

土砂地山トンネルの支保構造に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 19～平 21

担当チーム：道路技術研究グループ（トンネル）

研究担当者：角湯克典、森本 智、日下 敦

【要旨】

現在、山岳工法によって一般的な地山に掘削されるトンネルの支保構造の設計は、地山を等級区分し、過去の経験と実績に基づいて設定した標準支保パターンを地山等級に応じた採用する手法により行われている。しかし、土砂地山に掘削されるトンネルについては、これまで事例が少なかったこともあって標準支保パターンは設定されておらず、類似事例などを参考に個別に設計することとなっている。最近、土砂地山トンネルの建設が増加しているが、参考となる支保パターンが提示されていないため、その支保構造に本来は坑口部用に設定された標準支保パターン DIII を経験的に適用するなど、非常に不経済で不合理な構造を採用するケースが増えており、土砂地山における支保構造の設定が必要となっている。

本研究では、低土被りの岩盤地山および土砂地山に施工された支保パターンの適用事例を収集し、地山条件と土被りに応じた支保パターンについて整理した。また、支保工の変位量と変状の有無に着目し、数値解析と現場計測データの分析を行い支保工の安定性の評価を行った。さらに、模型実験と現場計測データの分析を行い、ロックボルトの荷重低減効果について検討を行った。

キーワード：土砂地山、支保構造、支保工、ロックボルト

1. はじめに

現在、山岳工法によって土砂地山に掘削されるトンネルについては、これまで事例が少なかったこともあって標準支保パターンは設定されておらず、類似事例などを参考に個別に設計することとなっている。最近、土砂地山トンネルの建設が増加しているが、その支保構造に本来は坑口部用に設定された標準支保パターン DIII を経験的に適用するなど、非常に不経済で不合理な構造を採用するケースが増えており、土砂地山における支保構造の設定が必要となっている。

本研究では、低土被りの岩盤地山および土砂地山に施工された支保パターンの適用事例を収集し、地山条件と土被りに応じた支保パターンについて整理した。また、支保工の変位量と変状の有無に着目し、数値解析と現場計測データの分析を行い支保工の安定性の評価を行った。さらに、模型実験と現場計測データの分析を行い、ロックボルトの荷重低減効果について検討を行った。

2. 支保パターン適用事例に関する検討

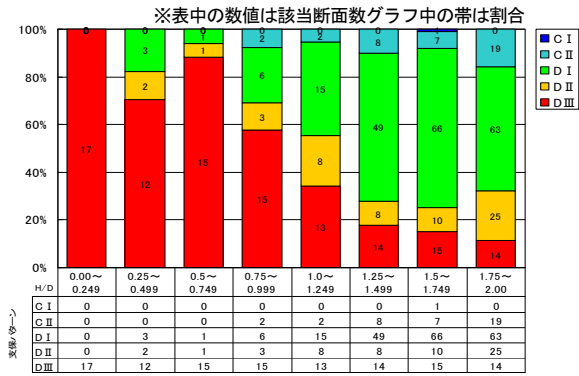
土砂地山に掘削されるトンネルについては、これまで事例が少なかったこともあって標準支保パター

ンは設定されておらず、類似事例などを参考に個別に設計することとなっている。最近、土砂地山トンネルの建設が増加しているが、参考となる支保パターンが提示されていないため、その支保構造に本来は坑口部用に設定された標準支保パターン DIII を経験的に適用するなど、非常に不経済で不合理な構造を採用するケースが増えており、土砂地山における支保構造の設定が必要となっている。

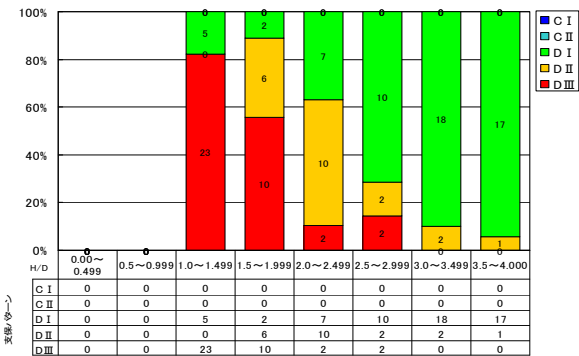
そこで本検討では、低土被りの岩盤地山および土砂地山に NATM で施工された支保パターンの適用事例を収集し、岩盤地山と土砂地山に分類し、土被り比と支保パターンの関係について整理した。

本調査では、NATM により施工された支保パターンについて、岩盤地山と土砂地山に分類し、土被り比と支保パターンの関係について整理した。対象とする断面は、坑口区間と連続しない低土被り区間とし、岩盤地山は土被り 2D（D：トンネル径）まで、土砂地山は土被り 4D までの全 531 断面とした。ここで、岩盤地山とは地山分類¹⁾において、岩石グループが「硬質岩」「中硬質岩」「軟質岩」に属すものとし、土砂地山とは上記に属さない地山、および破碎帯も含むものとした。

図-1 に採用した支保パターンの実績について示



(a) 岩盤地山



(b) 土砂地山

図-1 支保パターン実績

す。岩盤地山の場合、土被りの増加に伴い 1D を境に DIII の割合は減少し、代わりに DII、主に DI が増加する傾向にある。また、0.75D を超えると CII を適用する事例がいくつか見られた。一方、土砂地山の場合、1D を超えても 2D 程度までは DIII を採用する傾向があるが、2D を超えると DIII を採用する割合は小さくなり、2.5D までは DII、2.5D を超えると DI の割合がそれぞれ高くなる傾向にある。また、4D までに CII を適用した事例は見られなかった。

ここで、本検討で対象とした 531 断面については、吹付けコンクリートのクラック発生など支保に変状は発生していない。このことと、前述した土被りに応じた支保パターンの採用実績とあわせて考えれば、岩盤地山では、土被りが 1D 程度までは DIII、それより大きな土被りでは地山条件に応じて CII~DIII、土砂地山では、土被りが 2D 程度までは DIII、3D までは地山条件に応じて DI~DII が主体であり DIII の割合は少ない。それ以降は主に DI の支保パターンを採用すれば支保に大きな変状を発生させることなく施工が可能と考えられる。

3. 支保工の安定性の評価

山岳トンネルの支保工の安定性評価は、施工時に

実施される変位計測の結果を利用して行われる場合が多く、支保工に変状が発生する前に変位が収束すれば安定であると判断される。一方で、土砂地山や低土被り部において支保工に許容される変位について統一的にとりまとめられた資料はほとんど無いのが現状である。本検討では、数値解析による支保工に変状が発生する変位と、実現場において計測された変位量と変状発生の有無を比較し、各支保パターンにおける許容変位量の目安について検討した。

3. 1 解析概要

本検討では、2 車線を有する山岳道路トンネルを想定して掘削幅 $D=12.5m$ とし、図-2 に示すようにモデル化し、二次元線形弾性 FEM 解析を行った。地山は、平面ひずみ要素でモデル化した。物性値は、地山が比較的硬質な場合、軟質な場合、その中間程度の 3 パターンを想定し、表-1 のとおり設定した。支保工については、道路トンネルで採用される支保パターン¹⁾を参考に表-2 のとおりとし、吹付けコンクリート（吹付け）と鋼アーチ支保工（H 鋼）が曲げモーメントと軸力に対してともに抵抗する合成はりとしてモデル化した。弾性係数については、吹付けは $4,000MPa$ とし、H 鋼は $210GPa$ とした。なお、支保工は上下半で区別することなく同一の剛性を有するものとした。また、ロックボルトについては FEM 解析では支保効果の再現が困難であることから考慮しないこととした。

掘削はトンネル断面の応力を解放することでモデル化した。なお、本検討は線形弾性解析によるものであるため、支保工に発生する変位と断面力の関係に応力解放率が及ぼす影響は非常に小さいと考え、初期応力状態の地山において支保工を設置すると同時に 100%の応力解放を行った。

3. 2 破壊時変位の算定方法

本検討では、解析結果として得られた断面力から吹付けの縁応力度を算定し、天端沈下、脚部沈下（本検討では SL の鉛直変位）および内空変位との関係を整理した。そして、それぞれの変位と縁応力度が比例関係にあると仮定し、上半の最大縁応力度が吹付けの設計基準強度である $18N/mm^2$ となるときの変位を破壊時変位と定義した。ここで、着目する変位としては、支保工の剛体変形の影響を除くため、鉛直変位としては天端沈下と脚部沈下の差をとることとした。なお、トンネル掘削を応力解放法により検討した事例²⁾によると、本解析における支保工応力は、全断面で圧縮となるか、引張が発生しても微

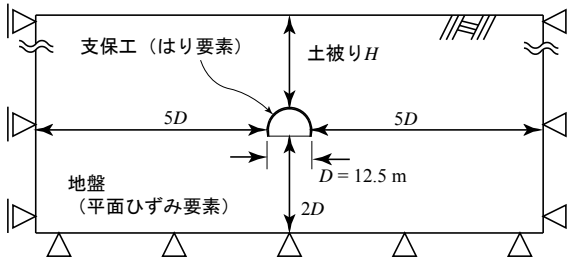


図-2 解析条件

表-1 解析に用いた地山の剛性

地山	地山物性値				
	弾性係数 E (MPa)	側圧係数 k	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	土かぶり比 H/D
硬	500	0.2~2.0	0.35	21	0.5~4.5
中	150	0.2~2.0	0.35	21	0.5~4.5
軟	50	0.2~2.0	0.35	21	0.5~4.5

表-2 解析に用いた支保工の剛性

支保パターン	支保工仕様				解析入力値 ^(※1)	
	吹付け厚 (cm)	鋼アーチ支保工規格	建込間隔 (m)	ロックボルト	曲げ剛性 kNm ²	圧縮剛性 kN
CH	10	H-125	1.2	—	1.80×10^3	9.25×10^5
DI	15	H-125	1.0	—	2.89×10^3	1.23×10^6
DII	20	H-150	1.0	—	6.07×10^3	1.63×10^6
DIII	25	H-200	1.0	—	1.51×10^4	2.33×10^6

(※1) 奥行き1mあたりに換算

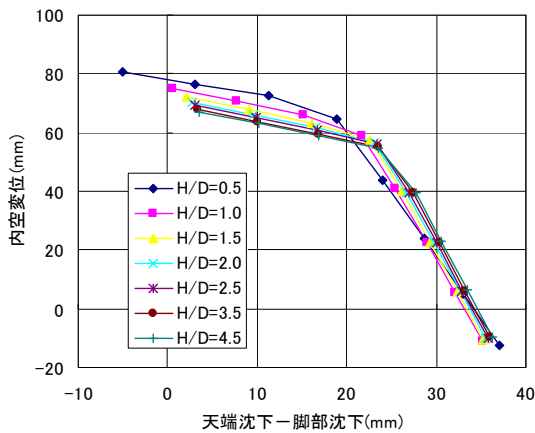


図-3 破壊時変位に及ぼす土被りの影響

小であることが分かっているため、圧縮側での検討を行った。

3.3 土被りおよび地山弾性係数の影響

図-3は、支保パターンDIについて、地山等級DIにおける解析として一般的に用いられている地山の弾性係数³⁾500MPaとした場合に、土被りが破壊時変位に及ぼす影響を示したもので、図に示す各土被

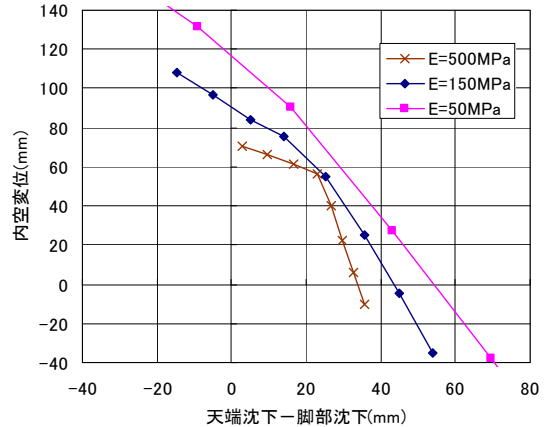


図-4 破壊時変位に及ぼす地山弾性係数の影響

りについて側圧係数 k をパラメータとして解析した結果である。土被りが小さい場合は破壊時の内空変位が若干大きくなっているが、その影響は比較的小さいものと考えられる。

図-4は、支保パターンDI、 $H/D=2.0$ とした場合の、地山弾性係数が破壊時変位に及ぼす影響を示したもので、図に示す各弾性係数について側圧係数 k をパラメータとして解析した結果である。この図から、数値解析上の支保工の破壊時変位は、地山の弾性係数の影響を受け、地山が軟質になるほど大きくなる傾向となった。これらの傾向は、本稿では図示していないが、他の支保パターンでも同様であった。これらの結果から、数値解析上、吹付けの破壊時変位は、天端沈下と脚部沈下の差と内空変位に着目すると、土被りの影響が比較的小さいことが分かった。また、地山の弾性係数は比較的大きい値を採用することで安全側の検討になると考えられる。

3.4 各支保パターンの破壊時変位

前項の検討結果を踏まえ、ここでは、地山の弾性係数は、土砂地山としては硬質と考えられる、DI岩盤相当の500MPaとし、土被り比を $H/D=2.0$ とした場合について、各支保パターンにおける破壊時変位を算定した。その結果を図-5に示す。図中には、各支保パターンにおいて、現場で実施されたA計測による最終変位もプロットしている。ここで、現場計測データとしては脚部沈下を計測したものがほとんど無かったため、横軸を天端沈下としてプロットしているが、脚部沈下を考慮するとすれば現場計測データは左側へシフトすると考えられる。

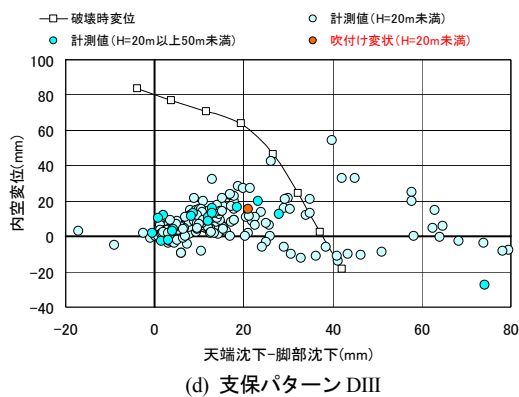
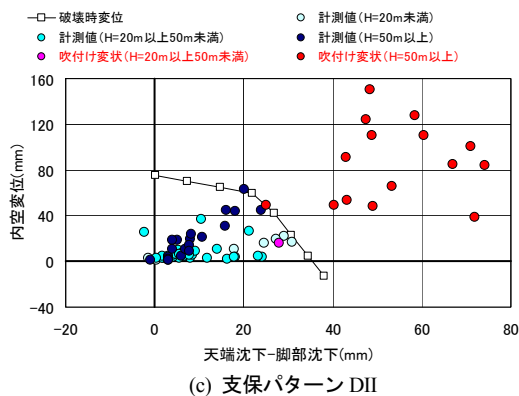
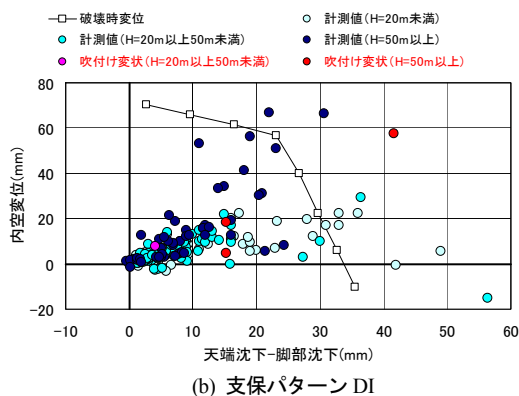
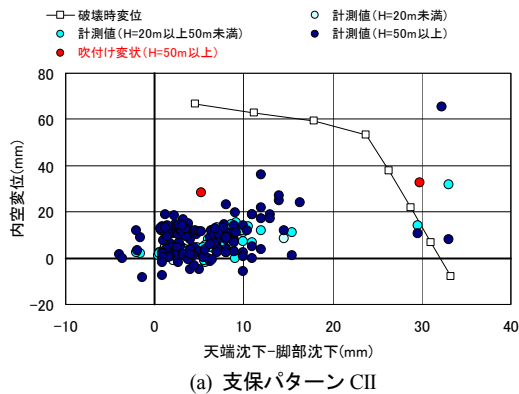


図-5 破壊時変位と現場計測変位

これらの図から、現場計測データの大半は、本検討で示した破壊時変位よりも小さな変位で収束していることが分かる。また、破壊時変位を超える変位が出ているものについては、吹付けに変状が発生しているものも多く見られる。これらのことから、本検討で示した破壊時変位は、各支保パターンにおいて許容できる変位の目安となるものと考えられる。

4. ロックボルトの作用効果に関する検討

土砂地山トンネルの掘削においては、支保パターンDIIIを経験的に採用することが多いが、ロックボルト等の支保工の作用効果は必ずしも明確になっていない。特に、天端部については、これまでの経験によればロックボルトに圧縮の軸力が発生するケースが多く、打設が省略されることが多い。また、ロックボルトについてはFEM解析では支保効果の再現は困難である。

そこで本検討では、土砂地山を想定した模型実験により、ロックボルトの打設範囲、長さ、打設間隔がトンネルに作用する荷重に与える影響について検討するとともに、実現場において施工されたトンネルの施工時計測データを分析し、ロックボルト効果について検討した。

4.1 模型実験の概要

図-6に実験装置の概要を示す。トンネル模型は外径D=200mmで、内寸幅1、200mm×奥行き450mmの土槽の底面中央に設置してある。トンネル模型周辺には厚さ0.2mmのテフロン製シートが25枚重ねられており、このシートを1枚ずつ引き抜くことでトンネル掘削を模擬した。表-3に実験ケースを示す。実験は標準砂および珪砂を使用し、ロックボルトの長さ、打設間隔などを変化させ、トンネル模型に作用する荷重に与える影響を把握することを目的に実施した。模擬地山は、ロックボルトを固定治具によりあらかじめ所定の位置に設置した状態で、気乾状態の地山材料を土被り3D高さになるまで自由落下方式により作製した。なお、固定治具はある程度地山を作成しロックボルトが地山に自立した段階で撤去した。トンネルに作用する荷重は、シートを1枚ずつ引き抜いた各段階においてトンネル模型下部に設置した荷重計により計測を行った。奥行き方向についてはロックボルトを40mmピッチで10断面の打設を行った。また、無対策においてシートの引抜きによる地山の挙動を把握するため、深さ方向に一定間隔で色砂を配置し、地山の変位領域について観

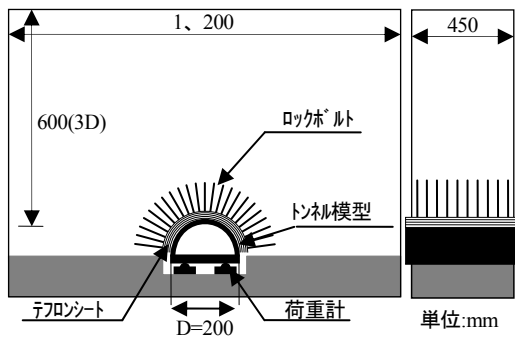


図-6 実験装置の概要

表-3 実験ケース

打設範囲	地山材料			
	標準砂		硅砂	
	無対策		無対策	
	ボルト長 L(mm)	打設間隔 $\alpha(^{\circ})$	ボルト長 L(mm)	打設間隔 $\alpha(^{\circ})$
天端	300	7.5	150	7.5
天端	150	7.5	80	7.5
側壁	80	7.5	—	—
側壁	80	15	—	—
側壁	300	7.5	—	—

察を行った。

4. 2 模型実験の結果

図-7 に無対策におけるトンネル模型に作用する荷重の初期荷重（シートを引抜く前の作用荷重）に対する割合と、変位量（掘削を模擬するために引抜いたシートの厚さ）の関係について示す。まず標準砂の場合、荷重比は変位量が 0.2mm で 0.6 程度まで大きく減少し、さらに変位を増すと荷重比は徐々に低下し最終的には 0.4 程度となった。次に硅砂の場合、荷重比は変位量が 0.2mm で 0.4 程度まで大きく減少し、さらに変位を増すと 1mm 程度まで減少するが、その後はほぼ一定の値となり最終的には 0.2 程度となった。

図-8 に無対策における色砂の移動量を読み取った変位量等高線（1mm ピッチ）を示す。最終変位量と同じく 5mm 変位した領域（以下、「共下がり領域」という）は、標準砂の場合、肩部から天端上方 250mm 程度の領域に形成される。一方、硅砂の場合、肩部から天端上方 50mm 程度の領域に形成されることが確認できた。これより、硅砂は標準砂と比べ共下がり領域が小さく、また、変位しない領域（自立しようとする領域）も大きいことから、トンネル模型に作用する荷重が小さくなったと考えられる。

図-9 に天端部に打設した場合の荷重比と変位量の関係を示す。標準砂の場合、共下がり領域は天端

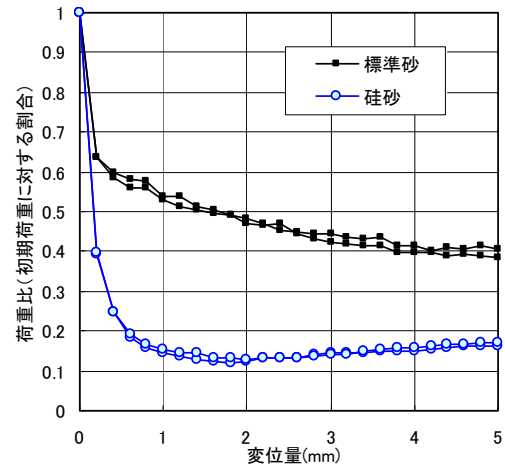


図-7 荷重比と変位量(無対策)

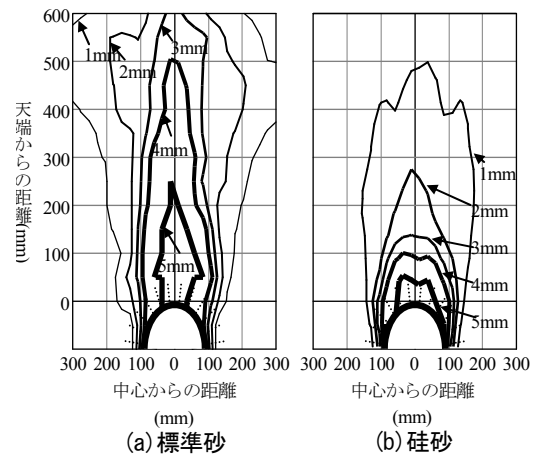


図-8 等変位コンター図(無対策)

から 250mm 程度まで発達しており、それよりも短いボルト長さ $L=150\text{mm}$ では無対策と同程度の荷重比となり荷重低減効果が得られなかった。一方、共下がり領域よりも長い $L=300\text{mm}$ では初期段階では効果が得られないものの、変位量が 2mm 程度以降においては効果が得られることが確認された。また、硅砂の場合、共下がり領域は天端から 50mm 程度であり、それと同程度の $L=80\text{mm}$ では初期段階から変位量が 3mm 程度までは効果が得られるものの、最終段階では無対策と同程度となった。一方、 $L=150\text{mm}$ では初期段階から最終状態まで効果が持続することが確認された。

図-10 に側壁部に打設した場合の荷重比と変位量の関係を示す。まず、打設間隔が $\alpha=7.5^{\circ}$ の場合、 $L=80\text{mm}$ でも $L=300\text{mm}$ と同程度以上の十分な効果が得られた。これは、側壁部においては壁面近傍にすべり（変位する領域としない領域の境界）が発生し、このすべりと十分に交差する長さであれば、ロ

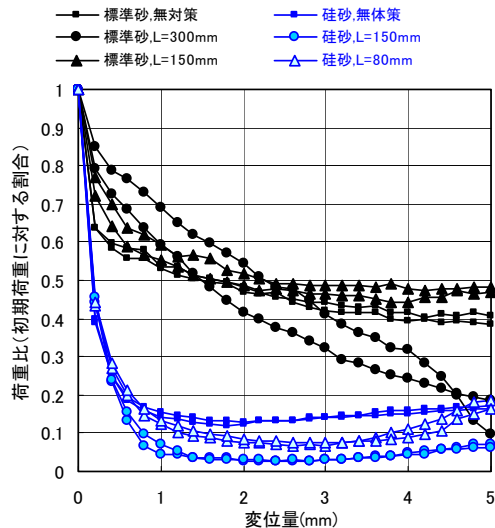


図-9 荷重比と変位量(天端)

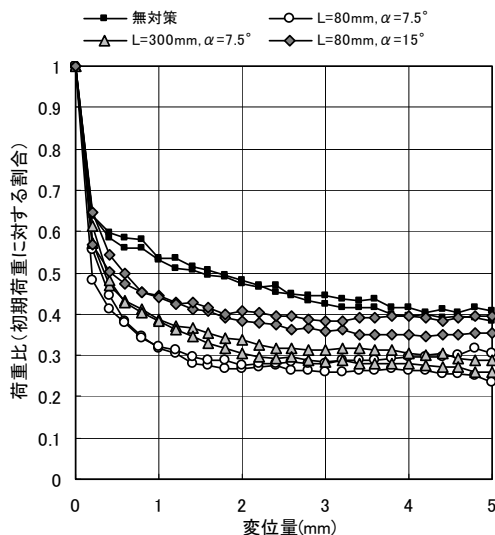


図-10 荷重比と変位量(側壁)

ックボルトのせん断抵抗の効果が現れたためと考えられる。一方、ボルト長さ $L=80\text{mm}$ で打設間隔を倍に上げた $\alpha=15^\circ$ の場合、無対策より効果はあるものの、打設間隔が $\alpha=7.5^\circ$ と比較すると効果は小さくなった。

本模型実験の結果から、ロックボルトによる荷重低減効果を期待するには、共下がり領域外側の自立した領域に達するボルト長さが必要となることがわかった。特に、天端部においては地山材料の違いにより形成される共下がり領域の高さは異なり、その領域の把握が重要となる。一方、側壁部においては、すべりがトンネル壁面近傍に形成されるためボルト長さによる影響はほとんどないが、ロックボルトによる荷重低減効果を期待するには、打設間隔につい

てはある程度密にする必要があることがわかった。

4.3 現場計測データ

N 値 20~50 程度の砂質地山に施工されたトンネルにおいて計測された、ロックボルトの軸力および曲げ応力について分析を行った。対象となる断面の支保パターンは DII で、土被りは 2.5D ($D=11.2\text{m}$) 程度である。計測は、図-11 に示す計測断面において天端、肩部および側壁の計 5 本のロックボルトに対し、トンネル壁面から 0.8m、1.6m、3.2m、4.0m の 5 箇所に表裏にひずみゲージを貼付し、軸力および曲げ応力について行っている。なお、ロックボルトの長さは 4m である。

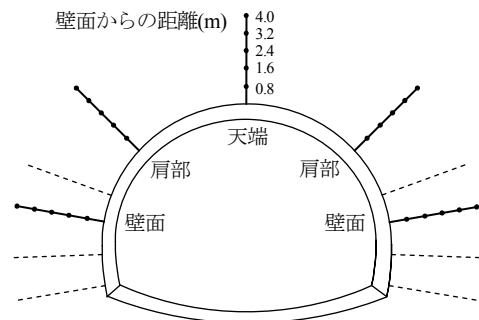


図-11 ロックボルト計測断面図

図-12 に天端、肩部、側部のロックボルトに発生した軸力の計測結果について示す。天端および肩部のロックボルトに発生した軸力は、天端において 10kN 程度、肩部において 5kN 程度の小さな引張力が作用している。一方、側部のロックボルトに発生した軸力は、20kN、45kN 程度と天端、肩部に比べ大きな引張力がトンネル近傍に作用していた。

図-13 に天端、肩部、側壁のロックボルトに発生した曲げ応力の計測結果について示す。天端および肩部のロックボルトに発生した曲げ応力は、ともに小さい値となった。一方、側部のロックボルトに発生した曲げ応力は、 40N/mm^2 、 130N/mm^2 程度と天端、肩部に比べ大きな値がトンネル壁面から 0.8m 離れたトンネル近傍に作用していた。

これらのことから、今回分析した現場計測データのうち側部のロックボルトの計測データに関しては、側部のごく近傍にすべりが形成されていたと考えれば、模型実験の結果を比較的良く再現しているものと考えられる。

しかしながら、今回現場計測データを分析したトンネルにおいては補助工法 (AGF) を採用し、地山のゆるみを極力抑制する対策がとられていることや、本検討で示した計測結果は、あくまで一事例にすぎ

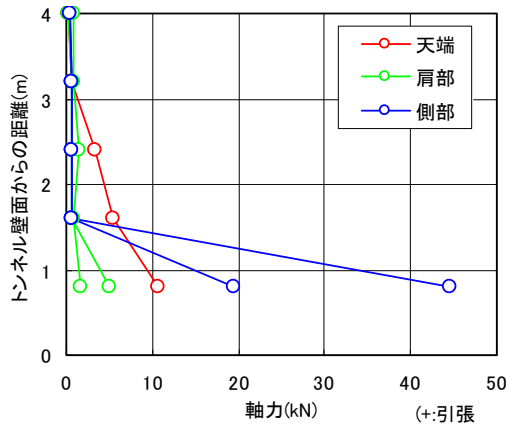


図-12 ロックボルト軸力

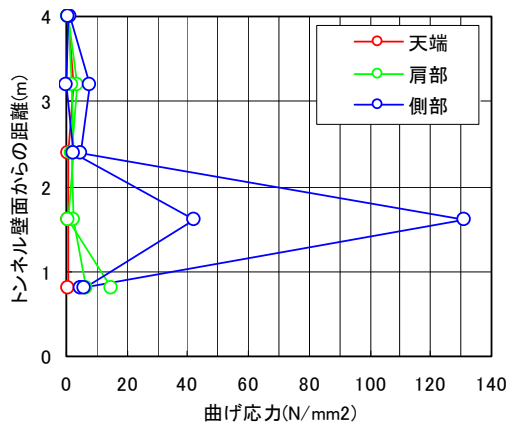


図-13 ロックボルト曲げ応力

ないことから、地山条件や施工条件などが異なる他の現場での計測事例を収集し、更に検討を加える必要がある。

5. まとめ

本研究では、低土被りの岩盤地山および土砂地山に施工された支保パターンの適用事例を収集し、地山条件と土被りに応じた支保パターンについて整理した。また、支保工の変位量と変状の有無に着目し、数値解析と現場計測データの分析を行い支保工の安定性の評価を行った。さらに、模型実験と現場計測データの分析を行い、ロックボルトの荷重低減効果について検討を行った。

1) 支保パターン適用事例の実態調査から、吹付けコンクリートのクラック発生など支保に変状は発生していないことと、土被りに応じた支保パターンの採用実績とあわせて考えれば、岩盤地山では、土被りが1D程度まではDIII、それより大きな土被りでは地山条件に応じてCII~DIII、土砂地山では、土被りが2D程度まではDIII、3Dまでは地山条件に応じて

DI~DIIが主体でありDIIIの割合は少ない。それ以降は主にDIの支保パターンを採用すれば支保に大きな変状を発生させることなく施工が可能と考えられる。

2) 数値解析により算定した破壊時変位は、各支保パターンにおいて許容できる変位の目安となるものと考えられる。

3) ロックボルトによる荷重低減効果を期待するには、天端部においては共下がり領域外側の自立した領域に達するボルト長さが必要となること、側壁部においては、打設間隔についてはある程度密にする必要があることが確認できた。また、1現場における計測データとの比較であるが、ロックボルトに発生する引張軸力および曲げ応力は、天端および肩部では小さく、側壁ではトンネル近傍に大きな値が発生することが確認できた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説、改訂版、2003年。
- 2) 土木研究所道路技術研究グループトンネルチーム：山岳トンネルにおける施工時観察・計測データの評価手法に関する研究報告書、土木研究所資料第4099号、2007。
- 3) 日本道路公団：トンネル数値解析マニュアル、試験研究所技術資料、第358号、1998。