

地山応答曲線の再検討・再評価

福島 啓一

正会員 博士(工博) 技術士(〒270-1163 千葉県我孫子市久寺家1-23-8)

E-mail:fukushima.keiichi@jcom.home.ne.jp

地山応答曲線(Fenner-Pacher曲線)はNATMの基本的な考え方を示す重要な図表であるが、解析、計算の方法が十分発達しない工法発足の初期に発表されたもので、不十分な部分も残っている。その基本的な考えに誤りはないが、最近の計算法、解析術の進歩に伴っていないため一部の人には軽視されているようである。その重要性を再確認するとともに、最近の岩石岩盤力学の進歩に伴っての改善を試みる。

Keyword : NATM, Fenner-Pacher curve, ground characteristic curve, ground-support diagram, ground-response curve, ground pressure, support resistance, convergence, squeeze

1. はじめに

素掘りのトンネルが崩壊するような状況になったとき、支保工(木製、鋼製、吹付けコンクリート、ボルトなど)を入れながら掘り進み、最後には石積み、レンガ積み、コンクリートなどで覆工(永久巻立て)をする工法は、かなり古くから行われてきた。

しかし、支保工や巻立ての強度、材料などについての計算、研究、実験が種々行われているのに比べると、この支保工や永久覆工にどれだけの荷重が働き、そのためどれだけの強度が必要なのかは、施工法にも関係するので、あまり確かな研究はされてこなかった。

トンネルの上に載っている数mから1000m余までに亘る荷重がそのまま支保工に働く訳ではないことは、経験的に知られていた。まずはじめに「荷重の大部分は地山アーチに支えられ、それより下の緩み域と称する部分の重量だけが支保工に荷重として働く」との説が出され(緩み荷重説)、この荷重になる部分の拵がりを計算する式等が経験と推測、多少の理論を交えて提案され、使用されてきた。

被り1000m級のアルプス越えトンネルの計画に先立ち、A.ハイムはトンネルの内空面には被り圧の2倍に相当する応力が働くが、これが岩石強度を超えるとトンネルが破壊すると警鐘を鳴らした。Wiesmannは地山強度は3軸状態では大きくなる、一部は塑性化して土圧を支えるので直ちに破壊はしないと反論し、論争が生じた。

この分野に初めて科学的な考えを持ち込み、この

考えをもとにトンネルの掘削工法(掘削順序、断面分割、支保工の必要強度や設置時期、種類)などを考えて、理論や工法にまとめ、形にしたのはFenner, Rabcewicz, Pacher等がはじめてであり、この考えは後に新オーストリアトンネル工法(NÖT, NATM)と命名され、世界中のトンネル工事を一変させることになった。

NATMの最も大切な考えかたは、地山の変形を許して土圧を減らす、早期に支保をして地山の緩みを防ぐ、トンネル土圧を負担する最大の要素は支保で無く地山そのものである、等である。

その考えを最も良く表すのが、地山応答曲線(Fenner-Pacher曲線、地山特性曲線とも呼ばれる)である。最近この基本が忘れられ、あるいは軽視されているようであるので、不十分な点を補い、再検討するとともにその重要性を再確認したい。

2. Fennerの考え

地表は水平で、被り h はかなり深く、鉛直方向にも水平にも等しい地圧 $p_0 = \rho gh$ が働く地山内に円形トンネルを全断面で掘削する(時間の影響や品質のばらつき、緩みなどの影響は無視する)とし、トンネル周辺地山は弾性体と仮定すると、地山内の応力は

$$\sigma_r = p_0 - (p_0 - p_i)(a^2/r^2) \quad (1)$$

$$\sigma_t = p_0 + (p_0 - p_i)(a^2/r^2) \quad (2)$$

となる。ここに、 σ_r 、 σ_t :半径方向、接線方向の応力、 p_i :支保工反力、 $p_0 = \rho gh$;初期地圧、 a :トンネル径、 h :土被り、 r :トンネル中心からの離

れ、トンネル内空面に近づくほど (r が小さくなるほど)、接線方向の応力 σ_t は大きくなり、半径方向の応力 σ_r は小さくなる。素掘りトンネル内空面 ($r=a$, $p_i=0$) の応力は $\sigma_r=0$ $\sigma_t=2\rho gh$ となり (ここで応力は圧縮力を+に取る)、この応力が地山強度 σ_{gd} を超えると、内空面に支保 p_i を施工して σ_t を地山強度以下にする必要がある。

さらに被りが深い、地山強度が小さいと支保をしても σ_t が地山強度を超え、地山内には塑性変形をする円環型の領域ができる。塑性域では σ_t と σ_r の間にはMohr-Coulombの降伏条件が成り立つ。地山の軸強度 s を $s=2c \cos \phi / (1 - \sin \phi)$, $m=2 \sin \phi / (1 - \sin \phi)$ という記号を用いると (c :地山の粘着力, ϕ :内部摩擦角), Mohr-Coulombの降伏条件は

$$\sigma_t = s + (m+1) \sigma_r \quad (3)$$

と表される。塑性域の境界の外側半径を R とし、地山は完全弾塑性体として、Mohr-Coulombの強度論を組み合わせ、塑性域内の地山の応力を求めると、塑性域内の応力は

$$\sigma_r = -s/m + (p_i + s/m) (r/a)^m \quad (4)$$

$$\sigma_t = -s/m + (m+1) (p_i + s/m) (r/a)^m \quad (5)$$

または

$$\sigma_r = -s/m + (\sigma_R + s/m) (r/R)^m \quad (6)$$

$$\sigma_t = -s/m + (m+1) (\sigma_R + s/m) (r/R)^m \quad (7)$$

となる。弾塑性境界では $\sigma_r + \sigma_t = 2p_o$ である、あるいは応力は互いに等しくならなければならないから、(1) ~ (2) 式に $p_i = \sigma_R$, $a=R$ とし (3) を組み合わせると、弾塑性境界 R での応力 σ_R は地山を弾性状態に保つための支保の必要抵抗力と同じで

$$\sigma_R = (2p_o - s) / (m+2) \quad (8)$$

である。(8) より $\sigma_R + s/m = (p_o + s/m) / (m+2)$ となるので、これを (4) 式に $r=a$ と $r=R$ を入れたものを組み合わせ、塑性域の範囲 R は

$$R = a [2 / (m+2)] [(p_o + s/m) / (p_i + s/m)]^{1/m} \quad (9)$$

となる。これより支保反力 p_i を大きくすると R は小さくなり、 p_i を小さくすると R は大きくなること分かる。

支保反力 p_i は吹付けコンクリートの強度を σ_c 、厚さを t とすれば、 $p_i = \sigma_c \cdot t / a$ となり、 $\sigma_c = 20 \sim 30 \text{MPa}$, $t/a \doteq 1/15$ だから、鋼支保工やロックボルトを加えても p_i を $1.5 \sim 4.0 \text{MPa}$ 程度以上に大きくすることは難しい。したがって被りが大きいトンネルでは R を大きくして、 p_i を施工可能な程度に抑える必要がある。(Hoek & Brown¹⁾によれば鋼支保、ボルトなどを含めても支保反力は $0.07 \sim 9.72 \text{MPa}$ の範囲であるとしている。半径 10m の大断面トンネルでは最大 1.63MPa にしか出来ない。)

当然ながら p_o と σ_R の差、 σ_R と p_i の差、 p_i がそ

れぞれ弾性域地山、塑性域地山、支保工が負担する荷重を表し、その合計が土被り圧 p_o になる。つまり弾性域の負担 (8) 式より

$$p_o - \sigma_R = m (p_o + s/m) / (m+2) \quad (10)$$

塑性域の負担 (6) 式の r に a と R を入れて $\sigma_R - p_i = (p_i + s/m) [(R/a)^m - 1] = (\sigma_R + s/m) [1 - (a/R)^m]$ (11)

支保工の負担 (吹付けコンクリート)

$$p_i = \sigma_c \cdot t / a = 2 (p_o + s/m) [1 - (a/R)^m] / (m+2) \quad (12)$$

となる。 σ_R が Rabcewicz がいう真の土圧、地山の再配列圧に相当する。被りが深かったり、地山の強度が低かったりすると支保工だけでは支えきれない。

しかし支保工を十分変形させると、 R が大きくなり、塑性域の負担分が増え、全土被りによる荷重 ρgH を、弾性域、塑性域、支保工で支えることができる。

おのおのの境界では変形量も釣り合わねばならない。弾性域のひずみはフックの法則で計算出来、ひずみを積分すると変位が求められる。平面ひずみの時は次のように求められる。

$$\varepsilon_r = \frac{(1+\nu)}{E} [\sigma_r(1-\nu) - \nu \sigma_t] \quad (13)$$

$$\varepsilon_t = \frac{(1+\nu)}{E} [\sigma_t(1-\nu) - \nu \sigma_r] \quad (14)$$

したがって弾塑性境界の変位は ε_r を積分して

$$\Delta R = [(1+\nu)/E] R [m/(m+2)] (p_o + s/m) \quad (15)$$

だけトンネル内に押出して来る。(応力は圧縮を+にしたので、ひずみは縮みが+に、変位は押出しが+になる)。

金属について発達した塑性学では、塑性変形の伴う体積変化はないとしている。しかし塑性域についても体積弾性率が成り立つ。Fenner²⁾は塑性域では掘削前に比べ応力が低くなるので体積膨張して、変形量は急激に大きくなるとした。その後塑性域の変形は関連流れ則に従うとの研究もされ、これによると変形量 (地山の押し出し量) u はさらに増える。塑性域の体積が弾性域に比べて β 倍に増えるとすれば

$$(R^2 - a^2) \beta = (R - \Delta R)^2 - (a - u)^2 \quad (16)$$

の関係がある。もっとも単純な塑性変形に伴う体積変化は無い ($\beta=1$) との説に従えば

$$u \doteq \Delta R \cdot (R/a) \quad (17)$$

となり、 R が大きくなれば R に比例して急激に押し出し量 u が増えることが分かる。 ΔR も R に比例して増えるので、(もちろん p_o と E の比にもほぼ比例する) 結局 R のほぼ2乗に比例して内空変位 u は大きくなる。

支保工は厚さ t 、ヤング率 E_c の吹付けコンクリートとすると、 $\varepsilon_c = \sigma_c (1-\nu^2) / E_c$, $\sigma_c = p_i \cdot r / t$ であるから支保の変形量 (押し出し量) u_c は

$$u_c = (1-\nu^2) (\sigma_c / E_c) a = (1-\nu^2) (a p_i / t E_c) \quad (18)$$

だけ変形する。しかし支保工を建込むのは掘削してある程度地山の変形が始まった後なので、支保工の変形始点では地山変形 $u = 0$ でなく、地山の弾性変形が終わった点付近（先行変形）と考えられる。

σ_{gd}/E は $1/250 \sim 1/1000$ 程度であるので⁷⁾、先行変形 + 支保工変形は吹付けコンクリートの厚さ t に関係なく半径 a の $1/250 \sim 1/1000$ 程度である。断面を分割して掘削する、インバートの施工が遅れるなどの事情で始点はもっと遅れることもある。被りが深いトンネルでは R を大きくして十分に塑性域を発達させる必要があるが、このままでは出来ない。そのため Fenner は、コンクリート巻立ての間に隙間を空ける（この考えは Rabcewicz により Tauern トンネルで実現された）必要もあろうと考えた。変形を増やすと必要な支保工力は減ることを表す図も示した²⁾。

Fenner-Pacher 曲線の描き方

縦軸に応力 p ，横軸に変位量 u を取る。 $p = p_0$ ， $u = 0$ の A 点から、 $p = 0$ ， $u = (1 + \nu) \cdot a p_0 / E$ の C 点に直線を引く。先の直線上の $\sigma_R = (2p_0 - s)/(m + 2)$ の B 点が弾塑性境界を表す。その後は R を a の 1.1 倍、1.2 倍……と仮定して、それに相当する支保圧と内空変位量を計算し、プロットする。塑性域での体積膨張がないとすると塑性域分の押出し量 u と弾塑性境界の半径 R は比例するので図 2 のように R を u と同じように目盛ることができる。

支保工の抵抗力は吹付けコンクリートが主であるから支保工を設置したときの変形（弾性変形が主であるからほぼ前記弾塑性境界の点で良い）から斜めに $u = a \epsilon_c = a p_i (1 - \nu^2) / t E_c$ で線を引く。正確には鋼製支保とボルトを加え、コンクリートは材令によりヤング率が変わることを考慮して図 3 に示すように曲線にする。Rabcewicz はインバートを閉じると剛性が高くなるとして、途中までは緩い勾配で、インバート閉合時から急に立ち上がる曲線とした例も示

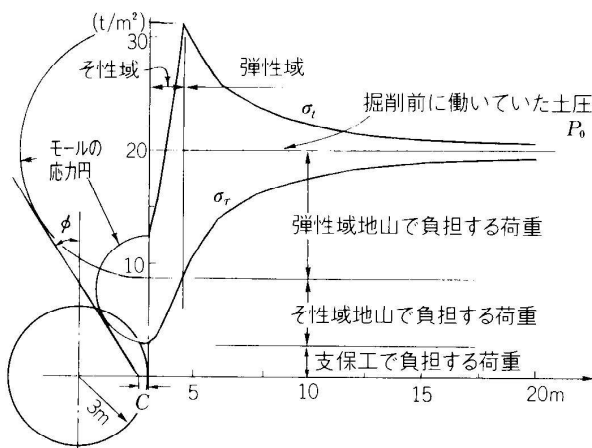


図1 トンネル周辺の応力分布

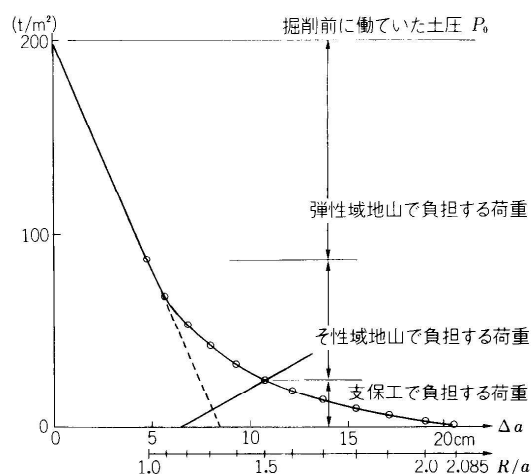


図2 地山応答曲線

している。

地山応答曲線の特徴

弾性変形の部分は直線，塑性域は圧力低下のほぼ 2 乗に比例して変位が大きくなる，支保工反力は E 一定とすれば支保設置時点から始まってほぼ直線になるが、正確には図 3 のように曲線になる。

地山線と支保工線の交点がトンネルの安定状態の圧力と変位を表す。 ρgh は弾性域，塑性域，支保工で分担支持していることが図示される。これは図 1 の地山内応力分布図の σ_r にも対応している。塑性域が Rabcewicz 等の云う保護領域に相当する。

3. Rabcewicz, Pacher の考え方

Fenner の式や図からは、変形を大きくすれば作用地圧はどこまでも減る、最後はゼロになるとの答えが出るが、Pacher³⁾ は実際にはそんなことはあり得ないと考えた。地山を変形させ過ぎると地山をゆるめ、ゆるんだ地山の重さは支保工の荷重になるので、土圧には最小値がある。むやみに変形を増やさず土圧最小になる変形量（最適変形量）を目指して施工をすべきであるとした。

また Pacher は許される緩みと許されない緩みを区別し、緩みを防ぐためには妨害されなかった初期変位 (ungehinderten Anfangsdeformation)，すなわち支保をする前の変形をなるべく小さくすることが大切とした。

Pacher は、一般的に言うならば

— 支保は 望ましくない緩みを避けるために十分に硬くしなければならぬ。

— 他方、保護領域を作り必要とされる支保抵抗力を支持可能な限度まで減らすためには十分に撓み

ていたが、その後の研究では拘束圧により変わり、拘束圧が低いと脆性破壊をし、体積膨張と強度低下を起こす、拘束圧が高いと延性降伏をし、体積はあまり増えない、ないし負のダイラタンシー（体積収縮）を示し、強度はかえって増えるとされている。茂木⁷⁾によると $\sigma_1 - \sigma_3 = 3.4 \sigma_3$ の直線より上では脆性破壊をし、強度低下する。下では延性降伏し、拘束圧がある程度あれば、強度低下率は減り、拘束圧がさらに高いと降伏後は強度増加する。

(3) 支保工、吹付けコンクリートの性質・支持力

吹付けコンクリートやモルタル定着式のボルトは施工直後は強度も剛性も小さく、時間（材令）とともに増える。このため曲線で表す例もある（図3参照）。

吹付けコンクリートに大きな変形をさせるためには隙間を設ける場合（Tauern Tunnel等）もある。若材齢コンクリートでも1/100～1/250くらいの変形しか出来ないが、伸縮隙間があれば1/10位の変形も可能になる。伸縮隙間では隙間が閉じるまでは反力が小さいという欠点があるので、最近巻立て応力制御器具（lining-stress controller, LSD）やWABE²⁴⁾などの隙間が閉じる前も十分な支持力があるように工夫されている。可縮支保工（V形鋼）やボルトの皿板に鋼管パイプを用い伸び代を大きくした例もあるし、インバートの施工を遅らせて、変形量を大きくした例もある。

切羽より前方の地山は既にかかなりの力を受け、変形している。これを防ぐために鏡押さえ、切羽ボルトや縫い地矢板、縫い地パイプ、切羽核残しを施工する場合もある。しかし、切羽前方の変形は拘束圧を受けての変形で、緩みを伴わないので許して良い変形なのに、これを制限しすぎて支保工の荷重を逆に増やしすぎる場合もあるので事前の計算や現場での観察、計測が重要である。

(4) 弾性・塑性地山内の応力分布

円孔周りの応力は式(1)、(2)式により求められる。Kirschは静水圧状でなく、水平圧と鉛直圧が違ふ場合の弾性応力の式を導いた。山口、Mindlinは地山の自重を考えた式、地表面に近い円形トンネルまわりの式を導いた。側圧係数 $k=1$ の場合の山口の式を次に示す。

$$\sigma_r = \rho g h (1 - a^2/r^2) - \rho g a (r/a - a/r) \cos \theta + p_i \cdot a^2/r^2 \quad (20)$$

$$\sigma_t = \rho g h (1 + a^2/r^2) - \rho g a (r/a) \cos \theta - p_i \cdot a^2/r^2 \quad (21)$$

$$\sigma_z = \nu (\sigma_r + \sigma_t) \quad \tau_{rt} = \tau_{rz} = \tau_{tz} = 0 \quad (22)$$

Fenner²⁾は応力関数を使って塑性域地山の自重を考えた式を導いた。ここに $K=2/(1-\sin \phi)=m+2$, σ_{Ra} :支保工反力(p_i)である。

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_{Ra} \left(\frac{r}{a} \right)^{K-2} - \frac{\gamma a}{K-3} \left(\frac{r}{a} \right)^{K-2} + \frac{\gamma r}{K-3} \\ \sigma_t &= (K-1) \sigma_{Ra} \left(\frac{r}{a} \right)^{K-2} - (K-1) \frac{\gamma a}{K-3} \left(\frac{r}{a} \right)^{K-2} \\ &\quad + (K-1) \frac{\gamma r}{K-3} \end{aligned} \quad (23)$$

Fennerは弾性地山の初期応力は $\rho g(H \pm r)$ であるから、弾塑性域の境界は楕円になり、弾塑性境界では半径方向応力が釣り合うはずとして、塑性域はトンネルより上側が大きい楕円になる。 p_i の最小値は $R=500m$ の時生じ、 $4.215kg/cm^2$ とした。Talobre⁶⁾の引用によればCoquot & Keriselも(23)式と同じ式を導いている。いずれも c を含んでいない。福島⁷⁾、瀬崎⁹⁾は c を含む式(s と m を含む式)を解いた。

$$\begin{aligned} \sigma_r &= -s/m + (p_i + s/m) (r/a)^m + \\ &\quad [\rho g a / (m-1)] [r/a - (r/a)^m] \cos \theta \end{aligned} \quad (24)$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= -s/m + (m+1) (p_i + s/m) (r/a)^m + \\ &\quad [\rho g a (m+1) / (m-1)] [r/a - (r/a)^m] \cos \theta \end{aligned} \quad (25)$$

$\cos \theta$ を含む項が(4)(5)に比べつけ加わっていることが分かる。ただし弾性域を含めた全体解は少し不正確であるので次ぎに修正式を導く。

まず弾性域の応力計算に山口の式を用いると自重を含む解ができるが、地表の応力がゼロにならないという欠点がある。(20)式で $r=h$ とすると、 $\sigma_r = -\rho g(h-r) + \{\rho g(h-r) + p_i\} a^2/r^2 = p_i \cdot a^2/r^2$ となり、地表面なのに鉛直方向の応力 σ_r がゼロにならない。弾塑性解析では R (a に相当)や p_i が大きいので特にこの差が大きくなる。これを解決するには地表より h だけ上に仮想トンネルを考えて解く方法⁷⁾がある。仮想トンネルを加えた弾性域の応力は(20～22)式の代わりに、トンネルより上では

$$\sigma_r = \rho g(h-r) - [\rho g(h-r) - p_i] a^2 \{1/r^2 + 1/(2h-r)^2\} \quad (26)$$

$$\sigma_t = \rho g(h-r) + [\rho g h - p_i] a^2 \{1/r^2 + 1/(2h-r)^2\} \quad (27)$$

トンネル中心高さでは、軸対象の場合と同じで

$$\sigma_r = \rho g h - (\rho g h - p_i) a^2/r^2 \quad (28)$$

$$\sigma_t = \rho g h + (\rho g h - p_i) a^2/r^2 \quad (29)$$

トンネルより下の応力は

$$\sigma_r = \rho g(h+r) - [\rho g(h+r) - p_i] a^2 \{1/r^2 - 1/(2h+r)^2\} \quad (30)$$

$$\sigma_t = \rho g(h+r) + [\rho g h - p_i] a^2 \{1/r^2 - 1/(2h+r)^2\} \quad (31)$$

しかし仮想トンネルを計算に入れると、地表の応力はゼロになるが、トンネル内空の反力が p_i と同じにならない。これは、正確には双極座標を使う必要があるのに極座標を使ったからである。双極座標の円は大きくなるほど中心が下になるのが特色である。そのため、計算上の極とトンネルの中心の高さが Δh だけ違ってくる。トンネル内空面の反力を p_i になるようにするには、実際のトンネル中心を双極座標の原点よりも Δh だけ下にすれば良い。

$$\Delta h = a^4 / (4a^3 - 8a^2 h + 8ah^2) \quad (32)$$

そうすると、 σ_r 、 σ_t の式は次のように書き換える必要がある。計算上の土被り h はトンネル中心までの深さ H から Δh だけ引く。被りを H とすると、計算には $h = H - \Delta h$ を用いる。トンネル内空面は天端では $a - \Delta h$ (または $R - \Delta h$)、底盤では $a + \Delta h$ (または $R + \Delta h$) とする。弾性域の応力も r の代わりに $r \pm \Delta h$ を代入して求める。したがってトンネルの設計中心から r の応力やひずみ、変位は $r = r \pm \Delta h$ での応力ひずみとして求める。たとえば(26)～(27)式は次のようになる。

$$\sigma_r = \rho g (h-r) - [\rho g (h-r) - p_i] a^2 \{1/(r-\Delta h)^2 + 1/(2h-r-\Delta h)^2\} \quad (33)$$

$$\sigma_t = \rho g (h-r) + [\rho g h - p_i] a^2 \{1/(r-\Delta h)^2 + 1/(2h-r-\Delta h)^2\} \quad (34)$$

弾塑性境界($r=R$)ではMohr-Coulombの降伏則(3)が成り立つので、 R を想定すれば σ_R が求まり、それから(24)～(25)式を利用して塑性域内の応力や支保工反力を求めることができる。まず $r=R$ 、 $p_i = \sigma_R$ として(26～27)式を(3)に代入して、 σ_R を求める(次はトンネルより上の場合)。

$$\begin{aligned} \sigma_T &= \rho g (h-R) + \{\rho g (h-\Delta h) - \sigma_R\} R^2 \\ &\quad \cdot \{1/(R-\Delta h)^2 + 1/(2h-R-\Delta h)^2\} \\ &= s + (m+1) \rho g (h-R) - (m+1) \{\rho g (h-R) - \sigma_R\} \cdot \\ &\quad R^2 \{1/(R-\Delta h)^2 + 1/(2h-R-\Delta h)^2\} \end{aligned} \quad (35)$$

これを解くと

$$s = -m \rho g (h-R) + \{(m+2) \{\rho g (h-\Delta h) - \sigma_R\} - (m+1) \rho g (R-\Delta h)\} \cdot R^2 \cdot \{1/(R-\Delta h)^2 + 1/(2h-R-\Delta h)^2\} \quad (36)$$

これを整理して

$$\begin{aligned} \{s + m \rho g (h-R)\} / R^2 \{1/R^2 + 1/(2h-R)^2\} / (m+2) \\ = \rho g (h-\Delta h) - \sigma_R - (m+1) \rho g (R-\Delta h) / (m+2) \end{aligned} \quad (37)$$

$$\therefore \sigma_R = \{\rho g h - (m+1) \rho g R / (m+2)\} + \{m \rho g (h-R) + s\} / [(m+2) R^2 \{1/R^2 + 1/(2h-R)^2\}] \quad (38)$$

側壁($\theta = 90^\circ$)では(8)式と同じで

$$\sigma_R = (2 \rho g h - s) / (m+2) \quad (39)$$

(これには仮想トンネルの影響が入っていないような気がするが、仮想トンネルを入れて計算できる側壁部の応力は実際のトンネルの中心よりも Δh 上の水平面のものであり、実際のトンネル中心高さについてはこれで良い)。

底盤($\theta = 180^\circ$)では

$$\sigma_R = \{\rho g h + (m+1) \rho g R / (m+2)\} + \{m \rho g (h+R) + s\} / [(m+2) R^2 \{1/R^2 - 1/(2h+R)^2\}] \quad (40)$$

天端や底盤では側壁(軸対象に同じ)の場合に比べて $\rho g R$ や $[1/R^2 \pm 1/(2h-R)^2]$ の項が加わっていることが分かる。弾塑性境界の応力 σ_R が分かれば、弾性域も塑性域も今まで求めた式で応力が求まる。

山口の式に仮想トンネルを加えた(弾性域の)ひずみ分布、内空押しは次のようになる。

弾性域のひずみは、平面ひずみの条件とフックの法則より(13)(14)式で求められる。これを、仮想トンネルを入れた(26)～(31)式に Δh を加えて解き、このひずみ ε_r を積分して押し出し量 u を求める。

このうち、 r に比例する分、 $r^2/2a$ の項はトンネル掘削前の変位であるからこれを除く。したがって、極座標と双極座標の差 Δh を入れると、トンネルより上では

$$\begin{aligned} u = \{ (1+\nu) \rho g (h-\Delta h) / E \} a^2 \{ 1/(r-\Delta h) + 1/(2h-r-\Delta h) \} \\ - \{ (1-\nu^2) \rho g a^2 / E \} \log [(r-\Delta h) / (2h-r-\Delta h)] \\ - \{ (1+\nu) p_i / E \} a^2 \{ 1/(r-\Delta h) + 1/(2h-r-\Delta h) \} \end{aligned} \quad (41)$$

トンネル中心では

$$u = \{ (1+\nu) (p_o - p_i) / E \} \cdot a^2 / r \quad (42)$$

トンネルより下では

$$\begin{aligned} u = \{ (1+\nu) \rho g (h-\Delta h) / E \} a^2 \{ 1/(r+\Delta h) - 1/(2h+r-\Delta h) \} \\ - \{ (1-\nu^2) \rho g a^2 / E \} \log [(r+\Delta h) / (2h+r-\Delta h)] \\ - \{ (1+\nu) p_i / E \} a^2 \{ 1/(r+\Delta h) - 1/(2h+r-\Delta h) \} \end{aligned} \quad (43)$$

1行目と3行目が軸対象の場合の $u = \{ (1+\nu) (p_o - p_i) / E \} \cdot a^2 / r$ に相当する。

山口の式だけでは地表面の応力がゼロにならないので仮想トンネルと双極座標で解くが、変位もこの仮想トンネルを使わないと解けないので次に少し説明する。ひずみの第2項の部分 ε_2 は縮みで $\varepsilon_2 = -\{ (1-\nu^2) / E \} \rho g a (a/r) = Ka/r$ で表される。これを積分すると $u_2 = Ka \cdot \log_e(r)$ になり、 r が無限大の地点を不動点として a から ∞ まで定積分すると、変位 u も無限大になる。しかしトンネルの押し出し量が無限大とはとても考えられない。しかし地表より h だけ上に仮想トンネルを考えると、ひずみ分布は仮想トンネルを中心に、実トンネルと正負逆の縮みになる。図4を見るとわかるように、実トンネルのひずみのグラフを $2h$ だけ右にずらせば、ひずみは正負逆の同じ値で、変位は無限大になる。差を採り、 a から $2h-r$ までのひずみを積分すれば(極座標と双極座標の差を入れると $a - \Delta h$ から $2h-r-\Delta h$ まで積分する)押し出し量は無限大

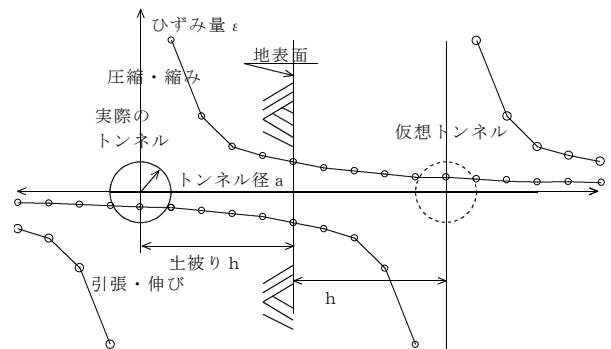


図4 地中ひずみと押し出しの計算

にならないで、ちゃんと求められる。式で表すと

$$u_2 = Ka \cdot \log_e[r - \Delta h] - Ka \cdot \log_e[(2h - a \pm \Delta h)] \\ = Ka \cdot \log_e\{(r - \Delta h)/(2h - r \pm \Delta h)\} \quad (44)$$

復号±はトンネルより上では－である。log_eの項は他の項に比べて土被りhの影響を受けにくいので（被りhが10倍、100倍になると2.3倍、4.6倍になる）、被りhが大きい時は影響が小さいが、被りが小さい時は大きな影響を持つ。ただし弾塑性境界の形を円として解いているので少し誤差が出るようである。

塑性域内の変位は軸対象の場合と同じに考えてよい。したがって体積変化を考えない場合は(17)式 $u = \Delta R \cdot R/a$ で求められる。さらに正確に計算するには体積変化を考える必要がある。

支保工について云えば、解析式では支保工圧は全周一定として導くが、現実にはそうっていない。アーチは半円形の時円管の式で計算できるような、かなり大きい鉛直反力が得られるが、側壁はインバートを施工するまでは下端がかなり動きやすいので、上端固定下端自由（ボルトがあれば下端バネ支持）で、これより小さい反力しか働かない。またインバートは地山の一部が降伏しても多少盛り上ってもそのまま放置される場合が多い。あるいはかなり遅れて施工する。曲率半径も大きいので強度はアーチ部に比べかなり小さい。インバート部は水が溜まったり、交通荷重で強度低下することもある。その代わり円形トンネルと仮定した断面より上にある地山の重量は支保力としてはたらく。天端荷重と底盤荷重の差は側壁背面の摩擦力で負担される。インバートを閉合した後は側壁とインバートも円環とほぼ同じ位の支持力があるが、曲率半径が大きい分、天端アーチよりは小さい。これらを考えて地山と支保の応答曲線を天端、側壁、底盤別に描くことができる。地山内の応力分布も同じく計算できる（図6）。

またFennerにならい被り1000mの場合について計算をしてみると、 $R=500m$ 、 $p_i=4.215kg/cm^2$ でなく、 $R \div 350m$ で $p_i=7.8kg/cm^2$ の最小圧力になる。弾性域

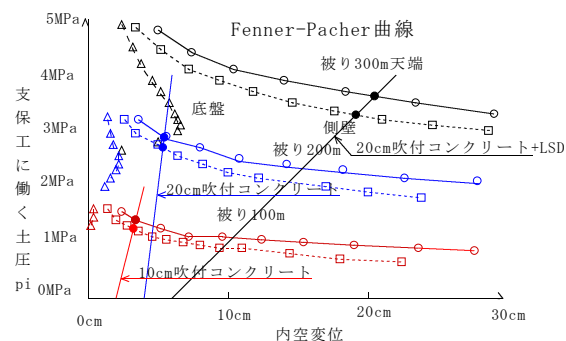


図5 トンネルの位置(天端,側壁,底盤) 毎の応答曲線

の計算が少し違うのが誤差の原因であるが（当時山口の式は未だ無い）、ほぼ正確な値を得ていることに驚嘆と尊敬を禁じ得ない。

しかしPacher³⁾が、地山応答曲線に最小値があると云ったことは多くのトンネル工学者、学者の注意、興味を引いたようである。完全弾塑性の場合の変位を求める式、必要支保工の最小値を求める問題に多くの研究、論文が生まれた。その一部を下記に示す。Hoek & Brown¹⁾（塑性域の地山重量をすべて荷重に算定、この分は余裕として考慮する）、Egger⁹⁾（ある程度以上のゆるんだ地山は外部からの干渉、たとえば発破振動による力を受けたときそれによって引き起こされた付加の変形からは何らの復元力は生じない。……少なくとも天井部ではむしろ自重分が支保工に対する荷重となって働く。……掘削内空縁における半径方向圧縮力を近似的に強度劣化リングの重量に等しいと置けば必要な支保抵抗力が求まる……これによりPacherが経験的に推測した再上昇を理論的に明らかにした）、Gesta¹⁰⁾（滑り線で囲まれた範囲の重量を荷重に加える）、岡¹¹⁾（「塑性ひずみに伴って内部摩擦角と粘着力を変化させることは、破壊前の岩盤の一軸強度を変化させることになり、破壊基準と矛盾する。このように公式化したため、得られた特性曲線は右上がりの部分を持つことになった。……岡の解析法はひずみ軟化モデルの正しい解法ではなく、塑性ひずみに伴って弾塑性境界での破壊前の岩盤の強度を低下させるのは間違った方法であろう。……適切な解法ではないと筆者らは考えている」との批判がある（瀬崎）⁸⁾。自重を考えていないのにFenner-Pacher曲線に上昇部があるという不思議な計算式になった。当時岡はNATMの紹介者として広く名前が知られ始めたが、さらに有名になるべく少し焦ったとしか考えられない。地山の支持力の計算式の改訂版も示した。悪意はないがこれはやはりまずい）、アイダン¹²⁾（ $\phi=0$ の場合のみ計算）、福島⁷⁾（残念なことに弾性域の自重を考えていない。(22)式）、瀬崎他⁸⁾（(22)式に同じ解、弾性域の計算とつながっていない）、蔣¹³⁾（塑性流動領域のすべてを緩み圧

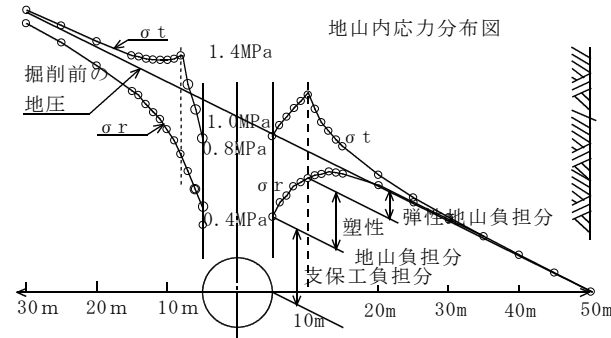


図6 自重を考えたトンネル周辺の応力分布

とする), 梨本¹⁴⁾その他があるが, 大部分が塑性域の自重をすべて荷重に加えるなどFennerやCoquot & Keriselよりもごく単純な式(間違った式)を導いている. 上記の論文中でFennerの式近くにたどり着いたのは福島, 瀬崎等だけである. その他計測や実験, 個別要素法, 有限要素法(木山他²²⁾. 有限要素法を用いるという着眼は良いが, 開放率を仮に先に決めて計算するというのはどうであろうか. トンネル掘削の原則は地山が降伏ないし破壊する前に適切な支保を施工することであり, 開放率を計算してからその後の計算をすべきである)による計算などの試みもある. 上昇部分があり, 最適ひずみ量が求められる計算例もあるが, 降伏後の強度低下を大きく見過ごるなどに理由があるようである. 地山内の応力計算とキチンと連動させた計算もない. それよりもPacherの推測を我こそは計算式で裏付けようと功を競いすぎて誤ったのかと勘ぐりたくなる論文も見える. もっともPacherやRabcewiczも解析式を扱う能力はあまり優れていなくて, Fennerの式を十分に理解出来なかったようである. 最近の傾向として, コンピューターを使った複雑な計算もあるが, σ_r の分布と対応を考慮していない, 押出し量の計算を軽視している, 地山応答曲線は緩みにより上に上がる(圧力が増える)だけで無く, 右にずれる(変位が増える)ことが大切であるが, このような考察はない. 現場を良く観察して, 根本に横たわる原理を推察する洞察力や解析式を導く数学力が低下しているように考えられる.

緩みにより地圧が増える理由は塑性地山の自重だけではない, 別の理由を(8)緩みと締まりの項で述べる.

(5) 弾性・塑性地山のひずみと変位

弾塑性境界が ΔR だけ押し出す場合, 内空変位 u は(16)式で計算できる. 塑性変形では体積は変化しないというのが金属塑性学では通念であった. Fennerは塑性域では合計応力が減るので, 体積弾性率にしたがって体積が増え, したがって弾塑性半径 R が増えたと内空変位が急に大きくなるとした. 塑性せん断ひずみによる体積ひずみについて, かつては関連流れ則が主張された. 岩石実験などが進むと関連流れ則は過大な体積変化を見積もることが分かり, ひずみを過大評価すると云われている.

岩石について Alejano他¹⁵⁾の研究では

$$\begin{aligned}\phi &= \phi/4 \text{ (優良・上質岩盤)} \\ \phi &= \phi/8 \text{ (平均的な品質の岩)} \\ \phi &= 0 \text{ (低品質の岩)}\end{aligned}\quad (45)$$

砂について

$$IR = ID(10 - \ln p') - 1$$

$$\phi_{max} = 6.25 IR \text{ (せん断試験)}$$

$$\phi_{max} = 3 IR \text{ (三軸試験)} \quad (46)$$

ここに ID :相対密度, ϕ :ダイラタンシー角, ϕ :内部摩擦角, $\beta < 1.0$ の時は押出し量が減り, β の値によっては押出しが起こらない, $\beta < 1.0$ の時は有効圧(拘束圧)の減少による強度低下がある. $\beta > 1.0$ では押出し量が増える.

$$(R^2 - a^2)\beta = (R - \Delta R)^2 - (a - u)^2 \quad \text{であるから}$$

$$\beta \leq 1 - \frac{2R\Delta R - \Delta R^2 + a^2}{R^2 - a^2} \quad \text{ならば押出し量 } u \text{ がマイナスになる.}$$

$\beta < 1.0$ の場合には空隙が短時間の内に小さくなり, そのため過剰間隙水圧が大きくなって, 有効拘束圧が減り, 強度が小さくなる場合がある. これは緩速載荷(排水試験)と急速載荷(非排水試験)の強度の差に相当する. トンネル掘進は載荷試験に比べて寸法が大きいので, ゆっくり掘っているようでもかなりの急速載荷になり泥岩・凝灰岩などでは強度が低下する.

さらには粉粒体ないし低固結の軟岩が瞬間的に液状化し, トンネルの山抜けが起きることがある.

(6) 地山の支持力

NATMの特色の一つは地山の支持力を採り上げたことである. Rabcewiczらは「NÖTはアメリカ式のTunnelling with steel support に対して, Tunnelling with Rock Supports と呼ばれるべき」とした⁵⁾. Rabcewiczはこの地山の支持力の計算式を二度発表している. 改訂式¹⁶⁾での地山分の支持力は次のようである.

$$P_{R_i} = \frac{S \cdot \tau^R \cos \phi}{b/2} - \frac{S \cdot \sigma^R_n \sin \phi}{b/2} + \frac{a \cdot f^{st} \cdot \sigma^{st}_p \cos \beta}{e \cdot t(b/2)} \quad (47)$$

この式の詳しい説明は省くが, ロックボルトが入っている周辺領域の剪断抵抗力を支持力と考え, 滑り面(長さ S)の剪断力 τ^R の水平分力から鉛直力 σ^R の水平分力を引き, 最後の項では地山内のボルトの剪断力を加えている. この式の問題点は

①荷重が明記してない. 従来の緩み土圧でないことはもちろんである. (38) ~ (40)式で求められる弾塑性境界の半径方向応力 σ_R を荷重とすれば良いはずである.

②塑性域でなくロックボルトが入っている領域を地山支持域としている. Rabcewiczはロックボルトの効果をどう数式に組み込んだら良いかについて悩んだが, 正解が見いだせなく, ボルトの入っている領域の地山支持力を有効とするこの式にしたようである. そのため長いロックボルトが有効ということになり,

塑性域を大きくするために、ボルトを長くするということになり、過大なボルト長さを採用する一因となった。一方で大きな内空変位をさせるという Rabcewicz のもう一つの主張と関係ない式となった。地山の支持力は塑性域の幅（厚さ）の支持力であり、ボルトの長さは必ずしも塑性域の幅と同じにしなくてもよい。十分な拘束を受けた、ゆるんでいない地山の厚さを支持層として良いはずである。ロックボルトの効果は多少の内圧効果の他に、地山を緩めないこと、地山と吹付けコンクリートを縫い付け、吹付けコンクリートが閉合するまでの強度を確保することなどに求めるだけで良いのでは無いかと考える。

③せん断面の平均傾斜角 ϕ の式としたので、ロックボルトを長くすると誤差が大きくなり支持力がかえって減ることもある。

④軸対象の式を基本にしているの、天端で過剰に長いボルトを打つ、インバートの必要性を過大評価するなどの問題が生じた。

Rabcewicz も Golser も必ずしも解析式を導くことが得意ではなかった。むしろ苦手であった。『NATM はトンネル空洞が形成された後、周辺の岩盤に生じる力の再配列の過程でこの力を注意深く慎重に制御することによって自分自身を支持する岩盤の支持力を最大限に利用し、またそれにふさわしい支持方法を選択することが最良であるという考え方に基づいている。……解析的な考察は助けにはなるが、これによって経験的な断面決定法の代わりをすることは決して出来ない。』¹⁶⁾ 解析式にはあまり自信が無かったようである。そのため『悲しいことには多くの国々で建築主は——官庁当局も同様だが——これとは別の観点に立っている。これらの人々は、遅くとも詳細工事計画の提出までには詳しい静力学的な証明を要求してくる。……このためまったくバカバカしい、計算結果の過大評価と、たいていの場合はまったく不必要な過大寸法の支保工とが生じてくる。この種の関係は最も進歩を阻害するものであり、このような方法によって高価な資金をまったく不必要な所に浪費してきたし、今後も浪費しそうである。』⁵⁾ と嘆いている。得意でないのに、無理して作った計算式で少し不都合。ボルト長過ぎなどの間違った設計が生じた。しかし解析式がキチンと解かれればなお幸いであるので、次に考察する。

先の式でトンネル内空と弾塑性境界での半径方向応力の差を取ると正解が求められるし、内空変位とも関係づけられる。したがって(47)式の代わりに(11)式として良い。より正確には自重の影響を考えて

$$\Delta \sigma_r = (p_i + s/m) [(R/a)^m - 1] - [1/(m-1)] \rho g a [(R/a)^{1-m} - 1] \cos \theta \quad (48)$$

とする。こうすれば R が大きくなると、塑性地山で負担する支持力が増える。その代わり内空変位は増えると言う計算結果になる。

(7) 時間の影響

Rabcewicz は図3の下半分に時間と変形の関係を示している。支保をする前の、拘束圧がゼロの状態での変形は緩みを引き起こす。載荷時間、載荷速度の影響もある。支保をした後での載荷は拘束圧も高く、載荷速度も遅いので延性降伏になり、強度低下は少ない。この様なことを示したかったようである。Rabcewicz はまた地中変位計のデータから降伏とそれに伴う変位、 R の拡大が時間をかけて進むことを示した。地山強度が時間により劣化するのが原因である。Ladanyi は時間の経過により曲線が上に上がる（遅れ変形）図を示している。

(8) 緩みと締まり

従来地山がゆるむことばかり論じられたが、ゆるんだものは締まるし、もともとゆるんでいる地山もあり、掘削に伴いどう変化するかはなかなか一律には論じにくい。Marston は、盛土地山は時間の経過とともに締まってゆき、場所により沈下量の差が生じる。そのため埋設管に働く土圧は被り圧に比べ大きい時（突出状態）も、小さい時（溝状態）もあることを示した。同じ現象はトンネルでも起きている。NATM で撓みやすい支保が推奨されるのも、撓みやすいコルゲートパイプを用いると土圧が軽減されるのと同じ考えである。

しかし NATM の原理が良く理解されていないと都合の悪い結果になることもある。『圧力測定の結果を興味ある結果も異常な値も一緒にして図に示す。ここでまず目立つことは、トンネルの右肩部で非常に高い半径方向圧力が生じることであり、平均 85 t/m^2 、最大 180 t/m^2 に達する。この辺は 60 m のかぶりがあり、崖錐層材料は $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ であるから、最大値は $1.5 \gamma H$ に、すなわち経験的にこのような条件下で予想される圧力値の 3~4 倍に達している。このことは一連の特別な条件によって説明できる。まず最初に、この特別な区間では進行は大きな岩塊によって妨害されなかった。そのため 15 日という記録的な時間内にリングを閉じるという仕事が容易になされた。この時点までの天井の沈下はわずかに 2 cm しかなかった。一つには上半リングが非常に剛な構造であること、二つには作業が速く行われたので変形が小さかったことによって非常に高い圧力が発生したのは当然である。』¹⁷⁾

これは NATM 初期の Tauern トンネルで起きた現象

である。支保工の設置が速すぎ、支保工が剛過ぎたのが第1の原因であるが、Rabcewiczは指摘していないが、Marstonが指摘したようなゆるんだ地山が沈下することによる沈下量の差が生じ、そのため側壁上の地山の重量までもがトンネル支保に作用したのが第2の原因と考えられる。つまり妨害されなかった初期変位は大きく、圧力を減らすのに必要な拘束された変形は小さく、埋設管関係でいう突出状態が生じたのである。

Fenner-Pacher曲線の上昇部分が生じる原因にはこのような現象があると考えられる。ゆるんだ地山の自重だけでは説明出来ないのはもちろんである。これを解析するには、Cam-Clayモデル等を用い、緩みと締めり、体積の増加と減少の問題を解く必要がある。

(8) 降伏後の強度低下・断面形状、断面分割

岩石は完全弾塑性でなく、降伏後普通は強度低下するが、拘束圧が大きいと逆に強度が増加する。この効果を組み込んだ研究もある。解析式による検討は円形トンネル、全断面掘削ないしそれに近い場合のみ適用可能である。大きなトンネルで分割掘削する場合などはこれらの効果が複合的に働くのでFEM等により検討する必要がある。

インバートの施工時期、掘削から支保までの時間、切羽の自立時間と施工時間の関係で緩み度が違う。岩石の時間～強度の関係なども、計算に取り込むにはFEMなどを利用する必要がある。

5. 地山応答曲線を誤解した最近の事例・論調

内空変位はどこまで許されるか、どのくらいなら良いか。櫻井¹⁸⁾は弾性限を、谷本¹⁹⁾はひずみ軟化域と流動域の境を（流動を開始するひずみが許容限度と考えられる）ひずみ限度とした。しかし実際には大きな押出しが起きて複線トンネルの計画が単線になってしまった鉄道トンネルや炭坑坑道などの例がある。これは困ったことではあるが、それだけでトンネルの破壊は必ずしも起きない。茂木は拘束圧と軸圧の関係で脆性破壊するか、延性降伏するかの判別式を提案しているが、延性降伏であれば、トンネル工事に障害になるような強度低下や変形は起きないと考えられる。N=0の軟弱地山でも巻立てが壊れない限りトンネルは安全である、しかしFenner-Pacher曲線の右上がり部分を計算で求める過程で、ある限界ひずみを越すと地山が危険になるかの如き説が多く見られる。アイダン他¹²⁾は「スクイーミングとは

トンネル掘削に伴う二次応力が周辺岩盤の強度を超えて岩盤を破壊させ、さらに掘削が進むにつれて破壊領域がトンネル壁面から地山内部へと進行し、破壊した岩盤マスがトンネル内空へ押し出す現象である」と説く。真下、日下は「塑性領域の発生にともなう変位も急激に増加することから、塑性領域の発生を可能な限り抑制することが地山の安定上重要であると言える」と、木山²³⁾は「安定性の目安となる空洞のひずみ3%」と唱える。地山応答曲線の意義を「周辺岩盤の過大なスクウィーピングの原因となる塑性領域の広がりを抑制するため……最適内空支保圧の決定」したり（蔣¹³⁾）、「周辺岩盤の過大な変形や塑性領域の広がりを制御するために、最適な形状と剛性を持つ支保を選択する必要がある。」（北川隆²²⁾）「地山が破壊する恐れのある場合には、掘削方法の変更、あるいはロックボルトの増し打ち、吹付けコンクリート厚さの増加、鋼製支保工の建て込み等の地山支持方法の変更が必要になる」（櫻井¹⁸⁾）などの説が唱えられているがNATMの本質、地山そのものの支持力を重視する立場とは相反していると考えられる。

しかし1)岩石はある程度拘束されていれば急激に破壊、崩壊せず降伏し、残留強度を保つ。2)トンネルは支保または巻立てが健全であれば地山が降伏しても破壊しない。N=0の軟弱地山の中でも土圧シールドなどの適切な工法を選べばトンネル施工はできる。3)櫻井が示した制限ひずみは弾性ひずみの制限であり、トンネルの大部分は塑性変形を伴い施工されている。4)計測されるひずみは吹付けコンクリートを施工し、計測ピンを取り付けた後の変形やひずみであり、実際の地山のひずみ、押出し量はその3～5倍位にはなる。

通常トンネルで計測される地山の押出し量は実際の押出し量よりかなり小さい。しかしTBMで掘削する場合は掘削径とその後方のフードの径はほとんど差が無いので、押出し量がまともに機械やセグメントに荷重として働く。たとえば飛驒トンネルH≒1000mでは、Pmax=4.7MPaの土圧が働き、TBMが破損、押しつぶされた。変形を許すべきことを忘れたためと考えられる。James S. RobbinsはWalking gripper TBMという変形できるTBMを提案したが、大いに学ぶべき、参考にすべきことである。

切羽奥の変形を制限する説があるが、切羽ボルトの多用では、支保設置前の変形が小さくなり、支保に働く荷重が増える。先行変形をある程度許す必要がある。「鏡ボルトありの天端沈下、下半内空変位は鏡ボルト無しの約2倍以上多く発生し、支保部材は変状するようになり、地山性状は大差ないのに鏡ボ

ルトの併用によりトンネルの安定性は大きく低下する。……鏡ボルトあり区間では、吹付けコンクリートにクラックが発生し、これにより、高耐力のリング構造形成は困難であった」²⁰⁾。これはFenner-Pacher曲線の意義を分かっていたらすぐ気付く間違いである。成功したように見えるのは、被りが比較的小さい時、被り圧力に対しかなりの地山強度がある場合だけである。(ADECO施工例²¹⁾)

ヒースロウ空港トンネルは、前後の地中での立体交差のため被りが深いのに変形を制限する工法(CD工法)を採用したので、大きな荷重が働き側壁にひび割れが生じ、破壊して、大事故となった。都市内トンネルでも被りが深く、軟弱な地山内では内空変位を制限するのでなく管理することが重要である。

6. 結論

トンネル工事の基本は、力学的に考えるとトンネル掘削予定部分の地山が当初負担していた岩盤被り相当の力を、経済的に、なるべく短い時間で、安全にトンネル周辺の地山と支保工、巻立てコンクリートに分配し、移行させて、長期的に安定した状態を作ることにある。全荷重 $p_o = \rho g H$ を弾性域、塑性域、支保工で分担させることにある。

世に物質不滅や、エネルギー不滅の法則があるごとく、力の不滅もある。これは時にニュートンの第3法則、作用、反作用の法則とも云われる。しかしこの呼び方では少し真意が伝わりにくい。トンネル問題では、『力の不滅の原理』位の大きな名称を与えても良いのではなかろうか。力を減らすことは出来ないから、これを地山に負担させることが大切である。

金のかかる支保工の負担をできるだけ減らし、地山の負担分を増やすには、支保工があまり踏ん張らなくて、柔軟に、地山の動きに合わせて、しかししっかりと地山を保持することが必要である。赤ちゃんをだっこするときのように自由に動かさせてやって、しかも落とさないことが必要である。それを実現するのがNATMの目的である。

このために必要となる、地山と支保工の相関を明らかにすることがFenner-Pacher曲線の第一の目標である。完全弾塑性など、Fennerの式にはあまりにも単純化した所があるが、本質には誤りは無い。Fennerなどの古い論文をもっとまじめに読む必要がある。限界ひずみをいう人の多くは弾性設計の考えが抜けていない、変形は悪いという考え方の亡霊に取り憑かれているようである。このような人はconvergency confine(変位制限)工法からconvergence controle(変位管理)工法へ考え方を変換する必要がある。

Rabcewiczは経験的寸法決定を唱えたが、その詳細はかなりの以心伝心的であるが、以上述べたごとく、計算でも、何かの原則論でも未だ処理出来ない点が多く、そこにあるもどかしさを感じつつ、述べたものであり、その真意を無視してはならない。

Fenner-Pacher曲線について数多くの論文があるが、①その多くはトンネルの実務経験が無く、RabcewiczやPacherが感じていたトンネル土圧の基本をまったく見逃している、ないし無視している。②見かけは派手な、華麗な議論であるが、力学の基本式を解く能力において、Fennerに遥かに劣る論文が多い、と言わざるを得ない。③Fenner-Pacher曲線はトンネル内空面の変位(押出し)と内空面を安定させるために必要な圧力(支保工の所要力)の関係を示す2本の2次元曲線とその交点で示されるが、実際には3次元空間における、時間を伴う言わば4次元空間における現象である。この空間内で、強大な土圧を受けた地山材料の弾性挙動(力の変化に伴い、変形し、力とひずみの関係はほぼ比例する、力を取り去ると元に戻る)と塑性挙動(力と変形の関係は一定では無い、力と変形速度の関係が大きい、力を取り去っても元に戻らない)、時間に伴う変形の進行、変形に伴う密度、強度定数、間隙率の変化、粒子や岩石片の相互移動に伴う間隙比、体積の変化(正負のダイラタンシー)とそれに伴う間隙水の移動、表面張力によるコンシステンシー(緊膠度)変化などを含む多次元空間内の挙動である。とてもx-y座標で表せるものには無い。Pacherの最初の論文を見ると4枚のグラフが掲げられ、実線や点線を交えて示しているが、それでも十分に説明がされているとはいえない。と言うより、群盲象を評すの観さえある。それを解析的な研究だけでこれを改良しようとするのは無理であろう。

RabcewiczはNATMの極意は地山を荷重から荷重を支えるものに変換するにあるという。その方法は緩みを防ぐことと、内空面を変形させることにより、塑性領域R-aを厚くし、塑性領域で負担する力を大きくすることにある。図1に示すように σ_r は r に伴い大きくなる、大きくなる率は地山の ϕ によるが、塑性域の支持力を大きくするにはRを大きくすることが絶対に必要なのである。そのためには内空変位を、拘束された変位を大きくする必要がある。これを示すのがFenner-Pacher曲線の第一の目的である。

今後被りの深い($h \approx 1500m$)リニア新幹線アルプストーンネル、大深度地下の都市内の土砂トンネルなどの難工事があり、Fenner-Pacher曲線の正しい理解が必要と考えられる。

参考文献

- 1) Hoek ,Brown:岩盤地下空洞の設計と施工, 土木工学社, 1985
- 2) R. Fenner: Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks, *Glückauf*, Nr.32, Nr.33, 1938
- 3) F. Pacher: Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues, *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Jg. 1964, Suppl. I
- 4) L. v. Rabcewicz, K. Sattler: Die Neue Österreichische Tunnelbauweise, *Bauingenieur*, Jg. 1965, H8
- 5) L.v.Rabcewicz, F. Pacher: Die Elemente des Neuen Österreichischen Tunnelbauweise und ihre geschichtliche Entwicklung, *Österreichische Ingenieur Zeitung* 18.Jg/Heft 9, 1975
- 6) J. Talobre (進藤一夫訳):岩盤力学, 森北出版, 1966
- 7) 福島啓一: わかりやすいトンネルの力学, 土木工学社, 1994,
- 8) 瀬崎満弘, Omar AYDAN,川本朧万: 特性曲線法に関する考察, 土木学会論文集 no.499/III-28,1994
- 9) Egger: Einfluss des Post-Failure-verhaltens von Fels auf den Tunnelbau unter besonderer Berücksichtigung des Ankerbaus, 1973
- 10) P. Gesta : Recommendations for use of convergence confinement method, *AFTES*,1986
- 11) 岡行俊:NATMにおける支保理論, 施工技術, 1977, 11
- 12) アイダゲン オメール,赤木知之, 伊東孝, 川本朧万:スクリーニング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について, 土木学会論文集, No.448/III-19, 1992
- 13) 蔣宇静, 横田康行, 江崎哲朗: 特性曲線法にもとづく最適支保圧の設計について, トンネル工学研究発表会論文・報告集第4巻, 1994
- 14) 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, 1991.3
- 15) L.R. Alejano , E. Alonso: Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 42 (2005) 481-507
- 16) L v. Rabcewicz, Johan Golser: Principles of dimensioning the supporting system for the New Austrian Tunnelling Method, *Water Power*, May 1973
- 17) L v Rabcewicz, J. Golser, E.Hackl: Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau. Teil I ,*Der Bauingenieur*, Heft 7, 1972
- 18) 櫻井春輔: トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, 第317号, 1982
- 19) 谷本親伯, 畠昭治郎: 切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念, 土木学会論文集第325号, 1982
- 20) 佐藤淳, 田丸浩行, 楠木太, 西村和夫: 早期閉合トンネルの力学挙動特性に関する考察, トンネル工学報告集第23巻, 2013
- 21) Pietro Lunardi : The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rock and soils, *Tunnels Tunnelling Ins.* 2000
- 22) 北川隆,吉中竜之進, 稲垣大介: 軟岩トンネルにおける特性曲線の解釈と適用, 第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 1990
- 23) 木山英郎, 西村強, 畑浩二, 中岡健一: トンネル用ソフトで通常の設計解析と同時に描く地山特性曲線と内空変位曲線, 第37回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, 2008
- 24) 50 years of NATM---Exprience Reports,ITA Austria,2012 (2014. 9. 15受付)

REVIEW AND REEVALUATE OF GROUND-SUPPORT DIAGRAM (GROUND-RESPONSE CURVE, FENNER-PACHER CURVE)

Keiichi FUKUSHIMA

Fenner-Pacher curve (ground-support diagram, ground-response curve) is a key concept of NATM. At that time, the rock mechanics is had not developed enough, and the calculation is not exact. But the author feels that recent years the importance of it is slightly underestimated, ignored, or neglected. Here I review the old theory and some recent additions and add to it some new opinions and calculations. But the principal theory (principle) of Fenner-Pacher curve is now been truth and important now, I believe.

Here I tried to take in the recent development of rock mechanics and make it more exactly. And also I will emphasis here the importance of the ground response -support reaction diagram.