損傷度指標を用いた道路橋の残存耐震性能評価

山下典彦1・島袋 武2

¹正会員 大阪産業大学教授 都市創造工学科 (〒574-8530 大阪府大東市中垣内3-1-1) E-mail:yamasita@ce.osaka-sandai.ac.jp

²学生会員 熊本大学大学院 自然科学研究科 (〒860-0862 熊本県熊本市中央区黒髪2-39-1) E-mail: 131d8814@st.kumamoto-u.ac.jp

現在,地震外力や経年劣化によって低下した土木構造物が有する残存耐震性能を定量的に評価する手法 が必要となっている.そこで本研究では,構造物の耐震性能の定量的な評価が可能な損傷度指標を,外力 を受けた構造物に残存する耐震性能を評価する耐震性能残存率へ導入し,弾塑性地震応答解析を行った. その結果から,損傷度指標を用いた耐震性能評価の妥当性や損傷度指標を算出するためのパラメータが耐 震性能残存率の値に及ぼす影響を検討した.

Key Words : residual seismic capacity, damage index, highway bridge, seismic response analysis

1. はじめに

兵庫県南部地震による道路橋の甚大な被害を受け,平 成8年に道路橋示方書が2段階の地震動から構成される現 在のスタイルに改訂され,地震後の残留変位の規定が新 たに取り入れられた.平成14年の道路橋示方書では,仕 様規定型から国際化や多様な工法・構造等への柔軟な対 応を可能とする性能規定型の基準を目指して改訂されて いる.その具体的方法や性能の規定方法を定めるには, 性能検証方法の高度化が課題で,コンクリート構造物や 鋼構造物の塑性域での動的挙動や終局強度を,精度良く 評価する手法の開発が必要である¹⁾.地震による構造物 の損傷度については,以前より様々な研究がなされ,地 震による構造物の損傷度を定量的に表すことを目的とし た指標が提案されてきた.

また一方,地震被害を受けた鉄筋コンクリート道路橋 の余震に対する安全性や,合理的な復旧計画を立案する ためには,被災前後の構造物の耐震性能を正確に評価す ることが重要である.性能規定型の耐震設計において, 安全性,供用性,修復性に基づいた耐震性能を定量的に 設定するためにも,被災構造物の残存耐震性能を精度よ く評価する手法を確立することが必要である².

さらに、高度経済成長期に大量に整備された道路橋が 耐用年数を迎え、急激に維持管理や更新が必要となって いる.今後、予防保全型の維持管理を行わなければ、ラ イフサイクルコストが増大するばかりでなく、劣化によ り耐震性が十分確保されていなければ来たるべき巨大地 震で甚大な被害を受ける可能性がある.それに伴い,劣 化した構造物がもつ耐震性能を定量的に評価する手法が 必要となっている.

本研究では、まず、地震時の構造物の損傷度を定量的 に表現する損傷度指標³を構造物の耐震性能を表現する 耐震性能残存率²へ導入することについて検討する.次 に、その解析の流れを利用し、実在する道路橋を参考に した上部構造物を1自由度モデル及び1自由度モデルに 直接基礎の影響を考慮した3自由度モデルの損傷度指標 を用いた耐震性能残存率の値を算出する.この解析結果 を用いて、構造物の損傷度指標を用いた耐震性能評価の 妥当性や損傷度指標を算出するためのパラメータが耐震 性能残存率の値に及ぼす影響を検討した.

2. 道路橋の運動方程式

本研究では、図-1 に示すようなモデル化を行った. 図-1(a)は上部構造物を微小な並進運動のみを想定して モデル化した1自由度モデルであり、その運動方程式は 次式で表わされる.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + k_s x = -m\ddot{u}_G \tag{1}$$

ここに, m は1 質点系の質量, c は減衰係数, k_s はバネ剛性, \ddot{x} , \dot{x} , xはそれぞれ加速度, 速度, 変位, \ddot{u}_G は水平方向の入力地震動である.

また,図-1(b)に示すような3自由度モデル,つまり 上部構造物の並進運動,基礎の並進運動及び回転運動に



モデル化した振動方程式は式(2)のようになる. なお, 振動方程式の誘導にあたっては,地盤-基礎系の復元力 における並進と回転の連成項を無視している.

 $[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = -[M]\{I_1\}\ddot{u}_G$ (2)

$$\begin{bmatrix} M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m & m & mH \\ m & m+M & mH \\ mH & mH & mH^{2} + J \end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix} C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{S} & 0 & 0 \\ 0 & c_{HB} & 0 \\ 0 & 0 & c_{R} \end{bmatrix} \quad \begin{array}{c} c_{S} = 2h_{1}\sqrt{mk_{S}} \\ c_{HB} = 2h_{2}\sqrt{Mk_{HB}} \\ c_{R} = 2h_{3}\sqrt{Jk_{R}} \end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{S} & 0 & 0 \\ 0 & k_{HB} & -k_{HB}Hs/2 \\ 0 & -k_{HB}Hs/2 & k_{R} + k_{HB}H_{S}^{2}/4 \end{bmatrix}$$
$$\{y\} = \begin{cases} u_{1} \\ \theta \\ \theta \\ \end{cases} \quad \{I_{1}\} = \begin{cases} 0 \\ 1 \\ 0 \\ \end{cases}$$

ここに、*m*、*M*は上部構造物および基礎の質量、 $J = J_m + J_M$ は回転慣性で、 J_m , J_M は上部構造物、基礎の 回転慣性、*cs*、*c*_{HB}、*c*_{RF} は上部構造物、基礎水平及び回転 運動の減衰係数であり、 h_l 、 h_2 、 h_3 はそれぞれの減衰定 数である. *ks*、*k*_{HB}、*k*_R は上部構造物の水平バネ、基礎底 部水平及び回転バネ剛性、 u_l 、 x_0 、 θ は上部構造物の水 平変位、基礎の並進変位及び回転角、 \ddot{u}_c , $\dot{\theta}_c$ は入力地震 動を表している. [K] {*y*} は上部構造物と基礎の復元力項 で、復元力特性として上部構造物と基礎の底部水平バネ は完全弾塑性型、基礎の底部回転バネはトリリニア型と した⁴.

3. 耐震性能残存率と損傷度指標

(1) 損傷度指標

本論文では,式(3)に示す家村ら³の損傷度指標DIを用 いた.

$$DI = \frac{\mu_d - 1}{\mu_u - 1} + \frac{\beta \cdot \mu_h}{\mu_u} \tag{3}$$

ここに、µ_d,µ_w,µ_hはそれぞれ応答塑性率,終局変 位靱性率,エネルギー靱性率である.

また、 β は、部材の断面特性等に依存した係数であり、 -0.3~1.2の広域な範囲を持つ値である⁵. β はエネルギー 靭性率にかかっており、履歴吸収エネルギーが損傷度指 標の値へ与える影響の重みを表現するパラメータとして 考えられる.既往の研究³では平均値である β =0.15が用 いられているが、基礎や構造物の全体系に対応した値の 設定になっておらず、 β の値の設定が解析に及ぼす影響 は未だ明確になっていない.本研究では、この β が解析 結果に及ぼす影響を検討するため、 β =0.00、0.05、0.15、 0.20、0.25、0.30を用いた.

(2) 耐震性能残存率と損傷度指標

地震を受けた上部構造物が有する耐震性能残存率を算 出するために必要な指標である損傷度は、応答変形と塑 性率の関係に基づいて設定されている.例えば図-2に示 すように、対象とする構造を曲げ部材として十分な変形 能力を持つものと仮定すると、終局塑性率は5.0となる. これによって、降伏点までを損傷度 I,塑性率2.0まで を損傷度 II,塑性率3.0までを損傷度 II,終局塑性率に 至るまでを損傷度 IVが設定される.本研究では、構造物 の被害の外観と耐震残存性能率を直接的に結びつけるた め、地震時の構造物の損傷度を数値的に表現する損傷度 指標 DIを塑性率の代わりに用いることを試みた.損傷度 指標と上部構造物の損傷状態及び耐震性能の関係に耐震 性能残存率に用いる損傷度を組み合わせたものが表-1で ある.

前述の関係を利用し、損傷度指標を用いた耐震性能残



図-2 塑性率と損傷度の関係 表-1 耐震性能残存率と損傷度指標

損傷状態	損傷度指標の値	耐震性能	損傷度	構造物の外観		
無損傷	0.00	耐震性能 I		ひび割れなし		
	0.08		損傷度I			
使用可能				中程度のひび割れ		
	0.18		損傷度Ⅱ			
修復可能				かぶりコンクリートの剥離		
	0.36	耐震性能Ⅱ	損傷度Ⅲ			
修復不可能				鉄筋剥き出し		
	0.60	耐震性能Ⅲ	損傷度Ⅳ			
崩壊				せん断耐力・軸耐力の損失		



表-2 3自由度モデルの諸量

国間	掻助 直 さ	上部構造物		直接基礎			回転慣性
四旁	11同加平1月) C	橋桁重量	橋脚重量	高さ	半径	質量	モーメント
T(s)	H(m)	Wu(kN)	Wp(kN)	H _s (m)	a(m)	M(kNs ² /m)	J(kNs ² ·m)
0.712	11	10744.7	1119.7	2	4	235.94	288267.0
0.965	11	20070.4	1119.7	2	4	235.94	529188.7

存率の算出流れを示したものが図-3である。例として、 損傷度Ⅳの場合の耐震性能残存率を求める場合を挙げる. まず,表-1より,終局変形はDI=1.0,損傷度IVは損傷度 指標DI=0.60と設定する. 上部構造物が終局変形(DI=1.0) に至るよう, 地震波を入力し倍率を変化させ繰り返し計 算を行い、終局変形に至った時点で求まる地震波倍率が Aoである.次に、図-4に示すように、上部構造物が損傷 度Ⅱ(DI=0.60)に至るよう、地震波を入力し倍率を変化さ せ繰り返し計算を行い,損傷度IVになった時点で,1回 目の地震波入力を終了し、その続きに2回目の地震波を 入力する. 2回目の地震波は、上部構造物が終局変形 (DI=1.0)に至るよう倍率を変化させていく. このときに 求められる2回目の地震波の倍率がAuである.以上の 計算より求められたA₄, A₀を式(4)に代入することで, 損傷度IVのときの耐震性能残存率Ranが求められる.同 様に、各損傷度を受けた後に終局変形に至る地震波倍率 A_d(i=1,2,3,4:損傷度)をA₀で除すと、各損傷度での耐震性 能残存率Ranが求められる.

$$R_{dyn} = \frac{A_{di}}{A_0} \tag{4}$$

4. 解析条件

図-5に示す復元力特性において降伏震度Cyを決定し、 各固有周期に対応する剛性を決定した上で、降伏変位を 決めた. 各モデルの構造パラメータとして降伏震度





*C*_y=0.2, 減衰係数*h*は0.05, 許容塑性率μ_aは, 「橋脚の致 命的な損傷に対しての安全性が確保される塑性率」[®]と 仮定し5.0とした.

上部構造物の水平バネの2次剛性比nは0.0の完全弾塑 性型とし、3自由度モデルにおける諸量は既存の直接基 礎を持つ道路橋を参考にした表-2に示す2ケースのモデ ルを用いた.直接基礎の影響を考慮する場合、I種地盤 で図-6のように支持されていると仮定し、土の単位体積 重量17.6kN/m³, 粘着力0.0kN/m², ポアソン比0.3, 上部構 造物の減衰定数0.05, 基礎の減衰定数0.1, N値40(道路橋 示方書よりせん断波速度273.6m/s, 内部摩擦角39.5°)と した. 弾塑性地震応答解析はNewmark β法(β=1/6), 微小 時間間隔0.001sにより行った.入力地震動は,兵庫県南 部地震及び東北地方太平洋沖地震のそれぞれで最大応答 加速度を記録した神戸海洋気象台及び築館のNS成分と した.

5. 解析結果

図-7に耐震性能残存率-損傷度指標の関係を固有周期 及び入力地震動別に示す.図から,損傷度指標が大きく なるに従って耐震性能残存率は小さくなる傾向がみられ る.また,神戸海洋気象台と築館で固有周期0.965sの場 合,3自由度モデルが1自由度モデルより耐震性能残存 率の値が大きくなっている.一方,築館で固有周期 0.712sの場合は,1自由度モデルと3自由度モデルのそ れぞれの耐震性能残存率はほぼ同じである.

前述した1自由度モデルと3自由度モデルの耐震性能

残存率に差が生じた原因をみるため、図-8に築館の損傷 度指標の値が0.36のときの1自由度モデルと3自由度モ デルの上部構造物の変位応答及び復元カー変位関係を示 す.(a)は固有周期0.712sの場合、(b)は固有周期0.965sの 場合をそれぞれ示している.図-8(a)において、最大変 位は1自由度モデルが-0.042m、3自由度モデルが-0.034m、残留変位はそれぞれ0.023m、0.008mとなってお り、残留変位は1自由度モデルの方が大きいものの、全 体の応答はほぼ同じ挙動を示している.それに対して図 -8(b)では、最大変位は1自由度モデルが0.066m、3自 由度モデルが-0.055m、残留変位はそれぞれ0.006m、-0.017mとなっている.また、両図から3自由度モデルの 最大変位、残留変位の値が小さくなっており、3自由度 モデルの直接基礎の影響により上部構造物へ伝わるエネ ルギーが減少したたためであると考えられる.

図-9に1自由度モデルの損傷度指標のパラメータβを 0.00~0.30に変化させたときの耐震性能残存率を示す. 図からβの値が大きくなるに従って、耐震性能残存率は 小さくなる傾向がみられた.逆にβの値が小さくなると 耐震性能残存率は大きくなることがわかった.さらに、 βの値によってばらつきがみられる.例えば、神戸海洋





図-11 βを変化させた時の上部構造物の応答(黒線:β=0.15,赤線:β=0.20,青線:β=0.05)

気象台で固有周期0.965sの図から,損傷度指標の値が0.6 のとき, β =0.00及び0.05では耐震性能残存率は1.0となっ ており,**表**-1に示した損傷度指標と耐震性能残存率の関 係が成立しておらず, β =0.25では約0.46となっており耐 震性能残存率がやや過大評価となっている. 次に、 β の設定による耐震性能残存率のばらつきをみるため、図-10に図-9のそれぞれの β における耐震性能残存率を、その平均値である β =0.15の耐震性能残存率で除したものを示す。損傷度指標の値が大きくなるに従って、 β =0.15の耐震性能残存率からそれぞれの耐震性

能残存率のばらつく範囲が広がることがわかった.神戸 海洋気象台で固有周期0.965sの場合が最もばらつき,損 傷度指標0.6, β=0.00ではβ=0.15のときと比較して約1.8 倍大きくなっている.この結果から,損傷度指標のパラ メータβは,耐震性能残存率の算出に大きな影響を及ぼ すことがわかった.

図-11に、図-10で損傷度指標が同じ値で、最も耐震性 能残存率比に差が生じた神戸海洋気象台で固有周期 0.965sの大きかった場合(β=0.05)と小さかった場合 (β=0.20)の上部構造物の変位応答、復元力、履歴吸 収エネルギー及び復元カー変位関係を示す. 黒線が基準 となるβ=015、青線がβ=0.05、赤線がβ=0.20の場合を それぞれ示している.

同様に、図-11(d)の復元カー変位関係における β =0.05 は履歴ループの面積が大きく,履歴吸収エネルギーの値 も大きくなっている.しかしながら、変位応答や履歴吸 収エネルギーが大きくなるとそれに伴い構造物の損傷も 大きくなり、耐震性能残存率は低下することが予想され る.3.(1)で述べたように、 β は履歴吸収エネルギーが 損傷度指標の値へ及ぼす影響の係数と考えることができ る. β =0.05では、この項が0に近くになるため、損傷度 指標はほぼ応答塑性率のみで評価される.その結果、大 きな変位応答が生じる構造物の耐震性能残存率が、 β の 項が効いている場合より損傷が小さく評価されたと考え られる.逆の場合も同様のことが言える. β =0.20のと き、履歴吸収エネルギーが小さくても β の影響で損傷度 指標の値は大きくなり、その結果、耐震性能残存率は β =0.15とした場合より小さくなったと考えられる.

6. まとめ

本研究では、地震時の構造物の損傷度を定量的に表現

する損傷度指標を構造物の耐震性能を表現する耐震性能 残存率へ導入し、1自由度モデル及び1自由度モデルに 直接基礎の影響を考慮した3自由度モデルについて耐震 性能残存率を算出した.そして、損傷度指標を用いた耐 震性能評価の妥当性や損傷度指標を算出するためのパラ メータが耐震性能残存率の値に及ぼす影響を検討した.

それらの結果をまとめると以下の通りである.

- 損傷度指標の値が大きくなるに従って耐震性能残存率は小さくなったことから、上部構造物の損傷度指標は損傷度を、耐震性能残存率は残っている耐震性能を表現しており概ね妥当であることがわかった。
- 損傷度指標のパラメータであるβを変化させること によって、最大で平均値の約1.8倍の耐震性能残存率 が算出され、パラメータの決定が耐震性能残存率へ 大きな影響を及ぼすことがわかった。

参考文献

- 日本地震工学会 性能規定型耐震設計法に関する研究 委員会編:性能規定型設計 現状と課題, 鹿島出版会, 2006.
- 2) 鄭文淑,前田匡樹,田才晃,長田正至:地震被害を受けた RC 造建築物の残存耐震性能の評価,日本建築学会構造工学論文集,Vol.48B, pp.189-196, 2002.
- 3) 家村浩和,三上卓:目標耐震性能に必要な降伏強度と 塑性率のスペクトル,土木学会論文集, No,689/I-57, pp.333-342, 2001.
- 4) 山下典彦,原田隆典:基礎-地盤-構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究, 土木学会構造工学論文集,Vol.47A, pp.591-598, 2001.
- 5) Edoardo Cosenza, Gaetano Manfredi : Seismic Analysis of Degrading Models by Means of Damage Functions Concept, Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buidings, Elsevier Applied Science, pp77-93, 1992.
- 6) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 丸善, pp.120-124, 1996.

(2013.?.?受付)

RESIDUAL SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF HIGHWAY BRIDGES USING THE DAMAGE INDEX

Norihiko YAMASHITA and Takeshi SHIMABUKURO

We require the method that quantitatively assesses residual seismic performance based on structures has deteriorated due to aging and earthquake damage. In this research, we introduced the ratio of residual seismic capacity to the damage index. We directly linked the ratio of the residual seismic capacity of structures which that were damaged by earthquakes and aging to the appearance of structure damage so that the value of the damage index and the appearance of the damage to the structure are is consistent. We also calculated the seismic response analysis. With our results, we investigated the effects of the parameters for calculating the damage index and the validity of seismic performance evaluation using it on the ratio of residual seismic capacity.