

レベル2地震動に対する地中構造物の 耐震計算法に関する研究

李騰雁¹, 尾儀一郎¹, 高田至郎²

¹正会員 日本技術開発 (株) (〒164-8601 東京都中野区本町5丁目33番11号)

²フェロー 工博 神戸大学教授 工学部建設学科(〒657-8501 神戸市六甲台町1-1)

最近、地中構造物の耐震設計法としては応答変位法が盛んに行われている。応答変位法の適用にあたっては、構造物をはり要素、地盤の影響をばね要素としたはり・ばねモデルの場合に地盤ばね定数の算出方法の違いによって地盤ばね定数は大きく異なっていることが過去の研究³⁾から分かった。有限要素法を用いた応答変位法は地盤ばねの算定を避けることができるが、具体的な計算手順はまだはっきり示されていない。

本文は、動的サブストラクチャー法を用いて有限要素法を用いた応答変位法に関する理論的な解明を試み、その計算手順を明らかにすることを目的とするものである。さらに、有限要素法を用いた応答変位法の妥当性や構造物周辺地盤の影響などについて検討を行う。

Key Words : *finite element method, seismic deformation method, underground structure, dynamic substructure method, seismic design*

1. はじめに

近年、世界各地で地震が多発しており、地中構造物を含む土木構造物が甚大な被害を受けている。地中構造物の耐震設計法としては、震度法、応答変位法と動的解析法などがある。震度法においては地震時土圧のメカニズムはまだ解決されていないことと、動的解析においては不釣り合い力の収束計算に膨大な時間が必要なことから、最近、地中構造物の耐震設計には応答変位法が盛んに適用されるようになってきた。

応答変位法は地中構造物の挙動が周辺地盤の変形に支配される観点から提案された方法であり、初めて地中構造物の横断面方向の耐震設計法に取り入れられたのは1977年に発表された新耐震設計法(案)である。それ以来、応答変位法における相互作用ばねの算定手法や地震荷重の作用方法などに関する研究が多数に実施され、多大な成果を得ている。とくに、立石¹⁾は動的サブストラクチャー法を用いて地震荷重の作用方法を理論的に解明した。応答変位法は基本的に地盤を相互作用ばね、構造物をはりとしてモデル化したはり・ばねモデルに自然地盤(構造物を考えない地盤)で求めた地盤変位と構造物と地盤の接触面のせん断力を作用させて地中

構造物の地震時応答を求める方法である。応答変位法を適用する際にいつも問題となるのは相互作用ばねの評価である。相互作用ばねの算出方法は種々提案されているが、太田ら³⁾の研究によると、算出方法によって地盤ばね定数は大きな差があることが分かった。この問題を解決するために、立石²⁾の提案した有限要素法(FEM)を用いた応答変位法は有効な方法であると考えられる。

本文では、FEMを用いた応答変位法の計算手順を明らかにするために、動的サブストラクチャー法を用いてFEMを用いた応答変位法に関する理論的解明を試みるとともに、計算手法の妥当性や構造物周辺地盤の影響などについても定量的に検討を行うこととする。

2. FEMを用いた応答変位法の定式化と計算手順

動的サブストラクチャー法によると、地盤～構造系モデルに対して地盤と地中構造物の接触面で切欠き地盤系と構造系の分離を図-1に示すように行うことができる。図中の*i*, *b*, *r*は解析対象領域を有限要素で離散化した節点である。*b*と*r*はそれぞれ構造物と地盤の接触面上の点と解析対象領域の境界の点であり、*i*は*b*と*r*以外の点を表す。切り

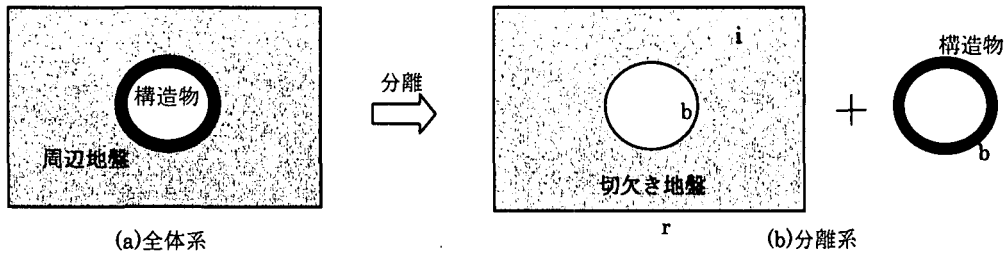


図-1 接触面による動的サブストラクチャー解析

欠き地盤と地中構造に関する運動方程式は周波数領域で表すと、下式が得られる。

$$\begin{bmatrix} D_{bb}^g & D_{br} \\ D_{rb} & D_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b^g \\ u_r^g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ p_r^g \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$[D_{bb}^s] \{u_b^s\} = \{p_b^s\} \quad (2)$$

$[D]$ は動的縮合後の構造物と地盤の動的インピーダンスで、次式で表される。

$$[D] = -\omega^2 [M] + \omega [C] + [K] \quad (3)$$

ここに、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[C]$ は減衰マトリックス、 $[K]$ は剛性マトリックス、 ω は円振動数である。式(1)と式(2)の上添字 g は切欠き地盤、上添字 s は地中構造物、 u は変位、 p は入力地震動の切欠き力をそれぞれ表す。接触面での切欠き地盤と地中構造物の変位と力の釣り合いから、式(1)と式(2)より地盤～構造系の運動方程式は式(4)のように求められる。

$$\begin{bmatrix} D_{bb}^s + D_{bb}^g & D_{br} \\ D_{rb} & D_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b \\ u_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ p_r \end{Bmatrix} \quad (4)$$

一方、構造物のない自由地盤に対して、上述の誘導を同様に行うと、自然地盤に関する運動方程式は下式のように求められる。

$$\begin{bmatrix} D_{bb}^e + D_{bb}^g & D_{br} \\ D_{rb} & D_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b^f \\ u_r^f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ p_r^f \end{Bmatrix} \quad (5)$$

ここで、上添字 f は自然地盤、上添字 e は構造物と地盤接触面内部地盤をそれぞれ表す。地中構造物の周辺地盤を十分に広く取れば、入力地震動の切り欠き力 p_r と p_r^f が等しくなることから以下の釣り合い式が得られる。

$$\begin{bmatrix} D_{bb}^e + D_{bb}^g & D_{br} \\ D_{rb} & D_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b \\ u_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{bb}^e + D_{bb}^g & D_{br} \\ D_{rb} & D_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b^f \\ u_r^f \end{Bmatrix} \quad (6)$$

数多くの地震観測と模型振動実験から地震時における地中構造物は以下の二つ振動特性を持つことが分かった¹⁾。

- ①：地中構造物は地震時に固有振動を起こすことはなく、周辺地盤に追従して振動する。
- ②：地中構造物の変形は周辺地盤の相対変位またはひずみにより支配される。

上述の地中構造物の振動特性に基づき、振動数領域の釣り合い式を時間領域に変換すると、以下のようになる。

$$\begin{bmatrix} K_{bb}^g + K_{bb}^s & K_{bi} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & K_{ir} \\ & K_{ri} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b \\ u_i \\ u_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (7)$$

$$\begin{bmatrix} K_{bb}^g & K_{bi} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & K_{ir} \\ & K_{ri} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b^f \\ u_i^f \\ u_r^f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} K_{bb}^e u_b^f \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

上式より FEM 型応答変位法の地震荷重は以下の二つの部分によって構成されることが分かった。

- ①：解析対象の切欠き地盤に対して自由地盤と同じ変位を生じさせるための等価節点力
- ②：構造物と地盤の接触面の内部地盤に対して自由地盤と同じ変位を生じさせるための接触面上の節点における等価節点力

地中構造物の振動特性および地震荷重から FEM を用いた応答変位法の計算手順は以下のように行うことができる。

ステップ1：自由地盤の等価線形解析を実施し、地中構造物上下端位置の地盤間の水平方向相対変位 d が最大となる時刻 t における地盤の変位分布を算出する。

ステップ2：等価線形解析の最終収束値を用い、構造物を除いた切欠き地盤の FEM モデルに対して、ステップ1と同じ変位分布を生じさせる等価節点力 F を算出する。

検討地盤の地層構成と物性値

番号	深さ (m)	層厚 (m)	記号	γ (tf/m ³)	D_{50}	V_s (m/s)	V_p (m/s)
1	1	1	B	1.60	0.025	120	1200
2	7	6	As1	1.70	0.07	150	1200
3	9	2	Ac1	1.70	0.04	130	1200
4	19	10	Ac1	1.65	0.008	130	1200
5	25	6	As2	1.75	0.07	200	1400
6	29	4	Ds1	1.90	0.1	280	1700
7	32	3	Dc1	1.90	0.04	240	1650
8	34	2	Ds1	2.00	0.07	240	1700
9	42	8	Dc1	1.90	0.008	240	1650
10	46	4	Ds1	1.95	0.07	280	1700
11	56	10	Dg2	2.10	2.0	400	1800
12	58	2	Dc3	1.75	0.008	270	1550
13	60	2	Ds2	1.95	0.35	400	1700
14	65	5	Dc3	1.75	0.004	300	1550
15	66	1	Ds3	2.00	0.08	350	1700
16	71	5	Dc4	1.75	0.004	350	1650
17	73	2	Ds3	2.00	0.35	350	1700
18	75	2	Dc4	1.75	0.004	380	1650
19	基盤		Dg3	2	0.35	450	1700

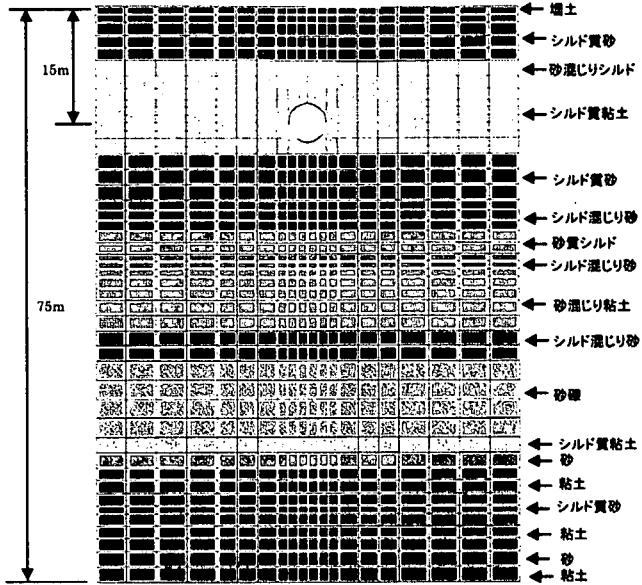


図-2 数値解析に用いる検討モデル

ステップ3：同様に、構造物と地盤接触面の内部地盤に対してステップ1の変位分布を生じさせる等価節点力 S を算出する。得られた内部地盤表面の節点に作用する等価節点力 S が、構造物と地盤の相互作用を表す周面せん断力に相当する。

ステップ4：地盤と構造物を考慮したモデルに、上で求めた等価節点力 F と S を同時に与え、構造物に生じる断面力や変位を求める。

3. 数値解析による検証

(1) 解析条件

FEM を用いた応答変位法の妥当性および周辺地盤の影響を検討するために、図-2 に示す地盤モデルを用いて数値解析を行う。

地盤は沖積層と洪積層からなり、地表面から深さ25m までは沖積層であり、以深は洪積層である。耐震設計上の工学基盤面は GL-75m に位置するせん断波速度 450m/s 以上の洪積砂礫層とした。地盤の動的変形特性は、平均粒径 D_{50} を用いて安田・山口が不覚乱試料実験によって提案した式で求める。

地中構造物は地表面から 15m のシルト質粘土に設置される一次覆工のみの剛性一様なシールドトンネルと仮定する。表-1 はトンネルの物性値を示すものである。

基盤加速度は図-3 に示す加速度波形を用いることとする⁴⁾。また、等価線形法による動的解析を

行うときに地盤モデルの側方に伝達境界を設けることとする。

表-1 トンネル物性値(一次覆工のみ)

外径 (m)	一次覆工 の厚(m)	ヤング率 (kgf/cm ²)	設計基準強 度(kgf/cm ²)
5.1	0.2	3.3×10^5	420

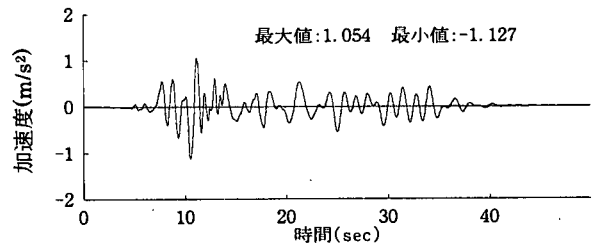


図-3 基盤加速度波形

(2) 解析結果

地中構造物の振動特性を確認するために、トンネルのない自由地盤およびトンネルのある地盤・構造物系(全体系)のモデルに対して動的解析を行った。トンネル中心位置断面およびトンネル中心位置から 28m 離れた断面の加速度および変位の分布を図-4 に示す。図-4 からわかるようにトンネルの存在が地盤の応答加速度と変位に与える影響はほとんどない。すなわち、トンネルは周辺地盤に追従して振動し、トンネルの変形は周辺地盤の相対変位またはひずみにより支配される。トンネル周辺地盤の最大ひずみについては、自由地盤の場合は約 1.5%、地盤～構造物全体系は約 2%である。また、応答加速

度は洪積層においてほとんど増幅していない。地表面から25mの沖積層に入ると地震動が大きく増幅し、その増幅率は約3倍である。

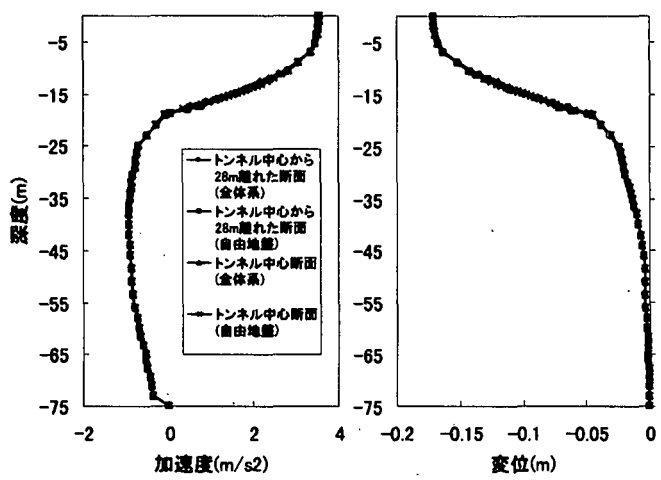


図-4 地盤の応答

トンネル周辺地盤の影響範囲を検討するため、本文では解析モデルの幅Bとトンネル外径Dの比によって表-2に示すような6ケースに分けてFEMを用いた応答変位法で解析を行った。解析モデルの深さHは幅Bに等しいとした。

表-2 検討ケース

	case1	case2	case3	case4	case5	case6
B/D	動解	11	6	3.6	2.6	1.8

各ケースにおけるトンネルに発生する断面力の分布を図-5に示す。動的解析(case1)と応答変位法の分布形状が一致しているが、応答変位法の値は若干に小さめとなっている。これは応答変位法の場合はトンネルと地盤の相互作用を厳密に表現していないためであると考えられる。自由地盤と地盤〜構造全体系の動的解析結果からも全体系のトンネル周辺地盤の最大せん断ひずみは自由地盤より約0.5%大きいことが示された。

表-3 最大モーメント $M_{max}(tf \cdot m)$ と誤差

	case1	case2	case3	case4	case5	case6
M_{max}	21.02	20.04	19.7	18.9	18.3	16.6
誤差	—	4%	6%	10%	13%	21%

また、各ケースの最大曲げモーメントおよび応答変位法と動的解析の誤差を表-3に示す。表からわかるように応答変位法と動的解析の誤差を10%以内に納めるために地盤モデルの幅は構造物幅の4倍以上が必要である。

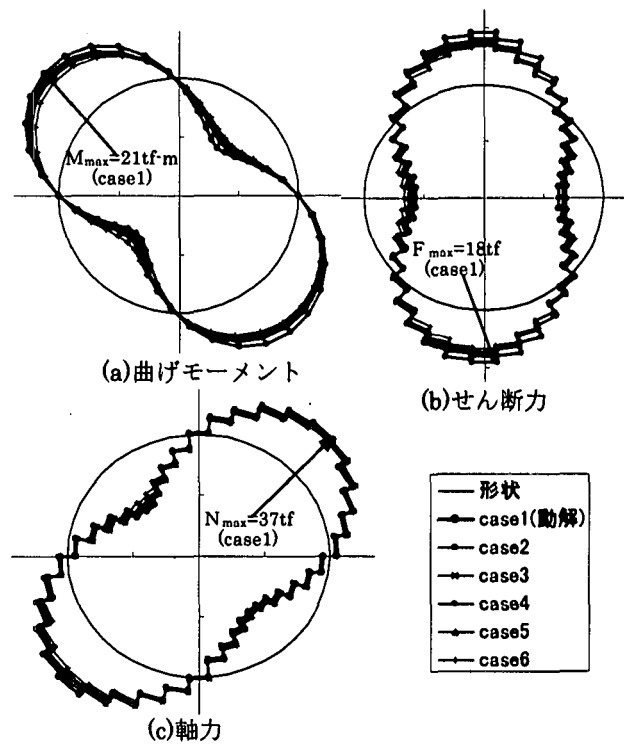


図-5 断面力の分布図

4. まとめ

本文では、動的サブストラクチャー法を用いてFEMを用いた応答変位法に関する理論的解明を試みるとともに、FEMを用いた応答変位法の計算手順を明らかにした。検討結果から応答変位法と動的解析の結果はほぼ一致していることがわかった。とくに、シールドトンネルのような非連続的な地中構造物の耐震検討にはFEMを用いた応答変位法が有効な計算方法であると考えられる。また、周辺地盤の影響を解消するために、地盤モデルの幅は構造物の4倍以上を取る必要がある結論が得られた。

【謝辞】本研究は「土木学会関西支部シールドトンネルの合理的耐震設計法に関する調査研究委員会」の研究活動の一環として実施されたものである。関係各位に謝意を表す。

参考文献

1)立石章：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究，土木学会論文集，No.441/I-18，1992。
2)立石章：静的FEMを用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究，土木学会論文集，No.519/I-32，1995。
3)太田・西田：応答変位法を用いた地下構造物の耐震設計について，第2回阪神淡路大震災に関する学術論文集，1998。
4)吉田望：DYNQE，佐藤工業(株)技術研究所報，1996。