

III-B 109

シールドトンネル横断方向の耐震解析について

富士総合研究所 正会員 真鍋 尚
富士総合研究所 正会員 安藤 知明
早稲田大学 理工学部 正会員 小泉 淳

1. はじめに

兵庫県南部地震におけるシールドトンネルの被害は立抗取り付け部での漏水や二次覆工のクラックの発生が報告されている。シールドトンネルの耐震性の検討は周辺地盤の安定性の検討、横断方向および縦断方向の力学的検討に分けて考えるのが一般的である。このうちトンネル横断方向および縦断方向の耐震性の検討では、地震による外力をどのような形でトンネルに作用させるかが問題となる。シールドトンネル横断方向の耐震性を検討する場合、静的な問題に置き換えて計算する方法として震度法と応答変位法がある。本報告はこの2つの手法を用いてシールドトンネル横断方向の断面力を計算し、その結果に検討を加えたものである。

2. 震度法と応答変位法

震度法は擁壁に作用する「物部・岡部の地震時土圧」を準用し、これを水平荷重としてトンネルに与え、断面力を算定する方法である。この方法は震度法として一般的であるが、過大な断面力が算出されるため設計断面が地震時で決定されることが多く必ずしも合理的な方法とは言えない。今回この欠点を補うものとして常時土圧に震度 K_h, K_v を考慮する震度法を考えた。これは地震時土圧として常時土圧に震度を考慮したものである。一方、応答変位法は本来、時々刻々変化する地震動の中で最大応答が得られる一点に着目し、その地盤変位を静的にトンネルに作用させる方法であるが、シールドトンネルの耐震解析では簡便な式で地盤変位を求め、これを通常「ばね先変位」としてトンネルに作用させる狭義の応答変位法がよく用いられる（図2）。狭義の応答変位法においては水平方向に成層をなす表層地盤の各層のせん断波速度、基盤のせん断波速度、地盤ばねのばね定数が地盤に関しての重要な項目となる。これらが与えられれば表層基盤の固有周期や波長が得られ、応答スペクトルが求められる。また地盤ばね定数は地盤の弾性係数およびせん断弾性係数や N 値から推定できる。

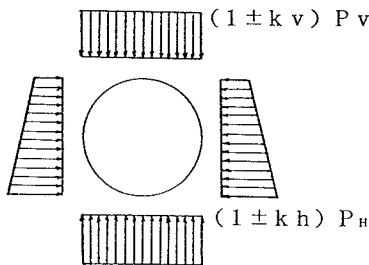


図1 震度法による計算

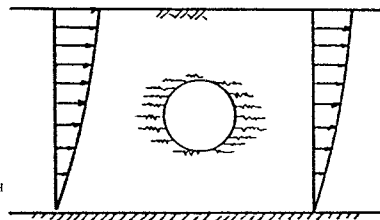


図2 応答変位法による計算

3. 計算例および計算結果

今回提案した震度法と狭義の応答変位法を用いたシールドトンネル横断方向の耐震計算を行なった。対象としたシールドトンネルの位置およびセグメントの組み方は図3に示す通りであり、ここでは一次覆工（セグメント）のみを考えた。骨組構造モデルとして慣用計算法で用いる完全剛性一様リングモデルとセグメント継手を回転ばねに、リング継手をせん断ばねに評価するはり-ばねモデル^[1]の二通りを採用した。さらに地盤条件としてよく締まった砂地盤 ($N=50$)、締まった砂地盤 ($N=25$)、ゆるい砂地盤 ($N=5$) の3種類の地盤を想定した^[2,3]。計算に用いたシールドトンネルおよび地盤の物性値をそれぞれ表1に示す。また設計震度は兵庫県南部地震を想定して $K_h = 0.835, K_v = 0.332$ (神戸海洋気象台観測値) とした。

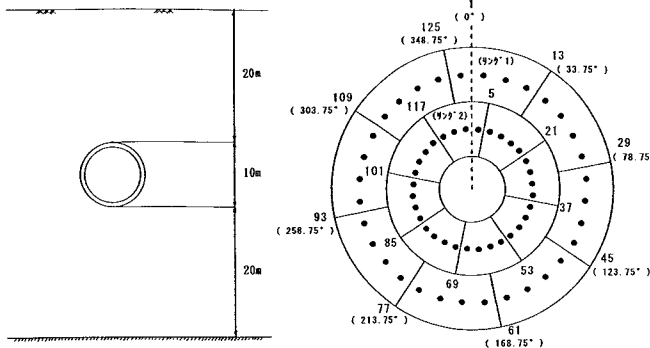


図3 トンネル位置とセグメントの組み方

表1 解析物性値

セ	外径	: 1.0 (m)
グ	ヤング率	: 3.9×10^4 (tf/m ²)
メ	厚さ	: 0.45 (m)
ン	ポアソン比	: 0.3
ト	断面積	: 0.54 (m ²)
緒	断面2次	: 7.29×10^{-4} (m ⁴)
元	モーメント	
地	ヤング率	: 2.0×10^3 (tf/m ²)
盤	ポアソン比	: 0.35
緒	湿潤密度	: 1.9 (t/m ³)

計算を行なった結果、得られた変位図および断面力図の一例を示す。図4~7は震度法をはり-ばね構造モデルに適用した結果であり、対象とした地盤は締まった砂のものである。常時土圧に対する震度 (K_h, K_v) の組合せを変えて4ケースの計算を行なった。図8,9は狭義の応答変位法を用いたものであり、同様に締まった砂を対象地盤とした。このうち図8は完全剛性一

様リングモデルを用いた場合の変位図および断面力図であり、図9ははり-ばね構造モデルによる結果をである。また表2は応答変位法を用いて、地盤条件を変化させた場合の剛性一様リングモデルおよびはり-ばね構造モデルに発生する最大変位および断面力を示したものである。

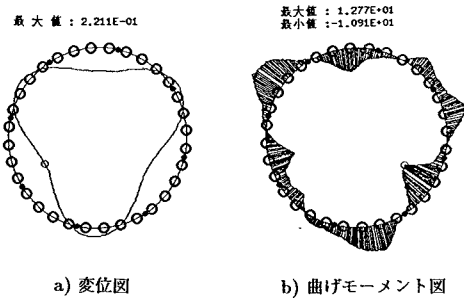


図4 Case1 (震度法, $(1 + Kv)Pv, (1 + Kh)Ph$)

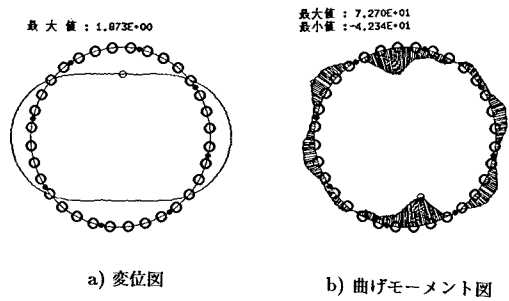


図5 Case2 (震度法, $(1 + Kv)Pv, (1 - Kh)Ph$)

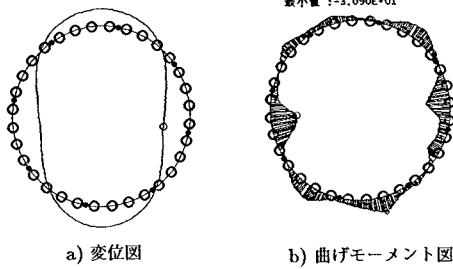


図6 Case3 (震度法, $(1 - Kv)Pv, (1 + Kh)Ph$)

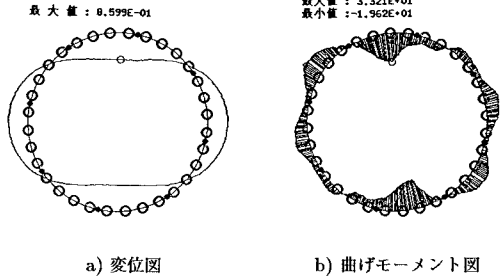


図7 Case4 (震度法, $(1 - Kv)Pv, (1 - Kh)Ph$)

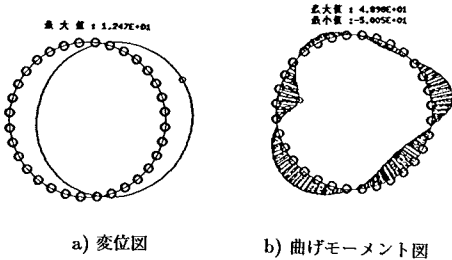


図8 応答変位法 (完全剛性一様リングモデル)

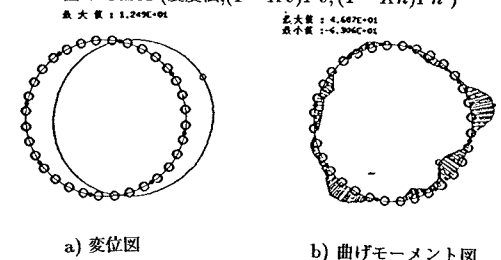


図9 応答変位法 (はり-ばね構造モデル)

表2 完全剛性一様モデルとはり-ばね構造モデルの比較

剛性一様リングモデル	はり-ばね構造モデル					
	δ max	M max	M min	Q max	N max	N min
N=50	8.8	35.5	-55.3	56.8	84.6	-96.6
		-80.9	-28.7		15.3	33.3
N=25	12.5	46.9	-63.1	60.7	82.8	-93.3
		-75.6	-14.7		-45.2	43.8
N=1	50.3	45.5	-43.6	37.1	35.3	-33.9
		-17.7	20.1		-43.6	42.6

セグメント番号 1-29 セグメント番号 30-39 セグメント番号 40-49

4. 計算結果の考察

(単位はt,m系)

震度法では地盤が悪いとケースによってはかなり大きな断面力が発生する。Case2が一番厳しい条件と考えられるが、側方からの土圧が減少するとは考えにくい。したがって、Case1,3がこれらの中で合理的と思われる。また、最大正曲げモーメント発生位置はクラウンおよびインパート付近またはスプリングライン付近であり、兵庫県南部地震でみられたクラック発生位置(クラウンから45および135度付近)を説明しにくい。一方、狭義の応答変位法による計算結果では地盤が悪くなると最大変位は大きくなるが、全体の変形としてやや傾いた卵形の変形となる。また最大正曲げモーメントは地盤が良い場合にはクラウンから90および130度付近に生ずるが、地盤が悪い場合には45および135度付近に生じており、クラックの発生が予想される位置が震度法とは異なる。兵庫県南部地震のシールドトンネルのクラック発生位置を考えると狭義の応答変位法はトンネル横断方向の耐震設計法として有効な方法であると思われる。

参考文献

- [1] 村上 博智, 小泉 淳, シールド工用セグメントのセグメント継手の挙動について, 土木学会論文集, 296,73,(1908)
- [2] 小泉 淳, シールドトンネルの耐震設計, 東京設備建設総合センタ,(1995)
- [3] 道路橋示方書, 同解説, 日本道路協会,(1983)