

R.M.S.応答に着目した耐震性能評価

鹿児島大学工学部 正会員 木村 至伸
 鹿児島大学工学部 正会員 河野 健二

1. はじめに

兵庫県南部地震の被災経験から、地震の影響が大きい構造部材は地震時保有水平耐力法により耐震設計を行うことが明示され、性能照査型設計法による検討がなされている。また、設計が目標性能を満足するかを立証するために、許容される基準の定量化が必要であると、要求耐震性能マトリクスや Table1 に示す地震後の機能保持限界¹⁾に対する検討も行われている。しかし、地震波の特性や構造物の振動特性により残留変位が認められない場合もある。そこで本研究では、残留変位に着目した耐震性能評価に関する問題点を明確にし、R.M.S.応答に着目した評価について検討した。

2. 解析モデル 及び 解析方法

本研究では1自由度振動系を用いて解析を行った。また、部材は鋼管を考慮しておりパイリニア型履歴曲線を用いて評価している。ここでの剛性比は0.1としている。また、本研究で検討した入力地震動は、レベル2タイプ 及びタイプ 地震動を対象とし、それぞれの各地盤種別に対して設定した各3地震波の合計18種類の地震波である。Table 2 に、タイプ 地震動に用いた地震動の一覧を示す。これ

らの地震波形は最大地震加速度が異なるので、500gal に基準化して検討している。

構造物の損傷に関しては、目標とする応答塑性率を $\mu = 2, 3, 5, 10$ とし、これを満足するまで降伏変位 x_y を変化させ求めた必要強度スペクトルで評価している。残留変位に関しては、目標となる非線形特性を満足した場合の時刻歴変位応答が収束する点とし、R.M.S. 応答に関しては時刻歴変位応答から求めた。

また、川島ら²⁾が示した構造物系の可能最大残留変位 x_{rmax} との比較も検討している。これは、最大変位を x_{max} とすると系に生じ得る x_{rmax} は剛性比 r を介して以下の式から得られる。

$$x_{rmax} = \begin{cases} (\mu-1) \cdot (1-r) \cdot x_y & r \cdot (\mu-1) < 1 \text{ の場合} \\ \{(1-r)/r\} \cdot x_y & r \cdot (\mu-1) \geq 1 \text{ の場合} \end{cases} \dots (1)$$

このようにして求めた残留変位、R.M.S.応答及び可能最大残留変位を用いて、耐震性能評価の1つである地震後の機能保持に関する検討を行った。

Table 1 損傷度の分類¹⁾

記号	損傷内容及び復旧期間	橋脚限界値 r/h
As	崩壊と見なされる程度の損傷 撤去・建替えが必要(崩壊)	1/100 以上
A	崩壊はしていないが機能を失う 復旧には2ヶ月以上を要する(大損傷)	1/100
B	最低限の機能を維持している程度 復旧には2週間~2ヶ月必要(中損傷)	1/150
C	補修しながら普通車両が通行可能 数日内の補修で復旧可能(小損傷)	1/300
D	目視点検後、すぐに通行可能 損傷がほとんど無い(無損傷)	1/1000

Table 2 入力地震波の一覧(タイプ 地震動)

タイプ	地盤種別	地震波名	最大加速度(gal)
1種地盤		KOBE (NS)	-812.0
		KOBE (EW)	765.9
		HEPC INAGAWA(NS)	780.0
2種地盤		JR TAKATORI(NS)	686.8
		JR TAKATORI(EW)	-672.6
		OGAS FUKIAI	736.3
3種地盤		HEPC HIGASHI(N12W)	-591.0
		KOBE PORT ISLAND(NS)	-557.4
		KOBE PORT ISLAND(EW)	619.2

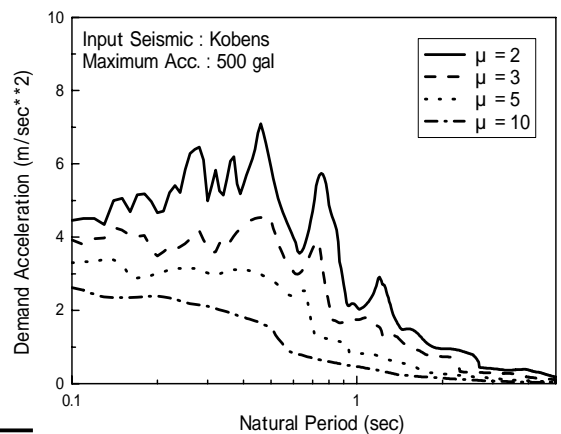


Fig.2 必要強度スペクトル

キーワード：耐震性能評価、性能設計、非線形地震応答解析
 連絡先：〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40 鹿児島大学工学部海洋土木工学科
 TEL：099-285-8470

3. 解析結果 及び 考察

ここでは、入力地震波として兵庫県南部地震において神戸海洋気象台において観測された南北方向波（図中：Kobens）を用いた結果について示す。Fig.2は、必要強度スペクトルを示している。構造物のじん性を増加させることにより、必要強度の低下が可能であることが分かる。しかしながら、必要強度スペクトルのみの評価では、残留変位に関する情報が不明確であり地震後の機能保持限界に対する検討が出来ない。

Fig.3は、構造物の固有周期を1.0秒とした場合の時刻歴応答変位を、それぞれの応答塑性率毎に示したものである。応答塑性率が異なるにもかかわらず、最大応答変位に関しては、約10cmから15cmとの間の値を示している。特に、応答塑性率が異なることにより残留変位に相違が認められる。塑性率が2及び3の場合には、残留変位が顕著に現れていることが分かるが、塑性率が5及び10とした場合の残留変位は、殆ど認められないことが分かる。Fig.4は、その時の履歴曲線を、降伏力及び降伏変位で基準化したものを示したものである。履歴曲線においても、塑性率が2及び3の場合には時間と共に履歴ループが一方向に推移し残留変位が認められる経過が分かる。塑性率が5及び10の場合においては、履歴ループが中心位置に戻るため残留変位が認められない。このことより、地震波の特性や構造物の振動特性により残留変位が認められない場合もあることが分かる。

Fig.5とFig.6は、塑性率を2と10とした場合の残留変位スペクトルをそれぞれ示したものである。図中には、可能最大残留変位、時刻歴応答から得た残留変位及びR.M.S.応答を示している。これらの図から、残留変位の評価は上部構造物の固有周期により異なることが分かり、残留変位が認められない固有周期が存在することが分かる。これらにおいては構造物の橋脚限界値は、無損傷レベルと評価される可能性があり、構造物の損傷との関係が明確でない。また、R.M.S.応答に着目した評価では、残留変位が認められた場合には同程度、認められてない場合においても非線形特性の影響を反映していることが分かる。

4. まとめ

本研究では、地震後の機能保持限界に用いる残留変位に着目し、その評価についての問題点について検討した。また、R.M.S.応答に着目した評価は有用であることを示した。

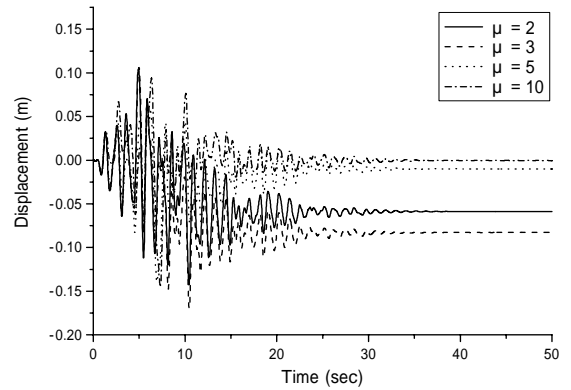


Fig.3 時刻歴応答変位

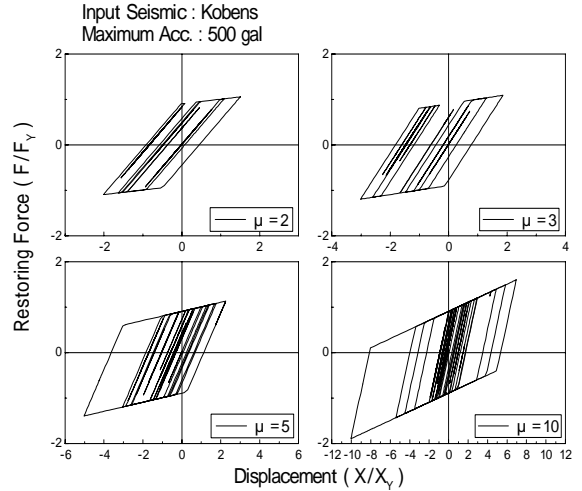


Fig.4 バイリニア型履歴曲線

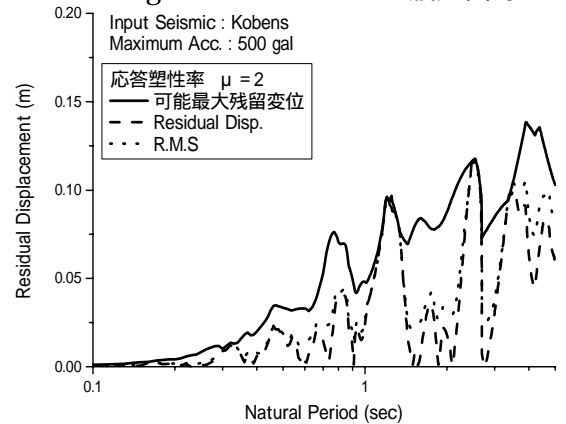


Fig.5 残留変位スペクトル ($\mu = 2$)

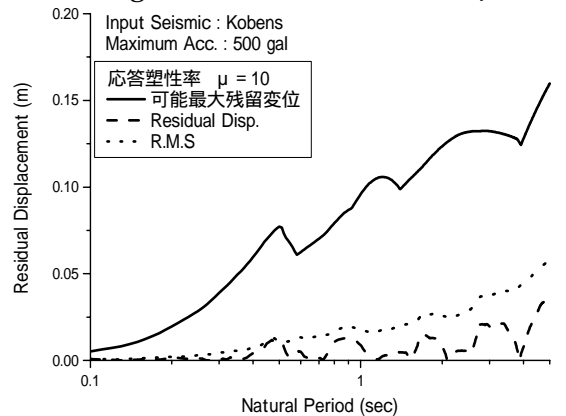


Fig.6 残留変位スペクトル ($\mu = 10$)

<参考文献> 1)宇佐美勉、鈴木森昌、水越秀和：「鋼製橋脚の要求性能と保有性能」,橋脚と基礎, Vol.32, No.1, pp.45~49.1998
 2)川島一彦、星隈順一、長尾和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適応、土木学会論文集 No.501/ -29, pp.183-192, 1994.10