

1. はじめに トンネル支保工はある一定の荷重を受ける単純な構造物ではなく、地山と複合された高次の不静定構造物であり、荷重の大きさは、支保工自身の剛性、設置時期、地山との密着の度合に大きく左右される。このような特殊構造物と、単純な許容応力度法を適用して設計することは、単に不経済ばかりでなく、時には、非現実的な設計になることと云える。そのような場合でも、現実には常識的な支保で壊れられないことが多いが、これを、安全率が1.0近くのギリギリの所にあり、計算誤差の関係で壊れないのだとも言いはれない。

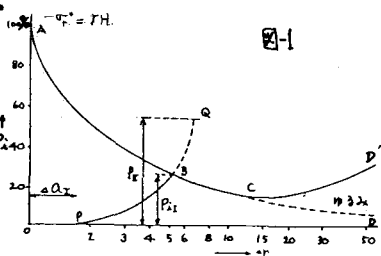
Fenner及びPacherは、地山の塑性変形を許せば、支保工に働く荷重を軽減させることができることも提唱したが、支保工自身については、まだ、弾性範囲についてだけしか考えていない。支保工についても塑性状態まで考えないと正しい設計ができないことも示し、合わせてPacherの提唱した地山反力関係のグラフ(図-1)で、 Δa の増加に伴って、 P_R は極小値をとった後、再び増えるという考えが必ずしも正しくないことを示す。

2. 従来の考え方 トンネル支保工も、地山のゆるみによる所定の荷重を負担する構造部材とする考え方は古くからあり、これを体系付けたTerzaghiの荷重算出法は今でも、一般に広く用いられている。(土木学会「トンネル構築示方書(山岳本編)」他) しかし、支保工は地山と共に働く高次の不静定構造物の一部であり、地山の变形も許容すれば、支保工に働く荷重が減ることを、一部の人は古くから、経験的に知っており、Fennerはこれと体系付けた。(1932) しかし、実際のトンネル工事でこの関係を利用し、検証に基づいて、これを実証したのは、L.V. Rabcewiczにより、NATMが提唱され、広く普及してからであろう。

Fennerによると、トンネル内空変位量 Δa と、必要な支保工反力 P_R との間には図-1の曲線ABCD'の関係がある。Rabcewiczによれば、トンネルの掘削後、あまり時間の経過しない時(そのときの内空変位量 Δa_1)に、支保工を設置すれば、それ以後のトンネル内空の变形に応じて支保工は力 $P_R = (\Delta a - \Delta a_1) \cdot E_s \cdot A_s$ を受ける。(曲線PQ) 曲線ABCD'と、曲線PQが交差する所でトンネルは安定し、支保工の耐力 P_R と、実際の荷重 P_{R1} とが、トンネルの安全率を与える。この場合、 P_R - Δa 曲線の極小値より左側で、しかも、極小値に近い所でトンネルを支保することが安全のために大切である。

3. 従来の考え方の問題点 L.V. Rabcewiczも、F. Pacherもこの P_R - Δa 曲線の計算法を示していないので、筆者は、その計算法を検討してみたが、特殊な場合を除いては、Pacherの言うような右よりの曲線は見出されなかった。P. Eggerも、かなりの概算ながら、この曲線の計算法を発表しているが、かなり大きな変形の後でないと右よりにならない。しかも、この P_R - Δa 曲線は必ず、 $P_R = 0$ の線に達しているので、変形によって急激に強度低下する岩質以外のトンネルは無支保でも破壊しないとしている。(にわかに信じ難い、しばらく置く。)

ところで、トンネルの破壊例を調査してみると支保工の変形能力以上の変形を強いられて支保工が破壊し、そのため、支保工の耐力が急激に低下して、トンネル全体の崩壊につながっている例が多い。したがって、 P_R - Δa 曲線が右下りになっている限りは、支保工の耐力が降伏点を越えても、まだ変形能力が残っており、支保工の耐力が低下しなれば、十分安全であると考えられる。一方、 P_R - Δa 曲線を計算し、地山の弾性係数の間に(すなわち、地山のゆるみが始まる前に)支保工を設置するとすれば、 P_R が十分小さくなる前に支保工が破壊してしまう場合が生じる。Pacherが P_R - Δa 曲線に右よりの部分を想定したのは、多年のトンネル工事の経験から、過大な変形が危険であることを経験的に知っており、Fennerの提唱に、この経験的な考えを加味して修正したものと考えられる。

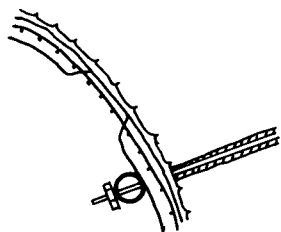
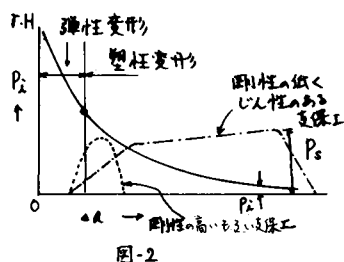


しかし、実際は、前述のように荷重 P_i が途中から増えるのではなく、支保工の耐力 P_s が途中から低下するため
に生じる破壊と誤認したものと考えられる。そこで真に、科学的にトンネル支保に働く荷重を考察するために
は、この2つの要因を区別して考える必要がある。

4. 支保工設計の考え方 円型トンネルの場合を考えると、地山のヤング率 E_g , 粘着カ C , 内部摩擦角 ϕ ,
トンネル径 a , 土被り荷重 H を決めれば、 P_i - Δa 曲線も計算できる。(円型トンネル以外でもFEMなどによ
り計算できる。) 一方、ロックボルト及び吹付コンクリートの応力-ひずみ曲線から、支保工の反力-変形曲線
 P_s - Δa と計算できる。十分に太くみやすい薄肉の覆工を用いると曲げモーメントは発生せず、

$P_s = E_a l a \frac{\Delta a}{l} + E_c \frac{a}{a} \frac{\Delta a}{a}$ となる。(l : ボルトの長さ, a : 吹付コンクリートの厚さ, $E_a \frac{\Delta a}{l}$ 及び $E_c \frac{\Delta a}{a}$:
アンカーボルト及び吹付コンクリートの応力 (E = 一定とせず、応力-ひずみ曲線及び吹付コンクリートの強度発
現状況も勘案して求める。)) この2つの曲線の交点でトンネルは安定する訳であるが、地山のヤング率 E_g が小
さいと、支保工の応力は、この時点で降伏点も越えることがある。しかし、その事は、直ちに危険状態にな
ったのではない。もし、変形が更にすすめば、 P_i は、まだ、小さくなり、 P_s は、まだ、多少は、大きくなるので、
同じ変形量に対する P_s と P_i の比 ($F_s = P_s/P_i$) の最大値をもって、トンネル全体の安全率と考えることができる。
(図-2) なお、ボルトの破断、または吹付コンクリートの圧縮破壊までの変形量では、 P_i が十分、小さくな
らない時は、ボルトの座金にバネ座金を用いたり、吹付コンクリートに、予め、隙間を設けておいたりする。(図
-3) 支保の設置時期を遅らせることは、地山をゆるめてしまい、荷重を増やしてしまうので避けるべきなの
は、言うまでもない。

5. 実際の応用 Aトンネルは、
変形係数 $E = 1000 \text{ kg/cm}^2$ 程度の風化
した頁岩-粘板岩の互層中に、最大幅
 $\approx 15 \text{ m}$, 最大高さ $\approx 27 \text{ m}$ の断面で、
現在、掘削中である。断面の約2/3
までベンチカット工法で掘り下げた時



点で、 $\Delta a \approx 5 \text{ cm}$ の変形が生じ、ロックボルトの応力は、降伏点も越えてしまった。普通の構造物と同じような安
全率の考え方をとるならば、この時点で支保工の補強等もしなければならぬ所であるが、計測の結果より見て
掘削完了までの今後の変形増加は、 3 cm 程度と見積られ、一方、ロックボルトは、なお、 3 cm 以上の変形に、十分
耐えられ、 P_i は以後、増えることはないと考えられ、このまま掘削続行が可能と判断された。念のために、
切梁及びPCアンカーを一部に施工した。これらは剛性が高く、僅かな地山変形によって過大な力を受け、座
屈又は破断の危険もあったので、ジャッキをゆるめるなどして、容量以上の力を受けないように管理した。

このような場合、前章で提案した安全率の考え方が確立されれば、この補強は不要であると判断されると思わ
れる。

