第３回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計
に関するシンポジウム講演論文集(1999 年12月)

所要降伏震度スペクトルの作成と耐震設計への適用

西村昭彦 [1)], 室野剛隆 [2)], 齊藤正人 [3)]

[1] 正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185-8540 東京都国分寺光町 2-8-38)
[2] 正会員 博(工) (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185-8540 東京都国分寺光町 2-8-38)
[3] 正会員 工修 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185-8540 東京都国分寺光町 2-8-38)

1. はじめに

兵庫県南部地震以降，構造物の耐震設計が動的解析を中心とした設計体系へと移行しつつある．しかも L2 地震動では構造物の応答が塑性領域まで及ぶことになる．よって，構造物の応答値を算定するためには，多自由度系の非線形時刻歴応答解析を実施するか，またはそれに準じた手法を用いることになる[1)]．しかし，前者のような解析は，精度のよい定数やモデル化を行えば非常に精度のよい結果が得られる反面，そのためには，一般には時間と労力がかかる．

そこで，より合理的かつ簡便な方法が望まれる．その一つとして，鉄道の耐震基準[2)]では，所要降伏震度スペクトルを用いている．本報告では，所要降伏震度スペクトルの考え方とその特徴，そして耐震設計における適用方法について述べる．

2. 所要降伏震度スペクトル

(1) 所要降伏震度スペクトルの定義

地震動に対する1自由度系の最大応答を，系の固有周期をパラメータとして算定し，横軸に固有周期，縦軸に応答値をとって図示したものを，応答スペクトルという．一般的には系が線形とした場合に求められる．

しかし，L2 地震動に対する構造物の耐震設計においては，地震時に構造物が非線形領域に入ることを許容せざるを得ない．こうした設計理念の表現に便利なように構造物の非線形応答を応答スペクトルとして表したものを総称して非線形応答スペクトルという．非線形応答スペクトルには様々な型式のものがある[3)]．特に，縦軸に降伏震度をとって，塑性率ごとに固有周期と降伏震度との関係を図化したものを所要降伏震度スペクトルという[4)]．

(2) 所要降伏震度スペクトルの算定

質量m，減衰係数c，ばね定数kを持つ線形1自由度系で表される構造物に地震動加速度$\ddot{z}$が作用した場合の運動方程式は，式(1)で表される．

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{z} \tag{1}$$

式(1)の両辺をmで割ると，式(2)が得られる．

$$\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = -\ddot{z} \tag{2}$$

ここに$h = c/2\sqrt{mk}$は減衰定数，$\omega_0=\sqrt{k/m}$は系の固有円振動数である．当然，固有周期は$T = 2\pi/\omega_0$である．式(2)から分かるように，減衰定数が設定されると，固有周期が決まれば，応答値が一意的に求められる．つまりmとkの組合せは無限にあるが，その効果は1つのパラメータTにより支配されることを示している．

次に，同じ条件で非線形復元力特性を有する1自由度系を考える．運動方程式は式(3)で得られる．

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Q(x) = -m\ddot{z} \tag{3}$$

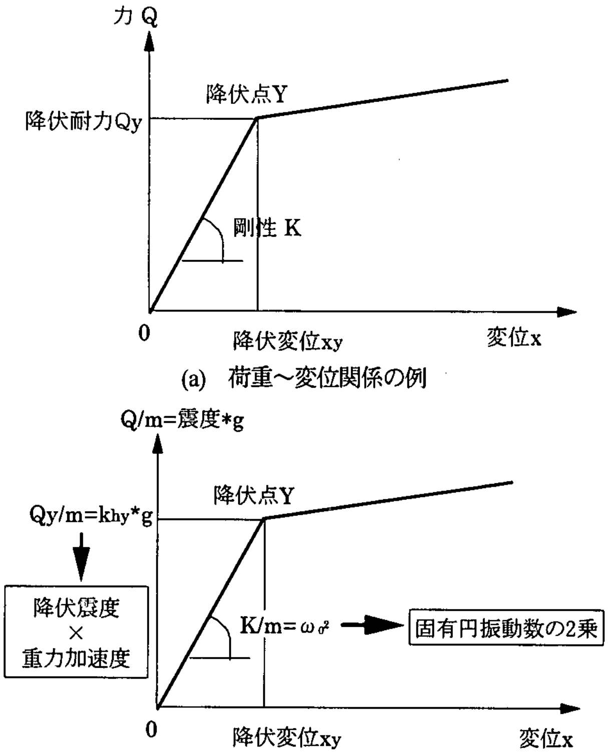
$Q(x)$は復元力であり，変位xの関数であり，多くの部材実験に基づき，例えば図 1(a)に示すような簡単なモデルが提案されている．さらに式(3)をmで両辺割ると，

$$\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \frac{Q(x)}{m} = -\ddot{z} \tag{4}$$

となる．式(2)と式(4)を比べると，左辺第3項が大きく異なっている．そこで，ω_0^2と$Q(x)/m$の関係について考えてみる．復元力特性$Q(x)$が図 1(a)に示すようにバイリニア型で表されたとする．縦軸の力$Q(x)$を質量mで割ると(a)図の荷重～変位関係は，(b)のようになる．つまり，初期勾配k/mはω_0^2，Y 点の荷重Q_yは降伏震度$k_{hy} = Q_y/W$（Wは重量で$W=mg$）に重力加速度gを乗じた値にそれぞれなっている．

固有周期Tと降伏震度K_{hy}を決めれば図１に示すように復元力特性（骨格曲線）も一義的に決定される．よって，様々な固有周期の系に対して降伏震度k_{hy}を変数として式(4)を時間領域における逐次積分法により解き，応

答塑性率が目標塑性率μになるまで収束計算することにより，塑性率μに対する所要降伏震度スペクトルが得られることになる．その概念図を図2に示す．



(b)縦軸をmで正規化した荷重～変位関係

図1 復元力特性

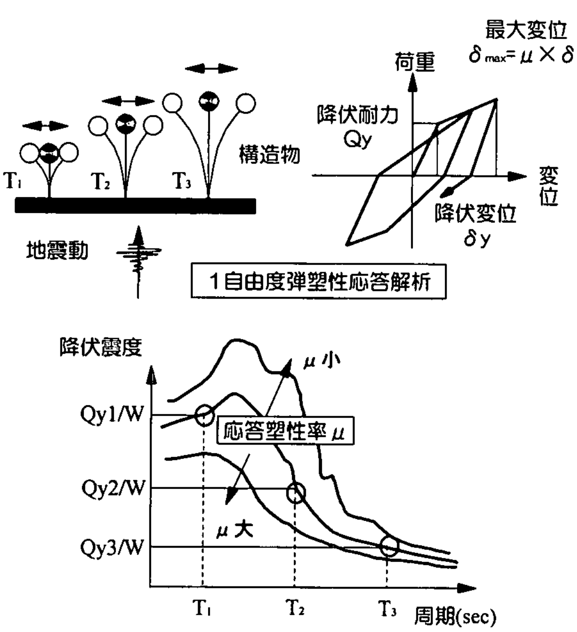


図2 所要降伏震度スペクトルの作成方法の概念図

次に，この所要降伏震度スペクトルを用いて応答値を算定する方法を述べる．所要降伏震度スペクトルの用い方には2つ考えられる．一つは，応答塑性率μを算定する場合である．手順は，①構造物の静的非線形解析により降伏震度K_{hy}を求める．②構造物の固有周期を求める．構造物の固有周期としては，図1からもわかるように降伏周期を用いる必要がある．③所要降伏震度スペクトルを用いて，①および②の交点を定め，応答塑性率を読みとる．その例を図3に示す．

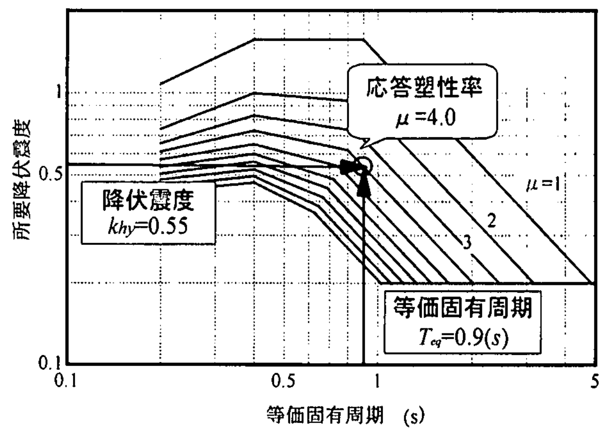


図3 応答塑性率μを算定する場合

もう一つは，設計塑性率μが規定されたときに，構造物にどれだけの耐力を付与するかを算定することも可能である．つまり概略の配筋の目安を付けることができる．この場合には，固有周期Tと塑性率の線が交わる点のy座標として所要降伏震度を算定する(図4)．

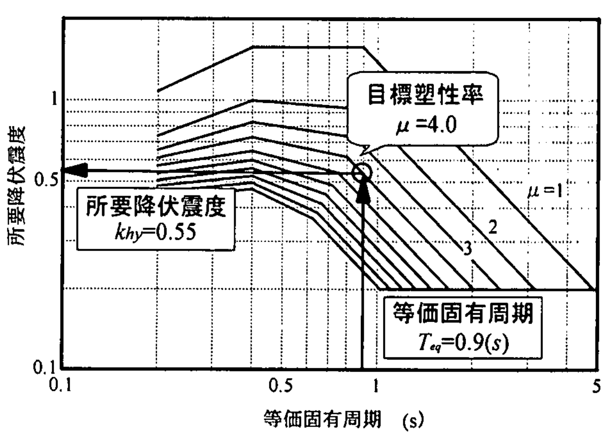


図4 所要耐力を算定する場合

3. 所要降伏震度スペクトルに影響を与える要因

ここでは，所要降伏震度スペクトルを作成するときに影響を与えると考えられる要因について考察する．所要降伏震度スペクトルに影響を与える要因としては，式(4)から分かるように減衰定数h，復元力特性$Q(x)$が考えられる．これらの条件設定によりどの程度所要降伏震度スペクトルが影響を受けるか検討する．なお，本論文の検討に用いた入力加速度波形は全て兵庫県南部地震(1995)・神戸海洋気象台NS成分である．

(1) 減衰定数の影響

橋梁の減衰は，①材料の履歴減衰，②構造系間でのエネルギー消散，③構造系外部へのエネルギー消散(例えば基礎の逸散減衰)などの要因が相互に関連しており，その評価が困難なのが現状であり，実測データに頼らざるを得ないと言える．既往の起振機を用いた実橋の振動実験では，一般の橋では，

$$h = 0.02/T \tag{5}$$

なる回帰式が得られている[5]．ただし，これは小振幅で橋が振動する場合の減衰を与えるもので，地震時にはさらに2倍程度の減衰を見込むことが出来ると言われている．

SR モデルを用いた解析的な研究も行われている[6]．上下部工の剛性をパラメトリックに変化させた SR モデルを構築し，その固有値解析により減衰特性を評価している．上部構造物の運動が主体となるモードと基礎の運動が主体となるモードでは減衰特性が異なることが指摘されている．そして，構造物の固有周期と1次モード減衰定数との関係をプロットすると，上部構造物の運動が主体となる場合には，

$$h = 0.04/T \tag{6}$$

に近い関係があることが確かめられている．さらに基礎の運動が主体となる場合には，

$$h = 0.08/T \tag{7}$$

で表現できることも指摘されている．図5に上記の減衰定数を用いた場合と，一般的に用いられている h=0.05，0.10，0.20とした場合との比較を示す．なお，h 以外の条件は全て共通である(クラフモデル，第二勾配比 5%，除荷剛性低下なし)．ただし，式(6)(7)を全周期に用いると，短周期側では h が∞になり現実的でない．また，長周期側では h が0に収束してしまうが，本来であれば逸散減衰以外の効果もある．よって式(6)(7)については，$\{0.10<h<0.20\}$ という上下限値を設けた．図5を見ると，式(6)(7)のタイプの減衰定数を用いると短周期側では h=0.10に，長周期側では0.20に収束する．しかし，減衰定数による差は大きく，スペクトルの設定にあたっては合理的に設定する必要があることが分かる．

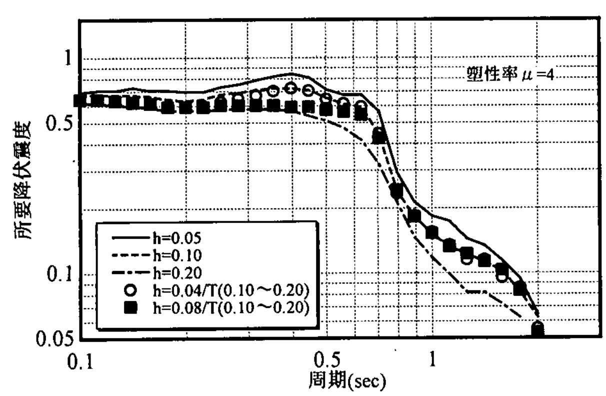


図5 減衰定数による影響

(2) 復元力特性の影響

1) 履歴モデルの影響

これまで多くの履歴モデルが提案されており，モデルによる差がどの程度スペクトルに影響するのか検討した．用いたモデルは，①バイリニアモデル，②クラフモデル，③原点指向モデル，④トリリニアモデルとした．①～③は骨格曲線は共通(バイリニア)とした．履歴法則のみが異なる．④については骨格曲線が異なり，降伏点の他にコンクリートのひび割れ点も必要であり，本検討ではひび割れ耐力は降伏耐力の 1/3 とし，ひび割れ前の初期剛性を降伏点における割線剛性(降伏剛性)の2倍とし，降伏後の剛性はバイリニア型のモデルと一致させた．参考までに塑性率が μ=4 のときの等価粘性減衰定数 h_{eq} (履歴で消費するエネルギーを粘性減衰で消費するとしたときの減衰定数)を表1に示す．

表1 復元力モデルと等価粘性定数 h_{eq} (μ=4)

モデル	等価粘性減衰定数
Bi-linear モデル	0.33
Clough モデル	0.21
Tri-linear モデル	0.23

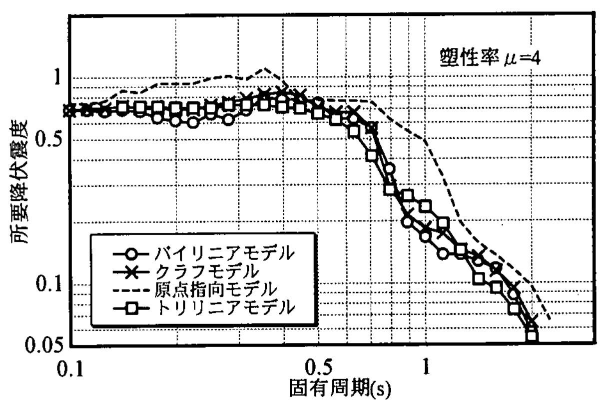


図6 履歴モデルによる影響

各モデルの所要降伏震度スペクトルの算定結果を図6に示す(減衰定数 h=5%，除荷剛性低下なし)．概ね，①<④<②<③の順になっており，h_{eq} の大小関係と一致していることが分かる．つまり履歴によるエネルギー吸収能が弾塑性応答を支配する大きな要因であることが分かる．構造型式，材料種別，基礎型式に応じて，それぞれの条件に合致したモデルの選択が必要である．

1) 第二勾配比 α の影響

第二勾配比 α の影響について，α=0%，5%，10%，30%の4ケースについて検討した．その他の条件は共通である(クラフモデル，除荷剛性低下なし)．長周期の系では第二勾配比によらずほぼ一定値に収まる傾向がある．短周期の系では，第二勾配比を大きくするに従い，応答値が小さくなる傾向が見られた．しかし 0～10%程度の範囲までであれ

ば，顕著な影響要因にはならないと言える．なお，30%の場合にはかなり応答が低減される．

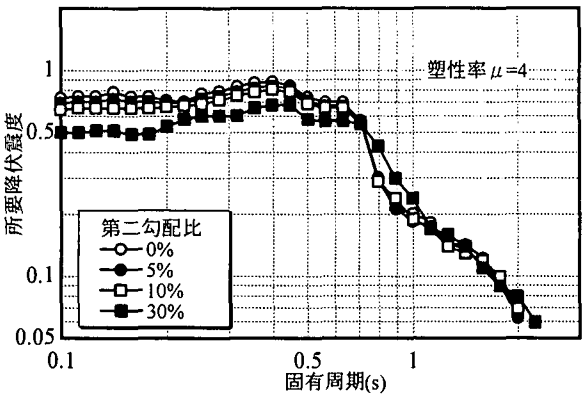


図7 第二勾配比による影響

2) 除荷時剛性低下の影響

除荷時の剛性を，式(8)のように定義する．

$$Kr = K_y \times \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right)^{-\beta} \tag{8}$$

ここで $\delta_{\max}$ は最大経験変位，β は除荷時剛性低下指数である．β=0.0(低下なし), 0.10, 0.20, 0.30, 0.50と変化させた．紙面の都合で図は省略するが，除荷時剛性低下率が大きくなると，履歴エネルギー消費が小さくなるので，応答塑性率が増加するが，Cloughモデルを用いた場合にはほとんど影響は無かった．

4. 既往の非線形応答量推定法との比較

1自由度系の非線形系の運動方程式，式(4)を逐次積分して応答解析を行う代わりに，式(2)の線形系の運動方程式を解き，線形系の応答値から非線形系の応答値を予測する手法がこれまで幾つか提案されてきた．代表的な手法としてエネルギー一定則と変位一定則がある[8]．

エネルギー一定則とは，比較的短周期の範囲では，初期周期の等しい弾性系の最大ひずみエネルギーと弾塑性ひずみエネルギーとは降伏力によらずほぼ等しいと考えるものである．変位一定則は，比較的長周期の範囲では，降伏力がある限度以上なら，弾塑性系の最大変形は初期周期の等しい弾性系の最大変形とほぼ等しいと考えるものである．これらは多くの応答解析の結果から得られた経験則である．これらの関係を用いれば弾性応答量から弾塑性応答量を推定することが可能となり，実用上は便利である．ただし，地震動特性や構造物の特性によって大きく異なる場合があることに注意する必要がある．

図 8 に非線形系の運動方程式を逐次積分して求めた所要降伏震度スペクトル(図中，提案法と記述)と上記推定法との比較をした結果を示す．逐次非線形解析に用いた履歴モデルはバイニリアモデル，第二勾配比 0.0，除荷時剛性低下指数0.0である．また，減衰定数は5%とした．塑性率が小さい場合には，短周期側ではエネルギー一定則が長周期側では変位一定則が比較的よい一致を見せることが確認できる．しかし，塑性率が大きい範囲では，いずれの簡便法も推定精度が悪くなっている．L2 地震を対象として，構造物の耐震性能を照査する場合には，非線形化が小さい領域から大きい領域まで精度良く応答値を算定する必要があり，今回提案する所要降伏震度スペクトル(逐次積分法による結果)の方が優れていることが分かる．

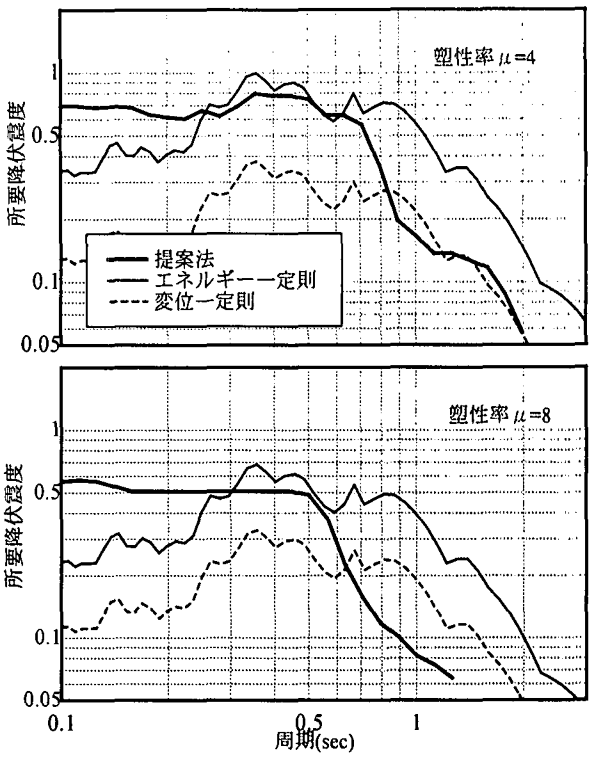


図8 所要降伏震度スペクトルの比較(逐次積分法とエネルギー一定則，変位一定則との比較)

5. 所要降伏震度スペクトルの耐震設計への適用

本章では，鉄道橋の耐震標準[2]を例にして，所要降伏震度スペクトルの耐震設計法への適用について報告する．

(1) 適用範囲

鉄道標準では，当該地盤や構造条件に当てはまる所要降伏震度スペクトルを用いて構造物の非線形動的応答値を予測する方法を，非線形スペクトル法と呼んでいる．ただし，以下の条件を満たす場合に本手法の適用が可能である．

①構造系が比較的単純で1次の振動モードが卓越する場合

②主たる塑性ヒンジの発生箇所が明確な場合

一般的な形式の鉄道橋梁および高架橋では，①②の条件に該当する場合が多く，非線形スペクトル法が適用できる場合が多い．

(2) 応答値の算定

非線形スペクトル法により構造物の応答値を算定する場合は，静的非線形解析（プッシュオーバーアナリシス）から得られる等価固有周期T_{eq}および降伏震度K_{hy}を用いて，所要降伏震度スペクトルにより応答塑性率を算定するものとする。さらに，この応答塑性率を静的非線形解析の結果にフィードバックさせて，部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの照査を行う。所要降伏震度スペクトルを用いて構造物の応答塑性率を算定する場合の一般的な手順を示す。

①構造物の非線形解析により降伏震度K_{hy}を求める。

②構造物の等価固有周期T_{eq}を求める。

③所要降伏震度スペクトルを用いて，①および②の交点を定め，応答塑性率μを読みとる。

④荷重～変位関係上に応答値をプロットし，耐震性能を照査する。

その概念図を図9に示す。

(3) 等価固有周期T_{eq}

等価固有周期T_{eq}は，部材および地盤の非線形特性を考慮し，構造物の静的非線形解析によって得られる荷重－変位曲線において，構造物全体としての降伏点と原点を結んだ割線剛性を用いて，次式で算定するものとする。

$$T_{eq} = 2.0\sqrt{\frac{W}{K}} \tag{9}$$

ここに，T_{eq}は構造物の等価固有周期，Wは等価重量(kN)で橋脚の場合は式(10)で求められる．

$$W = W_u + 0.3 \times W_p \tag{10}$$

W_uは橋脚が支持している上部構造部分の重量(kN)で，一般に桁重量および負載荷重（列車荷重）としている。W_pは耐震設計上の地盤面より上の橋脚重量(kN)，Kは構造物の降伏剛性で式(11)で求められる。

$$K = \frac{R}{\delta} \tag{11}$$

ここにRは構造物全体としての降伏点に達するときの水平荷重，δは構造物全体としての降伏点に達するときの水平変位量である。なお，構造物全体の降伏点とは，橋脚く体やラーメン高架橋の柱などの上部構造物の部材が最初に降伏に達する点，あるいは各基礎の降伏点に達する点のうち，いずれか先に生じた点（状態）としてよい。

(4) 鉄道標準で用いている所要降伏震度スペクトル

鉄道では，地盤種別，構造材料，基礎形式，および主たる非線形性がどこで生じるのかによって，**表1**に示すような条件で所要降伏震度スペクトルを作成している．減衰については，履歴減衰特性は逐次非線形解析を行う段階で自動的に取り込まれるので，ここで示している減衰定数は主に地盤への逸散減衰に起因するものである。構造物全体系を考えた場合，上部構造物の耐力の方が基礎の耐力よりも小さく，地震時に主として上部構造物の非線形化が進む場合と，基礎の耐力の方が上部構造物の耐力よりも小さく，主として基礎の非線形化が進む場合がある。後者の場合，基礎の振動が卓越し，その結果として基礎から地盤への逸散減衰量が前者よりも大きいと考えられる。そこで，所要降伏震度スペクトルには，上部構造物用と基礎用の2種類を設定することとした。橋脚く体やラーメン高架橋の柱部材など上部構造物の部材が最初に降伏に達する震度k_{hys}（上部構造物の降伏震度）と基礎が降伏点に達するときの震度k_{hy}（基礎の降伏震度）を比較して，前者が小さい場合は，上部構造物用のスペクトルを，後者が小さい場合は，基礎用のスペクトルを用いるものとする．

6. おわりに

本報告では，所要降伏震度スペクトルの考え方について示すとともに，スペクトルに影響を与える影響要因について示した．所要降伏震度スペクトルを用いることにより合理的に非線形応答量を算定することが可能であるが，そのためには，減衰定数の考え方や履歴モデルの設定が重要であることが分かった．

参考文献

1) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第1次提言），1995.,および（第2次提言），1996.

2) 鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善出版，1999.

3) Veletsos, A.S., and N.M. Newmark : Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions, Pro. 3WCEE, New Zealand, Vol. II, pp.663-680, 1965

4) 西村昭彦，室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定，総研報告第13巻，第2号，pp. 47-50，1999.

5) 栗林，岩崎：橋梁の耐震設計に関する研究(III)―橋梁の振動減衰に関する実測結果―，土木研究所報告，第139号，1970.5

6) 齊藤正人，西村昭彦：逸散減衰効果を考慮した所要降伏震度

スペクトルに与える減衰定数についての研究，第54回土木学会年次学術講演会概要集，pp.822-823，1999.

7) 土木学会：動的解析と耐震設計 第4巻 ライフライン施設，技法堂出版，1989

8) Newmark, N.M. and A.S. Veletsos : Effects of Inelastic Behavior on the response of simple systems to earthquake motions, Pro. 2WCEE, Tokyo, 1960

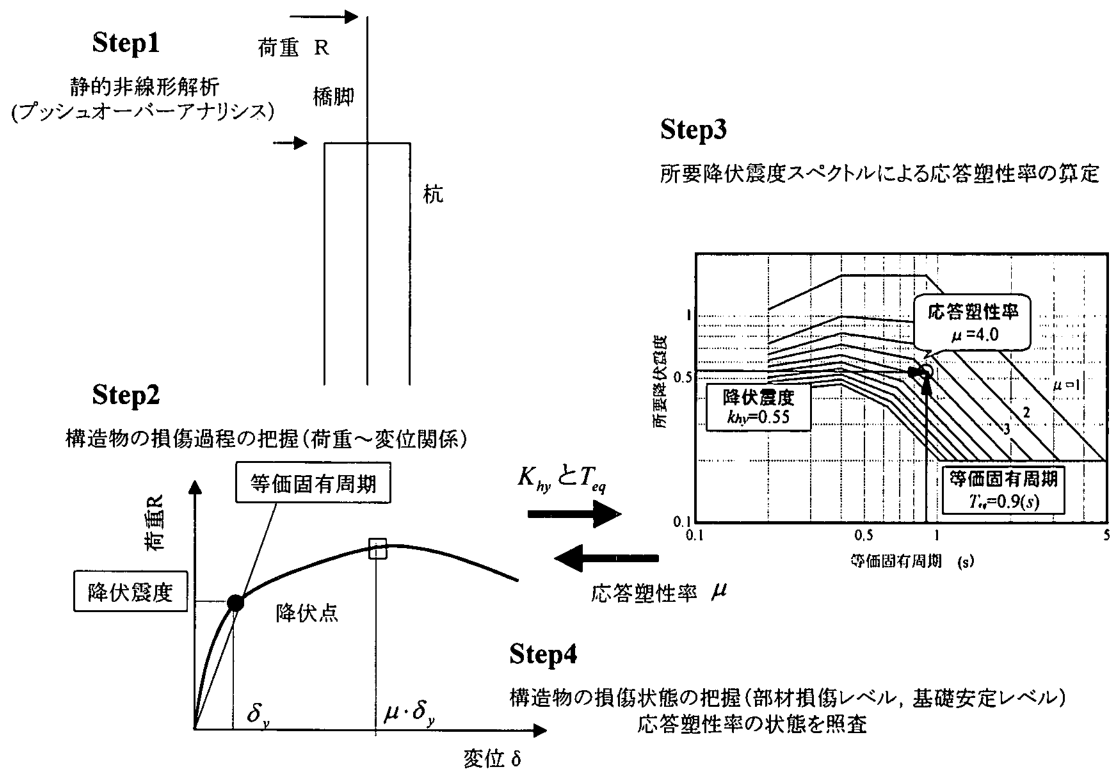


図9 非線形スペクトル法により応答値を算定する場合の手順の概念図

表1 鉄道の耐震標準で用いられている所要降伏震度スペクトルの作成条件

		α	β	履歴モデル	減衰定数
上部構造物用	RC SRC系 CFT	0.05	0.2	Clough	スペクトルI ・ $h=\frac{0.04}{T}$ $(0.10 \le h \le 0.20)$
	S(鋼)系	0.15	0.0	Bi-linear	スペクトルII ・G0～G3 $h=\frac{0.04}{T}$ $(0.10 \le h \le 0.20)$ ・G4～G7 $h=\frac{0.04}{T}$ $(0.15 \le h \le 0.20)$
基礎構造物用	直接基礎	直接基礎モデル			h=0.10
	それ以外	0.05	0.0	Clough	スペクトルI ・ $h=\frac{0.08}{T}$ $(0.10 \le h \le 0.20)$ スペクトルII ・G0～G3 $h=\frac{0.08}{T}$ $(0.10 \le h \le 0.20)$ G4～G7 $h=\frac{0.08}{T}$ $(0.15 \le h \le 0.20)$