

土被りの浅い軟岩トンネルの周辺地山挙動について

西松建設(株)

福岡大学

福岡大学

福岡大学

正会員 ○倉岡 豊

学生員 関 一成

学生員 安川 典嗣

正会員 大和 竹史

はじめに

土被りの浅い軟岩トンネルにおいて、周辺地山の変位を予測することは、地下埋設物、構造物が近接する場合、重要となる。そこで、単純モデル化した軟岩円形トンネルのFEM解析結果と理論解析結果を比較し、さらに、実際のトンネル施工の計測結果から得られた周辺地山の挙動(主として、トンネル直上の地表面沈下、および天端沈下等)を分析し変位の特徴を考察した。

1. 解析の方針

軟岩円形トンネルでのFEM解析は以下の通り実施した。CASE1ではトンネル直径を一定($\phi=5\text{m}$)として土被りを変化($4.5\text{m}\sim 12.5\text{m}$)させた。CASE2では土被りを一定(10m)として、トンネル直径を変化($\phi=1\sim 12\text{m}$)させた。CASE3ではトンネル直径の2倍の土被りでトンネル直径を変化($\phi=1\sim 12\text{m}$)させた。地山はD岩(強風化岩)、CL岩(風化岩)の2種類とした。入力した地山の地盤定数を表一に示す。

表一 地山の地盤定数

	D 岩	CL 岩
ヤング率 t/m^2	2000	10000
ポアソン比	0.4	0.25
単位体積重量 t/m^3	1.9	2.1
粘着力 t/m^3	10	100
内部摩擦角 $^\circ$	20	30

CASE1～CASE3の解析比較は支保なしである。理論解析での地表面沈下は仮想のトンネルで地表面に生ずる引張力を打ち消す弾性解析手法を取った。FEM解析は解析領域を左右の側方にそれぞれ4D、下方2Dをとり線形弾性解析とした。

2. 解析結果

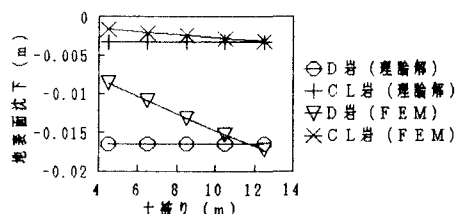
図一1～図一3に解析結果を示す。CASE1の地表面沈下は、土被りが約12m(直径の約2D)以下の土被りの場合、D岩、CL岩共にFEM解析は理論解に比べて小さい値を示した。ここでのFEM解析の最大破壊接近度は、D岩で1.0～1.5、CL岩で0.2～0.3の値を示した。

CASE2の地表面沈下は、土被りが10mの場合、直径5m以上で、D岩、CL岩共にCASE1と同様にFEM解析が小さな値を示した。ここでの最大破壊接近度はD岩で1.2～1.6、CL岩で0.2～0.4である。

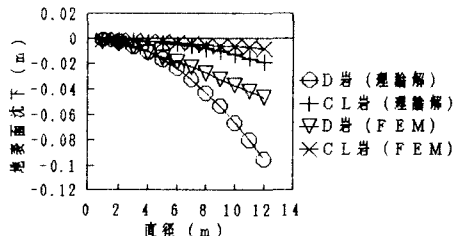
CASE3の地表面沈下は、概ね、直径変化で多少の違いはあるものの、理論解とFEM解析は類似した値を算出した。最大破壊接近度はD岩で0.4～1.9、CL岩で0.1～0.6である。

これまでFEM解析は、比較的土被りの大きい場合、土被りが大きくなるに従って地表面沈下量が大い値を示し、実施工の計測値と矛盾することが指摘されていた。

CASE1～CASE3の結果から、土被りが浅い場合(2D以下)においては、逆に小さい値を予測する危険性があることを示唆した結果となった。この危険性は、破壊接近度が1以下の塑性域がトンネル周辺に発生しないCL岩盤程度でも、一部に塑性領域が発生するD岩盤でも同様である。



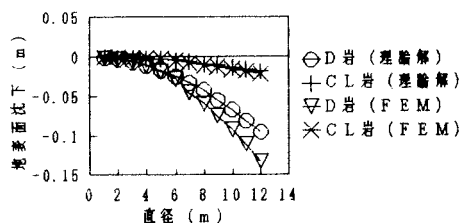
図一1 直径5.0m、土被り変化(CASE1)



図一2 直径変化、土被り10m(CASE2)

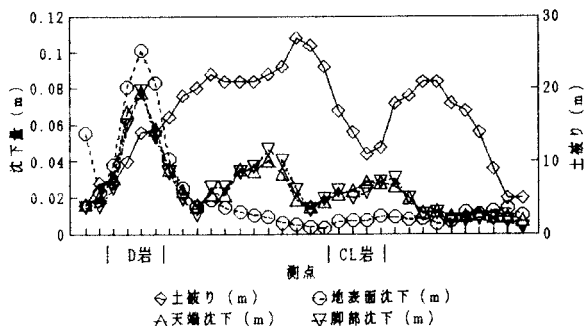
3、実施工計測結果の分析

D岩盤、C L岩盤の地山が含まれる実施工のトンネルの地表面沈下、天端沈下、上半部脚部沈下の計測データ結果を図一4に示す。トンネルの掘削断面は 7.8 m^2 、地質は安山岩、凝灰岩である。安山岩は熱水変質した風化脆弱部と硬質部が交互に分布、全体に破砕状である。弾性波速度 $0.3\sim 1.3\text{ km/sec}$ 、D岩部の q_u は 20 kg/cm^2 以下、C L岩部の q_u は 100 kg/cm^2 程度である。施工は上半先先進(ショートベンチ)工法である。



図一3 土被り2D、直径変化(CASE3)

地表面沈下の測定結果は、D岩部では土被りがトンネル径(掘削断面から直径 10 m と換算)の $0.8D\sim 1.6D$ で、地表面沈下の最大値 $0.04\sim 0.1\text{ m}$ の値を示している。同様にC L岩部においても $0.8D\sim 1.6D$ の土被り部で地表面沈下 0.01 m のピーク値を示している。表一2に土被り 10 m 付近での計測値と解析結果の比較を示す。D岩では理論解析値に近く、C L岩では理論解析値とFEM解析値の中間値に近い。また、計測結果から地表面沈下量との相関を、土被り深さ、天端沈下量、脚部沈下量の各項目毎に分析した結果は、地表面沈下に対して、天端沈下、脚部沈下、土被り深さの順序で小さくなる。



図一4 実施工での土被りと地表面・天端・脚部の沈下

表一2 実測と解析値の比較

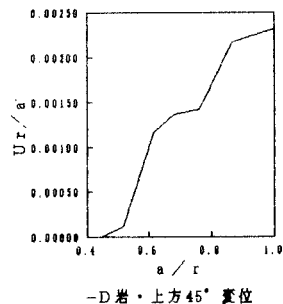
土被り 10 m 付近($0.8\sim 1.2D$)の地表面沈下(mm)		
	D岩部	C L岩部
実測値(平均)	77.1	9.8
理論解析値(CASE2)	66.5	13.1
FEM解析値(CASE2)	36.9	6.8

4、まとめ

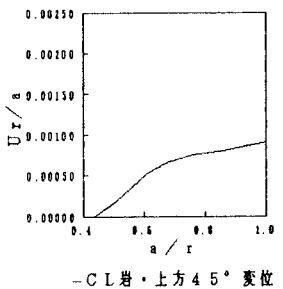
実施工データと解析結果から次のことが考察される。

土被りの浅い軟岩トンネルの地表面沈下は、必ずしも、土被りに比例または反比例するものでなく、固有のピークが存在する可能性がある。(今回の施工事例では、 $0.8D\sim 1.6D$ 付近と考えられる。)この原因としては、トンネル周辺のアーチ作用、非線形的な地山の挙動等が組合わかったものと考えられる。地表面に近い部分の沈下予測を行う際、FEM解析では過小に予測する恐れがあるので同種の施工事例を参考にする必要がある。特に、今回の解析では、支保なしで変位を求めたのに関わらず、計測値が近似、または、大きい値を示したことは、脚部沈下が支保効果を抹消したこと、応力の増加により地山の変形係数が徐々に低下し、変位が大きくなったこと、塑性変形により変位が増加したものと考えられる。一般にFEM解析の際、掘削の進行に合わせて、掘削面の応力を逐次解放する方法が取られる場合が多いが、土被りの浅い軟岩地山では、応力解放率や地山の非線形を現場計測や土質試験により評価、決定する方法が望ましい。

また、脚部の沈下防止策、先受け工法、縫地ボルト等が土被りの浅い軟岩地山で変位抑制に有効とされるが、今後、データの蓄積と分析により有効な変位抑制手法採用時の周辺地山挙動の予測ができるようにしたい。



図一5 D岩盤地中変位



図一6 C L岩盤地中変位