

既設地下構造物を対象とした耐震性評価法の比較について

副島 紀代¹・松田 隆²・後藤 洋三²

¹正会員 工修 (株)大林組技術研究所 土木第五研究室 (〒204,東京都清瀬市下清戸4-640)

²正会員 工博 同上

兵庫県南部地震以降、様々な土木構造物の耐震診断が進められている。ここでは、既設地下構造物の耐震診断を通じて、RC地下構造物の耐震計算を、震度法、応答変位法、動的解析の3種類の手法で行い、それぞれの地震時断面力の評価上の特徴を比較した。一方、計算結果の照査方法も、現在は終局限界状態での耐力照査が主流になりつつあるが、既設構造物の場合は許容応力度法により照査を行われていたものが多数ある。そこで、許容応力度法による照査結果と限界状態設計法(使用限界状態および終局限界状態)による照査結果を比較し、既設構造物の耐震性の評価上の問題点について考察した。

Key words: underground structure, earthquake resistant design, assessment of quake resistant, seismic intensity method, response displacement method, dynamic analysis

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震を契機に、各方面で構造物の耐震診断手法が提案され、橋梁構造物等ではその結果を受け既に耐震補強が行われている構造物もある。一方、震災の際には、従来比較的地震に強いと言われてきた地下構造物にも大きな被害が発生した。そのため、地下構造物も大地震に対する耐震診断の対象外ではなくなった。しかし、明確な耐震診断基準はまだ整備されつつあるのが現状である。そこで、既存の地下構造物を対象に、兵庫県南部地震クラスの地震動を入力地震動とし、震度法・応答変位法・動的解析の3種類の手法で耐震計算を行い、算出される断面力の比較から耐震診断で重要となる発生断面力の評価上の特徴を調べた。また、許容応力度法と2種類の限界状態設計法(使用限界、終局限界)で照査を行い、照査方法に関する適用上の問題点について検討した。

2. 対象構造物

対象構造物は図-1のような既存のRC半地下構造物である。ここでは、骨組モデルによる震度法、応答変位法、ならびに地盤-構造物連成系の等価線形FEMモデルによる動的解析の3通りの計算手法で地震時の発

生断面力を計算した。各手法で用いる構造物モデルならびに地盤モデルは等しいが、考慮する地震時外力のパターンが表-1に示すように異なる。応答変位法では、4で述べる地盤の非線形性を考慮した地盤応答解析で得られた地盤剛性、地盤応答変位から、地盤バネ

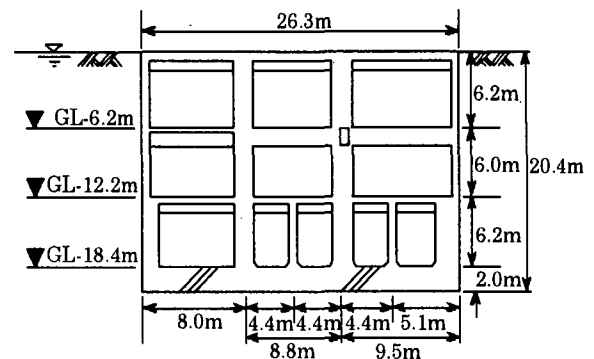


図-1 検討対象構造物

表-1 各手法で考慮する外力

	地震時外力	初期応力
震度法	慣性力 地震時土圧(物部-岡部の式)	・自重
応答変位法	慣性力 地震時土圧(地盤変位による) 地震時周面せん断力	・載荷重 ・常時 土水圧
動的解析	地盤-構造物の相互作用力	

(道路橋示方書・下部構造編^⑤の地盤反力係数の算定式による), 周面せん断力(駐車場設計・施工指針^②による), 地盤変位を設定した. なお, 常時荷重はそれぞれに共通の値として与え, 自重, 載荷重, 常時土水圧を考慮した.

3. 入力地震動

地盤の非線形性の影響をみるため, 大きさの異なる2種類の入力地震動を用いて, それぞれのケースで得られる結果を比較した. それぞれの入力地震動に関する諸元を表-2に示す. Case1の八戸波は1968年の十勝沖地震の際に八戸で観測された地表面波形(EW)を地盤応答解析により基盤入射波に変換し, 地表面での応答加速度が約200galになるようにスケーリングしたもので, 従来の耐震設計で用いられてきた入力波である. 八戸波の基盤入力波形を図-2に示す. また, Case2のPI波は, 兵庫県南部地震の際にポートアイランドで観測された主軸方向成分の波を入射波に分離した波形であり, 内陸直下型の大地震に相当する. PI波の基盤入力波形を図-3に示す.

4. 地盤応答解析結果

耐震計算に用いる地盤の物性値を決定するため, 地盤の非線形性を考慮した1次元地盤応答解析を行った. 構造物立地地点の地盤モデルは図-4に示すとおりである. 想定した地層構成は湾岸部の埋立地であり, 上部のBg層は地盤改良が施されている.

Case1の解析の結果, 地表面最大応答加速度は

TP(m)	土質	土層厚H(m)	層平均N値	単位体積重量 γ_1 (t/m ³)	せん断波速度Vs(m/s)	せん断剛性(tf/m ²)	
						G1(Case1)	G2(Case2)
+3.7	Bg	14.3	19	2.20	214	7170	3590
-10.6	Tg1	2.40	29	2.10	288	11120	6660
-13.0	Tc1	1.70	8	1.60	210	4810	2860
-14.7	Ts	2.80	41	2.00	323	14580	9620
-17.5	Tc2	3.30	10	1.70	224	5530	3200
-20.8	Tg2	4.40	44	2.10	330	16060	11310
-25.2	Dc1	2.70	6	1.70	193	3000	960
-27.9	Ds1	5.00	35	2.00	306	13240	8800
-32.9	Dc2	4.60	11	1.70	231	4960	2040
-37.5	Ds2	2.70	25	2.00	275	10340	6150
-40.2	Dc3	14.2	13	1.70	342	5900	2160
-54.4	Dg	9.20	50	210.00	344	21820	17420
-63.6							

図-4 検討地盤モデル

表-2 入力地震動 諸元

	名称	最大加速度	備考
Case1	八戸波 (EW 1968)	181gal	従来の耐震設計で用いられてきた地震動に相当
Case2	PI波 (主軸方向)	611gal	内陸直下型の規模の大きな地震動に相当

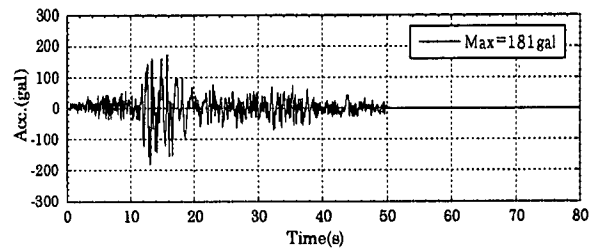


図-2 基盤入力波 (Case1)

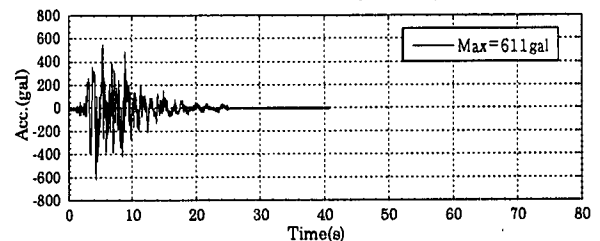


図-3 基盤入力波 (Case2)

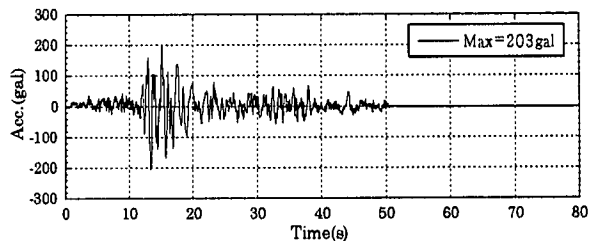


図-5 地表面応答波形(Case1)

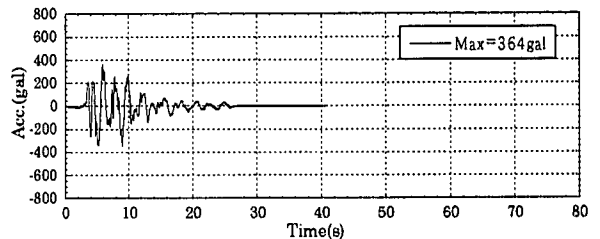


図-6 地表面応答波形(Case2)

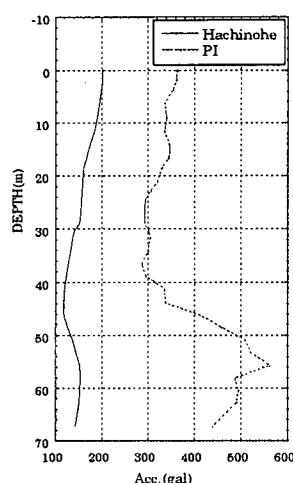


図-7 最大加速度分布

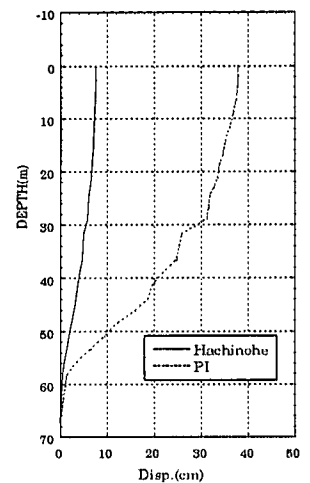


図-8 最大相対変位分布

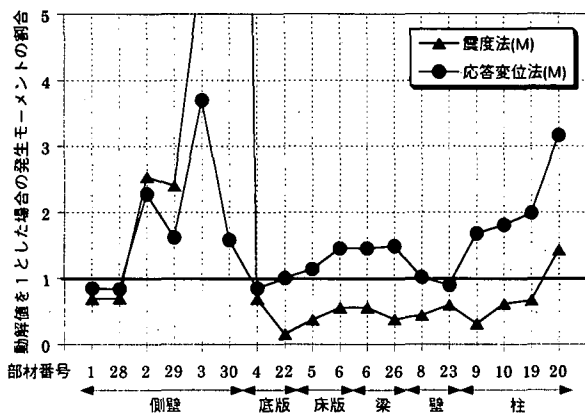


図-9 発生モーメントの比較 (Case1)

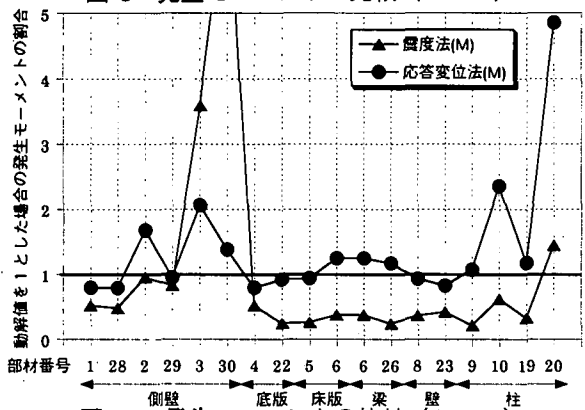


図-10 発生モーメントの比較 (Case2)

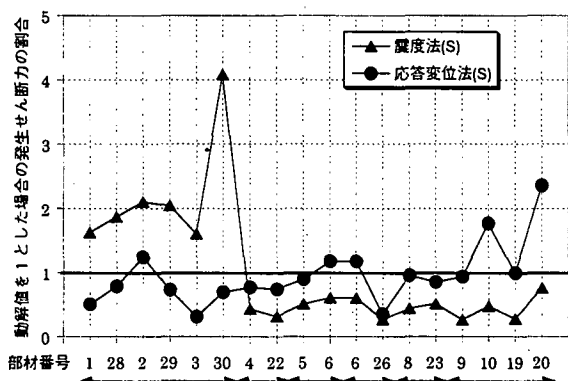


図-11 発生せん断力の比較 (Case2)

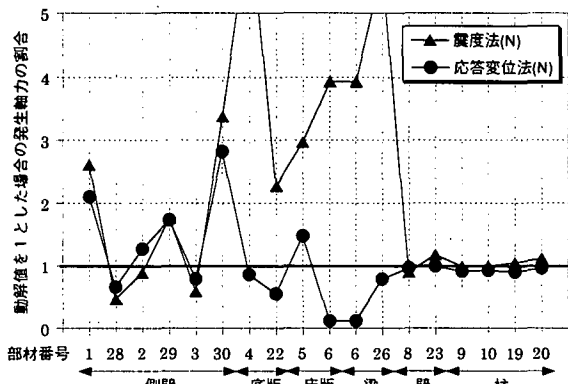


図-12 発生軸力の比較 (Case2)

	7	17	27		
9	10	20		30	
	6	16	26		
2	9	19		29	
	5	14	15	24	25
1	8	13	18	23	28
	4	11	12	21	22

図-13 部材番号

203galとなった(図-5)。また、同様にCase2については364galとなった(図-6)。換算震度の考え方についてはさまざまな議論があるが、ここでは地表面最大応答加速度を980(gal)で割った値を、震度法で用いる設計水平震度とした(Case1: 203gal→0.21, Case2: 364gal→0.37)。

地盤の最大応答加速度分布と最大相対変位分布を図-7および図-8に示す。Case2では入力地震動が大きいため地盤の歪レベルが大きくなり、地盤の非線形性により加速度は増幅しない。ただし変位分布に関しては、Case1はCase2のほぼ4倍程度になっている。

5. 耐震計算結果

図-9にCase1の、図-10～図-12にCase2の耐震計算結果を示す。ここでは動的解析で得られた断面力の値を1とした場合の震度法および応答変位法による断面力の割合を示している。なお、対象とした断面力は常時荷重と地震力の双方を考慮したものである。図中X軸に示した部材番号は図-13のモデルに付した番号と対応している。

全体的な傾向としては、応答変位法が比較的動的解析の結果に近い値をとることがわかる。また、震度法による計算結果は概ね応答変位法による計算結果より小さく、動的解析による結果との比が1より小さいケースが多い。そのため、動的解析による結果を正とすれば、震度法では過小評価となる可能性もある。

ただし部位によってその傾向が異なる場合もあり、モーメントでは地表面に近い部分で各手法による結果のばらつきが大きい(部材番号3,30,10,20等)。せん断力に対しても同様の傾向がみられる。また軸力に関しては、水平部材で震度法と応答変位法の差異が大きい(底版、床版、梁等)。これらは各手法における地震時土圧の考え方が異なることが原因と考えられる。

以上の傾向はCase1,2共に見られ、入力地震動の規模によって大きく変わらない。ただし、常時荷重による断面力と地震力による断面力との割合が計算手法により異なるため(図-14)、断面力の絶対値としては震度法よりも動的解析の方が入力地震動の規模の違いが顕著に反映される。

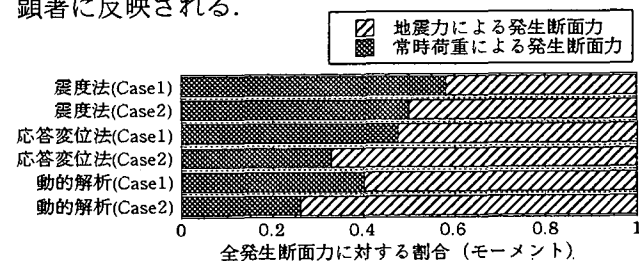


図-14 全断面力における地震力による発生断面力の割合 (部材番号4)

6. 照査方法の比較

次に3種類の方法で部材の照査を行い断面耐力を比較した。ここでは部材番号4(底版)を対象とした例を示す。対象部材の断面図を図-15に示す。

許容応力度法や使用限界状態は部材に発生する応力や曲げひび割れ幅が許容値以下であることを確認する照査方法であるが、ここでは他の手法による算定値と比較するため、各許容値をとるときの断面力を逆算した。終局限界状態における終局耐力は、比較対象とする断面力の限界値そのものとなる。なお、耐力の算定の際にはCase1,2共、動的解析で得られた発生軸力の値を用いた。耐力計算の結果を表-3に示す。

曲げモーメントの耐力評価に関しては、Case1,2共使用限界による照査が一番厳しい結果となる。終局耐力は許容応力度法の値をわずかに上回るが、両者の間に大きな差異はない。(なお、この断面では、Case2での発生軸力がCase1よりも小さいため、どの手法でもCase2における耐力の方が小さくなる。)

一方、せん断耐力は終局耐力と許容応力度法の値とで大きな開きがあり、この断面の場合、前者は後者の約3分の1程度となっている(Case1,2共)。

部材番号4に発生する断面力と断面耐力の関係を図-16に示す。曲げモーメントの場合、Case2では震度法を用いるか、応答変位法または動的解析を用いるかで終局耐力(または許容応力度法)による照査結果が変わってくる。またせん断に対する照査では、この部材が許容応力に対しては十分な余裕を持っていることがわかるが、終局耐力で照査した場合には、必ずしも安全といえないことがわかる。

7. まとめ

RC地下構造物を対象として3種類の耐震計算方法を比較した。応答変位法による解析結果は震度法に比べ動的解析の結果に近いと考えられる。しかし地表近くの側壁などでは、部位によるばらつきもみられることがわかった。地下構造物の場合は地盤の動的特性が大きく影響するため、兵庫県南部地震並みの地震力に対する地盤の非線形性をどのように適切に耐震計算に反映していくかが今後の重要な課題である。

一方、耐震計算方法の特性に応じた照査方法の見直しも必要である。特にせん断力に対しては、許容応力度法では危険側の照査となることもあるので注意が必要である。また曲げに関しては、現在の照査手法では大きな地震動に対して適用の限界を超える場合もあり、地下構造物についても部材の靱性を考慮し、より合理的な照査方法を確認していくことが必要である。

表-3 断面耐力の比較

	曲げモーメント (tfm)	せん断力 (tf)	備考
許容 応力度法	357 (Case1) 332 (Case2)	122	$\sigma_{ca}=80(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ $\sigma_{sa}=1800$ $\tau_a=4.5$
限界状態 設計法 (使用限界)	249 (Case1) 224 (Case2)	—※1	許容ひび割れ幅 =0.005c (c:かぶり)
限界状態 設計法 (終局限界)	362 (Case1) 336 (Case2)	45.3 (Case1) 43.6 (Case2)	引張鉄筋の 降伏を終局状態 とする

※1: 該当するせん断補強筋がないため、せん断ひび割れの検討は行わない。

※2: 発生軸力; Case1=54.7tf, Case2=23.2tf

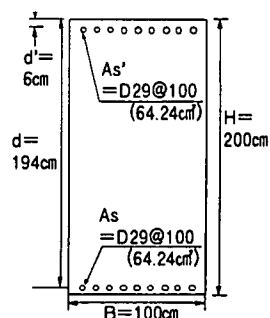


図-15 照査対象断面(部材番号4)

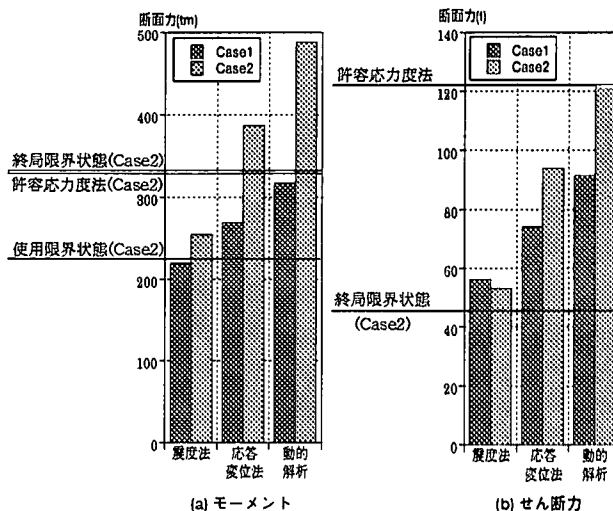


図-16 発生断面力と照査方法の関係(部材番号4)

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996
- 2) 社団法人 日本道路協会: 駐車場設計・施工指針 同解説, 1992
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書(平成8年版) 設計編, 1996
- 4) 川島一彦編著: 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, 1994
- 5) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 1996