

既存構造物の耐震信頼性評価に関する研究

京都大学工学部 正員 白石成人 京都大学工学部 正員 古田 均
京都大学工学部 正員 杉戸真太 三 菱 重 工 正員○山本信哉

1. まえがき 本研究は、既存構造物の耐震信頼性評価を行うことを目的とする。既存構造物を扱う場合、設計時と異なる点は、より多くの情報が得られるということである。橋梁構造物を考えた場合、地震で最も損傷を受けやすく、破壊が生じやすいのは橋脚である。本研究ではRC橋脚を対象として、橋脚天端の相対変位に着目し、地震による応答変位と橋脚天端の許容変位との関係を表す限界状態関数を作成して信頼性解析を行う。また、地震動強度として構造物の固有振動数と等しい振動数領域の非定常パワースペクトルに着目し、その強度パラメータを用いて最大応答変位を推定することを考える。

2. 非定常パワースペクトルを用いた地震応答モデル 本研究では、地震動の非定常なスペクトル特性を考慮するために、非定常パワースペクトルの平方根の最大値である強度パラメータ $\alpha_m(f)^{1)}$ に着目し、弾性領域および非弾性領域の両方を考慮した構造物の最大応答変位を推定することを試みた。ただし、この $\alpha_m(f)$ は基盤における強度パラメータであるため、変換係数 $\beta_a(f)^{2)}$ を乗ずることにより、基盤での $\alpha_m(f)$ を沖・洪積地盤での $\alpha_{ms}(f)$ に変換し、地盤の影響を考えた推定を行えるようにした。表-1に、この応答解析結果に対して $\alpha_{ms}(f)$ および地盤最大加速度 A_{max} について線形回帰分析を行って得られた相関係数を示す。なお減衰定数 h は0.05および0.1とした。表中、*印のついた

表-1 回帰分析結果

f_s		地盤 1		地盤 2		地盤 3		地盤 4	
		0.05	0.1	0.05	0.1	0.05	0.1	0.05	0.1
0.19	α_s	0.989	0.997	0.942	0.997	0.996	0.998	0.998	0.999
	A_{max}	0.929	0.960	0.961	0.976	0.984	0.987	0.961	0.958
0.49	α_s	0.984	0.992	0.983	0.986	0.972	0.987	0.986	0.994
	A_{max}	0.974	0.987	*0.984	*0.988	*0.982	*0.988	0.962	0.974
0.73	α_s	0.967	0.979	0.969	0.974	0.986	0.977	0.982	0.911
	A_{max}	0.942	0.958	*0.974	*0.976	*0.991	*0.985	*0.984	0.976
0.97	α_s	0.993	0.993	0.990	0.993	0.965	0.977	0.938	0.934
	A_{max}	0.991	0.992	0.989	0.989	*0.975	0.971	0.906	0.889
1.99	α_s	0.993	0.993	0.984	0.987	0.981	0.986	0.992	0.989
	A_{max}	0.993	0.993	0.984	0.981	0.963	0.972	0.989	0.985
3.01	α_s	0.899	0.913	0.919	0.923	0.917	0.889	0.877	0.891
	A_{max}	*0.927	*0.939	*0.964	*0.966	*0.975	*0.959	*0.919	*0.925
4.03	α_s	0.921	0.941	0.948	0.948	0.929	0.934	0.935	0.971
	A_{max}	*0.952	*0.970	*0.976	*0.982	*0.981	*0.990	*0.967	*0.992
4.99	α_s	0.992	0.995	0.986	0.961	0.977	0.983	0.969	0.967
	A_{max}	0.988	*0.998	0.970	0.977	0.973	0.988	0.990	0.989
7.03	α_s	0.980	0.979	0.956	0.949	0.940	0.922	0.910	0.897
	A_{max}	*0.998	*0.999	*0.998	*0.999	*0.998	*0.996	*0.958	*0.950
10.03	α_s	0.993	0.991	0.975	0.972	0.972	0.970	0.967	0.957
	A_{max}	0.981	0.985	0.963	0.971	0.956	0.963	*0.996	*0.997

表-2 回帰直線の傾きBおよび相関係数r

$h=0.05$

f_s	B	地盤 1	地盤 2	地盤 3	地盤 4
	相関係数				
0.2	B	0.4464E+1	0.4658E+1	0.4975E+1	0.5496E+1
	r	0.9895	0.9918	0.9943	0.9891
0.5	B	0.9163	0.9219	0.9122	0.1013
	r	0.9832	0.9847	0.9813	0.9740
0.7	B	0.7227	0.6491	0.6061	0.4784
	r	0.9852	0.9767	0.9411	0.8909
1.0	B	0.4643	0.5023	0.4223	0.2681
	r	0.9852	0.9767	0.9411	0.8909
2.0	B	0.1949	0.1362	0.2349	0.1621
	r	0.9919	0.9666	0.9813	0.9930

$h=0.1$

f_s	B	地盤 1	地盤 2	地盤 3	地盤 4
	相関係数				
0.2	B	0.3664E+1	0.4015E+1	0.4482E+1	0.4870E+1
	r	0.9973	0.9974	0.9985	0.9964
0.5	B	0.7749	0.7389	0.7971	0.8622
	r	0.9917	0.9881	0.9935	0.9820
0.7	B	0.5920	0.5467	0.5225	0.4490
	r	0.9811	0.9822	0.9897	0.9751
1.0	B	0.3245	0.4059	0.3885	0.2678
	r	0.9879	0.9805	0.9461	0.91087
2.0	B	0.1748	0.1238	0.1262	0.1418
	r	0.9894	0.9625	0.9827	0.9959

Naruhito SHIRAISHI Hitoshi FURUTA Masata SUGITO Shinya YAMAMOTO

橋は A_{max} の方が相関が良いことを表す。これより固有振動数 f_0 が2Hz以下の場合には $\alpha_{ms}(f_0)$ を用いた方がより信頼性の高い最大応答を推定できることがわかる。表-2に、 $\alpha_{ms}(f_0)-Y_{max}$ の回帰分析より求めた直線の傾き B 、およびその相関係数 r の値を示す。橋脚天端の最大応答変位は、 B 、 $\beta_a(f)$ 、および $\alpha_m(f)$ を用いて次式により容易に推定することができる。

$$Y_{max}=B \cdot \alpha_{ms}(f_0)=B \cdot \beta_a(f) \alpha_m(f) \quad (1)$$

3. 既存構造物の耐震信頼性評価法 地震発生位置に関しては、活断層を考慮した文献3)のゾーニングを用いて、関西および関東について各ゾーンごとの発生パターンを考えた。さらに文献3)をもとに各ゾーンにおける t_r 年間の地震規模の最大極値の確率密度関数および震央距離の確率密度関数を求めた。これらの確率関数により、 t_r 年間の最大マグニチュードの平均値および震央距離の平均値を求めることができる。マグニチュードおよび震央距離が与えられれば、式(1)より最大応答変位 Y_{max} を推定できる。限界状態関数は、式(1)を用いて次式で与えられる。

$$Z=g(Y_R, M, \Delta)=Y_R-B \cdot \beta_a(f_0) \alpha_m(f_0) \quad (2)$$

ただし Y_R はRC橋脚天端の許容変位である。

4. 適用例 適用例として、橋軸直角方向の固有周期が0.626(sec)、降伏変位が0.618(cm)、靱性率が4、許容変位の変動係数が0.1の橋脚を対象とする。表-3に、東京と大阪の破壊確率をAFOSM法とFOSM法⁴⁾により求めたものを示す。東京のゾーン3, 4, 5で信頼性解析を行った結果、震央距離の破壊点はそのゾーンの下限値以下の値となった。その理由として、ゾーンに下限値が存在する場合、発生地震の規模があまり大きくない場合には震央距離の破壊点も小さな値となり、下限値を越えてしまうことが考えられる。真の安全性指標は、ここで得られた安全性指標よりも大きな値をとると考えられる。そこで全ゾーンでの破壊確率を算定する際に、ゾーン3, 4, 5で得られた破壊確率を考慮に入れる場合と入れない場合とに分け、2つの破壊確率を求めた。そして真の破壊確率はその間に存在すると仮定した。表-3において、東京の破壊確率が2通り列記してあるが、これは t_r 年における上限値と下限値を表している。いずれにしても、全体的には東京の方が大阪よりも地震に対する危険度が高いことがわかる。AFOSM法とFOSM法により求めた破壊確率は、東京、大阪ともに大きな差があるが、この理由としてAFOSM法では計算の途中で、破壊点の値を用いてその平均値と標準偏差を正規分布に従うように近似しているが、FOSM法ではそのまま平均値と標準偏差を用いたこと、および非線形の限界状態関数をテラー展開する際の近似誤差の影響が考えられる。

5. 結論 地震動の非定常パワースペクトルに着目することにより、構造物の最大応答変位を求めるための、精度のよい簡易法を開発できた。これは、構造物の固有周期と等しい周期の非定常パワースペクトルを扱うため、周期の影響を何ら考慮できない最大加速度に比べ、さらに精度の高い推定値を得ることができたと考えられる。また構造物の応答として、橋脚天端の相対変位を考えることで、非弾性領域の応答を弾性領域に変換せずに容易に取り扱うことができた。

参考文献 1)後藤尚男, 杉戸真太, 亀田弘行, 斉藤宏, 大滝健: 工学的基盤における地震動予測モデル、京都大学防災研究所年報, 第27号B-2別刷, pp. 19-48, 1984. 4, 2)杉戸真太, 亀田弘行, 後藤尚男, 廣瀬憲嗣: 工学的基盤面と沖・洪積地盤面の地震動の変換係数、京都大学防災研究所年報, 第29号B-2別刷, pp. 41-58, 1986. 4, 3)阪神高速道路公団: 阪神地域における都市高速道路の荷重条件と設計荷重に関する基礎的研究、(社)システム総合研究所, pp. 37-50, 1986. 3, 4)白石成人, 古田均: 構造物の信頼性解析法の変遷と最近の動向、JSSC, Vol. 18, No. 194, pp. 40-55, 1982

表-3 東京、大阪における破壊確率

AFOSMの場合

年	東京	大阪
10	0.857397E-1	0.859703E-1
20	0.119889	0.120344
30	0.142386	0.143138
40	0.159350	0.160407
50	0.173082	0.174408
60	0.184705	0.186245
70	0.194840	0.196536
80	0.203867	0.205663
90	0.212037	0.213889
100	0.219521	0.221385

FOSMの場合

年	東京	大阪
10	0.183105E-3	0
20	0.189688E-2	0
30	0.486881E-2	0.119209E-6
40	0.825227E-2	0.447035E-5
50	0.116341E-1	0.463720E-4
60	0.148589E-1	0.230193E-3
70	0.178819E-1	0.728964E-3
80	0.207113E-1	0.122874E-2
90	0.233752E-1	0.335276E-2
100	0.258992E-1	0.567657E-2