

埋設地下構造物の横断面の耐震性評価

若築建設 酒井久和*
運輸省 清宮 理**

埋設地下構造物の横断面の耐震評価手法の妥当性を検証する目的で、阪神・淡路大震災で崩壊した地下構造物を対象に事例解析を行った。解析は2次元FEMを用い、地下構造物の横断面に対して、地盤および構造物の非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行った。解析の結果、被災断面の中柱および側壁において、保有せん断耐力に達するせん断力、保有ひび割れ曲げ耐力を越える曲げモーメントが作用することが判明した。また、構造物の崩壊原因が中柱にあり、中柱下端部における破壊要因はせん断破壊と考えられることが分かった。さらに、数種類の地震波を入力するケーススタディを行うことにより、新設計仕様による復旧断面に対しては、採用する入力地震動によっては、鉛直動を考慮すると側壁上端、上床版両端のせん断ひずみが平均15%、最大26%大きくなることが明らかになった。

1. はじめに

1995年、1月17日に発生した阪神・淡路大震災は、近代日本が初めて経験した大都市直下型の地震であり、そのため、神戸市での幾つかの大規模な埋設地下構造物が想定以上の地震動を受け、被災するに至った。このうち、地下鉄駅舎の被害は特に甚大であったことから、数値解析による被災要因分析が数多くなされている^{1), 2)}等。これらで採用されている解析手法は、応答変位法から3次元非線形動的解析まで多岐にわたっているが、地盤と構造物の双方の非線形性を考慮した動的解析はあまり行われていないのが現状である。そこで本研究では、地盤および構造物の非線形性を考慮した2次元FEMによる時刻歴応答解析で、震災で最も被害の大きかった神戸高速鉄道・大開駅を対象として、構造物横断面の被災メカニズムについて考察を加える。さらに、復旧断面に対して、数種類の地震波を入射することにより、横断面の耐震性を調べるとともに、鉛直動の影響について検討を行う。

2. 解析条件

キーワード：埋設地下構造物、非線形動的解析、耐震設計

* 若築建設(株)土木本部設計部、03-3492-0495

** 運輸省港湾技術研究所構造部、0468-44-5031

(1)解析方法

検討は地盤および構造物の非線形性を考慮した2次元FEMで、時刻歴応答解析を行う。解析に用いる計算時間間隔は1/1,000秒で、非線形計算には、酒井・澤田・土岐の時間積分法³⁾を用いる。また、側方境界は仮想仕事の原理に基づく粘性境界⁴⁾、底面は粘性境界とする。

(2)解析モデル

地盤は平面ひずみ要素で、その非線形性は地盤を弾性—完全塑性体とし、破壊基準をMohr-Coulombの破壊規準に従うと仮定する。解析に用いる土質分布および解析メッシュを図-1に、地盤物性値を表-1に示す。ただし、解析対象振動数を20Hzまでとしてメッシュ分割を行った。

一方、構造物は曲げ変形とせん断変形を考慮するため、Timoshenkoのはり理論に基づくBeam要素を採用し、構造物の非線形性は、せん断に対して弾性—完全塑性体、曲げに対してtri-linearな性状を示すと

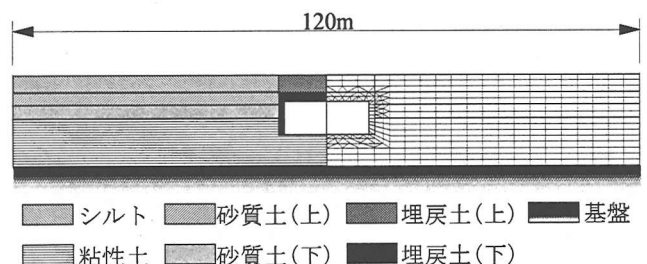


図-1 土質分布および解析メッシュ

表-1 地盤物性値

土質	深度 (m)	Vs (m/sec)	γ_i (tf/m ³)	ν	ϕ (°)	c_u (tf/m ²)
シルト	0.0~3.4	140	1.7	0.33	0	4.0
砂質土(上)	-3.4~-5.8	140	2.0	0.49	40	0.0
砂質土(下)	-5.8~-8.4	220	2.0	0.49	30	0.0
粘性土	-8.4~-17.5	190	1.9	0.49	0	9.6
埋戻土(上)	0.0~3.4	140	1.9	0.33	27	0.0
埋戻土(下)	-3.4~-17.5	140	1.9	0.49	27	0.0
基盤	-17.5~	330	2.0	0.49	-	-

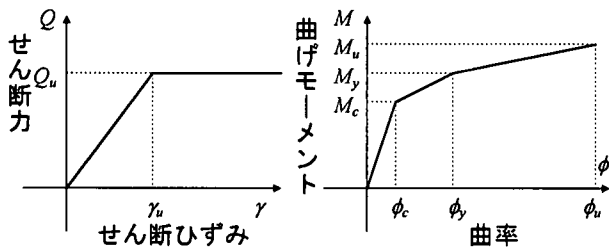


図-2 梁要素の非線形特性

仮定する。Beam要素の復元力特性は、既往の研究の震災前後の横断面^{1), 5)}から、地震時保有水平耐力を算定し⁶⁾、図-2に示すような $Q-\gamma$ (せん断力-せん断ひずみ)、 $M-\phi$ (曲げモーメント-曲率)関係を設定する。また、地盤および構造物の減衰は、Rayleigh減衰で系の1次の固有振動数と10Hzで減衰定数が5%となるよう設定した。

(3)入力地震動

解析は、次に示す4種類の地震動を入射波の2倍(2E)と考えて、基盤面に入射する。

- ① 神戸海洋気象台のNS, UD方向の観測波。(JMA)
 - ② ポートアイランド K.P.-79mのNS成分を方向補正し、基盤での2E成分を時間領域での逆算法⁷⁾により求め、20Hzまでのローパスフィルターに通した推定波、K.P.-79mのUD方向の観測波。(IDT-PI)
 - ③ ポートアイランド K.P.-79mの観測波のNS成分を道路橋示方書(改訂中案)のタイプ2、1種地盤の応答加速度スペクトルに適合させた波、UD方向の観測波。(FIT-PI)
 - ④ JR警報地震計(鷹取駅, FD serial No.R-043)の観測波⁸⁾のNS成分を③と同じ応答スペクトルに適合させた波、UD方向の観測波。(FIT-TKT)
- 上記の入力地震波を図-3に示す。

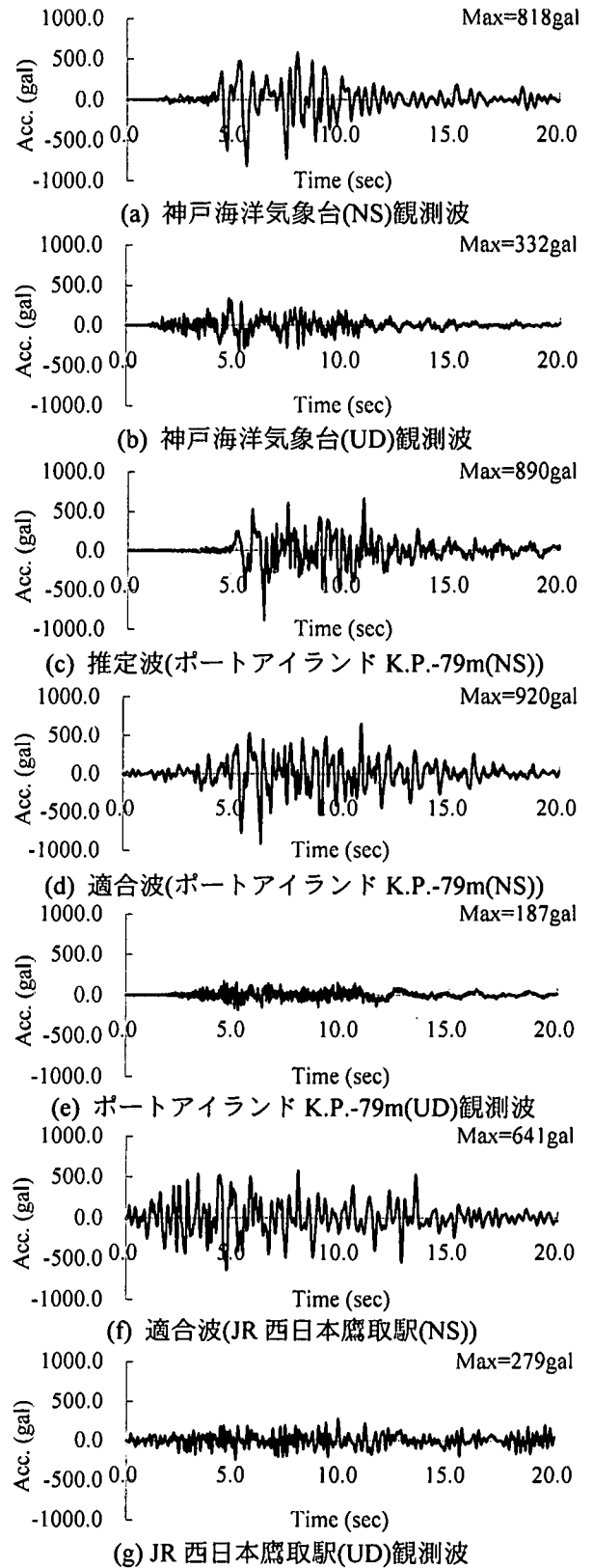


図-3 入力地震動

3. 解析結果

(1)被災メカニズムの検討

大開駅の被災メカニズムの検討を行うために、被災前の横断面に対して、前述のJMA, IDT-PIの2種類の入力地震動の水平動のみを入射する場合(H)、水

表-2(a) 部材のせん断および曲げ塑性率(JMA)

部材	位置	NS 入射		NS+UD 入射	
		μ_Q	μ_M	μ_Q	μ_M
側壁 (海側)	上端	1.71	1.03	4.45	1.04
	中央	0.74	0.40	0.87	1.02
	下端	1.21	1.03	2.25	1.04
側壁 (山側)	上端	1.84	1.04	2.27	1.04
	中央	0.78	0.64	0.95	0.86
	下端	1.37	1.02	2.19	1.05
中柱	上端	3.72	1.37	3.71	1.39
	中央	4.29	1.00	4.05	0.91
	下端	4.77	1.42	5.81	1.40
上床版 (海側)	側壁側	0.84	1.08	1.00	1.08
	中央	0.42	1.06	0.37	1.05
	中柱側	0.54	0.27	0.56	0.32
上床版 (山側)	側壁側	0.89	1.08	0.94	1.09
	中央	0.40	1.06	0.42	1.07
	中柱側	0.52	0.24	0.56	0.29

平動と鉛直動を同時入射する場合(H+V)の計4ケースについて解析を行った。

まず、構造部材の破壊状態を検討するために、せん断および曲げに関する塑性率を表-2(a), (b)に表す。ただし、表中の部材箇所を示す上端、下端、側壁側および中柱側は、各部材のハンチ側の端部を指し、また、せん断、曲げ塑性率は、各々以下のように定義する。

せん断塑性率 μ_Q :

$$\mu_Q = \delta / \delta_u$$

ここに、 γ_u は終局せん断ひずみを表す。

曲げ塑性率 μ_M :

$$\mu_M = \phi / \phi_c \quad (\phi < \phi_c)$$

$$\mu_M = 1 + (\phi - \phi_c) / (\phi_y - \phi_c) \quad (\phi_c \leq \phi < \phi_y)$$

$$\mu_M = 2 + (\phi - \phi_y) / (\phi_u - \phi_y) \quad (\phi_y \leq \phi < \phi_u)$$

$$\mu_M = 2 + \phi / \phi_u \quad (\phi_u \leq \phi)$$

ここに、 ϕ_c 、 ϕ_y 、 ϕ_u はそれぞれ、ひび割れ時、降伏時、終局時の曲率を表す。したがって、 $1 \leq \mu_M < 2$ でひび割れ破壊状態、 $2 \leq \mu_M < 3$ で降伏破壊状態、 $3 \leq \mu_M$ で終局破壊状態にあることを意味する。

表-2(a), (b)より、まず、中柱に関しては、せん断塑性率がいずれのケースについても中柱下端部で4を遙かに越え、他の部分よりも大きくなっており、

表-2(b) 部材のせん断および曲げ塑性率(IDT-PI)

部材	位置	NS 入射		NS+UD 入射	
		μ_Q	μ_M	μ_Q	μ_M
側壁 (海側)	上端	1.34	1.02	1.19	1.03
	中央	0.67	0.41	0.69	0.47
	下端	0.95	1.01	0.93	1.01
側壁 (山側)	上端	1.09	1.03	1.52	1.03
	中央	0.66	0.43	0.65	0.52
	下端	0.93	0.97	1.00	0.98
中柱	上端	3.58	1.33	3.45	1.33
	中央	3.38	1.02	3.36	1.02
	下端	5.59	1.38	5.64	1.40
上床版 (海側)	側壁側	0.77	1.05	0.80	1.06
	中央	0.36	1.04	0.37	1.05
	中柱側	0.49	0.28	0.54	0.24
上床版 (山側)	側壁側	0.79	1.06	0.84	1.06
	中央	0.38	1.05	0.37	1.05
	中柱側	0.51	0.25	0.52	0.28

実際の被災状態をよく説明できる結果となっている。一方、曲げについては、上端、下端部で地震波の違い、鉛直動の有無に関わらず塑性率が1.3~1.4程度で、ひび割れ破壊は起こしているが、降伏破壊は起こしていない範囲にある。

次に、側壁に関しては、上端部のせん断塑性率が下端部より大きくなっており、上端部の方がせん断に対して厳しい状態にあることが分かる。この場合、上端部のせん断塑性率は1を越えており、せん断破壊を起こすには十分のせん断力が作用したことになる。しかし、後述するように、中柱のせん断破壊の方が時間的に早かったことから、実際の側壁上端部の損傷が、応答解析が示すようなせん断保有耐力を越えるせん断力が作用したためではなく、中柱の破壊による構造系の変化が要因であったと考えられる。また、曲げについては塑性率が1程度で、ひび割れが発生する程度の曲げモーメントが作用したことが伺える。

最後に上床版に関しては、他の部材に比べ、小さなせん断力しか作用せず、また、曲げに関してもひび割れが発生する程度の曲げモーメントしか作用していないことから、上床版の損傷も側壁と同様に、中柱の破壊による構造系の変化が要因であると考え

られる。

さらに、構造物の被災要因をより詳細に検討するために、JMA および IDT-PI、各々の H+V のケースに

ついて、側壁（海側）と中柱のせん断，曲げ塑性率の時間的变化に着目し、その時刻歴を図-4(a), (b) に示す。

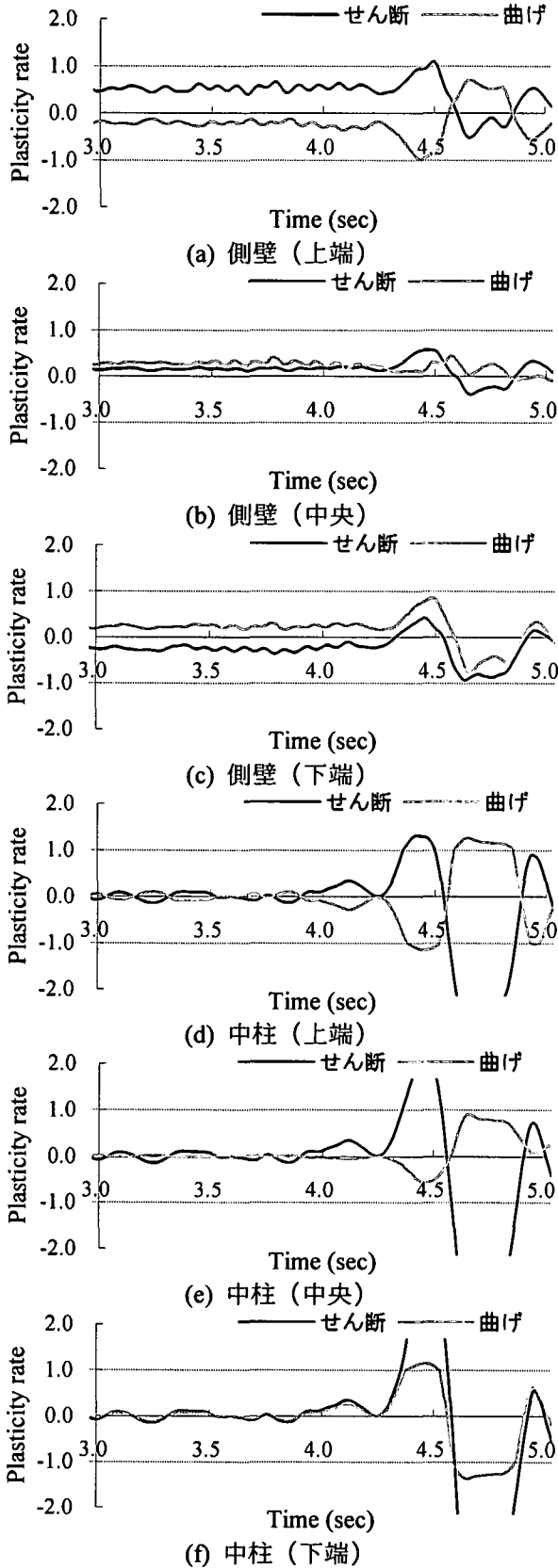


図-4(a) せん断および曲げ塑性率の時刻歴 (JMA(H+V))

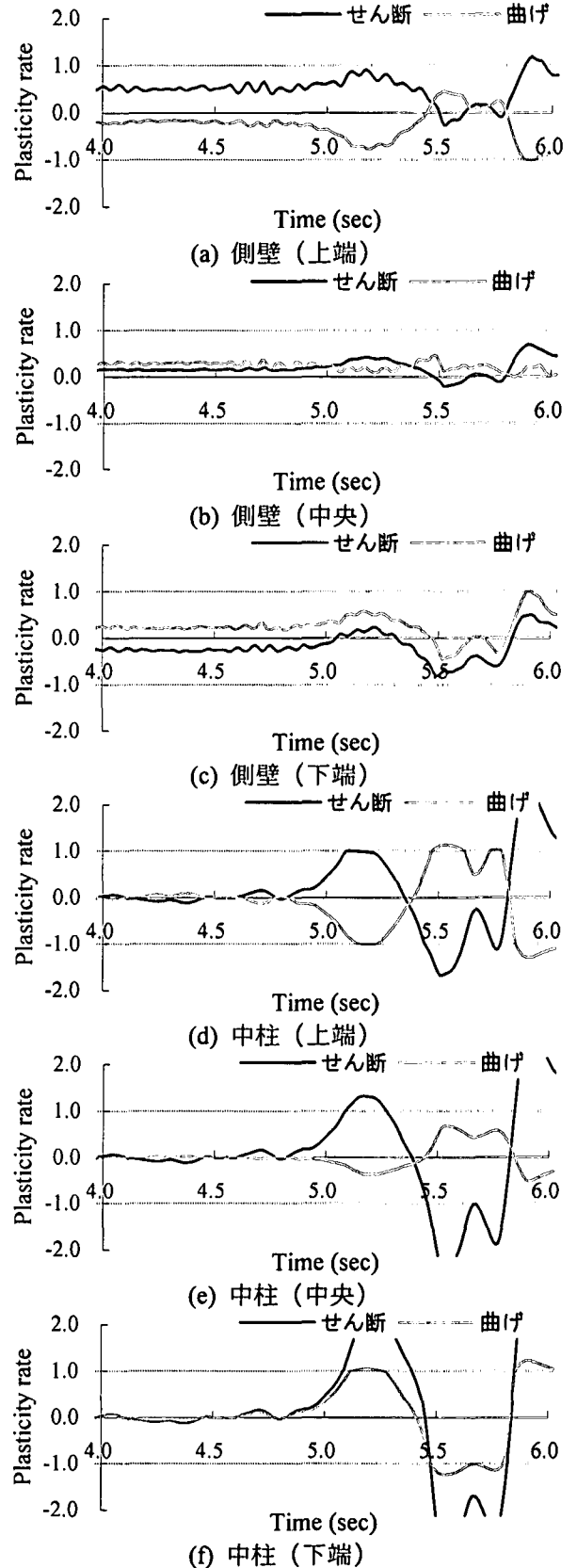


図-4(b) せん断および曲げ塑性率の時刻歴 (IDT-PI(H+V))

図-4(a)より、JMA(H+V)のケースでは、4.3秒付近で、中柱上端部のせん断、曲げ塑性率、中央部のせん断塑性率、下端部のせん断、曲げ塑性率が、ほぼ同時に1を越えて、塑性域に入っている。しかし、解析ステップごとに塑性率の変化を注視すると、このうち、中柱下端部のせん断ひずみが終局せん断ひずみに達するのが最も早く、次いで、中央部、上端部と順に終局せん断ひずみに達していることが分かる。一方、曲げに関しては、それより少し遅れて、中柱下端部、上端部の順に曲げモーメントがひび割れ曲げモーメントに達している。しかし、下端部の曲げモーメントは、中柱がせん断破壊に至るまでは上端部よりも小さく、せん断破壊後に下端部に作用する水平力の増分をせん断が受け持たないために、上端よりも先にひび割れ曲げモーメントに達したと考えられる。また、図-4(b)のIDT-PI(H+V)のケースでも、これと全く同様のことが5.1秒付近で起こっている。したがって、中柱の破壊は、曲げによるひび割れが構造的弱点となりせん断破壊を起こす曲げせ

ん断破壊ではなく、単なるせん断破壊によるものであると考えられる。これは、実際に中柱下端が破壊箇所となっている被災状況とも一致しており、もし、曲げによるひび割れが誘因となり、破壊が起こったとするならば、前述のように上端の曲げモーメントの方が下端よりも、ひび割れ曲げモーメントに達するのが早くなるため、上端部でひび割れによる構造的弱点が生じ、せん断破壊に至るはずであることから裏付けられる。

一方、側壁部では、JMA(H+V)のケースでは4.5秒付近、IDT-PI(H+V)では5.9秒付近で、側壁上端のせん断、曲げ塑性率が1を多少越えている。しかし、表-2で示したような大きな塑性率が生じるには、さらに時間を要することから、側壁上端部の破壊は中柱の崩壊による構造系の変化が要因となっていると考えられる。

参考のため、表-2の4つの解析ケースのうち構造物にとって最も条件の厳しいと考えられるJMA(H+V)のケースについて、側壁（海側）および中

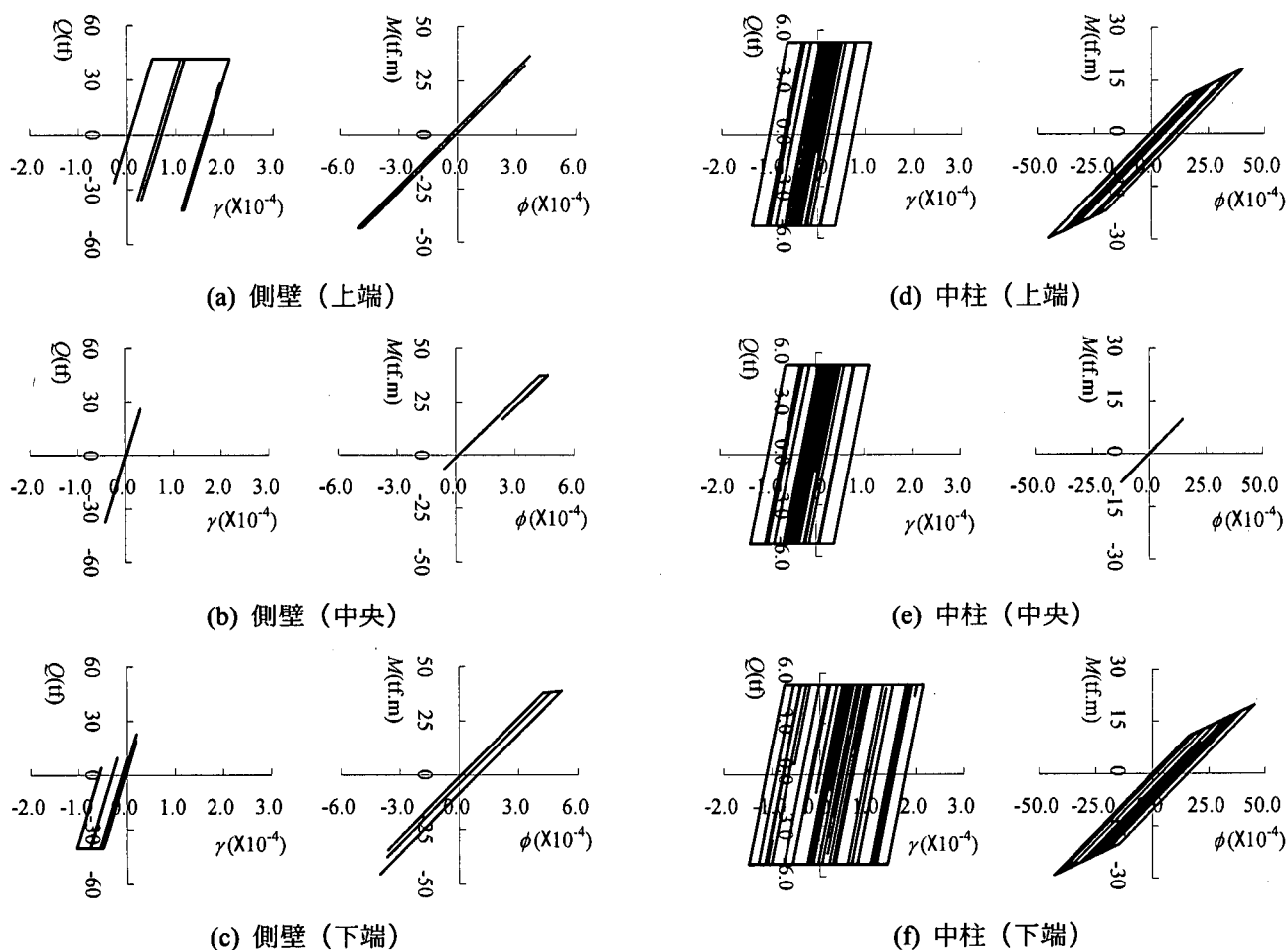


図-5 $Q-\gamma$ および $M-\phi$ 履歴(JMA(H+V))

表-3(a) 部材のせん断，曲げ塑性率および鉛直動によるせん断ひずみ，曲率の増分率(JMA)

部材	位置	NS 入射		NS+UD 入射			
		μ_Q	μ_M	μ_Q	$\Delta\gamma(\%)$	μ_M	$\Delta\phi(\%)$
側壁 (海側)	上端	0.69	1.06	0.83	21	1.06	-3
	中央	0.46	0.44	0.47	3	0.52	20
	下端	0.57	1.01	0.51	-11	1.01	1
側壁 (山側)	上端	0.70	1.05	0.74	5	1.05	-4
	中央	0.46	0.53	0.42	-7	0.65	22
	下端	0.54	1.01	0.56	3	1.03	9
中柱	上端	0.38	1.17	0.37	-3	1.17	0
	中央	0.39	0.68	0.37	-3	0.66	-3
	下端	0.39	1.17	0.38	-3	1.16	-4
上床版 (海側)	側壁側	0.55	1.06	0.59	7	1.06	-2
	中央	0.26	1.03	0.25	-5	1.04	3
	中柱側	0.54	0.59	0.56	3	0.52	-12
上床版 (山側)	側壁側	0.55	1.07	0.61	12	1.06	-1
	中央	0.25	1.03	0.24	-1	1.04	4
	中柱側	0.54	0.57	0.56	5	0.60	6

表-3(c) 部材のせん断，曲げ塑性率および鉛直動によるせん断ひずみ，曲率の増分率(FIT-PI)

部材	位置	NS 入射		NS+UD 入射			
		μ_Q	μ_M	μ_Q	$\Delta\gamma(\%)$	μ_M	$\Delta\phi(\%)$
側壁 (海側)	上端	0.68	1.06	0.68	0	1.06	3
	中央	0.43	0.51	0.44	2	0.48	-6
	下端	0.57	1.00	0.58	2	1.00	-1
側壁 (山側)	上端	0.73	1.06	0.73	0	1.06	-2
	中央	0.48	0.54	0.47	-1	0.57	5
	下端	0.52	1.02	0.54	4	1.02	0
中柱	上端	0.39	1.17	0.39	-1	1.17	1
	中央	0.40	0.69	0.40	-1	0.69	0
	下端	0.40	1.18	0.40	-1	1.18	0
上床版 (海側)	側壁側	0.53	1.06	0.53	0	1.06	0
	中央	0.26	1.03	0.26	0	1.03	3
	中柱側	0.53	0.58	0.55	4	0.57	-3
上床版 (山側)	側壁側	0.54	1.07	0.55	3	1.07	1
	中央	0.25	1.03	0.26	4	1.03	-1
	中柱側	0.54	0.60	0.55	1	0.60	0

表-3(b) 部材のせん断，曲げ塑性率および鉛直動によるせん断ひずみ，曲率の増分率(IDT-PI)

部材	位置	NS 入射		NS+UD 入射			
		μ_Q	μ_M	μ_Q	$\Delta\gamma(\%)$	μ_M	$\Delta\phi(\%)$
側壁 (海側)	上端	0.66	1.04	0.67	1	1.04	4
	中央	0.39	0.52	0.39	0	0.60	15
	下端	0.48	1.00	0.47	-2	1.00	0
側壁 (山側)	上端	0.62	1.04	0.69	10	1.04	2
	中央	0.38	0.52	0.39	1	0.62	19
	下端	0.50	0.90	0.52	4	0.98	9
中柱	上端	0.31	1.14	0.32	1	1.15	1
	中央	0.32	0.57	0.32	2	0.57	0
	下端	0.32	1.14	0.32	2	1.14	0
上床版 (海側)	側壁側	0.50	1.05	0.51	4	1.05	0
	中央	0.22	1.02	0.22	-1	1.05	5
	中柱側	0.50	0.54	0.53	6	0.53	-1
上床版 (山側)	側壁側	0.50	1.04	0.52	4	1.05	1
	中央	0.22	1.03	0.22	0	1.03	-2
	中柱側	0.50	0.48	0.52	3	0.49	1

表-3(d) 部材のせん断，曲げ塑性率および鉛直動によるせん断ひずみ，曲率の増分率(FIT-TKT)

部材	位置	NS 入射		NS+UD 入射			
		μ_Q	μ_M	μ_Q	$\Delta\gamma(\%)$	μ_M	$\Delta\phi(\%)$
側壁 (海側)	上端	0.64	1.04	0.75	16	1.05	4
	中央	0.40	0.45	0.41	3	0.52	17
	下端	0.53	0.97	0.58	10	1.01	8
側壁 (山側)	上端	0.67	1.05	0.83	24	1.05	0
	中央	0.43	0.48	0.44	3	0.52	8
	下端	0.50	1.00	0.56	13	1.01	10
中柱	上端	0.35	1.15	0.37	4	1.15	-1
	中央	0.35	0.65	0.37	4	0.68	5
	下端	0.36	1.16	0.37	4	1.16	2
上床版 (海側)	側壁側	0.50	1.06	0.63	25	1.07	7
	中央	0.24	1.03	0.27	9	1.05	19
	中柱側	0.52	0.57	0.65	26	0.52	-7
上床版 (山側)	側壁側	0.54	1.05	0.63	17	1.05	-1
	中央	0.22	1.03	0.22	-3	1.05	13
	中柱側	0.50	0.57	0.62	24	0.58	1

柱の $Q-\gamma$, $M-\phi$ 履歴を図-5 に示す。

(2)耐震設計における鉛直動の影響

復旧断面を対象に地下構造物横断面の耐震設計における鉛直動の影響を検討するため，前述の4つの

表-4 地表面における最大応答値

入力地震動	解析ケース	絶対応答加速度(gal)		相対応答速度(kine)		相対応答変位(cm)	
		水平成分	鉛直成分	水平成分	鉛直成分	水平成分	鉛直成分
JMA	H	799	131	74.2	1.9	12.5	0.3
	H+V	837	473	79.2	4.7	12.5	0.5
IDT-PI	H	731	112	51.0	1.5	6.1	0.3
	H+V	785	382	52.2	4.4	6.0	0.4
FIT-PI	H	746	93	65.8	1.4	8.0	0.3
	H+V	796	328	67.5	4.3	8.2	0.3
FIT-TKT	H	770	110	66.7	1.5	5.9	0.3
	H+V	793	591	70.7	8.4	6.1	0.3

地震動の水平動のみを考慮する場合(H), 水平動と鉛直動を同時入力する場合(H+V)の計8ケースについて、時刻例応答解析を行った。表-3に各ケースの構造部材別のせん断、曲げ塑性率および鉛直動を考慮することによるせん断ひずみ、曲率の増加率を水平動のみ場合のせん断ひずみ、曲率の比として表す。

まず、構造物の安全性に関しては、表-3(a)~(d)より、いずれのケースについても、せん断塑性率は各部で1を下回っており、かつ、曲げ塑性率も最大でも1.2未満で、ひび割れ破壊は生じるが、降伏破壊には至らない範囲にあり、構造物は脆性破壊を生じない状態であることが分かる。

次に、構造部材に及ぼす鉛直動の影響を検討する。まず、せん断に関しては、表-3(a)より、ポートアイランドのUD成分を入射したIDT-PI, FIT-PIでは、部材各部で鉛直動を考慮することによるせん断ひずみの有益な差は生じていないが、JMA, FIT-TKT入射の場合には、側壁上端および上床版両端で、平均15%、最大26%増加している。この鉛直動を考慮することによるせん断ひずみの増加は、①上床版では直に鉛直動による動土圧が荷重として作用する。②鉛直動を考慮することにより鉛直応力の振動が大きくなり、また、同一外力が作用した場合には、弾性ひずみより塑性ひずみの方が大きく、拘束圧が小さいときに地盤が塑性化し易くなるため、強震動時には、鉛直動を入射することで土の非線形性がより進行する。等の理由が考えられる。また、採用する入力地震動によるせん断ひずみ増加の程度の差は、ポートアイランドのUD成分では、JMA、鷹取駅のUD成分に比べて、0.1秒から0.5秒の比較的低周期の成分が

小さいためであると考えられる。

一方、曲げに関しては、JMA, IDT-PI, FIT-PI入射の場合に、側壁や上床版の中央部で20%程度、鉛直動を考慮することで曲率が増加しているが、これらの部分はいずれも塑性率の小さい、すなわち、曲率の小さい箇所であり、設計上の問題とはならない。塑性率の大きな箇所では、側壁の山側下端で10%程度の増加が見られる。しかし、上床版の海側中柱側で最大で12%の減少が生じていることから、曲げに関しては、一概に鉛直動が構造物に厳しい条件を与えるとは言い難い。

参考のため、図-1の解析モデル中心軸上の地表面での絶対応答加速度、相対応答速度、相対応答変位を鉛直動の有無別に表-4に示す。

表-4より、相対応答変位は、鉛直動の影響がほとんど見られないが、絶対応答加速度、相対応答速度は、鉛直動を考慮することで水平成分、鉛直成分とも、大きくなっていることが分かる。

4. まとめ

本研究では、地盤、構造物、双方の非線形性を考慮した時刻歴応答解析により、埋設地下構造物の横断面の耐震性の評価を行った。入力地震動として、数種類の地震波を採用し、ケーススタディを行うことにより、以下に示す結論を得た。

① 阪神・淡路大震災で被災した大開駅の崩壊は、中柱下端部でのせん断破壊が主因であり、これに伴う構造系の変化により、側壁、上床版の破壊が誘発されたと考えられる。

② 復旧断面では各種の地震波に対してせん断の塑

性率は 1.0 以下，曲げの塑性率は 1.2 以下で，再び同様の地震動を受けたとしても，曲げひび割れが若干発生する程度で，構造物は脆性破壊を生じない。

③ 入力地震動によっては，復旧断面に対して鉛直動を考慮することで，水平動のみを入力地震動とした場合に比べ，側壁上端，上床版両端で，平均 15%，最大 26%，部材のせん断ひずみが増加する。したがって，鉛直動を無視すると，採用する地震動によっては，構造物の耐震性を過大評価すると考えられる。

④ ③の理由として，次の 2 つの理由が考えられる。

1) 上床版では直に鉛直動による動土圧が荷重として作用する。

2) 鉛直動を考慮することにより鉛直応力の振動が大きくなり，また，同一外力が作用した場合には，弾性ひずみより塑性ひずみの方が大きく，拘束圧が小さいときに地盤が塑性化し易くなるため，強震動時には，鉛直動を入射することで土の非線形性がより進行する。

謝辞

本研究では，気象庁 87 型電磁式強震計波形データ，神戸市開発局による観測記録，JR 警報地震計の観測記録を使用させて頂きました。また，京都大学の土岐憲三教授，澤田純男助教授，盛川仁助手，山口大学の清野純史助教授，佐藤工業(株)の末富岩雄氏，(株)竹中工務店の吉澤睦博氏，鹿島建設(株)の藤村和也氏には本研究を進めていく上で，貴重な御助言を戴きました。さらに，本研究で使用した動的プログラムは，京都大学の土岐憲三教授，山口大学の三浦房紀教授，日本コンピュータコンサルタント(株)の岸本英明氏が開発された 7S-II を基に改良したものでありま

す。ここに記して関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 廣戸敏夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江崎順一，末富岩雄：神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996。
- 2) 田尻勝，左俣千載，志波由紀夫，坂下克之，渡辺和明：地震応答解析による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察，阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.239-246，1996。
- 3) 酒井久和，澤田純男，土岐憲三：収束計算を行わない動的非線形 FEM のための時間積分法，土木学会論文集，No.507，pp.137-147，1995。
- 4) 三浦房紀，沖中宏志：仮想仕事の原理に基づく粘性境界を用いた三次元構造物—地盤系の動的解析手法，土木学会論文集，No.404，pp.395-404，1989。
- 5) 廣田戸敏夫，飯田廣臣，青木一二三，小向將介，山原陽一，横山正樹：神戸高速鉄道・大開駅復旧工事の設計と施工，阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.467-474，1996。
- 6) 日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説（案），1995。
- 7) 酒井久和，澤田純男，土岐憲三：時間領域での基盤入力地震動の推定法に関する基礎的研究，土木学会論文集，投稿中。
- 8) 中村豊，上半文昭，井上英司：1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II)，JR 地震情報 No.23d，鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部，1996。

A SEISMIC ESTIMATION ON THE CROSS SECTION OF UNDERGROUND STRUCTURE

Hisakazu Sakai, Osamu Kiyomiya

Some dynamic response calculations are performed by two dimensional finite element method which is considered non-linearity of the structure and ambient ground to estimate the sectional forces and damage of the members at underground railway during earthquakes. It is concluded that the partition columns of Daikai Subway Station failed due to shear failure at the bottom of the columns and this failure brought the whole structural collapse. Vertical incident ground motion gave fairly larger plastic strain to the members rather than the case without vertical component.