性能評価法を用いた橋梁構造物の耐震解析に関する基礎的研究

鹿児島大学工学部　学生員　○奥平　洋一郎
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

内陸直下型の地震が発生した場合、道路橋などの社会基盤施設の甚大な被害が想定される。社会基盤施設は重要度に応じて、地震後の機能の完全保持、機能保持、短時間での機能修復といった耐震性能が強く要求される。そこで、構造部材の非線形時の応答特性を考慮した性能照査型設計では、構造物の損傷評価を明確にすることが重要となる。既往の研究[1)]により、構造物の降伏後の二次剛性比を付加することで降伏耐力が低減され地震後の残留変位も低減可能であると考えられる。しかし、これらの研究は一自由度系の構造物を用いて検討が行われている。そこで本研究では、多自由度系の橋梁構造物を対象に、二次剛性比及び構造物の振動特性等の構造パラメータが性能評価に及ぼす影響について検討を行った。

2. 解析モデル及び解析手法

本研究で用いた解析モデルを図-1 に示す。全長 100m、橋脚高さは、第 1 橋脚が 9m、第 2 橋脚が 12m、第 3 橋脚が 15m の左右対称の鋼製橋脚を想定した梁要素モデルである。節点数 66、要素数 65 を有し、断面径は 1.5m である。減衰はレーリー減衰とし等価減衰定数を 5%としている。非線形特性はバイリニアー型の曲げモーメント-曲率関係(M-φ関係)で与えている。二次剛性比は 0.05、0.1、0.2、解析モデルの固有周期は 0.81 秒、1.05 秒、1.41 秒と変化させている。非線形地震応答解析は Newmark のβ法を用いて行い、時間刻みは 1/1000 秒と設定している。

損傷評価については、残留変位及び R.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値及びエネルギー収支に着目した Satish らの損傷指標 D[2)]を用いて検討した。Satish らの損傷指標 D は、以下の式で表される。

$$D=(1-\beta)\left\{\frac{x_{\max}-x_y}{x_u-x_y}\right\}^c+\beta\sum_1^n\left\{\frac{E_H}{Q(x_u-x_y)}\right\}^c \qquad (1)$$

本研究で用いた入力地震動を表-1 に示す。ここでは入力地震動として、L2T2 の I 種地盤である神戸海洋気象台地盤上で観測された南北方向波を用いた場合の結果について示す。

3. 解析結果及び考察

まず、二次剛性比の変化による検討を行う。図-2 及び図-3

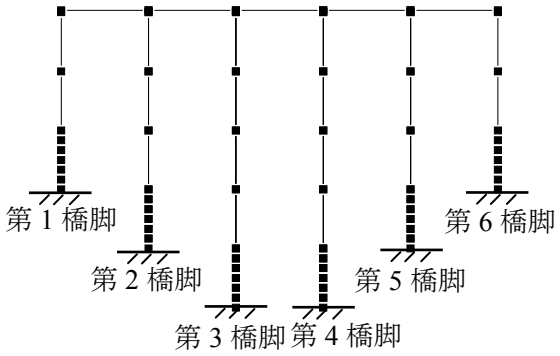

図-1　解析モデル

表-1　入力地震動

地震名	記録場所	地盤種	最大加速度（gal）
兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上	I 種	-812
			766
	稲川架橋予定地点周辺地盤上		780
	JR西日本鷹取駅構内地盤上	II 種	687
			-673
	大阪ガス葺合供給所構内地盤上		736
	東神戸大橋周辺地盤上	III 種	-591
	ポートアイランド内地盤上		-557
			619

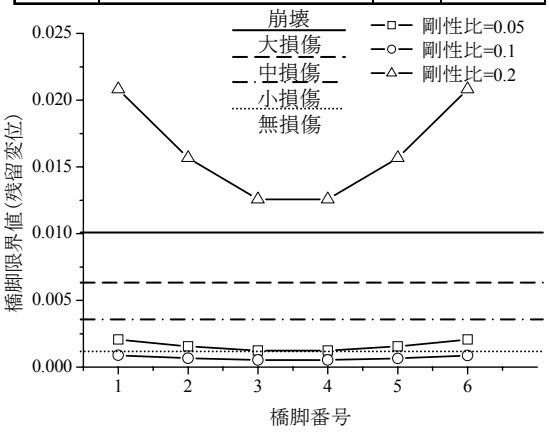

図-2　残留変位を用いた橋脚限界値

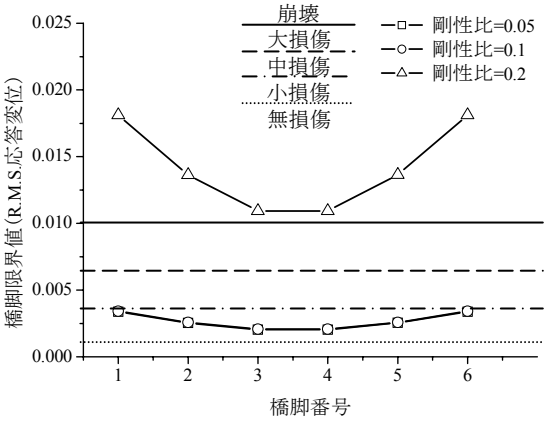

図-3　R.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値

は残留変位及びR.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値を示している。固有周期は 0.81 秒である。図-2 より、二次剛性比が 0.05 から 0.1 へと増加するに従い損傷が小損傷から無損傷へと評価されており、剛性比を増加したことにより残留変位が低減されたことが分かる。しかしながら、剛性比が 0.2 では崩壊と評価されている。これは部材の非線形特性と入力地震動の影響で変位が蓄積され、残留変位が大きく算出されたためであると考えられる。図-3 より、剛性比が 0.05 及び 0.1 は残留変位を用いた橋脚限界値よりも厳しい評価となっている。残留変位が明確に認められなかった場合の構造物に対しての非線形特性を十分考慮した評価であることが分かる。また、剛性比を 0.2 とした場合の損傷は低減されていることが分かる。図-4 は Satish らの損傷指標 D を示している。解析モデルの固有周期は 0.81 秒である。剛性比が 0.1 及び 0.2 は内側の橋脚ほど、また、剛性比が 0.05 の場合は第 2 橋脚と第 5 橋脚で大きな損傷が評価されている。これは非線形特性が大きく影響していると考えられる。

次に、固有周期を変化させて検討を行う。図-5 及び図-6 は残留変位及びR.M.S.応答変位を用いた第 1 橋脚における橋脚限界値スペクトルを示している。図-5 より剛性比が 0.05 及び 0.1 では固有周期が 1.05 秒以上で中損傷と評価され 0.81 秒で小損傷及び無損傷と評価されている。また、剛性比が 0.2 の場合は固有周期が 0.81 秒で崩壊と評価されている。図-6 より固有周期が 1.05 秒以上で損傷がほぼ一定となっており、全体的に残留変位よりも厳しい評価となっていることが分かる。図-7 は第 1 橋脚における Satish らの損傷指標 D スペクトルを示している。二次剛性比が 0.1 及び 0.2 では固有周期が 1.05 秒以上で軽微な損傷と評価されているが剛性比が 0.05 では 1.05 秒でわずかな損傷と評価され短周期側と長周期側で損傷が大きく評価されていることが分かる。

4. まとめ

構造物の二次剛性比が増加すると損傷が低減するが、入力地震動の振動特性の影響により大きな損傷が認められることがある。また、構造物の固有周期の変化によっても損傷に違いが見られる。このため性能評価においては、二次剛性比や固有周期、入力地震動との関係を明確にしておくことが重要であることが分かる。

<参考文献>

1) 家村浩和,三上卓:目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクト,土木学会論文集 No.689/I-57,pp.333-342,2001.10

2) Satish K et al:A Note on the Evaluation of Damage in Steel Structures under Cyclic Loading,JSCE.1992.3

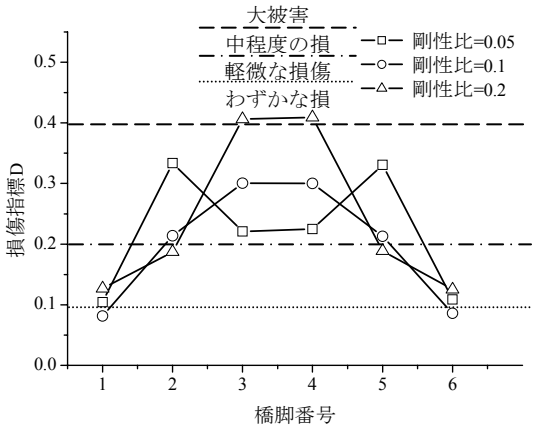

図-4 Satish らの損傷指標 D

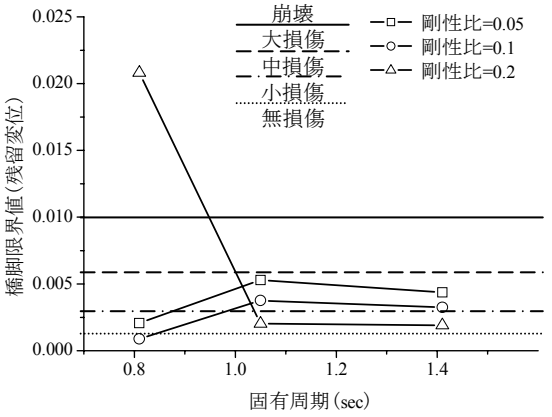

図-5 橋脚限界値スペクトル(残留変位)

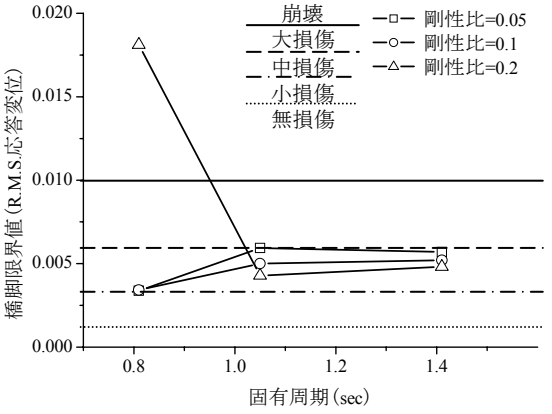

図-6 橋脚限界値スペクトル(R.M.S.応答変位)

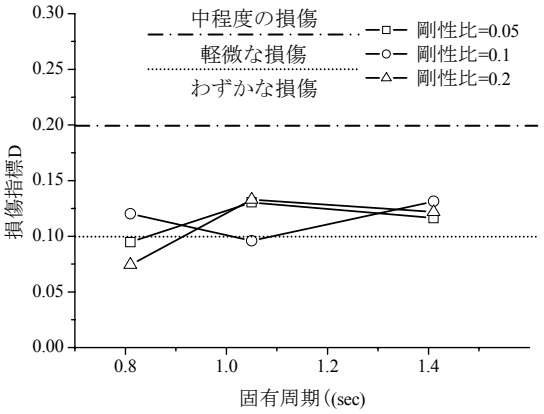

図-7 Satish らの損傷指標 D スペクトル