

I - 841

応答変位法における地震荷重としての地盤応力の影響

関西電力(株) 正会員 大塚良治  
 神戸大学工学部 正会員 高田至郎  
 神戸大学工学部 正会員 李 騰雁

1.はじめに:わが国は環太平洋地震帯に属し世界でも有数の地震国であるため耐震検討の必要性は高い。シールドトンネルのような線状構造物はおもに縦断方向を中心に耐震検討が行われ、横断方向は省略される場合が多い。しかし、シールドトンネルは近年大断面化の傾向にあり、横断方向の耐震検討を無視できなくなってきた。その解析手法としてはFEM動的解析、応答変位法などある。その応答変位法で地震荷重を作用させる場合、地盤変位と同時に地盤応力も作用させるべきであるとされている。そこで本論では曲がり梁理論を用いて静的条件から断面力算出式を誘導し、応答変位法における地盤応力の影響をFEM解析と比較しながら検討した。

2.解析方法:シールドトンネルの周囲に半径方向と円周方向の分布ばねを取り付け、トンネルを弾性床上的剛性一様なリングにモデル化した。トンネルに作用させる地震荷重は地盤変位と地盤応力を作用させた。地盤変位は図1のようにトンネルの上端と下端の相対変位を直線分布で表現し、トンネルとの相対変位を相互作用ばねを介して作用させる。地盤応力は図2のようにトンネル埋設前の自然地盤が単純せん断を受けた場合にトンネル埋設位置に発生する地盤応力を作用させた。これらを考慮し、軸力をT、せん断力をV、曲げモーメントをMで表現すると静的平衡条件式、変位と力の関係式が次のように5つ成立する。

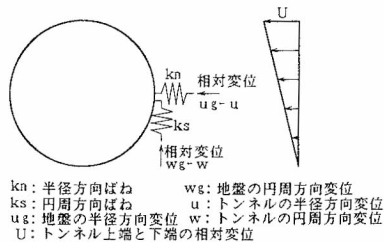


図1 地盤変位

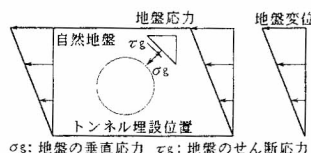


図2 地盤応力

(静的平衡条件式)

$$\frac{dV}{d\theta} + T + r k_n (u_g - u) + r \sigma_g = 0 \quad \dots(1)$$

$$\frac{dT}{d\theta} - V + r k_s (w_g - w) + r \tau_g = 0 \quad \dots(2)$$

$$\frac{dM}{d\theta} - V r = 0 \quad \dots(3)$$

ここで、 $r$  : トンネル半径、 $E$  : 弾性係数、 $A$  : 断面積、 $I$  : 断面二次モーメント (変位と力の関係式)

$$T = \frac{EA}{r} \left( \frac{dw}{d\theta} - u \right) \quad \dots(4)$$

$$M = - \left( \frac{u}{r^2} + \frac{d^2 u}{r^2 d\theta^2} \right) EI \quad \dots(5)$$

式(1)~(5)より、次の6階常微分方程式を導くことができる。

$$\frac{d^6 u}{d\theta^6} + a \frac{d^4 u}{d\theta^4} + b \frac{d^2 u}{d\theta^2} + c u = -K_n K_s u_g + K_n \frac{d^2 u_g}{d\theta^2} - K_n \frac{k_s}{k_n} \frac{dw_g}{d\theta} + \frac{K_n}{k_n} \frac{d^2 \sigma_g}{d\theta^2} - \frac{K_n K_s}{k_n} \sigma_g - \frac{K_n}{k_n} \frac{d\tau_g}{d\theta} \quad \dots(6)$$

ここで、 $a = 2 - K_s$ 、 $b = 1 + K_n - K_s$ 、 $c = - \left( K_n \frac{k_s}{k_n} + K_n K_s \right)$ 、 $K_s = \frac{r^2}{EA} k_s$ 、 $K_n = \frac{r^4}{EI} k_n$

トンネル上端と下端の半径方向変位、軸力、曲げモーメントが零という境界条件を用いて式(6)を直接解くと半径方向変位  $u$  が求まり、それから式(7)~(9)のような断面力算出式が誘導できる。

$$T = \left\{ \left( \frac{12EI}{r^3} + r k_n \right) P_1 - \left( \frac{r k_s}{4} + \frac{G}{2} \right) U \right\} \sin(2\theta) \quad \dots(7)$$

$$V = \frac{6EI}{r^3} P_1 \cos(2\theta) \quad \dots(8)$$

$$M = \frac{3EI}{r^2} P_1 \sin(2\theta) \quad \dots(9)$$

ここで、 $P_1 = \frac{UK_n}{4k_n r} \frac{4k_n r + k_n K_s r + 2k_s r + 2K_s G + 12G}{36 + 12K_s + 4K_n + K_n \frac{k_s}{k_n} + K_n K_s}$

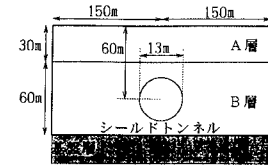


図3 解析モデル

表1 解析ケース

	地震荷重	A層	B層
MODEL1	地盤変位・地盤応力	Ac	Ac
MODEL2	地盤変位	Ac	Ac
MODEL3	地盤変位・地盤応力	Ac	Ds
MODEL4	地盤変位	Ac	Ds

表2 トンネル覆工物性値

単位体積重量	$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	2.50
弾性係数	$E$ (tf/m <sup>2</sup> )	$3.02 \times 10^6$
断面積	$A$ (m <sup>2</sup> /m)	1.00
断面2次モーメント	$I$ (m <sup>4</sup> /m)	$2.79 \times 10^{-2}$

3.解析モデル:解析モデルは図3のようにトンネルが深さ60m位置に埋設され、口径が13mの大断面シールドトンネルとする。このモデルについて表1に示す4ケースを解析し、FEM動的解析との比較を行った。ここでAcは沖積粘土層、Dsは洪積砂層を表す。断面力算定式とFEM解析との入力を一致させるため、最初にトンネル埋設前の自然地盤において同じ入力地震波を用いた動的解析を行い、断面力算出式にはその解析のトンネル上端と下端の相対変位

表3 地盤物性値

地層	単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	せん断波速度Vs (m/s)	減衰定数 h	$\alpha^*$ アソ比 $\gamma$
Ac	1.6	125	0.054	0.49
Ds	1.8	227	0.051	0.45

位を使用した(表4)。

また二層地盤のモデル

はトンネルが完全に洪

積砂層に埋設されているため断面

力算出式には洪積砂層の入力物性

値を用いた。

4.解析結果:断面力算定式による軸

力・せん断力・曲げモーメントの分布形状はFEM解析とほとんど同一のものが得られた。また地盤の硬さの変化に対してはせん断力・曲げモーメントはあまり影響を受けないが、軸力は大きく反応することがわかる。FEM解析との比較ではMODEL1とMODEL3のように地震荷重として地盤応力も考慮した場合をみると、せん断力・曲げモーメントはほとんど一致し精度がよいものとなった。しかし、軸力については少し誤差の大きいものとなった。

地盤応力を考慮しなかったMODEL2とMODEL4の場合は、考慮したMODEL1、MODEL3と比較して全体的に7割程度に小さくなり、FEM解析との結果とも大きく離れることになる。以上のことから地盤応力は全体的に断面力の3割程度に影響し、これを考慮しないとかなり小さな解析結果となることがわかる。

5.まとめ:本論文では曲げ梁理論を用いて静的条件から断面力算定式を誘導し、FEM動的解析との比較をしながら地震時における地盤応力の影響について検討した。その結果は次のようになる。

- ①地盤応力を考慮しないと、地震時断面力は3割程度減少する。
- ②地盤応力を考慮することによりFEM動的解析と比較的一致した応答を見せるが、考慮しないとかなり誤差の大きなものとなる。

参考文献:1)志波由起夫・岡本晋:シールドトンネルの横断面方向の地震時断面力計算法,土木学会論文集, No.437, pp.193~202, 1991.9. 2)多谷虎夫:振動・衝撃の基本理論とラプラス変換(上)

表4 トンネルの覆工変位

	一層地盤	二層地盤
トンネル上端位置	2.219	1.876
トンネル下端位置	1.399	1.188
相対変位	0.820	0.688

表5 断面力最大値

	一層地盤			二層地盤		
	FEM解析	MODEL1	MODEL2	FEM解析	MODEL3	MODEL4
軸力(tf)	8.512	10.65	7.080	17.71	22.97	15.10
せん断力(tf)	5.455	5.585	3.711	6.232	5.433	3.570
曲げモーメント(tf・m)	17.47	18.15	12.06	19.99	17.66	11.60

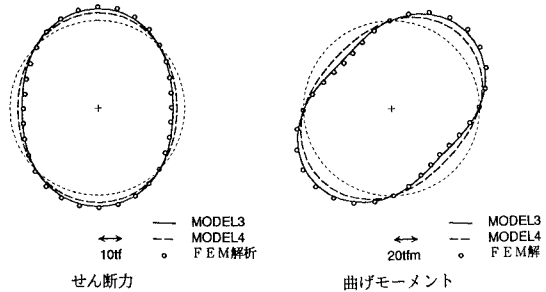


図4 断面力分布図