

荷重低減係数の特性に関する研究

渡邊学歩¹・川島一彦²

¹学生会員 工修 東京工業大学大学院博士後期課程 理工学研究科 土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

地震時保有耐力法のように、橋脚の非線形領域における変形を考慮した耐震設計法では、弾性応答から求められる地震力を荷重低減係数で除して弾塑性系に要求される耐力を設定する。この際、荷重低減係数はエネルギー—変位一定則や変位一定則などの経験則に基づいて設定するのが一般的である。しかし、弾性系および弾塑性系の応答値の比によって定義される荷重低減係数は、固有周期、変位じん性率、地盤種別などによって複雑に変化する。じん性設計において、非線形応答を単純かつ精度よく推定することが重要であることから、本研究では荷重低減係数の特性について考察するとともに、新しい荷重低減係数の定式化を提案する。

Key Words: Force Reduction Factor, Seismic Design, Bridge, Equal Energy Principal, Ductility Design Method

1. まえがき

地震時保有耐力法など橋脚の非線形領域での地震応答を考慮した耐震設計法では、弾性応答から求められる地震力を荷重低減係数 R_μ で除して弾塑性系の要求耐力を設定する。その際、荷重低減係数 R_μ はエネルギー—変位一定則や変位一定則などの経験則に基づいて設定されることが多い。荷重低減係数 R_μ を大きくすると、橋脚に生じる応答じん性率は大きくなるが、応答じん性率が橋脚の許容じん性率よりも小さければ橋脚は倒壊を免れることができる。なお我国では、部材や構造物が有する固有の特性として降伏変位で無次元化した変形性能をじん性率、部材や構造物に生じる応答を降伏変位で無次元化した変形を塑性率と呼ぶ場合が多い。しかし、英語で表わせば、それぞれ response ductility, ductility capacity のことであり、ともに ductility のことである。したがって、ここでは降伏変位で正規化した1自由度系の非線形応答を塑性率ではなく応答じん性率と呼び、この許容値を上記のように許容じん性率と呼ぶこととする。

荷重低減係数 R_μ に関して初期の段階で定式化を行ったのは Newmark and Hall¹⁾らである。Newmark らは短周期構造物ではエネルギー—変位一定則が、また長周期構造物では変位一定則の適用性が良いことを指摘し、その後の多くの国の耐震基準に影響を与えた²⁾。その後、荷重低減係数 R_μ に関する研究は Miranda and Bertero³⁾や

Nassar and Krawinkler⁴⁾など多くの研究者らによって行われてきた。なかでも Miranda and Bertero は荷重低減係数 R_μ に関する既往の研究の詳細なレビューを行うとともに、自らも地盤条件を考慮した荷重低減係数 R_μ の定式化を行っている。わが国でも山本⁵⁾らがわが国で観測された地震動記録をもとに同様の研究を行っている。しかし、これらの研究では R_μ の定式化が行われていなかったり、定式化されていても地盤種別の影響、多数の強震記録に対する適合性の検討が十分ではないものが多い。また、線形系と非線形系に同一の減衰定数が仮定されていたり、強震記録ごとの荷重低減係数のばらつきが評価されていない。

このような観点から、本研究では荷重低減係数 R_μ の固有周期および地盤条件依存性について解析するとともに、線形系と非線形系に仮定する減衰定数の意味を再検討し、さらに、多数の強震動記録に対して荷重低減係数を求めた場合のばらつきを明らかにする。これに基づいて、荷重低減係数 R_μ の新しい定式化を提案する。

2. 荷重低減係数の定義と既往の研究

1 自由度の完全弾塑性系としてモデル化した構造系において、荷重低減係数 R_μ は図-1 に示す弾性応答から求まる復元力の最大値 F_R^{EL} を完全弾塑性系の降伏耐力

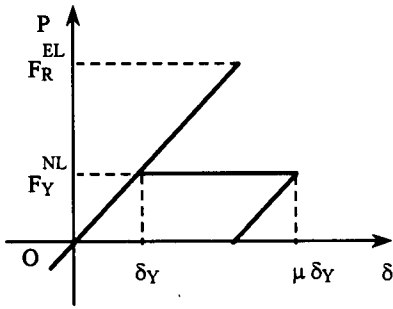


図-1 完全弾塑性系の復元力応答

F_Y^{NL} で除して求められる。したがって、応答の結果構造系に生じるじん性率(以下、目標じん性率と呼ぶ)を μ_T とすると、固有周期 T の系における荷重低減係数 $R_\mu(T, \mu_T, h_{EL}, h_{NL})$ は次式で定義される。

$$R_\mu(T, \mu_T, h_{EL}, h_{NL}) = \frac{F_R^{EL}(T, h_{EL})}{F_Y^{NL}(T, \mu_T, h_{NL})} \quad (1)$$

ここで、 h_{EL} 、 h_{NL} はそれぞれ弾性系および弾塑性系に考慮する粘性減衰定数である。

弾性系および弾塑性系に生じる復元力の最大値 F_R^{EL} 、 F_Y^{NL} を質量 m で除して、これを固有周期ごとに示した結果を弾性および弾塑性復元力スペクトル S_F^{EL} 、 S_Y^{NL} と定義すれば、式(1)は以下のようになる。

$$R_\mu(T, \mu_T, h_{EL}, h_{NL}) = \frac{S_F^{EL}(T, h_{EL})}{S_Y^{NL}(T, \mu_T, h_{NL})} \quad (2)$$

したがって、荷重低減係数 R_μ は弾性復元力スペクトル S_F^{EL} から弾塑性復元力スペクトル S_Y^{NL} への低減率ということもできる。ちなみに減衰定数が0であれば、慣性力と復元力は等しいから、弾性復元力スペクトルは加速度応答スペクトルと同じである。

式(1)、(2)で重要な点は、線形応答 $F_R^{EL}(T, h_{EL})$ および非線形応答 $F_Y^{NL}(T, \mu_T, h_{NL})$ を求めた際に粘性減衰定数 h_{EL} 、 h_{NL} をどのように与えるかという点である。構造物の減衰作用には、粘性減衰、履歴減衰、構造減衰、逸散減衰などいろいろなものがあり、線形解析ではこれらをまとめて、一般に粘性減衰として取り扱い、1自由度系に対するアナロジーから減衰定数として与えることが多い。一方、非線形応答解析でも構造部材の履歴減衰のように解析に伴って自動的に取り入れられるエネルギー吸収以外の原因による減衰を粘性減衰として与えることが多い。

いま、構造物の主たる非線形性による履歴吸収エネルギーと等価なエネルギー吸収をする1自由度系の減衰定数を h_{NP} 、履歴減衰以外の減衰作用によって吸収される

エネルギーと等価な1自由度系の減衰定数を h_{NS} とすれば、系全体の等価減衰定数 h_{eq} は、

$$h_{eq} = h_{NP} + h_{NS} \quad (3)$$

したがって、式(1)、(2)において、弾性応答および非線形応答を求める際に、式(3)のどの減衰定数を用いるかに注意しておかなければならない。もし、弾性応答、非線形応答ともに h_{eq} を用いる ($h_{EL} = h_{NL} = h_{eq}$) とすれば、式(1)で与えられる荷重低減係数においては弾性応答と非線形応答の違いのほか、非線形応答に主たる非線形性による履歴減衰が二重に考慮されることによる影響が入ってくる。これに対して、弾性解析には h_{eq} を、非線形解析には h_{NS} を用いる ($h_{EL} = h_{eq}$ 、 $h_{NL} = h_{NS}$) とすれば、等価減衰定数としては弾性応答、非線形応答ともに同じ状態を想定しているため、弾性応答と非線形応答の違いだけが式(1)の荷重低減係数に表われることになる。

ここで、重要な点は、 h_{NS} 、 h_{eq} のいずれを用いるのが正しいかということではなく、荷重低減係数をどのように使用するかという点である。ここでは、主要構造部材の非線形性を見込んで一般の土木構造物の線形動的解析では0.05程度の減衰定数が仮定される場合が多いこと、また主要構造部材の非線形性がなければ、その他の要因によるエネルギー吸収は減衰定数として0.02程度と考えられる場合が多い²⁾ことから、 $h_{EL} = h_{eq} = 0.05$ 、 $h_{NL} = h_{NS} = 0.02$ と仮定することとする。なお、後述するように既往の研究では、こうした弾性解析、非線形解析における減衰定数の定義があまり議論されておらず、単に弾性解析、非線形解析ともに0.05と仮定されているものが多い。このため、 $h_{EL} = h_{NL} = 0.02$ および0.05とした場合の解析を6章に示す。

NewmarkらはImperial Valley地震(1940)によるエルセントロNS成分等の地震動記録をもとに、荷重低減係数 R_μ を固有周期帯ごとに次式のように与えている¹⁾。

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & (0 \leq T \leq T_1/10) \\ \sqrt{2\mu-1} \left(\frac{T}{4T_1} \right)^{2.513 \log \left(\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \right)} & (T_1/10 \leq T \leq T_1/4) \\ \sqrt{2\mu-1} & (T_1/4 \leq T \leq T_1') \\ \frac{T\mu}{T_1} & (T_1' \leq T \leq T_1) \\ \mu & (T_1 \leq T \leq T_2) \end{cases} \quad (4)$$

ここで固有周期 T_1 、 T_1' 、 T_2 は次式のように与えられている。

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V}{\phi_{ea} A}; T_1' = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}}; T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ed} D}{\phi_{ev} V} \quad (5)$$

ここで A, V, D は地震動加速度, 速度, 変位の最大値であり, $\phi_{ea}, \phi_{ev}, \phi_{ed}$ はそれらに対応した増幅率である. Newmark らは, $h_{EL} = h_{NL} = 0.05$ と仮定している.

式(4)の定式化は地震動の卓越周期を考慮し, 短周期構造物ではエネルギー一定則, 長周期構造物では変位一定則の適用性が良いという経験則を反映しているが, 解析に用いられた地震動記録は少数である.

荷重低減係数 R_μ の推定精度を向上させるために, 固有周期 T や目標じん性率 μ_T の関数として R_μ を定式化する試みが現在までに多数行われている. 例えば, Miranda and Bertero は 124 成分の地震動記録に対する弾塑性応答から, 地盤条件別に次式のように荷重低減係数 R_μ を定式化した³⁾.

$$R_\mu = \frac{\mu-1}{\Phi} + 1 > 1 \quad (6)$$

ここで, Φ は地盤条件ごとに, じん性率 μ および固有周期 T の関数として以下のように与えられている.

$$\Phi = \begin{cases} 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] & \text{(岩盤)} \\ 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] & \text{(沖積層)} \\ 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] & \text{(軟弱地盤)} \end{cases} \quad (7)$$

ここで T_g は地震動の卓越周期(減衰定数 0.05 の速度応答スペクトルがピークをとる周期)である. Miranda らが荷重低減係数 R_μ を式(6), 式(7)のように与えたのは, 以下の条件を満足するためである.

$$\lim_{T \rightarrow 0} R_\mu = 1; \lim_{T \rightarrow \infty} R_\mu = \mu \quad (8)$$

Miranda らは, $h_{EL} = h_{NL} = 0.05$ と仮定している.

また, Nassar and Krawinkler は $h_{EL} = h_{NL} = 0.05$ と仮定し, 15 成分の地震動記録に対する完全弾塑性系の応答から, 荷重低減係数 R_μ を次式のように定式化した⁴⁾.

$$R_\mu = [c(\mu-1)+1]^{1/c} \quad (9)$$

ここで,

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T} \quad (10)$$

ここで α は 2 次剛性の初期剛性に対する比である. Nassar and Krawinkler は剛性劣化型の履歴特性が荷重低減係数 R_μ に及ぼす影響について検討し, 履歴特性の違いは荷重低減係数 R_μ に大きな影響を与えないが, 剛性比 α は荷重低減係数 R_μ に影響を与えるとして, 異なる剛性比 α ごとに式(10)の係数 a, b を与えている.

以上に示したように, 現在までに荷重低減係数 R_μ の推定式が多数提案されているが, これらのモデルには以下に示す問題点がある.

(1) 海外では解析対象として主として建築物が想定されており, さらに剛性の低い構造物が多いことから, 対象固有周期が 0.5 秒から 5 秒と長い. 日本では一般クラスの橋梁を対象にするとすれば, 固有周期帯としては 2 秒程度までが重要である.

(2) 式(6)に示した Miranda and Bertero の式では, 荷重低減係数 R_μ が固有周期 T の影響を表わす項 $1/\Phi$ と塑性変形量を表わす項 $(\mu-1)$ の積で表わされている. また, 関数 Φ が固有周期 T とじん性率 μ の複雑な式で与えられている. これは, 荷重低減係数の固有周期依存性を精度よくあらわそうとする努力の表われであるが, 地震動による荷重低減係数 R_μ のばらつきが大きく, 式(7)のような複雑な関数形が必要とは考えられない.

(3) 式(9)に示した Nassar and Krawinkler の式ではパラメーター c を用いた指数関数形となっているが, パラメーター a, b の意味があいまいであり, またパラメーター c の決定が難しい.

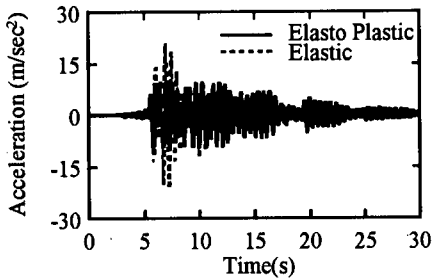
(4) 前述したように, 式(3)に示した弾性系, 非線形系の減衰定数に対する考察がきっちりとしてされていない. 単純に 0.02 や 0.05 の減衰定数を弾性系, 非線形系ともに使用している研究が大多数である.

以上の理由から, 本研究では既存の推定式を参考にし, 独自の推定式を提案する.

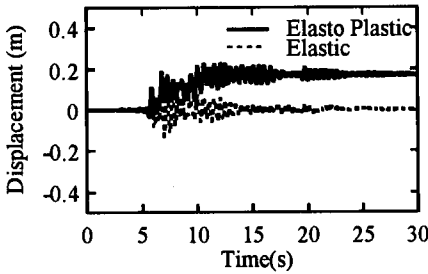
3. 荷重低減係数の算出

(1) 解析方法

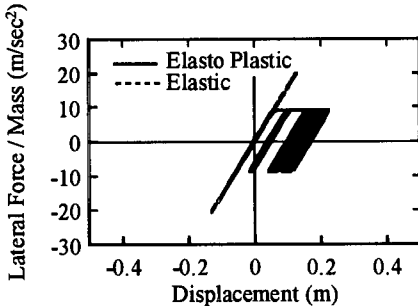
目標じん性率に相当する荷重低減係数を求めるためにはイテレーション計算を必要とする. すなわち, ある固有周期 T を有する 1 自由度系の構造物に対して, 適当に降伏変位 d_y を仮定して非線形応答を計算し, その結果得られた最大応答変位 d_{\max} から応答じん性率 μ を計算する. この応答じん性率 μ が目標じん性率 μ_T と大きく異



(a) 加速度応答



(b) 変位応答



(c) 荷重～変位の履歴

図-2 目標じん性率を4とした場合の固有周期0.5秒の系の応答

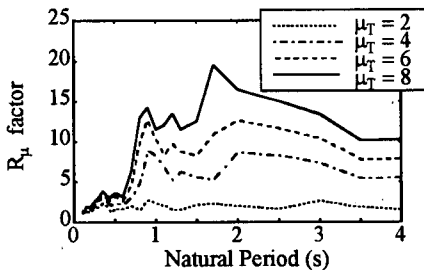


図-3 神戸海洋気象台 NS 成分記録に対する荷重低減係数

なれば、降伏変位 d_y を調整して再度計算を行う。応答じん性率 μ が目標じん性率 μ_T に収束すれば、式(1)から荷重低減係数 R_μ を計算する。

このようにして 0.1 秒から 4.0 秒までの固有周期に対して、荷重低減係数を計算した。また、目標じん性率 μ_T は

2, 4, 6, 8 とした。なお、復元力特性としては最も基本的な非線形履歴である完全弾塑性型バイリニアモデルを用いることとした。

(2) 代表的な強震記録に対する荷重低減係数

図-2 は、1995 年兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台での NS 成分記録⁶⁾に対して、固有周期 $T = 0.5$ 秒、目標じん性率 $\mu_T = 4$ とした場合の非線形応答を線形応答とともに示した結果である。

非線形応答には 0.17m の残留変位を伴う。荷重低減係数の増加と残留変位の増加は表裏一体の関係にあり、地震時保有耐力法による耐震設計では目標じん性率の設定に際しては残留変位の存在を考慮しておく必要のあることが指摘されている⁷⁾。ただし、この影響は別に扱うものとしてここでは考慮しない。

式(1)に従って弾性および弾塑性復元力応答スペクトルから荷重低減係数を求めると $R_\mu = 2.36$ となる。

以上のような解析を多数の固有周期と目標じん性率に対して行い、荷重低減係数を求めた結果が図-3 である。目標じん性率 μ_T が 4, 6, 8 の場合には、いずれも固有周期 T が 0.7 秒を境としてこれ以上の固有周期では荷重低減係数 R_μ はこれ以下の固有周期の場合と比較して 3 倍程度増加する。

固有周期 $T = 1.0$ 秒の値に着目すると目標じん性率 $\mu_T = 4, 6, 8$ の荷重低減係数はそれぞれ $R_\mu = 8.25, 10.7, 15.0$ であり、エネルギー一定則から推定される荷重低減係数 $R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} = 2.65, 3.32, 3.87$ はもちろん、変位一定則から推定される $R_\mu = \mu = 4, 6, 8$ を大きく上回っている。

4. 多数の地震動記録に対する荷重低減係数

以上のような解析をわが国の地盤上で観測された 70 成分の強震記録に対して行った。記録数を道路橋示方書の地盤種別区分によって分けると、I 種、II 種、III 種地盤に対して、それぞれ 16, 39, 15 成分である。震源深さ 60 km 以下の浅発地震を対象としている。図-4 は解析に用いたデータセットの特性を示すため、最大加速度～震央距離の関係を地盤種別、マグニチュードをパラメータとして示したものである。最大加速度は $0.1 \sim 8 \text{ m/sec}^2$ 、震央距離は $10 \sim 500 \text{ km}$ の範囲にある。

図-5 は、目標じん性率 μ_T を 4 および 6 とした場合の荷重低減係数 R_μ を各地盤種別ごとに示した結果である。荷重低減係数は地震動ごとに大きければつきがあり、目標じん性率 μ_T が大きくなるとばらつきも大きくなる。荷重低減係数は地盤種別によっても変化するが、地震動ごとのばらつきに比較すると、地盤種別による変化は必ずしも

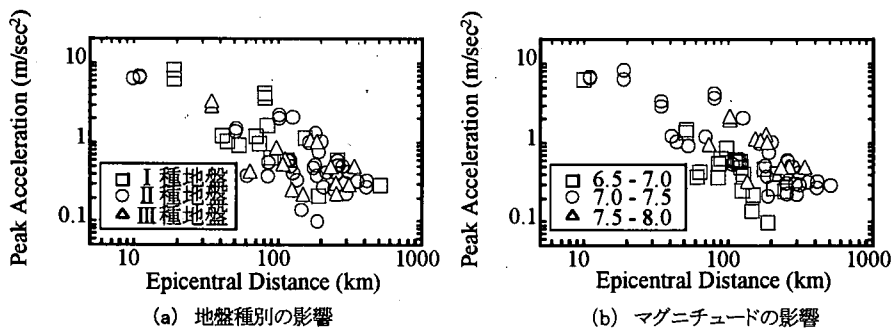


図-4 解析に用いた地震動特性

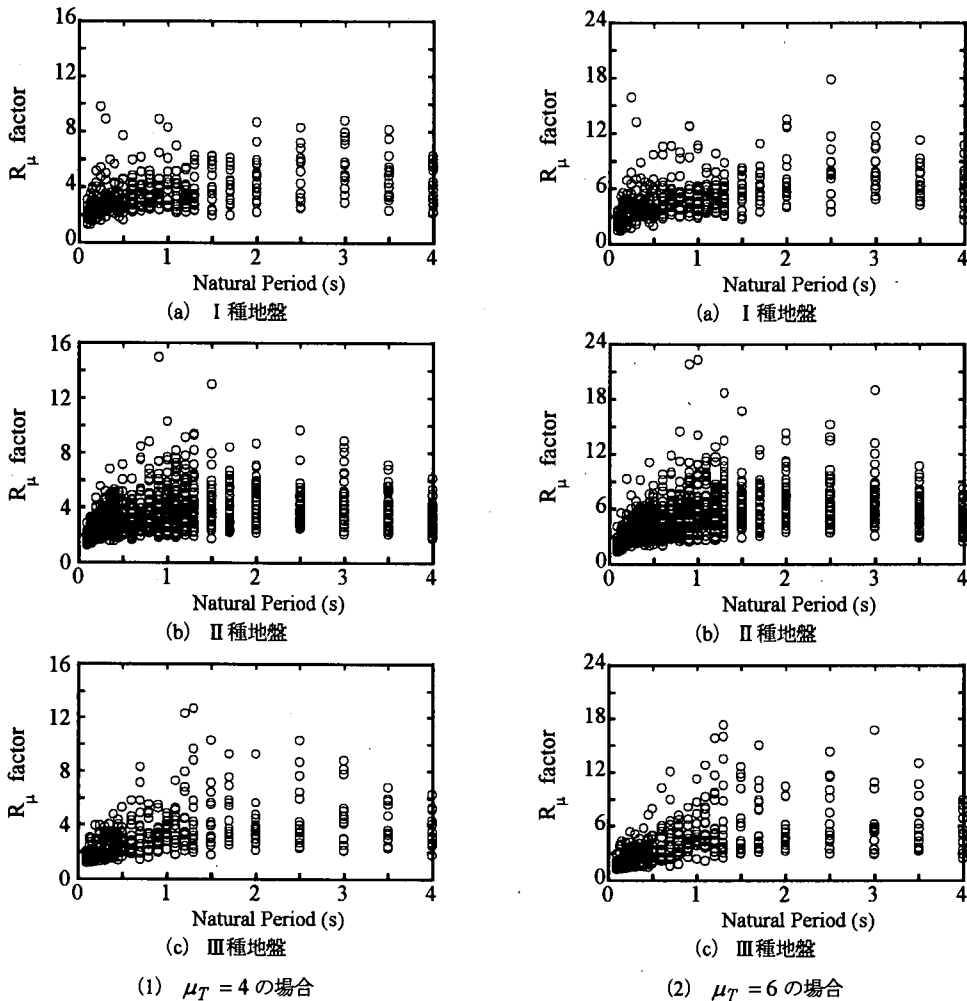
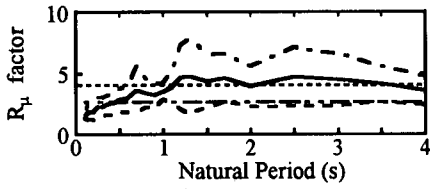
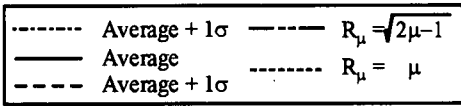


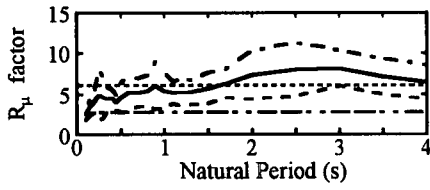
図-5 地震動による荷重低減係数のばらつき

大きくない。I種地盤では固有周期0.5秒までは、全体として固有周期の増大に伴って荷重低減係数 R_μ は増加するが、その後固有周期 $T=1.5$ 秒まではほぼ一定となる。これに対して、II種地盤、III種地盤の場合にはそれぞれ固有周期1.2秒、1.5秒程度までは荷重低減係数 R_μ は固有周期の増大とともに増加する。

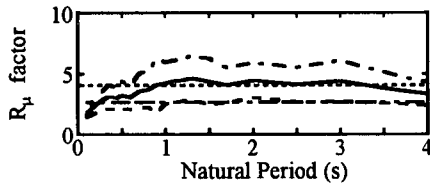
図-6は図-5に示した結果を全地震動記録に対して平均した値と平均値±標準偏差 σ を示した結果である。図中には後述するエネルギー一定則および変位一定則から推定される荷重低減係数の値も示している。平均値でみると、いずれの場合にも荷重低減係数の固有周期依存性は単純な形状となり、短周期領域では小さく、これが



(a) I種地盤

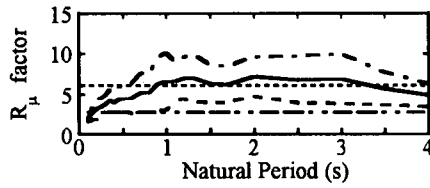


(b) II種地盤

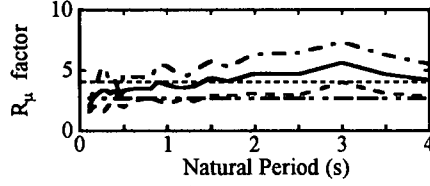


(c) III種地盤

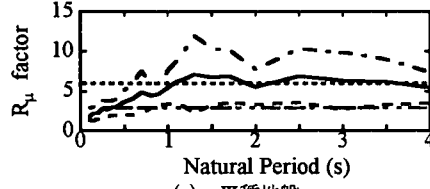
(1) $\mu_T = 4$ の場合



(a) I種地盤



(b) II種地盤

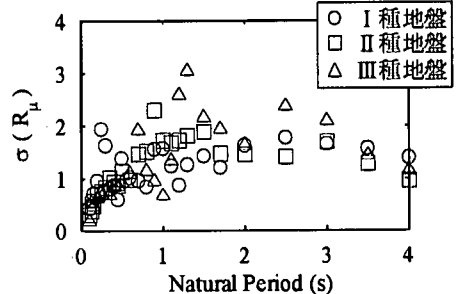


(c) III種地盤

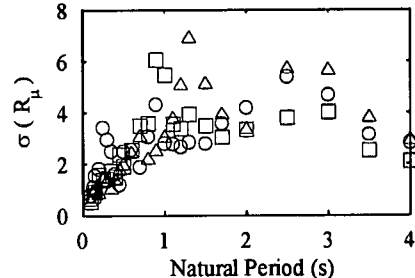
(2) $\mu_T = 6$ の場合

図-6 荷重低減係数の平均値

ある固有周期(0.5~1.5秒)に至るまでは徐々に増加していき、その後は固有周期の増加に伴って緩やかに減少するかほぼ一定値となる。固有周期が4秒程度と長くなる



(a) 目標じん性率4の場合



(b) 目標じん性率6の場合

図-7 荷重低減係数の標準偏差の固有周期特性

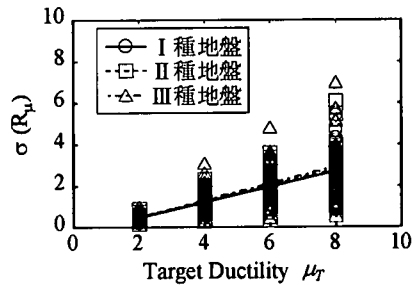


図-8 荷重低減係数の標準偏差～目標じん性率の関係

と、 $\mu_T = 4$ の場合には $R_\mu = 4$ に、また $\mu_T = 6$ の場合には $R_\mu = 6$ に収れんしていき、変位一定則によって与えられる値に近づいていく。またエネルギー一定則による値はこの解析で求めた平均値-標準偏差に近い値を与える。

図-7 は荷重低減係数の標準偏差が固有周期によってどのように変化するかを示した結果である。荷重低減係数の標準偏差の固有周期依存性は上述した荷重低減係数自体の固有周期依存性と似ており、固有周期1~3秒程度で最も大きく、これよりも短周期側、長周期側ではともに小さくなる。地盤種別によってはあまり変化しない。荷重低減係数の標準偏差が目標じん性率によってどのように変化するかを示した結果が図-8 である。目標じん性率 μ_T が大きくなると、標準偏差 σ も大きくなり、これを回帰すると、以下ようになる。

$$\sigma(R_\mu) = \begin{cases} -0.328 + 0.379 \cdot \mu_T & (\text{I種地盤}) \\ -0.292 + 0.378 \cdot \mu_T & (\text{II種地盤}) \\ -0.354 + 0.409 \cdot \mu_T & (\text{III種地盤}) \end{cases} \quad (11)$$

ここで、回帰式の相関係数は、I種、II種、III種地盤に対してそれぞれ0.78, 0.71, 0.70である。

式(11)による値も図-8に示しているが、これによればI種～III種地盤間の標準偏差には大きな違いはない。したがって、式(11)はおおよそ以下のように与えることができる。

$$\sigma(R_\mu) \approx -0.3 + 0.4 \mu_T \quad (12)$$

5. 荷重低減係数の定式化

図-6に示した荷重低減係数 R_μ の平均値を定式化するため、ここではこれを以下のように近似する。

$$R_\mu = (\mu - 1) \cdot \Psi(T) + 1 \quad (13)$$

ここで、

$$\Psi(T) = c \cdot \frac{T - a}{e^{b(T-a)}} + 1 \quad (14)$$

荷重低減係数を式(13)、式(14)のように与えたのは、図-9に示すように $R_\mu = \mu$ となる点をPとすれば、原点と点Pの水平距離は a となるためである。また、

$$\frac{dR_\mu}{dT} = c(\mu - 1) \cdot \frac{1 - b(T - a)}{e^{b(T-a)}} \quad (15)$$

であるから、点P(a, μ)での接線勾配は $c \cdot (\mu - 1)$ となり、さらに、 R_μ が最大となる点をQとすれば原点から点Qまでの水平距離が $a + 1/b$ 、すなわち、点Pと点Qの水平距離が $1/b$ となるためである。Newmarkらによる式(4)やMiranda and Berteroによる式(6)、(7)と比較すると、式(13)、(14)の形は簡単であり、また、係数 a, b, c の物理的意味もはっきりしている。

非常に固有周期の短い領域では式(13)、式(14)による荷重低減係数 R_μ は1に収束していかななければならない。このためには、係数 a, b, c は以下の条件を満足する必要がある。

$$-cae^{ab} + 1 = 0 \quad (16)$$

したがって、係数 c は次式のように消去できる。

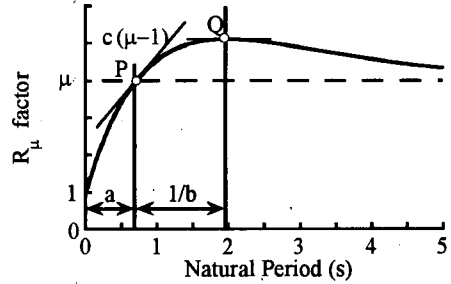


図-9 回帰モデルの係数 a および $1/b$ の物理的意味

$$c = \frac{1}{ae^{ab}} \quad (17)$$

これを式(14)に代入すると、

$$\Psi(T) = \frac{T - a}{ae^{bT}} + 1 \quad (18)$$

また荷重低減係数 R_μ は長周期領域においては変位一定則による推定値 μ に収束する必要があるが、式(14)では自動的に次式の条件が満足される。

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \Psi(T) = 1 \quad (19)$$

以下、本研究では式(13)および式(18)を用いて非線形回帰分析を行った。非線形回帰分析にはLevenberg-Marquardt法を用いた^{9), 9)}。この方法では、係数 a, b の初期値を与える必要があり、初期値が最終値とかけ離れていると収れんしない場合がある。

表-1には地盤条件、目標じん性率 μ_T ごとに係数 a, b の値を、表-2には回帰式の相関係数を示す。相関係数はI種地盤で目標じん性率 $\mu_T = 2$ の場合には0.379と低いが、その他の場合には0.65以上あり一応の精度はあると見てよい。なお、後述するようにI種地盤で $\mu_T = 2$ の場合には相関係数は小さいが、計算値と式(13)、(18)との一致度は必ずしも悪くない。これは、回帰式が平均値の特徴はうまく表わしているが、平均値まわりのばらつきについては係数 a, b を変化させるだけではうまく説明することはできないためである。

図-10は係数 $a, 1/b, a + 1/b$ を示した結果である。これによれば、係数 a はIII種地盤では目標じん性率 μ_T の増加とともにわずかに減少するが、I種、II種地盤では目標じん性率 μ_T によらず、ほぼ一定値をとる。III種地盤の場合が係数 a は最も大きく、I種とII種地盤では同程度の値となる。図-9に示したように、係数 a は荷重低減係数が μ 、すなわち、変位一定則で予測される値に達するときの固有周期を表している。したがって係数 a は変位一定則の精度が最もよい固有周期帯を表わしており、I

表-1 荷重低減係数の回帰係数

μ_T	係数	地盤条件		
		I種	II種	III種
2	a	1.29	1.12	2.35
	b	2.77	2.18	1.69
4	a	1.24	0.989	1.52
	b	2.39	1.62	1.05
6	a	1.34	1.03	1.85
	b	2.15	1.24	0.821
8	a	1.36	1.20	1.74
	b	1.67	1.11	0.611

表-2 荷重低減係数の相関係数

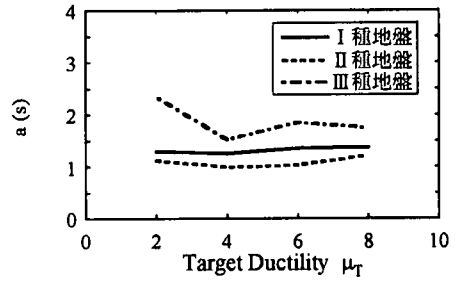
μ_T	地盤条件		
	I種	II種	III種
2	0.379	0.701	0.851
4	0.673	0.842	0.886
6	0.717	0.869	0.878
8	0.776	0.899	0.895

種およびII種地盤では1~1.4秒程度、III種地盤では1.5~2.4秒程度が変位一定則の適用性の良い固有周期とみることができる。ただし、上述したようにIII種地盤の場合には目標じん性率が大きくなる程この固有周期はわずかであるが短くなる。

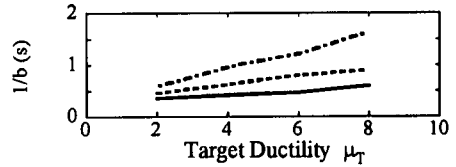
次に、 R_μ が最大となる固有周期 $a+1/b$ をみると、I、II種ではほぼ同程度で1.5~2秒、III種地盤ではこれよりも長く2.5~3.5秒程度である。いずれの地盤でも、目標じん性率 μ_T が大きくなるにつれて、荷重低減係数が最大となる固有周期は漸増する。 $1/b$ は変位一定則の適用性の良い固有周期と荷重低減係数が最大となる固有周期の差である。この周期差は、目標じん性率の増加とともに大きくなり、また増加の割合はI種、II種、III種の順に、大きくなる。周期差は目標じん性率 $\mu_T = 8$ では、0.6秒(I種)、0.9秒(II種)、1.6秒(III種)である。

式(13)、(18)で与えられる荷重低減係数 R_μ がエネルギー一定則による推定値 $R_\mu = \sqrt{2\mu-1}$ と等しくなる固有周期を計算すると図-11 のようになる。これによれば、エネルギー一定則の適用性が高い固有周期はI種地盤では0.2~0.36秒、II種地盤では0.26~0.4秒、III種地盤では0.4~0.6秒と地盤が軟質になるほど大きく、また、いずれの場合にも目標じん性率が大きくなると、この固有周期が短くなる。図-10に示した変位一定則の適用性が良い固有周期と比較すると、エネルギー一定則の適用性が良い固有周期はかなり短い。

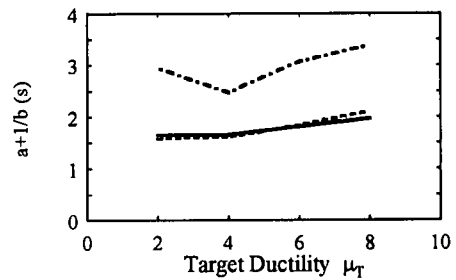
図-12は、式(13)の回帰式から求められる荷重低減係数 R_μ と図-6に示した荷重低減係数 R_μ の平均値を比



(a) 係数 a



(b) 係数 1/b



(c) 係数 a+1/b

図-10 式(16)の係数 a および a+1/b

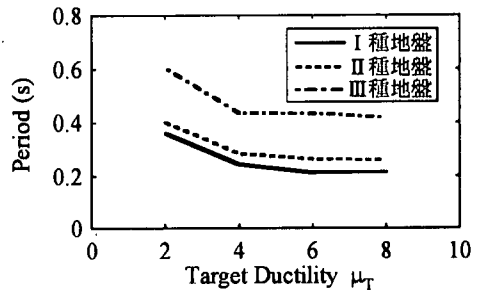


図-11 荷重低減係数がエネルギー一定則による推定値に等しくなる固有周期

較した結果である。I種地盤で $\mu_T = 8$ や6の場合には固有周期 $T = 2.5 \sim 3.5$ 秒付近で、また、III種地盤で固有周期 $T = 1.2$ 秒、 $2.5 \sim 3.5$ 秒付近では、荷重低減係数が大きくなる箇所があり、こうした箇所は式(13)による回帰式では表わしていないが、こうした箇所を除けば回帰式は荷重低減係数の特徴を良く与えているといえる。特にII種地盤ではいずれの固有周期帯においても荷重低減係数の平均値の特徴を良く表している。

図-13は式(13)による回帰式が地盤条件によってどの

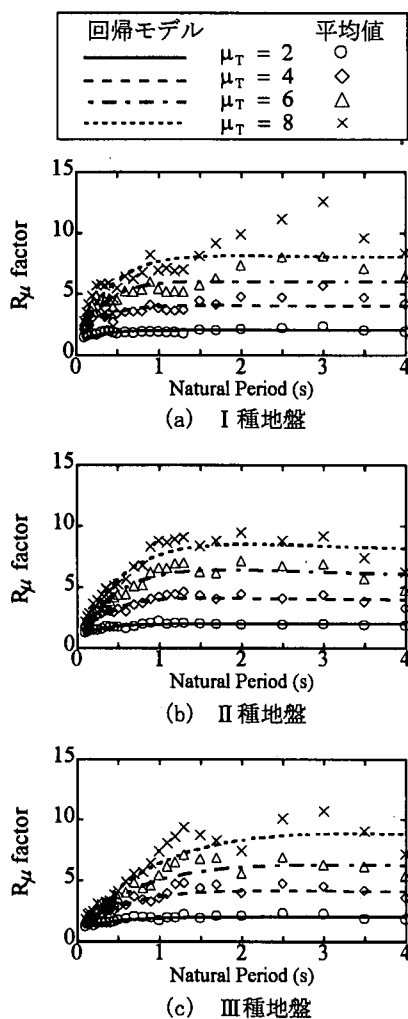


図-12 式(13)による回帰モデルと地震動ごとに計算した荷重低減係数の平均値

ように変化するかを示した結果である。前述したように地盤種別がI種からII種、III種になるにつれて、また、目標じん性率が大きくなるにつれて、 $R_\mu = \mu$ となる固有周期 a が長くなるのがわかる。

以上より、荷重低減係数の回帰モデルが得られたが、これはあくまで荷重低減係数の平均値を与えるものである。図-5に示したように、地震動ごとに荷重低減係数には大きなばらつきがあり平均値だけでは荷重低減係数を過大に評価する場合もある。このため、式(13)、(18)によって与えられる荷重低減係数の平均値から式(12)によって与えられる標準偏差の1倍の変動分を差し引いた値を求めた例が図-14である。図中にはエネルギー一定則による推定値 $R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$ も比較のために示している。これ

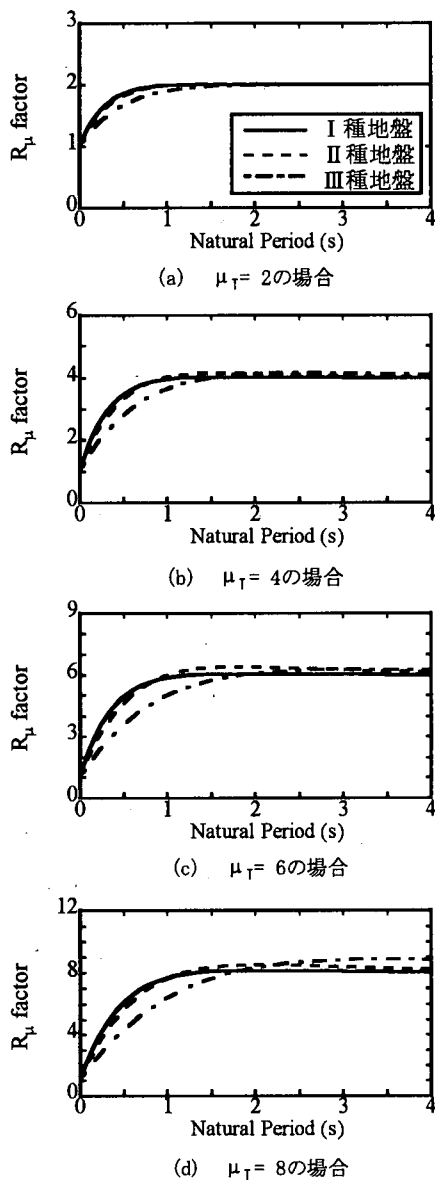


図-13 式(13)による回帰モデルの地盤種別依存性

によれば、目標じん性率 $\mu_T = 4$ の場合には、固有周期がI種およびII種地盤では0.5秒以上、III種地盤では1.2秒以上の領域では、エネルギー一定則による値は、本解析で求めた荷重低減係数の平均値一標準偏差の値に近い値を与える。ただし、これよりも短周期側ではエネルギー一定則は荷重低減係数を過大評価する。 $\mu_T = 8$ の場合にはエネルギー一定則はI種、II種地盤では固有周期0.6秒付近で、また、III種地盤では固有周期1秒付近で、それぞれ本解析で求めた荷重低減係数の平均値一

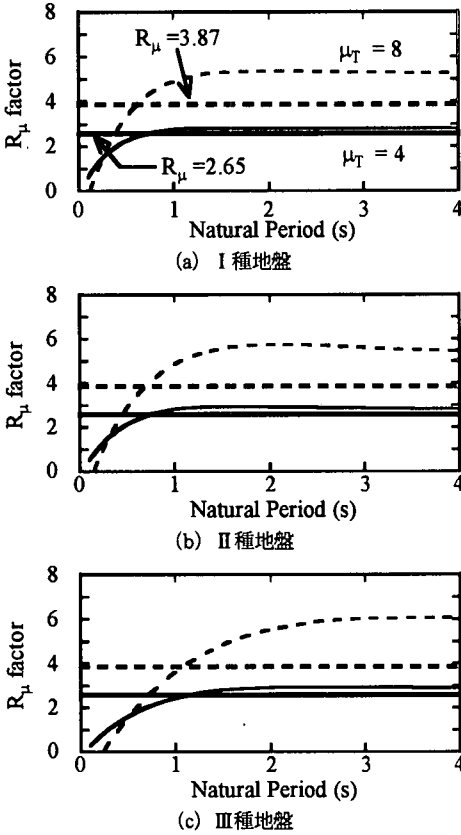


図-14 回帰モデルに基づき平均値から標準偏差の1倍を差し引いた荷重低減係数

標準偏差の値に近い値を与え、これよりも短周期では過大な値を、また長周期では過小な値を与える。

6. 減衰の影響

式(3)に示したように、荷重低減係数をどのように使用するかによって減衰定数の定義のしかたにはいろいろな方法が考えられる。以上に示した結果は、 $h_{NL} = h_{NS} = 0.02$ 、 $h_{EL} = h_{eq} = 0.05$ とした場合であるが、前述したように既往の研究では、 $h_{EL} = h_{NL}$ と仮定している例が多い。本章では $h_{EL} = h_{NL}$ とすることにより、上述した荷重低減係数がどのように変化するかを $h_{EL} = h_{NL} = 0.02$ および 0.05 とした場合を例に示すこととする。

まず、神戸海洋気象台記録に対して、減衰定数の与え方を変化させた場合の荷重低減係数を図-15に示す。これによれば、固有周期ごとに多少の違いがあるが、荷重低減係数は前章までのように $h_{NL} = 0.02$ 、 $h_{EL} = 0.05$ と仮

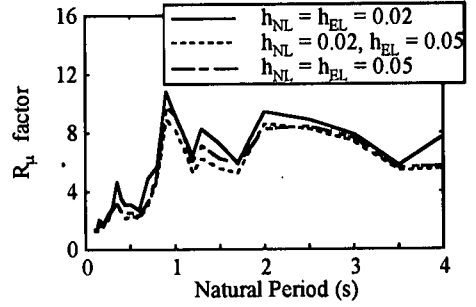


図-15 減衰定数が荷重低減係数に及ぼす影響 ($\mu_T = 4$ の場合)

表-3 $h_{NL} = h_{EL} = 0.02$ とした場合の回帰係数

μ_T	係数	地盤条件		
		I種	II種	III種
2	a	0.152	0.225	0.361
	b	2.71	1.60	1.12
4	a	0.289	0.348	0.600
	b	2.46	1.28	0.902
6	a	0.397	0.432	0.800
	b	1.81	1.14	0.768
8	a	0.507	0.513	0.916
	b	1.14	1.04	0.632

表-4 $h_{NL} = h_{EL} = 0.05$ とした場合の回帰係数

μ_T	係数	地盤条件		
		I種	II種	III種
2	a	0.226	0.344	0.521
	b	4.14	1.94	1.34
4	a	0.778	0.572	0.976
	b	3.50	1.35	0.994
6	a	0.981	0.725	1.23
	b	2.93	1.15	0.757
8	a	1.23	0.807	1.28
	b	2.57	0.983	0.569

定した場合が一番小さく、以下、 $h_{EL} = h_{NL} = 0.05$ 、 $h_{EL} = h_{NL} = 0.02$ とした順に大きくなる。 $h_{NL} = 0.02$ 、 $h_{EL} = 0.05$ とした場合が荷重低減係数が一番小さいのは、非線形応答を求める際に主たる構造部材の非線形化による履歴減衰は動的解析により自動的に見込まれているとして、 $h_{NL} = 0.02$ としているためである。線形系と非線形系で同一の減衰定数を仮定した場合は、当然小さな減衰定数を仮定するほうが荷重低減係数は大きく求められる。

次に前章に示したと同じ70記録に対して、式(13)を近似し、係数 a 、 b を求めると表-3、4のようになる。これを図-10に示した結果と合わせて示すと図-16のようになる。前章までに示した $h_{NL} = 0.02$ 、 $h_{EL} = 0.05$ とした場合に比較すると、係数 $a + 1/b$ はいずれもほとんどの場合に

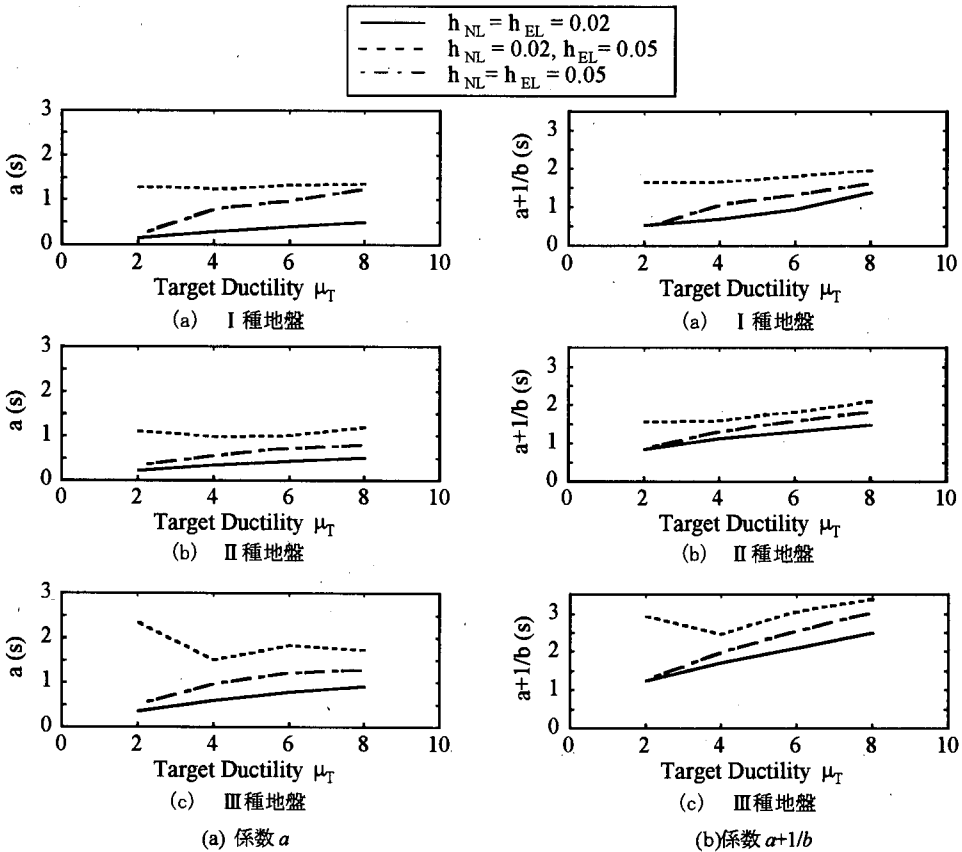


図-16 減衰定数の定義が係数 a および $a+1/b$ に及ぼす影響

$h_{NL} = h_{EL} = 0.02$ とした場合が最も短く、続いて $h_{NL} = h_{EL} = 0.05$ とした場合となり、 $h_{NL} = 0.02, h_{EL} = 0.05$ とした場合が一番長くなる。また、 $h_{NL} = 0.02, h_{EL} = 0.05$ とした場合の係数 $a, a+1/b$ の目標じん性率 μ_T 依存性は前述した通りであるが、 $h_{NL} = h_{EL} = 0.02, 0.05$ とした場合には μ_T が大きくなるにつれて係数 $a, a+1/b$ はともに大きくなる。

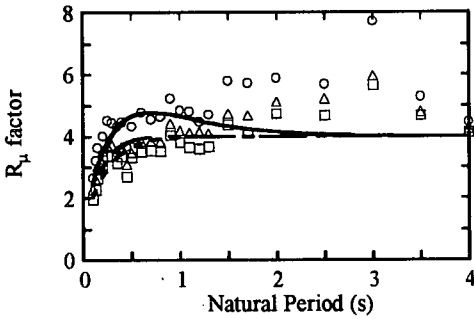
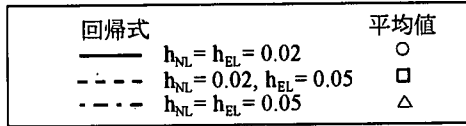
表-3, 4 を用いて、 $\mu_T = 4$ および 8 の場合を例に、地盤種別ごとに荷重低減係数を求め、これを図-12 に示した結果と合わせて示すと、図-17 のようになる。図-15 に示した神戸海洋気象台記録に対する結果と同様に、荷重低減係数は $h_{EL} = 0.02, h_{NL} = 0.05$ とした場合が一番小さく、以下 $h_{EL} = h_{NL} = 0.05, 0.02$ の順に大きくなる。

7. 既往の研究結果との比較

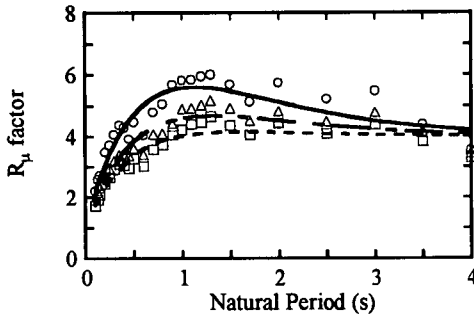
図-18 は目標じん性率 μ_T を 4 および 8 とした場合の荷重低減係数 R_μ の平均値を、本文で提案した式(13)の

回帰モデル、式(9)の Nassar らのモデル、式(6)の Miranda らのモデルと地盤種別ごとに比較して示したものである。ただし、減衰定数としては、Nassar ら、Miranda らと整合させるために、70 成分の強震記録から求めた荷重低減係数も含めてここでは全て $h_{EL} = h_{NL} = 0.05$ とした場合を示している。また、地盤種別の定義は各モデルで必ずしも同じではないが、ここでは硬い、中程度、柔らかいと大まかなくくりになっていると考え、これらの地盤種別ごとに相互に比較することとしたものである。式(7)に示したように Miranda らのモデルでは軟弱地盤に対する荷重低減係数を求めるためには、地震動の卓越周期 T_g を与える必要があり、ここでは、 $T_g = 1.5$ 秒と仮定した。

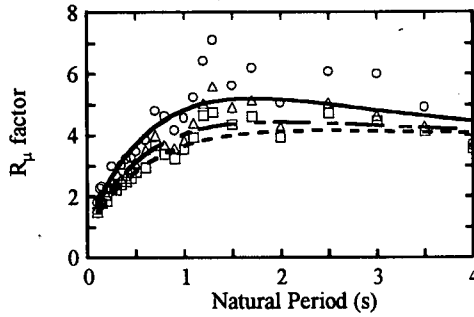
図-18 によれば、I 種地盤や III 種地盤では 70 成分の強震記録から求めた荷重低減係数はある特定の固有周期で大きな値となる箇所があるが、このような特性はいずれの回帰式でも再現できていない。しかし、これを除けば全体として、式(13)の提案式は Nassar らのモデル、Mirada らのモデルと良く似た特性を示す。



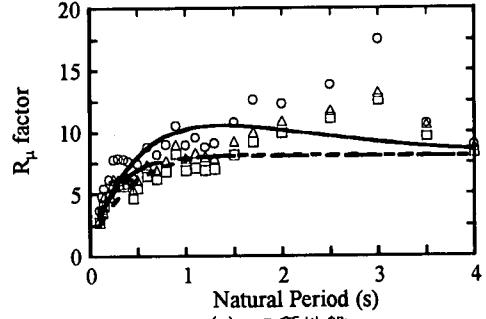
(a) I種地盤



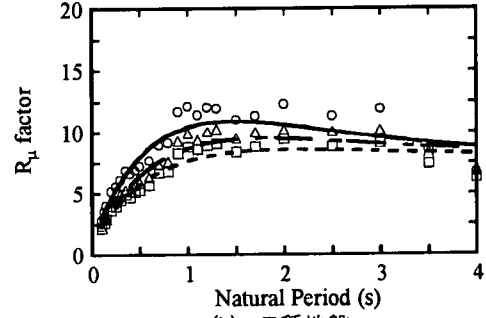
(b) II種地盤



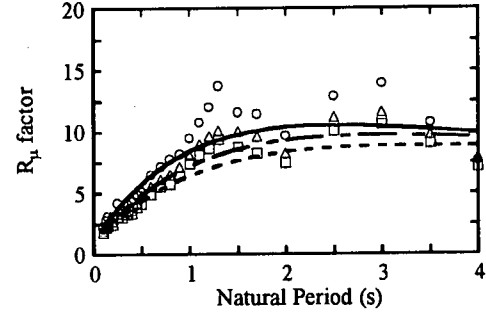
(c) III種地盤

(1) $\mu_T = 4$ の場合

(a) I種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤

(2) $\mu_T = 8$ の場合

図-17 減衰定数の定義が荷重低減係数に及ぼす影響

8. 結論

わが国の地盤上で観測された70成分の地震動記録に基づいて、荷重低減係数の特性を検討するとともにその推定式を提案した。本研究結果をまとめると、以下のようになる。

(1) 荷重低減係数 R_μ の定義における線形系、非線形系の減衰定数の取り扱いを吟味し、式(3)において $h_{NL} = 0.02, h_{EL} = 0.05$ とした場合の荷重低減係数を求め

た。さらに、既往の研究との整合性を比較するために、 $h_{NL} = h_{EL} = 0.02$ および 0.05 とした場合の荷重低減係数も解析した。

(2) 荷重低減係数 R_μ の推定式として式(13)を提案した。この式では、係数 a は $R_\mu = \mu$ となる固有周期を、また係数 $a + 1/b$ は R_μ が最大となる固有周期をそれぞれ表わしており、係数の物理的意味が明確である。

(3) $h_{NL} = 0.02, h_{EL} = 0.05$ と仮定した場合の荷重低減係数は図-12のように与えられる。エネルギー一定則の適用が良い固有周期は、I種地盤では0.2~0.36秒、II

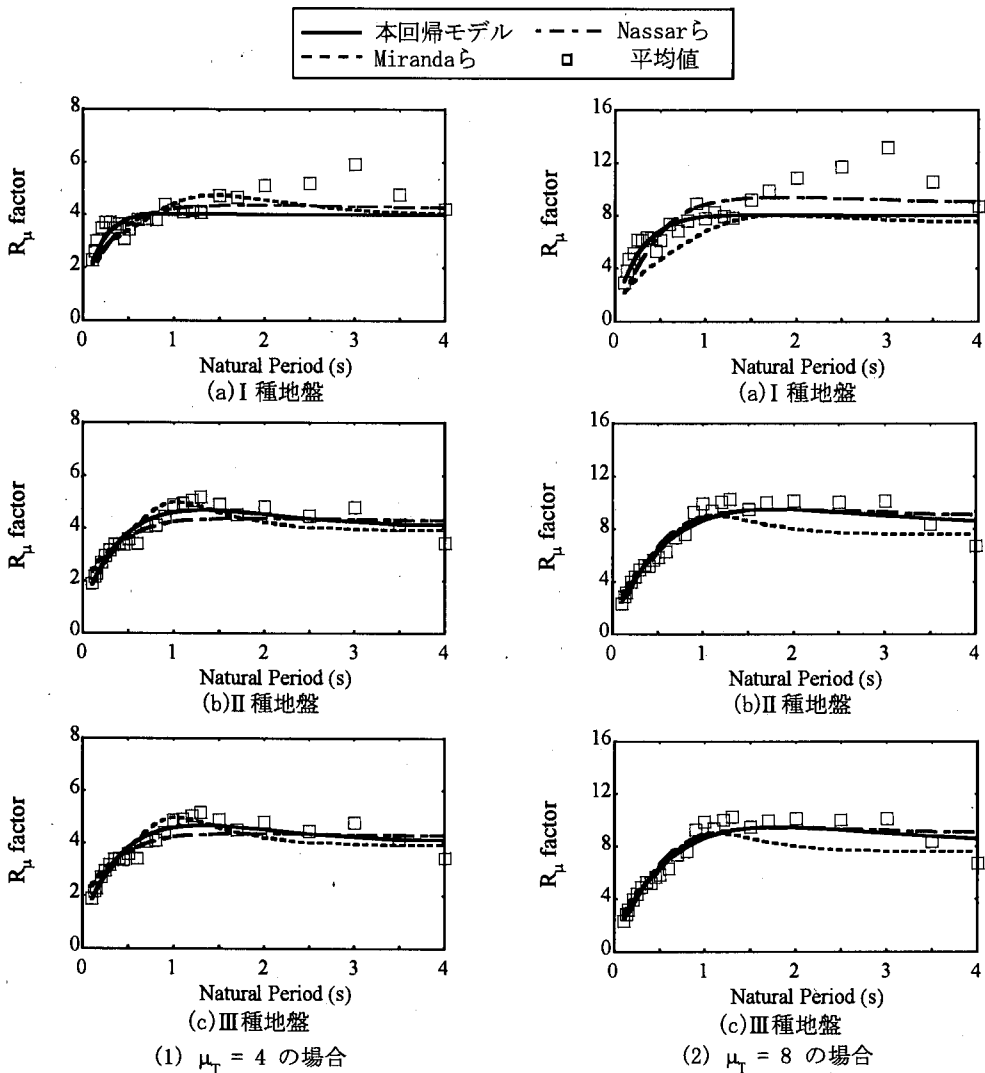


図-18 式(6), (9), (13)による荷重低減係数の回帰モデルと平均値の比較

種地盤では0.26~0.4秒、Ⅲ種地盤では0.4~0.6秒とかなり短いのに対して、変位一定則の適用性が良い固有周期はⅠ種およびⅡ種地盤では1~1.4秒、Ⅲ種地盤では1.5~2.4秒と長い。

(4) 上記(3)は70成分に対する荷重低減係数の平均値から求めた場合であり、平均値-標準偏差に相当する荷重低減係数を求めると、エネルギー一定則の適用性が良い固有周期はⅠ種地盤およびⅡ種地盤では0.5秒付近、Ⅲ種地盤では1~1.2秒付近となる。

(5) $h_{NL}=h_{EL}=0.05$ および 0.02 と仮定した場合には $h_{NL}=0.02$, $h_{EL}=0.05$ とした場合よりも荷重低減係数は大きく求められる。

(6) $h_{NL}=h_{EL}=0.05$ と仮定して式(13)から求めた荷重

低減係数はNassarらやMirandaらによる提案式とよく似た特徴を示す。

参考文献

- 1) Newmark, N.M. and Hall, W.J.: Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities, Report No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, pp.209-236, 1973
- 2) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996, (川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998)
- 3) Miranda, E. and Bertero, V.: Evaluation of Strength

- Reduction Factors for Earthquake Resistant Design, *Earthquake Spectra*, 10 (2), pp.357-379, 1994
- 4) Nassar, A.A. and Krawinkler, H.: Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems, Report No.95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California, 1991.
- 5) 山本浩一, 本田利器, 田村敬一, 中尾吉宏:リダクションファクターによる弾塑性系の応答評価, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2335-2340,1998
- 6) (財)日本気象協会:気象庁87型電磁式強震計データ, 平成7年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録, 1995
- 7) Kawashima, K., MacRae, G. A., Hoshikuma, J. and Nagaya, K.: Residual Displacement Response Spectra, *Journal of Structural Engineering*, 124(5), pp.513-530, ASCE, 1998
- 8) Press, W.H., Teukolsky, S.A., Vetterling, W.T. and Flannery, B.P.: Numerical Recipes in C, Second Edition, The Art of Scientific Computing, Cambridge University Press, pp. 683-688, 1992
- 9) Press, W.H., Teukolsky, S.A., Vetterling, W.T. and Flannery, B.P.: Numerical Recipes in Fortran 77, Second Edition, The Art of Scientific Computing, Cambridge University Press, pp. 678 - 683, 1996
- (2000. 7.6 受付)

EVALUATION OF FORCE REDUCTION FACTOR IN SEISMIC DESIGN

Gakuho WATANABE and Kazuhiko KAWASHIMA

A force reduction factor (R factor) is widely used to estimate the inelastic strength demand from the elastic strength of a bridge. In many seismic codes, a constant value is used for the R factor, although it has long been pointed out that R factor depends on the various factors. This paper presents how natural period of the system, the damping ratio and the ground condition affect the R factor, and a new model, which is formulated by a simple function with two parameters, is proposed to estimate the R factor. The parameters were obtained from the computation of the R factors for elasto-plastic SDOF systems for 70 ground motions. From these results, it was found that the proposed model predicts the mean values of R factors.