

性能基準に基づく弾塑性耐震設計法に関する一考察

京都大学工学研究科 正会員 ○三上 卓
 京都大学工学研究科 フェロー 家村浩和

1. はじめに

近年、土木構造物の設計等で採用され始めている性能照査型設計では、構造物に対する要求性能と、それを具体的実現するための目標性能指標が明確に規定されなければならない。本研究は、従来から研究されている損傷度指標をその目標性能指標として用いることとし、塑性地震応答解析により、その目標性能指標を満足するために必要な降伏強度と塑性率のスペクトルの提案を行ない、性能基準に基づく道路橋の耐震設計法への適用の可能性を検討したものである。

2. 性能評価を基盤にした設計体系の流れ

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提案した。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。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し、先に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。得られた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具体的に行うことができる。

3. 損傷度指標の定義

図-1でキーポイントとなるのが、損傷度指標である。本研究では、既往の研究^{2),3)}を参考に、式(1)の損傷度指標 DI を用いた。

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

ここで、 μ_d 、 μ_u 、 μ_h はそれぞれ応答塑性率、終局変位韌性率、エネルギー韌性率である。また、式(1)の β は部材の断面特性等に依存した正の係数であり、RC構造物では $\beta=0.15$ とされている。

なお、式(1)の損傷度指標 DI の値と構造物の損傷状態および構造物の被害の外観は、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。(Shinghalら、Ghobarahら)

4. 目標損傷度指標を満足する構造特性

4.1 耐震性能と損傷度指標

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とされている。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。(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)。表-1の関係と上述の要求耐震性能を対応さ

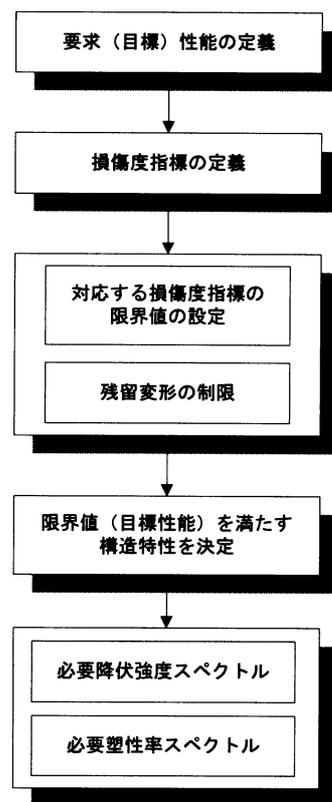


図-1 性能評価を基盤にした設計体系の流れ

表-1 損傷状態と損傷度指標の関係

損傷状態	損傷指標	構造物の外観
損傷なし	0.00	ひびわれなし
使用可	0.08	中程度のひびわれ
修復可	0.18	かぶりコンクリートの剥離
修復不可	0.36	鉄筋剥き出し
崩壊	0.60	せん断耐力・軸耐力の損失

キーワード: 性能照査型設計, 損傷度指標, スペクトル, 弾塑性耐震設計法, RC 橋脚
 連絡先: (〒606-8501 京都市左京区吉田本町, TEL:075-753-5089, FAX:075-753-5926)

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。

4.2 解析手法と入力地震動

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 $\mu=5$ とし、固有周期 T は 0.1~5.0 秒の範囲を対数軸上に 29 等分した 30 通りの値を用いた。時刻歴応答解析で、式(1)の損傷度指標 DI を算定し、 DI が目標値となるように解析を繰り返すこととした。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 Type I 地震動として宮城県沖地震・開北橋記録 LG 成分 ($A_{max}=319gal$)、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 ($A_{max}=812gal$) を用いた。

4.3 解析結果

図-2 は、各耐震性能に対応する損傷度の限界値を満たす、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、 $0.1sec < T < 1.0sec$ 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、 $T > 1.0sec$ 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。

図-3 には、必要塑性率、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 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必要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と比較すると耐震性能 III では、ほぼ等しい値になっている。一方で、耐震性能 II では、かなり小さ目の値になっている。ここで示した必要塑性率スペクトルは、図-2 の必要弾性降伏強度スペクトルが、Type I 地震動と Type II 地震動で大きく値が異なっているのに対して、Type I 地震動と Type II 地震動でほぼ同程度の値を示しており、興味深い結果となっている。

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		0.36
耐震性能 III		0.60

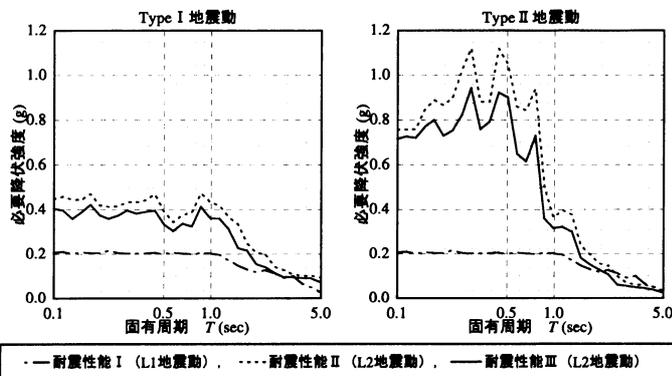


図-2 損傷度指標の限界値を満たす必要降伏強度スペクトル (許容塑性率 $\mu=3$)

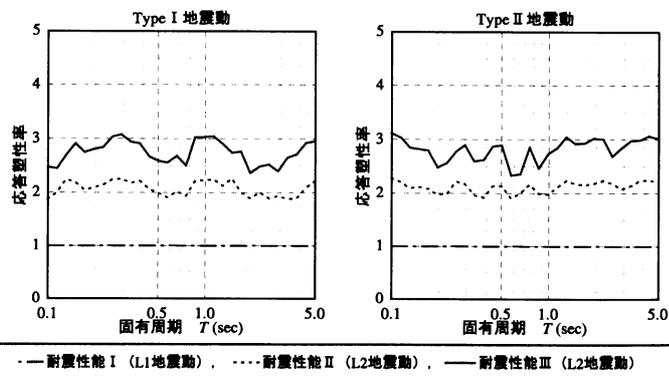


図-3 損傷度指標の限界値を満たす必要塑性率スペクトル (許容塑性率 $\mu=3$)