

(株)熊谷組

正員 北原 正一

(株)熊谷組 技術研究所

同 上野 正高

同

同 〇御所洗 良夫

1. 予えかる

トンネル施工において、地山の挙動をいかにコントロールするかという事が、すなわち急激な地山挙動が起きた場合あるいはいつまでも変位が収束しない場合等、どの時期にどの程度の支保能力のもので地山を抑えるかという事が重要な問題となる。地山の挙動の変化は毎日の観察あるいは内空変位測定等の計測により的確に把握されねばならない。

近年、電算機の発達及び有限要素法(F.E.M)といったような計算手法の開発により、複雑な岩盤挙動の解析が可能となって来た。しかしこうした解析結果をもとにして当初予測した地山の挙動と実際に起る現象とは必ずしも一致するとは限らず、大きく異なる事もあり得る。こうした事を出来るだけ避ける為には、現場における計測結果を設計計算に反映させ、現場の挙動と合致するような設計手法を確立する必要がある。

本研究は、これまでに得られた計測データをもとに、各掘削段階における応力増減率を推定し、これをF.E.M解析に織込み、トンネル周辺応力変形の解析を行ない、実際の地山の挙動と比較する事により、その妥当性を調べるとともに、計測データ及びF.E.M解析結果より残留応力の予測を行ない最終支保能力の決定を行うといった設計手法の確立を目的とする。

2. 有限要素法(F.E.M)による解析

トンネルの周辺挙動は有限要素法(F.E.M)を用いて数値解析を行なう。解析条件を以下に示す。

①解析

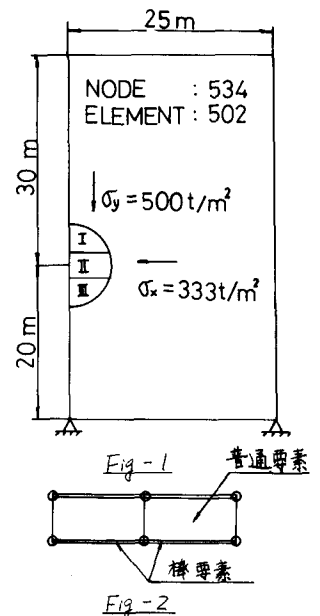
二次元平面ひずみ問題とし、弾塑性解析を行なう。降伏条件はDrucker-Pragerの方法を用いる。

②計算モデル

計算モデルはFig-1に示す。地山は三角形、四角形要素の組合せでモデル化し、吹付コンクリートはFig-2に示すように普通要素と棒要素を組合せてモデル化した。棒要素に発生する応力より吹付けコンクリートの曲げモーメントを算定する。実際の吹付コンクリートの支保効果を表すように棒要素の剛性を決める為、Fig-3に示すモデルを用い棒要素にいろいろな数値を手元計算を行ない、最適な棒要素の物性値を決めた。Table-1に各物性値を示す。

③掘削段階

三段ショートベンチ工法で施工するとし、上段、中段、下段の三つの掘削段階で解析した。材料特性として時間的要素を考慮しないものを使用しているが、実際には各段階で施工するのに時間的な差があり、その影響を考えねばならない。ここではそれを考慮する為、これまでの内空変位の計測結果をもとに各掘削段階でそれぞれの応力増減率を推定し、それを計算に織込んだ。Table-2に各段階における応力増減率を示す。



3. 解析、計測結果とその考察

Table-3にF.E.M解析による各掘削段階ごとの天端と側壁部の変位量を示す。又計測はFig-4に示すように行ない、Table-4に各段階の変位量、Fig-5に内空変位測定の結果変化を示す。解析結果と計測結果を比較すると解析によるものの方が少し大きな値を示している。

経時変化のグラフを見てみると、ニヶ所計測を行なった結果によるとほぼ同じ挙動を示している。例えばFig-5のa測線では初め一様な増加率で変位量が增大している、全断面の掘削を完了してしばらくすると急激に変位の変化率は減少するか、変位は完全に収束していない。

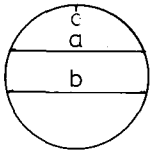


Fig-4

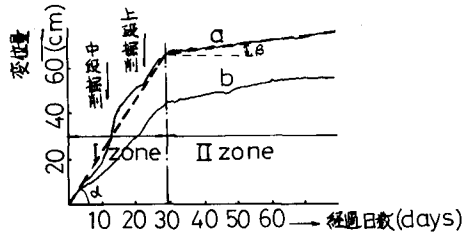


Fig-5

普通、地山内の応力がどの程度開放され、どの位のトンネル残留荷重があるかという事は正確にはつかめないが、こうしたトンネル内空変位測定の結果変化のグラフからある程度の推測は出来ると思われる。Fig-5の経時変化のグラフを大きく破線で示すように、変位の変化率の大きなIゾーン、小さなIIゾーンの2つに分かれる。この変位の変化率は地山の応力の開放度合あるいは応力開放されるべきポテンシャルの大小によって決まると考える。Fig-5に示すIゾーンの変位の増加率 α 、IIゾーンの増加率 β とし、開放されるべき全ポテンシャルを P とすると残留応力 R_s は次の式で表わされる。

$$R_s = \frac{\beta}{\alpha} P \quad \dots \dots (1)$$

2ヶ所における内空変位の経時変化のグラフを簡単な直線に近似して(1)式に代入すると残留応力 R_s はそれぞれ0.055 P 、0.036 P となっている。

以上の考え方に基ずき、内空変位測定の結果より残留応力を計算すると初期応力の3.6～5.5%程度であるといえる。Table-3に示すF.E.Mによる結果より応力開放率と変位の関係を見てみると計測結果とほぼ合致する開放率は90～95%の所である。先の内空変位測定結果により得た残留応力とF.E.Mと計測値より求めた残留応力の割合はほぼ一致している。従って計測結果の一つの見方として示したが、以上に述べたような方法で計測結果を検討し、F.E.M等の解析を駆使すれば、各段階における変位能力あるいは施工時期はある程度推測出来る。

4. あとがき

これまで、トンネル荷重一変位能力一変形の関係は概念的に論じられておりそれを具体的に求める事は難しく、複雑な地山の挙動を把握するには数多くのデータについて検討を要する。本研究は、現場における計測結果をもとにこれらの関係を解明し、一つの設計手法の確立を試みたものであるが、ある程度の成果をおさめ、計測データが少ないという欠点があるものの、今後の研究の指向となった。

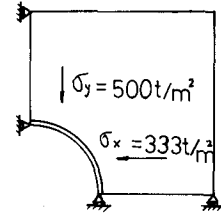


Fig-3

トンネル掘り	250 m
地山の単位体積重量	2 t/m ³
地山の弾性係数	350 kg/cm ²
粘着力C	3 kg/cm ²
内部摩擦角φ	25°
ポアソン比ν	0.4
側圧係数λ	0.67
一軸圧縮強度の地山(標準値)	20 kg/cm ²
弾性係数	1000 kg/cm ²

Table-1

掘削段階	応力開放率(%)		
	上段	中段	下段
上段	40	—	—
中段	100	90	—
下段	—	100	100

Table-2

掘削段階	応力開放率	天端の変位量	側壁部の変位量
上段	40%	—	258
中段	60%	30%	387
下段	66%	40%	430
上段	73%	50%	475
中段	80%	60%	522
下段	86%	70%	570
上段	93%	80%	625
中段	100%	90%	666
下段	—	100%	666

(単位:CM)

Table-3

掘削段階	天端の変位量	側壁部の変位量
上段	360	—
中段	530	280
下段	600	380

(単位:CM)

Table-4