

愛媛大学工学部 フェロー 大久保 禎二 (株)長大 正 田中 賢太
鉄建建設株式会社 正 好竹 亮介 愛媛大学大学院 学 ○門田 圭司

1. まえがき

本研究は、大規模地震により非線形動的挙動をする橋梁システムの免震支承、橋脚および杭基礎の各剛度の最適値を決定する最適設計問題において必要となる免震支承、橋脚頂部及び杭基礎頭部の非線形最大相対応答水平変位 $\delta_{\max}$ を、実験計画法の手法を用いてきわめて少ない解析回数により正確に推定する方法について研究を行ったものである。数値計算例として、橋梁システムの各橋脚を独立に考慮した単柱モデル、及び橋梁システム全体系を考慮した5径間モデルの非線形時刻歴応答解析を行い、免震支承、橋脚頂部及び杭基礎頭部の最大相対応答水平変位 $\delta_{\max}$ の推定式を求め、得られた推定値と解析(実験)値とを比較し、その信頼性及び効率性を明らかにした。

2. 橋梁システムの設計変数の設定

2. 1 免震支承の非線形履歴特性を考慮した設計変数(降伏荷重 Q_d)

図-1 は免震支承の非線形履歴特性をバイリニアモデルで近似した水平荷重 H と水平変位 U の関係を示したものであり、非線形時刻歴応答解析で一般的に用いられているものである。この免震支承の非線形動的挙動を代表的なパラメータで定義する場合、1次剛性 k_{b1} は作用する死荷重反力(垂直力)の大きさにより決定され、水平方向の降伏荷重 Q_d の大きさには関係なく一定であること、及び1次剛性 k_{b1} と2次剛性 k_{b2} の比は6.5 となることを考慮し、本研究では免震支承の降伏荷重 Q_d を設計変数として考慮することとした。

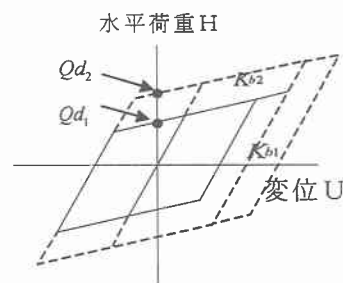


図1 免震支承のバイリニアモデル

2. 2 橋脚の非線形履歴特性を考慮した設計変数(降伏曲げモーメント M_y)

鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性としては、非線形時刻歴応答解析で一般に用いられている図-2 の剛性低下型の Takeda モデル ($M-\theta$ モデル) を用いることとする。降伏曲げモーメント M_y 及び非線形履歴挙動は橋脚の断面寸法及び鉄筋量によって異なるが、本研究では、断面寸法は美観等の関係から一定値として与えられるものとし、鉄筋量の変化により M_y 及び非線形履歴挙動が支配されるものとした。断面寸法が一定のもとでは、鉄筋量により降伏曲げモーメント M_y 及び回転角 θ_y は変化するが、 M_y と θ_y は1対1対応となるため、 M_y を与えることにより非線形挙動を定義することができ、これを橋脚の設計変数として考慮することとした。

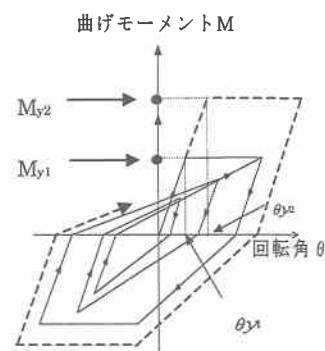


図-2 鉄筋コンクリート橋脚の剛性低下型バイリニアモデル

2. 3 基礎—地盤系の動的バネ定数に関する設計変数(水平バネ定数 K_h)

基礎—地盤の動的バネ定数は、架橋地の地盤条件と基礎の形状によって決定される。基礎構造には塑性化が生じないと仮定し、地震時に地盤に生じる変形に相当する地盤の剛性を用いて求まる線形バネモデルで表現することとした。線形バネ定数は、動的挙動を考慮したバネ定数であり、フーチング下面で等価な変位を与える水平バネ及び回転バネとして与えている。この水平及び回転バネ定数は、杭の配置及び杭の形状によって大きく変化するが、本研究では、同一の M_y を得るための建設費が最小になる杭径を決定した上で、橋軸方向の杭列の数を変化させることにより、上記の二つのバネ定数を決定することとした。このような条件においては、水平バネ定数と回転バネ定数とは1対1対応となるため、水平バネ定数が求めれば、回転バネ定数もその従属関数として一義的に決定することができるため、水平バネ定数 K_h を杭基礎の設計変数として考慮することとした。

3. 非線形時刻歴応答解析

橋梁システムの地震動による免震支承、橋脚頂部、杭基礎頭部の最大相対応答水平変位 δ_{max} は、直接積分法の Newmark- β 法により求めている。地盤としては杭基礎が多く用いられるⅡ種地盤を想定し、地震動としては道路橋示方書の標準加速度波形3種類（タイプⅡ地震動）の波形を解析に用いている。

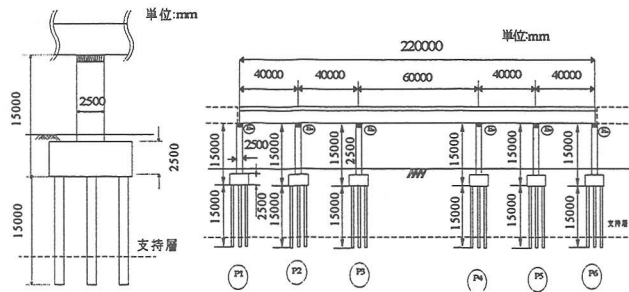


図-1 単柱モデル

図-2 5径間モデル

表-2 $L_9(3^4)$ の直行配列表

水準値				
No.	Qd	My	Kh	e
1	1	1	1	1
2	1	2	2	2
3	1	3	3	3
4	2	1	2	3
5	2	2	3	1
6	2	3	1	2
7	3	1	3	2
8	3	2	1	3
9	3	3	2	1

$$\delta b_{max} = 35.23 - 0.1263(Qd - 980) + 0.0014[(Qd - 980)^2 - 1.600E^3] + 0.0036(My - 49000) + 1.397E^{-7}[(My - 49000)^2 - 4.735E^7] - 2.593E^{-6}(Kh - 2.170E^6) + 1.315E^{-10}[(Kh - 2.170E^6)^2 - 3.495E^{11}] \quad (1)$$

表-1 単柱モデルにおける設計変数の設定

因子	水準値			
	第1水準	第2水準	第3水準	
Qd (kN)	490	980	1470	
My (kNm)	40572	49000	57423	
Kh (kN/m)	1.45E+06	2.17E+06	2.90E+06	

表-3 単柱モデルにおける免震支承の δb_{max} の推定値と解析（実験）値の比較（波形3）

No.	Qd	My	Kh	推定値(cm)	解析値(cm)	誤差1)
1	1	1	1	40.07	40.84	-1.9
2	1	2	2	42.17	38.94	7.7
3	1	3	3	45.92	48.37	-5.4
4	2	1	2	29.34	31.79	-8.4
5	2	2	3	32.88	33.65	-2.4
6	2	3	1	36.49	33.25	8.9
7	3	1	3	27.05	23.82	11.9
8	3	2	1	30.45	32.90	-8.1
9	3	3	2	32.76	33.53	-2.4

1) 誤差 = [(推定値 - 解析値) / 推定値] × 100

表-4 5径間モデルにおける橋脚1の δb_{max} の推定値と解析（実験）値の比較（波形3）

実験番号 No.	推定値 (cm)	解析値 (cm)	誤差1)	実験番号 No.	推定値 (cm)	解析値 (cm)	誤差1)
1	36.87	37.73	-2.3	15	33.00	32.40	1.8
2	38.07	37.31	2.0	16	33.99	33.69	0.9
3	36.94	36.84	0.3	17	38.59	39.28	1.8
4	35.84	36.03	0.5	18	35.75	35.36	1.1
5	36.56	37.66	3.0	19	33.92	34.76	2.5
6	36.65	35.36	3.5	20	33.56	33.18	1.1
7	36.10	35.05	2.9	21	32.77	32.32	1.4
8	38.04	37.70	0.9	22	35.10	34.89	0.6
9	37.38	38.77	3.0	23	35.88	36.18	0.8
10	37.72	37.57	0.4	24	35.23	35.14	0.3
11	39.96	39.12	2.1	25	27.16	26.53	2.3
12	37.73	38.71	2.6	26	28.08	28.16	0.3
13	30.63	31.08	1.5	27	26.15	26.69	2.1
14	33.48	33.63	0.4				

1) 誤差 = [(推定値 - 解析値) / 推定値] × 100

4. 実験計画法による最大相対応答水平変位の推定式の導入

4. 1 単柱モデル 図-1 に示す単柱モデルにおいて、免震支承の Qd 、橋脚の My 、杭基礎の Kh の3個の設計変数（因子）の第1、第2、第3水準値を表-1のように仮定した。この場合、因子の総数が3個であるので、 $L_9(3^4)$ の直交配列表（表-2）における各因子の3つの水準レベル(1,2,3)の組み合わせ9通りについて解析（実験）を行い解析値を得、得られた δ_{max} を特性値として Chebyshev の直交多項式を用いて δ_{max} の推定式を求めた。最大加速度の最も大きい波形3の地震動を入力した場合の免震支承の最大相対応答水平変位 δb_{max} の推定式を式(1)に示す。また、免震支承の δb_{max} の解析（実験）値と推定式より得られた推定値との比較を表-3に示す。最大12%の相対誤差で非線形応答曲面を推定することができた。

4. 2 5径間モデル 図-2 に示す5径間モデルの場合には設計変数（因子）が9個であるため、 $L_{27}(3^{13})$ 直交配列表による27個の3水準レベルの組み合わせについて解析（実験）を行い推定式を導入した。橋脚1における免震支承の δb_{max} の解析値と推定式より得られた推定値との比較を表-4に示す。最大3.5%の相対誤差で非線形応答曲面を推定することができた。

5. 結論

非線形特性を有する設計変数の取り扱いについて、その非線形特性の代表値を象徴的な連続設計変数として表現することにより、複雑な非線形挙動をする設計変数を容易に取り扱うことができる。また、実験計画法の手法を用いることにより、大規模地震動を受ける多質点系構造物の非線形最大相対応答水平変位の推定式を、単柱モデルの場合は9個、5径間モデルの場合は27個と、きわめて少ない設計変数の離散水準値の組み合わせについて非線形動的解析を行い、その結果を用いることにより精度よく導入することができる。

参考文献) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書，V耐震設計編，1996.，田口玄一：実験計画法 第3版，丸善，1976.