

免震構造物の地震応答量に及ぼす不確定性の影響

鹿児島大学工学部 学生員 ○Myint Hiwe
鹿児島大学工学部 学生員 荒川 勝広
鹿児島大学工学部 正会員 河野 健二

1. はじめに

構造物の設計について重要なことは、耐用期間において十分に要求性能を満たすように設計荷重に対して構造物に耐力を持たせることである。設計で考慮される荷重及び構造物の耐力を決定する構造物材料性は不確定性を有するものである。これらの外力及び構造物が有する不確定性が構造物の最大応答量に及ぼす影響を明確することはより安全で、経済的な構造物を設計する上で重要なものであると考えられる。ここでは免震橋梁構造物を対象として免震支承ならびに橋脚の剛性、降伏強度、入力地震動の最大加速度が不確定性を有する場合を考慮してモンテカルロシミュレーションを行い免震支承および橋脚の最大応答量に及ぼす影響について検討を加えた。

2. 解析概要

本研究で用いた解析モデルを図-1に示す。変位制御を考慮して設計された免震支承を用いた免震橋梁構造物を上部構造物の質量と橋脚3本の質量と4つの質点で表し、それぞれの質量を免震支承および橋脚のパネで結ぶ4自由度系モデルとして表した。上部構造の質量と橋脚の質量の比は5:1とした。図-1に示した上部構造質量を150(t)、橋脚各一本の質量を10(t)とした。基礎を固定とした免震構造物の上部構造物を剛体と考慮し、免震支承と橋脚のパネを水平方向に設置して地震力を橋軸方向のみ作用した場合を考慮した。

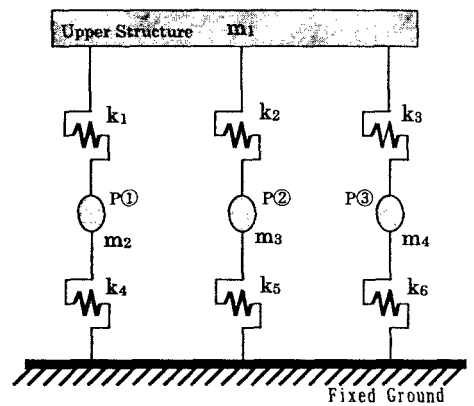


図-1 解析モデル

表-1 目標設計変位と目標固有周期

地盤種	目標設計変位 (cm)	目標固有周期 (sec)	橋脚①の固有周期 (sec)	橋脚②の固有周期 (sec)	橋脚③の固有周期 (sec)
I 種	20	1.2	0.6	0.8	0.4
	30	1.7	0.9	1.1	0.7
	40	2.2	1.1	1.3	0.9
II 種	20	0.8	0.4	0.6	0.3
	30	1.0	0.5	0.7	0.4
	40	1.1	0.6	0.8	0.5

表-2 変動要因

変動要因	平均値	変動係数
上部構造重量	1.05	0.05
橋脚重量	1.05	0.05
免震支承剛性	1.00	0.07
免震支承降伏強度	1.13	0.18
橋脚降伏変位	1.18	0.08
橋脚降伏耐力	降伏変位と連動	
橋脚剛性	降伏変位および降伏耐力と連動	

免震支承の設計については、免震支承の等価減衰定数を設定し、地盤種による入力地震動を与える。入力地震動に対して線形1自由度系における変位応答スペクトルの作成を行う。それから、上部構造物の目標設計変位の設定をしてそれに対して変位応答スペクトルから目標固有周期の設定を行う。目標固有周期から免震支承の等価剛性を設定して、免震支承の等価剛性および等価減衰定数より非線形性状を決定する。解析方法として時間刻みを0.0001(s)として、Newmarkのβ法により時刻歴応答解析を行った。I種地盤に関して神戸海洋気象台で観測されたKOBE-NS(最大加速度818gal)及びII種地盤に関してJR鷹取駅で観測されたTAKA-NS(最大624gal)それぞれの地震波を入力する。表-1に示すように目標設計変位を20、30、40(cm)とした場合の固有周期を用いた。表-2に示したパラメータに関する不確定量に関して、免震支承を非線形、橋脚を線形としてモンテカルロシミュレーションによる地震応答解析を行い、各応答量に及ぼす影響について検討した。

3. 解析結果

図-2 及び図-3 は橋脚の高さが異なった場合、KOBE-NS を入力し、不確定量を考慮してモンテカルロシミュレーションを行った結果である。図-2 は上部構造物及び橋脚の最大応答変位の平均値（以下 MDM と示す）を示し、図-3 は最大応答変位の変動係数（以下 COV と示す）を示している。図-2 に着目すると上部構造物 MDM は目標設計変位より小さい値を示し、固有周期が変化してもほぼ同程度の値を示している。表-1 に示した目標設計変位及び目標固有周期に関して橋脚①、②、③の固有周期が異なると橋脚②の MDM は橋脚①及び③より大きくなっていることが分かる。表-1 に示した橋脚②の固有周期は橋脚①及び③より大きな値を与えた場合、橋脚②の最大応答変位が大きくなったことが分かる。図-3 では上部構造物の最大応答変位の変動係数が橋脚についての変動係数よりも小さい値を示しており、橋脚の COV が固有周期の変化によって大きく変化することが分かる。すなわち、固有周期 1.2(s) から 1.7(s) に増加すると橋脚③の COV が 11% から 7% まで減少し、橋脚①の COV が 7.5% から 9% 程度に増加している。また固有周期 1.7(s) から 2.2(s) の間は同程度の値を示している。橋脚②及び上部構造物の最大応答変位の COV は固有周期が増加してもほぼ同程度の値を示している。これより構造物の不確定性を考慮した場合、構造物の免震支承と橋脚の最大応答変位の平均値は固有周期が異なってもほぼ同程度の値を示し、変動係数に関しては大きく変化したことを分かる。図-4 及び図-5 は表-1 に示した目標設計 20cm 及び KOBE-NS を入力地震動と設定した場合、橋脚②の最大応答変位の頻度分布を示している。図中の縦線は平均値を示している。図-4 の免震支承②の平均値は 0.10395(m) 及び変動係数は 0.0073(%) を示し、図-5 の橋脚②の平均値は 0.07703(m) 及び変動係数は 0.0079(%) を示している。図-4 の免震支承②及び図-5 の橋脚②については平均値とピークが同程度の値を示しており、図-5 では正規分布の形状と類似した分布を示している。図-5 の橋脚②については線形と考えたので正規分布の不確定量を考慮したものが応答にも現れたものと考えられる。

4. まとめ

本研究では MCS 法を用いて構造物の安全性を評価する上で重要である材料強度の不確定性が構造物の最大応答に及ぼす影響を明確することを目的とし、不確定量が応答特性に及ぼす影響について検討を加えた。その結果、免震支承及び橋脚に介在する不確定性は最大応答変位の平均値に関して、あまり影響は与えないことが分かった。一方、変動係数の評価に関しては構造物の固有周期に大きく依存していることが分かった。

<参考文献>1) 松田泰司、大塚久哲、山田純司：鉛入り積層ゴム支承を用いた変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察、構造工学論文集、Vol.47A, pp.917-926, 2001.

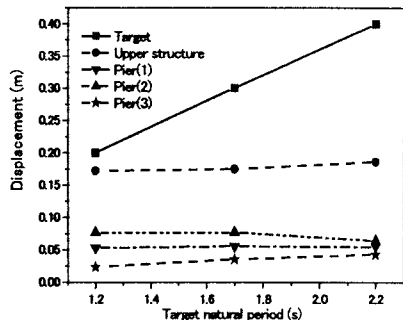


図-2 最大応答変位の平均値 (KOBE-NS)

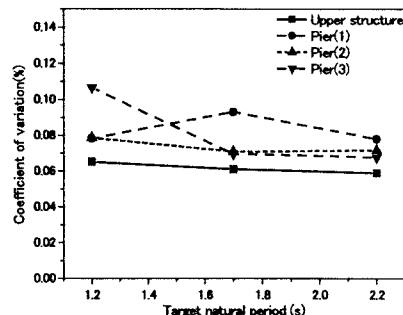


図-3 最大応答変位の変動係数 (KOBE-NS)

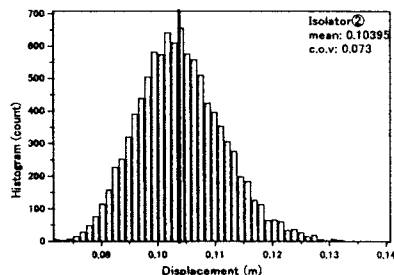


図-4 最大応答変位の頻度分布

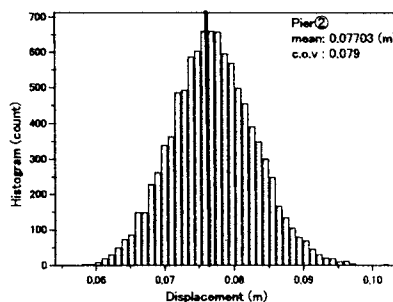


図-5 最大応答変位の頻度分布