

## 論文 2つの漸増載荷解析を用いたRC造骨組の地震時変形の評価方法

松森 泰造<sup>\*1</sup>・小谷 俊介<sup>\*2</sup>・壁谷澤 寿海<sup>\*3</sup>・塩原 等<sup>\*4</sup>

**要旨**：RC造骨組に対して、設計スペクトルが与えられた時の各部位に生じる最大地震応答変形を、合理的に評価する方法について検討した。変形分布の推定方法として、外力分布を低次2モードの直和および差分とした2つの漸増載荷解析を行い、2つの解析結果の大きい方を取る、という方法を提案した。固有周期の異なる7種類の12階建て構造物と、4種類の目標応答加速度スペクトルと5種類の位相特性を掛け合わせて作成した20種類の模擬地震動を用いて検証解析を行った。地震時最大応答変形は、提案する推定方法により合理的に評価することが可能である。

**キーワード**：地震応答，漸増載荷解析，外力分布，高次モード，応答スペクトル

## 1. はじめに

建築構造物の性能評価型耐震設計では、地震により生じる応答と設定した限界状態の比較によって耐震性能を評価する。そこでは、構造物の各部位に生じる地震応答を如何に精度よく予測できるかが一つの課題である。

近年、構造物の動的地震応答解析もさかんに行われている。しかし、地震動の時刻歴を特定できない現状では、耐震設計において、ある一つの地震動時刻歴を用いて得られた地震応答解析結果は一つの特解にすぎず、解に一般性をもたせるのは難しい。これに対して、縮約1自由度系の等価線形化法と静的漸増載荷解析を組み合わせる方法は、入力地震動を応答スペクトルという形で規範化することができる。

筆者らは、構造物に対して設計スペクトルが与えられた時の各部位に生じる地震最大応答変形を、より合理的に評価するための静的漸増載荷解析方法について検討してきた<sup>1),2),3)</sup>。ここでは、A) 1つの漸増載荷解析結果に増幅係数を乗じる、B) 2つの漸増載荷解析を行い、2

つの解析結果の大きい方を取る、という2通りを設定した。本研究では、このうちの方法Bについて詳細に検討する。

## 2. 漸増載荷解析を用いた推定方法

## 2.1 推定方法の提案

本研究で提案する漸増載荷解析を用いた推定方法の具体的な手順は、次の(1)～(3)である。

## (1) 1次等価変位の最大応答の算定

この部分は、既存の手法を用いるものとする。縮約1自由度系の地震応答解析、等価線形化法、あるいはエネルギーに基づく方法などによって、精度良く算定されることを想定している。

## (2) 漸増載荷解析における外力分布の設定

漸増載荷解析に用いる外力分布として、モードの直和  $\{f\}_+$  およびモードの差分  $\{f\}_-$  の2種類を設定する。これら2つの外力分布は、1次モードと2次モードの固有振動形に比例した外力の線形和とし、式(1)で表す。各次の固有振動モードは、1層の刺激関数が正となるよう符号を考慮する(図-1)。

\*1 東京大学助手 大学院工学系研究科 修士(工学) (正会員)

\*2 東京大学教授 大学院工学系研究科 工博 (正会員)

\*3 東京大学教授 地震研究所 工博 (正会員)

\*4 東京大学助教授 大学院工学系研究科 工博 (正会員)

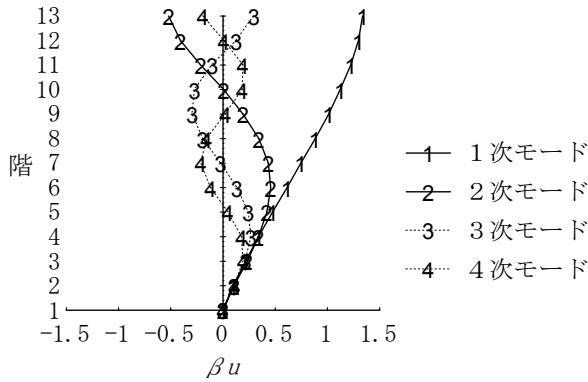


図-1 固有振動形

$$\begin{aligned} \{f\}_+ &= [M] \left( {}_1\beta \{ {}_1u \} + {}_2\alpha_+ {}_2\beta \{ {}_2u \} \right) \\ \{f\}_- &= [M] \left( {}_1\beta \{ {}_1u \} - {}_2\alpha_- {}_2\beta \{ {}_2u \} \right) \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 ${}_i\beta$ :  $i$ 次刺激係数、 $\{ {}_i u \}$ :  $i$ 次振動形、 $[M]$ : 質量マトリクスである。 ${}_2\alpha_+$ および ${}_2\alpha_-$ は、2次モード比例分の1次モード比例分に対する比を表す係数であり、式(2)とする。

$$\begin{aligned} {}_2\alpha_+ &= \gamma_+ \cdot {}_2S_a / {}_1S_a \\ {}_2\alpha_- &= \gamma_- \cdot {}_2S_a / {}_1S_a \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 ${}_2S_a / {}_1S_a$ は、両モードの加速度応答値の比率である。 $\gamma_+$ および $\gamma_-$ は、両モードの応答の位相特性や、3次モード以上の影響などを間接的に考慮するための係数であるが、本研究では簡略的に1.0に設定する。

弾塑性域における各次モードの加速度応答値 ${}_i S_a$ は、弾性応答スペクトルを用いて推定する。1次モードの加速度応答値 ${}_1 S_a$ の計算では、全体塑性率 ${}_1\mu$ に応じた等価周期 ${}_1 T$ と等価減衰 ${}_1 h$ を考慮する。ここで、全体塑性率 ${}_1\mu$ は、1次等価変位に関する塑性率である。

粘性減衰に起因する減衰定数は振動数比例型とし、履歴減衰に対する等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ は柴田の略算式<sup>4)</sup>とする。

$$h_{eq} = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{{}_1\mu}} \right) \quad (3)$$

等価減衰 ${}_1 h$ に応じて、加速度応答スペクトル値に減衰補正係数 $F_h$ を乗じる。減衰補正係数 $F_h$ は式(4)とする。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10 {}_1 h} \quad (4)$$

2次モードの等価周期 ${}_2 T$ は、1次等価周期 ${}_1 T$ に比例して変化するものと仮定し、粘性減衰に起因する減衰定数は振動数比例型とし、履歴減衰に対する等価粘性減衰定数は1次モードと同一とする。

以上のようにして求まるモードの直和およびモードの差分による外力分布と層せん断力分布の例を図-2に示す。モードの直和では下層部の層せん断力が大きくなり、モードの差分では上層部の層せん断力係数が大きくなる。

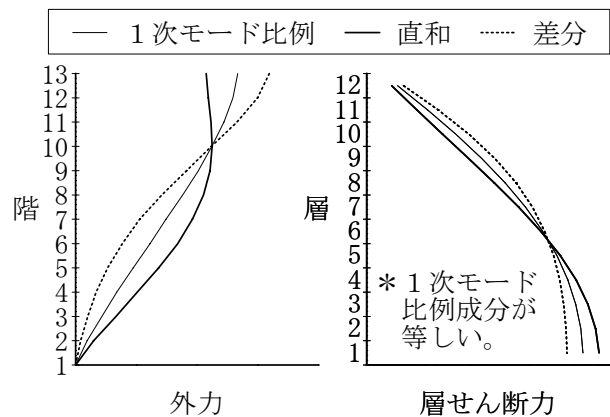


図-2 外力分布と層せん断力分布

### (3) 漸増载荷解析の実行

2種類の外力分布 $\{f\}_+$ および $\{f\}_-$ を用いた漸増载荷解析をそれぞれ行う。漸増载荷解析における解の参照点は、1次等価変位が、(1)で算出した最大応答と等しくなる点とする。この参照点における各層の層間変位、部材の塑性率、層せん断力、部材応力などを求める。2つの漸増载荷解析により算定値が2つ得られるが、そのうちの大きい方を地震最大応答の推定値とする。

## 2.2 提案方法の背景

ある構造物に対して、応答スペクトルが同一な複数の入力地震動に対する地震応答を考えれば、地震動の時刻歴特性の違いにより、地震最大応答変形の分布の性状も異なる。この応答変形分布のばらつきは、高次モードの振動に因るものであるが、特に、2次モードの変位応答の特性の違いに起因するところが大きい。2次モードの応答の位相特性の影響を考えると、2次

モードの変位応答が1次モードと同じ向きで生じれば、下層部の変形が増大することになり、逆向きで生じれば、上層部の変形が増大する。このような位相特性は、入力地震動の時刻歴に大きく依存するが、その関係を明確にするのは難しい。そこで、2次モードの変位応答が1次モードと同じ向きで生じる場合に対して、外力分布をモードの直和とした漸増載荷解析により評価し、逆向きに生じる場合に対して、モードの差分により評価することにする。

構造物の応答が1次モードおよび2次モードのみで構成され、さらに、構造物が弾性域にとどまると仮定すれば、係数  $\gamma_+$  および  $\gamma_-$  は 1.0 以下である。1次モードと2次モードの変位応答が、それぞれ最大応答を生じるサイクルにおいて、完全に同位相の場合に  $\gamma_+ = 1.0$  が対応し、逆位相の場合に  $\gamma_- = 1.0$  が対応する。実際には、同位相あるいは逆位相であることはまれであり、さらに、3次モード以上の振動の影響や、構造物の塑性化の影響もある。

係数  $\gamma_+$  および  $\gamma_-$  を理論的に決定するのは困難であるが、係数  $\gamma_+$  を増大させれば、下層部の算定値が増大し、係数  $\gamma_-$  を増大させれば、上層部の算定値が増大する。2つの漸増載荷解析結果の大きい方を取ることにすれば、係数  $\gamma_+$  および  $\gamma_-$  を大きくするほど、構造物のほぼすべての部位で安全側の評価が得られる。

本研究では、係数  $\gamma_+$  および  $\gamma_-$  を簡略的に 1.0 に設定し、提案する推定方法の妥当性を次章以降の解析例によって検証する。

### 3. 検証方法

#### 3.1 検証手順

まず、7個の構造物と20個の模擬地震動を設定し、これらを用いた時刻歴地震応答解析を行う。地震応答解析では、全体塑性率  ${}_1\mu$  が所定の値になるように入力地震動の倍率を調整する。全体塑性率  ${}_1\mu$  は、0.20, 0.40, … 4.0 (0.20 刻み) に設定する。全体塑性率が同一になる入力地震動の倍率が複数存在する場合には、最小の倍率

のものを検討対象とする。地震応答解析における減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は弾性1次モードに対して 3.0% とする。

次に、2.1 の提案方法に従い、2つの漸増載荷解析を用いて地震最大応答変形の推定値を算出する。なお、地震応答解析で得られる全体塑性率  ${}_1\mu$  を、2.1(1) で算定されるべき1次等価変位の最大応答値とする。すなわち、本研究では、応答変形分布のみが検討対象となる。

#### 3.2 検討用構造物の設定

異なる弾性固有周期を有する7種類の12階建て構造物を設定する。弾性1次固有周期  ${}_1T$  が所定の値になるように部材断面寸法とコンクリート強度  $\sigma_B$  を調整する。検討用構造物の弾性固有周期  $T$  と1層柱の断面寸法およびコンクリート強度  $\sigma_B$  を表-1に示す。

表-1 検討用構造物の弾性固有周期

名称	${}_1T$ (秒)	${}_2T$ (秒)	1層柱寸法 (cm)	1層 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )
12a	0.48	0.17	115×115	30
12b	0.60	0.22	101×101	39
12c	0.72	0.26	91×91	45
12d	0.96	0.35	77×77	63
12e	1.20	0.45	68×68	81
12f	1.80	0.69	55×55	123
12g	2.40	0.94	47×47	165

固有周期以外の諸因子は、同一になるように努めている。各構造物はいずれも、全層共同住宅を想定した建築物であり、階高は各層 2.85m、スパン長さは 6.0m×8.0m の無限均等ラーメンで、6.0m のスパン方向を解析の検討対象とする。各階の重量は同一とし、単位面積あたりの慣性質量は 1.20 ton/m<sup>2</sup> とする。断面寸法は上層漸減型とし、柱寸法は3層ごとに 5.0cm ずつ減じ、梁せいは柱せいの 0.95 倍、梁幅は梁せいの 0.75 倍とする。コンクリート強度は4層ごとに 3.0 N/mm<sup>2</sup> ずつ減じる。

各構造物の設計では、1層柱脚と各階梁端に曲げ降伏ヒンジを想定する全体降伏機構を設定し、塑性変形を許容する部材の剛性を低下させ、

線形応力解析により行う。設計層せん断力係数分布は $A_i$ 分布とする。剛性低減率は各階梁で0.3とし、1層柱脚で0.7とする。設計ベースシャール係数は $0.30 R_i$  ( $R_i$ は振動特性係数)とし、降伏を計画する部材の降伏強度は設計用応力の1.0倍とし、降伏を計画しない部材の降伏強度は設計用応力の1.7倍とする。

各構造物は、質量分布、剛性分布、耐力分布などにばらつきの少ない全層降伏型建物(全層同時降伏を指向して設計した建物)であるので、塑性域におけるモード形が、弾性のモード形と等しいと仮定できるものとする。

各構造物は、柱1本とそれに付く梁を、梁の中央で切り出したキの字形の平面骨組にモデル化する(図-3)。柱、梁は材端塑性バネモデルとし、復元力特性はトリリニア型(降伏点剛性低下率0.3, 降伏後剛性は弾性剛性の0.01倍)

(図-4)とし、履歴特性にはTakedaモデルを用いる。

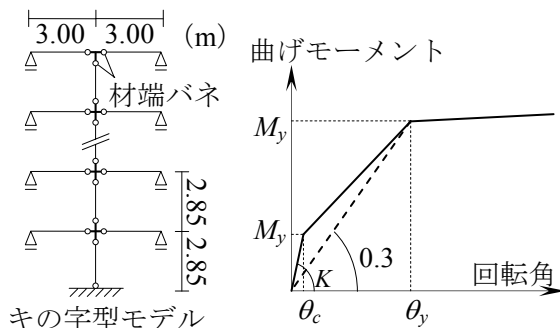


図-3 骨組のモデル化

図-4 柱・梁の復元力特性

### 3.3 入力地震動の設定

既往の強震観測記録の応答スペクトルは複雑な形状を呈し、それと弾塑性応答特性との関連を明快にするのは困難である。そこで、ここでは、設定した応答スペクトルに適合するように作成した計20個の模擬地震動を用いる。

模擬地震動の作成では、既往の強震観測記録に対して、減衰定数5.0%の弾性応答スペクトルが目標加速度応答スペクトルに適合するように、フーリエ振幅スペクトルを修正する。目標弾性

加速度応答スペクトルは、type1からtype4までの4種類を設定する(図-5)。type1は短周期卓越型、type4が長周期卓越型である。元となる既往の強震観測記録は、El Centro NS (1940), 八戸 EW (1968), 神戸海洋気象台 NS (1995), Taft EW (1952), 東北大学 NS (1978)の5種類であり、使用時間は主要動を含む20.48sec(時間間隔0.02sec, 加速度記録データ数1024個)とする。4種類の目標加速度応答スペクトルと、強震観測記録のフーリエ変換から得られる5種類のフーリエ位相スペクトルを掛けあわせ、計20個の模擬地震動を作成できる(表-2)。模擬地震動の時刻歴を図-6に例示する。

表-2 模擬地震動の略称

原波	目標加速度応答スペクトル			
	type1	type2	type3	type4
El Centro NS	ens1	ens2	ens3	ens4
八戸 EW	hew1	hew2	hew3	hew4
神戸海洋気象台 NS	kns1	kns2	kns3	kns4
Taft EW	tew1	tew2	tew3	tew4
東北大学 NS	tns1	tns2	tns3	tns4

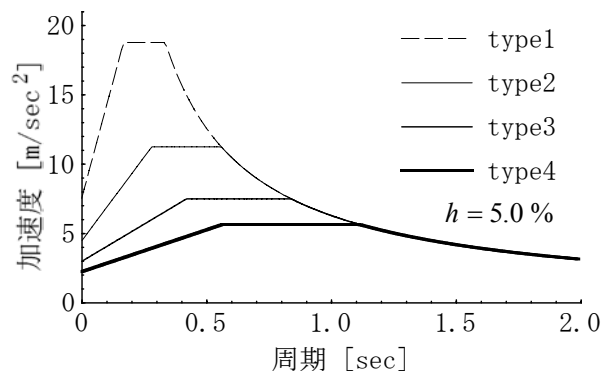


図-5 目標加速度応答スペクトル

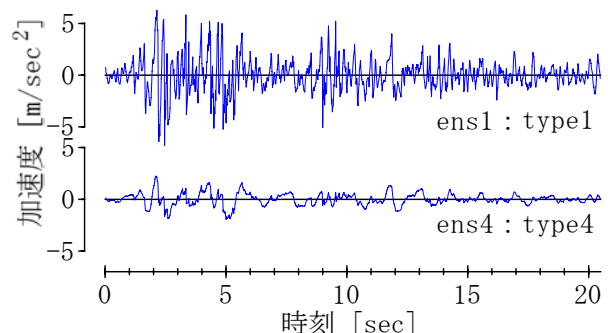


図-6 模擬地震動の時刻歴

## 4. 検証結果

### 4.1 層間変位の推定値比

各層の層間変位について、地震応答解析による最大応答値を提案方法による推定値で除した推定値比  $r$  を求める。1つの構造物と応答スペクトルの組み合わせに対して、層数 12 層、地震動時刻歴 5 波、全体塑性率 20 種を掛け合わせた合計 1200 個ずつの推定値比  $r$  が算定される。推定値比  $r$  のとる値を数領域に分けたときの、度数の分布を図-6 に示す。

推定値比  $r$  が大きいほど、推定値が過小評価であることを示す。推定値比  $r$  は、大部分の解析例で 0.50~1.25 の範囲に含まれるが、固有周期の長い構造物では 1.50 を超える例がある。

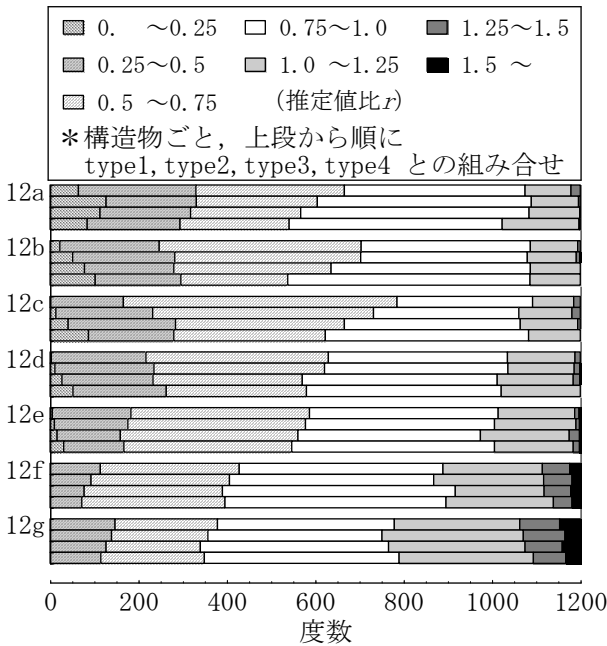


図-6 推定値比の度数分布

全体塑性率 1.0 および 3.0 について、構造物と応答スペクトルの組み合わせごとの最大値推定値比  $r_{\max}$  を図-7 に示す。最大値推定値比  $r_{\max}$  は、全 12 層、5 個の地震動の内の最大値であり、1.0 に近いほど、良好な推定であることを示す。

全体塑性率 1.0 では、構造物 12e よりも固有周期の長い構造物において最大推定値比  $r_{\max}$  が 1.50 を超える。全体塑性率 3.0 では、固有周期の長い構造物ほど、最大推定値比  $r_{\max}$  が大きい。

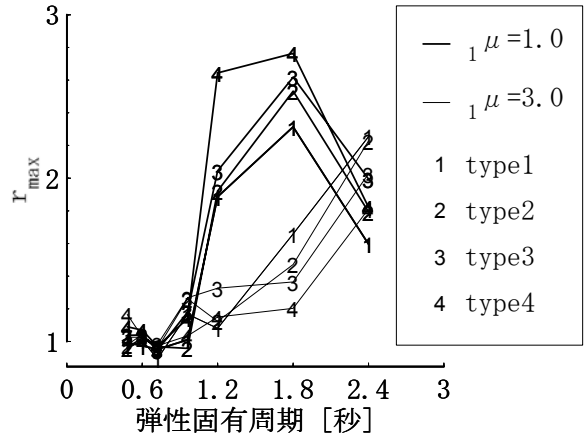


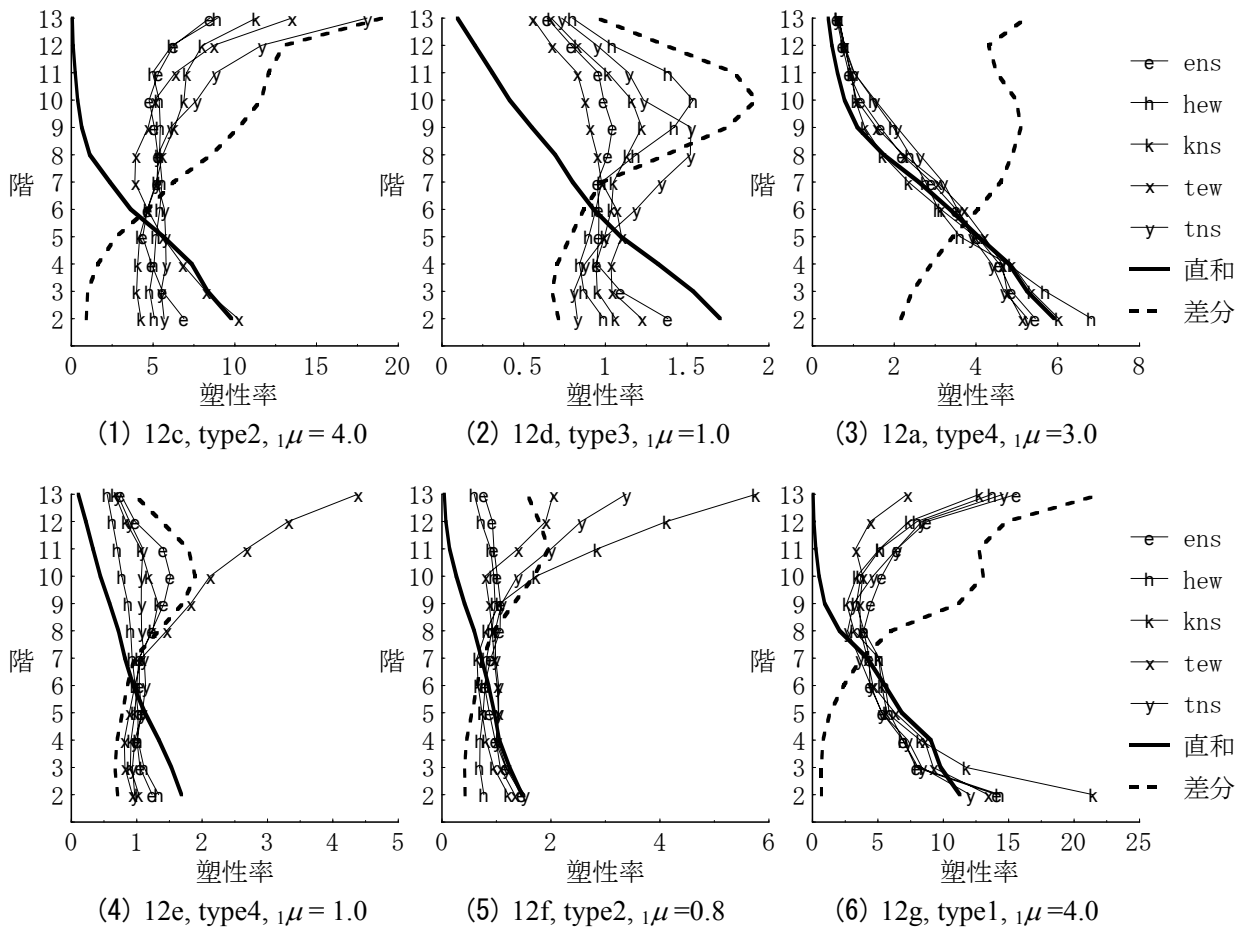
図-7 推定値比の最大値

### 4.2 部材塑性率の推定例

各階梁の塑性率に関して、構造物と応答スペクトルの組み合わせごとに、5 個の入力地震動に対する地震応答解析結果の最大値と、提案方法による推定値を比較する。各階梁の塑性率に関する比較の代表例を図-8 に示す。

図-8 (1) (2) に示す解析例は、2つの漸増荷解析を行うことの有効性を示す一例である。5 個の地震応答解析結果の最大値は、下層部ではモードの直和による推定値によって近似され、上層部ではモードの差分による推定値によって近似される。ほぼ全層で推定値比は 1.0 以下であるが、6 層付近のみ推定値比が 1.0 を超える。2次モード比例外力による層せん断力は 6 層付近で 0.0 であるため、6 層付近の応答の推定に関しては、漸増荷解析を 2 通り行う利点がない。6 層付近の推定値比は、大部分の解析例において 1.0 を上回るが、概ね 1.30 未満である。

図-8 (1) に示す解析例では、中上層部において過大な推定値が与えられる。これと同様に、最上層部の推定値比が 1.0 程度に納まる解析例では、その下の 8~10 層で過大となる場合が多い。これらの解析例では、3 次以上の高次モードにより最上層部の応答が特に増幅されると考えられるが、提案方法では、高次モードの影響を見込んで 2 次モード比例外力を増大させている。そのため、2 次モードの過大な見積りが、最上層部を除く上層部の過大評価につながる。



図一 8 梁の塑性率の推定例

図一 8 (3) に示す解析例では、上層部の推定値が過大である。固有周期の短い構造物と長周期卓越型地震動の組み合わせでは、各次モードは短周期であるため、地動慣性力が静的に作用し、モードの応答は同位相に近い<sup>1)</sup>。そのため、入力地震動の位相特性に依存せず、いずれの地震応答解析結果もモードの直和に近く、モードの差分による漸増載荷解析が余分となる。

図一 8 (4) に示す解析例では、tew4 に対する応答のみ上層部の変形が突出する。図一 8 (2) に示す解析例でも、tns3 に対する応答は、他の 4 個の異なる変形分布である。全体塑性率 1.0 程度では、構造物内で降伏が生じる部位は、地震動の時刻歴特性に大きく依存し、時刻歴特性の違いによる変形分布のばらつきも大きい。

図一 8 (5) (6) に示す解析例では、上層部または下層部で推定値が過小である。特に固有周期の長い構造物では、係数  $\gamma$  を見直す余地がある。

## 5. まとめ

外力分布を低次 2 モードの直和および差分とした 2 つの漸増載荷解析を用いた地震時最大応答変形の推定方法を提案し、固有周期を変動させた 7 種類の構造物と 20 種類の模擬地震動の組み合わせに対して有効であることを示した。

## 参考文献

- 1) 松森泰造ほか:鉄筋コンクリート造 12 階建て平面骨組の地震応答変形分布, コンクリート工学年次論文報告集, 1998.6
- 2) 松森泰造:多自由度系地震応答の評価のための漸増載荷解析方法, 第 1 回日本地震工学研究発表・討論会講演概要集, 2001.11
- 3) 松森泰造ほか:RC 造骨組の地震時変形の漸増載荷解析による評価方法, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.48B, 2002.3
- 4) 柴田明徳:耐震構造解析, 森北出版, 1981