



農研機構

国立研究開発法人 農業・食品産業技術総合研究機構

トンネルの構造的安全性に関する研究動向～変状事例に基づく考察～

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 独立行政法人 農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所 公開日: 2026-01-14 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 森, 充広, 中嶋, 勇, 渡嘉敷, 勝, 西原, 正彦 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.24514/0002001668

(c) 国立研究開発法人 農業・食品産業技術総合研究機構
National Agriculture and Food Research
Organization, Japan

トンネルの構造的安全性に関する研究動向

～変状事例に基づく考察～

森 充広* 浅野 勇* 渡嘉敷 勝* 西原正彦*

*施設工学研究領域施設機能担当

キーワード：水路トンネル, 変状, 健全度, 機能診断, 模型実験

I 緒言

現在, 農業用水路トンネル(以下, 水路トンネル)の機能診断は, 「農業水利施設の機能保全の手引き」(以下, 「手引き」)に基づいて実施されている。農業水利施設の本来性能として, 構造性能, 水理性能, 水利用性能, 社会的な安全性があり, 水路トンネルの機能診断においても, これらの性能に着目する必要がある。「手引き」に示されている水路トンネルの状態評価表によれば, 水路トンネルの健全度評価の項目として, 覆工コンクリートに発生しているひび割れの幅や形状, トンネルの変形, 背面土の空洞化, 漏水の状況などが挙げられる。例えば, ひび割れに関しては, ひび割れ幅が1mm以上となると健全度ランクがS-3と評価される。しかし, これら健全度評価の閾値の妥当性に関しては, 根拠となるものが示されていないのが現状である。今後, 供用開始から年数を経た水路トンネルの補修, 補強の優先順位を明確にするためには, 最低限, 突発的な破壊による通水停止を防ぐ, すなわち, 水路トンネルの構造的な安定性を適切に評価する必要がある。そのためには, 根拠に基づいた閾値を明らかにするとともに, その閾値に基づいた定量的な評価基準に基づく機能診断が不可欠である。

そこで, 本報では, まず, 供用年数を経て発生した近年のトンネルに関する事故の事例をもとに, その原因から機能診断において重視すべき項目について考察した。次に, 「土地改良事業計画設計基準 水路トンネル」さらにはそのもととなっている土木学会の「トンネル標準示方書」の変遷をとりまとめるとともに, トンネルの構造的安全性に関連する研究, 特に模型実験を用いたトンネル破壊実験の事例を収集した。最後に, 設計の変遷およびこれまでの研究事例をもとに, 水路トンネルの定量的な健全度評価を行うための方針をとりまとめる。

II 供用中のトンネル事故事例

掘削作業中のトンネル事故に関しては, 最近では岡山県で発生した海底シールドトンネル事故(2012.2.7)や, 新潟県南魚沼市で発生したガス爆発(2012.5.24)など

が記憶に新しい。これ以外にも, 建設中のトンネルでは, 過去に様々な事故が発生し, 多くの尊い命が犠牲になっている。水路トンネルにおいても, 建設中, 工事が難航した事例が多数報告されている(例えば, 中田・新井, 1968; 高橋・鳥畑, 1971; 磯田ら, 1971; 中島ら, 1988)。しかし, 供用開始後の水路トンネルの構造的な機能低下, 突発的な事故事例に関しては, 十分なデータが収集されていない段階である。そこで, 本章では, 供用後に発生したトンネル構造物の事故事例の情報を収集することにより, その原因に関する知見をとりまとめ, 水路トンネルの機能診断に必要な項目について考察する。

1 鉄道トンネル覆工崩落事故(山陽新幹線)

1999年6月, 山陽新幹線福岡トンネル(福岡県)において, 覆工コンクリートが落下し, 車輛のパンタグラフが破損するという事故が発生した(Fig.1)。福岡トンネルは, 1975年3月に竣工したトンネルであり, 事故が発生したのは, 供用開始後24年を経過した時点であった。福岡トンネルは, 木矢板と鋼製支保工を用いる在来工法で施工された鉄道トンネルで, コンクリート巻厚は50cmである。この事故では, 長さ約2m, 重さ約200kgのコンクリート塊が高さ約5.5mから剥落し, トンネル通過中のひかり351号を直撃した。

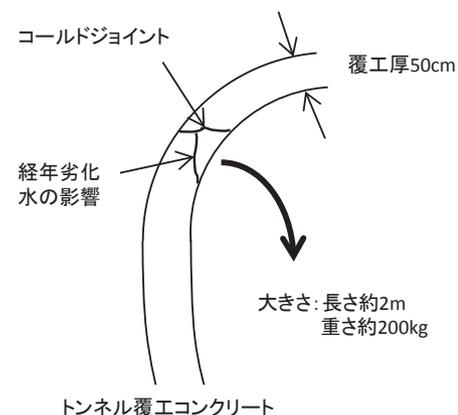


Fig.1 福岡トンネルの剥落イメージ
Image of the exfoliation in Fukuoka tunnel

当時の運輸省が設置したトンネル安全問題検討会での事故解明の結果報告では、覆工コンクリート打設中にコンクリート材料の供給中断が発生し、アーチ下部の内部にコールドジョイントが形成されたこと、コンクリート打設時の支保工の振動、型枠清掃や剥離剤の不足による型枠脱型時の影響により、コールドジョイント下部の内部で広範囲にひび割れが発生したこと、長期間にわたる漏水、温度変化などの影響に、空気圧変動、列車振動の繰り返しの影響も加わり、残っていた接合面に徐々にひび割れが進展したものと報告されている。

この覆工剥落事故以降、それまでのコンクリートはメンテナンスフリーである、という認識が一変し、コンクリート構造物の維持管理やモニタリングの重要性が認識される契機となった。

2 導水路トンネルの内巻鋼管の変形 (水戸トンネル)

1999年3月、茨城県にある那珂川と霞ヶ浦を結ぶ圧力水路トンネルの水戸トンネル(延長6.3km)の一部で、トンネル鋼管の変形が生じた(Fig.2)。トンネルは、当時の建設省が施工発注したもので、NATM(New Austrian Tunnelling Method)工法により掘削され、吹き付けコンクリートで支保された内径5,200mmのトンネル内に、内径φ4,500mmの鋼管を据え付け、トンネル吹付け面と鋼管との間にグラウト(エアミルク)を充填する構造として施工された。変形が生じた区間の地質は、主に礫岩であり、吹付けコンクリート厚さは50mmを採用していた。トンネルの設計では、吹付けコンクリートは仮設支保工として考え、内水圧、外水圧、土圧は内管(鋼管厚19~21mm、材質SM490)が負担し、かつエアミルクが外側から拘束することによって十分な耐力を有するという設計となっていた。

水戸トンネル調査検討委員会による調査では、変形区間のエアミルクの巻厚にばらつきがあったことから、天端にはエアミルクが充填しきれない部分が残し、空隙が残っていたこと、また、エアミルクをコア採取して試験した結果、強度のばらつきが大きく、一部設計強度以下の低強度の部位があったことが明らかとなった。谷村ら(2000)の報告では、理論式による限界座屈圧力を求めたところ、エアミルクと鋼管との空隙が大きくなるにしたがって限界座屈圧力は小さくなり、その隙間が5mm以上となると、設計地下水圧 0.56N/mm^2 に対する安全率が1.0を下回ること、またエアミルクの弾性係数が 150N/mm^2 以下となると急激に鋼管の限界座屈圧力が低下することが示された。これらの解析結果は、現場の状況とほぼ合致していることから、当該区間での座屈の原因は、エアミルクが硬化する前に、周辺からの湧水によりエアミルクの材料分離が生じ、強度が低下するとともに、設計以上の空隙が残ったことにより、地下水の水圧が外部拘束されていない鋼管に作用したことによる、と推測された。

3 送水トンネル崩落 (広島県水道局)

2006年8月、広島県が管理する $27.5\text{万m}^3/\text{日}$ 平均の送水トンネルが崩壊した。この事故により、最大32,050世帯、県営工業用水を受水している4社が最長11日間にわたり断水した。崩壊した水路トンネルは、1965年に送水を開始して以来、41年間供用されたもので、土かぶりは17~23m、内幅2m、高さ2m四方の無筋コンクリート構造であり、天端部分は、覆工厚25cmで用心鉄筋が施工されていた。この水路トンネルの天端部がトンネル軸方向10.6mにわたり崩落し、崩落した岩盤によってトンネルがふさがれた(Fig.3)。また、48mにわたり覆工にひび割れが発生した。このため、復旧工事は、崩落した区間およびひび割れが発生した区間、合わせて約76mの区間を補強した。

この崩落の原因については、トンネル覆工コンクリートの劣化によるものではなく、トンネル上部周辺の地山の劣化によるもの想定されている。崩落地点の地山は、花崗岩カタクラサイトおよび閃緑岩カタクラサイトが脈状に分布していた。これらは、潜在亀裂が多数発達しており、岩片は塊状で硬質に見えるが、強く握ると潜在破砕面から割れる程度に外力に弱く、はく離による落下が発生しやすい地盤であったことが後日の調査で分かっている。また、当該地区の地下水位は、降雨に敏感に反応し、上下を繰り返すところであった(小笠原・新見, 2008)。

以上のことから、今回の崩落は、地下水の上昇等によ

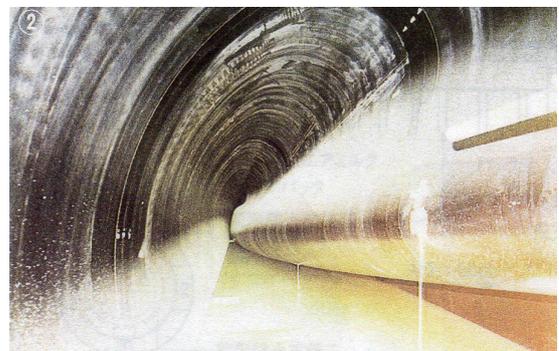


Fig.2 変形した鋼管の内部 (日経コンストラクション, 1999)
Inside the bended steel pipe



Fig.3 水路トンネルの落盤 ((社)日本水道協会, 2007)
Collapse of tunnel lining

る地山の劣化により地山強度が弱まり、その結果、突発的に発生した崩落とされている。

復旧は、①支保工による仮補強、②隔壁設置、③地上から地盤への薬液注入、④崩落した岩盤の掘削、⑤モルタル吹き付け、⑥覆工背面の空洞にウレタン樹脂を注入、⑦ポリウレタ吹き付けによる粗度係数の改善、の順番で実施された。

この送水トンネルでは、1979年に全区間の内部外観目視調査および覆工コンクリートの強度確認を実施していた。また、2002年には、一部区間の覆工コンクリートの強度確認およびテレビロボットカメラによる外観目視調査を実施していた。しかし、断水して全区間を定期的に点検することが困難であったため、2002年の調査は一部区間に限定されていた。

ただし、今回の崩落は、あくまで突発的な地山の崩落であり、通常の維持管理では発見できない可能性があったことを踏まえ、報告書（日本下水道協会、2007）では、点検頻度を向上させて施設の現状を把握する必要性とともに、事故が発生することを想定した危機管理体制（事故発生時の対策マニュアル、FTA解析等を活用した水道システムとしての信頼性の定量的評価、被害想定シミュレーション、バックアップ水量の把握）を構築することに主眼を置いた提言を行っている。すなわち、事故発生リスクに対応できる施設（複線化、多系統化）や、維持管理のしやすさを目指した施設計画（バイパス化、バックアップ水量の確保）への転換を目指した施設への更新を目指している。

なお、この報告書では、2002～2006（平成14～18）年に農林水産省官民連携新技術研究開発事業で実施した「効率的な農業用水路維持管理のための非破壊調査技術および劣化診断システムの開発」によって開発したレーザー・レーダーシステム等を活用することによって、定期的なトンネル内部の点検を進めることが記載されている。

4 地震による被害実態（兵庫県南部地震、新潟県中越地震、新潟県中越沖地震）

橋ら（2007）は、兵庫県南部地震、新潟県中越地震によって発生した、矢板工法およびNATM工法によって建設された鉄道トンネルの被害実態をとりまとめて報告している。新潟県中越地震による鉄道トンネルの損傷をFig.4に示す（朝倉ら、2009）。これによると、補強、補修を必要とした被害発生割合は、兵庫県南部地震で約10%、新潟県中越地震で約15%であった。また、矢板工法とNATM工法で被害割合に相違はなく、トンネルの地質や条件によって被害レベルが大きくなっていることが示された。つまり、小土かぶり区間や、地山不良区間において、補強、補修を必要とした被害レベルAが発生していることが明らかとなった。さらに、地震断層面からの距離が10km以内の場合に被害を生じる可能性が

高く、20km以上離れた位置でのトンネルには、大きな被害がほとんどないことが明らかとなった。

また、新潟県中越地震において水路トンネルの覆工コンクリートが崩落したことが土木学会トンネル工学委員会の報告書（土木学会、2005）に報告されている。

谷ら（2010）は、新潟県中越沖地震によって大きな損傷を受けたシールドトンネルの現地調査を行い、動的応答解析によってその原因の究明を行った。損傷形態は、軸方向の0.5～1.5mm幅のひび割れで、そのひび割れは上半45°と下半45°に位置するパターン1と、円周方向の幅20～50mm幅のひび割れで、セグメント幅0.9mとほぼ同間隔に位置するパターン2に区分された。動的解析の結果では、地山の土かぶりや地質条件がトンネル路線上で異なることに起因して、地震時に地盤変位が発生し、パターン1ではトンネル上下端における水平方向の変位が、パターン2ではトンネル上下端における水平方向成分とほぼ等しい鉛直方向の相対変位が作用したためであることが明らかとなった。

5 水路トンネルの変状と機能診断項目に関する考察

外力によって発生するトンネルの変状は、Fig.5のように塑性圧によるもの（Fig.5 a, b）、ゆるみ圧（Fig.5 c, d）によるもの、偏圧によるもの（Fig.5 e, f）に大別される（土木学会、2002）。

水路トンネルに関しては、近年機能診断が開始されたばかりであり、論文や報告として公表されている変状事例は少ない。しかし、筆者らが現地調査を行ったいくつかの水路トンネルには、様々な変状が見られるものもあった。特に多いものが、スプリングラインに見られる縦断ひび割れ（Fig.6）である。Fig.5から判断すると、塑性圧によって発生しているものと考えられる。それ以外には、ゆるみ圧が原因として発生する覆工天端の縦断ひび割れ（Fig.7）、塑性圧が著しく進行した場合に見られる圧ざ（Fig.8）、天端地山の急激な崩落による覆工コンクリートの押し抜きせん断（Fig.9）、崩落（Fig.10）（森、



Fig.4 新潟県中越地震による魚沼トンネルの損傷（朝倉ら、2009）

Damages in Uonuma tunnel by Niigataken Chuetsu Earthquake in 2004

2012) や、インバートのめくれ上がり (Fig.11), 地震時のせん断 (Fig.12) などが見られている。現在, 全国的に実施されている水路トンネルの機能診断においても, アーチ部のひび割れ (野田, 2012; 福田, 2010), 天端部のひび割れ (小尾・丸山, 2009) などが報告されている。覆工コンクリートに発生するひび割れなどの変状以外には, 水路トンネル直上の地表面の陥没などの事例 (東ら, 2006) がある。陥没の事例は, 常時満水の状態で通

水されている覆工厚20cmの水路トンネルであり, 地表面の陥没円を投影した水路トンネル内部では, 最大2cmの段差が確認されるとともに, その上下流では, ひび割れが確認された。複数の調査を統合した結果, 地盤の軟弱化による水路トンネルの変形により覆工コンクリートに段差を有するひび割れが発達し, 漏水が発生したことによって, 地表面の軟弱化が促進され, 陥没に到ったと推測された。

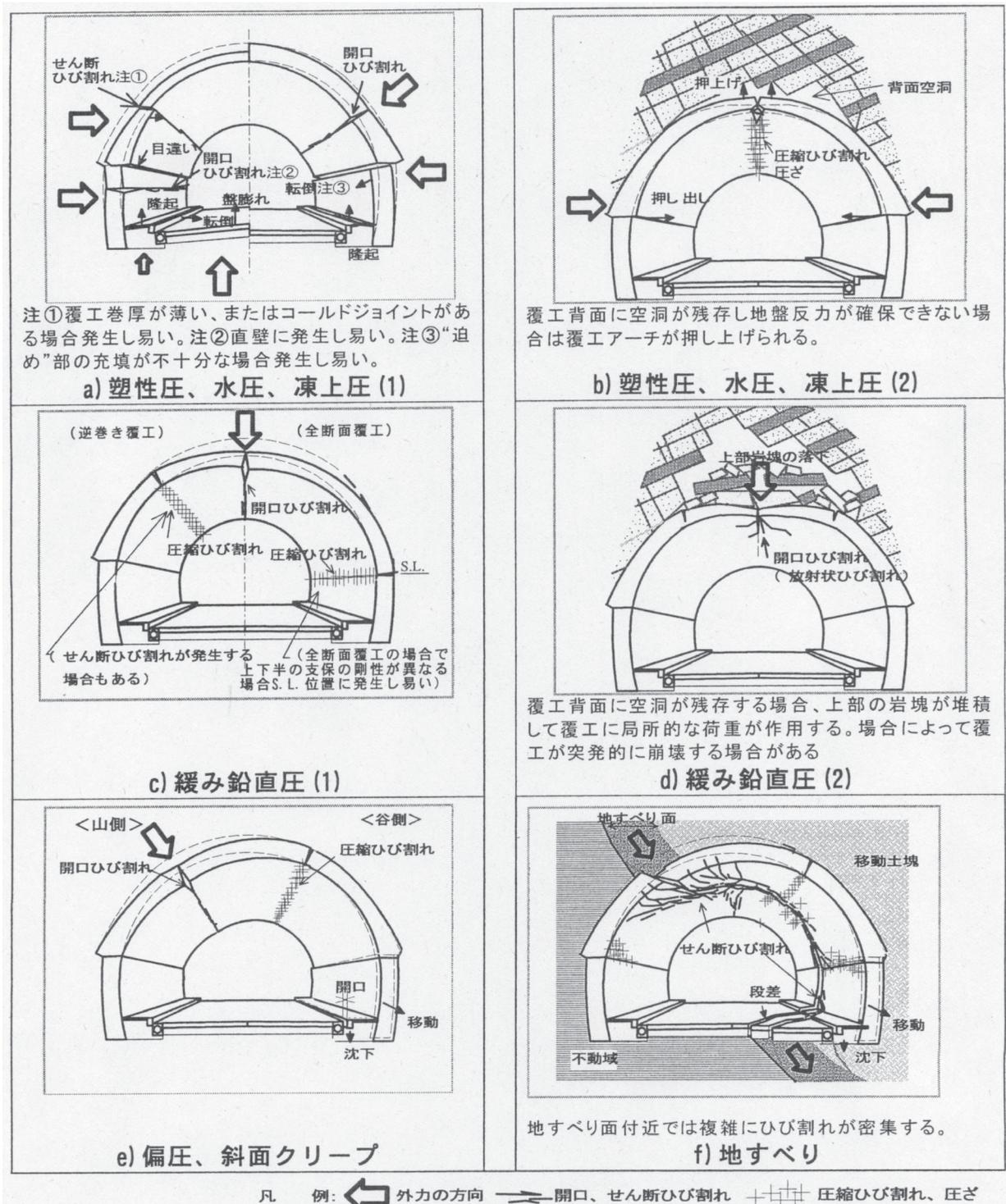


Fig.5 外力に伴うトンネル覆工・路面の代表的な変状形態模式図 (土木学会, 2002)
 Typical effective events of tunnel lining and due to external force from mountain



Fig.6 スプリングラインの縦断ひび割れ
Crack in the arch

これら水路トンネルに発生した変状や、供用中に発生したトンネルに関する事故事例から、水路トンネルの機能診断において着目すべき項目およびその部位は、

- ①覆工コンクリートに発生しているひび割れ、コールドジョイント等の変状
- ②覆工コンクリート背面の空洞状況およびその進行状況
- ③トンネル周辺の地下水状況
- ④施工が困難であった区間に発生する変状
- ⑤地山の地質、土質の物性変化

であると思われる。トンネルの機能診断において、トンネル覆工に発生する変状は、あくまで何らかの作用の結果として発生するものであり、そのような変状を発生さ



Fig.7 天端部のひび割れ
Cracks in the crown



Fig.10 天端の崩落（森ら，2012）
Collapse of irrigation tunnel lining



Fig.8 天端部の圧ざ
Crush in the crown



Fig.11 農業用水路トンネルインバートの破損
Damage in irrigation tunnel invert



Fig.9 押し抜きせん断破壊
Shear failure in the crown

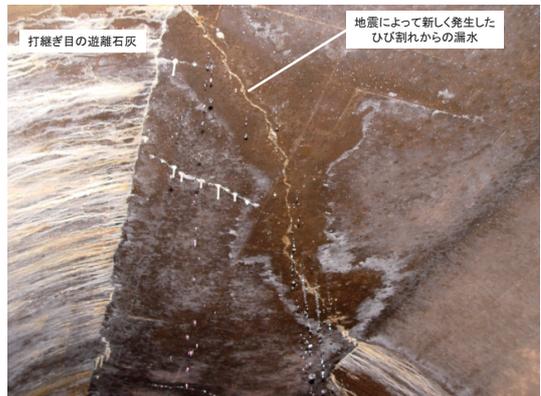


Fig.12 地震によって発生したと推測されるひび割れ
Crack in the crown which may have caused by earthquake

せる地下水、地山の劣化、空洞の分布やその進展など、水路トンネル内から観測できない項目に関しても、観測を行い、トンネル内部から観測できるひび割れなどの変状とリンクさせることによって、水路トンネルの健全性を定量的に評価するための閾値が整理出来る可能性がある。

Ⅲ トンネルに関する設計の変遷

トンネルに関する設計は、NATM導入以前と以後で大きく変化している。ここでは、その前後での設計体系について整理するとともに、その影響を受けた計画設計基準「水路トンネル」および土木学会トンネル標準設計方書の変遷について整理する。

1 トンネルの力学に関する研究動向

a NATM以前の設計理論

NATM以前の在来工法（トンネルを掘削し、支保工で支えながら覆工コンクリートを巻立てる施工）では、支保工にかかる荷重の設定が重要であった。トンネルは支保工がなくても自立する場合があるので、トンネルの上の地山の荷重の一部が支保工に作用すると仮定する。このとき、ゆるんだ地山の荷重、つまりゆるみ領域の荷重が支保工に作用すると考えるのが、在来工法での設計である。

ゆるみ領域の発生原因は、①重力によるもの、②トンネル掘削時に応力が再配分され、このとき地山強度を超える応力が発生する塑性領域によるもの、③掘削に用いる発破時の損傷によるもの、④風化作用等によって物性が劣化することによるもの、などが挙げられる。このうち、①については、様々な推定がなされている。Kommerellは、トンネルを掘って地山が下から支えられなくなると地山が緩むと考え、地山のゆるみ係数によってその荷重を推定する方法を提案した（福島，1994）。後述するが、計画設計基準「水路工 水路トンネル」（農林省農地局，1954）には、このゆるみ係数による荷重の算定が記載されている。

Terzaghi（1943）は、トンネルが掘削され、支保工が建て込まれたあとに、トンネルの上の地山が下方に動くとして、地山内にすべり面が生じ、その抵抗力に耐えられない重量が支保工に作用すると考えた。この考え方を簡易にしたものが、現在の計画設計基準「水路トンネル」（1996）の技術書に記載されている。Terzaghiの理論による支保工に作用する荷重を、Table 1に示した。Bはトンネル幅、Htはトンネル高さである。

b NATMの設計理論

R.Fennerは、トンネルの変形を許容すること、また塑性域が生成することにより、必要な支保工反力が減少する、すなわち、塑性域が広がることによって、支保工で負担しなければならない荷重の割合は急速に減っていくことを報告した。Rabcewiczは、自らのトンネル施工経験に基づき、トンネル土圧で最も恐れるべきものは、鉛直方向の土圧ではなく、水平方向の側圧であること、そのとき地山は側壁部がくさび型にせん断されて押し出されてくること、その最も効果的な対策は、インバートコンクリートを打設することであること、などを記している。また、さらに側壁部の土圧が著しく大きくなると、十分な支持力のある巻立てコンクリートでもせん断されるが、このような破壊は非常にゆっくりと発生するため、あまり危険ではないことを示した。そして、Fennerが報告した塑性域を「保護領域」と呼び、この保護領域を造ることが重要であるとし、NATMの考え方を提唱した（福島，1994）。NATMとは、1963年にRabcewiczによって命名されたトンネル工法で、その特徴は、吹付けコンクリートとロックボルトにより、岩盤の進行性破壊の発達を早期に抑制し、岩盤が本来持っている強度を最大減に発揮させて、トンネル周辺の地山内に、ある厚さを持ったシェル状の地山拘束域を形成し、地山自体に支保工の役割を果たさせようとするものである（農林水産省，1996）。

これらの理論が導入され、1972年には、日本で初めてNATM工法を取り入れた中山トンネル（群馬県）が着工されている。

Table 1 Terzaghiの支保工に作用する土荷重（農林水産省構造改善局，1996）
Soil Load on the support by Terzaghi

岩盤の状態	土荷重の高さ (m)	摘要
堅硬で侵されていないもの	0	肌落ちや山はねのある場合には簡易な支保工を要する
徐々に押出してくるもの (中程度のかぶり)	(1.10～2.10) (B+Ht)	大きな側圧、インバートストラットが必要で、円形支保工が推奨される
徐々に押出してくるもの (大きなかぶり)	(2.10～4.50) (B + Ht)	
膨張性の地質	(B + Ht) の値にかかわらず80以上	円形支保工を要する。膨張性が激しい場合は可縮支保工を用いる

注1) この表は土かぶり1.5 (B + Ht) 以上の場合は、鋼アーチ支保工天端に作用する土荷重の高さを示す。

注2) この表は、トンネル天端が地下水位以下にあるものとする。

注3) 1946年版のRock Tunneling with Steel Supports所載、Karl Terzaghi著：Introduction to Tunnel Geologyによる

2 水路トンネル計画設計基準の変遷

農林水産省では、水路トンネルの設計のための基準書を作成している。計画設計基準「水路トンネル」の前身は、1954年の土地改良事業計画設計基準「第3部 設計第5編 水路工 第9章 水路トンネル」である（農林省農地局、1954）。ここでは、1954年当初の設計思想および、それ以降に改訂された1975年、1992年、1996年の計画設計基準から、設計の考え方、技術の変遷についてとりまとめる。なお、本報告では、特に水路トンネルでの施工実績が多い、在来工法（矢板工法）に関するものを中心に記載し、詳細はAppendixに記載した。

a 1954年 計画設計基準「水路トンネル」の内容

(1) 調査

水路トンネルの建設にあたり、地質調査、経済調査、路線選定、地上測量などの調査の必要性が示されている。地質調査では、岩の成分、地下構造、地下水、地熱などの実態を地表面の踏査、ボーリングや物理探査（弾性波式探査、電気抵抗式探査）により、把握する必要性が記されている。経済調査では、必ずしも最短ルートを選定するのではなく、できる限り不良地盤を避ける方が経済的となる可能性があることが強調されている。路線選定においては、地質調査から得られた情報に基づき、岩の軟質、節理、層理、風化の程度、断層の有無などにも着目しつつ、路線を選定する必要性が示されている。この際、国内だけでなく、海外のトンネル施工中に発生した事例などを引用し、その重要性を示している。地上測量では、IP点の設置方法などが具体的に記載されている。

(2) ライニングの設計

トンネル断面の形状は、必要な量を通水できる規模にすることを前提とし、「トンネルの形は、地圧の大小、硬軟によってかわるべきで、軟弱な地盤で地圧の大きいところは円形に近い断面を用い、側圧なく鉛直圧のみを受けるところでは楕円形に近い断面とする。」と示されている。このとき、開水路の断面との連続性に留意することの必要性が示されている。

ライニングの厚さは、土質、地山のゆるみ程度により異なり、不安定な地盤では、支保工を活用すること、その寸法、規模はトンネル断面の大小、地盤の性質によって異なり、支保工の有無、種類によってライニング設計厚さをTable 2のようにするとしている。

(3) 地圧の計算

トンネルの構造的な設計に関わる地圧の設定は、①かぶり20～30m、地表面水平な場合、②かぶり20～30m、地表面傾斜する場合、③かぶり深く側圧のない場合、④かぶり深く側圧のある場合、⑤深度大で偏圧を受ける場合、の5ケースに関して、考慮すべき地圧を示している。上記①、②の場合、ライニング上部のすべての土の重量がライニングに作用するとして設計するものである。一方、上記③、④では、トンネル掘削によって緩んだ部分の土の荷重がライニングに作用するとして設計している。

基礎となる考え方は、Kommerellの土圧論であり、ゆるみ領域は、Table 3のように設定されている。

b 計画設計基準「水路トンネル」改訂のポイント

(1) 1975年改訂のポイント（農林水産省、1975）

これまでの水路トンネルの設計基準は、木製支保工を使用した人力掘削を主体とし、構造計算は経験的な手法で行うものであった。その後、鋼製支保工の開発、理論的な構造設計の開発など技術的進歩があった。また、安全施工、施工に伴う各種公害について法律的な規制が設けられ、これらへの配慮がトンネルの設計、施工にあたっての重要な要件となってきた。そこで、最新の設計施工技術を取り入れ、設計上留意しなければならない事項を明確にすることを第一の主眼点として、1975年の改訂が行われた。この改訂では、圧力トンネルの設計に留意して一項目を設けるとともに、無圧トンネルでは標準馬蹄形、圧力トンネルは円形を採用することを原則としている。

調査においては、調査を概略調査、精密調査および施工中の調査の三段階に分けて行うこととした。特に地形地質条件を把握するための調査手順、調査の種類を詳細に解説した。

構造設計については、水路トンネルタイプをA、B、C、Dに区分し、各タイプに用いられる支保工の種類とライニングの種類を示した。さらに、水路トンネル掘削位置の岩の圧縮強度と、かぶりとの関係によって決まる地圧に関する新しい考え方を紹介した。圧力トンネルの支保工に作用する荷重は、無圧トンネルと同様であるが、ライニングの設計にあたっては、内水圧、外水圧、グラウト注入圧を考慮して設計する方法を示した。

Table 2 ライニング標準値（農林省農地局、1954を加筆）
Standard of concrete lining thickness

	種類	最小厚さ (cm)	標準厚さ 内幅1mにつき (cm)
支保工を必要 としない	硬岩	7	3.5
	中岩	8	4
	軟岩	9	4.5
支保工を必要 とする	簡単な支保工	11	4
	普通の支保工	16	6
	複雑な支保工	21	8+支保工厚さ

Table 3 地盤の永久ゆるみ膨張率（農林省農地局、1954を加筆）
Rate of foundation expansion

軟弱なる地質	1～3%
かなり強い地質	3～5%
強い粘土（粘土を含む砂）	6～8%
強い土質（軟岩）	8～12%
強い岩盤	10～15%

(2) 1992年の改定のポイント (農林水産省, 1992)

基準が対象とする水路トンネルの範囲は、旧基準と変更がなく、内空断面の直径が概ね6m以下のものである。

調査においては、各調査段階で想定される事象ごとに必要な調査項目を記述するとともに、調査の範囲や方法を示している。調査計画では、事業実施の手順に合わせて、①計画調査、②全体設計調査、③工事実施調査、④施工中の調査、⑤補足調査に区分した。また、調査項目として新たに環境調査を追加し、工事による環境への影響に配慮するための検討事項を示した。また、今後増加が予想される改修および補修工事のための調査項目を新たに追加している。

基本設計においては、坑口位置の選定や、最小施工断面の考え方を示した。無圧トンネルについては、旧基準と同様、地質条件からA、B、C、Dの4タイプの区分に、支保パターンによってB1、B2、D1、D2に細分化した。吹付けコンクリートの施工管理の難易を考慮して、施工幅に幅を持たせることにしている。ロックボルト長と打設間隔について、ロックボルト長を掘削断面直径Dの0.4～0.6Dとすること、また、打設間隔はロックボルト長Lと打設間隔Pとの一般的な考え方に従い、 $L/P \geq 3$ とした。

また、無圧トンネルは矢板工法、圧力トンネルは吹付け・ロックボルト工法を採用するものとした。

(3) 1996年の改定のポイント (農林水産省, 1996)

最も大きな変更のポイントは、これまでの設計基準を「基準書」と「技術書」に区分して再編整備した点である。これまで、設計基準の記述は絶対のものであると解釈されがちであったことから、構造物の機能上守るべきことと現地の条件によって選択性のあることを明確に区分することとされた。基準書には、地域の特性や個別の現場条件などにかかわらず、すべての設計において遵守すべき事項を規定している。また、技術書は、基準書で一律に定めない事項、地域の特性や現地の条件等によって選択性のある事項、一般的な技術解説、標準的な設計事例、その他参考となる事項等について整理したものである。

この改定では、基準書の適用範囲を施工実態および積算基準との整合性を考慮し、内空断面直径の適用範囲を概ね4.0m以下に変更している。また、これまでの設計基準で併記されていたダム付帯トンネルを削除した。さらに、これまで規定していた最小施工断面を、施工法に対応して検討することとした。また、吹付け・ロックボルト工法の場合の表記を、掘削仕上がり直径(吹付け後の内空幅)でおよそ2.7mとした。

トンネルタイプの分類、判定基準については、これまでである幅を持った値で記載されている項目が見られたが、ユーザーの利便性や施工実態を踏まえ、固定値として示すこととなった。これ以外にも、鋼製支保工の構造上最も重要な事項である「くさび(支保工に地圧を伝達し、地山がゆるむのを防ぎ、荷重の増大を防止することを目的として、地山と支保工との間に打ち込まれる)」を強

調した記述や計算例の追加、新第三紀層泥岩の粘土化帯地山のように、塑性状態で安定せず、長期的には完全軟化状態となり、覆工の変状が予想されるような地質に対し、簡便な弾塑性設計法を他の技術基準に先駆けて提案するなど、最新の考え方を導入した。

3 トンネル標準示方書(土木学会)の変遷

土木学会では、定期的に「トンネル標準示方書」を刊行している。最も古いトンネル標準示方書は、1964年に発刊されたものである。以降、トンネル技術の発展とともに1969年、1977年、1986年、1996年、2006年と順次改訂されてきている。ここでは、示方書の内容の変更点について述べる。

a 1964年版

1961年に発足したトンネル工学委員会が中心となって制定した土木学会最初のトンネル標準示方書である。この委員会では、「これまでの技術的成果を集約して、当面のトンネル工事に規準を与え、かつ、これを基礎としてその中から将来の研究の方向を見出す」ために、示方書の作成を企画したとされている(土木学会, 1964)。示方書は、総則、調査、設計、施工の4編から構成されている。

b 1969年版

最初のトンネル標準示方書が制定されたわずか5年後に、改訂版が発刊された。この示方書では、通常の出山トンネル建設における調査、設計、施工に関する標準を示すとともに、新技術について意欲的に取り込み、新しいデータに基づいて示方書の改訂が行われた。さらに、適用の少ないものについては削除された。大幅に改訂されたポイントは、以下のとおりである(坂本, 1970)。

①調査編

改訂示方書では、調査を「概略調査」と「精密調査」の2段階にわけ、各段階に応じた調査の手法・精度を記述し、目的に適した効果的な調査が実現できるように修正された。概略調査では、地形図の判読を主とする手法から空中写真の判読へと転換した。また、精密調査においては、地質状態を可能な限り物理量として評価するために、試験方法を「ボーリング孔内試験」「岩石等の資料試験」に区分するとともに、「調査孔掘削」を追加した。

②設計編

適用が少なくなった木製支柱式支保工の節を削除し、「ロックボルト」および「吹付けコンクリート」に関する節を追加した。さらに、「鋼製支保工の断面と建込み間隔」や「覆工設計厚」を研究実績に基づいて改訂した。

ただし、この段階では、支保工、覆工に作用する外力が必ずしも把握できないこと、また、吹付けコンクリートがどのようにして外力に抵抗するかが解明されていないことから、吹付けコンクリートの強度、配合等に関しては、条項を設けることができなかったとされている。

③施工編

衛生的で安全な施工環境を実現するため、「換気」に

ついて詳細な解説を行った。また、設計編に対応して「ロックボルト」および「吹付けコンクリート」の施工の節を追加した。設計編で削除した木製支柱式支保工については、施工編ではそのまま残した。

また、この年、トンネル標準示方書の改訂とともに、シールド工法に関して「シールド工法指針」が作成されている。これは、次の改訂で示方書に格上げされることになる。

c 1977年版

この年には、トンネル標準示方書（山岳編）の改訂、シールド工法指針の示方書への格上げ、開削トンネル指針の作成が行われた。主な変更点は、以下のとおりである（トンネル工学委員会トンネル標準示方書改訂小委員会、1977）。

①トンネル標準示方書（山岳編）

その示方書の基準の内空断面幅を3, 5, 10mに統一するとともに、「土圧」「鋼製支保工の断面と建込み間隔」「覆工の設計巻厚」の本文、解説を一部改めるとともに、ほとんど使用されない「木製支柱式支保工（施工編）」を全面的に削除した。また、膨張性地山、含水未固結地山、土かぶりの小さい地山といった特殊な地山トンネルへの技術的な方策について、新たに項目を追加した。

②シールド工法標準示方書

覆工およびセグメント編において、荷重について詳しく分類して規定するとともに、シールド編においてシールドを「手掘り」「半機械掘り」「機械掘り」に分類し、「半機械掘り」に関して新しい章を追加した。新たに泥水加圧シールドの章を設け、解説を加えた。

③開削トンネル指針

都市トンネル工法の中で古くから標準工法として一般的に用いられてきた開削工法を指針として提案した。

また、それぞれの示方書および指針に共通した新たな視点として、「環境保全」が盛り込まれた。

d 1986年版

この年には、NATMの導入およびその拡大という背景を受けてトンネル標準示方書が改訂された。山岳編の改訂にあたっては古くから標準工法と位置づけられていた在来工法を標準からはずし、NATMの概念に従った工法を標準工法に位置づけた。シールド示方書については、新型シールドを含めて各種シールドを分類し、機能と地山に対する適用性を明らかにした。さらに、開削編の示方書への格上げを行い、設計に用いる土圧など、重要な事項について見解をとりまとめた。主な変更点は、以下のとおりである（山本、1986；土木学会トンネル工学委員会、1986）。

①山岳編

工事の機械化や施工の高能率化に関連し、施工に関する記述を大幅に追加している。基本的な設計思想は、「地山のもつ固有の支保機能を有効活用するような掘削工法」を標準工法として取扱い、新しく「編」として記載され

た「施工管理」の中で質の良いトンネルのあり方についての考え方が盛り込まれた。

まず、吹付けコンクリート、ロックボルトあるいは鋼製支保工等を地山の状況に応じて組み合わせて支保とするような工法を「標準工法」とした。これまで用いられてきた矢板と鋼製支保工との組み合わせを「矢板工法」とし、設計、施工の基準を示した。この工法において、支保工は主として掘削によって生じる周辺地山のゆるみ荷重を負担するものとし、「標準工法」の支保工の機能との相違を明確にしたことが特徴である。

また、施工管理においては、材料の品質や出来形の良し悪しが、トンネル完成後の使い勝手や、保守・維持の難易さ、耐久性等に重大な影響を与えることを認識し、工場製品がとっている手法にならって施工と管理を分離した。その他、膨張性地山等特殊地山のトンネルについて、最近のデータに基づく解説等の見直しも行われた。

②シールド編

改訂では、最近の施工実績を反映し、シールドの形式を前面の構造により全面開放型、部分開放型および密閉形に大別した。

また、覆工については、二次覆工についても章を設けて、設計の考え方を示した。さらに、地震の影響についての記述を充実させた。地震については、トンネルがほぼ均一な地盤中にあり、かつ土かぶり大きい場合にはトンネルは地盤の振動とほぼ同様に振動し、その影響は大きく受けないものと考えられ、地震に対する検討を省略できることが多い、とした上で、

- a) 地山の条件や覆工構造が極端に変化する場合、
- b) 土かぶり厚が急変する場合、
- c) 軟弱地盤中の場合、

等には、トンネルが地震の影響を大きく受けるものと考えられるので、慎重な検討を要するものとし、設計で考慮する地震力を示している。

また、環境保全対策を重視し、その対策に関する章を設けた。

③開削編

開削工法は、古くから用いられてきた工法であるが、開削工法に適した浅層トンネルを長距離に渡って敷設することは困難になってきているという背景から、トンネルの特殊部分、例えば駅部・分岐部、換気室、ポンプ室・人孔など、シールド工法では施工が難しい部分に適用範囲を変化させている。これを反映し、開削編の改訂では、立坑の設計の留意点をとりまとめた。これ以外にも設計土圧の考え方の整理、耐震設計に関する基本的な考え方の追加、土留めアンカーの設計の追加や、環境保全の重視の視点を加えた。

e 1996年版

従来の改訂と同様に、トンネル技術の進展に対応し、より安全でより経済的に工事を施工出来るように考慮している。

まず、各種のトンネル工法の適用範囲が拡大しており、シールド工法が山岳域の工事等に適用される事例が見られるようになってきた。そこで、各トンネル工法の比較表を各編の適切な箇所に示し、各編の名称もそれぞれ「山岳工法編」「シールド工法編」「開削工法編」に改めた。

次に、1992年の計量法の全面的改定を受け、この示方書からSI単位を用いて表記することにした。さらに、兵庫県南部地震による地下構造物への影響を調査し、この時点で記述出来る範囲で条文と解説を変更した。

各工法編で、変更した点は、以下のとおりである（トンネル工学委員会、1996）。

①山岳工法編

都市域の未固結地山を対象とする場合に必要性が生じることの多い「防水型構造」の留意点を示すとともに、インバートの設計、特殊地山のトンネル、立坑、斜坑について内容を充実させた。

②シールド工法編

採用されることの多い密閉型シールドに関する内容を中心とし、使用されることのなくなった形式についての記述を割愛した。許容応力度を大幅に見直し、近接施工の影響に関する条文を追加した。また、環境対策、有害ガス等に関する記述を充実させた。

③開削工法編

仮設構造物の設計に弾塑性法を取り入れ、掘削底面の安定や背面地盤の変位等の記述を充実させ、従来30m程度であった掘削深さを40mのものまで適用できるようにした。また、開削工法でよく利用されるソイルセメント壁、泥水固化壁などを追加した。

f 2006年版（土木学会、2006a；2006b；2006c）

①山岳工法編

山岳工法編の主な改訂のポイントは、都市部周辺で山岳工法を適用する場合を章として独立させ、計画から施工までの流れに従って、関連事項をとりまとめた。またTBM (Tunnel Boring Machines) 工法についても独立させ、内容を充実させている。また、最新の技術をできる限り取り入れて内容の充実を図るとともに、トンネルの維持管理および覆工の性能照査型設計に関して、記述を加えた。

②シールド工法編

シールド工法編の主な改訂のポイントは、使用材料、構造物に作用する荷重、採用する構造計算方法などのばらつきや変動、不確実性を、それぞれの安全係数として設定できる限界状態設計法編を設けた点である。さらに、採用事例が少なくなった開放型シールドや圧気工法についての記述を少なくする一方、特殊断面シールドや分岐シールド等の特殊シールドについて解説を加えた。さらに、維持管理と耐久性についても新たに解説を加えた。

③開削工法編

開削工法編の主な改訂点は、以下の2点である。まず、トンネルの設計法を、従来の許容応力度設計法から、限

界状態設計法に全面的に改定した。許容応力度設計法では、材料や作用荷重のばらつき、設計荷重の推定精度、構造のモデル化および構造計算方法等の不確実要素を、すべて材料強度に対する「安全率」で総合的に評価していた。しかし、限界状態設計法では、材料強度、荷重、部材寸法のばらつき等に対して、確率変数に基づいて設定された部分安全係数を用いることによって設計を行うものである。次に、耐震設計を充実させたことである。兵庫県南部地震では、開削トンネルにも被害が発生したが、その被害現象の解明により、開削トンネルの耐震設計法が急速に進歩してきた。これらを取り入れた改訂が行われている。また、維持管理やコンクリートの耐久性に関しても内容を充実させている。

4 まとめ

本項では、トンネルの技術書に関するこれまでの変遷をまとめた。その結果、以下のことが示された。

- ①トンネルに作用する土圧の考え方は、NATM工法の提唱以前とその後で異なっている。当初は、地山からの荷重を地山の地質ごとに設定された「ゆるみ係数」によって算定していたが、その後、Terzaghiによる抵抗力の考え方が導入された。
- ②NATMは、地山の変形を許容することによって覆工に作用する荷重を極力抑えようという思想である。NATMは、現在、トンネル標準示方書では山岳トンネルの標準的な施工方法となっており、計画設計基準「水路トンネル」においても吹付けロックボルト工法として記述されている。
- ③計画設計基準「水路トンネル」では、地山評価に地山強度比が導入されたことなど、トンネルタイプ選定に関する項目については少しずつ変化は見られるが、大きな変化は見られなかった。
- ④トンネル標準示方書は、最新の研究成果を導入することにより、かつて1種類であった示方書が、山岳工法、シールド、開削工法に区分されるに到っている。

IV 農業農村工学分野における水路トンネル研究事例

ここでは、農業農村工学分野で水路トンネルを対象として進められてきたいくつかの研究事例を取り上げ、その要点を述べる。

1 仲野の研究事例

仲野は、「トンネル建設において、土木的に重要な問題は、岩（土）圧と湧水の問題である。この中で、特に岩（土）圧の問題はトンネル設計上の基本的問題であり、これをどのように考えるかによって、設計の基本的方針も大きく変わっていく。」と述べ、農業土木学会に「水路トンネルの地圧と設計の考え方について」と題したトンネルに関する一連の理論的かつ実験的な研究成果を報

告している（仲野，1973a；1973b；1974a；1974b）。ここでは，トンネルの地圧の設計にする仲野の理論的考察およびトンネル支保工に設置した計測機器による地圧の変化によるその検証結果について整理する。

a 地圧の考え方

まず，均質等方弾性岩盤の初期応力が垂直方向に σ_1 ，水平方向に σ_2 とする。その岩盤中に水平円形トンネルを掘削すると，周りの岩盤内の応力は，トンネルの中心軸を原点にとり，極座標を用いれば，2次元応力状態で内圧が作用しないとき，以下の式で表される。

$$\sigma_r = \frac{1}{2}\sigma_1 \left\{ (1+K_0)(1-\alpha^2) + \frac{1}{2}(1-K_0)(1-4\alpha^2+3\alpha^4) \cdot \cos 2\theta \right\} \quad (1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}\sigma_1 \left\{ (1+K_0)(1+\alpha^2) - (1-K_0)(1+3\alpha^4) \cdot \cos 2\theta \right\} \quad (2)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2}\sigma_1(1-K_0)(1+2\alpha^2-3\alpha^4) \cdot \sin 2\theta \quad (3)$$

ただし r ：中心からの距離， R_1 ：トンネルの半径， $\alpha=R_1/r$ ， $K_0=\sigma_1/\sigma_2$ （側圧係数）， θ ：トンネル中心を原点としたときの垂直面からの角度， σ_r ：トンネル半径方向応力， σ_θ ：トンネル半径方向応力と直角な接線方向応力， $\tau_{r\theta}$ ：せん断応力である。

この式によれば，トンネル側壁部分（ $\theta=90^\circ$ ， $r=R_1$ ）に作用する地圧は，Fig.13に示すように，側圧係数 K_0 が大きくなるほど圧縮応力が低下する右下がりの直線式で表される。すなわち，トンネル掘削以前にトンネルの位置に作用していた初期応力を σ_1 とすると，その2～3倍の圧縮応力がトンネル掘削直後，その側壁部に局所集中応力として作用することがわかる。したがって，岩の一軸圧縮強度が地山の初期応力の2～3倍なければ，側壁部において岩盤は破壊される。

一方，トンネルの天端（ $\theta=0^\circ$ ， $r=R_1$ ）では，Fig.13に示す右上がりの直線式で表される。したがって，側圧係数 $K_0=\sigma_1/\sigma_2 < 1/3$ であれば，天端と底版には引張応力が作用し， $K_0=\sigma_1/\sigma_2 > 1/3$ なら天端と底版にも圧縮応力が作用することになる。

(1) ゆるみ地圧とは

通常の岩盤においては，側圧係数 $K_0=\sigma_1/\sigma_2$ は，1より小さい場合が多いと思われる。また，岩の引張強度は，圧縮強度の1/8～1/12程度であり，かつ，どのような岩にも節理や割れ目があるのが通常である。以上のことから，トンネル天端周辺の岩は引張破壊を生じ，岩のゆるんだ領域が形成される。一方，岩の圧縮強度が初期応力 σ_1 の2～3倍程度以上あれば，側壁部分の岩は圧縮破壊を生じないため，側壁部には変状が発生しない。したがって，天端のゆるんだ領域の岩のみが支保工の上部に地圧を作用させる。これがゆるみ地圧である。

(2) 押し出し性地圧とは

泥岩，頁岩などの粘土質堆積岩などでは，圧縮強度が地山の初期応力の2～3倍以下になるものも多い。さらに，これらの堆積岩では，側圧係数 K_0 は1に等しいか，もしくはそれより大きいことがある。岩の圧縮応力が σ_1 の2～3倍以下であれば，側壁，天端，底版を含むトンネル周辺の岩はせん断破壊し，トンネル周辺に破壊領域（塑性域）が形成される。岩は，破壊されればその見かけの体積が増加する（一種のダイレイタンス）。また，破碎された岩塊の集まりであるマス（mass）としての粘着力 C ，せん断抵抗角 ϕ とも，破壊される前の岩の粘着力 C' ，せん断抵抗角 ϕ' よりも低下する。このため，破壊された岩塊は，せん断面に沿って，見かけ上，粘塑性流動的にトンネル内面に向かって押し出してくる。これが押し出し地圧である。

(3) 膨張性地圧とは

前述のようなメカニズムによってトンネル周辺部に塑性域が発生すると，この範囲はダイレイタンスによる体積増加によってゆるむ上，無数の亀裂が発生するため，地下水がこの部分に集中しやすくなる。このとき，岩に特殊な粘土鉱物が含まれていると，これが吸水膨張することによって体積が増加し，支保工に異常に大きい力が作用する。これが膨張性地圧である。

すなわち，粘土質岩の圧縮強度が初期応力の2～3倍の強度を有しない場合，まず，トンネル掘削によって，周辺の岩が破碎する。破碎された岩の亀裂を通して地下水が供給され，その地下水によって粘土鉱物を含む岩が吸水膨張し，その圧力がトンネルに作用するといえる。したがって，膨張性地圧は，押し出し地圧と混在した形で

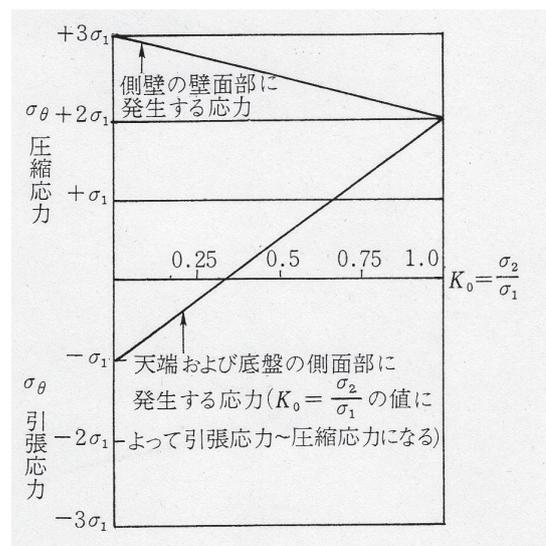


Fig.13 均質等方弾性岩盤中にトンネルを掘削したときに側壁および天端側壁部に発生する応力の大きさと側圧係数（仲野，1973aを加筆修正）

Relationship between stress and lateral pressure appeared in sidewall and crown when a tunnel is digged in homogeneous and elastic ground.

発生する。

b 地圧を設計に用いるための問題点

仲野は、先述した地圧の区分を行った上で、これを設計基準に反映させることが難しい理由として、以下の5点を示している。

- ①変形をどの程度許容するかによって、せん断強度パラメータも変化する。しかし、トンネル周辺部という粘弾性領域において、応力と変形の問題を取り扱うことは、強引な仮定をおかない限り、解析的に取り扱うことができない。
- ②岩が破壊されたあと、吸水して軟弱化する現象を解析的に取り扱えない。
- ③岩片の応力-ひずみ関係を求めるだけでなく、破壊された岩の集まりとしての応力-ひずみ曲線を求め、そこからせん断強度パラメータを求める必要があるが、実験上、これは困難である。
- ④体積膨張によるものと、粘性的クリープによる地圧の増加があり、その発生には時間の経過を要するため、これらを同時に考慮して厳密に数値的に解くことが困難である。
- ⑤初期応力や側圧係数を正確に推定することが困難である。

c トンネル地圧の現地測定

仲野は、上述した押し出し～膨張性地圧の発生を確認するために、H型鋼製支保工にひずみゲージを貼り付け、支保工全体を土圧計と見なして地圧の計測を実施した。

(1) 三方原農業水利事業 第5号トンネルでの計測事例 (事例1)

トンネルは2.5R標準馬蹄形であり、ライニングコンクリート内面で $R=1.75\text{m}$ である。地質は三方原レキ層と呼ばれる更新統であり、下流坑口から約30mの区間に固結粘土層(軟岩)があったが、それ以外はよく締まった砂レキ層であった。この水路トンネルの砂レキ層におい

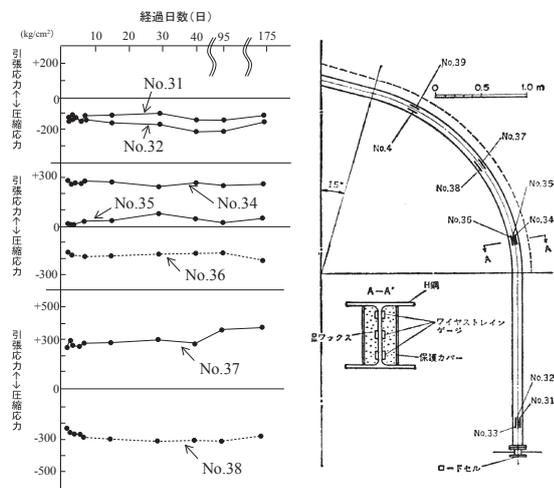


Fig.14 支保工に発生した応力の経時変化 (事例1)
(仲野, 1973bを加筆修正)
Change of stress on steel support (Case 1)

て、 $H-125 \times 125 \times 6.5 \times 9$, 1mピッチのH型鋼製支保工にひずみゲージとロードセルを設置し、トンネルの変形を計測した。支保工に発生した応力とその変化を Fig.14に示す。H型鋼製支保工に作用した最大応力は、スプリングポイント付近で 400kg/cm^2 (40N/mm^2)であった。このことから、地下水のない洪積層の砂丘レキ層の土砂トンネルは、地下水さえなければ、トンネルには適している場合が多いと判断される。

(2) 静岡県太田川上流部事業 天の宮トンネルでの計測事例 (事例2)

トンネルは2R標準馬蹄形断面であり、ライニングコンクリート内面で $R=0.75\text{m}$ である。地質は、頁岩層を主とし、まれに砂岩の薄層を含む原田層である。上流坑口から155mまでは全線にわたって破碎され、千枚岩化している。建設当初、上流坑口から木製支保工で施工したが、押し出しが激しく、直径約20cmの松丸太が次々に折れ、掘削が不可能になった。そこで、インバートストラット付き鋼製支保工 $H-100 \times 100 \times 6 \times 8$ を用いて土留めし、その支保工に発生する応力を測定した。鋼製支保工のピッチは0.5mである。結果を Fig.15に示す。支保工に作用した最大応力は 950kg/cm^2 であり、これらの応力は支保工の坑内設置後7～10日で落ち着いたことが判明した。

(3) 能代開拓建設事業 能代第1号導水路第4号トンネルでの計測事例 (事例3)

トンネルは、2R標準馬蹄形であり、ライニングコンクリートの内面で $R=1.35\text{m}$ である。地質は、新第三紀藤琴川層の泥岩である。泥岩の一軸圧縮強度は5～ 10kg/cm^2 (平均 $8\text{kg/cm}^2 = 0.8\text{N/mm}^2$)であり、X線回折分析の結果、膨張性粘土鉱物モンモリロナイトを含んでいることが分かった。また、大気中で乾湿の繰り返し作用すると、著しいスレーキングにより容易に細片化する。当初 $H-100 \times 100 \times 6 \times 8$ の鋼製支保工を用いて施工したが、掘削開始後まもなく著しい押し出し性～膨張性の

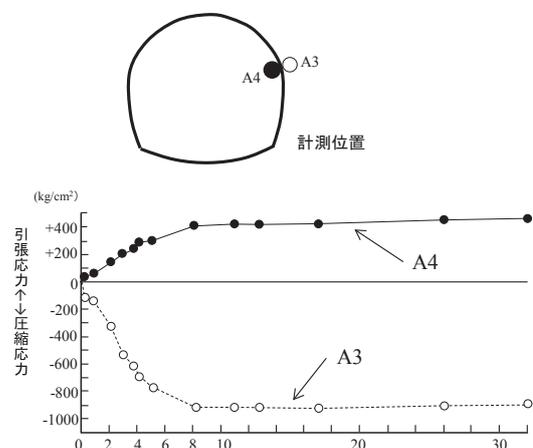


Fig.15 支保工に発生した応力の経時変化 (事例2)
(仲野, 1973bを加筆修正)
Change of stress on steel support (Case 2)

地圧により、支保工の変形が顕著となった。支保工に発生した縁応力度－経過時間の関係を Fig.16 に示す。支保工の建込み後12日間掘削を停止し、その後掘削を再開する、という工程で作業を行ったため、17日目に応力が急変するポイントが発生した。一部の測定点では、鋼製支保工の許容応力度 $1,500\text{kg/cm}^2$ を超える部分も見られており、支保工は塑性域に入り、局部的に永久変形しながらも座屈せずに全体としてはかろうじて安定を保っているという状態であることが確認された。

d 支保工とコンクリートライニングの設計に関する考察

トンネル地圧の計測事例に基づけば、トンネル地圧は主として鋼製支保工で支え、コンクリートライニングはむしろ主として水をスムーズに流下させるため、鋼製支保工を包んで腐食を防ぐためのもので、力学的には支保工をトンネル軸方向に一体化して強化するという補助的な役割を果たしているに過ぎないと考えることができる。山本・高木（1965）も、論文の中で、以下のように記載している。「鋼製支保工は、トンネル掘削後、地山の崩落を防ぎ外圧を支えて、一時トンネルを保持する仮設物としての働きをするばかりでなく、コンクリート覆工を完成した後も長期にわたって、全ての外力をひきつづいて恒久的にささえていく主要構造物である。コンクリート覆工は、地山の大きい外圧を支える主要な構造物ではなく、主としてトンネルの内張りとなり、落石ろう水を防ぎ、岩盤および鋼製支保工の保護補強と風化防止などの役割を受けもつ補助的構造物となった。」と記述している。ただし、能代第4号トンネルの事例のように、支保工の多くが塑性状態になる場合には、コンクリートライニングにも一定の力学的な性能が期待され、鉄筋コン

クリートとすべきである。ただし、その場合の鉄筋量の算定は、支保工の外力分担をどの程度に見るかによって異なる。

また、トンネル掘削前には、トンネル深さの位置でその上のかぶりの岩の自重によって生じている垂直応力 σ_1 に対して、その位置の圧縮強度が何倍あるのか、すなわち σ_1/q_u が重要な意味を持つ。粘性土中にトンネルを掘削する場合には、事前に自然含水比の岩について一軸圧縮強度 q_u を求めるとともに、これを自然含水比のまま破碎してから再度元の密度まで圧縮した「人工泥岩」について吸水膨張性を調べ、 q_u がかぶりによる初期応力の2倍以下であり、かつ、「人工泥岩」の吸水膨張性が顕著であれば、かなり大きな押し出し性～膨張性地圧が作用する可能性があるため、支保工の設計にはインバートストラットをつけるなど特別の注意を要する。

e 今後研究を要する問題点

最後に、仲野は、水路トンネルの耐久性について、以下の点を指摘している。

①矢板腐朽後のゆるみによる地圧増大の可能性

矢板が腐朽すると、その結果、支保工やライニング背面に隙間ができる。このため、ゆるみが進行し、一度落ち着いた地山のバランスが崩れる可能性がある。今後、調査研究する必要がある。

②トンネルに作用する地圧の定量的評価

岩のひずみ軟化や吸水膨張による軟弱化、破壊に伴うダイレイタンスーなどと進行性破壊の問題を明らかにする必要がある。その際、岩の粘弾性、層理・節理・片理などによる異方性、トンネル掘削方法と掘進速度の影響などの要因を考慮する必要がある。

2 浅井の研究事例

浅井は、ビームエレメントによるFEM解析により、水路トンネルのコンクリートライニング部の断面力算定のための係数を算定し、計画設計基準「水路トンネル」に示されている断面力算定のための係数と比較し、計算手法の妥当性を検証した（浅井, 1992）。その上で、現場の需要が多い、他のトンネル断面形状における係数表を示した。同時に、係数表を使用するにあたって、断面の算定位置および算定条件を明確に示している。

まず、Fig.17に示す円形断面に関して、ビームエレメントFEM解析を行い、等分布荷重、三角形分布水平荷重などを作用させた場合の曲げモーメント、軸力、せん断力を求め、Concrete Culverts and Conduits (Portland Cement Association, 1954) の値から引用したと思われる計画設計基準「水路トンネル」の円形断面の係数表との比較を行った。その結果、一部計画設計基準「水路トンネル」の係数で、符号が逆転している点が見られたものの、ビームエレメントFEM解析の結果と、計画設計基準「水路トンネル」とはほぼ一致することが確認された。円形トンネル断面以外にも、4R標準馬蹄形断面における断

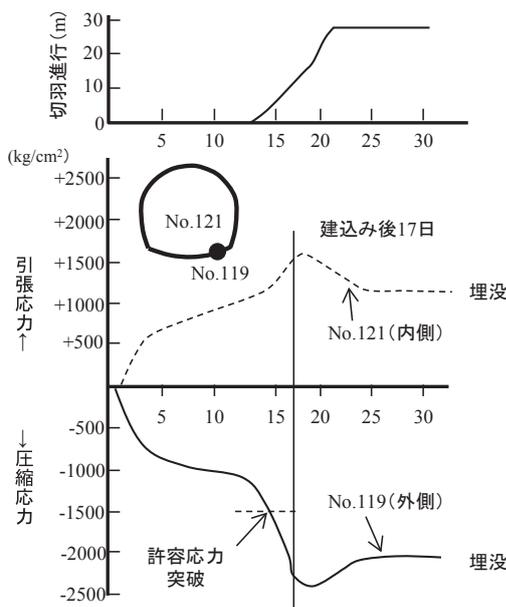


Fig.16 支保工に発生した応力の経時変化（事例3）
（仲野, 1974aを加筆修正）
Change of stress on steel support (Case 3)

面力算定係数表を確認した結果、円形トンネル断面ほど一致せず、特に、自重に関する係数値の差が大きいことが判明し、計画設計基準の一部を修正している。

さらに、2R、3R標準馬蹄形、1円弧ほろ形、3Rほろ形に関しても同様のFEM計算を行い、設定した節点における曲げモーメント、軸力、せん断力を求め、断面力係数表として求めた。これらの結果は、現在の計画設計基準「水路トンネル」に掲載されており、水路トンネルの覆工コンクリートの設計に活用されている。

3 その他の研究事例

a 土圧に関する研究

酒井・田中 (1990) および田中・酒井 (1991) は、Terzaghiがトンネル地山の土圧分布を求めるためのモデル実験として使用したトラップドア装置 (Fig.18) を用いて、砂地盤におけるせん断帯の発達、進行性破壊に関する実験および数値解析を行っている。その結果、受働状態では、進行性破壊が認められ、かつスケール効果も認められた。一方、主動状態では、顕著な進行性破壊は見られず、スケール効果についても顕著ではなかった。せん断帯を含むひずみ軟化を考慮したFEM解析によって、ほぼこれらの実験結果を再現できることを確認し、土砂系トンネルに対し、一定の適用性があること、また、進行性破壊が顕著な軟岩のトンネル設計に対しては、進行性破壊を考慮できる解析が今後重要となると結論づけている。

b 水路トンネル覆工コンクリートに関する研究

村尾らは、覆工コンクリートに直接载荷する Fig.19 に示す分割エアバッグ载荷試験装置を試作し、側壁スプリングラインに発生するひび割れの再現試験 (村尾ら, 2010) や、偏圧が作用した場合の変状発生位置に関する試験 (村尾ら, 2011) を行っている。2R標準馬蹄形のモルタル供試体 (圧縮強度37.9N/mm², R = 500mm) に空気圧によって载荷した結果、覆工背面に空洞を模擬して反力を作用させない場合、ひび割れ発生荷重は著しく

低下し、覆工内面から外面に向かってスプリングラインにひび割れが進行すること、また、ひび割れ発生後に反力を回復させると、破壊に到ることはなかったことを示した。また、偏圧が作用する場合には、初期ひび割れの発生によって大きく剛性が失われ、変形が急激にすすむことが示された。

c トンネル更新工法の性能評価に関する研究

裕らは、トンネル内部にパイプを設置することによって、劣化したトンネルを更新するパイプ・イン・トンネル工法を実用化するために、トンネル模型土槽装置を用いて外荷重による変形挙動の計測と座屈挙動確認試験を行っている。Fig.20に示す土槽内に、FRP管およびFRP管+裏込材を埋設し、上方から外荷重を作用させたとき

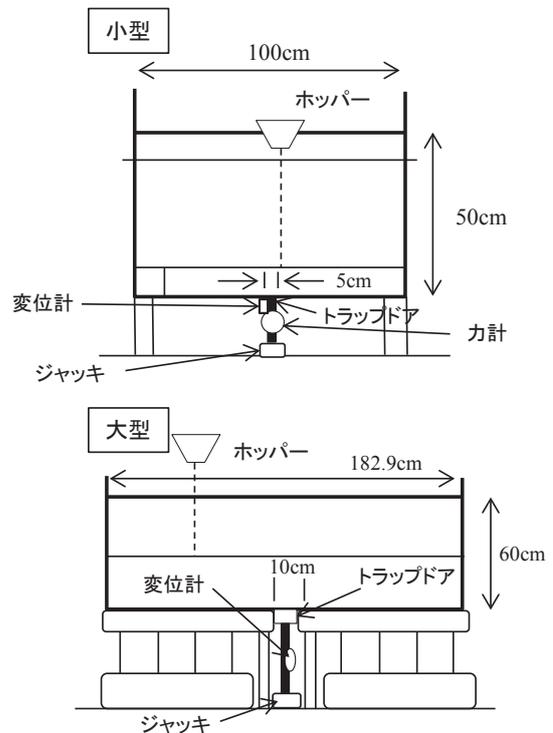


Fig.18 トラップドアによる土圧分布試験装置 (酒井田中, 1990 を加筆修正) Trap-door testing apparatus

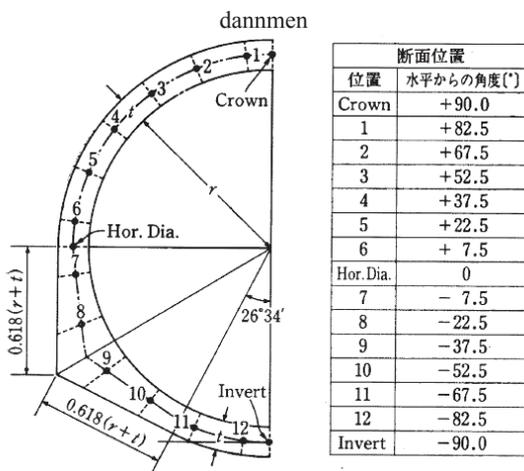


Fig.17 円形トンネル半断面図 (浅井, 1992) Half-section of circular culvert

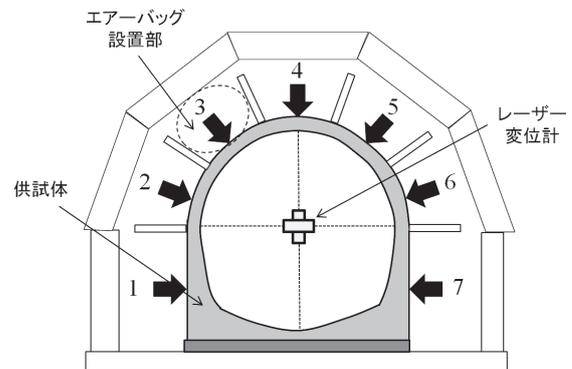


Fig.19 分割エアバッグ载荷試験装置 (村尾ら, 2010 を加筆修正) Loading test apparatus using multiple airbags

に、管に発生する変位量およびひずみ量の計測を行った。その結果、裏込材の圧縮強度が小さい場合は、FRP管+裏込材の変位と、FRP管のみの変位では、変位量にほとんど差はみられなかったが、裏込材の圧縮強度が $10\text{N}/\text{mm}^2$ 以上で、裏込材の厚みが 16.5mm では、FRP管のみの変位量と比較すると小さい変位におさまっていることが確認された(裕ら, 2003)。また裏込材の厚みが 7.5mm の場合は、厚みが 16.5mm と比べると載荷重が 150kPa までは差が大きく、厚みがあるほど、変位は小さくなるが、それ以上の荷重が作用すると、差は小さくなる傾向が見られた。

また、内径 150mm の硬質塩化ビニル製馬蹄形管を均質な地盤(相対密度90%の豊浦標準砂)に埋設し、管内を負圧状態にしたときに管に発生するたわみ量およびひずみ量の計測を行った結果、負圧の上昇とともに、鉛直方向の変位のみが急激に増加すること、また、FRP管のインバート中央部が引張、その両端が圧縮力を受け、急激に管内面方向に変形し、座屈することが分かった(裕ら, 2004)。

4 まとめ

本項では、農業農村工学分野において、過去に行われてきた研究事例を収集した。その結果、以下のことが示された。

- ① トンネルの構造設計に関しては、仲野による地山強度比を用いた設計理論、支保工の現地ひずみ計測や、浅井によるFEM解析などが進められ、その成果が現在の計画設計基準「水路トンネル」に反映されている。
- ② 1990年代にはトンネルに作用する土圧の観点からの研究が進められ、2000年代以降は、トンネル内部にパイプを設置するパイプ・イン・トンネル工法の実用化に向けた実験的研究、トンネル覆工のひび割れを再現するための模型実験が行われている。

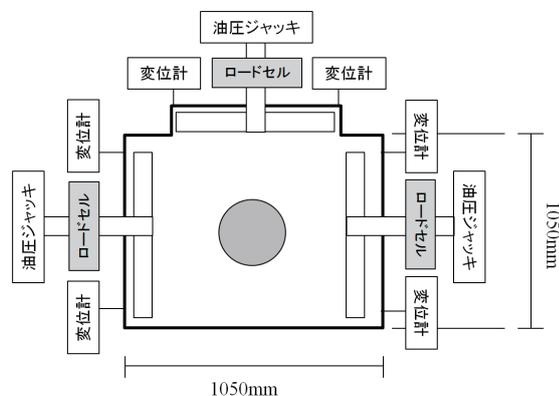


Fig.20 トンネル模型土槽装置(裕ら, 2003を加筆修正)
Soil equipment of model tunnel

V 他分野におけるトンネル研究事例

鉄道、道路、下水道、発電用導水路トンネル等様々な分野でトンネルは建設されており、先進的な研究も進められている。ここでは、農業農村工学分野以外で行われてきた、トンネル覆工の構造的な安全性を検証するために実施されてきた研究の技術的動向を、模型実験による検証に着眼してとりまとめる。なお、トンネルの模型実験、数値解析に関しては、2006年に土木学会から「山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務」(土木学会, 2006d)が発刊され、模型実験の目的、適用されている手法、模型実験に用いる材料、スケール効果などについて、既往の研究事例を参考に要点がまとめられている。

1 土木学会に発表されたトンネル研究の動向

戦前のトンネル施工は、木製支保工によって断面を確保した後、コンクリートを打設するという方式で実施されていた。コンクリート打設時には、木製支保工を取り外していたため、その際に落盤が発生し、多くの方が犠牲となるなど、安全性に問題を有していた。戦後、Proctor and White (1946)により、Rock tunneling with steel supportsが出版され、日本においても鋼製支保工を覆工コンクリートの中に埋め込む山岳トンネル工法が標準工法として利用されるようになってきた。1960年代には、オーストリアのRabcewicsらが開発したNATM工法が日本にも導入され、鉄道分野、道路分野への導入が一気に進められ、現在に到っている。このような背景を受け、日本においても、トンネルの研究が展開されてきた。以下では、主としてトンネルの模型実験に焦点をあて、土木学会論文集およびトンネル工学論文・報告集に掲載された内容を取りまとめる。

a 1960年以前のトンネルに関する研究

土木学会に投稿されている最初のトンネルに関する論文は、1929年山口のOn The Stresses Around a Horizontal Circular Hole in Gravitating Elastic Solid (Yamaguchi, 1929)である。ここでは、水平な地表面下に存在するトンネルの周辺に発生する応力分布を数学的に求め、 $70 \times 50 \times 8\text{cm}$ の四角形の寒天を用いてそれを確認したものである。1937年には、谷本がこの状態に一定の厚さの同心円の巻立がある場合の応力分布に展開した(谷本, 1937)。これ以降、1960年までのトンネルに関する研究は、主としてトンネル周辺地盤の応力分布や変形を理論的に解明するための研究が進められた。小田は、水平地表面より相当深い地点にある楕円形トンネル巻立部およびその周辺の応力分布を2次元弾性問題として解いている(小田, 1955)。また、川本は、地山が直交異方性の弾性体と見なせるとき、水平地表面より相当深い地点にある素掘円形トンネルの変位に対する一般式を求めている(川本, 1960)。このように、トンネルの形状や地盤の条件が異なる場合の応力分布を数学的に解く研究が中

心であったといえる。

b 1960～70年代

1960年代に入ると、鋼製支保工に関する研究事例が増えている。坂本(1962)は、トンネルに用いる鋼製支保工の模型実験を実施し、従来の木製支保工に対する比較を行った。Fig.21に示す高さ0.8mのコンクリート壁で囲まれた内幅6.26×6.36mのトンネル断面の構造物を建設し、鋼製支保工の1点から載荷したときの鋼製支保工に作用する応力分布を計測し、複数の鋼製支保材料について、使用できる土かぶり圧を求めている。この実物大実験により、鋼製支保工において、くさびの締め方およびその位置が支保工の強度に非常に大きい影響を及ぼすことを明らかにした。佐久間(1965)は、膨張性地山トンネルに鋼製支保工を適用した場合に、鋼製支保工に発生するひずみを実測し、破壊実験との比較から、鋼製支保工を適用した場合には、1.5～2.3程度の安全率を確保できることを明らかにし、今後膨張性地山のトンネル掘削については、土質力学的見地からも鋼製支保工などを用いた工法を適用すべきと結論づけている。また、山本・高木(1965)は、佐久間と同様、トンネル掘削現場の鋼製支保工のひずみ挙動観測から、鋼製支保工がトンネル掘削後覆工を施す前に地山の崩落を防ぎ、一時的に地山の外圧を支える仮設構造物である、とするこれまでの考え方を脱却し、鋼製支保工こそトンネル施工中も完成後も地山の外圧をさせてトンネルを保持する主要構造物であり、コンクリート覆工は、落石、漏水、風化を防止し、岩盤および鋼製支保工を保護・補強する補助的構造物である、という考え方を支持した。長ら(1969)は、内径13mの鉄筋コンクリート製の反力枠と、18台の載荷用ジャッキ、制御装置、油圧ポンプからなる高速道路トンネルの実物鋼アーチ支保材の2次元破壊実験装置(Fig.22)により、鋼製支保工に等分布荷重、1点荷重等を作用さ

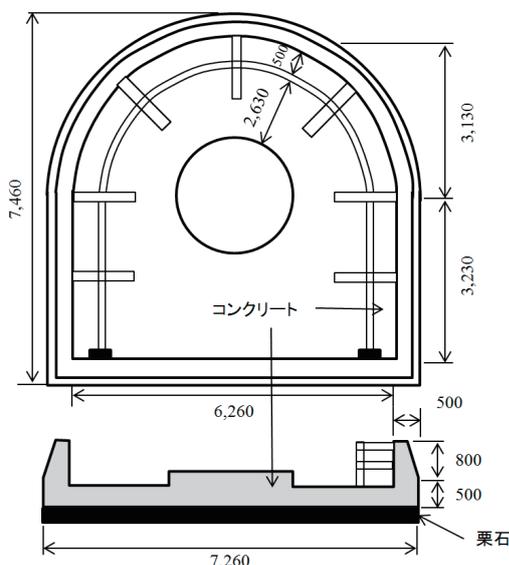


Fig.21 鋼製支保工の模型実験(坂本, 1962を加筆修正)
Model experiment apparatus of steel support

せたときの変形、応力分布を計測し、理論値との比較を行った。

1970年代には、1950年代から進められてきたトンネルの応力分布の理論解について、地盤の性状を粘弾塑性地山(桜井, 1970)、砂質土(村山・松岡, 1971)など、様々な条件における土圧の理論解を求めようとする研究が行われた。しかし、土木学会論文集に投稿されている1970年代のトンネルの研究事例は、他の年代と比較すると少ない。これは、日本の高度経済成長に伴い、トンネルの実施工が急速に進められた時代と合致し、現場施工を通してトンネル工学が経験的に検証された年代と考えられる。

c 1980年代

1980年代には、トンネルを3次元的にとらえた模型実験や、FEMなどの数値解析を用いた研究が行われはじめた。特に、1960年代後半に日本に導入され、経験的に施工されていたNATM工法について、その理論的な研究が多数行われた。また、1980年代後半には、土かぶりが小さい場合のトンネル掘削に伴う地表面の沈下、トンネル周辺の挙動などに関する研究が行われた。

今田ら(1982)は、Fig.23に示す模型実験装置を用い、乾燥砂(切羽が自立しない)と普通砂(切羽が自立)で製作した地盤を掘削したときの切羽周辺の応力状態を求めた。その結果、切羽周辺の応力状態は、初期応力領域、応力増加領域、応力低下領域、応力再増加領域の4つの領域に大別できること、切羽から離れた地点での2次元応力状態は、2次元FEMによってその状態が求められることを示した。久武・伊藤(1982)は、地山を弾性体、粘弾性体と仮定し、その地山内にトンネルを掘削した場合の地表面沈下について、境界要素法による3次元解析を行い、地山のクリープを関数として地山の沈下量を予測した。同じく、久武・伊藤(1985)は、この成果を活用し、境界要素法とFEMを用い、トンネルの建設手順を考慮した3次元弾塑性融合解析を行い、素掘りおよび吹付けコンクリート施工時における塑性領域およびロックボルトの長さを変化させたときの塑性領域の変化を解析的に求めている。土屋(1984)は、NATM工法の設計

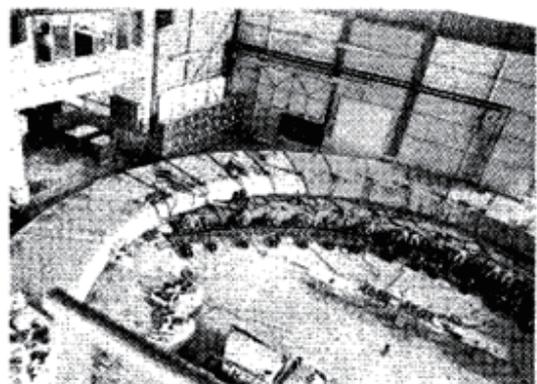


Fig.22 鋼アーチ支保材の模型実験(長ら, 1969)
Model experiment apparatus of steel support

理論体系を明らかにするために、ロックボルトの支保原理に関する試験、トンネル模型実験の試験結果を活用し、**Fig.24**に示すフローで設計を行うNATM設計プログラムを開発した。また、同じく土屋ら（1986）は、このプログラムを膨張性地山である北陸新幹線飯山トンネルに適用し、可縮目地の必要性に対する定量的な評価を行った。

上記の理論的な地山のモデル化に基づく設計手法の確立には、施工中の計測技術が発達し、その結果が数値計算等に活用されるようになったことが大きく寄与している。横山・高瀬（1984）は、土かぶりの薄い未固結地山のNATMによる掘削時の挙動を計測し、NATMによって地山を弾性体に保ったまま掘削できること、土かぶりが薄い場合、グラウンドアーチの形成には、最低でも0.5D（Dはトンネル上半掘削径）の土かぶりが必要であること、通常の支保工が効果を発揮する以前に地表面は全沈下量の30～40%、地中は50～70%の沈下が発生することから、地表面の沈下を抑制するためには、先打ちロックボルト・地表面からのロックボルト等の切羽全面地山への補強が必要となることを示した。

トンネルの模型実験では、足立ら（1985）が砂質地山トンネルを対象として、アルミ棒積層体によって製作した地山を対象としてトンネル掘削時に地山に生じるゆる

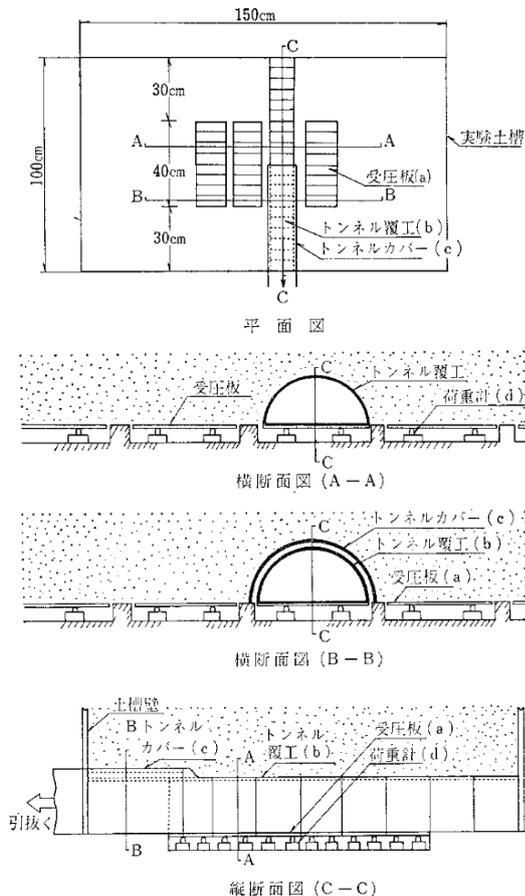


Fig.23 乾燥砂模型実験装置（今田ら，1982）
Model experiment apparatus for the monitoring of dry sand

み領域の確認および変位計測を行い、かぶりが浅い場合、天端直上の地山内の鉛直変位は、深さによらず、ほぼ同じ大きさで分布すること、被りが深くなるにしたがって大きな変位を示す領域が縮小すること、土かぶりの浅深の境界として、トンネル径の2～3倍が適切であること、アルミ積層体を用いた実験での鉛直変位分布は、実際のトンネルの挙動を再現できることを示した。さらに、近接するトンネルを施工する際の問題点を解析的に明らかにした事例（伊藤・久武，1981）や、光弾性実験によって、トンネル交差部分の応力性状を明らかにした事例（今田ら，1990）など、実際直面している施工上の問題点に焦点をおいた現象予測のための実験研究もなされるようになった。

d 1990年代

1990年代には、これまで経験的に行われてきたトンネルの設計をより定量的に議論するために、トンネルの覆工の力学挙動解析を中心とした模型実験、数値計算による検証や、都市近郊で用いられることが多くなったシールドトンネルに作用する土圧の考え方に関する理論研究が数多くなされた。また、これまで建設されてきた数多くのトンネルを適切な方法で補強するための補強材料等に関する研究事例や、建設会社が独自に開発した新工法や新材料の実証的研究も見られるようになってきた。このような状況を反映して、土木学会では、1991年から毎年「トンネル工学研究報告会」を開催し、土木学会論文集とは別に、トンネル工学報告論文集を発刊し、情報の発信、共有を進めた。

朝倉ら（1991，1992，1993）は、新幹線標準トンネル

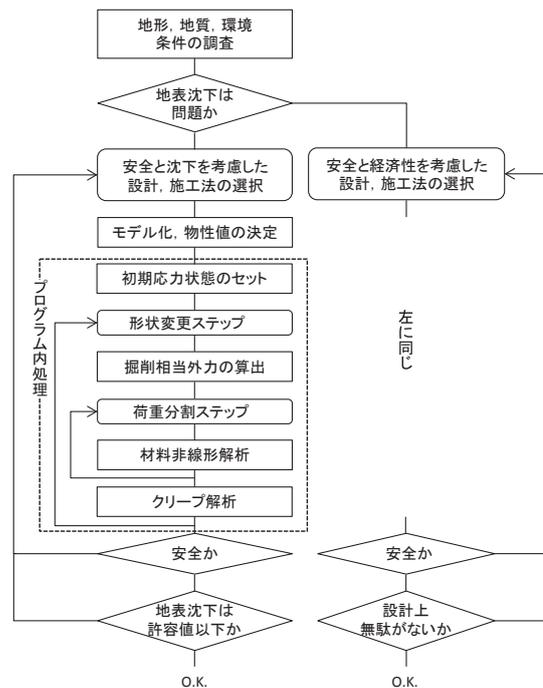


Fig.24 NATM設計プログラムのフロー
（土屋，1984を加筆修正）
Flowchart for the design of NATM

断面を想定した直接荷重方式の立体模型実験装置（縮尺1/30, Fig.25）を製作し、11箇所に分細化した覆工コンクリートの特定部分に荷重したときの覆工のひび割れ、変形の進展過程、荷重荷重と荷重板押し込み量などを実験的に求めている。また、この模型実験装置を用いて、トンネルの3次元的な構造を考慮した実験（朝倉ら、1994a）や、欠陥を有する覆工の変形挙動の解明（朝倉ら、1994b）にも展開している。

砂金・真下（1999）、砂金ら（2000）も、外径9,800mmという大規模な大型供試体による覆工コンクリートの破壊実験（Fig.26）を行い、天端付近で荷重を作用させた場合のひび割れ発生状況、荷重-ひずみ関係を明らかにするとともに、フレーム解析により実験結果の検証を行っている。

木村ら（1994、1995）、木村・小泉（1999）はシールドトンネルの覆工設計を対象として、豊浦標準砂を用いて作成した砂質地盤中に鋼管およびアクリル管のトンネルを配置し（Fig.27）、荷重したときに発生する土圧と覆工変形を計測し、地盤ばねモデルにより評価している。

櫻井ら（1994）は、NATM工法によって未固結あるいは土砂地山に土かぶりの浅いトンネルを掘削する際の地山の挙動を正確に再現することを目的として、アルミ棒積層体内にトンネル部分を設定し、トンネル周辺地山の変形挙動をモニタリングすることによって、覆工に作用するゆるみ荷重を求めた。

覆工コンクリートの補強に関する研究としては、佐野ら（1995）が覆工補強に用いる炭素繊維シートの接着特性に関する研究を行っている。若材令時の接着特性、接着する下地面の状態による接着性、風速での離特性、覆工背面からの湿気によるはく離などに関して性能評価を現地で実施した。また、寺本ら（1998）は、内面鋼板補強を行ったトンネル覆工の挙動を確認するために、鋼製丸棒積層体を地山とし、その中に鋼板で補強したモルタル覆工を設置し（Fig.28）、荷重時の破壊荷重、破壊性状を確認している。

さらに、これまで建設されてきた数々のトンネルの維持管理に関しても目が向けられるようになってきた。中本ら（1996）は、水力発電用の導水路トンネルを対象として、これまでの経験的、個別的な劣化診断から脱却し、個人差なく合理的に劣化状況を診断できる技術体系の整備に向けて、中国電力（株）が有する導水路劣化診断マニュアルを参考にして補修の順序や必要性を合理的に診断出来るシステム構築のためのアンケート調査を行い、ファジィクラスタリングによるデータの分析を行った。

e 2000年代～現在

2000年代には、これまで開発してきたトンネルの設計理論の様々なモデルに関する高精度化および検証が行われるとともに、都市部等で施工される低土かぶりトンネルにおける地山の挙動を対象とした研究が数多くなされている。さらに、トンネルの維持管理に向けた覆工の

変状調査法、検出されたひび割れをもとにトンネルの健全度を評価する方法に関する研究事例も多く発表されている。また、1995年に発生した兵庫県南部地震を受けて、トンネルの耐震性や動的な荷重が作用した場合の切

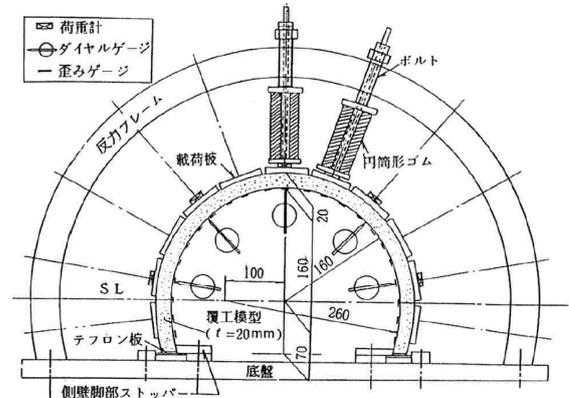


Fig.25 立体模型実験装置（朝倉ら、1991）
Solid model experiment apparatus

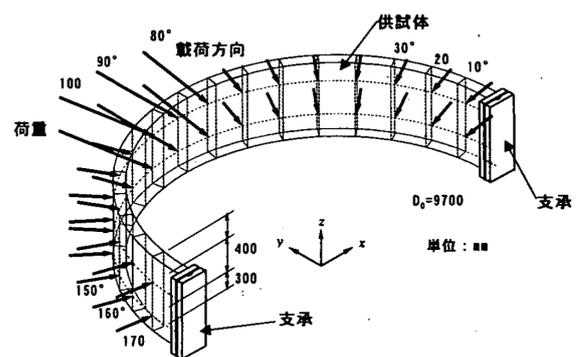


Fig.26 大規模覆工コンクリート供試体（砂金ら、2000）
Large scale concrete lining for loading test

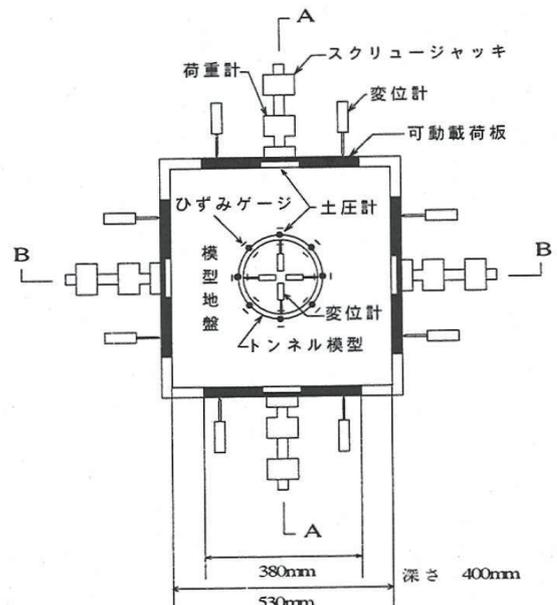


Fig.27 地盤ばね定数の評価試験（木村ら、1994）
Evaluation test of subgrade spring constant

羽やシールドの安定性に関する論文が数多く発表されている。

砂金ら (2001, 2003), 砂金・真下 (2002) は, 1999 年から行っているトンネル覆工コンクリートの耐荷力に関する実験を継続して行い, 数々の実験結果から, 地山反力が確保され, 軸力が卓越するような荷重条件, および地山反力が確保されず, 曲げが卓越する荷重条件においては, 一部のケースを除いて1つの断面がひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達したとしても, 最大荷重まではかなりの余裕があり, 構造耐力に達することにはならないこと, 圧縮限界に達する断面が存在する場合には, 複数の断面でひずみ限界状態から決まる部材断面耐力に達することで, 構造耐力に達すること, 一方, 圧縮限界に達する断面が存在しない場合には, 複数の断面でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達し, 構造が不安定となることで構造耐力に達することを明らかにした。

高橋ら (2003, 2005), 高橋・杉江 (2004) は, 都市部における未固結地山における低土かぶりトンネル掘削に伴う地盤変形特性を検討することを目的として, 遠心模型実験を行った。幅80cm×高さ50cm×奥行き20cmの実験土槽内に, Fig.29に示す模型地盤を作成し, 鏡ボルトの長さを変化させた場合の天端の沈下量, 切羽の押し出し量を測定した。その結果, 遠心加速度の上昇とともに, トンネル上部地山部分では沈下量が大きくなること, 3次元モデルでは切羽が最初に破壊した後, 破壊範囲が拡大して最終的には地表面に到る大きな変形になる現象が確認された。また, 鏡ボルトを行うことにより, 切羽の変形を抑制することができ, その結果, トンネル全体の安定性が確保されることを明らかにした。

トンネルの維持管理に向けた覆工コンクリートの調査技術としては, 例えば, 衝撃弾性波を用いた空隙調査 (縦山ら, 2000), トンネル鋼製支保工に発生するひずみを磁歪法によって計測する調査法 (芥川ら, 2002, 2008), 覆工コンクリートにひずみゲージを貼り付けてコア採取し, 解放されたひずみ量から作用していた応力を推定する方法 (飯田ら, 2006), 赤外線によって覆工コンクリートの浮きや剥離, 空洞箇所を検出する方法 (杉浦, 2003) などが研究開発されている。

上記のような調査手法を活用しつつ, トンネルの健全度を様々な指標で判定しようとする試みも多くなっている。特に, トンネルの場合, 覆工コンクリートに発生するひび割れが健全性を示す大きな指標となることから, ひび割れの状態から健全度を判定しようとする研究が多い。伊藤 (幸) ら (2002) は, 道路トンネル覆工コンクリートに発生しているひび割れ変状をVTR画像で記録, 解析し, その形状によってひび割れを6段階 (A, B1, B2, B3, B4, S : Sは健全) に区分して健全性を評価するための点検評価システムを構築している。また, 伊藤 (哲) ら (2004a, 2004b) は, ひび割れ界面のせん断強

度試験を実施し, 剥落危険度の評価を行っている。佐野ら (2006) は, 朝倉らが開発した覆工模型実験装置 (Fig.20参照) を用い, ひび割れ発生直後に荷点荷重が急変する変化点が現れる (Fig.30) ことに着目し, そのひび割れの状態と残存剛性値から, 覆工の健全度評価指標を提案 (Fig.31) している。大場ら (2003) や重田ら (2006) は, 従来健全度評価の主たる評価項目であったひび割れ幅, ひび割れ密度などの項目に加え, 岩盤力学の分野で用いられているクラックテンソルを参考に, TCI (Tunneling Crack Index) を考案し, 覆工コンクリートのひび割れの方向性を考慮した健全度評価指標として提案している。この指標は数値として表現されるため, 従来同じ健全度ランクに仕分けられていた区間を定量的に評価することができるという利点がある。

また, 山田ら (2007, 2009) は, どうしても技術者の

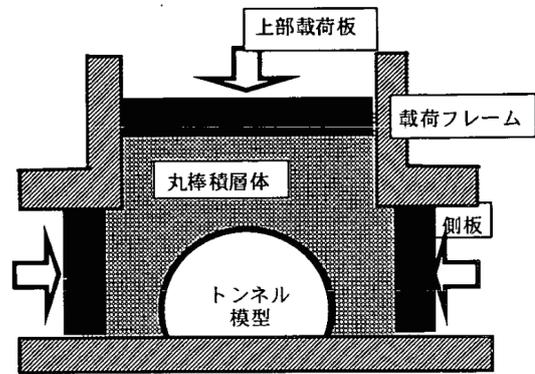


Fig.28 トンネル覆工載荷試験装置 (寺本ら, 1998)
Loading test apparatus for tunnel concrete lining

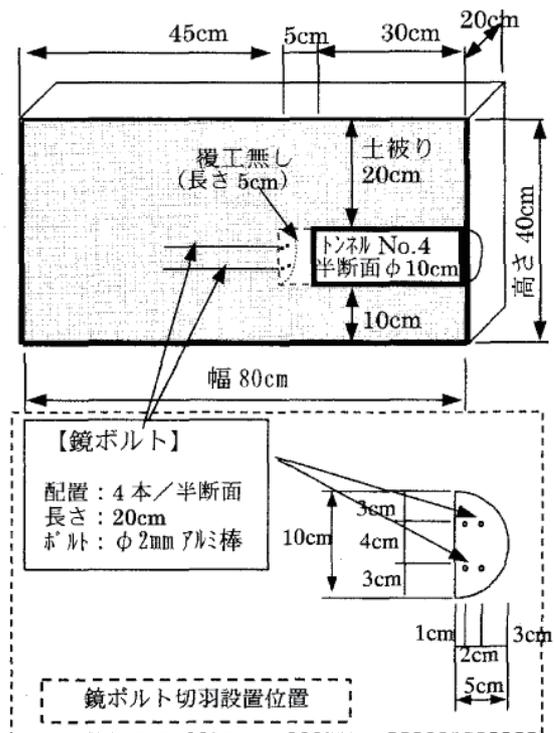


Fig.29 遠心模型実験模型地盤 (高橋ら, 2004)
Centrifuge model experiment apparatus

経験的判断によるところが大きい定性的な健全度評価に対して、外力による構造的なひび割れと、利用者の安全性に関わる剥落につながるひび割れの2項目について、その原因を特定するために熟練技術者が着目する情報（幅、長さ、方向性、分布、パターン、遊離石灰、漏水）の重み付けをAHP（階層型意思決定手法、Analytic Hierarchy Process）で行った。そして、この重みを評価に用いることで、より正確にひび割れが構造的なものであるのか、使用性に影響を与えるものであるのかを区分する健全度評価法を提案するとともに、TCIも導入して適用性を評価した。

トンネルの耐震性については、1995年の兵庫県南部

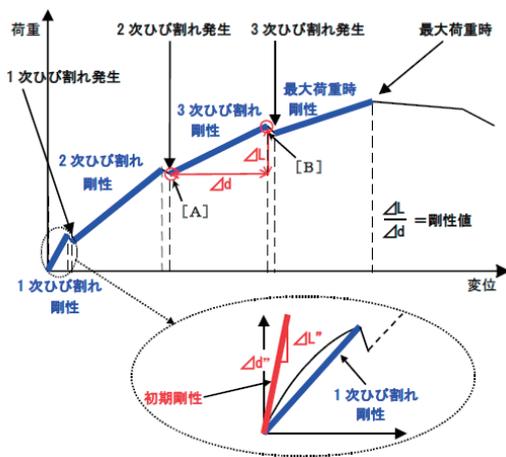
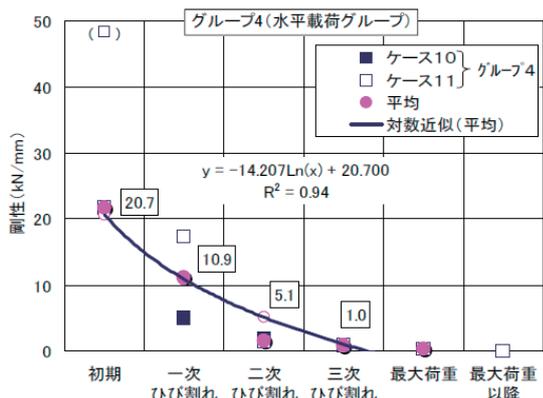


Fig.30 覆工コンクリート破壊試験に基づく剛性値の算出方法 (佐野ら, 2006)

Calculation method of stiffness index based on the destructive test of concrete tunnel lining



ランク	I	II	III	IV	V	VI
鉛直荷重グループ	0~0.2	0.2~2.0	2.0~4.4	4.4~7.7	7.7~13.4	13.4~
水平荷重グループ	0	0~1.0	1.0~5.1	5.1~10.9	10.9~20.7	20.7~

Fig.31 剛性値に基づく覆工コンクリートひび割れ健全度区分 (佐野ら, 2006)

Soundness classification method of concrete tunnel lining base on the stiffness index

地震を契機として、研究が進められている。朝倉ら(2000)は、山岳トンネルの地震被害に関する基礎的な知見を得るために、過去のトンネルの地震被害事例を整理し、山岳トンネルの地震被害が①坑門、坑口部、②不良地山区間、③断層のずれ、による被害に分類されること、また、数値解析の結果、坑門、坑口部では、水平震度0.2程度の地震荷重を想定した場合でもアーチ肩部に引張りひび割れが発生する可能性があること、不良地山区間では、ひび割れの発生、進展を考慮したFEM解析により、覆工に常時荷重を想定した場合にせん断ひび割れが生じる可能性があること、断層を模擬した模型実験 (Fig.32) により、兵庫県南部地震で発生したひび割れと類似したひび割れが再現できることを明らかにした。

橘ら (2007) は、兵庫県南部地震、新潟県中越地震によるトンネル被害の傾向をとりまとめ、地震時に被害が大きかったのは、震源断層面からの距離が10km以内であったこと、小土かぶり区間だけでなく、地山不良区間に被害が生じやすいことなどを明らかにした。また、清水ら (2005) は新潟県中越地震による鉄道トンネルの被害およびその復旧方法を報告している。震央からの水平距離が約5kmの部分に被害が集中していたこと、また地山地質の不良区間において被害が発生していたことが明らかになっている。主な被害は、アーチ部の崩壊、アーチクラウン部の圧ざ、せん断、側壁の押出し、インバートコンクリートのひび割れ等であった。朝倉ら (2007) は、青森県に建設中の小土かぶりのトンネルにおいて地震計、ひずみ計を設置して地震時のトンネルの挙動の計測を試み、数回の地震によって得られた分析の結果、地震動を受けたトンネルは、縦断方向に比べて横断方向に大きなひずみが発生することを確認した。

野城ら (2007) は、 Fig.33 に示す内寸 600mm × 600mm、

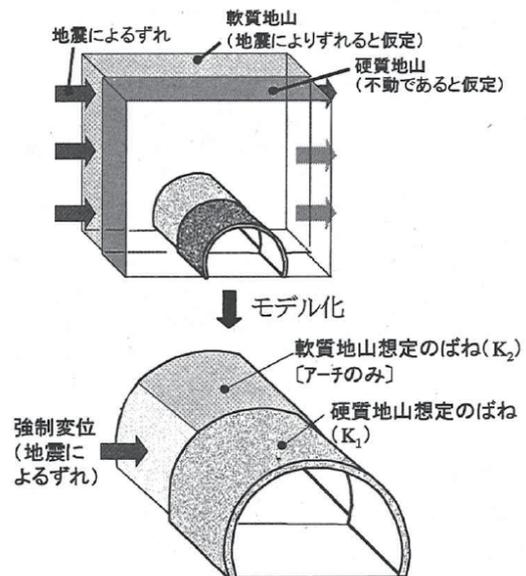


Fig.32 地震によるせん断を想定した模型実験 (朝倉ら, 2000) Model experiment apparatus reproducing the shear stress by earthquake

深さ300mmの荷重模型実験装置を用いて、不良地山に存在するトンネルを模擬した荷重試験を行った。その結果、トンネルのインバートは、変形抑制に大きな効果を発揮すること、覆工に繊維を混入させることでひび割れを分散できる可能性があること、また、緩衝材の導入により、トンネルの変形を抑制できる可能性があることが確認された。宮林ら（2011）は、小土かぶりの山岳トンネルが地震時にせん断変形して破壊する現象を再現するための模型実験および数値解析を行っている。まず、地震時のトンネル挙動現地測定を行った結果、小土かぶり山岳トンネルが地震時にせん断変形することがわかった。すなわち、小土かぶり山岳トンネルが地震時にせん断変形すると考えられたため、高さ3m、幅2m、鉛直方向12段のせん断土槽において、1/20スケールのトンネル模型実験を行った。地盤のせん断ひずみを変化させた結果、アーチ左右肩部に引張ひび割れが発生し、水平変形率が大きくなるとひび割れの数や幅が大きくなることが示された。また、地盤応答解析から得られた加速度を節点荷重としてあてたトンネルの構造解析を行い、模型実験の結果を再現した結果、引張ひび割れ、圧ぎの発生が再現できた。以上の結果から、トンネル位置での地盤せん断ひずみが1%に達するまでには、トンネル内面の覆工コンクリートに圧ぎによる破壊が生じないことが確認されたため、これをひとつの性能指標として、耐震性の検討が必要となるか否かを判定するノモグラムを提案している（Fig.34）。

2 覆工コンクリートを対象とした近年のトンネル模型実験の概要とその結果

ここでは、V.1に取り上げた研究成果のうち、覆工コンクリートを対象として行われている模型実験に焦点を当て、それらによって得られた成果をとりまとめる。

a 鉄道総合技術研究所におけるトンネルの模型実験 供用延長3,000kmを超える鉄道トンネルの建設技術、



Fig.33 地震による変位を想定した模型実験装置 (野城ら, 2007)

Model experiment apparatus reproducing the displacement by earthquake

維持管理技術に関しては、(財)鉄道総合技術研究所を中心に研究が進められている。

変状調査手法に関する技術としては、覆工表面の変状を高速で走行しながら記録する「トンネラス」(小島ら, 2008)や「トンネルスカナ」が開発され、事業者に活用されている。また、レーザー加振によって連続的にトンネル覆工の欠陥部を検出する技術(篠田ら, 2009)も開発されている。検出された変状を光ファイバーでモニタリングする技術や、ひび割れ発生を導電材料の破断によって検知する方法(大屋戸ら, 2008)なども実用化されている。

これらに先だって行われた研究が、1/30スケール(1988年製作)、1/5スケール(2007年製作)のトンネル覆工荷重試験装置(Fig.35, 36)による覆工の力学的挙動に関する研究である。朝倉ら(1994a)は、本装置を用いた数々の研究を行っている。模型実験では、覆工供試体をモルタルとし、28日間以上の養生後、11に分割した荷重板の押し込みによる変位制御方式の段階荷重によって、荷重試験を行っている。複数の試験の結果、供試体は、初期ひび割れ発生までは弾性的に挙動し、ひび割れの発生により荷重が急激に低下し、変位が進行するという挙動を示した(Fig.37)。また、荷重方向が鉛直に近いほど、供試体の耐力が大きい傾向を示した。

覆工背面の空洞の影響に関しては、初期ひび割れ発生まではほとんど空洞の有無による差異は見られないが、初期ひび割れ発生後に覆工背面空洞がある場合には供試体耐力の大幅な低下が見られた。特に、覆工厚に欠損があり、背面空洞が天端中心から各30°あった場合には、脆性的な破壊性状を示し、初期ひび割れ発生時にピーク荷重が発生し、その後は覆工耐力をほとんど失うという結果となった。背面空洞の範囲を天端中心から各50°と幅広くした場合には、ひび割れ発生までの初期勾配には差は見られないが、初期ひび割れ発生荷重は、空洞範囲

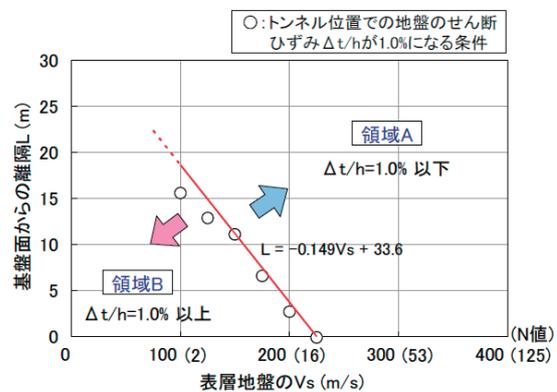


Fig.34 トンネル位置での地盤せん断ひずみが1.0%に達する場合の基礎面からの距離と表層地盤のせん断弾性波速度(宮林ら, 2011)

Relationship between the distance L from a foundation and the Vs(m/s) on the surface in case that the shear strain become to 1.0% at the point of tunnel.

が拡大すると若干低下している。初期ひび割れ発生直後では、空洞範囲が狭い場合は外力に対して若干の抵抗力を残しているが、広い場合にはほとんど抵抗なく変形し、

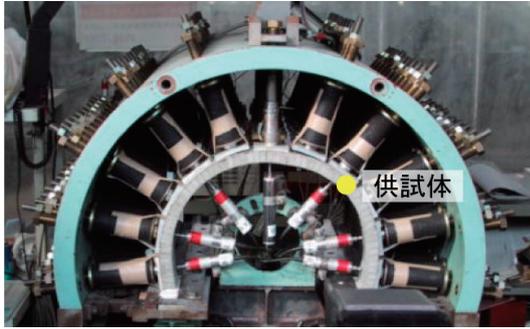


Fig.35 1/30スケール模型実験装置 (鉄道総合技術研究所ホームページ) 1/30 scale model experiment apparatus



Fig.36 1/5スケール模型実験装置 (鉄道総合技術研究所ホームページ) 1/5 scale model experiment apparatus

剛性を失う。すなわち覆工背面の空洞範囲が拡大すると、地盤反力が期待できず、覆工耐力を維持できないことが示された (Fig.38)。

一方、この模型実験では、覆工内面および天端覆工外側に引張りひび割れを発生させた後に裏込め注入材を設置し、反力を回復させた状態を模擬して、裏込め注入の効果を明らかにしている。その結果、地山と密着させることにより覆工の剛性が大幅に回復し、耐力が強化されたこと、その効果は、裏込め材の注入材料の剛性には大き

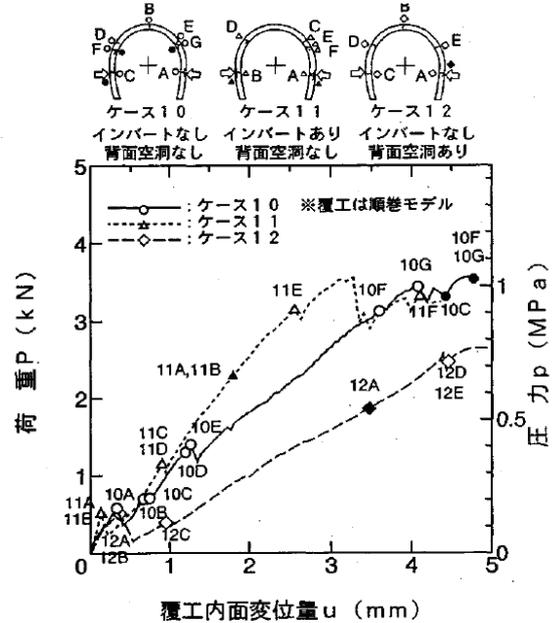


Fig.37 覆工背面の空洞の有無による変位量と荷重 (圧力) の差 (朝倉ら, 1994a) Difference between the displacement and the load depending on the back cavity of tunnel concrete lining

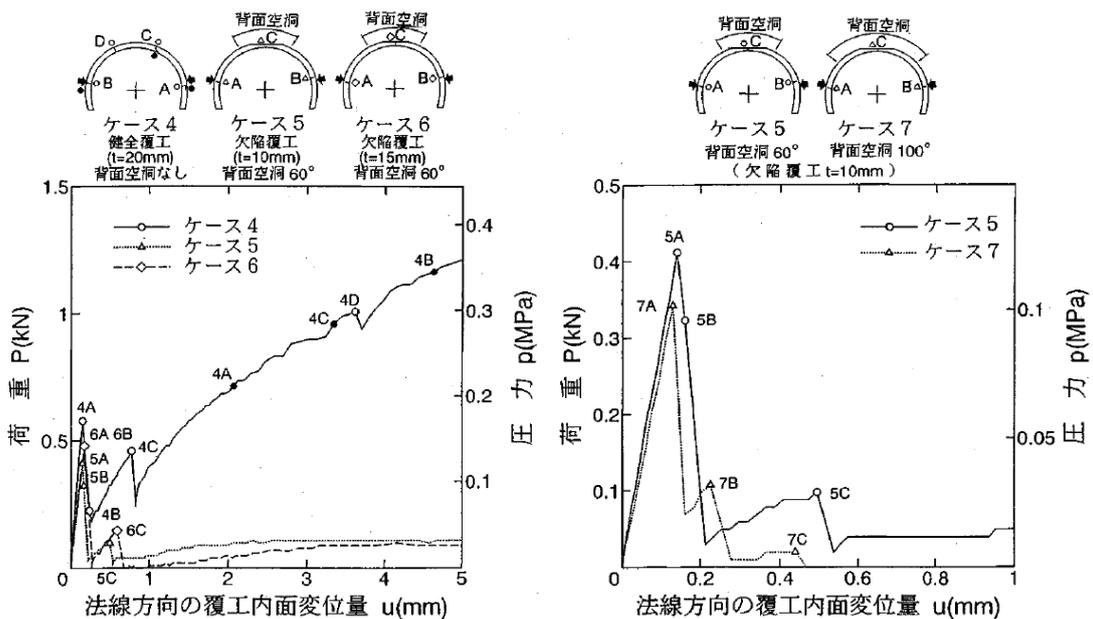


Fig.38 覆工断面欠損および背面空洞分布による変位量と荷重との関係の差 (朝倉ら, 1994b) Difference between the displacement and the load depending on the lack of concrete lining and the back cavity

く左右されなかったことが示されている。

裏込め材を用いず、鋼板などの接着工法を適用した場合には、変形抑制効果が大きくなり、効果が得られること、一方、施工箇所端部に応力が集中しやすくなり、新たな弱点となること、また、剛性の高い補強材では、変形は抑制できるものの、はく離後に急激な荷重低下がおり、脆性的な挙動を示すことがわかった。

実物大により近い1/5スケールの大型覆工模型実験装置による試験結果(野城ら, 2009a)では、直径2,000mmを超えるコンクリート覆工を供試体とし、覆工厚を150mm、65mmとした場合の荷重-変位関係、ひび割れの発生状況を求めている。そして、トンネルの限界状態と考えられる無筋コンクリート覆工の圧ぎに着目し、圧縮破壊後の軟化を考慮することにより、圧ぎを表現できる解析モデルを提案し、模型実験の結果をシミュレートした。汎用非線形FEMコードMARCを用いた解析により、圧縮破壊後の軟化を考慮した圧ぎを表現できる解析モデルを提案している (Fig.39)。

さらに、野城らは、地山不良区間における地震時のトンネル覆工の被害を最小限に食い止めるため、Fig.40に示した実験装置により、一次覆工と二次覆工との間に挿入する緩衝材および繊維補強コンクリートの効果について検証している(野城ら, 2009b)。その結果、覆工内面側のひび割れ発生状況はFig.41に示されるように、緩衝

材および繊維補強コンクリートを用いることによって、ひび割れ幅の抑制に効果が見られた。ただし、緩衝材を入れたものでは、変形モードによっては圧ぎが見られた。

宮林らは、過去の地震でトンネル被害が見られた小土かぶり山岳トンネルの耐震性を確認するために、Fig.42のせん断土槽実験装置によって、2次元せん断実験を行っている(宮林ら, 2011)。本模型実験では、トンネル模型を模擬地盤中に埋設し、ジャッキにより模擬地盤を介してトンネルにせん断変位を与えることにより実験を行うものである。トンネル模型は1/20スケールのモルタル製で、圧縮強度は26N/mm²である。Fig.43に示すように地盤のせん断ひずみ、トンネルのせん断変形率、トンネルの水平変形率を定義し、地盤のせん断ひずみを $\Delta/H = \pm 3\%$ までは1%ずつ、それ以降は3%大きくし、 $\Delta/H = \pm 6\%$ に達するまで静的に交番載荷を行った。 $\Delta/H = -1\%$ および $+1.5\%$ でアーチ左右型部に引張りひび割れが発生し、 Δ/H が大きくなるに伴い、ひび割れの数および幅が大きくなった。

これらの実験結果をモデルケースとして、地盤応答解析を行い、地盤のせん断ひずみ分布、収束剛性を求めた後、加速度を節点荷重に変換した上でトンネルの構造解析を行った。コンクリートと繊維補強コンクリートとの比較を行った結果、繊維補強コンクリートを適用してもトンネルとしての剛性の向上効果は期待出来なかったも

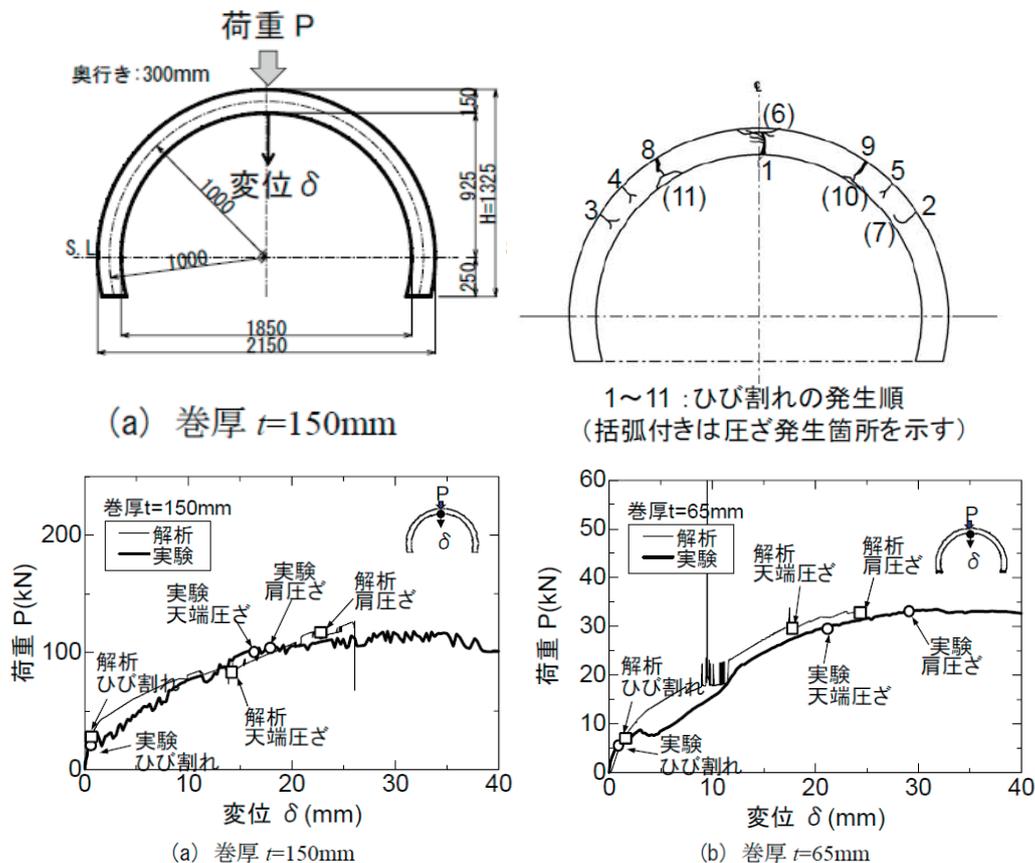


Fig.39 覆工の破壊試験と数値解析との結果の比較 (野城ら, 2009a)
Comparison with the destructive test with numerical analysis

の、ひび割れの開口を抑制できるため、圧ぎの発生を遅らせることが可能となることが示された。

以上に示したように、鉄道総合技術研究所では、様々な実験装置を駆使し、常時から地震時に到るまでの模型実験を行い、成果を公表している。

b 土木研究所におけるトンネルの模型実験

土木研究所では、国土交通省の社会ニーズに対応するためのトンネル研究を実施している。池口ら (1995) は、トンネルの天端が突発的に崩落する現象を再現するために、トンネル覆工におもりを落下させる衝撃載荷実験を行い、結果として破壊形態はひび割れのみ、曲げ破壊、押し抜きせん断破壊に区分され、覆工厚と破壊に要するおもりの位置エネルギーとの関係で整理している。

砂金・真下 (1999, 2002), 砂金ら (2000, 2001, 2003), は、大断面化、扁平化がすすめられている道路トンネルの覆工の力学的特性を把握するために、大型の模型を用いた覆工の破壊試験および数値解析を行っている。覆工載荷装置は、外径9,700mm、厚さ300mmの覆工コンクリートに、最大17断面から載荷できる大型の模型実験装置である (Fig.44)。

この装置により、山岳トンネルで覆工にゆるみ荷重が突発的に発生した状況を再現した載荷形式A、覆工の天端背面付近および肩部背面に空洞が生じている状態で覆工に上部から何らかの荷重が作用し、肩部で曲げモーメントが卓越する状況を再現した載荷形式Bについて模型実験を行っている。その結果、載荷形式Aでは、コンクリートが圧縮の限界に達する状態で耐荷力が決まること、

載荷形式Bでは、多断面でひび割れが生じ、それらが進展して構造的に不安定な状態になり、耐荷力が決定される (Fig.45) と想定されることを明らかにした。

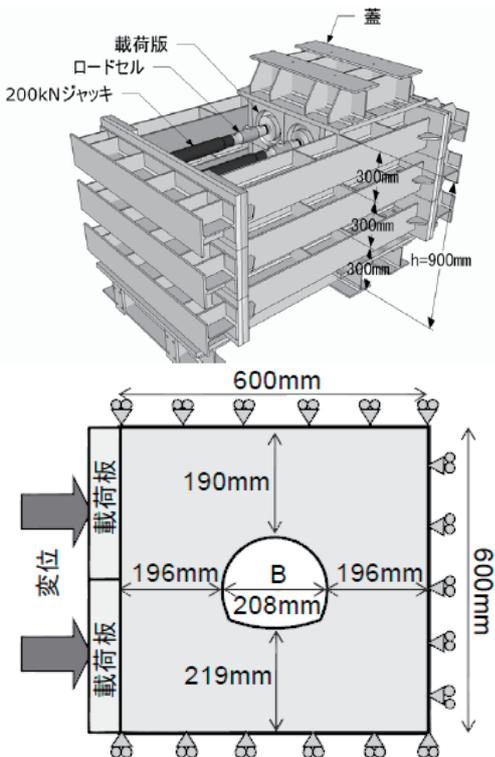


Fig.40 せん断土槽実験装置 (野城ら, 2009b)
Model experiment apparatus using laminar shea box

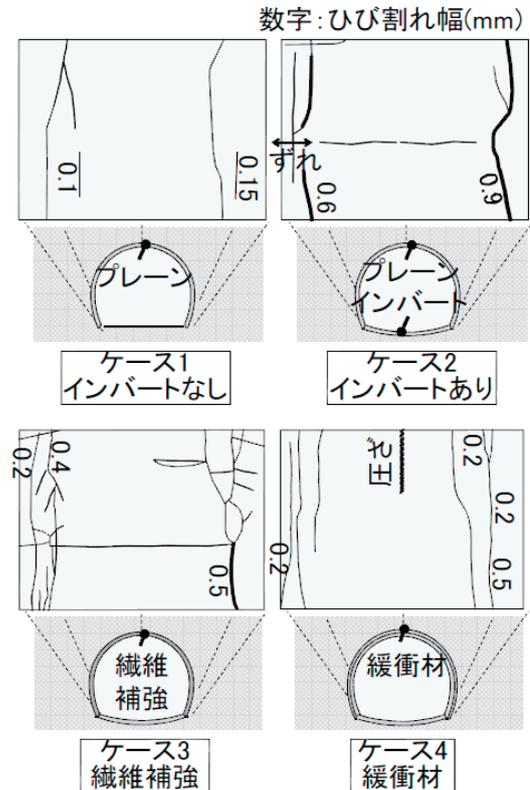


Fig.41 発生したひび割れの状況 (野城ら, 2009b)
Distribution of cracks

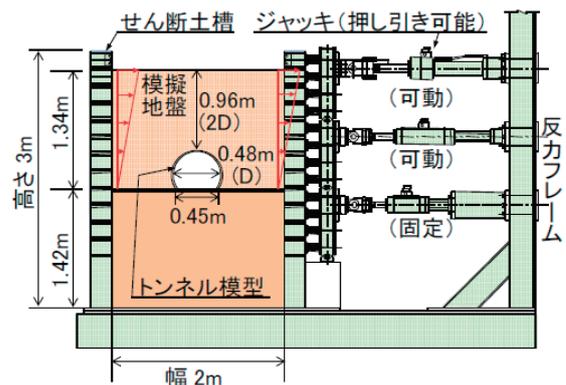


Fig.42 せん断土槽実験装置 (宮林ら, 2011)
Model experiment apparatus using laminar shea box

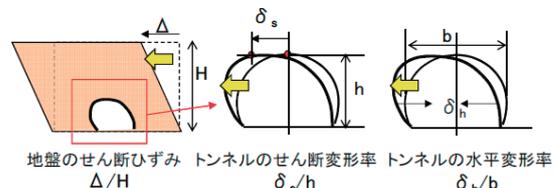


Fig.43 設定したパラメータ (宮林ら, 2011)
Setted parameters

3 地盤中に存在する覆工コンクリートを対象としたトンネル模型実験

ここでは、地盤中に存在する覆工コンクリートを対象として行われている模型実験に焦点を当て、それらによって得られた成果をとりまとめる。

寺本ら（1999）は、周辺地山とトンネル覆工との相互

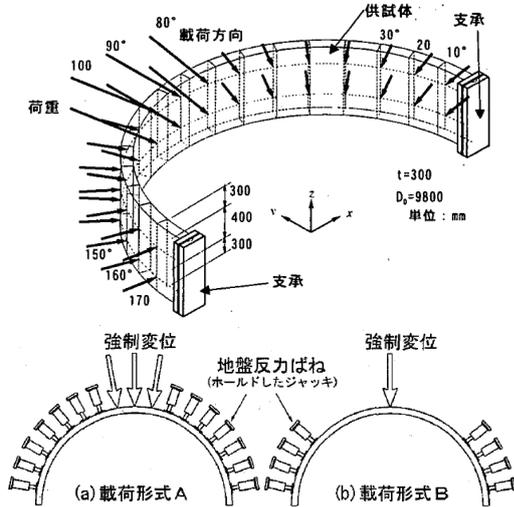
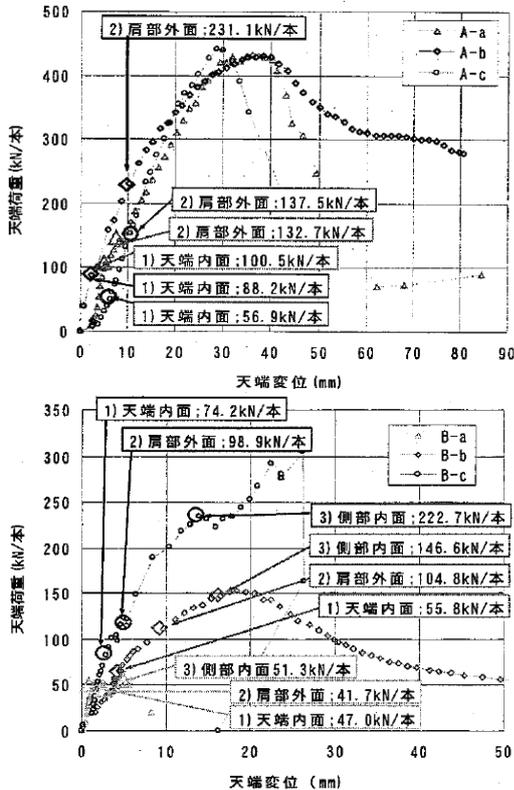


Fig.44 大型トンネル覆工載荷試験装置
(上：砂金・真下，1999；下：砂金ら，2003)
Large scale loading apparatus



ケースの次の a, b, c は覆工の材質が a:普通コンクリート, b:鋼繊維補強コンクリート, c:単鉄筋コンクリートを示す。

Fig.45 載荷形式A(上)と載荷形式B(下)の変位-荷重曲線
(砂金ら，2003)

Relationship between the displacement and the load with loading type (A) and loading type (B)

作用を考慮しつつ、トンネル覆工の挙動を観測する目的で、丸棒積層体を用いた模型実験 (Fig.46) を行っている。寸法は奥行き100mm、上部の載荷板の幅、側壁の高さは500mmで、トンネル覆工模型は、内径320mmの鋼板で作製している。地盤を模擬する丸棒の直径は、9mmと20mmのものを本数比で5:1(重量比で1:1)に混合した。側壁は完全に固定する支持(完全固定)と、ジャッキのバルブを閉じることで側壁が変位に応じて反力が増加するバネ的な支持(バネ支持)の両方が可能となっている。

厚さを変化させた鋼板に対して、固定支持、バネ支持を行った場合の荷重、ひずみ、頂部の変位の関係を Fig.47 に示す。この結果、地山が良好な場合、曲げ剛性の高い覆工には大きなひずみ、曲げモーメントが発生する。一方、地山が不良の場合、柔な覆工を用いると変形が大きくなり、破壊する可能性があるため、ある程度の剛性が必要とされることが示された。

同じく、田村・林（2005）は、アルミ棒積層体内に直径200mm肉厚0.1mmのアルミ製の円形断面トンネル覆工模型を作製し、土かぶりを増加させたときの座屈挙動について実験を行っている。

横山ら（2001）は、地盤を石膏で模擬した模型実験を行っている。在来工法による山岳トンネルでよく見られる、トンネル軸方向に連続するひび割れの発生原因について、天端背面に存在する空洞の影響を解明することを目的として、模型実験を行ったものである。模型実験のセンサー配置、実験概要を Fig.48 に示す。

地盤は、石膏：珪藻土：水を重量比1:0.3:1で混合したもので、圧縮強度は6.4N/mm²、密度は0.98g/cm³

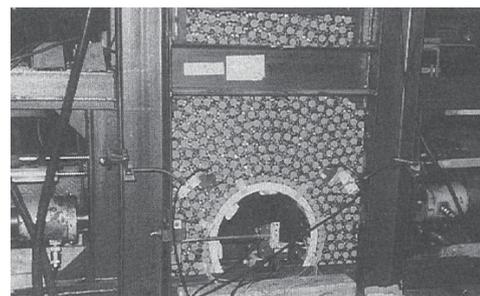
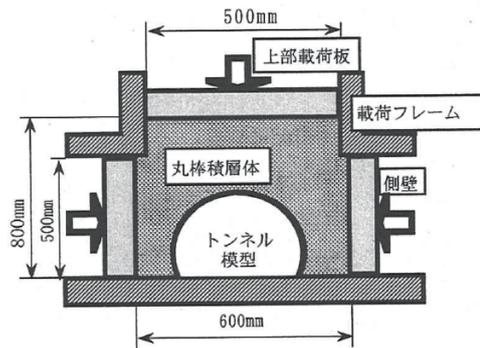


Fig.46 丸棒積層体を地盤としたトンネル模型実験装置
(寺本ら，1999)

Model experiment using round poles as the base foundation

である。地盤を含めた模型の大きさは、横800mm、縦750mm、厚さ100mmであり、覆工ライニングは、インバート付きの馬蹄形で、外径230mm、厚さ30mmとし、トンネルの中心と模型の中心を一致させている。4連のジャッキを上部に固定した構造としているため、荷重方向を鉛直方向および水平方向で作用させるために、覆工ライニングの上下方向を90°回転させた模型も製作して実験を行っている。

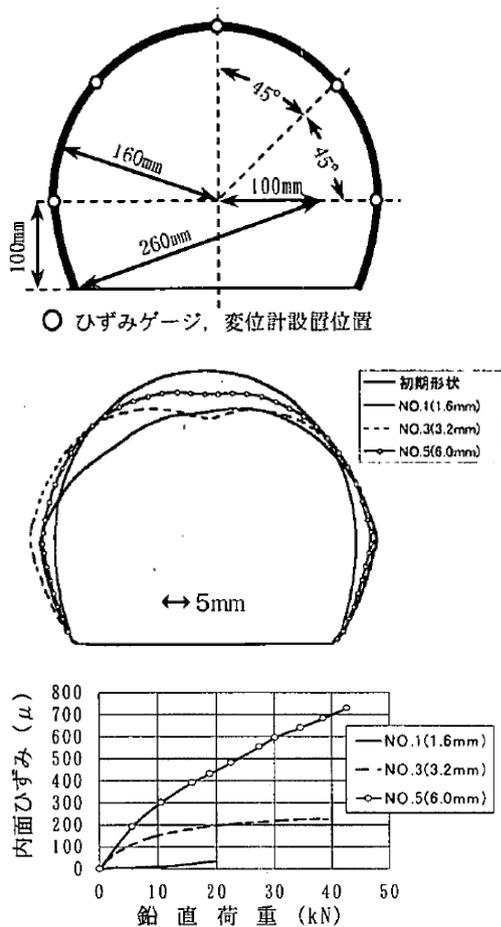


Fig.47 丸棒積層体を地山とした覆工の挙動 (寺本ら, 1999)
Tunnel lining movement using round poles as the base foundation

空洞が存在する場合のひずみ分布および破壊状況を Fig.49 に示す。変位の不動点を模型と独立した位置に設けているため、覆工ライニングは、荷重方向の変位が大きく観測されている。空洞モデルでは、荷重方向にかかわらず天端で圧縮、両肩部で引張が作用する。健全モデルでは、荷重応力が3.9MPaのときに模型地盤にせん断破壊が生じ、覆工ライニングには軽微なひび割れは見られたものの、顕著な破壊は生じなかった。一方、空洞モデルでは、Fig.50に見られるような破壊が生じた。荷重の作用方向が異なっているにもかかわらず、覆工ライニングはトンネル天端付近で左右に分離し、覆工ライニング内側では圧縮が発生した。最大荷重では、横から荷重を受けた場合の方が弱い荷重で破壊に到ることが示された。

木村・小泉 (1999) は、豊浦標準砂中にトンネル模型を設置したモデル (Fig.51) を用いて、地盤ばね定数の評価に関する基礎実験を行っている。実験装置の砂箱は、幅と高さが530mm、奥行き400mmで、模型地盤材料としては、相対密度が79%になるように調整した豊浦標準砂、トンネルの模型には、外径200mm、厚さ10mmの鋼管、同じく外径200mm、厚さ3mmの亚克力板を用いている。Fig.51のA-A軸の両方向から荷重 (ケース1: 20kN/m²→-2kN/m²→25kN/m², ケース2: -2kN/m²→20kN/m²→-2kN/m²), B-B軸方向の荷重板は固定した状態で砂地盤のみを対象として行った実験結果 (Fig.52) では、地盤に作用させた荷重板の平均荷重圧と地盤の変形量との関係は、圧縮側および引張側ともに線形であることが確認され、この実験時に得られた豊浦標準砂のパラメータを用いて地盤の変形係数を求めている。また、亚克力管、鋼管を埋設し、ケース1と同様の荷重条件での実験を行った結果について、亚克力管と鋼管で計測された土圧の差を求め、横軸を亚克力の半径変化量としてまとめた結果が Fig.53 である。亚克力管の外側 (B-B方向) および内側 (A-A方向) への変化量とそれらの位置の差圧とは線形関係にあり、この

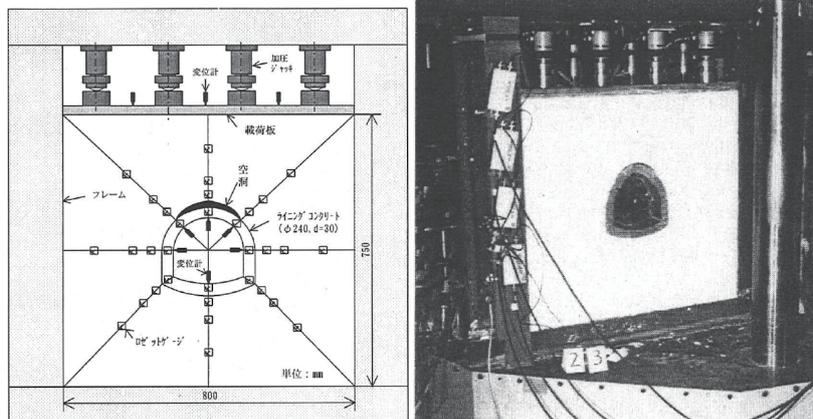


Fig.48 石膏地盤による覆工コンクリートの模型実験 (横山ら, 2001)
Model experiment of tunnel lining concrete using plaster as the base foundation

線形性は砂地盤のみの実験結果と同様に、地盤が受働側となる場合のみならず、主動側となる場合にも保持されることが示された。また、この傾きはアクリル管周辺の地盤ばね定数を意味していると思われるが、これは砂地盤のみの載荷実験から得られたパラメータとよく符合していることから、地盤の載荷時や除荷時の変形係数、ポアソン比から、アクリル管周りの半径方向の地盤ばね定数を推定できることが示された。

4 水路トンネルの覆工コンクリートの健全度評価に向けた研究の展開

これまでに行われてきたトンネルに関する研究を総括すると、まずはトンネル掘削にあたり設計に必要となる土圧分布を推定するための研究が行われ、続いて、鋼製支保工を採用する場合に必要とされる支保工の強度に関する研究が進められた。NATM工法が導入されてからは、NATM工法の理論に関する研究が行われ、近年では、トンネルの維持管理に向けた覆工コンクリートの変状から健全度を判定する研究や、地震時に発生するトンネルの

変状の再現に向けた取り組みが行われているという実情がわかった。

以下では、これらの文献調査の結果から明らかになった水路トンネルに関する研究の論点を整理する。

a 水路トンネルの設計理論

計画設計基準水路トンネルでは、現在、地山の等級分類をもとに、鋼製支保工の形式、覆工コンクリートの厚さなどが決められている。すなわち、トンネルの設計に関しては、未だ経験的なものが主体であり、トンネルに作用する荷重を仮定することによって設計を行っている。しかし、室内実験と現場が異なる現象も存在する。例えば、落とし土試験では、変形量がある程度進行すると、土圧が減少するのに対し、実際の鋼製支保工の挙動計測では、変形に伴って土圧が上昇する様子が確認されている。現状、トンネルの構造的な安全性に関する一番の問題点は、作用する荷重がどうなっているのか、明確にすることができない点である。今後、トンネルに作用する荷重を正確に把握することができるになれば、数値解析を含め、様々なツール、実験を通して、トンネルの設計が可

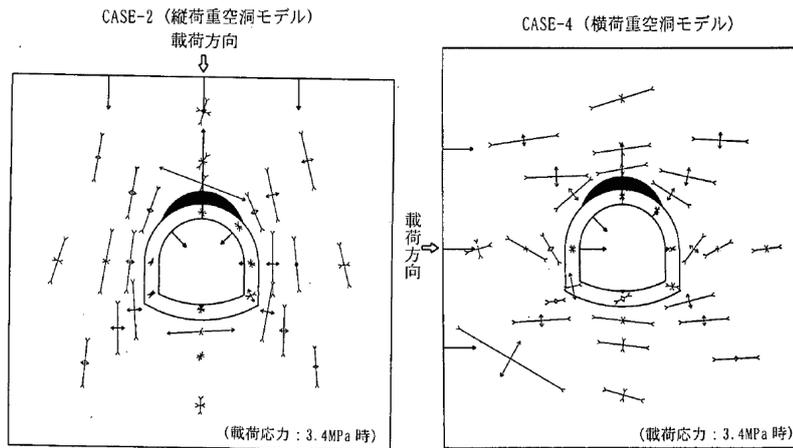


Fig.49 石膏地盤による覆工コンクリートの模型実験 (横山ら, 2001)
Result of model experiment of tunnel lining concrete using plaster as the base foundation

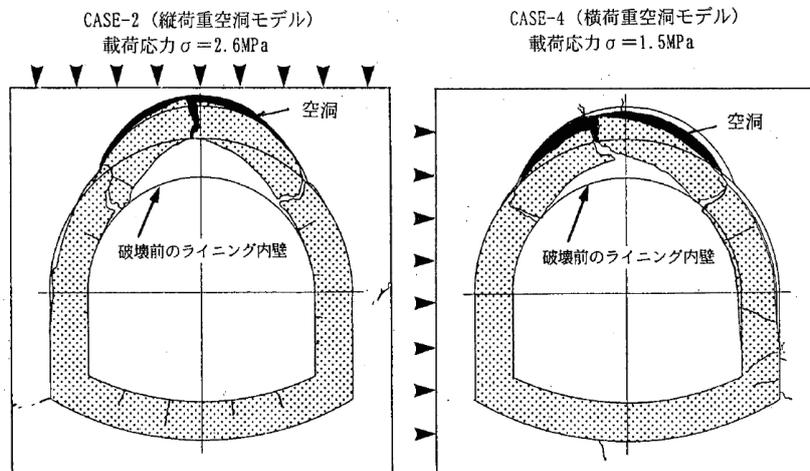


Fig.50 主ひずみの分布図および破壊状況 (横山ら, 2001)
Distribution of principal strain and fracture modes

能となる。

b 水路トンネルの形状の特殊性

水路トンネルは、道路トンネル等と比較すると、在来工法でつくられたものが多く、小型で、基本的にインバートが存在する構造となっている。模型実験によるこれまでの研究事例では、インバートが構造的な安全性に与える影響は大きく、インバートが存在することによって構造的な安全性は高まる。したがって、小型かつインバートが存在する水路トンネルの構造的な安全性は、鉄道や道路トンネルと比較すると、極めて高いと推察される。ただし、古い小規模な水路トンネルでは、標準馬蹄形だけでなく、ほろ形など、鉄道や道路トンネルには見られない特殊な形状となっている。こうした形状の相違は、水路トンネルの特殊性といえる。

c 既設トンネルの健全性の評価方法

供用開始後の「在来工法の構造的な安全性の評価」については、既に道路分野での研究・現地適用が進められている。これらの手法は、覆工コンクリートの変状を抽出し、その結果から健全度をランク分けして評価するものである。近年では、定性的な評価だけでなく、トンネル覆工コンクリートに直接荷重を作用させる模型実験の結果をもとに、その変位-荷重曲線とそのときのひび割れの形状を、実際の変状マップと照らし合わせることで覆工コンクリートに作用している荷重レベルを推

定し、健全度評価とリンクさせるという、より定量的な健全度評価を行っているものも見られる。しかし、これらの成果は、現状ではあくまでトンネル覆工コンクリートに直接荷重を作用させたときのひび割れ発生状況をもとにしたものであり、地盤との相互作用の観点からの模型実験をもとに、健全度を明らかにしようとする試みは、今のところ見られない。

以上の点から、既存の水路トンネルの定量的な機能診断を行うに当たって検討すべき内容は、次の2点にあると判断する。まず、1点目は、地盤中に存在する水路トンネルに、どのような荷重が作用するのか、また、どのような荷重分布で破壊に至るのか、さらには、現地で見られる左右岸アーチ部のひび割れが、どのような荷重分布で発生するのかを模型実験で明らかにすることである。小規模である、インバートが存在する、という水路トンネルの特徴は、おそらく構造的な安全性にプラス側の効果が発揮されていると思われる。

2点目として、破壊が致命的になる前に、どの部分にどのような変状が発生するのかを模型実験によって明らかにすることである。現時点では、水路トンネルの健全性を評価する上で鍵となる現象は、覆工コンクリートの圧縮破壊である「圧ざ」と考えているが、圧ざに至る以前に、その発生を事前に予測できる変状が見られないか

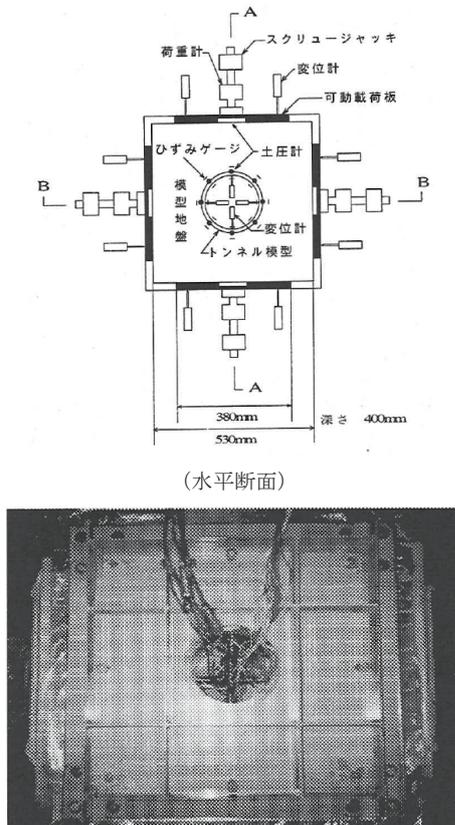


Fig.51 土槽実験装置 (木村・小泉, 1999)
Model experiment apparatus

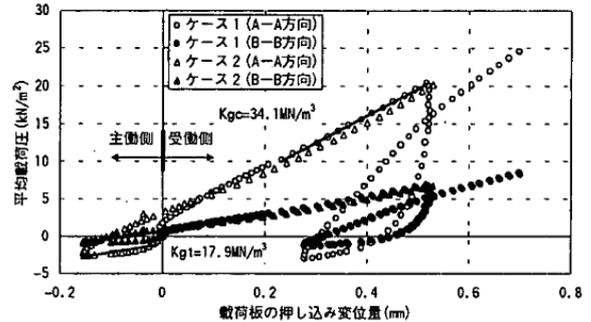


Fig.52 載荷板の平均載荷圧と変形量との関係 (木村・小泉, 1999)
Relationship between the average load and the displacement

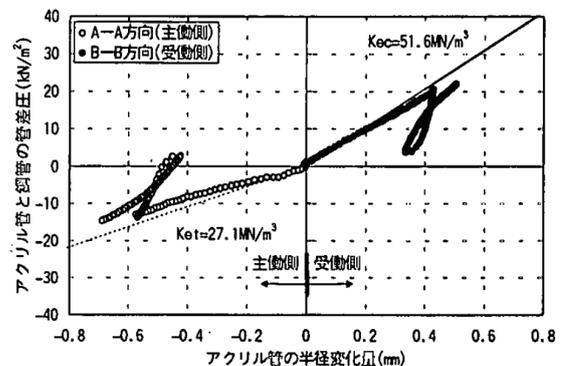


Fig.53 差圧とアクリル管の半径変化量との関係 (木村・小泉, 1999)

Relationship between the differential pressure and the variation of radius

を確認したいと考えている。

5 まとめ

本章では、土木学会論文集およびトンネル工学研究論文・報告集に掲載された論文、報文から、トンネルに関する研究の動向を整理した。日本においては、トンネル周辺の地山の応力分布を数学的に明らかにしようとする研究からスタートした。その後、鋼製支保工による在来工法の普及に伴い、鋼製支保工の性能に関する実験、解析が行われ、また、トンネルの設計に用いるべき地山の荷重、応力分布に関する研究が進められた。NATM工法が導入された1970年以降は、NATM工法の設計のための基礎実験や、数値解析を用いた実験結果の検証などが行われた。1990年以降は、トンネル覆工コンクリートの破壊メカニズム、長期間供用された覆工コンクリートの非破壊調査手法やそれに基づく健全度評価手法、補修補強工法の効果に対する性能試験などが行われ、また、都市部で用いられる低土かぶりトンネル、シールドトンネルに作用する土圧に関する研究なども継続して行われた。1995年の兵庫県南部地震、2004年の新潟県中越地震以降は、特にトンネルの耐震性に関する基礎的な研究が進められている段階である。水路トンネルにおいては、未だ地質分類から作用荷重を想定し、機能診断においても定性的な評価が主となっている。今後は、水路トンネルの形状の特殊性や地盤との相互作用を考慮した設計理論の体系化が必要と考える。

VI 結 言

本報告では、これまでに農業農村工学分野および土木分野で行われてきたトンネルの模型実験に着目した研究動向をレビューし、今後、既存水路トンネルの定量的な健全度評価を行うにあたり、重要となるポイントを整理した。その結果、以下のことが示された。

- ①水路トンネルに発生した変状や、供用中に発生したトンネルに関する事故事例から、水路トンネルの機能診断においては、
 - ・覆工コンクリートに発生しているひび割れ、コールドジョイント等の変状
 - ・覆工コンクリート背面の空洞状況およびその進行状況
 - ・トンネル周辺の地下水状況
 - ・施工が困難であった区間に発生する変状
 - ・地山の地質、土質の物性変化
 などに着目する必要がある。
- ②計画設計基準「水路トンネル」は、策定当時の研究成果を取り入れた地山荷重の設定などが行われている。地山の地質分類に関しては、地山強度比の導入などが進められ、修正されているものの、基本的な思想に大きな変化は認められない。
- ③農業農村工学分野では、仲野、浅井らによるトンネル

研究が進められた。近年では、トンネルの補修に対応したトンネル・イン・パイプの設計や、覆工コンクリートのひび割れ再現に着目した模型実験が進められている。

- ④土木分野においては、トンネル周辺の地山の応力分布の解明、鋼製支保工の性能に関する実験、解析、トンネルの設計に用いるべき地山の荷重、応力分布に関する研究に始まった。NATMが導入された1970年以降は、NATMの設計のための基礎実験や、数値解析を用いた実験結果の検証などが行われた。1990年以降は、トンネル覆工コンクリートの破壊メカニズムの解明、非破壊調査手法を活用した健全度評価、補修補強工法の効果検証に対する試験などが行われた。さらに、山岳トンネルの適用範囲の拡大に伴い、都市部で用いられる低土かぶりトンネル、シールドトンネルに作用する土圧に関する研究なども継続して行われた。1995年の兵庫県南部地震、2004年の新潟県中越地震以降は、特にトンネルの耐震性に関する基礎的な研究が進められている。
- ⑤水路トンネルの形状から判断すると、小規模かつインバートが存在することから構造的には安全性が高いと考えられる。しかし、現実には、左右岸の側壁にひび割れなどが見られる水路トンネルが多々存在する。今後は、地盤中の存在する条件のもとで、覆工コンクリートにどのような荷重が作用するのか、また、破壊に到るまでにどのような変状がどの部分に発生するのかを明らかにすることにより、水路トンネルの形状や地盤条件に応じた定量的な機能診断につながると考えられる。

参考文献

- 1) 東麻里子・古澤 二・木村寿志 (2006)：火砕流台地の水路トンネルと陥没要因の調査・解析，日本応用地質学会研究発表会講演論文集，173-174
- 2) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚・上野 洋 (1985)：砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究，土木学会論文集，358/Ⅲ-3，129-136
- 3) 芥川真一・松岡敬・関本宏・小林正治・安原幸二 (2002)：磁歪法によるトンネル支保構造部材の応力測定の可能性について，トンネル工学研究論文・報告集，12，247-252
- 4) 芥川真一・太田道宏・安原幸二・松岡敬 (2008)：磁歪法を用いたトンネル用鋼製支保工応力の現場測定，土木学会論文集F，64(3)，327-339
- 5) 浅井善代治 (1992)：各種トンネル断面における断面力算定のための係数表，農業土木学会論文集，162，77-88
- 6) 朝倉俊弘・小島芳之・安藤豊弘 (1991)：トンネル覆工の力学挙動解析－複線トンネル覆工模型実験のシミュレーション－，トンネル工学論文報告集，1，183-188
- 7) 朝倉俊弘・安藤豊弘・小島芳之・川上義輝 (1992)：トンネル覆工の力学挙動解析 (2)－単線トンネル覆工模型実験

- のシミュレーション解析－, トンネル工学論文報告集, 2, 51-58
- 8) 朝倉俊弘・小島芳之・安藤豊弘・佐藤豊・松浦章夫 (1993): トンネル覆工の力学挙動解析 (3)－トンネル覆工の3次元挙動－, トンネル工学論文報告集, 3, 41-48
- 9) 朝倉俊弘・小島芳之・安藤豊弘・佐藤豊・松浦章夫 (1994a): 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, 79-88
- 10) 朝倉俊弘・安藤豊弘・小保富士夫・若菜和之・松浦章夫 (1994b): 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, 89-98
- 11) 朝倉俊弘・志波由紀夫・松岡茂・大矢敏雄・野城一栄 (2000): 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, 659/Ⅲ-52, 27-38
- 12) 朝倉俊弘・小島芳之・野々村政一・宮林秀次・磯谷篤実 (2007): 小土被りトンネルにおける地震時挙動に関する研究, トンネル工学報告集, 17, 209-213
- 13) 朝倉俊弘・小島芳之・深沢成年 (2009): 山岳トンネルの地震被害メカニズムと耐震性向上に関する研究, 運輸分野における基礎的研究推進制度研究成果発表会,
<http://www.jrtt.go.jp/02Business/Research/pdf/sympoSeikaH21-02b.pdf>, 確認日2012.9.6
- 14) 長 尚・長友成樹・村上良丸 (1969): トンネルの鋼アーチ支保工の解析, 土木学会論文集, 165, 11-21
- 15) 土木学会 (1964): トンネル標準示方書解説「序」
- 16) 土木学会トンネル工学委員会 (1986): トンネル標準示方書の改訂内容とその考え方, 土木学会誌, 71(6), 57-60
- 17) 土木学会 (2002): 山岳トンネル覆工の現状と対策, トンネル・ライブラリー12, 66
- 18) 土木学会 (2006a): 『[2006年制定] トンネル標準示方書 [山岳工法]・同解説』改訂の主旨と概要
- 19) 土木学会 (2006b): 『[2006年制定] トンネル標準示方書 [開削工法]・同解説』改訂の主旨と概要
- 20) 土木学会 (2006c): 『[2006年制定] トンネル標準示方書 [シールド工法]・同解説』改訂の主旨と概要
- 21) 土木学会 (2006d): 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務, トンネル・ライブラリー第16号
- 22) 土木学会 (2005) (参照2012.12.5): トンネル工学委員会新潟県中越地震特別小委員会報告書, (オンライン), 入手先<http://www.jsce.or.jp/committee/tun/niigata_earthquake_report.pdf>
- 23) 福田暁 (2010): 両築平野用水第二期事業水路トンネル補強工の施工について, 農村振興, 729, 28-29
- 24) 福島啓一 (1994): わかりやすいトンネルの力学, 5-44, 土木工学社, 東京
- 25) 裕 昌也・毛利栄征・宮崎 徹・吉原正博 (2003): 老朽トンネル改修を伴うパイプ・イン・トンネル工法に関する検討, 農業土木学会大会講演要旨集, 564-565
- 26) 裕 昌也・毛利栄征・田中忠治・宮崎 徹・吉原正博・岡氏敏樹 (2004) パイプ・イン・トンネルの限界状態の予測, 農業土木学会大会講演要旨集, 100-101
- 27) 久武勝保・伊藤富男 (1982): トンネル掘削によって生じる地表面沈下の境界要素法による三次元解析, 土木学会論文集, 327, 107-114
- 28) 久武勝保・伊藤富男 (1985): 境界要素法と有限要素法によるトンネルの三次元弾塑性融合解析, 土木学会論文集, 第358号/Ⅲ-3, 77-84
- 29) 飯田廣臣・井浦智実・知本康男・千代啓三 (2006): 応力解放法を用いた場所打ちライニングコンクリートの応力計測, トンネル工学報告集, 16, 403-410
- 30) 池口正晃・猪熊章・宮川順一・永井春生 (1995): 突発性崩壊に関する模型実験, トンネル工学研究発表会論文報告集, 5, 129-132
- 31) 今田徹・猪熊明・石村利明 (1982): トンネルの力学に関する3次元の模型実験, 土木学会論文報告集, 322, 89-100
- 32) 今田徹・山崎良一・西村和夫 (1990) 光弾性実験によるトンネル公差部の応力性状, 土木学会論文集, 421/Ⅳ-13, 155-163
- 33) 砂金伸治・真下英人 (1999): トンネル覆工の力学的特性に関する考察, トンネル工学研究論文報告集, 9, 161-166
- 34) 砂金伸治・真下英人・義永茂司・海瀬忍・城間博通 (2000): トンネル覆工の力学特性に関する基礎的研究, トンネル工学研究論文報告集, 10, 221-226
- 35) 砂金伸治・真下英人・義永茂司・海瀬忍・城間博通 (2001): トンネル覆工の耐荷力に関する基礎的研究, トンネル工学研究論文・報告集, 11, 141-146
- 36) 砂金伸治・真下英人 (2002): トンネル覆工の耐荷力の評価に関する研究, トンネル工学研究論文・報告集, 12, 401-406
- 37) 砂金伸治・真下英人・木谷努・遠藤拓雄 (2003): トンネル覆工の構造耐力の決定メカニズムに関する実験的考察, トンネル工学研究論文・報告集, 13, 297-302
- 38) 磯田秀雄・大野裕司・小森武彦 (1971): トンネルのユウ水処理について－湖北農業水利事業補給水路トンネルの一例－, 農業土木学会誌, 39(10), 29-33
- 39) 伊藤哲男・馬場弘二・城間博通・吉武勇・中川浩二 (2004a): トンネル覆工コンクリートにおけるひび割れ界面のせん断強度実験, 土木学会論文集, 777/Ⅵ-65, 15-21
- 40) 伊藤哲男・馬場弘二・城間博通・吉武勇・中川浩二 (2004b): トンネル覆工コンクリートにひび割れ形態調査による剥落危険性評価, 土木学会論文集, 763/Ⅵ-63, 87-93
- 41) 伊藤富男・久武勝保 (1981): 新設トンネルがそれに平行な既設トンネルの覆工応力に与える影響, 土木学会論文報告集, 308, 77-84
- 42) 伊藤幸恒・伊藤哲男・原昌信・吉武勇・中川浩二 (2002): トンネル覆工コンクリートのひび割れ変状とその点検評価, 土木学会論文集, 714/Ⅵ-56, 233-238
- 43) 川本眺万 (1960) 異方性弾性地山における素掘円形トンネルの変形について, 土木学会論文集, 71, 20-27
- 44) 木村定雄・五十嵐龍・小泉淳 (1994): 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，トンネル工学論文報告集，4，47-54
- 45) 木村定雄・野本雅昭・渡邊誠司・小泉淳（1995）：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－相互作用を評価する地盤ばねについて－，トンネル工学論文報告集，5，71-78
- 46) 木村定雄・小泉淳（1999）：地盤と覆工の相互作用を考慮したシールドトンネルの設計法について，土木学会論文集，624/Ⅲ-47，123-134
- 47) 小島芳之・岡野法之・津野究・中西祐介・蒲地秀矢（2008）：全般・個別検査に対応したトンネル健全度診断システムの開発，鉄道総研報告，22(10)，59-64
- 48) 宮林秀次・井浦智実・小島芳之・野城一栄・朝倉俊弘（2011）：小土被り山岳トンネル覆工の耐震性能と耐震設計手法に関する基礎的研究，土木学会論文集F1（トンネル工学），67(2)，126-143
- 49) 樺山好幸・熊野賢二・宮川豊章・野村勝義・今田和夫（2000）：反射法を用いた非破壊試験のコンクリート構造物空隙調査への適用性に関する研究，土木学会論文集，665/Ⅵ-49，31-44
- 50) 森充広・森丈久・渡嘉敷勝・中矢哲郎・藤原鉄朗・齋藤豊（2012）：通水状態での農業用水路トンネル調査・点検技術の開発，農業農村工学会論文集，278，87-95
- 51) 村尾弘道・土屋拓万・董 会・長束 勇・石井将幸（2010）：農業用水路トンネルのひび割れ発生メカニズムの解明とその補強工法，農業農村工学会大会講演要旨集，454-455
- 52) 村尾弘道・董 会・土屋拓万・長束 勇（2011）：偏圧が作用した農業用水路トンネルの変状メカニズムの検討，農業農村工学会大会講演要旨集，550-551
- 53) 村山朔郎・松岡元（1971）：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，187，95-108
- 54) 中島淳一郎・武田明寅・竹本茂・吉田隆造（1988）：中央構造線の副断層帯を掘進すること729日－切幡隧道の施工例－，農業土木学会誌，56(4)，5-12
- 55) 中本龍治・菊池英明・高野金幸・古川浩平・中川浩二（1996）：水力発電導水路トンネルの劣化診断基準および変状評価システムに関する研究，土木学会論文集，540/Ⅵ-31，145-156
- 56) 仲野良紀（1973a）：水路トンネルの地圧と設計の考え方について（その1），農業土木学会誌，41(10)，5-13
- 57) 仲野良紀（1973b）：水路トンネルの地圧と設計の考え方について（その2），農業土木学会誌，41(12)，5-12
- 58) 仲野良紀（1974a）：水路トンネルの地圧と設計の考え方について（その3），農業土木学会誌，42(2)，15-22
- 59) 仲野良紀（1974b）：水路トンネルの地圧と設計の考え方について（その4），農業土木学会誌，42(3)，5-10
- 60) 中田与四郎・新井好夫（1968）：軟弱な地質におけるトンネル施工，農業土木学会誌，35(10)，21-25
- 61) (社)日本水道協会（2007）（参照2012.12.5）：広範囲に影響を及ぼす施設事故に関する課題検討会（広島県事故ケーススタディー）報告書，（オンライン），入手先 <http://www.jwwa.or.jp/houkokusyo/pdf/case_study/case_study_all.pdf>
- 62) 日経コンストラクション（1999）：湧水が充填不良を招き座屈，1999.12.10
- 63) 野田豊浩（2012）：水道水利用のある水路トンネル補強工事の事例－鋼板内巻工法（ステンレス鋼板）－，農村試行，751，34-35
- 64) 農林省構造改善局設計課（1975）：設計基準「水路工（その3）」（トンネル）の改定について，農業土木学会誌，43(9)，54-55
- 65) 農林省農地局（1954）：土地改良事業計画設計基準第3部設計第5編水路工第9章水路トンネル
- 66) 農林省構造改善局（1975）：土地改良事業計画設計基準第3部設計第5編水路工（その3）第6章トンネル
- 67) 農林水産省構造改善局建設部設計課（1992）：土地改良事業計画設計基準「水路トンネル」制定について，農業土木学会誌，60(3)，70-71
- 68) 農林水産省構造改善局（1992）：土地改良事業計画設計基準設計水路トンネル
- 69) 農林水産省構造改善局（1996）：土地改良事業計画設計基準設計「水路トンネル」基準書 技術書
- 70) 農林水産省構造改善局建設部設計課施工企画調整室（1996）：土地改良事業計画設計基準「水路トンネル」の改定について，農業土木学会誌，64(11)，59-62
- 71) 野城一栄・橋直毅・小島芳之・野々村政一・朝倉俊弘（2007）：地震による変位を想定したトンネルの模型実験，トンネル工学報告集，17，195-202
- 72) 野城一栄・小島芳之・新井泰・岡野法之・竹村次朗（2009a）：圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集C，65(4)，1024-1038
- 73) 野城一栄・小島芳之・宮林秀次・西藤潤・朝倉俊弘・竹村次朗（2009b）：地質不良区間における新設山岳トンネル用地震対策工の適用性，土木学会論文集C，65(4)，1062-1080
- 74) 小尾今朝寿・丸山登（2009）：トンネル更正工事の事例とコストダウンの取り組み，JAGREE，77，54-59
- 75) 大場諭・亀村勝美・重田佳幸・進士正人・中川浩二（2003）：トンネル覆工健全度評価のためのクラックテンソルの適用性の検討，トンネル工学研究論文・報告集，13，371-376
- 76) 小田栄一（1955）：巻立楕円系トンネル周辺の応力分布について，土木学会論文集，24，12-28
- 77) 小笠原洋・新見 健（2008）：送水トンネル崩落とその原因について，日本地質学会研究発表会講演論文集，53-54
- 78) 大屋戸理明・仁平達也・中山貴司・橋直毅（2008）：導電塗料を用いた鉄筋腐植によるコンクリート表面ひび割れの検知に関する基礎試験，土木学会第63回年次総会講演会，387-388
- 79) Portland Cement Association（1956）：Concrete Culverts and Conuits
- 80) Proctor, White（1946）：Rock tunneling with steel supports
- 81) 酒井俊典・田中忠治（1990）：模型実験による進行性破壊

- とスケール効果の検討－砂地盤におけるトラップドア問題の研究 (I)－, 農業土木学会論文集, 147, 15-26
- 82) 坂本貞雄 (1962): トンネルの鋼アーチ支保工に関する研究, 土木学会論文集, 88, 1-27
- 83) 坂本貞雄 (1970): トンネル標準示方書改訂に際して, 土木学会誌, 55(4), 50-54
- 84) 佐久間七郎左衛門 (1965): 膨張性地山トンネルの鋼アーチ支保工のひずみ計測と工法に関する研究, 土木学会論文集, 121, 17-27
- 85) 桜井春輔 (1970): 粘弾塑性地山内の円形トンネル覆工について, 土木学会論文報告集, 181, 77-89
- 86) 桜井春輔・川嶋幾夫・川畑康祝・皿海章雄 (1994): 土被りの浅いトンネルの力学的挙動に関するモデル実験, 土木学会論文集, 478/Ⅲ-26, 271-274
- 87) 佐野信夫・中田雅博・朝倉俊弘・松尾伸二・鈴木雅行 (1995): 覆工補強に用いる炭素繊維シートの接着特性に関する研究, トンネル工学論文報告集, 5, 185-190
- 88) 佐野信夫・伊藤哲男・馬場弘二・小島芳之・津野究・川島義和・松岡茂 (2006): ひび割れ進展と剛性変化に基づいたトンネル覆工の健全度評価, 土木学会論文集F, 62(2), 194-202
- 89) 重田佳幸・飛田敏行・亀村勝美・進士正人・吉武勇・中川浩二 (2006): ひび割れ方向性を考慮した覆工コンクリートの健全度評価法, 土木学会論文集F, 62(4), 628-632
- 90) 清水満・末松史朗・鈴木尊・安東豊弘・栗栖基彰 (2005): 新潟県中越地震による鉄道トンネルの被害, トンネル工学報告集, 15, 257-264
- 91) 篠田昌弘・大村寛和・御崎哲一・島田義則・内田成明 (2009): レーザー加振によるコンクリート部材の非破壊検査法の開発, 鉄道総研報告, 23(12), 29-34
- 92) 杉浦高広・原享・吉田力・皆川昌樹・渡邊一悟 (2003): 熱赤外線映像法による覆工コンクリートの健全度評価について, トンネル工学研究論文・報告集, 13, 359-364
- 93) 高橋秀男・鳥畑一成 (1971): 泥岩トンネルの施工について, 農業土木学会誌, 39(7), 37-44
- 94) 高橋真一・杉江茂彦・桑原徹・鈴木健一郎・畑浩二 (2003): 低土被りトンネルの掘削を模擬した遠心模型実験, トンネル工学研究論文報告集, 13, 119-122
- 95) 高橋真一・杉江茂彦 (2004): 低土被りトンネルの掘削を模擬した遠心模型実験 (その2), トンネル工学報告集, 14, 1-6
- 96) 高橋真一・杉江茂彦・木梨秀雄 (2005): 低土被りトンネルの掘削を模擬した遠心模型実験 (その3)－補助工法鏡ボルト工による対策と効果－, トンネル工学報告集, 15, 9-14
- 97) 田村武・林芳樹 (2005): 地盤との相互作用を考慮したトンネル覆工の座屈解析, 土木学会論文集, No.792/Ⅲ-71, 199-210
- 98) 田中忠治・酒井俊典 (1991): 有限要素解析による進行性破壊とスケール効果の検討－砂地盤におけるトラップドア問題の研究 (II)－, 農業土木学会論文集, 153, 1-10
- 99) 谷茂・斉藤正幸・荒木繁雄 (2010): 中越沖地震におけるシールドトンネルの被災事例, 土木学会論文集A, 66(1), 56-67
- 100) 谷本勉之助 (1937): 巻立円形隧道の応力分布, 土木学会誌, 23(4), 357-379
- 101) 谷村大三元・西尾誠高・深井直光・今田徹・堀井秀之 (2000): 導水路トンネルの内巻鋼管の変形に関する検討－水戸トンネルの事例－, トンネル工学研究論文・報告集, 10, 245-250
- 102) 橋直毅・小島芳之・野城一栄・朝倉俊弘・野々村政一 (2007): 兵庫県南部地震 (1995), 新潟県中越沖地震 (2004) におけるトンネル被害の傾向, トンネル工学報告集, 17, 215-219
- 103) Terzaghi, K. (1943): Theoretical Soil Mechanics J. Wiley and Sons, inc
- 104) 寺本正・小池武・田村武 (1999): 丸棒積層体を用いたトンネル模型載荷実験, 土木学会論文集, No.631/Ⅲ-48, 495-498
- 105) 公益財団法人鉄道総合技術研究所 (2012) (参照2012.10.25): 小型トンネル覆工模型実験装置, (オンライン), 入手先<<http://www.rtri.or.jp/rd/division/rd43/rd43400/rd43400201.html>> (確認日: 2012.10.25)
- 106) 公益財団法人鉄道総合技術研究所 (2012) (参照2012.10.25): 大型型トンネル覆工模型実験装置, (オンライン), 入手先<<http://www.rtri.or.jp/rd/division/rd43/rd43400/rd43400202.html>> (確認日: 2012.10.25)
- 107) トンネル工学委員会トンネル標準示方書改訂小委員会 (1977): 「トンネル標準示方書」「シールド工法指針」の改訂, および「開削トンネル指針」の制定に際して, 土木学会誌, 62(8), 65-68
- 108) トンネル工学委員会 (1996): 「トンネル標準示方書・同解説」改訂の概要, 土木学会誌, 81(8), 94-95
- 109) 土屋 敬 (1984): NATMの設計プログラムの開発, 土木学会論文集, 346/Ⅲ-1, 117-123
- 110) 土屋 敬・峯本 守・吉田恒彦 (1986): 膨張性地山におけるトンネル設計に関する研究, 土木学会論文集, 376/Ⅲ-6, 287-296
- 111) 山田隆昭・佐藤信夫・馬場弘二・吉武勇・中川浩二・西村和夫 (2007): トンネル覆工コンクリートの定量的な健全度評価基準, 土木学会論文集F, 63(1), 86-96
- 112) 山田隆昭・佐藤信夫・馬場弘二・重田佳幸・吉武勇・西村和夫 (2009): ひび割れ指数を用いたトンネル覆工コンクリートの健全度評価法の構築, 土木学会論文集F, 65(1), 11-16
- 113) Yamaguti Noboru (1929): On The Stresses Around Horizontal Circular Hole In Gravitating Elastic Solid, 土木学会誌, 15(4), 291-307
- 114) 山本 元・高木 薫 (1965): トンネルの支保工と覆工に関する研究, 土木学会論文集, 114, 34-55
- 115) 山本 稔 (1986): トンネル標準示方書の改訂に際して, 土木学会誌, 71(2), 1
- 116) 横山 章・高瀬昭雄 (1984): 土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動, 土木学会論文集, 352/Ⅲ

-2, 79-88

117) 横山幸也・志水義彦・石田毅・水田義明（2001）：応力測

定によるトンネルライニングの健全度評価に関する実証的研究, 土木学会論文集, No.687/Ⅲ-56, 65-76

受理年月日 平成24年10月26日

Review of Reserch Trends Concerning Structural Safty of Tunnels

MORI Mitsuhiro, ASANO Isamu, TOKASHIKI Masaru, and NISHIHARA Masahiko

Summary

The function diagnosis of irrigation tunnel is evaluated by the value of soundness, which is defined in the guidance created by Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries. However, these evaluation are qualitative, so quantitative evaluation are needed for the accurate diagnosis. In this paper, first we corrected some examples of accidents in tunnel structure during service period to detect the point for the diagnosis of irrigation tunnel. Next, we reviewed the changes in design method of tunnel structure. At last, we collected the research results of tunnel structures using model experiments, and described the vision to establish the quantitative diagnosis for irrigation tunnel.

Keywords : Irrigation tunnel, Effective events, Soundness, Fuction diagnosis, Model experiments

Appendix 土地改良事業計画設計基準 水路トンネル 各項目の変遷

(1) 基本事項

水路トンネルの路線の選定、坑口位置の選定、トンネルの設計、最小土かぶり厚さ、トンネルの勾配および断面形、最小施工断面に関する設計事項の変遷について、Table 1に示す。これら基本事項に関しては、各年代の設計基準での差はほとんど見られない。変更点としては、1996年のトンネル最小土かぶり厚さの標準仕様（別表-1）において「無筋コンクリートライニング無支保の土砂トンネル」の規定「5De、ただし最小10m」の記述がなくなった点である。

(2) トンネル構造

水路トンネルの構造設計におけるトンネルタイプ、トンネルに作用する荷重、支保工に関する設計基準の変遷、地山の分類について、Table 2～5に示す。

まず、トンネルタイプの分類では、Table 2別表-2, 3, 4に示されるように、1975年ではA, B, C, Dの4段階の区分が、1992年には、BがB1, B2に、DがD1, D2に区分されたため、合計6段階のトンネルタイプに修正されている。また、1992年版では、吹付け・ロックボルトに関する項目が追加され、吹付け厚やロックボルトの延長方向間隔の設計が変更されている。1992年と1996年では、若干記述が異なっている部分があるものの、大差はない。鋼製支保工の規格および建込み間隔に関しては（別表-5, 6, 7）、1975年、1992年では、大差がないものの、1996年では、トンネルタイプが細分化されたことに伴って、建込み間隔の記述が若干異なっている。2.0m未満でも、H形鋼の使用が可能となっている。

また、トンネルタイプを判断するための基準では、Table 4に示されるように、1975年で導入されていなかった見かけの地山強度比 $F'c$ が、1992年から判別指標として導入されるようになったことが特徴である。

水路トンネルの構造設計におけるライニングの考え方自体に大きな変化は見られないが、設計基準としての記載方法が年々異なっている。

ライニングに求める機能についての記載は、ほぼ変更がなく、

- ①ライニングは、それ自身または、地山ならびに鋼製支保工等と共同して地圧、水圧、その他の外力に対抗して長く所定の内空断面の形状を維持する。
- ②地山の物理性、化学的風化作用を防止または、軽減する。
- ③トンネル内外面間の水の流通を阻止する。
- ④トンネル内周面の粗度を減少し、可能な限り内空断面の縮小または水頭損失の軽減を図る。
- ⑤トンネルの維持管理を容易にする。

ことを主たる機能として掲げている。また、コンクリートライニングに用いるコンクリートの品質については、基準として明記されていないものの、目安として無筋コンクリートの場合 $180\text{ kg/cm}^2 \sim 210\text{ kg/cm}^2$ ($18 \sim 21\text{ N/mm}^2$)の範囲、鉄筋コンクリートでは 210 kg/cm^2 (21 N/mm^2)を原則とし、使用材料および配合等については、土木学会制定のコンクリート標準示方書に準拠することが示されている。

また、設計巻厚や水抜きを設置などについても、大きく設計的に変更されている点はない。

(3) 覆工背面の空隙処理方法

覆工背面の空隙処理に関しては、1975年から設計思想に変化はなく、主働土圧を均等に分布させることや、受働土圧を有効に働かせることの障害となる空隙は充填することを基本とし、地質がよほど良好である場合を除き、基本的にはグラウチングを行うこととしている。低圧充填グラウチングに求める機能として、以下を記載している。

- ①地圧を均等に分布させて偏圧の発生を防止する。
- ②地山の反力を有効に働かせる。なお、この機能は地山と支保工リブとの間に打ち込まれたくさびまたは木矢板類が腐朽したのちも継続するものと考えられる。
- ③部分的に生ずるアーチ部コンクリートの空隙に浸透し、固結強化してライニングの質的向上を図る。
- ④地山からの湧水を防止し、コンクリートライニングの耐久性を高める。
- ⑤ゆるみの進行による荷重の増加を防ぐ効果がある。

ここで、地山からの湧水がコンクリートライニングの劣化に与える影響に関して、1975年の設計基準には、「ライニング材料の老朽劣化の原因は、いわゆる風化凍害作用であって、漏水がとくにこれを促進している」と示されている。

低圧グラウチングの注入圧力の標準は 2 kg/cm^2 (0.2 MPa)とすることが示されている。さらに、グラウチング材の強度は、固結後 10 kgf/cm^2 (1 N/mm^2)程度あれば十分とされている。1996年の技術書では、これらに加えて、施工すべき区間の事例、注入管と注入材料の事例が示されている。注入材料は、空隙の大きさ・湧水の状態等を考慮し、最適なものを選び、一般にはベントナイト混合モルタルおよびエアモルタルの使用事例が多いとしている。エアモルタルでは、セメント：砂比1：4が一般的となっている。

Table 1 基本事項に関する土地改良事業計画設計基準の変遷
Changes in land improvement project design standard about basic items

	1975 (昭和50) 年	1992 (平成4) 年	1996 (平成8) 年
路線の選定	トンネルの路線は、技術的、経済的および社会的条件などを考慮して、最良となるように決定しなければならない。	トンネルの路線は、技術的、経済的および社会条件等を考慮して最良となるように選定する。	→
坑口の選定	-	トンネルの坑口は、安定した地山で、かつ、機能上の障害を受けにくい位置に選定する。	→
トンネルの線形	トンネルの線形は、地形、地質条件が許す限り直線または大半径の曲線となるように設計しなければならない。 (1) コンクリートライニングにスチールフォームまたはメタルフォームを用いる場合 $R=L^2/2l$ ($l=8 \cdot de$) R: トンネル中心線の最小曲線半径 (m) Lf: スチールフォームの長さまたはメタルフォームを使用する場合の1回の打設延長 de: 円形カーブを折れ線カーブとした場合の指定路線からのはずれで、標準は0.05m内外とし、最大でも0.1mとする (2) シールド工法を採用する場合 $R=m \cdot De$ または $R=n \cdot Ls$ m: 最小30 (施工例は50内外が多い) n: 最小20 (施工例は100/3内外が多い) De: トンネル掘削断面の直径 (m) Ls: シールド長さ (m) (3) トンネルボーリングマシン工法の場合 $R=m \cdot De$ m: ロビソン式またはウォールマイヤー式の場合で施工例は30内外が多い。	トンネルの線形は、地形、地質条件が許す限り直線または大半径の曲線となるように設計する。	トンネルの線形は、地形、地質条件が許す限り直線または大半径の曲線となるように設計しなければならない。 (1) → (2), (3) については「シールド工法やトンネルボーリングマシンを使用する場合の最小曲率半径は、関連する技術書や施工事例を参考として適切に設計する必要がある」との記述に変更
最小土かぶり厚さ	トンネルは、施工上の安全と経済性および構造上の安全、ならびに水路の保全のうえから必要な土かぶりを確保しなければならない。	トンネルの土かぶりは、構造上の安全性、施工上の安全性と経済性及び水路の保全から必要な厚さを確保する。	トンネルの土かぶりは、構造上の安全性、施工上の安全性と経済性及び水路の保全から必要な厚さを確保しなければならない。
勾配および断面形	トンネルの勾配および断面形は水理および構造上ならびに施工上の見地から適切に設計しなければならない。 1/500～1/5,000の範囲であればとくに支障はない。	トンネルの勾配及び断面形は、水理・構造上及び施工上の見地から適切に設計する。	→ → 関連する技術書を参考として適切な断面形状としなければならない。
最小施工断面	トンネルは、施工上の安全性と経済性を考慮して、施工上必要な最小断面を決定しなければならない。	トンネルの施工断面は、安全性と経済性を考慮して、施工上必要な最小断面を確保する。	→

(別表1)

Table 2 トンネル構造に関する土地改良事業計画設計基準の変遷
Changes in land improvement project design standard about tunnel structure

	1975 (昭和50) 年	1992 (平成4) 年	1996 (平成8) 年																				
トンネルタイプ (無圧)	トンネル標準断面は、そのトンネルの地質条件に適合したトンネルタイプで設計しなければならない。	無圧トンネルは、外力に対して安全な構造としなければならない。トンネルタイプは、地質条件、支保工及びライニングの種類によって決定する。	無圧トンネルの構造は、地質調査等に基づいて推定した地圧、外水圧等を考慮して、耐久性の優れた安全なものとしなければならない。トンネルタイプは、地質条件、ライニングの有無及び材質、支保工の有無及びその形式、種類によって分類し、適切に選択しなければならない。																				
矢板工法支保工に作用する荷重	<p>(別表-2)</p> <p>支保工やライニングに作用する荷重は、調査結果と施工実績などをもとに適切に決定しなければならない。</p> <p>支保工に作用する地圧は、地質、施工法などを考慮して、判定しなければならない。特別な場合を除き、地圧があると推定される場合、支保工に作用する地圧は、表-6.3.6のゆるみ高さの値を標準として算定してもよい。</p> <table border="1"> <tr> <td>トンネルタイプ</td> <td>B</td> <td>C</td> <td>D</td> <td>備考</td> </tr> <tr> <td>ゆるみ高さ</td> <td>0.5De</td> <td>1.0De</td> <td>2.0De</td> <td>De: 掘削断面の直径 (m)</td> </tr> </table> <p>鋼アーチ支保工は、地質条件、施工性およびトンネル規模などを考慮して適切に設計しなければならない。</p>	トンネルタイプ	B	C	D	備考	ゆるみ高さ	0.5De	1.0De	2.0De	De: 掘削断面の直径 (m)	<p>(別表-3)</p> <p>矢板工法の支保工に作用する荷重は、調査結果と施工実績等をもとに適切に決定する。</p> <table border="1"> <tr> <td>トンネルタイプ</td> <td>B</td> <td>C</td> <td>D</td> <td>備考</td> </tr> <tr> <td>ゆるみ高さ</td> <td>0.5De</td> <td>1.0De</td> <td>2.0De</td> <td>De: 掘削断面の直径 (m)</td> </tr> </table> <p>この表の適用範囲は、次の場合を除く。 ①地質が堅硬な岩堰で、きわめて良好な場合。 ②地質が著しく不良でかつ湧水もあって、土砂が流動状態や大きな押し出し性及び膨張性の地圧を生ずるような場合。</p>	トンネルタイプ	B	C	D	備考	ゆるみ高さ	0.5De	1.0De	2.0De	De: 掘削断面の直径 (m)	<p>(別表-4)</p> <p>矢板工法は、次の方法により設計しなければならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 矢板工法の支保工に作用する荷重は、調査結果と施工実績等をもとに適切に決定しなければならない。 鋼製支保工の形状は地質状況、掘削方法及びライニング方法との関連を考慮して決定しなければならない。 鋼製支保工の材質は、荷重による変形があっても、折損しにくく、曲げや溶接等の加工性が良好なものでなければならない。また、支保工の曲げ加工は冷間加工を原則とする。 鋼製支保工の継手の位置及び構造は、断面形状、応力の大きさと分布、施工方法を考慮して決定しなければならない。 鋼製支保工に関連する部材は、支保工の機能を十分發揮できるように設計しなければならない。 支保工の規格と建込み間隔は、地質条件、施工性及びトンネル規模等を考慮して適切に決定しなければならない。
トンネルタイプ	B	C	D	備考																			
ゆるみ高さ	0.5De	1.0De	2.0De	De: 掘削断面の直径 (m)																			
トンネルタイプ	B	C	D	備考																			
ゆるみ高さ	0.5De	1.0De	2.0De	De: 掘削断面の直径 (m)																			
グラウト	<p>ライニング背面と地山の間の空ゲキは、原則としてモルタルグラウト等でてん充しなければならない。</p> <p>低圧グラウトの注入圧力の標準は2kg/cm²とする。 低圧てん充グラウトは、特に高い強度は要求しないが、固結後10kg/cm²程度あれば十分である。</p>	<p>ライニング背面と地山の間の空隙をてん充するため、原則としてグラウトを行うものとする。</p> <p>低圧てん充グラウトの注入圧力の標準は2kg/cm²とする。 低圧てん充グラウトの強度は、固結後10kg/cm²程度あれば十分である。</p>	<p>低圧グラウトの注入圧力の標準は2kg/cm²とする。 裏込注入に用いられたグラウトは特に高い強度は必要でなく、固結後10kg/cm²程度あれば十分である。しかし注入理由によっては、ある程度の強度を要することもあり、注入理由に応じて最適な強度の検討が望ましい。</p>																				
水抜き工	<p>トンネル頂部より左右30°±の位置に、5.0m間隔交互にφ50mmで設けるものとする。</p>	<p>無圧トンネルには、ライニング完成後の過大な静水圧を防止するため、原則としてアーチ部のウイーブホールを、インバート中央ライニング下部には、アンダードレーンを設けなければならない。</p>	<p>無圧トンネルには、ライニング完成後の過大な静水圧を防止するため、原則としてアーチ部にウイーブホールを、インバート中央下部にはアンダードレーンを設けるものとする。</p>																				
支保工の規格と建込み間隔	<p>鋼アーチ支保工の規格および建込み間隔は、表-6.3.13を標準とする。</p> <p>表-6.3.13 支保工の規格と建込み間隔 (別表-5)</p>	<p>支保工の規格と建込み間隔は、地質条件、施工性及びトンネル規模等を考慮して適切に決定する (別表-6)。</p>																					

<p>ライニングは、次の方法により設計しなければならない。</p> <p>(1) ライニングに作用する荷重は、自重、地圧、地盤反力及び外水圧から適切に選定する。</p> <p>(2) ライニングの設計巻厚は、トンネルの目的及び地山条件等を考慮して、十分な安定性と耐久性の確保に必要な厚さとする。</p> <p>(3) コンクリートライニングは、特別な条件以外は無筋コンクリートとする。</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">トンネルタイプ</th> <th colspan="2">設計巻き厚 (cm)</th> <th rowspan="2">備考</th> </tr> <tr> <th>アーチ、側壁</th> <th>インバート</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>1/20Di, ただし最小15</td> <td>1/20Di, ただし最小15</td> <td rowspan="4">インバートの最小厚さは地圧がある場合はアーチ、側壁に同じ</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1/20Di, ただし最小20</td> <td>1/20Di, ただし最小15</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1/15Di, ただし最小20</td> <td>1/15Di, ただし最小20</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1/12Di, ただし最小20</td> <td>1/15Di, ただし最小20</td> </tr> </tbody> </table> <p>Di: トンネル内空断面の直径</p>	トンネルタイプ	設計巻き厚 (cm)		備考	アーチ、側壁	インバート	A	1/20Di, ただし最小15	1/20Di, ただし最小15	インバートの最小厚さは地圧がある場合はアーチ、側壁に同じ	B	1/20Di, ただし最小20	1/20Di, ただし最小15	C	1/15Di, ただし最小20	1/15Di, ただし最小20	D	1/12Di, ただし最小20	1/15Di, ただし最小20	<p>コンクリートの品質は、耐摩耗性、耐久性及び水密性等を考慮して決定しなければならないが、コンクリートの設計基準強度は無筋コンクリートの場合18~21N/mm²の範囲(通常は18N/mm²、多少曲げモーメントが生じるような力が作用するなど不安がある場合は21N/mm²について検討する。)、鉄筋コンクリートでは21N/mm²を原則とし、使用材料及び配合等については、土木学会制定の「コンクリート標準示方書」に準拠するものとする。</p>
トンネルタイプ	設計巻き厚 (cm)		備考																		
	アーチ、側壁	インバート																			
A	1/20Di, ただし最小15	1/20Di, ただし最小15	インバートの最小厚さは地圧がある場合はアーチ、側壁に同じ																		
B	1/20Di, ただし最小20	1/20Di, ただし最小15																			
C	1/15Di, ただし最小20	1/15Di, ただし最小20																			
D	1/12Di, ただし最小20	1/15Di, ただし最小20																			
<p>ライニングに作用する荷重は、自重、地圧、地盤反力及び外水圧のうちから適切に選定する。</p> <p>ライニングの設計巻厚は、トンネルの目的及び地山条件等を考慮して、十分な安定性と耐久性の確保に必要な厚さとする。</p> <p>吹付けコンクリートによるライニングは、地山が堅硬な岩盤で、将来とも物質的及び化学的風化作用に耐え得ると想定される場合に吹付けコンクリートを採用することができるとする。</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">トンネルタイプ</th> <th colspan="2">設計巻き厚 (cm)</th> <th rowspan="2">備考</th> </tr> <tr> <th>アーチ、側壁</th> <th>インバート</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>1/20Di, ただし最小15</td> <td>1/20Di, ただし最小15</td> <td rowspan="4">インバートの最小厚さは地圧がある場合はアーチ、側壁に同じ</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1/20Di, ただし最小20</td> <td>1/20Di, ただし最小15</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1/15Di, ただし最小20</td> <td>1/15Di, ただし最小20</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1/12Di, ただし最小20</td> <td>1/15Di, ただし最小20</td> </tr> </tbody> </table> <p>Di: トンネル内空断面の直径</p>	トンネルタイプ	設計巻き厚 (cm)		備考	アーチ、側壁	インバート	A	1/20Di, ただし最小15	1/20Di, ただし最小15	インバートの最小厚さは地圧がある場合はアーチ、側壁に同じ	B	1/20Di, ただし最小20	1/20Di, ただし最小15	C	1/15Di, ただし最小20	1/15Di, ただし最小20	D	1/12Di, ただし最小20	1/15Di, ただし最小20	<p>コンクリートライニングは、特別な条件以外は無筋コンクリートとする。</p> <p>コンクリートの品質は、耐摩耗性、耐久性及び水密性を考慮して決定される。コンクリートの設計基準強度は無筋コンクリートの場合180~210kgf/cm²の範囲、鉄筋コンクリートでは210kgf/cm²を原則とし、使用材料及び配合等については、土木学会制定の「コンクリート標準示方書」に準拠する。</p>
トンネルタイプ	設計巻き厚 (cm)		備考																		
	アーチ、側壁	インバート																			
A	1/20Di, ただし最小15	1/20Di, ただし最小15	インバートの最小厚さは地圧がある場合はアーチ、側壁に同じ																		
B	1/20Di, ただし最小20	1/20Di, ただし最小15																			
C	1/15Di, ただし最小20	1/15Di, ただし最小20																			
D	1/12Di, ただし最小20	1/15Di, ただし最小20																			
<p>トンネルの設計にあたっては、地質条件などを考慮して、ライニングとして、構造上必要な厚さを決定し、トンネル標準断面図にこれを示さなければならない。設計巻き厚は特別な場合を除き、表-6.3.9の値を標準とする。</p> <p>表-6.3.9 設計巻き厚の標準 (cm)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">トンネルタイプ</th> <th colspan="2">設計巻き厚</th> <th rowspan="2">備考</th> </tr> <tr> <th>アーチ、側壁</th> <th>インバート</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>1/20Di ≥ 15</td> <td>1/20Di ≥ 15</td> <td rowspan="4">インバートの最小厚さは地圧がある場合はアーチ、側壁に同じ</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1/20Di ≥ 20</td> <td>1/20Di ≥ 15</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1/15Di ≥ 20</td> <td>1/15Di ≥ 20</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1/12Di ≥ 20</td> <td>1/15Di ≥ 20</td> </tr> </tbody> </table> <p>Di: トンネル内空断面の直径</p> <p>ライニングは、トンネルの目的に適合し、十分な安定性と耐久性が得られるように設計しなければならない。トンネル路線の地山が堅硬な岩盤で将来長く物質的、化学的風化作用に耐え得ると想定される場合に吹付けコンクリートを採用することができるとする。吹付けコンクリートの厚さは5cm以上とする。</p> <p>コンクリートライニングは、無筋コンクリートを標準とするが、地圧が大きく作用する場合は鉄筋コンクリート構造としなければならない。</p> <p>コンクリートは、所要の強度、耐摩耗性、水密性および耐久性等をもち、品質のばらつきが少ないものでなければならない。</p>	トンネルタイプ	設計巻き厚		備考	アーチ、側壁	インバート	A	1/20Di ≥ 15	1/20Di ≥ 15	インバートの最小厚さは地圧がある場合はアーチ、側壁に同じ	B	1/20Di ≥ 20	1/20Di ≥ 15	C	1/15Di ≥ 20	1/15Di ≥ 20	D	1/12Di ≥ 20	1/15Di ≥ 20	<p>ライニングは、トンネルの目的に適合し、十分な安定性と耐久性が得られるように設計しなければならない。トンネル路線の地山が堅硬な岩盤で将来長く物質的、化学的風化作用に耐え得ると想定される場合に吹付けコンクリートを採用することができるとする。吹付けコンクリートの厚さは5cm以上とする。</p> <p>コンクリートライニングは、無筋コンクリートを標準とするが、地圧が大きく作用する場合は鉄筋コンクリート構造としなければならない。</p> <p>コンクリートは、所要の強度、耐摩耗性、水密性および耐久性等をもち、品質のばらつきが少ないものでなければならない。</p>	<p>ライニングは、トンネルの目的に適合し、十分な安定性と耐久性が得られるように設計しなければならない。トンネル路線の地山が堅硬な岩盤で将来長く物質的、化学的風化作用に耐え得ると想定される場合に吹付けコンクリートを採用することができるとする。吹付けコンクリートの厚さは5cm以上とする。</p> <p>コンクリートライニングは、無筋コンクリートを標準とするが、地圧が大きく作用する場合は鉄筋コンクリート構造としなければならない。</p> <p>コンクリートは、所要の強度、耐摩耗性、水密性および耐久性等をもち、品質のばらつきが少ないものでなければならない。</p>
トンネルタイプ		設計巻き厚			備考																
	アーチ、側壁	インバート																			
A	1/20Di ≥ 15	1/20Di ≥ 15	インバートの最小厚さは地圧がある場合はアーチ、側壁に同じ																		
B	1/20Di ≥ 20	1/20Di ≥ 15																			
C	1/15Di ≥ 20	1/15Di ≥ 20																			
D	1/12Di ≥ 20	1/15Di ≥ 20																			
<p>ライニング</p>																					

Table 3 トンネルタイプ判定基準 (1975 (昭和50) 年)
Jugging Standard of tunnel type (1975)

タイプ	地質区分		弾性波速度 (km/s)	地質状態
	岩盤分類基 準による	土木地質的 区分による		
A	A~B	G-1 G-2 G-3	α群：4.5以上 β群：4.0以上 γ群：3.5以上	亀裂状態 α：マツシブなものからかなり多いものまでの範囲 β：少ないものから多少ある程度までのまで γ：ほとんどない
				岩石試料 圧縮強度 α：1,200kgf/cm ² 以上 β：800kgf/cm ² 以上 γ：500kgf/cm ² 以上
				地山ポアソン比 0.16~0.23
				地圧 作用しない
B	BL~C	G-2 G-3 G-4	α群：3.0~4.5 β群：2.5~4.0 γ群：2.0~3.0 δ群：2.0以上	亀裂及び破砕状況 α：亀裂多く所々小断層をはさみ、場所によっては破砕質帯 β：亀裂多く所々小断層をはさむ γ：亀裂が多少ある軟岩 δ：軟岩
				岩石試料 圧縮強度 α：600~1,200kgf/cm ² β：400~1,000kgf/cm ² γ：200~500kgf/cm ² δ：50~200kgf/cm ²
				地山ポアソン比 0.18~0.35
				地圧 一般には作用しないが、破砕質や湧水で作用することあり
C	CL~D	G-4 G-5 G-6	α群：1.8~3.0 β群：1.5~2.5 γ群：1.0~2.0 δ群：0.8~2.0	亀裂、破砕、軟質状態 α：破砕帯 β：破砕帯もしくは、亀裂や小断層が多い γ：亀裂が多く破砕帯又は軟岩 δ：軟岩又は固結度の悪いもの（よく締まった硬土砂も含む） 一般に切羽全面又は一部が崩壊してくるような場合に適用する。
				岩石試料 圧縮強度 50kgf/cm ² 以下
				地圧 作用する
				地圧 作用する
D	E	G-6 G-7	α群：1.8以下 β群：1.5以下 γ群：1.0以下 δ群：0.8以下	亀裂、破砕、軟質状況 α、β：破砕帯及び湧水区間 γ：破砕帯又は軟質岩で固結度が低い δ：破砕帯及び軟質岩固結度が非常に悪い。一般的に未固結の堆積土等で、切羽全面がユウ水により自立せずに流動化するような場合や、ユウ水が著しく多い破砕帯に適用する。
				岩石試料 圧縮強度 50kgf/cm ² 以下
				地圧 作用する
				地圧 作用する

Table 4 トンネルタイプ判定基準 (1992 (平成4) 年)
Jugging Standard of tunnel type (1992)

タイプ	地質状態		弾性波速度 (km/s)	見かけの 地山強度比 F_c'
A	亀裂状態	α : マツシブなものからかなり多いものまでの範囲 β : 少ないものから多少ある程度のもので γ : ほとんどない	α 群: 4.5以上 β 群: 4.0以上 γ 群: 3.5以上	10以上
	岩石試料 圧縮強度	α : 1,200kgf/cm ² 以上 β : 800kgf/cm ² 以上 γ : 500kgf/cm ² 以上		
	地山ポアソン比	0.16~0.23		
	地圧	作用しない		
B	亀裂及び破砕状況	α : 亀裂多く所々小断層をはさみ、場所によっては破砕質帯 β : 亀裂多く所々小断層をはさむ γ : 亀裂が多少ある軟岩 δ : 軟岩	α 群: 3.0~4.5 β 群: 2.5~4.0 γ 群: 2.0~3.0 δ 群: 2.0以上	6~10
	岩石試料 圧縮強度	α : 600~1,200kgf/cm ² β : 400~1,000kgf/cm ² γ : 200~500kgf/cm ² δ : 50~200kgf/cm ²		
	地山ポアソン比	0.18~0.35		
	地圧	一般には作用しないが、破砕質や湧水で作用することあり		
C	亀裂、破砕、軟質状態	α : 破砕帯 β : 破砕帯もしくは、亀裂や小断層が多い γ : 亀裂が多く破砕帯又は軟岩 δ : 軟岩又は固結度の悪いもの (よく締まった硬土砂も含む) 一般に切羽全面又は一部が崩壊してくるような場合に適用する。	α 群: 1.8~3.0 β 群: 1.5~2.5 γ 群: 1.0~2.0 δ 群: 0.8~2.0	2~6
	岩石試料 圧縮強度	50kgf/cm ² 以下		
	地圧	作用する		
	亀裂、破砕、軟質状況	α, β : 破砕帯及び湧水区間 γ : 破砕帯又は軟質岩で固結度が低い δ : 破砕帯及び軟質岩固結度が非常に悪い。一般的に未固結の堆積土等で、切羽全面がユウ水により自立せずに流動化するような場合に適用する。 著しく多い破砕帯に適用する。		
D	岩石試料 圧縮強度	50kgf/cm ² 以下	α 群: 1.8以下 β 群: 1.5以下 γ 群: 1.0以下 δ 群: 0.8以下	2.0以下
	地圧	作用する		
	亀裂、破砕、断層破砕帯、軟質土砂			

Table 5 トンネルタイプ判定基準 (1996 (平成8) 年)
Jugging Standard of tunnel type (1996)

タイプ	地質状態		弾性波速度 (km/s)	見かけの 地山強度比Fc'	岩盤等級 (参考)
A	亀裂状態	α: マツシブなものからかなり多いものまでの範囲 β: 少ないものから多少ある程度のもので γ: ほとんどない	α群: 4.5以上 β群: 4.0以上 γ群: 3.5以上	10以上	A, B
	岩石試料 圧縮強度	α: 1,200kgf/cm ² 以上 β: 800kgf/cm ² 以上 γ: 500kgf/cm ² 以上			
	地山ポアソン比	0.16~0.23			
	地圧	作用しない			
B	亀裂及び破碎状況	α: 亀裂多く所々小断層をはさみ、場所によっては破碎質帯 β: 亀裂多く所々小断層をはさむ γ: 亀裂が多少ある軟岩 δ: 軟岩	α群: 3.0~4.5 β群: 2.5~4.0 γ群: 2.0~3.0 δ群: 2.0以上	6~10	C _H , C _M
	岩石試料 圧縮強度	α: 600~1,200kgf/cm ² β: 400~1,000kgf/cm ² γ: 200~500kgf/cm ² δ: 50~200kgf/cm ²			
	地山ポアソン比	0.18~0.35			
	地圧	一般には作用しないが、破碎質や湧水で作用することあり			
C	亀裂, 破碎, 軟質状態	α: 破碎帯 β: 破碎帯もしくは、亀裂や小断層が多い γ: 亀裂が多く破碎帯又は軟岩 δ: 軟岩又は固結度の悪いもの(よく締まった硬土砂も含む) 一般に切羽全面又は一部が崩壊してくるような場合に適用する。	α群: 1.8~3.0 β群: 1.5~2.5 γ群: 1.0~2.0 δ群: 0.8~2.0	2~6	C _M , C _L
	岩石試料 圧縮強度	50kgf/cm ² 以下			
	地圧	作用する			
	亀裂, 破碎, 軟質状況	α, β: 破碎帯及び湧水区間 γ: 破碎帯又は軟質岩で固結度が低い δ: 破碎帯及び軟質岩固結度が非常に悪い。 一般的に未固結の堆積土等で、切羽全面が湧水により自立せず流動化するような場合や、湧水が著しく多い破碎帯に適用する。			
D	岩石試料 圧縮強度	50kgf/cm ² 以下	α群: 1.8以下 β群: 1.5以下 γ群: 1.0以下 δ群: 0.8以下	2.0以下	C _L , D
	地圧	作用する			
	亀裂, 破碎, 断層破碎帯, 軟質土砂				

別表-1 最小土かぶり厚さ (De) の標準
Standard of minimum earth cover height

区分	1975 (昭和50) 年		1992 (平成4) 年		1996 (平成8) 年	
	岩トンネル	土砂トンネル	岩トンネル	土砂トンネル	岩トンネル	土砂トンネル
素掘り及びモルタル又はコンクリート吹付け断面	10De \geq 30m	-	10De, ただし最小30m	-	10De, ただし最小30m	-
無筋コンクリートライニング断面 (無支保)	3De \geq 6m	5De \geq 10m	3De, ただし最小6m	5De, ただし最小10m	3De, ただし最小6m	-
無筋コンクリートライニング断面 (有支保)	2De \geq 4m	3De \geq 6m	2De, ただし最小4m	3De, ただし最小6m	2De, ただし最小4m	3De, ただし最小6m
鉄筋コンクリートライニング断面 (有支保)	1.0De \geq 2m	1.5De \geq 3m	1.0De, ただし最小2m	1.5De, ただし最小3m	1.0De, ただし最小2m	1.5De, ただし最小3m

De: トンネル掘削断面の直径 (m)

別表-2 トンネルタイプの分類 (1975 (昭和50) 年)
Classification of tunnel type (1975)

トンネルタイプ	地質状況	支保工の種類	ライニングの種類
A	キ裂の少ない新鮮な岩	無支保またはロックボルト	吹付けコンクリート (モルタル) または無筋コンクリート
B	キ裂のあるやや風化した岩または非常にまいった硬土	鋼アーチ支保工 (アーチ, 側壁共掛矢板)	無筋コンクリート
C	風化岩, 破砕帯, 硬土	鋼アーチ支保工 (アーチ: 送り矢板, 側壁: 掛矢板)	無筋コンクリート
D	著しい風化岩, 断層破砕帯, 軟質土砂	鋼アーチ支保工 (アーチ: 縫地矢板, 側壁: 掛矢板および縫地矢板)	無筋コンクリートまたは鉄筋コンクリート

別表-5 支保工の規格と建込み間隔 (1975 (昭和50) 年)
Standard of tunnel support and its interval length (1975)

Di	2.0m 未満			3.0m 以上 4.0m 未満			4.0m 以上 5.0m 未満			5.0m 以上 6.0m 未満		
	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
支保工の種類	鋼管	鋼管	鋼管	鋼管 H鋼	H鋼	H鋼	H鋼	H鋼	H鋼	H鋼	H鋼	H鋼
支保工の規格 (mm)	89.1	101.6	101.6	89.1~ 114.3 100×100	100×100 100×100	125×125	125×125	125×125	125×125	125×125 150×150	150×150	175×175
建込み間隔 (m)	1.2~1.5	1.0~1.2	0.8~1.0	1.2~1.5	1.0~1.2	0.8~1.0	1.2~1.5	1.0~1.2	0.8~1.0	1.2~1.5	1.0~1.2	0.8~1.0

別表-6 支保工の規格と建込み間隔 (1992 (平成4) 年)
Standard of tunnel support and its interval length (1992)

Di	2.0m 未満			3.0m 以上 4.0m 未満			4.0m 以上 5.0m 未満			5.0m 以上 6.0m 未満		
	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
支保工の種類	鋼管	鋼管	H形鋼	鋼管 H形鋼	H形鋼							
支保工の規格 (mm)	φ89.1~ 101.6	φ114.3	100× 100	φ89.1~ 114.3 100×100	100×100 125×125	125×125 150×150	125×125 150×150	125×125 150×150	125×125 150×150	125×125 150×150	150×150 175×175	175×175 200×200
建込み間隔 (m)	1.2~1.5	1.0~1.2	0.8~1.0	1.2~1.5	1.0~1.2	0.8~1.0	1.2~1.5	1.0~1.2	0.8~1.0	1.2~1.5	1.0~1.2	0.8~1.0

別表-7 支保工の規格と建込み間隔 (1996 (平成 8) 年)
Standard of tunnel support and its interval length (1996)

Di	2.0m未満			2.0m以上3.0m未満			3.0m以上4.0m未満			
	B1	B2	C	B1	B2	C	B1	B2	C	
支保工の種類	鋼管 H形鋼	鋼管 H形鋼	鋼管 H形鋼	鋼管 H形鋼	鋼管 H形鋼	H形鋼	H形鋼	H形鋼	H形鋼	D1, D2 H形鋼
支保工の規格 (mm)	φ89.1 ~ 101.6 100 × 100	φ114.3 100 × 100	φ114.3 100 × 100	φ89.1 ~ 114.3 100 × 100	100 × 100 125 × 125	125 × 125 150 × 150	125 × 125			
建込み間隔 (m)	1.5	1.2	1.2	1.5	1.2	1.2	1.5	1.2	1.2	0.9