

The effects of the time upon the tunnel behaviour

Keiichi Fukushima, Tobishima Constr.Co.,Ltd.

Abstract

So far, tunnel behaviour has been analysed mostly statistically, but the time effects cannot be ignored for more accurate study. The author introduced in a) the time depending decrease of the strength and the elastic modulus of the rock, b) expanding of the boundary between the elastic and plastic region by time, c) delayed failure of the rock, d) delayed re-compaction of the loosened circumferential ground, and gave a more accurate analysis of the tunnel behaviour.

§ 1 はじめに

トンネル掘削に伴う地山の挙動に、時間の影響が大きいことは広く認められているが、具体的に計算の中にどうとり入れるかについては不明の点が多い。所がトンネル工事にあたって時間の影響を考えなければならないことは次の様にかなり沢山ある。

1) トンネル工事では、切羽付近は崩れてくるのはやむをえないのであるが、崩れるまでの時間と支保工を設置するまでの時間のどちらが大きいかが、工事の成否の分れ目である。この時間は、工事の安全上も、能率上も非常に影響する。縫地、後普請、全断面工法か、分割掘削か、などは地山が、支保工を設置し終わるまでの短時間、自立するかどうかによってきまる。

2) NATMでは、計測を重んじ、特に図 1に示すFenner-Pacher 曲線をその基本としている。この図で上半分——つまり内空変位量と必要な支保工の力との関係はFennerの計算式以来多くの研究があるが、変位量と時間の関係を示す下半分については、力学的な研究は今まで全然見られないが、毎日の変位量の増減に一喜一憂している現場技術者にとって最も早く解明して貰いたい所である。

3) 切羽での掘削の時は、安定している地山でも、時間の経過と共に荷重が増えてきて、支保工を变形させトンネルを押し潰して、縫い返しを要したり、はなはだしい場合には、使用開始した後までも巻立コンクリートにひび割れを生じさせたり、インバートコンクリートを持上げたりすることがある。

一方、掘削する時は大いに難儀しても、一旦支保工を設置した後では何の問題も生じない場合もある。

4) トンネルの崩壊が瞬間的に起こり、作業員が災害を被ったり、逃げるのがやっとで、工事用の機械類を埋没させられることもあれば、何か月もかかってゆっくりと変形が進み、作業員が避難したり、支保工の補強をしたり出来ることもある。変形量や破壊するかどうかより以上に時間の長短が影響する。

5) 掘削してから支保工を設置するまでの時間の長短により地山のゆるみ具合が変わり、作用する地圧も変わることは経験的には知られているが、その根拠、計算法などはまだ明らかではない。

これらは、一方は短い時間、他方は長い時間ではあるが、いずれにしても時間に関係する問題である。従来の構造力学は一般に静的な問題を取扱っている。ところで、トンネル工事に静力学を厳密に適用出来るのであれば、例え1秒でも支保工無しで、ずり出しや、支保工組立ての作業をする様な事は真に危険な事である。あるいは、若しこれが危険でないのなら永久に支保工等要らないのに、随分無駄なことをしていることになる。しかし多くの経験は、10分間なら無支保工で十分安全でも、3時間無支保では危ないなどの時間の要素が大切な事を示している。したがってトンネル力学を確立する為には静力学だけでは駄目で、時間の影響を取入れた静力学と動力学の中間の“時間依存力学”とでも言う様なものを開発する必要があると考えられる。

§ 2 従来の研究

①Laufer は、地山分類とトンネルの寸法や自立時間の関係を研究し分かりやすい図に示したが(図2)この図をよく見ると、彼はトンネルの安定性は、軟岩では 能動スパン×自立時間の1.2 乗に、硬岩では、能動スパン×自立時間の 0.44乗に反比例すると考えていることが分る。(例えば図2で岩Fと岩Gの境界線に注目すると、スパンが3倍になると、自立時間が1/10になることが、同じ影響度になっている)。

Bieniawskiも数字は多少違うが、これとよく似た図表を提案している。

②岩石やコンクリートのクリープ

コンクリートや岩石では長い時間かかって変形が進むことが知られている。ただし、弾性変形の数倍までならばクリープで説明が付くが、トンネルが無くなるほどの強大な膨脹はこれだけではなんと説明がつかない。

③そ性領域の拡大

L.von Rabcewicz(*1,*2)は、Tarbela ダムの転流トンネルの工事で、地中変位計の計測結果から、時間によって地中の動きの様子が変わってくること、先ず短い地中変位計SEが動き、次第に長い変位計LEの動きへと変わって行くこと、これはそ性域が広がるためであることを報告している(図3 参照)。しかし何故そ性域が広がるかについては何も説明していない。Ladanyi(*3)は岩石の長期と短期の強度、ヤング率等の差によって何本かの地山応答曲線が描かれる筈だとしているが、この考えをそれ以上追及してはいない。

④ 载荷速度の差による強度などの差

材料の载荷試験を行う時、荷重をかける速度を速くすると強度が増すことは広く知られている。L.Prantlは金属材料について実験を行い、変形速度と強度との関係を求めた。

またH.Peutler,E.A.Davis はより精密な実験を行い、Plantlの式を修正して次式のようにする方がより正確だとした。(*4)

$$\sigma_d = \sigma_0 + A \ln(v_d/v_0) + B [\ln(v_d/v_0)]^n \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに σ_0 :標準荷重試験における強度

σ_d :任意の荷重速度の試験における強度

v_0 :標準荷重試験におけるひずみ速度

v_d :任意の荷重速度の試験におけるひずみ速度

A,B,n:定数

堀部、小林(*4)は岩石について载荷速度を変えた試験を行い、上式が岩石でもなりたつことを見出した。

H.Rusch はコンクリートの载荷試験を行い、図4のような結果をえた(*7)。これを見ると载荷速度が非常に遅くなくても強度はある値(クリープ強度)よりも小さくはならない。一方

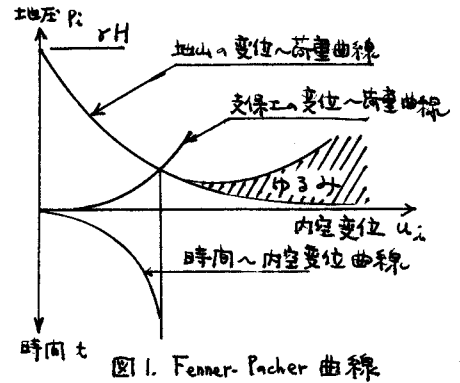


図1. Fenner-Pacher 曲線

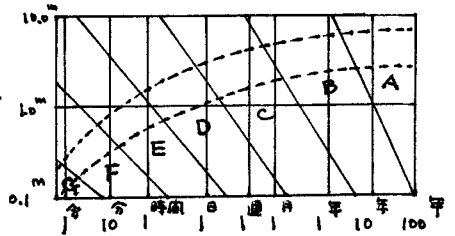


図2 Laufer の地山分類

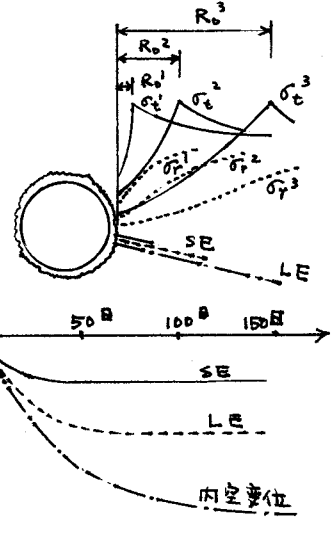


図3 周辺地山の变形過程

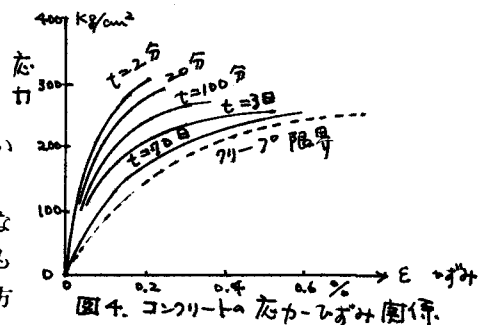


図4. コンクリートの応力-ひずみ関係

上記の(1)式では荷重速度を小さくすると $\ln(vd/v_0)$ はマイナスになってしまい強度 σ_d もマイナスになる。従って(1)式は次のように修正する必要があると考えられる。

$$\sigma_d = \sigma_0 + A \ln[(vd/v_0) + C] + B \{ \ln[(vd/v_0) + C] \}^n \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに A, B, C, n; 定数 この修正は荷重速度が速い時には殆ど影響しないので、従来の試験値とも矛盾しない。畑野(*5, *6)はコンクリートについて荷重速度を変えた圧縮試験を行い上記とほぼ等しい結果を得たが、これを次式のように表したほうがより誤差が少ないと述べている。

$$1/\sigma_u = A + B \ln t_u \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに A, B; 定数、 t_u ; 荷重時間 クリープ強度がゼロにならぬように上式を修正すると

$$1/\sigma_u = A - B \ln(1/t_u + C) \quad \dots\dots\dots (4)$$

畑野はまた、ヤング率 E_s と荷重時間 t_u との間にも、次の様な良く似た関係が成立つとしている。

$$1/E_s = C + D \ln t_u \quad \dots\dots\dots (5)$$

畑野はまた破壊時のひずみ量(縮み変形能力)は荷重速度によらずほぼ一定であるとした。Rüschの実験結果(図4)を見ると、荷重速度が遅くなるとだんだん塑性変形に近くなり、破壊時の変形が増えている。つまり荷重速度が遅いほど、縮み能力は大きくなっているが、この違いは荷重速度の範囲の違いによるものと考えられ荷重速度が非常に遅い場合は H. Rüsch の結果のほうが正しいと考えられる。

Wë scheは、配合の異なるコンクリートについて荷重速度と強度との関係をしらべ図5の様な結果を得た(*7)。これより低強度コンクリートの方が荷重速度の影響を受けやすいことが分る。岩石においても硬岩よりも軟岩のほうが荷重速度の影響を受けやすいものと推定され、膨脹性地山の実態からもこれが裏づけられる。Lauffer や Bieniawski の、地山分類とトンネルの大きさと切羽の自立時間との相関関係を示す図表から判断すると、弱い地山ほど時間の影響が大きい、Wë scheの実験結果とはからずとも同じ傾向を示している。ただ岩石の場合、岩質そのものが軟らかいか、割れ目の影響で岩盤としての強度特性が低くなっているのかによっては、この傾向は多少違う様である。

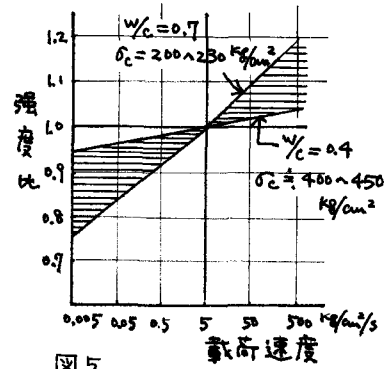


図5 荷重速度と圧縮強度に及ぼす影響

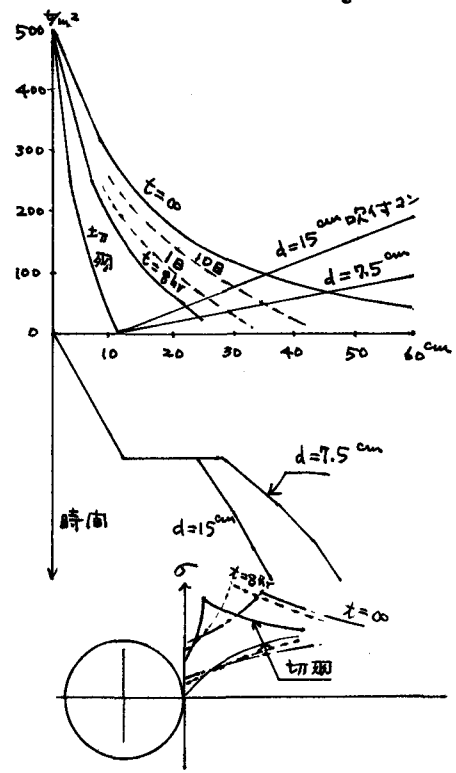


図6 計算例

⑤遅れ破壊

いま材料の中に多数の欠陥があり、ある応力の下で N_0 ケの欠陥が破壊を起こす条件に達したとしよう。しかし、応力が破壊限度に達しても瞬間的に壊れるとは限らない。今、時間 $0 \sim t$ の間に破壊が起こらない確率を $\phi(t)$ 、ある時刻 t に破壊が起こる確率密度を $\lambda(t)$ とすると次式が成立つ(*9)

$$\phi(t) = \int_0^\infty \lambda(t) dt = 1 - \int_0^t \lambda(t) dt \quad \dots\dots\dots (6)$$

時間 t と $t+dt$ に間に破壊する欠陥の数を $n(t)$ 、 t までは破壊していない欠陥の数を $N(t)$ とすると、ある期間に破壊する欠陥の数 $n(t)$ は、まだ破壊していない欠陥の数のその期間での減少 $-dN(t)$ に等しい。破壊の確率はまだ破壊していない、しかし破壊条件に達した欠陥の数と故障率関数 $\mu(t)$ の積に比例するので

$$n(t) = -dN(t) = N(t)\mu(t)dt \quad \dots\dots\dots(7)$$

となる。今、式(6)を微分すると $-d\phi(t) = \lambda(t)dt$ また、ある時刻に破壊が起こる確率密度 $\lambda(t)$ は、 $0 \sim t$ 時間内に破壊が起こらない確率 $\phi(t)$ ($=t$ 時間後に破壊してない確率) と故障率関数 $\mu(t)$ の積になるので、故に

$$-d\phi(t) = \lambda(t)dt = \phi(t)\mu(t)dt \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$\therefore d\phi(t)/\phi(t) = -\mu(t)dt$$

$$\text{これを積分すると} \quad \phi(t) = \exp\{-\int_0^t \mu(t)dt\} \quad \dots\dots\dots(9)$$

今、故障率関数 $\mu(t)$ が時間 t によらない一定数 μ であるとすれば上式より次の様になる

$$\phi(t) = \exp\{-\mu t\} \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$\therefore \lambda(t) = -d\phi(t)/dt = \mu \cdot \exp(-\mu t) \quad \dots\dots\dots(11)$$

岩石、ガラスなどの材料にある一定の力を加え続けると、ある時間 t の後に壊れることがある。これを遅れ破壊と言う。破壊までの時間は著しくばらつくが、平均時間 $\bar{t} = 1/\mu$ は応力 σ の指数関数となることが、室内実験で確かめられている。すなわち K, β を定数として

$$1/\bar{t} = \mu = K \cdot \exp(\beta \cdot \sigma) \quad \dots\dots\dots(12)$$

と表される。ここに μ ; 故障率関数、これを式 (10~11) に代入すれば応力別の遅れ破壊率が計算できる。

今、始めは故障ししやすい欠陥が破壊するので故障率は大きく、時間がたつにつれて、かなり健全な欠陥ばかり残るので故障率は小さくなると考えると、故障率関数 μ は次の様な時間 t の関数で表される (始めは作用する応力が大きい、破壊が進むと応力解放により作用する応力が減ると考えても同じ式になる)。

$$\mu(t) = (p-1)/(t+c) \quad \dots\dots\dots(13)$$

ここに p, c ; 定数、この関係を代入すると (10) 式は次のようになる

$$\begin{aligned} \phi(t) &= \exp\left[-\int_0^t \{(p-1)/(t+c)\}dt\right] = \exp\left[-(p-1)\{\ln(t+c)+A\}\right] \\ &= 1/[(t+c) \cdot A]^{p-1} \quad \dots\dots\dots(14) \end{aligned}$$

$$\therefore \lambda(t) = -d\phi(t)/dt = (p-1)/(t+c)^p / A^{p-1} \quad \dots\dots\dots(15)$$

ここに A ; 積分定数、これは大森公式または改良大森公式とよばれる大地震後の余震の時間あたり発生回数 $n(t)$ を示す次の実績式に一致する (*9)。(大森公式では $p=1$ 、一般には $p=1.05 \sim 1.4$ 位、 $c=0.1 \sim 1.0$ 日位)

$$n(t) = K/(t+c)^p \quad \dots\dots\dots(16)$$

弾塑性の境界付近では、応力 σ がだんだん高まり、ついに降伏するという現象が進んでおり、そこでは遅れ破壊が起きているものと考えられる。また、トンネル掘削は大地震に相当し、トンネル周辺の地山の降伏、ゆるみの進展が余震に相当すると考えると、大森公式または改良大森公式により掘削直後のトンネル周辺の地山の破壊の進行が表されるのも当然かと考えられる。

W. Weibull は Griffith ひび割れが伸びる確率が (13) 式と同じ様に作用応力または時間の関数で表されるとして、破壊の確率密度分布は次の (17~18) 式で表されるとした (*8)。

$$f = 1 - \phi(t) = 1 - \exp[-(\sigma/\sigma_0)^n] \quad \dots\dots\dots(17)$$

$$f = 1 - \phi(t) = 1 - \exp[-(t/t_0)^n] \quad \dots\dots\dots(18)$$

これは (14~15) 式と同じものであり、応力、時間により破壊確率が変わることを表している。これを横座標に $\ln \sigma$ または $\ln t$ を、縦座標に $\ln[-\ln(1-f)]$ をとる、いわゆる Weibull 確率用紙を使えば破壊の進展と時間の関係は直線になる。

⑥一部破壊した(緩んだ)地山のその後の挙動

ゆるんだ地山は再び強い応力を受けると圧密される。ゆるみの程度は切羽を無支保工で放置する時間およびその時の作用応力に関係すると考えられ、式 (17~18) で表される。その後の再圧密の挙動も係数は違うが同じ式で表される。これより地山の緩みを防ぐには一回の掘削長さを短くする (σ の大きい区域を狭くする)、または支保工無しで放置する時間を短くする (t を小さくする) ことが大切なことが分る。

§ 3 時間による強度低下などを考慮したトンネルの挙動

今、岩石が弾性～完全塑性の挙動をするものとし(*10) また降伏強度とヤング率とは式(3～5)より求められるものとする、時間による内空変位や応力分布、ひずみ分布の進展を計算出来る。

剛性の支保工を用いた場合と掘りやすい支保工を用いた場合とで支保工に働く荷重がどのように変わるかも求められるし、計測値が得られている場合には、地山の特性値を逆算できる。

[計算例]

かぶり $H=200\text{m}$ 、地山の密度 $\gamma=2.5\text{t/m}^3$ の所に半径 $a=1.5\text{m}$ の円形トンネルを掘る。地山の強度及びヤング率は次式で求められるものとする。変位等を計算し、地山応答曲線(Fenner-Pacher曲線)を描け。

$$\sigma_0/\sigma_d = 1 - 0.08 \ln(1/tu + 0.00001)$$

$$E_0/E_d = 1 - 0.60 \ln(1/tu + 0.00001)$$

$tu=1$ 分のときの地山の強度、およびヤング率を 40kg/cm^2 、 4000kg/cm^2 とする。

厚さ $t=15\text{cm}$ 、 $E=50,000\text{kg/cm}^2$ の吹付けコンクリートで支保したとすると、

$$\begin{aligned} \text{吹付けコンクリートの反力は} \quad p_{ic} &= (ua/a) * E * t / [a * (1 - \nu^2)] \\ &= (ua/150) * 50,000 * 15 / (150 * 0.96) = 34.722 * ua \end{aligned}$$

ロックボルト ($l=3\text{m}$ 、 $A=5\text{cm}^2$ 、 $\phi=25\text{mm}$ のボルトを $1.0\text{m} \times 1.5\text{m}$ 間隔で打設するものとする) の反力は、次の式で求められる。

$$\begin{aligned} p_{ia} &= (ua/a) * \{E_s * A_s / (g * h)\} \ln(b/a) \\ &= (ua/150) * \{2,000,000 * 5 / (100 * 150)\} \ln(450/150) = 2.1205 * ua \end{aligned}$$

切羽の近くは球形空洞で近似でき、その後円筒形のトンネルになるものとして計算する

答を図6に示す。支保工の寸法を変えた場合についても示す。

吹付けコンクリートのヤング率 $E=50,000\text{kg/cm}^2$ は小さすぎる様であるが、クリープも考えて決めた。時間により E は増加するがクリープにより変形も進むので一応 E =一定とした。

以上の計算を地山条件を変えてやってみれば、今まで良く分らなかった膨脹性などについても、説明がつくようになる。掘削順序も考えに入れる時は有限要素法が必要になろう。

§4 まとめ

時間に関係する現象の中ではもっとも著しい膨脹性のトンネルの現象は上記でほぼ説明が出来ると考えられる。今後は事前調査で地山の時間依存性についても調べておけば、計測結果の解析や、事後の予測もより正確に出来ると考えられる。なほ、実験や計測結果から6～18式の係数なども明らかにして行きたい。

Rabcewiczの言う長い地中変位計LEと短い地中計SEの動きの差はこの他に地山のゆるみと再圧密(3, ⑥)を考えるとより正確に説明出来る。

参考文献

- *1 L.von Rabcewicz, J. Golser; Application of the NATM to the underground works at Tarbela, Water Power, Sep. Oct. 1974
- *2 L.v. Rabcewicz, J. Golser, E. Hackl; Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau (II) Der Bauingenieur Juli. 1972
- *3 B. Ladanyi; Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings, ISRM 3rd, vol. 2B
- *4 堀部富男、小林良二; 各種荷重速度下における岩石の力学的挙動について、材料14巻 141号 Jun. 1965
- *5 畑野正; コンクリートの静的圧縮変形、破壊に対する時間効果、土木学会論文集 第70号、Sept. 1960
- *6 畑野正; コンクリートの破壊強度、ひずみ能力、弾性率と破壊時間との関係、土木学会論文集 Mar. 1961
- *7 土木学会編; 新体系土木工学29 “フレッシュコンクリート・硬化コンクリート” 4章5章 (青柳征夫)
- *8 横堀武夫; 材料強度学第2版、1974 岩波書店
- *9 宇津徳治; 地震学、共立全書 1977
- *10 福島啓一; Fenner-Pacher 曲線についての考察 (その1, その2) 岩盤力学シンポジウム 1982, 1985