

地下鉄道構造物横断方向の耐震解析における FEM 応答変位法の有用性

西田允俊¹·松井 保²

 1 三井住友建設(株)理事 {元大阪市交通局}(〒541-0041 大阪市中央区北浜 4-7-28) E-mail:mnishida@smcon.co.jp
 2 福井工業大学 教授(〒910-8505 福井市学園 3-6-1) Email:matsui@ccmails.fukui-ut.ac.jp

本論文は FEM 応答変位法の適用性および有用性について記述している。レベル 2 地震動における FEM 応答変位法の多層構造物への適用性を確認するため,線形弾性体と仮定した標準的な 2 層 2 径間の地下鉄 道構造物を対象とした FEM 応答変位法と 2 次元 FEM 動的応答解析法の比較,および構造物部材の非線形 性を考慮し,兵庫県南部地震により被災した神戸高速鉄道大開駅を対象とした FEM 応答変位法による被 災シミュレーションをそれぞれ行った。その結果,前者については両解析結果がほぼ一致し,FEM 応答変 位法の適用性を確認するとともに,後者については同手法の有用性を確認した。

Key Words: seismic deformation method, aseismic design method, underground railway structure static finite element method

1. はじめに

レベル2 地震動のように、地盤のみならず構造物 部材の非線形性も考慮する場合,地盤の各要素毎の 非線形性を考慮する動的解析が精度の高い解析手法 であるが、地盤の入力パラメータを精度よく設定す ることが難しいことなどから,地下構造物の実際的 な解析では、地盤の取扱いを簡略化した静的解析が 用いられることが多い。応答変位法については, 立 石 1) がサブストラクチャー法に基づき,入力動を自 然地盤で求める手法により, 地盤応答法および修正 FEM 応答変位法を理論的に導いている。著者ら 2) は、応答変位法において、「空洞地盤変位を用いる手 法」と「自然地盤変位を用いる手法」はほぼ等価と して扱えることを、地震時地盤の FEM 解析により 検証するとともに、地盤パラメータとして1次元動 的地盤応答解析から求まる各層の地震時地盤剛性を 用い,地下構造物を1層構造の線形弾性体として,骨 組みモデル応答変位法および FEM 応答変位法を用 いて解析を行った。その結果,前者の解析法では,上 記の両手法による結果が必ずしも一致しないが、後 者では、ほぼ一致する合理的な解析法であることを 確認している。なお, FEM 応答変位法の「自然地盤 変位を用いる手法」は先に述べた立石が理論的に導

いた地盤応答法と等価であり、同じく修正 FEM 応 答変位法に地下構造物の慣性力を考慮すると等価と なる。しかし、これまでの検討は地下構造物を1層 構造の線形弾性体とした場合のみである。本論文で は、FEM 応答変位法の適用性についてさらに検討を 加える。

本論文の構成は、まず FEM 応答変位法の多層構 造物への適用性を確認するため、多層地盤における 線形弾性体と仮定した標準的な2層2径間の地下鉄 道構造物を対象として, FEM 応答変位法の解析結果 と 2 次元 FEM 動的応答解析法における上下床版間 相対変位が最大となる時刻の応答値、および地震継 続時間中に生じる時刻歴応答値との比較を行う。次 ぎに,初期応力および構造物部材の非線形性を考慮 し,兵庫県南部地震により被災した神戸高速鉄道大 開駅の FEM 応答変位法による被災シミュレーショ ンを行い、この手法の有用性を確認する。なお、本論 文では、地盤の非線形性については、地震時の動的 物性値は等価線形化法によりひずみレベルに応じた せん断弾性定数と減衰定数を設定する³⁾。ここで、 先にも述べたが、FEM 応答変位法では、この等価線 形化法を用いる1次元動的地盤応答解析から求まる 各層の地震時地盤剛性を簡略化した地盤パラメータ



図-1 解析対象地下鉄道構造物と地盤モデル

表-2 構造物部材の物性値

		材 質	強 度	
5	コンクリート	設計基準強度 σ_{ck} =20.60 N/mm ²		
鉄	主筋,配力筋	SD30	σ_{sy} =294.30 N/mm ²	
筋	肋 筋	SR24	σ_{sy} =235.44 N/mm ²	

として用いており、これと比較する 2 次元 FEM 動 的応答解析も、解析条件をあわせるため同じ地盤剛 性を用いる。

2. 2 層 2 径間の地下鉄道構造物における FEM

応答変位法の適用性の検討

本章では、構造物の周辺地盤条件が深度による大 きな差異のない東大阪地域の多層地盤における標準 的な 2 層 2 径間の地下鉄道構造物を対象として、 FEM 応答変位法解析結果と2次元 FEM 動的応答解 析法の応答値を比較する。

(1) 解析条件

解析対象地下鉄道構造物と地盤モデルを図-1,解 析に用いる地盤の物性値を表-1,および構造物部材 の物性値を表-2に示す。入力地震動は図-2に示す東 大阪区域標準想定地震動基盤波形(4-26EW 成分)⁴⁾ を用いる。ここで,構造物部材を線形弾性体(初期 剛性)とし常時荷重は考慮しない。FEM 応答変位法 については、著者らはすでに「空洞地盤変位を用い



図-2 東大阪区域標準想定地震動基盤波形 (4-26EW 成分)

る手法」と「自然地盤変位を用いる手法」は等価と して扱えることを検証しているので、ここでは FEM 応答変位法の「自然地盤変位を用いる手法」を用い る²⁾。FEM 応答変位法の地震時断面力算定に用いる 解析プログラムは FERED,解析モデルは深さ 32.0m,幅 100m とし、境界条件については、下方は 節点の水平・鉛直方向を拘束、側方は節点の水平方 向を自由、鉛直方向を拘束とする。2 次元 FEM 動的 応答解析に用いる解析プログラムは SUPER FLUSH、解析モデルの大きさはFEM 応答変位法と 同じとし、境界条件は下方粘性境界、側方エネルギ 一伝達境界とする。

(2) FEM 応答変位法解析結果と 2 次元 FEM 動的応 答解析法における上下床版間相対変位が最大と なる時刻の応答値の比較

1次元動的地盤応答解析において、構造物上下床





(a) FEM応答変位法による構造物変位



(a) FEM応答変位法による曲げモーメント 図-5 FEM 応答変位法と動的解析法の比較(曲げモーメント)

版位置の地盤相対変位が最大となる時刻(17.44sec) における地盤変位分布を図-3,同時刻における地盤 変位と周面せん断力を用いる FEM 応答変位法解析 から得られた構造物変位を図-4(a). 発生曲げモーメ ントを図-5(a)に, また 2 次元 FEM 動的応答解析法 から得られた構造物上下床版間相対変位が最大とな る時刻(17.38sec)の構造物変位を図-4(b),発生曲 げモーメントを図-5(b)に示す。構造物の上下床版間 相対変位および曲げモーメントは FEM 応答変位法 の方が3%程度大きいが、その差は最大5%程度であ り、両者はほぼ一致しているといえる。なお、図には 示していないが, せん断力についても同程度に両者 が一致していることを確認している。



図-62層2径間モデルにおける着目点



(b) 動的解析法による構造物変位 図-4 FEM 応答変位法と動的解析法の比較(構造物変位)



(b) 動的解析法による曲げモーメント

(3) FEM 応答変位法から求まる曲げモーメントと2 次元 FEM 動的応答解析法から求まる曲げモー メントの時刻歴応答値との比較

図-6に示す8箇所に着目し、FEM応答変位法から 求まる曲げモーメントと2次元 FEM 動的応答解析 法から求まる曲げモーメントの時刻歴応答値を比較 して図-7(a)~(h)に示す。これらの図におい て、両者の曲げモーメントの最大値はほぼ一致して いる。しかし、2 次元 FEM 動的応答解析では、下層 階の下床版右隅角部,側壁下部隅角部,およびB2階中 柱下端では構造物上下床版間相対変位が最大となる 時刻(17.38sec)より以前に最大曲げモーメントが 発生しており、僅かではあるが曲げモーメントの最



図-7 FEM 応答変位法と動的解析法による曲げモーメントの比較

大値が FEM 応答変位法の解析結果を超えている。 すなわち,2次元 FEM 動的応答解析法の解析結果で は、上層階の構造物最大相対変位は 17.38sec 付近で 発生、下層階の構造物最大相対変位は 17.38sec 以前 に発生しているので、下層階部分の最大発生曲げモ ーメントが FEM 応答変位法解析結果を僅かではあ るが超えている。これは、上層階の構造物最大相対 変位が生じる時刻の上層階の地盤相対変位 9.1cm は 図・3 に示す上層階の地盤相対変位 9.0cm とほぼ等し いが、下層階の構造物最大相対変位が生じる時刻の 下層階の地盤相対変位 3.8cm は図・3 に示す下層階の 地盤相対変位 3.5cm より大きいことによる。しかし、 いずれにしても FEM 応答変位法解析結果は 2 次元 FEM 動的応答解析法の時刻歴応答値の最大値とほ ぼ一致した。

(4) まとめ

標準的な 2 層 2 径間の地下鉄道構造物において, FEM 応答変位法解析結果は2次元 FEM 動的応答解 析法の構造物上下床版間相対変位が最大となる時刻 の応答値,および時刻歴応答値の最大値ともほぼ一 致した。今後,構造物の周辺地盤条件を変えて検討 事例を追加し適用性が確認できれば,一般的な 2 層 構造物へのFEM 応答変位法の適用が可能と考える。

3.FEM 応答変位法による神戸高速鉄道大開駅

の被災シミュレーション

(1)1層2径間の地下鉄道構造物におけるジョイン ト要素有無の比較事例

初期荷重(常時荷重)および構造物部材の非線形 性を考慮し,1層2径間の標準函形地下鉄道構造物を 対象として、ジョイント要素有無の2ケースに対し て FEM 応答変位法解析を行った。解析対象地下鉄 道構造物と地盤モデルを図-8,解析に用いる地盤の 物性値を表-3にそれぞれ示す。ここで地盤の物性値 の設定には表-1に示した算定式を用いている。構造 物部材の物性値は先に示した表-2と同じである。入 力地震動は図-9に示す東大阪地域暫定地震波洪積層 上面波形4)を用いた。解析の結果得られた地盤~構 造物間の接触面応力分布(ジョイント要素無し)と ともに、地盤~構造物間の滑り・剥離状況(ジョイ ント要素有り)を図-10 に比較して示す。ここで、滑 りについては地盤~構造物間に作用するせん断力は 地盤のせん断耐力 $\tau_{max} = c + \sigma' \tan \phi(c, \phi: t)$ ん断パラメータ)を超えないものとし、ジョイント 要素のせん断弾性係数 Ks(kN/m²) は地盤のせん断 弾性係数 G(kN/m²)と同値とした。剥離について は,地盤~構造物間には圧縮力のみ作用し, 引張力作 用時には切り離すものとした。図-10から、ジョイン ト要素無しの場合の引張応力発生個所とジョイント 要素有りの場合の剥離発生個所が対応していること が判る。なお、図には示していないが、ジョイント要 素無しの場合、上床版と下床版の中央部で地盤のせ ん断耐力 24.5 kN/m² を超える 45.2 kN/m² および 43.2 kN/m² のせん断応力がそれぞれ発生しており、 このせん断応力発生個所とジョイント要素有りの場 合の滑り発生個所が対応していること,および最大 曲げモーメントが発生する側壁下部隅角部において, ジョイント要素無しの場合の曲げモーメントが 612.1kN・m/m.せん断力が 528.8 kN/m であるのに 対して、ジョイント要素有りの場合はそれぞれ 452.2 kN・m/m, 312.0 kN/m となり、ジョイント要 素無しの場合の方が有りの場合よりそれぞれ 1.35 倍および 1.69 倍大きいことを確かめている。

(2) 解析条件

神戸高速鉄道大開駅を解析対象とし、大開駅周辺 の地盤柱状図と構造物モデルを図-11,解析に用い る地盤の物性値を表-4にそれぞれ示す。構造物部材 の物性値は部材の実強度を用いており表 5 に示す。 入力地震動は、ポートアイランドで観測された強震 記録から、著者らが地震計設置時のずれ補正ならび に大開駅断面方向の地震動に換算を行い補正波 (E+F)を作成し、次ぎに表層地盤の影響を剥ぎ取っ た G.L.-83m の入射波成分(2E)を作成する。解析 に用いる入力地震動を図-12に示す。ここでは、FEM 応答変位法の「自然地盤変位を用いる手法」を用い 2),常時荷重解析により構造物部材の初期応力を求 め、これに本事例では先に述べたジョイント要素有 無の比較事例を考慮して地盤~構造物間にジョイン ト要素を配置し、構造物部材の非線形性については トリリニアモデルのM-Φ曲線を用いて算出した地 震による増加応力を加算して地震時応力を算出する。

(3) 解析結果

曲げモーメントの耐力照査結果を図-13, せん断 カの耐力照査位置を図-14, せん断力の耐力照査結 果を表-6 にそれぞれ示す。図-13 では, 発生曲げモ ーメントは, 床版および中柱とも降伏モーメントに は達していないが, ひび割れ領域に入っており, ま た表-6から中柱の発生せん断力はせん断耐力にほぼ 近い値となっており, せん断破壊先行型であること を示している。当該駅は兵庫県南部地震により駅横 断方向のボックスラーメンが菱形に変形し, 中柱に 発生したせん断力が中柱に作用している上載土に起 因する軸力に加わり, 中柱がせん断破壊して圧壊し た⁵⁾ ものである。当該個所の地震力の大きさが不確 実であることを考慮すれば, 1 次元動的地盤応答解 析から求まる各層の地震時地盤剛性を簡略化した地 盤パラメータとして用いる FEM 応答変位法により,

表-3 東大阪地域地盤物性値



図-8 東大阪地域地盤における解析対象構造物と 地盤モデル



※ハッチング部は構造物位置を示す



図-9 東大阪地域暫定地震波洪積層上面波形



図-10 地盤~構造物間の接触面応力分布(ジョイント要素無し) および滑り・剥離状況(ジョイント要素有り)の比較



図-11 大開駅周辺の地盤柱状図と構造物モデル

表-4 大開駅周辺地盤の物性値

	土 層	深さ m	層厚 m	N 値	γ kN/m ³	ν	V _s m/sec	v p mísec	G ₀ kN/m ²
第 1層	冲腾胎性土	1.70	1.70	5	15.7	0.488	140	900	31392.0
第 2層	沖積粘性土	3.40	1.70	5	15.7	0.488	140	900	31392.0
第 3層	沖藤/質土	4.80	1.40	20	16.7	0.488	140	900	33354.0
第 4層	沖酸資土	5.20	0.40	20	16.7	0.488	140	900	33354.0
第 5層	沖衝沙質土	5.70	0.50	20	16.7	0.488	140	900	33354.0
第 6層	沖衝沙質土	5.80	0.10	20	16.7	0.488	140	900	33354.0
第 7層	沖酸資土	6.20	0.40	40	17.7	0.487	220	1400	87208.9
第 8層	沖酸資土	7.91	1.71	40	17.7	0.487	220	1400	87208.9
第 9層	沖酸資土	8.40	0.49	40	17.7	0.487	220	1400	87208.9
第10層	洪積粘性土	9.62	1.22	15	17.7	0.494	190	1700	65046.2
第11層	洪積粘性土	10.12	0.50	15	17.7	0.494	190	1700	65046.2
第12層	洪積粘性土	10.72	0.60	15	17.7	0.494	190	1700	65046.2
第13層	洪積粘性土	11.15	0.43	15	17.7	0.494	190	1700	65046.2
第14層	洪積船性土	13.40	2.25	15	17.7	0.494	190	1700	65046.2
第15層	洪積粘性土	15.40	2.00	15	17.7	0.494	190	1700	65046.2
第16層	洪積粘性土	17.40	2.00	15	17.7	0.494	190	1700	65046.2
第17層	洪積沙質土	19.00	1.60	50	19.6	0.481	400	2100	320326.9
第18層	洪積沙質土	21.00	2.00	50	19.6	0.481	400	2100	320326.9
第19層	洪積沙質土	23.00	2.00	50	19.6	0.481	400	2100	320326.9
基盤層	洪霞/資土	-	-	50	20.6	0.470	500	2100	525535.4





図-12 大開駅基盤波形 (GL-83m) 2E 成分

表-5 大開駅の構造材料の実強度

材料	部材	設計基準 強度(N/mm ²)	実強度 (標準偏差) (N/mm ²)		
コン	上下床	20.60	37.28		
クリ	版 側壁		(2.65)		
ート	中 柱	23.54			
鉄筋	全部材	235.44	306.07		







図−14 せん断力の耐力照査位置

		曲げモーメント	軸力	せん断力	せん断耐力	せん断耐力の
		M _d (kN · m)	N _d (kN)	V _d (kN)	Vyd (kN)	安全性 Vyd/ Vd
上床版	0	651.4	230.5	570.9	945.7	1.657
	2	584.7	335.5	416.9	739.7	1.774
伯晓	3	669.0	393.4	248.2	464.0	1.869
E	4	677.9	561.1	362.0	438.5	1.211
下床版	5	593.5	373.8	433.6	817.2	1.885
T PINAR	6	690.6	259.0	559.2	982.0	1.756
中柱	7	1050.7	4449.8	525.8	546.4	1.039
	(8)	1064.4	4497.9	528.8	545.4	1.031

表-6 せん断力の耐力照査結果

奥行き 1m 当たり,中柱は1本当たり

神戸高速鉄道大開駅の被災状況をほぼ再現できたの で、本手法の有用性が確認できた。なお、先に述べた ように FEM 応答変位法の「自然地盤変位を用いる 手法」は地盤応答法および修正 FEM 応答変位法と 基本的に等価であり、実務上の有用性は同じと考え られる。しかし、FEM 応答変位法では、アーチ構造 や複雑な形状の構造物に対して「空洞地盤変位を用 いる手法」を用いることができるという利点があり、 この意味でも有用性のある解析手法であると考えら れる。今後、被災事例が増えてくれば、本解析手法の 有用性をより詳細に検討していきたい。

4.むすび

標準的な2層2径間の地下鉄道構造物を対象とし てFEM 応答変位法と2次元FEM 動的応答解析法 の比較を行い,FEM 応答変位法の適用性を確認する とともに,神戸高速鉄道大開駅を対象としてFEM 応答変位法による被災シミュレーションを行い,同 手法の有用性を確認した。以下に,本論文で得られ た知見をまとめる。

(1)東大阪地域の多層地盤における線形弾性体と仮 定した標準的な2層2径間の地下鉄道構造物を対象 として,FEM応答変位法解析結果と2次元FEM動 的応答解析法の応答値を比較した。ここで,2次元 FEM 動的応答解析法は,構造物の上下床版間相対 変位が最大となる時刻の応答値のほか,地震継続時 間中に生じる時刻歴応答値の最大値についても比較 した。その結果,両者はいずれもほぼ一致した。し たがって,この解析事例において FEM 応答変位法 の適用性が確認できた。

(2)神戸ポートアイランドの強震記録と地盤モデル より基盤入力波を求めて、これを入力地震動とし、 構造物部材の非線形性を考慮して、神戸高速鉄道大 開駅を対象に FEM 応答変位法による被災シミュレ ーションを行った。その結果、FEM 応答変位法によ り神戸高速鉄道大開駅の被災状況をほぼ再現できた ので、本手法の有用性が確認できた。

参考文献

- 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, pp. 139-148, 1995
- 2) 西田允俊・松井 保:線状地下構造物横断方向の耐震 解析における応答変位法の適用性評価に関する研究, 第48回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 271~278, 2003
- 3) 荒川直士・常田賢一:地盤の地震時応答特性の数値解 析法,建設省土木研究所資料第1778号、1982
- 大阪市計画局都市耐震化計画室:大阪市土木・建築構 造物震災対策技術検討会報告書,1997
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大 震災調査報告, 土木構造物の被害 p.30, 1998

(2005.3.8 受付)

EFFECTIVENESS OF FEM SEISMIC DEFORMATION METHOD IN ASEISMIC ANALYSIS OF UNDERGROUND RAILWAY STRUCTURE

Masatoshi NISHIDA and Tamotsu MATSUI

In this paper, comparison between FEM seismic deformation analysis and two-dimensional FEM dynamic response analysis was performed, for a typical underground railway two-layered structure with two spans which was assumed to be composed by linear elastic elements. This study was performed under the assumption that the earthquake was rated at the level 2. As the results, the applicability of the seismic deformation methods using static FEM technique to a typical underground railway two-layered structure with two spans was confirmed. Taking non-linearity of structural beam into consideration, damage simulation due to FEM seismic deformation method was carried out, for the Daikai Station of Kobe Rapid Transit System which was severely damaged by the 1995 Kobe Earthquake, followed by confirming the effectiveness of FEM seismic deformation method.