

I - B 391

大開駅プラットフォーム部の地震時断面力
その1 非線形動的解析法による評価

清水建設（株） 正会員 ○竹脇尚信
（株）CRC総合研究所 泉 和伸
（株）奥村組 正会員 中山 学
京都大学工学部 正会員 大西有三

1. まえがき

1995年1月17日の兵庫県南部地震で崩壊した地下鉄大開駅のプラットフォーム部(図-1の1層構造部分)について、筆者らは以前、その崩壊のメカニズムを解明するために2次元および3次元の動的解析を行った¹⁾。その解析では、周辺地盤の非線形性は考慮したが構造体は線形とし、崩壊のメカニズムは求めた断面力を側壁および中柱の曲げモーメント～軸力の相互作用曲線に照らして判断した。今回は周辺地盤だけでなく構造体の非線形性も考慮した2次元解析を行い、側壁および中柱の曲げモーメントおよびせん断力をそれらの終局耐力と比較して崩壊のメカニズムを検討した。なお、この解析は土木学会関西支部の阪神・淡路大震災調査研究委員会(地下構造物分科会)の活動の一環として行ったものである。

2. 解析

検討対象としたプラットフォーム部の断面寸法を図-1に示す。中柱(幅0.4m、奥行き長さ1.0m)は奥行き方向に3.5m間隔で配置されている。構造体とその周辺地盤を2次元モデルに置換した(奥行きは1m)。周辺地盤はソリッド要素でモデル化し、構造体の中心から左右へおのおの50m離れたところを側方境界、GL-20mの位置を基盤面と仮定した。側方境界と基盤面の境界条件は、ともに水平方向は粘性境界、上下方向は固定境界とした。一方、構造体ははり要素でモデル化し、非線形性を考慮するためにM～φ関係は修正武田モデルで、側壁および柱部材のQ～δ関係はバイリニアールモデルで表わした。ただし、ハンチ部分および縦ばり部分は図-1のとおり剛域とし、中柱は奥行き方向の配置間隔を考慮して、その剛性は1/3.5とした。

表-1に構造体の周辺地盤の地層構造と地盤物性を示す。せん断波速度はN値から推定した値である。地盤の非線形性はR-O(Ramberg-Osgood)モデルで考慮した。それに必要な初期せん断剛性、規準ひずみおよび最大減衰定数は同表に示す値とした。

図-1に示す断面番号の部材のM～φ関係とQ～δ関係をおのおの表-2と表-3の示す²⁾。中柱以外のM～φ関係は構造体の内側と外側では配筋の関係で異なるが、この解析では外側引張りのときの関係を用いた。また、M～φ

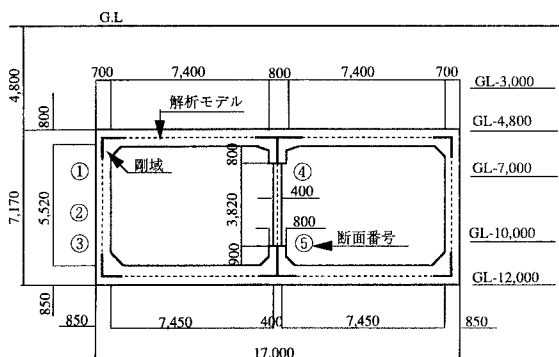


図-1 構造図

表-1 地盤の物性値

地層 下面レベル (m)	土質	せん断波 速度 (m/s)	単位体積 重量 (tf/m ³)	せん断弾性係数		規準ひずみ		最大 減衰定数 h _{max}
				G ₀ (tf/m ²)	G ₀₁ (tf/m ²)	γ _{0.03} (*E-04)	γ _{0.01} (*E-04)	
GL-3.0	礫混じり 粘土質ローム	150	1.7	3,900	3,000	3.30	2.53	0.22
GL-4.8	礫混じり 砂質ローム	150	1.7	3,900	2,000	3.11	1.58	0.24
GL-7.0	礫混じり 砂	200	1.8	7,350	3,300	2.78	1.26	0.22
GL-10.0	礫混じり 粘土質ローム	200	1.6	6,500	2,700	6.20	2.53	0.22
GL-12.0	粘土質ローム	200	1.6	6,500	2,500	1.67	6.32	0.20
GL-20.0	礫混じり 砂質ローム	250	1.8	11,480	3,700	4.88	1.58	0.24
GL-20m～		350						

キーワード：非線形動的解析、地下構造物

連絡先：〒100-0011 東京都千代田区内幸町2-2-2 富国生命ビル Tel. (03) 3508-8101 Fax. (03) 3508-2196

関係も $Q \sim \delta$ 関係も軸力によって変化するが、ここに示した関係は常時荷重による軸力を考慮して求められており、動的解析では軸力の変動は考えていない。

入力地震動はポートアイランドのGL-83mで観測されたN-S成分（最大加速度679Gal）を基盤面で2Eと考慮して入力した。解析時間は主要動付近の10秒間である。最大加速度679Galはパルス状の波のピーク値であるから、実質的には300Gal強の最大値と考えられる。なお、解析は2次元非線形動的応答解析コードのDINAS(CRC総合研究所)で行った。

3. 考察

応答解析はNewmark- β 法($\beta=1/3$)を用いて行い、積分時間間隔は0.002秒とした。また、微小ひずみ時の減衰定数はレーリー減衰の剛性比例型で与え、パラメータ α は0.001とした。側壁の上部(断面番号①)および下部(断面番号③)ならびに中柱の上部(断面番号④)の曲げモーメントとせん断力の時刻歴を図-2と図-3に示す。各図には終局耐力も示してある。なお、中柱下部の応答は上部と顕著な差がないので省略した。

曲げモーメントの時刻歴をみると、側壁の上部は2.9秒付近で、下部は2.6秒付近と3.5秒付近で、中柱上部は2.9秒と3.5秒付近で終局耐力を超えている。しかし、いづれの断面も超過の回数は高々2回で、その値はわずかである。一方、せん断力についてみると、側壁は2秒を過ぎると耐力をはるかに越えているが、中柱は3秒と3.5秒付近でわずかに超過する程度であり、側壁に比べれば余裕がある。これらの結果から判断すると、最初に側壁の上部あるいは下部がせん断破壊を起し、それに伴って水平剛性が低下したために上下の床版間の相対変位が大きくなり、最後には中柱も崩壊したと考えられる。

表-2 曲げ耐力一覧表（奥行きは1m：柱は1/3.5で換算）

場所	ϕ_c ($1/m \cdot 10^4$)	M_c (t^*m/m)	ϕ_y ($1/m \cdot 10^4$)	M_y (t^*m/m)	ϕ_o ($1/m \cdot 10^4$)	M_u (t^*m/m)
側壁上部①	4.469	18.69	36.08	48.87	345.3	51.97
側壁中間部②	4.682	19.79	37.93	61.31	303.2	65.50
側壁下部③	3.709	27.38	29.52	77.16	235.8	85.16
中柱上部④	11.080	4.28	100.30	23.63	346.10	24.40
中柱下部⑤	11.130	4.31	100.40	23.66	344.70	24.43
上床版側壁側⑥	3.285	26.44	34.89	149.44	249.10	157.82
上床版中柱側⑦	3.254	22.34	30.95	80.79	348.40	85.14
下床版側壁側⑧	3.304	27.58	28.43	92.53	349.00	97.78
下床版中柱側⑨	3.317	30.85	32.66	154.61	242.50	63.76

表-3 せん断耐力一覧表（奥行きは1m：柱は1/3.5で換算）

場所	δ_c (cm)	Q_c (kgf)	K_c (kgf/cm)	δ_y (cm)	Q_u (kgf)	K_y (kgf/cm)
中柱上下部④⑤	0.23	2,040	8,870	3.86	15,100	3,600
側壁上部①	0.17	10,600	62,400	2.20	21,200	5,220
側壁中間部②	0.17	10,900	64,100	2.86	27,300	6,100
側壁下部③	0.14	15,600	111,400	1.98	33,500	9,730

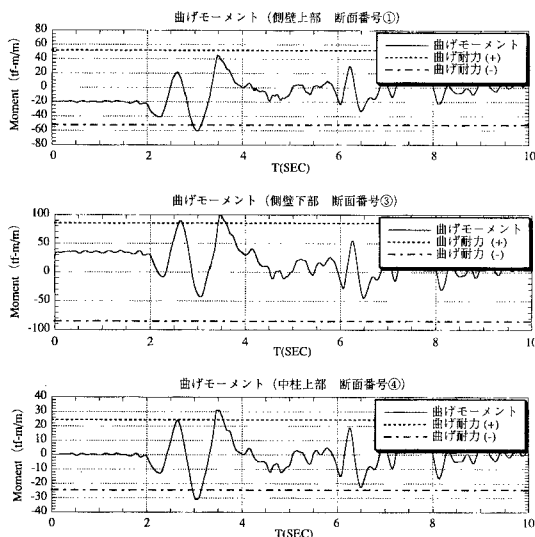


図-2 曲げモーメントの応答波形

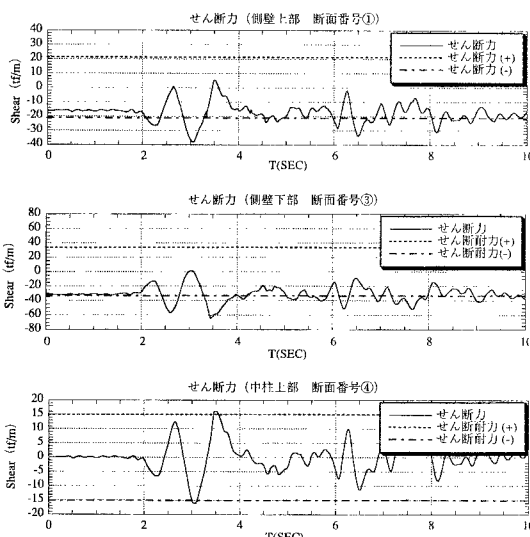


図-3 せん断力の応答波形

参考文献 1) 竹脇、大槻、大西：兵庫県南部地震による地下鉄構造物の被害メカニズムの一考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp.221~225、1996年1月
2) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、昭和62年9月