

佛大林組 技術研究所 正員 ○ 山下 幸夫
同 上 正員 藤原 紀夫

1. まえがき

NATMトンネルは近年施工件数も多くなり、計測管理を通じて、その挙動が次第に明らかにされている。ただし解析により、トンネル壁面の変形およびロックボルトに作用する軸力などを予測し、設計にとり入れて行くためには、解析方法を検討することは勿論のこと、地山物性値の評価などについても十分検討を加える必要がある。ここでは有限要素法による弾塑性解析と粘弾性解析により、NATMトンネルの覆工および周辺地山の挙動を解析した。弾塑性解析は破壊基準の違いにより周辺地山の塑性領域がどのように変化するかを把握することを主な目的として実施したものである。トンネルは全断面掘削と仮定し、二種類の破壊包絡線を与えてその結果を比較した。さらに粘弾性解析では実際の施工状況に近づけるため、掘削段階を考慮した解析を行なった。これらの結果は現場での実測値と対比し、検討を加えている。

2. 解析モデル

解析の対象としたNATMトンネルは掘削半径5.15m、土被り288mの道路トンネルで、地山は緑色凝灰岩、いわゆるグリーンタフと呼ばれる岩盤である。ロックボルト(全面接着型SNアンカー、 $\phi 24\text{mm}$ 、長さ $l=6\text{m}$)は棒要素によりモデル化した。また吹付コンクリート厚さは0.2m、トンネル縦断方向の支保ピッチは1mとした。さらに弾塑性解析では破壊包絡線を i) モール・クーロンの式、 $\tau = C + \sigma \tan \phi$ 、ii) 日比野らの式¹⁾のうち2次曲線によるもの、 $(\tau/\tau_R)^2 = 1 - \sigma/\sigma_t$ 、で表わしそれぞれについて解析を行なった。ここで地山の各強度定数は室内土質試験の結果から $C=120\text{t/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $\tau_R=80\text{t/m}^2$ 、 $\sigma_t=60\text{t/m}^2$ とした。

3. 計算条件

この解析における計算条件は次の通りである。i) 解析は平面ひずみ問題とし、トンネル横断面について二次元的に取り扱う。ii) 岩盤は等方・等質と仮定する。iii) 地山内の初期応力は等圧状態にあるものと仮定し、水平・垂直方向とも等しくする。iv) 弾塑性解析ではトンネル掘削は全断面掘削とする。この場合、掘削と同時に吹付コンクリートが施工されるものとする。v) 粘弾性解析では掘削段階を考慮した解析を行なう。ただし斜路掘削については考慮しない。インバートは掘削直後に本巻コンクリートが施工されているため、解析でもこれを考慮する。vi) ロックボルトおよび本巻コンクリートは弾性挙動をするものとする。

4. 解析結果

図-1にトンネル周辺地山の塑性領域を示す。ここでは初期地山応力を等圧状態と仮定したため、塑性領域は同心円状に分布しているが、破壊基準の違いにより塑性化する範囲は大きく異なっている。地中変位などの実測結果から判断すると、塑性領域は実際にはかなり深部まで達しており、その点、破壊包絡線を2次曲線により近似した方が、より実情に合っているものと思われる。モール・クーロンの破壊基準はもともと土に対して適用されているものであり、特に土被りが大きく、高い応力を受けている軟岩地盤に適用することは、あまり実用的でないものと思われる。

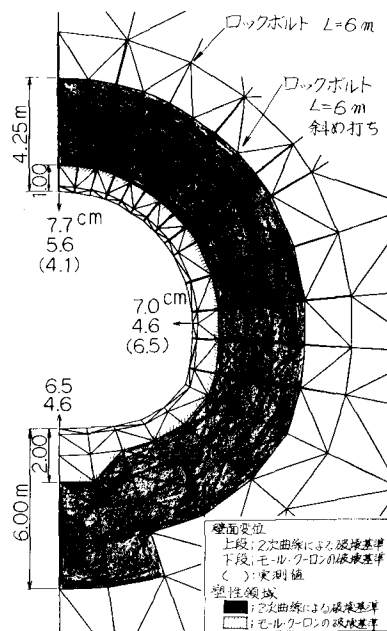


図-1 塑性領域(弾塑性解析)

壁面の変位量は2次曲線による破壊基準を適用した方が、モール・クーロンの破壊基準によるものよりも大きい。これは明らかに塑性領域の影響によるものである。ただ弾塑性解析では全断面掘削を仮定しているため、壁面の変位量は計算値の方が実測値よりも幾分大きくなっている。

図-2にロックボルト軸力の分布を示す。軸力についても2次曲線による破壊基準を適用した方が大きい。なお軸力の最大値は35t前後で、すでに材料の降伏強度を超えているが、実測値でもトンネル天端および側壁部でロックボルトが降伏する現象が認められた。

図-3に粘弾性解析による内空変位の経時変化を示す。上半掘削において計算値の方が実測値よりも小さくなっているが、これは解析で斜路掘削を考慮しなかったこと、および隅角部の端面拘束の影響などが原因となっているものと思われる。実施工ではインバート掘削直後に本巻コンクリートが打設され、断面の閉合が行なわれているが、実際にはその効果が非常に大きく、変位は急激に収束に向かっている。

なお、計算値と実測値とを比較する場合両者が合致するような計測基準線を設ける必要がある。これは本来ならトンネルの掘削が終了し変位の計測が開始される時点を選ぶべきであるが、ここでは近似的に切羽が到達した時点を経験として計算値を合わせた。先行変位は計算により求められた全弾性変形量とし、トンネル直径の2倍前方(約20m、掘進工程10日間)より開始するものと仮定した。

図-4に6m地点を不動点と仮定した場合の地中変位を示す。計算値と実測値は比較的よく一致しているといえる。ただ側壁部での実測値を内空変位Cと比較すると約63%に相当する。これは6m地点が不動点ではなく、さらに深部でも変形が起きていることを示している。

図-4に6m地点を不動点と仮定した場合の地中変位を示す。計算値と実測値は比較的よく一致しているといえる。ただ側壁部での実測値を内空変位Cと比較すると約63%に相当する。これは6m地点が不動点ではなく、さらに深部でも変形が起きていることを示している。

5. むすび

NATMトンネルを対象とした弾塑性解析と粘弾性解析を実施した結果、ロックボルトおよびトンネル周辺地山の挙動を把握することができた。特に弾塑性解析では地盤の破壊基準の違いによって、塑性領域の分布が著しく異なることが明らかになった。モール・クーロンの破壊基準は実測結果から判断しても、岩盤での適用はあまり実情を表わすものではない。また掘削段階を考慮した粘弾性解析では現場の実測値とも比較的よい一致をみた。今後はさらに多くの解析を通じて、入力データとした地山物性値の評価などについても検討を加えて行くつもりである。

参考文献

- 1) 岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発；電力中央研究所，研究報告377012，

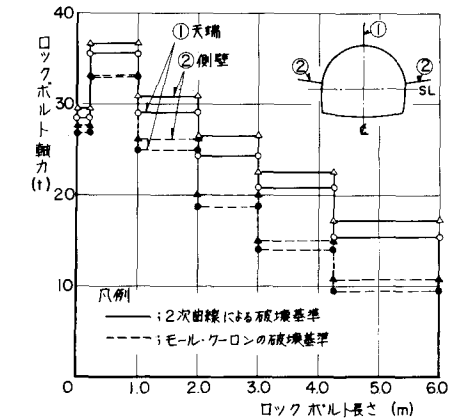


図-2 ロックボルト軸力(弾塑性解析)

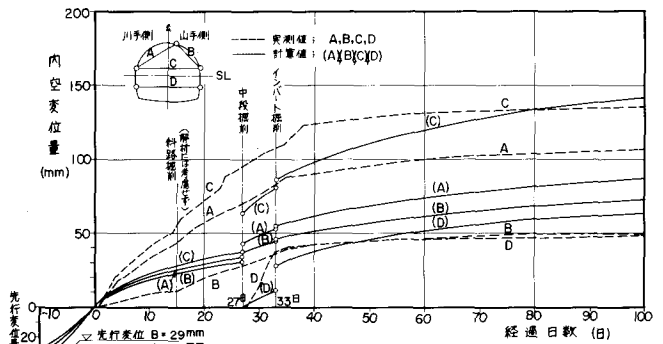


図-3 内空変位の経時変化(粘弾性解析)

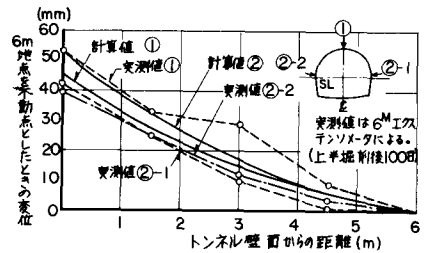


図-4 地中変位(粘弾性解析)