

性能照査型設計のための損傷度指標

三上 卓¹・家村浩和²

¹正会員 博士(工学) 京都大学リサーチ・アソシエイト 工学研究科土木システム工学専攻

(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²フェロー 工博 京都大学教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

1. はじめに

近年、性能設計法が国際的に指向されており、今後、性能設計法あるいは性能照査型設計法が設計法の中心として位置付けられていくと考えられる¹⁾。鋼構造物に関しては、既に性能を基盤にした設計体系の流れが提案されている²⁾。ここで問題となるのが、要求性能、要求性能の数値目標としての目標性能（限界値）とその照査方法（性能評価）である。耐震に関わる要求性能は、中小規模の地震動に対しては補修が必要となるような損傷が発生しないこと、および大規模地震動に対しては崩壊しないことが基本になる（土木学会第二次提言）。これに対する目標性能は、想定地震動に応じて次の3段階に設定することができる³⁾。①耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない（L1地震動）。②耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる（L2地震動）。③耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体が崩壊しない（L2地震動）。

著者らは、図-1のような、性能評価を基盤にした設計体系の流れを考えた。まず、始めに、地震による構造物の要求性能を定義し、それに対応する構造限界を定義する。これらの定義は、道路橋示方書⁴⁾や鉄道構造物等設計標準³⁾で定義されている。一方で、地震による構造物全体の損傷程度を数値的に表現している損傷度指標を定義する。定義した構造限界に対応する損傷度指標の限界値を設定する。そして、1自由度系の弾塑性応答解析により、限界値（目標性能）を満たす構造特性を決定する。ここでの構造特性は、必要強度および必要塑性率である。これらの構造特性を用いることにより、損傷度指標を用いた性能照査型設計を行うことができると考えた。

本研究では、構造物（RC 橋脚）の損傷程度を表す指標に修正 Park らの損傷度指標を用いることと

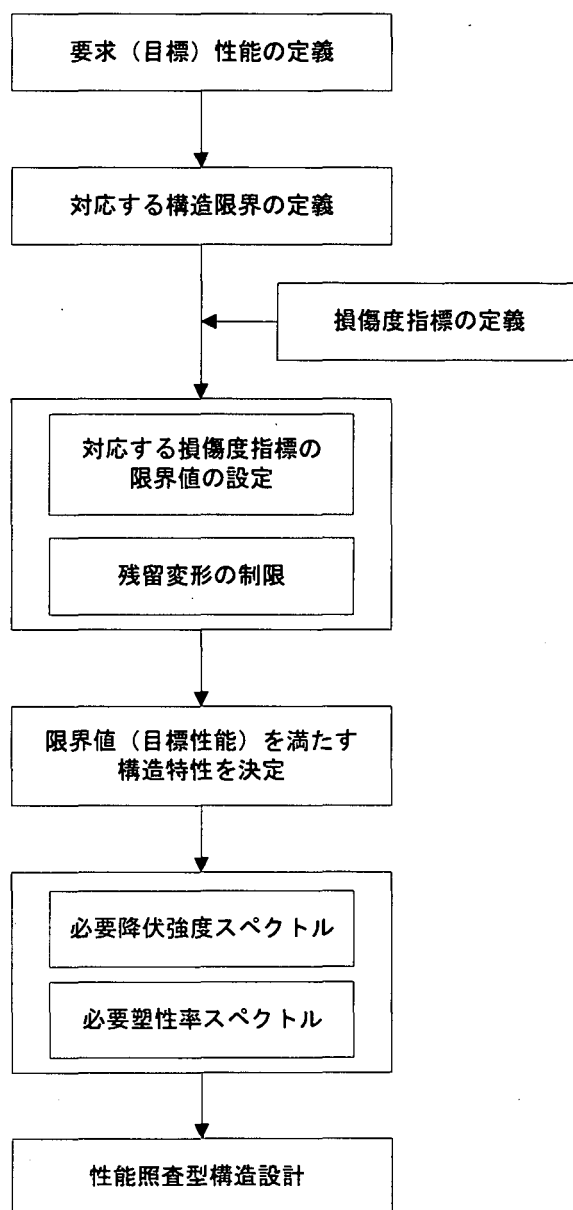


図-1 性能評価を基盤にした設計体系の流れ

した。最初に、時刻歴応答解析により、入力地震動および構造パラメータと損傷度指標の関係を検討した。次に、構造物の要求性能に対応する構造限界と、それに対応する損傷度指標の限界値を設定した。そして、その限界値満たす構造特性（必要強度，必要塑性率）を1自由度系弾塑性応答解析により算定し、構造物の損傷度指標を用いた性能照査型設計の手法について検討した。

2. 損傷度指標

2.1 損傷度指標の定義

本研究では、構造物の損傷度として、式(1)の損傷度指標 DI ⁵⁾を用いた。この損傷度指標は、Park ら⁶⁾により開発され、Kunnath ら⁷⁾により構造物が弾性挙動を示しているときに $DI < 0$ となるように、修正された指標である。

$$DI = \frac{\mu_d - 1}{\mu_u - 1} + \frac{\beta \cdot \mu_h}{\mu_u} \quad (1)$$

ここで、 μ_d 、 μ_u 、 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 は構造物の断面特性等に依存する正の係数を表し、本研究では $\beta = 0.15$ ⁸⁾ とした。

なお、式(1)の損傷度指標 DI の値と構造物の損傷状態は、Singhal ら⁹⁾によって、実在する鉄筋コンクリート構造物の地震後の被害状況を測定して、表-1のように提案されている⁵⁾。鈴木ら¹⁰⁾は、日本の地震に対しても適用できることを確認している。

2.2 損傷度指標と構造パラメータ

(a) 解析方法

性能照査型設計において2.1で定義した損傷度指標を用いるには、様々な入力地震動や構造パラメータに対する依存性を検討する必要がある。言い換えれば、異なった地震動が入力した場合や様々な構造パラメータを有した構造物の応答に対応した損傷度の値が得られなければならない。そこで、2.1で定義した損傷度指標と構造パラメータの関係を調べることにした。本論文では、入力地震動と構造パラメータが損傷度指標に及ぼす影響のみを検討するために、もっともシンプルで、道路橋示方書⁴⁾で採用されている完全弾塑性型復元力特性を有する1自由度系モデルに対する時刻歴応答解析を行い、入力地震動および降伏強度や塑性率の違いが損傷度指標 DI の値に及ぼす影響を検討した。

入力地震動には、L2 地震動の Type II 地震動として兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録 NS 成分 ($A_{max}=812\text{gal}$)、台湾集集地震・TCU 084 記録 EW

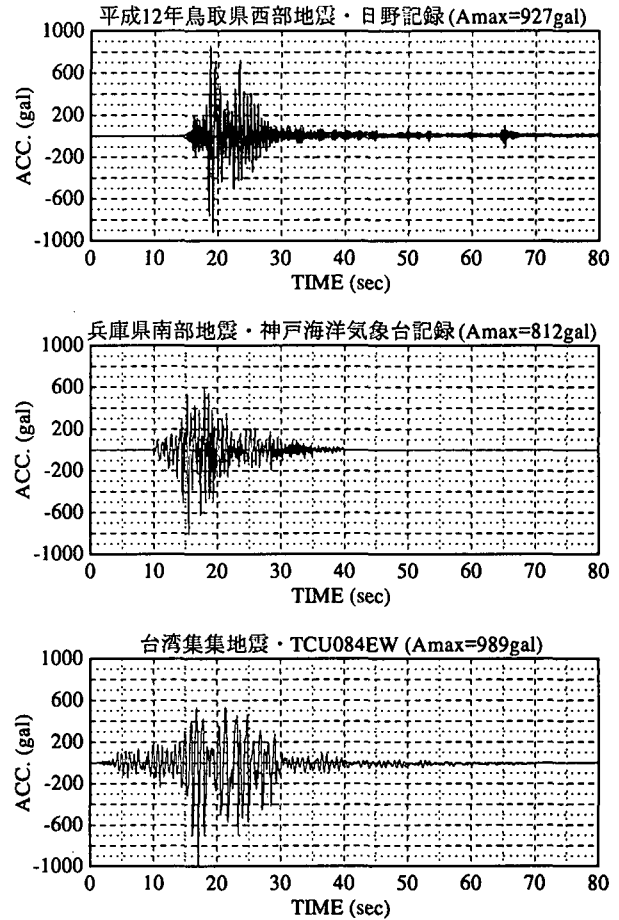


図-2 入力地震動波形^{11), 12)}

成分¹¹⁾ ($A_{max}=989\text{gal}$)、鳥取県西部地震・日野記録¹²⁾ ($A_{max}=927\text{gal}$)を用いた(図-2)。構造パラメータは、降伏強度を0.2g, 0.4g, 0.6g, 0.8g, 1.0gの5通り、塑性率を3, 5, 7の4通りとした。その際、減衰比 $h=0.05$ として解析を行った。

(b) 解析結果

図-3は、降伏強度が応答塑性率に及ぼす影響を入力地震動ごとに示した図である。同図より、兵庫県南部地震(神戸海洋気象台記録)、鳥取県西部地震(日野記録)、台湾集集地震(TCU084EW)の順に、応答塑性率が大きくなっており、台湾集集地震の威力が大きかったことがわかる。また、許容塑性率が「橋脚の致命的な損傷に対する安全性が確保される塑性率⁴⁾」と考えると、RC橋脚で一般的な許容塑性率 $\mu_a=5$ を確保するには、弾性周期によりその値は異なるが、最大で兵庫県南部地震では0.7g、鳥取県西部地震では0.8g、台湾集集地震では0.9g程度の降伏強度が必要であると考えられる。

図-4は、図-3のときの入力地震動および降伏強度の違いが損傷度指標 DI に及ぼす影響を示したものである。損傷度指標 DI は、式(1)により算定されるが、式中の μ_u は、構造物の許容塑性率 $\mu_a=5$ と想定し、式(2)⁴⁾を用いて、 $\mu_u=7$ とした。

表-1 損傷状態と損傷度指標の関係

損傷状態	損傷指標 DI
弾性限界	0.08
軽微な被害限界	0.18
修復可能限界	0.36
崩壊	0.60

表-2 耐震性能に対応する損傷度指標の限界値

	想定地震動	
	L1地震動	L2地震動
耐震性能Ⅰ	0.00	
耐震性能Ⅱ		
耐震性能Ⅲ		0.60

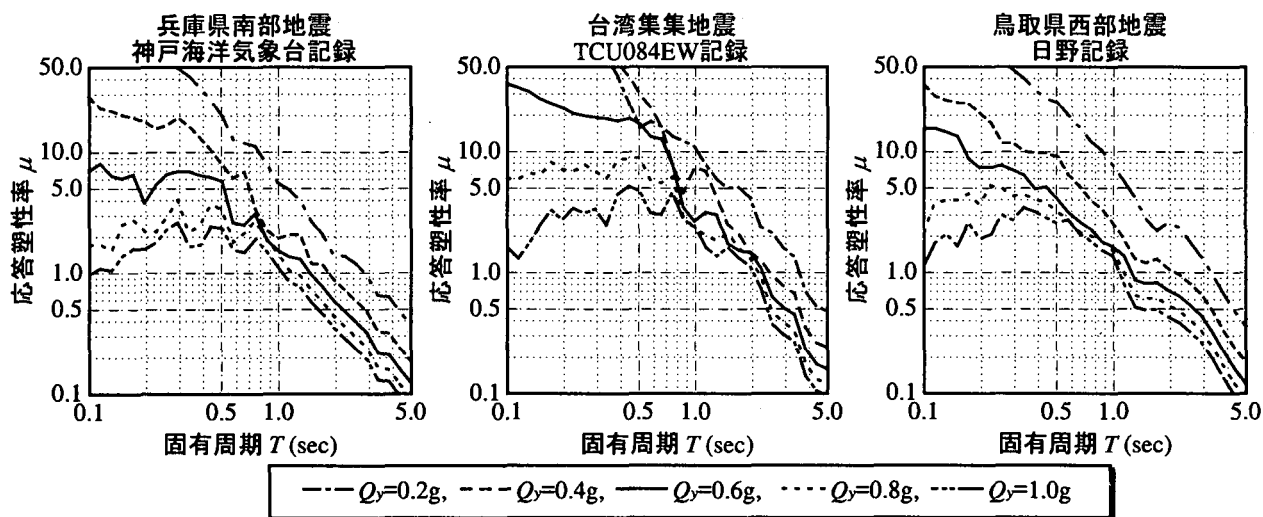
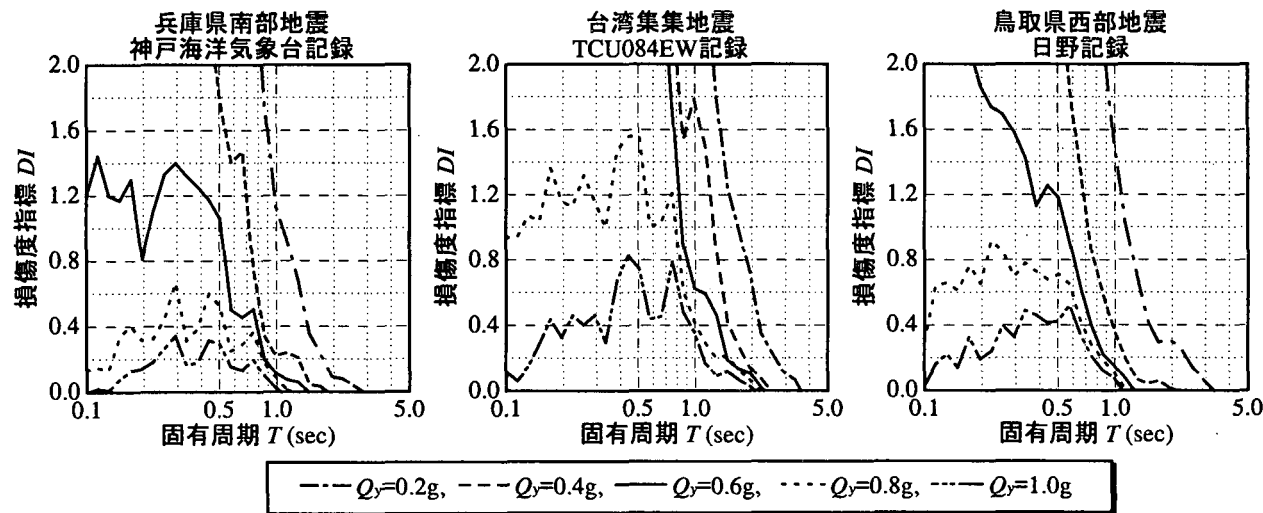


図-3 入力地震動と降伏強度が応答塑性率に及ぼす影響

図-4 入力地震動と降伏強度が損傷度指標に及ぼす影響 (許容塑性率 $\mu_a=5$)

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{\mu_u - 1}{\alpha} \quad (2)$$

ここに、 δ_y 、 δ_u はそれぞれ、降伏変位、終局変位、 μ_u は終局変位靱性率を表し、 α は安全係数で $\alpha=1.5$ とした⁴⁾。

同図より、すべての入力地震動において、降伏強度が大きくなるにつれ、損傷度指標 DI の値が小さ

くなっていることがわかる。その程度は入力地震動によって異なっている。また、降伏強度に対する損傷度指標の値も入力地震動によって異なり、この3波では、兵庫県南部地震(神戸海洋気象台記録)、鳥取県西部地震(日野記録)、台湾集集地震(TCU084EW)の順に、損傷が大きくなっている。現在の耐震設計では、強震下における構造物の損傷を表す指標として、塑性率 μ が用いられているが、本研究で

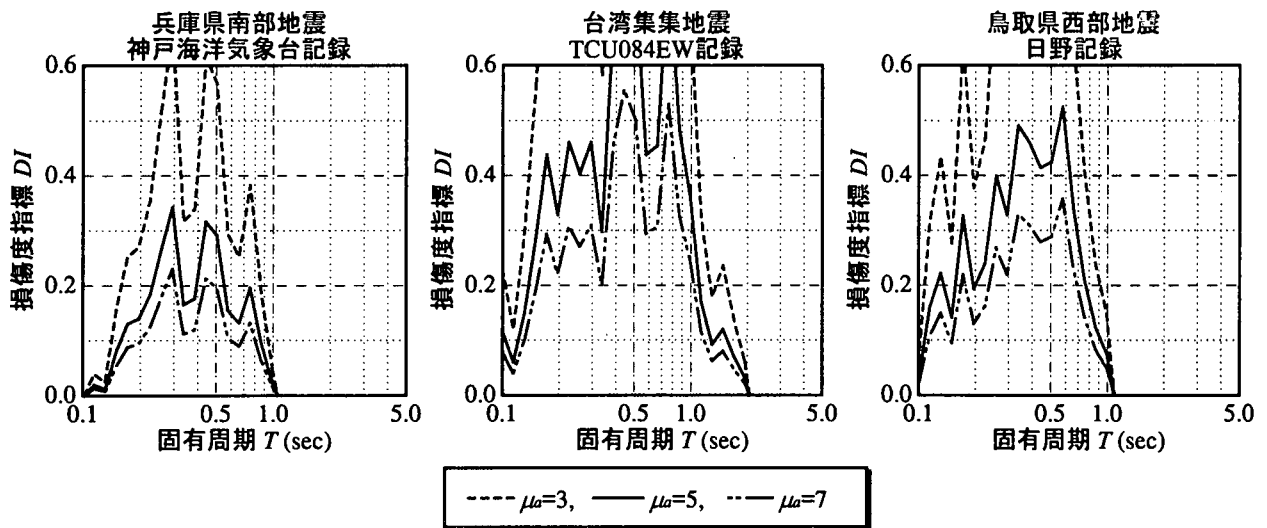


図-5 入力地震動と許容塑性率が損傷度指標に及ぼす影響 (降伏強度 $Q_y=1.0g$)

使用した損傷度指標は、前述のように、損傷の程度との対応関係がつけやすいこと¹⁰⁾、構造物の最大変形（塑性率）と履歴エネルギーの両方を取り入れていること^{13),14)}などから、構造物の損傷を表すためのよりよい指標になり得ると考えられる。参考までに、表-1によると、 $DI>0.6$ が橋脚の崩壊を表すことから、許容塑性率 $\mu_a=5$ 、すなわち、終局変位靱性率 $\mu_a=7$ の橋脚の崩壊を防ぐには、弾性周期によりその値は異なるが、概ね、兵庫県南部地震で $0.8g$ 、鳥取県西部地震で $0.9g$ 、台湾集集地震で $1.0g$ 以上の降伏強度を有する必要があると考えられる。

図-5は、降伏強度 $Q_y=1.0g$ とし、許容塑性率 μ_a が損傷度指標 DI に及ぼす影響を示したものである。許容塑性率 $\mu_a=3, 5, 7$ 、すなわち、終局変位靱性率 $\mu_a=4, 7, 10$ （式(2)）のRC橋脚を想定した場合の損傷度指標 DI は、式(1)から明らかなように、許容塑性率 μ_a が小さいほど、損傷度指標 DI の値が大きくなり、橋脚の損傷が大きいことを示している。また、この図より、降伏強度 $Q_y=1.0g$ のRC橋脚の崩壊を防ぐには、兵庫県南部地震で $\mu_a=5$ 、鳥取県西部地震で $\mu_a=6$ 、台湾集集地震で $\mu_a=8$ 程度の許容塑性率を保持する必要があると考えられる。

2.3 損傷度指標と耐震性能

表-1の関係と前述した要求耐震性能を対応させ、図-1の「対応する構造限界の定義」として、それぞれの限界を、耐震性能Ⅰを弾性限界、耐震性能Ⅱを修復可能限界、耐震性能Ⅲを崩壊と考え、対応する損傷度指標 DI の限界値と耐震性能の関係を表-2のように設定した。ここで、耐震性能Ⅰにおける損傷度指標の目標値を $DI=0.00$ としたのは、震後の機能

保持という観点から、残留変位を生じてはならないと考え、あくまで完全弾性範囲内に構造物の挙動を抑えるためである。

3. 目標損傷度指標を満足する構造特性

ここでは、2.3で示した目標耐震性能に対応する損傷度指標の目標値を満たす最大変位、残留変位等の構造性能を導くための1自由度系弾塑性応答解析の解析手法とそれに用いる入力地震動について説明する。

3.1 入力地震動と解析手法

(a) 入力地震動

入力地震動は、地盤条件をⅠ種地盤と想定し、L1地震動として時刻歴応答解析用標準波形Ⅰ($A_{max}=102gal$)、L2地震動のTypeⅠ地震動として宮城県沖地震・開北橋記録LG成分($A_{max}=319gal$)、TypeⅡ地震動として兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録NS成分($A_{max}=812gal$)を用いた。

(b) 解析手法

本研究ではBilinear型復元力特性を有する1自由度系モデルに対する弾塑性エネルギー応答解析を行った。その際、減衰比 $h=0.05$ 、終局変位靱性率 $\mu_a=5$ とし、固有周期 T は $0.1\sim 5.0$ 秒の範囲を対数軸上に29等分した30通りの値を用いた。時刻歴応答解析終了後、式(1)の損傷度指標 DI を算定し、 DI が目標値と異なっている場合は、降伏強度比 R （式(3)）¹³⁾を変化させ、 DI が目標値となるように解析を繰り返すこととした。

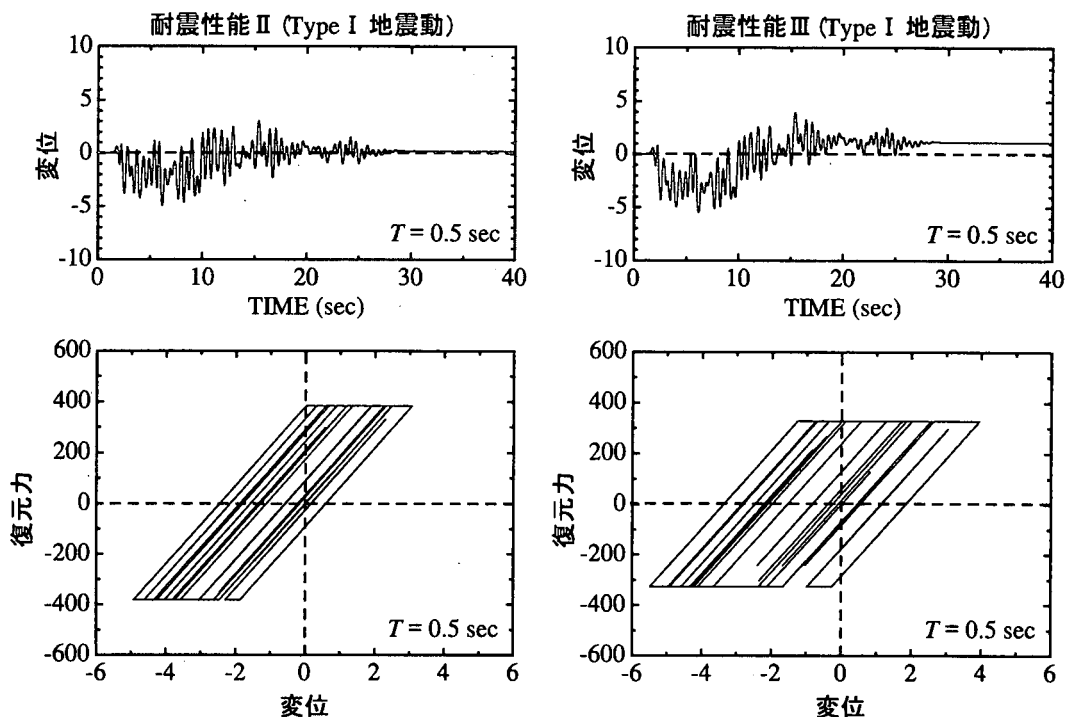


図-6 耐震性能Ⅱおよび耐震性能Ⅲに対する時刻歴応答変位と履歴曲線 (TypeⅠ地震動, $T=0.5\text{sec}$)

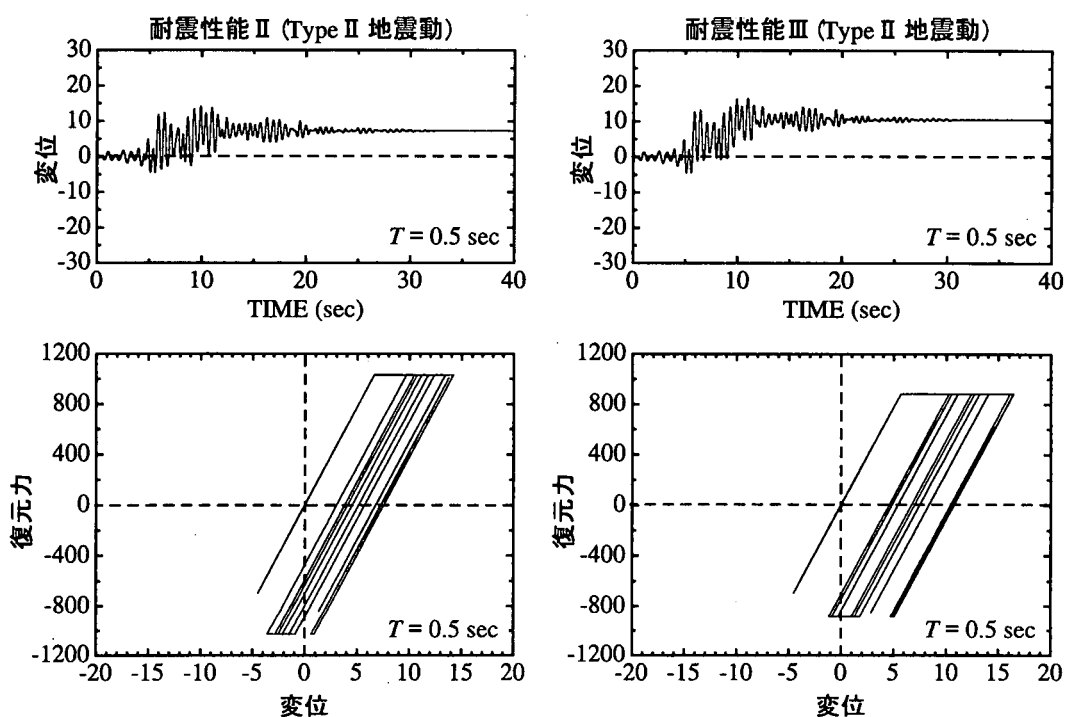


図-7 耐震性能Ⅱおよび耐震性能Ⅲに対する時刻歴応答変位と履歴曲線 (TypeⅡ地震動, $T=0.5\text{sec}$)

$$R = \frac{Q_y}{Q_{e\max}} \quad (3)$$

ここで、 $Q_{e\max}$ は最大弾性復元力、 Q_y は降伏強度を表す。

3.2 解析結果

(a) 時刻歴応答変位と履歴曲線

図-6 は、TypeⅠ地震動に対する構造物の耐震性能

ⅡおよびⅢ、すなわち、損傷度指標 $DI=0.36$ および 0.60 に対する $T=0.5\text{sec}$ の時刻歴応答変位と復元力-変位関係である。耐震性能ⅡとⅢを比較すると、耐震性能Ⅲでは最大変位が大きくなり、残留変位が生じている。降伏耐力は逆に低減されている。これは、耐震性能Ⅱの目標耐震性能が高いことを考えれば、妥当な結果である。図-7 に、TypeⅡ地震動の解析結果を示した。最大変位、残留変位、降伏耐力は、TypeⅠ地震動の結果と同様の傾向を示しているが、それ

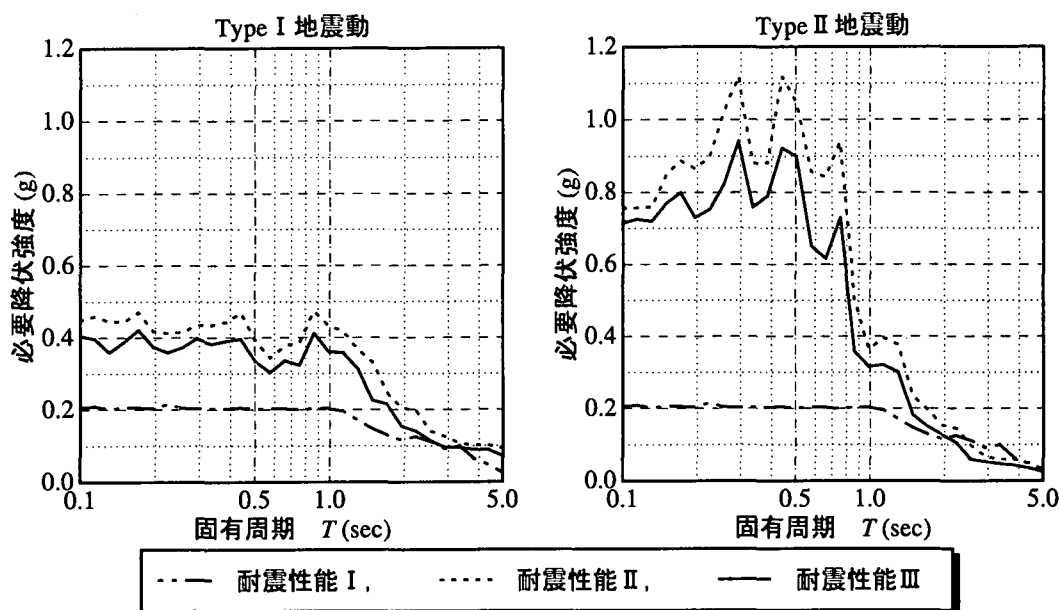


図-8 損傷度指標の限界値を満たす必要強度スペクトル

らの値は、Type II 地震動の方がかなり大きな値となっている。

(b) 必要降伏強度スペクトル

図-8 は、各耐震性能に対応する損傷度の限界値を満たす降伏力のスペクトル、すなわち、必要降伏強度スペクトルを示した図である。左図は、L2 地震動として開北橋記録 (Type I 地震動) を入力した結果であり、右図は、神戸海洋気象台記録 (Type II 地震動) を入力した結果である。耐震性能 I は、入力地震動に L1 地震動 (標準波形 I)，損傷度指標が $DI=0.00$ ，耐震性能 II は、入力地震動に L2 地震動，損傷度指標が $DI=0.36$ ，耐震性能 III は、入力地震動に L2 地震動，損傷度指標が $DI=0.60$ として解析した結果である。同図より、耐震性能 I では、Type I 地震動、Type II 地震動ともに、 $0.1\text{sec} < T < 1.0\text{sec}$ で、 0.2g を示している。耐震性能 II では、Type I 地震動に関してはほぼ 0.45g 程度、Type II 地震動に関しては最大で 1.1g 程度、耐震性能 III では、Type I 地震動に関してはほぼ 0.4g 程度、Type II 地震動に関しては最大で 0.9g 程度となっている。Type II 地震動に関してはかなり大きな値を示しているが、弾性周期によって値がばらついている上に、 $T > 1.0\text{sec}$ では、Type I 地震動とほぼ同じ値になっている。また、ほとんどの周期域で、耐震性能が I，III，II の順に、必要降伏強度が大きくなっている。これは、目標耐震性能から考えても妥当な結果と考えられる。

(c) 応答塑性率スペクトル

図-9 には、応答塑性率、すなわち、最大応答変位を降伏変位で除した値を示した。同図より、耐震性能 I に対しては、弾性限界であるので、当然、応答塑性率は $\mu=1$ となっていることが確認できる。耐震

性能 II ではほぼ $\mu=2$ 程度、耐震性能 III ではほぼ $\mu=3$ 程度となっており、耐震性能の違いによる応答塑性率がはっきり表れている。しかし、これらの値は一般的に言われている許容塑性率よりかなり小さめの値になっている。これは本研究で用いた損傷度指標の特色や設定した目標値によって大きく変化する値であるので、今後検討していく必要があると思われる。しかしながら、ここで示した応答塑性率スペクトルは、3.2 (b) の必要降伏強度スペクトルとともに、目標性能を満たす構造特性として、十分な有用性が確認された。よって、今後、損傷度指標と構造物の損傷状態、要求性能と損傷度指標の限界値の関係を吟味することにより、有用な指標になると思われる。

(d) 残留変位塑性率スペクトル

図-10 は、各耐震性能に対応する残留変位塑性率スペクトルを示したものである。耐震性能 I に対する残留変位塑性率が生じていないが、これは耐震性能 I が弾性限界であることを考えると妥当な結果である。また、耐震性能 II では、地震後に補修を必要とするが、早期に機能回復できるということから、この残留変位塑性率が 3.2 (a)～3.2 (c) と合わせて、目標性能に用いる重要な限界値となると考えられる。同図より、ほとんどの周期域で、Type I 地震動および Type II 地震動ともに、耐震性能 II では最大で残留変位塑性率が 1、耐震性能 III では最大で 2 の値を示している。なお、これらの値は損傷度の目標値は満たしている。耐震性能 III よりも、耐震性能 II の値が小さくなっているのは、前述したように、耐震性能 II の目標性能から考えても妥当な結果である。また、弾性周期により、残留変位塑性率がかなり異なっているが、これは入力地震動と弾性周期の関係による

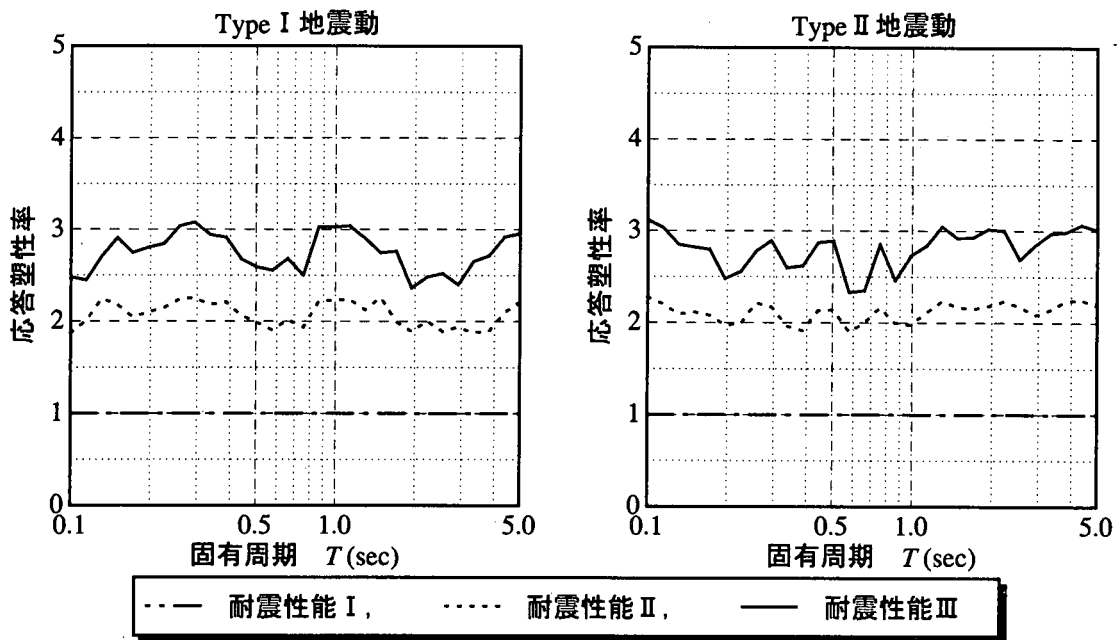


図-9 損傷度指標の限界値を満たす応答塑性率スペクトル

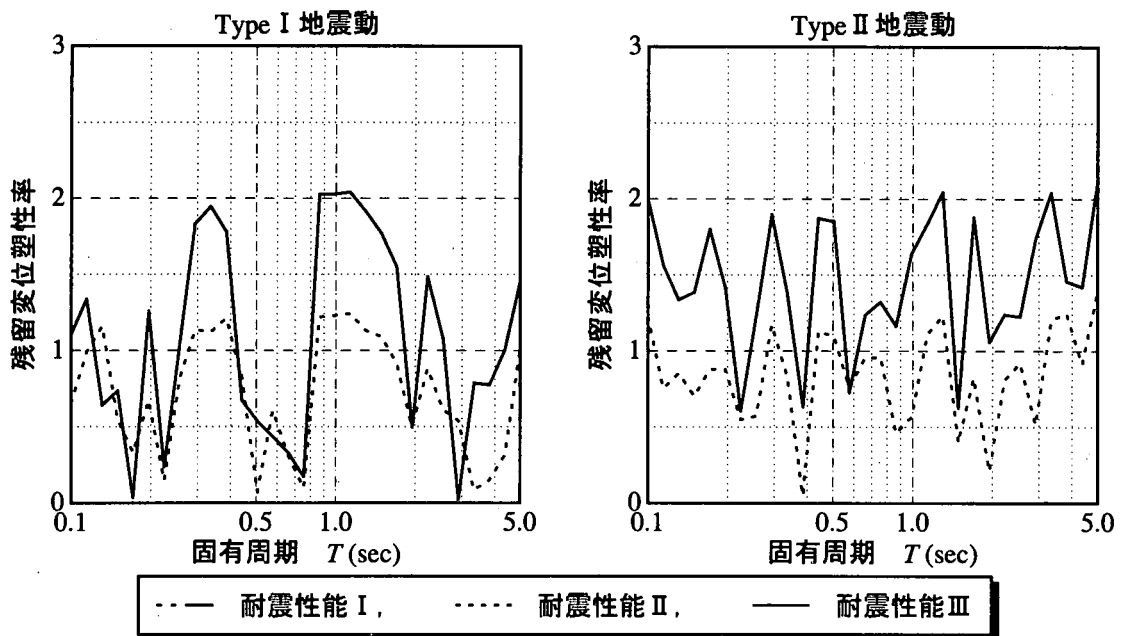


図-10 損傷度指標の限界値を満たす残留変位塑性率スペクトル

影響と考えられるので、現行の道路橋示方書の動的解析に関する規定にあるように、入力地震動3波の平均値を用いることによって、ある程度、解消できると思われるが、今後、検討の余地があると考えられる。

5. おわりに

本研究では、まず、性能評価を基盤にした設計体系の流れを提案した。そして、そこに用いる構造物

の損傷を表す損傷度指標を算定し、それに対する入力地震動や構造パラメータの及ぼす影響について、若干の解析を行い、その有用性の検討を行った。さらに、性能照査型設計に用いる耐震性能を、損傷度指標を用いて表現し、構造物の目標耐震性能に対応する損傷度指標の目標値を設定し、その目標値を満たす降伏力や最大変位等の構造特性、性能評価に用いる残留変位を1自由度系弾塑性応答解析により算定し、損傷度指標を用いた性能照査型設計の可能性を検討した。

得られた結果を要約すると以下ようになる。

- 1) 本研究で用いた損傷度指標は、入力地震動、降伏強度・許容塑性率等の構造パラメータによって異なり、強震下における構造物の損傷度を表す指標として有用であると考えられる。
- 2) 構造物の損傷状態と損傷度指標の関係より、構造物の目標耐震性能に対応する損傷度指標の目標値を設定した。
- 3) 耐震性能の相違により、降伏耐力・応答塑性率・残留変位塑性率に差が生じ、各耐震性能に対応する損傷度指標の限界値を満たす必要降伏強度・応答塑性率・残留変位塑性率のスペクトルを算定することができた。
- 4) 性能照査型設計に用いる目標耐震性能では、損傷度指標の目標値を満たす構造特性と残留変形の限界値を用いることにより、性能評価を行うことの可能性を確認できた。

なお、ここに示した結果は、限られた数値計算により得られたものであり、軽々に結論付けられるものではない。耐震性能と損傷度指標の関係、減衰比等の構造特性値による影響、弾性周期に対する値のばらつきなどについては、さらに、検討していく必要があり、今後の検討課題と考えている。

参考文献

- 1) 保田雅彦：道路橋耐震基準の性能規定化に向けて、第4回土木鋼構造研究シンポジウム，鋼材倶楽部，pp.55-56. 2000.1.14.
- 2) 市川篤司：鋼橋における性能を基盤にした設計体系への取り組み，第3回鋼構造と橋に関するシンポジウム，pp.5-15, 2000.8.30.
- 3) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善出版，1999.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.120-124, 1996.12.
- 5) Ghobarah, A. and Aly, N.M. : Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.2, No.4, pp.569-592, 1998.
- 6) Park, Y.-J. and Ang, A. H.-S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.4.
- 7) Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. and Lobo, R.F. : A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures, Technical Report NCEER-92-0022, State University of New York at Buffalo, N.Y.
- 8) Vidic, T., Fajfar, P. and Fischinger, M. : A procedure for determining consistent inelastic design spectra, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Supplementary Proc. of a workshop held in Bled, ed. by Fajfar, P. and Krawinkler, H., J.A.Blume EEC Report No.103, Stanford Univ. and Univ. of Ljubljana, pp.9-32, 1992.
- 9) Singhal, A. and Kiremidjian, S. : Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage, *Journal of Structural Engineering*, ACSE122, pp.1459-1467, 1985.
- 10) 鈴木基行，井林康，藤原稔，尾坂芳夫：RC橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関連性，構造工学論文集，Vol.44A，pp.651-658，1998.3.
- 11) CDB Free-Field Strong-Motion Data from the 921 Chi-Chi Earthquake : Volume 1. Digital Acceleration Files on CD-ROM, Pre-Publication Version (December 6, 1999), Seismology Center, Central Weather Bureau, Taipei, Taiwan.
- 12) 防災科学技術研究所：基盤強震観測網（KiK-net）
<http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 13) 平尾潔，笹田修司，成行義文，澤田勉，川端茂樹：所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査方法について，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.213-225，1995.10.
- 14) 成行義文：強震下における構造物のエネルギー応答の推定と損傷度評価に関する基礎的研究，京都大学博士論文，1992.4.
- 15) 三上卓，平尾潔，成行義文，澤田勉，笹田修司：レベル2次震動に対する損傷制御震度スペクトルに関する一研究，構造工学論文集，Vol.45A，pp.809-818，1999.3.
- 16) 家村浩和：極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方—耐震設計から先端技術を応用した免震・制震設計へ—，土木学会論文集，No.623/VI-43，pp.1-8，1999.6.