

掘進長と吹付けコンクリート硬化速度が 支保特性曲線に及ぼす影響について

Effects of the tunnel round length and the speed of hardening of shotcrete
on support characteristic curves

熊坂博夫

Hiroo Kumasaka

正会員 博士(工学) 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島三丁目4番17号)

In this study, two-dimensional axisymmetric analysis was made to evaluate the effects of the tunnel round length, rate of excavation and the speed of hardening of shotcrete on ground and support characteristic curves.

As a result, it was found that the production of the strength and stiffness of shotcrete had great impact on ground displacement, that the displacement and stress on shotcreted wall surface varied greatly where the tunnel round length was long, and that displacement was larger than at a point of equilibrium reached under a certain pressure on the support, when the tunnel round length was long in relation to the tunnel diameter.

Key Words : *tunnel stability analysis, characteristics of the support curve, cycle length, hardening velocity of the shotcrete*

1. はじめに

トンネル掘削による周辺地山の挙動は本来三次元の事象であるが、これまで三次元の問題として直接取扱うことは難しいため、多くのトンネルの安定性に関する検討では二次元の力学モデルに置き換えることにより、地山の變形挙動や支保応力の予測などが行われてきている。

この基本的な考え方は地山特性曲線と支保特性曲線を用いて、地山と支保の掘削時の挙動をモデル化することである。これらに関する解析的な研究は、NATMがわが国へ導入された当初から現在まで数多くなされている。すなわち、谷本ら¹⁾は、掘削に伴う切羽周辺の応力・変位状態を二次元解析で取り扱う上での考え方や弾性体内に無支保で掘削された円形トンネル及び半円形トンネルの三次元解析を行ない切羽進行に伴う応力変化や変位状態および先行変位率を示した。同様に、木村ら²⁾は、地表面の影響を考慮した切羽からの距離と変位の関係を示した。一方、河田ら³⁾は、計測結果と解析より支保剛性が先行変位率に影響を及ぼすことを示した。蔭ら⁴⁾は、二次元解析と三次元解析を比較するこ

とで、二次元解析に用いる応力解放率が地山の非線形性が強い場合には先行変位率から単純に決定できないことを報告している。

地山特性曲線と支保特性曲線の例を図-1に示す。地山特性曲線はトンネルを平面ひずみ状態の二次元断面に対して理論解析や数値解析手法を用いて、支保が地山を支持する圧力である支保内圧 P_i をパラメータとすることで得られる。同様に、支保特性曲線は支保に作用する外力 P_i と壁面変位および先行変位の関係より得られる。そして、トンネルの安定性については、この両曲線の釣合い点(交点) S が、支保の許容耐力から与えられる支保内圧による許容内圧比 P_{ca} と地山の許容変形量から与えられる許容変位比 β_{ca} を満足するかどうかで判定されている。

この二次元安定解析を用いる上で重要な役割をもつパラメータは、応力解放率 α と先行変位比 β および支保の弾性係数 E あるいは等価剛性 k である。

応力解放率 α と先行変位比 β は、地山がトンネル掘削によって降伏しない場合(弾性状態)には等しく、降伏する場合は等しくならない。そのため、二次元安定解析に用いる応力解放率の設定は、それ自

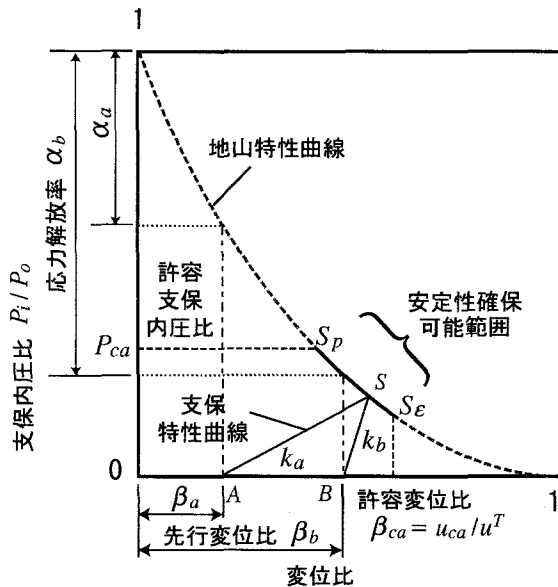


図-1 地山特性曲線と支保特性曲線

(図では、横軸の地山の変位は無支保のときの地山の壁面変位 u^T で除した比とし、同様に、縦軸もトンネルに作用する初期地圧 P_0 による比で表している。)

体を仮定する場合や先行変位比を仮定して特性曲線から設定する場合がある。後者の場合、軸対称あるいは三次元の逐次掘削解析を実施し、切羽からの距離と壁面変位の関係を得ることで支保の建込み位置での先行変位比を求め、図-1の地山特性曲線より応力解放率を設定することができる。

切羽からの距離と変位比の関係の例を図-2に示す。図より、切羽からの距離と変位比の関係は、支保の建込みのタイミング（≒切羽からの距離）と支保剛性により異なることが示されている。

このことは、一般的には、図-1において、地山特性曲線と支保特性曲線は独立していると仮定されているが、地山特性曲線は、本来、地山条件と断面寸法より一意に得られず、支保の仕方によって逐次変化することを示唆しているものと考えられる。

この支保の仕方には、支保条件（建込み位置や支保剛性と切羽からの距離との関係など）と施工条件（一掘進長や切羽進行速度）など様々な要因が考えられる。

既往の道路・鉄道トンネルにおける安定解析では、多くの施工・計測実績から、これらのパラメータや物性のおおよその値が得られており、それらを用いている。しかし、これらのパラメータは、掘削径や施工・支保条件が異なる場合に、それらの経験値の

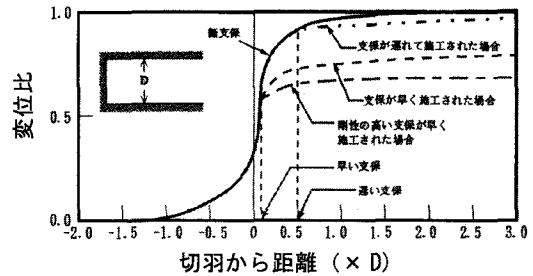


図-2 切羽からの距離と変位比の関係^{9), 10)}

適用性については明確ではないといえる。

また、トンネルが安定性を確保できる最大深度を求める検討では、その適用性の有無が重要となる。トンネルの最大設置可能深度の検討とは、地山物性、支保の等価剛性 k を与条件とし、図-1の安定性を確保可能な地山特性曲線中の S_p から S_e の間に釣合い点 S が存在する最大深度を算定することである。また、この最大設置深度を求めることが初期地圧を大きくすることであるため、地山の安定条件は厳しくなり、 S_e が原点側に近づき地山特性曲線中の S_p から S_e の区間が限定される。そこで、安定する S 点を設定し、支保剛性が小さい K_a や大きい K_b など安定する S 点となる支保特性曲線すなわち支保仕様を検討する場合も生じる。この場合、建設可能性は、安定解析で仮定する先行変位比 β あるいは応力解放率 α が実際の施工で実現可能かどうか評価する必要が生じる。すなわち、地山・支保特性曲線が施工方法とどのように関連しているかを把握することが重要と考えられる。

関連する既往の研究には、桜井ら⁵⁾ による軸対称解析や久武ら^{6), 7), 8)} による切羽の速度や吹付けコンクリートの硬化速度がトンネルの安定性に及ぼす影響について検討し、これらの因子がトンネルの安定性に大きな影響を及ぼしていることを報告している。

以上のことを踏まえて、本論文では掘進長、切羽進行速度および吹付けコンクリートの硬化速度が、地山・支保特性曲線に及ぼす影響を把握することを目的に二次元軸対称解析を実施し、その結果について考察を行なった。

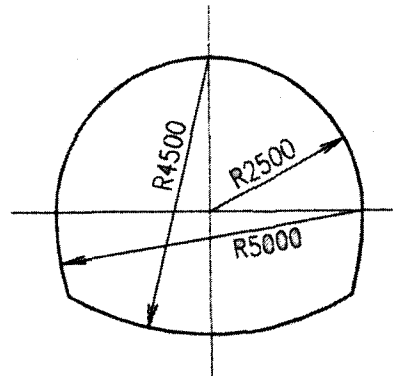
本論文では解析対象を、高レベル放射性廃棄物処分施設（地層処分施設と呼ばれている；補足説明-1参照）とした。その理由としては、検討条件である地質条件や施工条件等が明確に与えられている

表－１ 検討条件^{11), 12)}

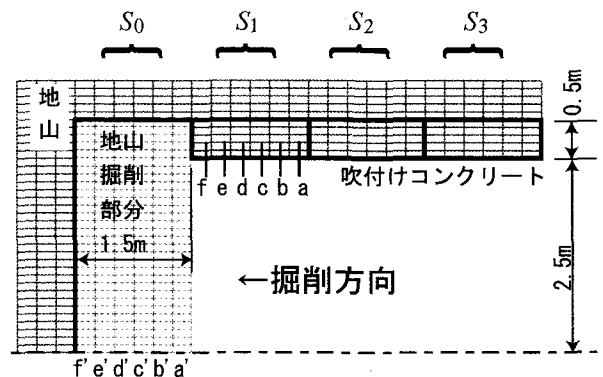
岩盤 (SR-C)	一軸圧縮強度	MPa	15.0
	引張り強度	MPa	2.1
	弾性係数	MPa	3500.0
	粘着力	MPa	3.0
	内部摩擦角	Degree	28.0
	ポアソン比	—	0.3
	飽和密度	Ng/m ³	2.2
吹き付け コンクリート	設計基準強度	MPa	40.0
	弾性係数	MPa	4000.0
	ポアソン比	—	0.2
	厚さ	m	0.5
深度	m		500.0
初期地圧	MPa		10.8
掘進長	m		1.5
切羽の速度	m/月		92.0

表－２ サイクルタイム (単位：分)

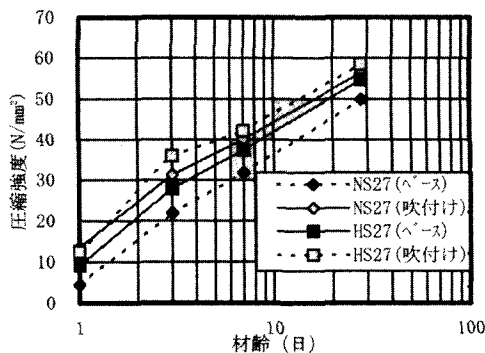
	1.5m	0.5m
掘削	269	135
吹付け	145	70
ロックボルト + その他	66	25
合計	480	240



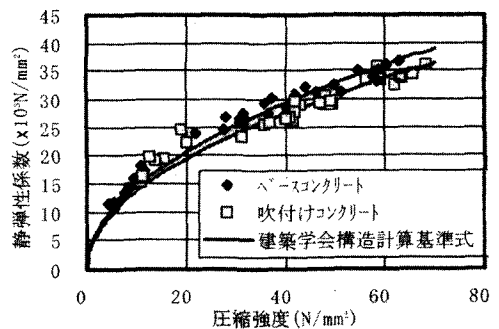
図－３ 主要坑道・処分坑道の断面形状と寸法¹¹⁾



図－４ 解析モデルの概要



(a) 材齢と強度の関係



(b) 圧縮強度と弾性係数の関係

図－５ 吹き付けコンクリートの物性試験結果¹³⁾

ことや二次元安定解析結果も示されているためである。

2. 検討条件と解析方法について

2.1 地質条件と設置深度

地層処分施設の安定性の検討^{11), 12)}に用いられている軟岩系岩盤データセットはSR-AからEの5区

分である。この中で、坑道の安定性解析に用いられた岩盤データセットは中間のSR-Cである。この軟岩系岩盤データセットの諸物性値と安定解析に用いられた支保仕様などを表－１に示す。

なお、表中の一軸圧縮強度は15MPaであるが、粘着力・内部摩擦角から得られる一軸圧縮強度は約10MPaとなる。安定解析ではMohr-Coulombの降伏

条件を用いており、地山強度比はこの換算された一軸圧縮強度を用いると約1となる。したがって、地山強度に比べて、初期地圧（荷重）が厳しい条件となっている。

2.2 トンネル断面と支保仕様および解析モデル

検討対象は軟岩の主要坑道であり、その断面形状および支保の寸法を図-3に示す¹²⁾。本論文では、軸対称解析を用いるため、内径が5mの円形断面とおいた。支保は吹付けコンクリートのみを考慮し、厚さは0.5mである。

一掘進長については地層処分施設の検討と同じ1.5mとした場合と2車線道路トンネルや複線新幹線トンネルと同等の掘削径10mで一掘進長1.0mと想定したときに掘削径と掘進長の比が同じとなる一掘進長0.5mの場合の2ケースとした。

一掘進長1.5mの場合の切羽近傍の要素分割状況を図-4に示す。トンネル近傍の地山と吹付けコンクリートは0.1m×0.25mの要素に分割した。したがって、図に示されるように一掘進長が1.5mの場合、掘削部分はa'～f'、吹付けコンクリートはa～fに細分化される。図中のS0は掘削部を意味し、S1, S2…は切羽面からの掘進長ごとの区間を指す。

解析領域は100m×100mとし、境界の影響を受けないよう最終切羽位置を境界より60mとした。

地山は表-1に与えられる物性をもつ完全弾塑性体とした。

解析は有限差分法コードFLAC¹⁴⁾を用いた。

2.3 掘削条件と切羽進行速度

地層処分施設の施工検討では、実稼働日数を23日/月で、切羽の速度を92m/月としている。これを参考に、稼働5日で週休2日とし、掘削長1.5mと0.5mのそれぞれの場合についてサイクルタイムを、掘削・吹付けコンクリート・ロックボルト・その他の項目に分けて算定した。その結果を表-2に示す。

なお、地層処分施設の検討ではインバートは別途施工されることとなっているが、本論文では、軸対称解析であることより、吹付けコンクリートはインバートも含めて一体として施工されると設定している。

2.4 吹付けコンクリートの物性と硬化のモデル化

吹付けコンクリートの試験結果¹³⁾を図-5に示す。この試験結果を用いて、地層処分施設の検討条件である吹付けコンクリートの設計基準強度40MPa（28日）となるように、一軸圧縮強度 σ_c (MPa)

と時間 t (day)との関係を次式で与えた。

$$\sigma_c(t) = 24.33 \log(t) + 20.25 \quad (1)$$

同様に、吹付けコンクリート弾性係数は試験結果より建築学会構造計算基準式が適用できるとして次式を用いた。

$$E = 21.0 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right) \times \left(\frac{F_c}{20}\right)^{0.5} \quad (2)$$

ここに、 E は弾性係数(GPa)、 γ は単位体積重量、 F_c は吹付けコンクリートの一軸圧縮強度(MPa)である。

2.5 解析手順

解析手順は以下の通りとした。

Step-0：初期地圧の設定

Step-1：境界に隣接する一掘進部分を掘削0.25mごとに行なうこととして、一掘進長が1.5mの場合6回、0.5mの場合2回の掘削解析を行う（この場合は支保は設置されていない）。この掘削開始を月曜日の1方目とした。

…

Step-i：Step-(i-1)に支保要素を設置し、Step-(i-1)～Step-1の区間の支保（吹付けコンクリート）の弾性係数と強度定数をStep-1からStep-iまでのそれぞれの経過時間により前節の材齢と物性との関係から設定して、掘削解析を実施する。

…

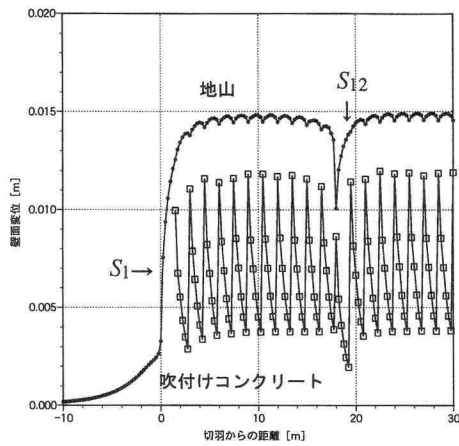
最終ステップ：掘進長1.5mの場合の最終掘削状況（図-4）に示されるように、S1が掘削されており、ここにS1の吹付けコンクリートを設置し、S0部分の地山を図のa', b' … f'の順に掘削解析を実施して計算を終了する。掘進長0.5mも同様とした。

3. 解析結果と考察

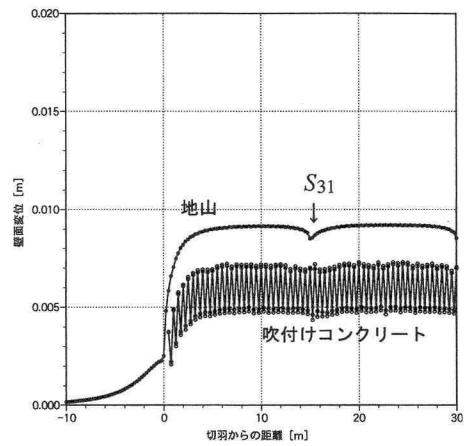
3.1 切羽からの距離と地山壁面変位および支保内面の変位の関係

切羽が所定の位置（境界より60m）まで到達したときの掘進長1.5mと0.5mにおける切羽からの距離と地山壁面変位（全変位）と吹付けコンクリート内面の変位の関係を図-6に示す。

掘進長1.5mの解析結果では、地山と支保内面の変位がともに一掘進ごとに波打った形状となり、特に、吹付けコンクリート内面の変位の変動が地山の変動よりも非常に大きいことがわかる。この吹付けコンクリート内面の変位量は、吹付けコンクリート

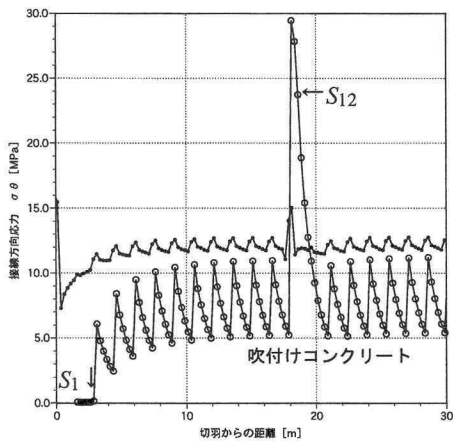


(a) 掘進長 1.5m

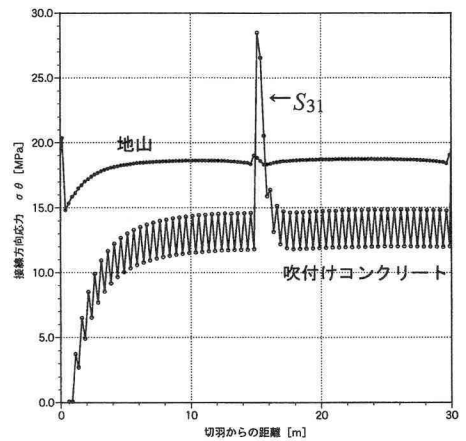


(b) 掘進長 0.5m

図-6 切羽からの距離と地山の壁面変位（全変位）と吹付けコンクリート内面の変位の関係

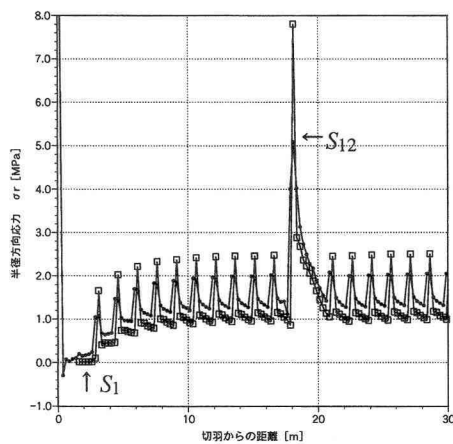


(a) 掘進長 1.5m

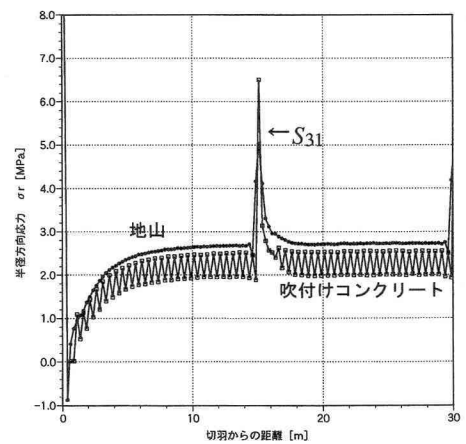


(b) 掘進長 0.5m

図-7 切羽からの距離と地山の壁面変位および吹付けコンクリートの接線方向応力の関係



(a) 掘進長 1.5m

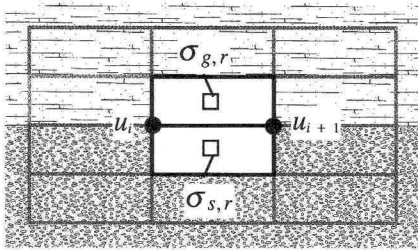


(b) 掘進長 0.5m

図-8 切羽からの距離と地山の壁面変位および吹付けコンクリートの半径方向応力の関係

$$u = \frac{1}{2}(u_i + u_{i+1}).$$

$$P_i = \frac{1}{2}(\sigma_{g,r} + \sigma_{s,r}).$$



図－9 支保特性曲線を求めるための
支保内圧 P_i と地山変位 u の算出方法

が設置されたとき（要素が付加されたとき）の計測点（節点）の切羽からの距離により決まり、切羽直近が最も大きくなり、最も遠い位置では小さくなる。すなわち、吹付けコンクリート設置位置における地山の先行変位の差が吹付けコンクリートの変位量の変動に大きな影響を及ぼしていることが示されている。図中の S12 に示される地山の変位量の小さな部分は、週末の最後の吹付けコンクリートを打設した区間で、他の区間と比べ剛性が高くなった後掘削が開始（月曜日の 1 方目）されるため、地山の変位が小さく押さえられていることが示されている。

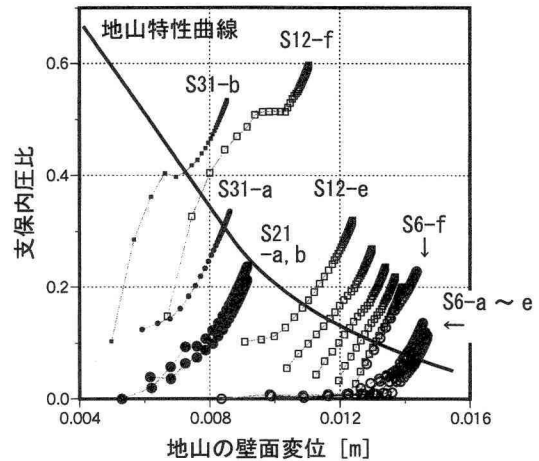
掘進長 0.5m の解析結果も、掘進長 1.5m と同様の傾向の結果が得られているが、変位量が 6 割程度と小さく、地山の変動は極めて小さくなっている。

以上のように、掘進長は変位の変動に大きな影響を及ぼすことを示しており、これらの影響を考慮する際には、掘削部分および吹付けコンクリートの要素の分割に注意して逐次掘削解析を行うことが重要である。

3.2 切羽からの距離と接線方向応力の関係

切羽からの距離と地山壁面および吹付けコンクリートのトンネル断面における接線方向応力（ σ_θ ）の関係を図－7 に示す。

前節と同様に、掘進長 1.5m の解析結果では地山と吹付けコンクリートに生じる接線方向応力は一掘進ごとに波打ち、S12 で大きくジャンプしている。一掘進で切羽に近い側が大きく、遠い側が小さな応力となり、その差は 2 倍程度と大きい。この接線方向応力は、切羽近傍を除いてほぼ最大圧縮応力



図－10 支保特性曲線

である。地山の壁面における接線応力（最大圧縮応力）が S12 周辺を除いて、11 ～ 12MPa で変動しており、粘着力と内部摩擦角から求められる一軸圧縮強度 10MPa に近いことより、地山は掘削による応力解放によって塑性領域が発生している。一方、吹付けコンクリートに生じる接線方向応力は吹付けコンクリートの軸応力であり、これは約 11MPa と許容応力度 14MPa 以下となっている。ただし、S12 では許容応力度を超える応力が発生するが、設計基準強度以内に収まっている。また、切羽直近 S1 における吹付けコンクリート応力が極めて小さいのは、硬化時間 3.4 時間で一掘進目の掘削による影響を受けるが、吹付けコンクリートの強度発現式 (1) では強度が発現していないことより、変形に抵抗しないと仮定したためである。

掘進長 0.5m の解析結果では、切羽近傍と S12 周辺を除いて、トンネル壁面の接線方向応力は約 18MPa となり、一軸圧縮強度 10MPa の約 1.8 倍と大きくなっている。ただし、地山は掘削による応力解放で降伏領域は発生しているが、吹付けコンクリートの支保効果（内圧効果）により、高い応力状態を維持していることがわかる。このため、逆に、接線方向応力が地山で 5 割程度、吹付けコンクリートで 5 ～ 10 割程度増加し、一掘進の中で吹付けコンクリートの軸応力は許容応力度 14MPa を超えるが設計基準強度以内となっている部分が生じる。また、週末に打設した吹付けコンクリートも同様に高い応力となるが、設計基準強度以内である。

3.3 切羽からの距離と半径方向応力の関係

切羽からの距離と地山壁面および吹付けコンクリートの半径方向応力(σ_r)の関係を図-8に示す。

地山壁面および吹付けコンクリートの半径方向応力は、支保内圧 P_i を表している。

掘進長 1.5m の解析結果では、これまでと同様に、地山と吹付けコンクリートに生じる半径方向応力は一掘進ごとに波打ち、S12 で大きくジャンプしている。一掘進で切羽に近い側の要素に生じる応力が特に大きい。また、同じ位置の地山の応力よりも高くなっているが、二次元解析では地山側よりも小さくならなければならないが、掘削端部であるため三次元的な影響で、この吹付けコンクリートの要素には応力集中が生じたものと考えられる。

一方、掘進長 0.5m の解析結果では、地山の応力は掘進区間ごとの変動は少なく、吹付けコンクリートの応力集中もみられない。また、支保効果（内圧効果）は、進長 1.5m の 2 倍の約 2MPa と大きくなっている。この効果により、進長 1.5m の場合に比べ地山変位の抑制や周辺地山の接線方向応力を高い状態に保つ（地山の支持効果）ことが可能となっている。

3.4 一掘進長が支保特性曲線に及ぼす影響について

前節までの掘進長の相違と吹付けコンクリート硬化速度の影響が支保特性曲線にどのように現れるかを把握するため、図-9 で示される地山と吹付けコンクリート境界の節点と要素応力から支保内圧 P_i およびこれに対応する変位 u を求め、この関係を支保特性曲線として図-10 に示す。なお、図中の太い実線は表-1 の地山物性と完全弾塑性理論解による地山特性曲線である。ここに、図中の S6 と S12 が掘進長 1.5m、S21 と S31 が掘進長 0.5m の解析結果である。また、S6 と S21 は吹付けコンクリートの急激な剛性変化の影響を受けないところの曲線で、S12 と S31 は剛性が高い箇所から得られた曲線である。

図において、施工の不連続部（週末の最終サイクル）の切羽に最も近いところで設置された吹付けコンクリートの要素である S12-f と S31-b を除き、曲線は下に凸となる。これは、吹き付けコンクリートの硬化速度が 2～3 掘進の時点で急速に硬化・強度発現してくることによるためである。なお、S12-f、S31-b、S21-b の曲線の途中で壁面変位のみがわずかに大きくなる箇所が生じている。これは、吹付けコンクリートの強度発現に比べ掘削による荷重増加が大きくなり一時的に降伏し、その後の掘削時には強度が高くなることで弾性状態に戻ったことを示し

ている。

支保特性曲線の先端は釣合い点であり、図中の地山特性曲線との距離から、施工の不連続部（＝支保剛性の急変箇所）で大きくずれている。特に、掘削長 1.5m の場合に著しい。

一方、連続した施工（＝支保剛性が均等に分布した）部分では、地山の支保特性曲線との交点に近い。しかし、掘進長 0.5m の場合に比べ、掘進長 1.5m の場合は釣合い点の支保応力より大きく、変位も増加している。これは、掘進長 1.5m という施工条件に起因していると考えられる。この条件は、前述した 2 車線道路トンネルや複線新幹線トンネルを想定した掘削径 10m のトンネルでは掘削長が 3m の場合に相当する。一方、2.1 節で述べたように地山強度比は約 1 と厳しく、掘削径 10m のトンネルを想定すれば掘進長を短くして切羽近傍で支保を設置することで、地山の安定性を早期に図ることがなされる。支保を遅らせると地山の押し出しによる支保荷重の増加や変状が生じることが経験的に知られている。この場合、地山特性曲線は右下がりとはならず、Fenner-Pacher 曲線と呼ばれる曲線を用いた安定性の検討が必要になる（補足説明-2 参照）。そのため、Fenner-Pacher 曲線を地山の力学特性から理論的に導く研究がなされている。これらは、地山の弾塑性挙動の他に新たにゆるみ領域の自重等を考慮することで説明できるとしている。今回の地山を完全弾塑性体と仮定したのみで、ゆるみ荷重は考慮していないが、S6 と S21 の支保特性曲線と地山特性曲線との関係から、Fenner-Pacher 曲線が存在することを想起させる結果が得られた。これは、トンネルの安定性の評価を地山特性曲線と支保特性曲線を用いて行う場合には、掘進長と支保の設置状況の影響を考慮することが必要であることを示していると考えられる。

4. 結論

掘進長および切羽進行速度、吹付けコンクリートの硬化速度が地山・支保特性曲線に及ぼす影響を把握することを目的に、二次元軸対称解析を実施した。その結果、以下のような知見を得た。

- ① 吹付けコンクリートの強度・剛性発現が地山の変位に大きな影響を及ぼしている
- ② 一掘進長が長い場合、吹付けコンクリートの壁面変位・応力は大きく変動する。この変動は、吹付けコンクリート設置時の切羽からの距離の関係、すなわち、支保設置位置の先行変位の大きさに強く関連する。

③吹付けコンクリートの硬化の不連続部分では、局所的な地山変形抑制や大きな応力分布をすることより、通常の二次元安定解析を用いた結果と異なるため注意が必要である。

④掘進長が長くなると、地山と支保が釣合う状態は、二次元安定解析を用いて得られる地山・支保特性曲線との交点でない可能性がある。

本論文では、上述の④が生じる力学的な機構を説明できるまでには至っていない。今後、この現象を分析し、二次元安定解析に取り入れるよう検討を進めたい。

補足説明-1) 高レベル放射性廃棄物処分施設について

高レベル放射性廃棄物は、使用済燃料のリサイクル過程で発生する放射能の高い廃液をガラスで固めたもので、長期間にわたり放射能のレベルが高いことから、人間の生活環境から隔離して安全に処分することが求められている。この処分方法として、地下深くにトンネル群を建設しその中に埋設する「地層処分」が検討されている。2000年6月に、高レベル放射性廃棄物の処分の枠組みとなる法律が公布され、事業主体である原子力発電環境整備機構¹⁵⁾によって、候補地の公募が始められるとともに、立地に向けた研究・開発が進められている。

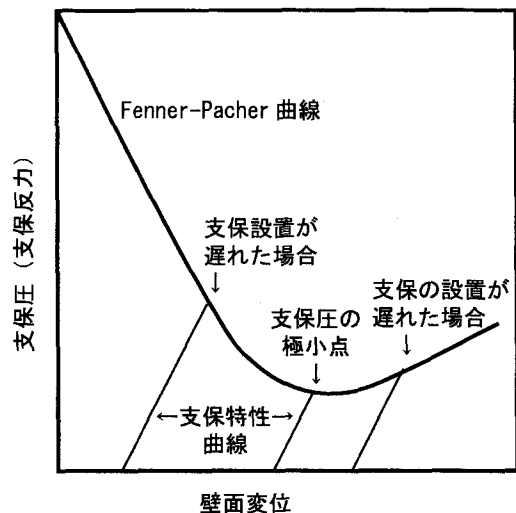
この計画ではトンネル内径が5m程度、総延長が約300kmにも及ぶ大トンネル群となる。(施設に関する詳細についてはホームページ15)を参照)。なお、この施設は上記の法律では地下300mより深い位置に建設することが定められている。

この地層処分施設の安定設計については、既往のトンネルの設計方法に基づいているが、地層処分に同等の大深度における施工事例が少ないことと掘削断面は小さいが数多くの連設した坑道群になることなど、現状では、経験していない技術要素を含んでいるとの考え¹¹⁾から、力学的な解析に基づく安定性と支保仕様の検討が行われている。

また、この施設が原子力施設であることによる安全性や定量的な評価が求められており、地下施設の安定設計においても解析・設計技術の高度化が進められている。

補足説明-2) Fenner-Pacher 曲線について

Fenner-Pacher 曲線(補足図-1)はNATMの概念である地圧と支保工との相互作用を説明するためにRabcewiczらによって用いられた^{1),16)}。すなわち、図に示されるように、支保圧と壁面変位の関係が経験的に下に凸の曲線として得られるとし、適度な変



補足図-1 Fenner-Pacher 曲線の概念図

形と適切な支保の設置時期・規模を設定することで経済的で合理的な最小点が得られると述べている。

わが国にNATMの導入・普及とともに、地山と支保の力学的な関係、特に、支保圧の極小点の存在とその後の支保圧の増加(右上がりの曲線)を理論的に解明することやそれに支保設計に反映させようとする研究が多くなされている。

例えば、多くの研究・設計では、HoekとBrown¹⁷⁾、Gesta¹⁸⁾、梨本ら¹⁹⁾、蔦ら²⁰⁾は弾塑性解析から得られる非弾性領域(ゆるみ領域)の地山の自立性が低下することでその領域の重量を支保圧に加算するように取り扱っている。一方、木山ら²¹⁾は、この右上がりの曲線を説明するためには、ゆるみ領域の地山を連続体として取り扱うのではなく不連続体として取り扱う必要があるとして、個別要素法を用いてFenner-Pacher曲線を求めた解析結果を報告している。また、Kawataら²²⁾は、地山に作用する支持力を解析断面の支保による支保内圧の他に、通過した切羽や既に施工された後方の支保による三次元的な支保内圧の効果を考慮することでFenner-Pacher曲線が得られることを報告している。

現在、NATMがわが国の山岳トンネルの標準工法となっているが、その基本概念であるFenner-Pacher曲線に関する十分な説明や解釈が与えられているとはいいがたく、トンネルの力学において重要な課題であると思われる。

参考文献

- 1) 谷本親伯、昌昭治朗：切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本概念、土木学会論文

- 報告集, 第 325 号, pp. 93-106, 1982.
- 2) 木村洋行, 亀村勝美, 原田浩史, 里優: 切羽の進行を考慮した掘削解析について, 第 16 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1565-1568, 昭和 56 年.
 - 3) 河田孝志, 熊坂博夫, 土山茂希, 家田良一: 土被りの浅い滞水砂礫層における小断面 NATM の先行変位について, 第 19 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 346-350, 1982.
 - 4) 蔣宇静, 吉田昌史, 棚橋由彦: 施工過程を考慮した軟岩トンネルの力学的挙動について, トンネル工学研究論文・報告集 第 8 巻, pp. 1-8, 1998.
 - 5) 桜井孝臣, 藤岡宏文, 梨本裕, 高森貞彦: FEM 軸対称解析によるトンネルの三次元挙動についての一考察, 土木学会第 47 回年次学術講演会, III-342, pp. 724-725, 1992.
 - 6) 久武勝保, 伊東富雄, 桜井春輔: 時間依存性を示す膨張性軟岩トンネルの一次覆工挙動, 土木学会論文集, 第 412 号 /III-12, pp. 153-160, 2004. 2.
 - 7) 久武勝保: 膨張トンネルにおける高強度鋼繊維補強吹付け吹付けコンクリートの支保効果, 土木学会論文集, No. 701/III, pp. 99-106, 2002. 3.
 - 8) 久武勝保: 膨張トンネルの高強度鋼繊維補強吹付けの有効性, トンネルと地下, 第 35 巻 2 号, pp. 41-47, 2004. 2.
 - 9) ジェオフロンテ研究会編纂: 山岳トンネルの新技術, 土木工学社, p. 54, 1991.
 - 10) 日本鉄道建設公団: NATM 設計施工指針, p. 318, 平成 8 年.
 - 11) 核燃料サイクル機構: わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性-地層処分研究開発第 2 次取りまとめ-, 分冊 2 地層処分の工学技術, JNC TN1400 99-022, 平成 11 年 11 月.
 - 12) 黒木繁盛, 谷口航, 小尾繁, 長谷川宏, 杉野弘幸, 窪田茂, 出羽克之: 地下空洞の力学的安定性評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-037, pp. 43-44, 1999.
 - 13) 田中純一, 原田克己, 後藤貴弘: 吹付けコンクリート用セメント「ナイスショットセメント」の機構強度化, 宇部三菱セメント研究報告, No. 2, pp. 64-70, 2001.
 - 14) Itasca Consulting Group, Inc. : FLAC User's Guide, 2000.
 - 15) 原子力発電環境整備機構ホームページ: <http://www.numo.or.jp/>
 - 16) 岡行俊: NATM における支保理論, 施工技術, 第 10 巻 11 号, pp. 6-12, 1988. 6.
 - 17) Hoek, E., Brown, E. T. : 岩盤地下空洞の設計と施工, 土木工学社, pp. 179-212, 1985.
 - 18) Gesta, P. : Recommendations for use of convergence-confinement method (特性曲線法の利用に関する勧告), Tunnels et Ouvrages Souterrains No. 73 Janvier-Fevrier, 1986.
 - 19) 梨本裕, 高森貞彦, 今田徹: 大深度低強度地山におけるトンネル設計の合理化, 土木学会論文集, 第 427 号 /VI-14, pp. 183-191, 1991. 3.
 - 20) 蔣宇静, 元尾秀行, 棚橋由彦: 軟岩地山のトンネルの塑性膨張圧と影響要素の評価に関する基礎的研究, 第 31 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 審査付き論文 (5), pp. 29-35, 2001. 1.
 - 21) 木山英郎, 藤村尚, 西村強: DEM 解析による Fenner-Pacher 型支保特性曲線の実現と考察, 土木学会論文集, 第 394 号 /III-9, pp. 37-44, 1988. 6.
 - 22) Kawata, T., Miura, K. : Progress of tunnel supporting system for fractured zones in Japan, Felsbau 8, No. 4, pp. 185-192, 1990.