

橋梁構造物のエネルギー収支を考慮した耐震性能評価に関する基礎的研究

鹿児島大学工学部 学生員 ○崎谷 進之介
 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

1995 年に発生した兵庫県南部地震による構造物の甚大な被害を受け、耐震設計の見直しが行われている。この被災経験から構造物の耐震性能に関する情報を明確にすることが重要視され、構造部材の非線形性を評価し、構造物全体の崩壊を阻止する性能照査型設計法による検討が行われている。構造物の耐震性能評価は、最大塑性率、剛性低下率などの最大応答に基づく指標によって行うのが一般的であるが、地震動のような繰返し荷重を受ける場合、履歴によるエネルギー消費も重要な耐震性能であり、構造物の応答に大きく関わっている。そこで本研究では橋梁構造物のモデル化を行い、各構造部材と構造物全体のエネルギー収支に着目し、Satish らの損傷指標¹⁾を用いて耐震性能評価を行った。また、残留変位及び R.M.S. 応答変位より求めた橋脚限界値を用いて耐震性能評価の比較を行い、検討を加えた。

2. 解析モデル及び解析手法

本研究に用いた解析モデルを Fig.1 に示す。この解析モデルは節点数 36、要素数 35 を有し、断面径は 1.5m、全長 100m である。各橋脚の高さは第 1 橋脚が 9.1m、第 2 橋脚が 12.1m、第 3 橋脚が 15.1m の左右対称、梁要素モデルとして解析を行った。減衰に関してはレーリー減衰で考慮し、等価減衰定数は 5%としている。非線形特性に関しては鋼製橋脚を対象としているのでバイリニア型曲げモーメント-曲率関係($M-\phi$ 関係)で与え、2 次剛性を初期剛性の 0.1 としている。解析モデルの 1 次固有周期は 1.05 秒である。本研究で用いた入力地震動を Table 1 に示す。これらの最大入力加速度を 800gal に基準化し検討した。

3. 解析結果及び考察

Fig.2 及び Fig.3 は残留変位を用いて求めた橋脚限界値及び R.M.S. 応答変位を用いて求めた橋脚限界値を示している。Fig.2 について I 種地盤及び III 種地盤は小損傷と評価されているが II 種地盤においては全ての橋脚において無損傷として判断されている。これは、II 種地盤において非線形応答解析を行った際に残留変位が認められなかったためであ

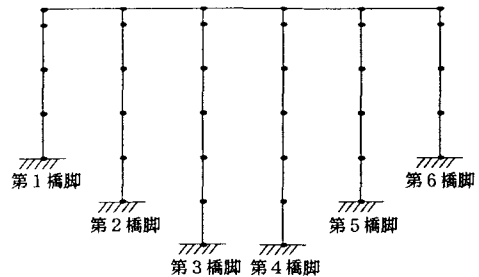


Fig.1 解析モデル

Table 1 入力地震動の一覧(レベル 2)

タイプ	地震名	観測点	最大加速度(gal)	地震種
I	宮城県沖地震	関北橋周辺地盤上	319	I 種
			320	
	北海道南西沖地震	七峰橋周辺地盤上	-323	II 種
	日向灘沖地震	板島橋周辺地盤上	-363	
	北海道東方沖地震	温根沼大橋周辺地盤上	-365	
	日本海中部地震	津軽大橋周辺地盤上	-433	III 種
	北海道東方沖地震	釧路川堤防周辺地盤上	-424	
II	兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上	-812	I 種
			766	
		猿名川荻原予定地点周辺地盤上	780	II 種
	兵庫県南部地震	JR西日本京都駅構内周辺地盤上	687	
			-673	
		大阪ガス基合供給所構内地盤上	736	III 種
	兵庫県南部地震	東神戸大橋周辺地盤上	-591	
		ポートアイランド内地盤上	-557	
			619	

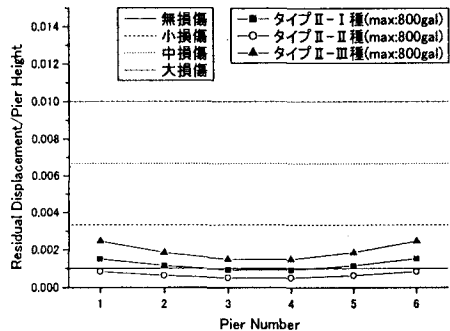


Fig.2 残留変位を用いた橋脚限界値

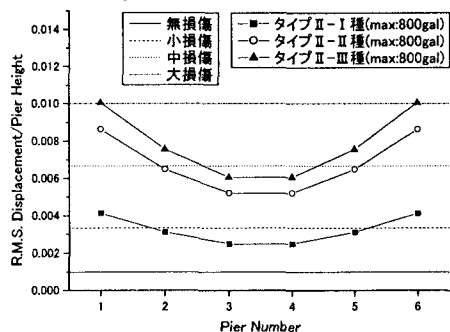


Fig.3 R.M.S. 応答変位を用いた橋脚限界値

と考えられる。Fig.3 より全ての地盤種において残留変位を用いた橋脚限界値より評価が厳しく現れていることが分かる。Ⅱ種地盤においては第1、第2橋脚において大損傷、残りの橋脚に関しては中損傷を示している。よって、R.M.S.応答による評価では残留変位が認められなかった場合においても構造部材の非線形特性を評価することが可能となることが分かる。Fig.4 は Satish らの損傷指標 D を示している。Ⅰ種地盤においてはわずかな損傷、Ⅱ種地盤及びⅢ種地盤においては中程度の損傷を示しており、残留変位を用いた橋脚限界値よりも厳しく評価されていることが分かる。Ⅱ種地盤及びⅢ種地盤において第3橋脚、第4橋脚が最も厳しい評価が現れている。しかしながらⅠ種地盤における第3橋脚、第4橋脚の評価は低く現れている。これはⅡ、Ⅲ種地盤の場合はⅠ種地盤に比べ、非線形特性が顕著に現れているため最大変位が大きくなり、評価が厳しくなったと考えられる。次に、橋脚の剛性が変化し、1次の固有周期が0.65秒から1.05秒間の応答について検討する。第1橋脚における残留変位スペクトル及びR.M.S.応答変位スペクトルをFig.5及びFig.6に示す。残留変位スペクトルにおいて短周期では無損傷であるが固有周期0.85秒で小損傷と評価され残留変位が最も大きく認められたことが分かる。R.M.S.応答変位スペクトルにおいては長周期になるにつれ橋脚限界値は増加傾向にある。Ⅲ種地盤については固有周期1.05秒でほぼ崩壊を示しており、残留変位を用いた橋脚限界値よりも厳しい損傷評価を示していることが分かる。Fig.7は第1橋脚におけるSatishらの損傷指標Dスペクトルについて示している。Ⅰ種地盤においては軽微な損傷として評価されているが、Ⅱ種地盤及びⅢ種地盤において固有周期が0.85秒の時に大被害として評価されている。この要因として入力地震動の振動特性が解析モデルの固有周期とほぼ一致しており、非線形特性の影響が反映され損傷評価が大きく現れたことが考えられる。

4. まとめ

R.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値の評価は時刻歴応答波形の非線形特性が評価されるため、残留変位が認められない場合においても構造部材の非線形特性を評価することが可能となる。エネルギー収支に着目した損傷評価は応答最大変形、履歴消費エネルギーに基づいた損傷評価であるため、橋脚限界値とは異なった傾向がみられ、耐震性能評価の重要性を示している。

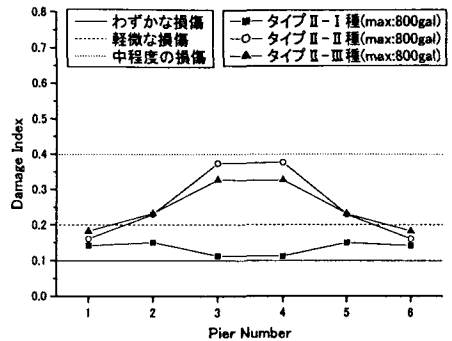


Fig.4 損傷指標 D

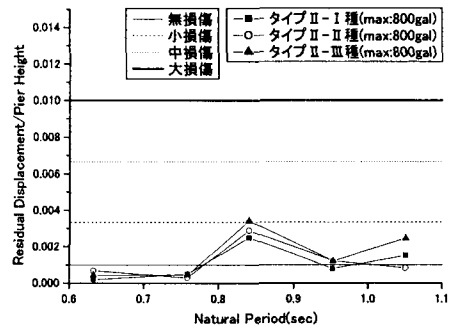


Fig.5 第1橋脚における残留変位スペクトル

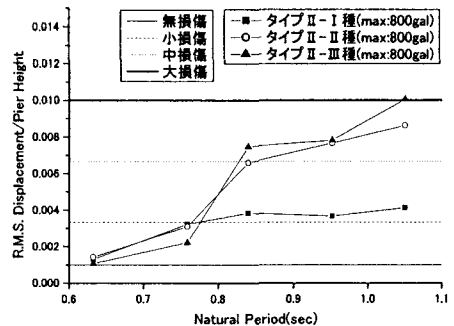


Fig.6 第1橋脚におけるR.M.S.応答変位スペクトル

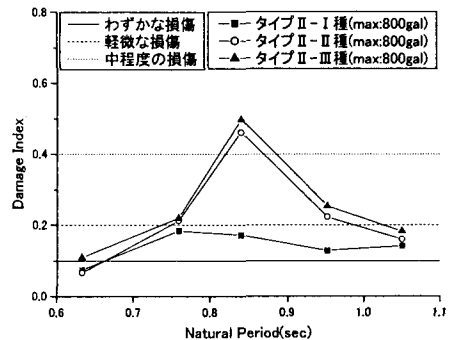


Fig.7 第1橋脚における損傷指標 D スペクトル

<参考文献>

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