

京都大学工学部 正員 島 昭治郎
 京都大学工学部 正員 谷本 親伯
 飛島建設(株) 正員 松島 洋

1. 序

トンネルにおけるロックボルトの作用効果について色々な報告がなされてきたが、総じて定性的に論じたものが多く、定量的な検討を行ったものは少ないようである。ロックボルトの作用効果を検討する上で、経験的にも定性的にも地山の材料特性と初期応力状態が重要な因子と考えられる。連続体と考えらる岩盤と多くの不連続面を含む岩盤では、ロックボルトの効果は相当異なる様であるが、ロックボルトの作用効果は、セメント応力の増加によってその岩盤の体積膨張を拘束することにより地山のセメント強度を増加せしめることにあるとの仮定から各種条件下のロックボルトの作用効果を定量的に究明したい。その一環として、弾性岩盤内におけるロックボルトの効果について検討を行った。

2. 切羽に接近して打設されたロックボルトに作用する荷重

切羽の仮支保としての役割は極めて大きい。Rabecwicz は、トンネル軸方向において、ロックボルト工を実施した既掘削区間の前面と切羽との間に形成されるアーチアクションをロックボルト支保により有代りさせ、周辺岩盤の変位を出来るだけ拘束してゆきにより荷重増加を抑制するのがロックボルトの作用効果であるとも表現している。¹⁾ 筆者らは、切羽付近の岩盤の変位状態について、数値解析と現場実験の両者より検討を加えたが、²⁾ これによれば、人工的な支保を施さない場合、初期状態か

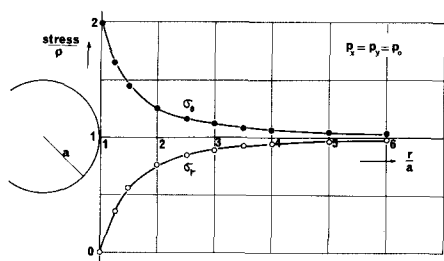


図-1 静水圧的荷重下の円孔周辺応力状態

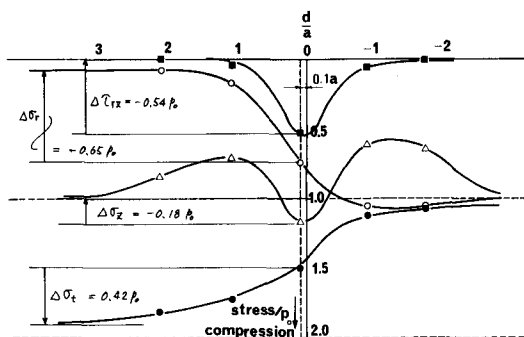


図-2 $r = 1.05a$ の応力変化状態

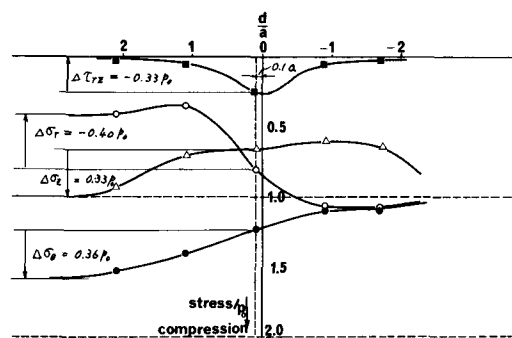


図-3 $r = 1.3a$ の応力変化状態

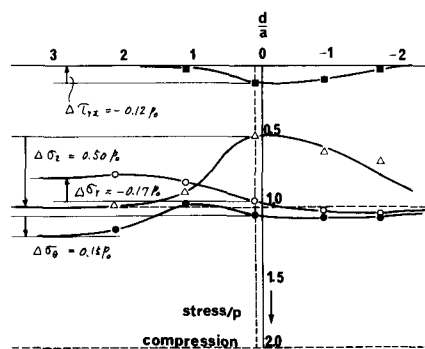


図-4 $r = 2.2a$ の応力変化状態

ら最終状態までに生ずる変位の6~8割が切羽により抑制されている。また、トンネルをほぼ円形と考え、その直径をDとすると、切羽からD以上離れた断面では、切羽の支保工としての効果はほとんど及ばない。

初期応力状態が静水圧的(p_0)である弾性岩盤内に半径 a の円形トンネルを掘削する場合について検討してみよう。同知の如く、この場合のトンネル周辺の応力状態は、図-1に示すようであり、これに至るまでの岩盤内部の各点の応力変化は、図-2~4に示すようである。なお、 r はトンネル中心からの距離である。

たとえば、 $r = 1.3a$ の位置では、切羽の後方 $0.1a$ ($a=5$ mの時、50cm)をロックボルト打設箇所とするとこの時点から最終状態までの間に岩盤に生ずる応力増分は、半径方向 $\sigma_r - 0.40 p_0$ (引張応力)となる。同様に、接線方向応力 σ_θ 、トンネル軸方向応力 σ_z 、せん断応力 τ_{rz} もある応力増分を生じ、これを示したものが図-5である。厳密に言えば、ロックボルトの打設により岩盤内は応力の再配置を生じ、若干量まった値となるが、図-5に示した引張応力 $\Delta\sigma_r$ に近い引張応力増分が岩盤内に誘起されることによってロックボルトに引張力が生ずる。

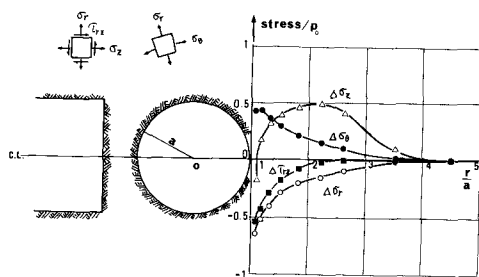


図-5 ロックボルト設置位置から最終状態までの応力増分

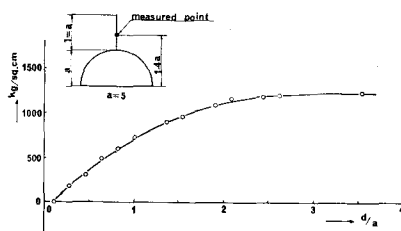


図-6 ロックボルトの軸方向応力(測定による)

3. 弾性領域内にある岩盤とロックボルトに生ずる応力とひずみ

ロックボルトは、十分な強度を有するボンド(下に示す実験では、岩盤とほぼ同じ材料定数を持つモデルタルにて定着を行った)に全面定着され、完全に付着しているものとする。ロックボルトと岩盤(ボンド)との間には相互の移動がなく、両者は同じ変形を生ずる。さらに、ロックボルトと直交する断面では、半径方向に対する変位は、一様とみなすと、ロックボルトに生ずる軸方向応力(σ_B)、軸ひずみ(ϵ_B)およびロックボルトが岩盤に与える応力(σ_R)とひずみ(ϵ_R)との間には、次の関係が成立する。

$$\epsilon_R = n \cdot k \cdot \epsilon_B, \quad \sigma_B = E_B \cdot \epsilon_B, \quad \sigma_R = k \cdot \sigma_B, \quad n = \frac{E_B}{E_R}, \quad k = \frac{A_B}{A_R}$$

ただし、 E_B および E_R :ロックボルトおよび岩盤の弾性係数、 A_B および A_R :ロックボルト断面積および1本のロックボルトが負担する岩盤の断面積である。

半径5mの半円形トンネルの頂部から左右30°ピッチで打設された7本のロックボルトの軸力下測定した結果を採用して算定してみる。天端に打設したボルトの壁面より2mの位置でのボルト軸力の測定結果が、図-6である。 $E_B = 620 \mu$ (測定)、 $E_B = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_R = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (測定)、 $A_B = 4.9 \text{ cm}^2$ (φ2.5cm)、 $A_R = 16.29 \text{ m}^2$ (θ方向3.62m×トンネル軸方向4.5m)とすると、 $\sigma_R = 0.04 \text{ kg/cm}^2$ を得る。図-5から、 $r = 1.4a$ の位置に生ずる岩盤内応力増分は $-0.23 p_0$ (現場実験では、 $p_0 = 10 \text{ kg/cm}^2$)、あるいは 2.3 kg/cm^2 であり、 σ_R はその1.7%に抵抗したことになる。

<参考文献>

- 1) L. Rabcewicz: Bolted Supports for Tunnels, Water Power, 1954-150 & 1955-452.
- 2) 島谷本村: 和泉岩盤の変形特性について, 土木学会第11回岩盤力学シンポジウム講演概要(53年2月)