

NATMトンネルにおける支保構造の

変位抑制効果の定量的評価例

QUANTITATIVE EVALUATION OF THE DISPLACEMENT CONFINEMENT EFFECT OF SUPPORT STRUCTURES OF NATM TUNNELS

芥川真一¹⁾・吉田 千²⁾・村上浩次³⁾

Shinichi AKUTAGAWA, Koji MURAKAMI and Sen YOSHIDA

The paper discusses the results of numerical investigation on the displacement confinement effect of support structures of a NATM tunnel. The main focus of the investigation is on the use of a finite element procedure considering strain softening behavior. Some numerical examples are conducted in which relation between deformation involving highly nonlinear nature and tunnel support. A simple method is suggested to illustrate the effect of tunnel support in reducing ground displacement.

Key Words: shallow depth, share strain,

1. 研究の背景

土被りの浅い都市 NATM 型のトンネルにおいては変形を抑止するために、様々な支保構造を導入してトンネルを建設する。それらは、鋼製支保工、吹き付けコンクリート、先受け補助工、パイプルーフ、脚部補強、鏡面補強などである。これらが変位を抑制するためにどのようなメカニズムでその効果を発揮しているかを、具体的かつ数量的に評価することは設計での重要項目であるが、実際にはさほど容易ではない。

これらの変位抑制効果を定量的に評価することは有限要素法などの数値解析手法を用いれば比較的容易に行うことが出来るが、地山を弾性体としてモデル化するなどの単純化を行った場合、支保構造が有する変位抑制効果を十分に表現することが出来なくなることが多い。

そこで、ここでは地山は支保が無ければ完全に崩壊するような特性を持っている状態と想定し、支保構造の変位抑制効果が現れやすいようなモデルを用意した。このモデルを用いた数値実験により、支保構造の有無、形態、程度がどのような変位抑制効果を発揮するかを確かめた。また、このとき、特に脚部補強とその他の補強の関連に注目し、それらの組み合わせがどのように変位抑制に寄与するかを地山と支保構造の全体が示す非線形挙動を総合的に分析することによって考察した。

その結果、変位抑制効果を脚部補強の程度を表わすインデックスと全体構造が示す変形挙動の相関として捕らえることによって評価し、またそれを通じてトンネルの土被りによって変位抑制効果の発現が異なってくる事が確認できたのでその概要を報告する。

1) 正会員 Ph.D. 神戸大学工学部

2) 正会員 名古屋市

3) 学生会員 神戸大学大学院自然科学研究科 博士前期課程

2. 解析の概要

(1) ひずみ軟化解析について

土被りの浅い都市トンネル特有の挙動^{1),2),3),4)}を再現するため、本報告ではひずみ軟化モデルの手法を用いた。このひずみ軟化モデルでは、せん断ひずみの増加による①岩盤の強度低下⁵⁾(粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の低下)と、②異方性パラメータ m の低下を考慮している。①については、せん断ひずみが限界値に達し物質が弾塑性状態になると、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ ともに初期値から残留値に低下するようにした。次に②については、「地山を構成する土や岩等の材料で、応力が増大するにつれて現れる非線形な変形特性は、せん断剛性の低下によるものであり、このとき弾性係数は変化せず一定である」という Sakurai⁶⁾の考えを基に、異方性パラメータ $m(=G/E)$ を定義した。

(2) 解析の流れ

本報告の目的が支保構造の中でも特に脚部補強工の持つ、天端や周辺地山に対する変位抑制効果を確認することであるため、その方法の1つとして、補強工の断面積と補強後の物性値を変えて解析を行い変位データにどういった違いが出るかを調べてみる。解析には図-1に示すように、トンネル外径 D と土被りがともに15mの円形モデルを用いる。掘削をシミュレートする解析手順は、最初から最後まで行程を全部で5段階に分けて行う。第1段階が自重解析、第2段階で上半への切羽の接近を表わすために初期応力を30%開放し、続く第3段階で残りの70%の開放と、脚部補強、吹き付けコンクリートの据付とを同時に行う。その後の第4、第5段階では、前述の第2、第3段階と同じ作業を下半についても行う。図-1は第3段階終了時の状態である。また、第2～第5段階までの掘削過程では、上・下半それぞれについて応力を1ステップ2%ずつの計50ステップずつ開放を行うこととする。補強工の断面積については図-2に示すように、3種類の大きさを使い分け、物性についても強度の違いで2種類の値を用いる。地山および支保の物性は実際の都市NATMトンネルの1つで設定された値を用いている(表-1)。

表-1 解析に用いた物性値
(c , ϕ は初期値と残留値)

地山	
E (kPa)	150
c (kPa)	0.05, 0.025
ϕ	30, 27
ν	0.3
γ_w (kN/m ³)	0.0215
吹き付けコンクリート	
E (MPa)	9688
ν	0.2
γ_w (kN/m ³)	0.022
脚部補強(1)	
E (MPa)	1353.32
ν	0.3
γ_w (kN/m ³)	0.02198
脚部補強(2)	
E (MPa)	657.05
ν	0.3
γ_w (kN/m ³)	0.0216

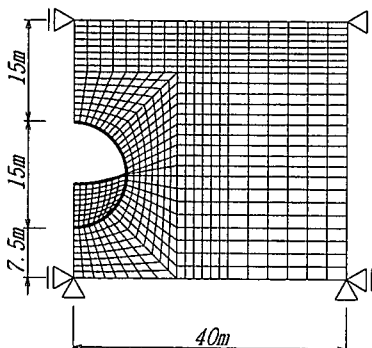


図-1 土被り1Dのメッシュモデル

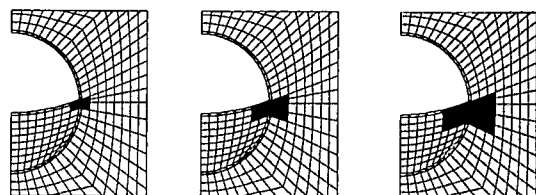


図-2 脚部補強の領域

3. 解析結果

図-3 に地山特性曲線を示す。これは横軸にトンネル天端の沈下量、縦軸に掘削ステップをとっている。ここでは支保の働きを見るため①全く支保を行わなかったもの、②支保は吹き付けコンクリートのみ行ったもの(脚部補強無)、③吹き付けコンクリートと脚部補強の両方を行ったものの3パターンの解析を行った。①～③のグラフを比べると、①ではステップ40の時点でひずみの増加が止まらなくなり、崩壊したとみなすことができる。②ではステップ57においてひずみの増加が止まらなくなった。③に関しては①、②との違いを分かりやすくするために補強工の断面積については1番大きいものを、物性については表-1の(1)の値を用いたときの結果をプロットした。これによると、③のみが最終状態に至っても天端の崩壊に至っていないことから、天端の沈下を抑制するためには、脚部の補強が重要なことが分かる。言い換えれば、例え同じ強度の吹き付けコンクリートによる支保を行っても、それらを支える脚部の地盤が脆弱であれば、天端を支える働きは微弱であり、無支保状態のものと比較しても大差は無いことが分かる。

では次に、脚部補強の度合いによって天端の沈下量にどの程度違いが現れるか検証してみる。そのために場合分けした解析パターンの一つ一つの比較を行う。図-4 は補強工の断面積のみがそれぞれ異なる3パターンの地山特性曲線である。そして、図-5 が補強工の強度による比較を行ったものである。図-4 のグラフから、断面積の違いによる最終的な天端の沈下量は、補強面積が大きいものは小さいものの3/4程度に抑えられており、面積による違いが出ていえると言える。それに比べると、補強後の強度を比較した図-5のグラフからは、それほど違いは現れていない。同じようなことが、地表面の沈下量を比較した図-6(断面積の違いによる比較)や図-7(強度の違いによる比較)からも見られる。両図とも補強工の断面積を大きくし、補強後の強度を高くすることにより変位は抑えられてはいるが、その量は微量である。このように、解析後の変位量といったアウトプット値にだけ注目して脚部補強工の支保効果の比較を行うと、施した処置に比べ効果が小さいため妥当な評価がされにくいことがわかる。そこで、アウトプット値とインプット値の2つを組み合わせた評価法を提案する。

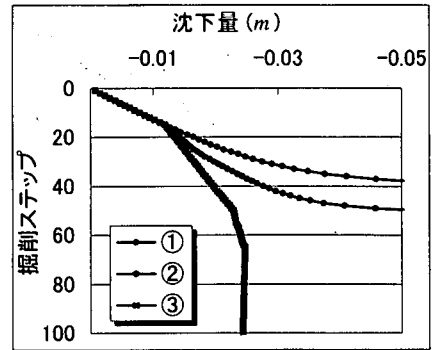


図-3 地山特性曲線

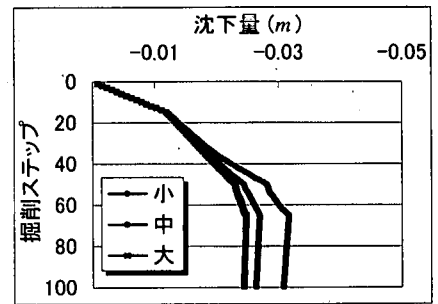


図-4 脚部補強部の面積の違いによる地山特性曲線の比較

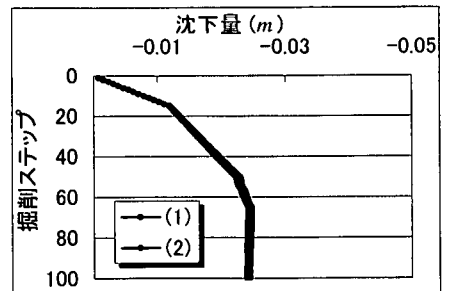


図-5 脚部補強部の面積の違いによる地山特性曲線の比較

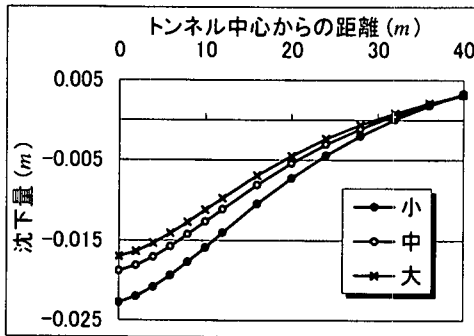


図-6 脚部補強部の面積の違いによる
地表面沈下曲線の比較

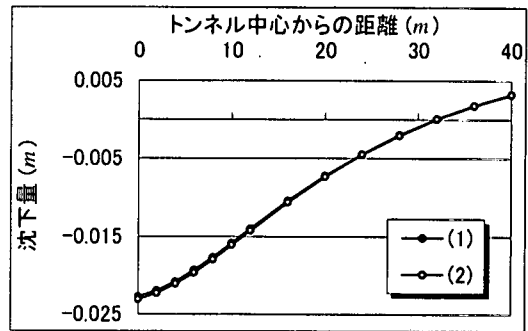


図-7 脚部補強部の面積の違いによる
地表面沈下曲線の比較

4. 支保の変位抑制効果の評価

評価の基準とするアウトプット値に単純に天端の沈下量を用いるだけでは、当然のように軟弱な地盤では値が大きくなり、堅固な地盤では逆に小さくなってしまいますので、支保が沈下を抑制する度合いを評価するという目的の達成にはいささか不十分である。そこで、先ほどの地山特性曲線から支保の天端沈下抑制率を算出することを試みしてみる。この方法では、ある条件の地山において無支保の状態での施工を仮定し、その時の支保の天端沈下抑制率を0とする。そして、それとは逆に完全な支保を行い変位を全く与えない状態を100として、対象とする支保が0から100のどのあたりに位置するかを求め、それを沈下抑制率 ω とすることにした。そうすることで地山の状態に対して相対的な支保の評価が行える。その算出方法には、図-3の①無支保のときの地山特性曲線と③の地山特性曲線を用いる。図-7はその概略図になるが、図中の P_1 は、上半の掘削が30%完了し支保の据付を開始した点に当たる。 P_2 はライン①上の点であり、解が収束しなくなったステップ直前の変位を表わしている。そして、 P_1 から y 軸に並行に x 軸に降ろした線と x 軸との交点を P_3 、同様に P_2 から降ろした線と x 軸との交点を P_5 とする。そして、ライン③が x 軸と交わる点、つまり支保を有する時の天端の最終沈下量を表わした点を P_4 とする。以上の5つの点を用いて、 P_1 - P_2 - P_5 - P_4 - P_3 で囲まれる領域の面積(図中の格子部と斜線部の面積の和)を S_0 、そして P_1 - P_2 - P_5 - P_4 で囲まれる領域の面積(図中の斜線部の面積)を S_1 として、 ω は式-1のように S_1 と S_0 の比とした。

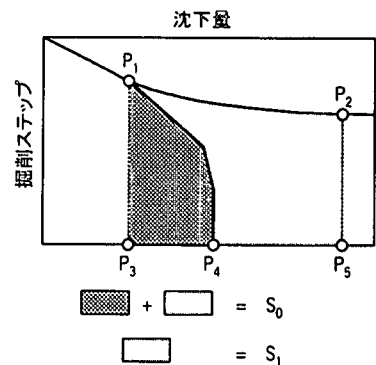


図-8 ω の算出法の概略図

$$\omega = S_1 / S_0 \quad (\text{式-1})$$

次にインプット値の指標として ξ を上げる。 ξ は次の式-2 から求め、この数値は設計、施工においてどれくらい支保の力(ここでは脚部の補強)を強めようとしているかを表わしている。

$$\xi = (\text{脚部補強工断面積} / \text{トンネル面積}) \times (\text{脚部注入材ヤング率} / \text{地山ヤング率}) \quad (\text{式-2})$$

ここで上げた ω と ξ の2つの指標を用いることで、支保の天端沈下の抑制に対する期待とその結果の関係が分かる。また、最終的に注目する値を2つに絞ることで条件の異なるトンネルについても1枚のグラフで比較することが出来る。ここでは、今まで行ってきた土被り1Dの状態に加え、土被りが0.5D、2Dのときのトンネルについても解析を行い、それぞれの ω と ξ の関係の比較を行う。表-2は表-1の脚部補強(1)と(2)の ξ の値を表わしたもので、図-9、図-10は土被りが0.5D、2Dのときの地山特性曲線である。

表-2 脚部補強の ξ の値

断面積	脚部補強(1)			脚部補強(2)		
	小	中	大	小	中	大
ξ	0.113725	0.38138	0.829386	0.055214	0.185163	0.402675

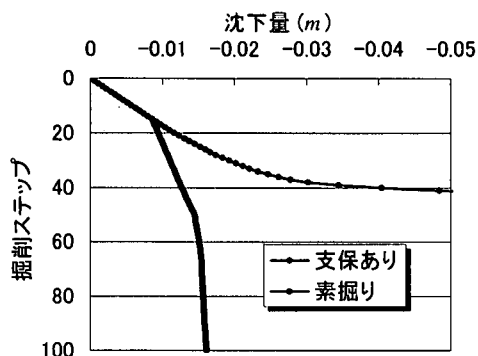


図-9 土被り0.5Dの地山特性曲線

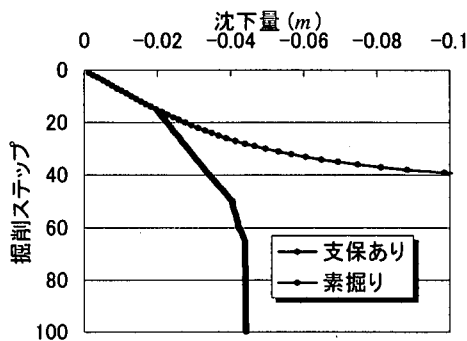


図-10 土被り2Dの地山特性曲線

これらの結果から、土被りが0.5D、1D、2Dのそれぞれの時の支保の断面積、強度のすべての組み合わせから求められる ω と ξ を1枚のグラフにプロットし、土被りごとグループ分けを行うと図-11のようになった。この図より、全く同じ支保を行った時、つまり ξ が同じ値のときは、土被りが浅い方がより ω の値は大きくなり、支保の効率が高くなっているといえる。またどの土被りの場合でも ξ の値が大きくなるにつれてラインが水平に近づいてきており、ある基準以上は ω の値を大きくすることは困難になることが分かった。ただこの ξ - ω の関係は単純な相関関係ではなく、 ξ が小さい範囲では、 ξ の変化による ω の変化が大きくなることも分かった。この傾向は今回の解析で、最も多くの解析を行った土被り1Dのグラフに良く現れており、単純に予算を増やすだけでは、支保を強くしても必ずしも期待するような結果が出るとは限らず、このグラフを用いて慎重に支保の強度決定を行うことで、より効率的な結果をもたらすことが出来ると考えられる。

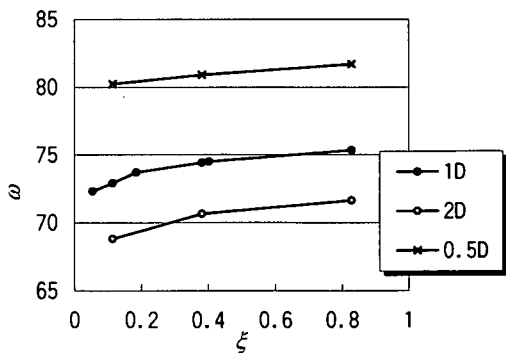


図-11 ω と ξ の関係図

6. まとめ

トンネルの支保，特に今回は脚部の補強による天端の沈下抑制効果についての評価について考え，一つの方法を示すことが出来た．この方法の利点は無支保の状態を0点とし，変位を全く与えない完璧な支保の時に100点として，対象とする支保がその中のどこに位置しているかという事で評価を行っているため，地盤の強度や土被りが違う場合でも支保の働きの比較ができるというところにある．これを，トンネルの支保の程度を決定するための一つの手段にすることが本研究の目標ではあるが，現時点ではその評価方法の提案という域を出ておらず，扱っている指標 ω と ξ の算出方法についても，さらに詳細な検討が必要であると思われる．また，支保設計に役立てるためには，より多くの条件を考慮して解析を行い， ω と ξ 関係について詳しくまとめる必要がある．

- 1) Hansmire, H.W, Edward, J.C.: Soil tunnel test section: Case history summary, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.111, No.11, pp.1301-1320, 1985.
- 2) 足立 紀尚, 田村 武, 八島 厚, 上野 洋: 被りの浅い砂質地山トンネル掘削に伴う地表面沈下, 土木学会論文集第370号/Ⅲ-5, 1986.
- 3) 櫻井 春輔, 足立 紀尚: 都市トンネルにおける NATM, 鹿島出版会 1988.
- 4) 奥田 庸, 阿部 敏夫, 櫻井 春輔: 土被りの浅い未固結地山の非線形解析, 土木学会論文集, No638/Ⅲ-49, pp.383-388, 1999.
- 5) Sterpi, D.: An analysis of geotechnical problems involving strain softening effects, *Int. J. Numer. Anal. Meth Geomech*, 23, pp.1427-1454, 1999.
- 6) Sakurai, S., Hiraoka, A. and Hori, K.: Strain-induced damage of rocks, International Conference on Mechanics of Joined and Faulted Rock, *Vienna*, pp.21-27, 1998.