

論文 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

松森泰造*1, 壁谷澤寿海*2, 小谷俊介*3, 塩原 等*4

要旨：RC造12階建て平面骨組の地震応答を対象に、代表点の応答変位が確定しているという仮定のもとで、各部位の応答変形を如何に推定可能であるか検討した。入力地震動に大きく依存する高次モードの影響を一般化して考慮するのは難しい。骨組の非線形漸増載荷解析は有効で、高次モードの応答層せん断力を符号を考慮して見込んだ2種類の層せん断力係数分布を用いることにより、骨組各部位の地震応答変形の推定範囲が得られる。設計で上層の層せん断力係数の割り増しの大きい分布を用いれば、下層のみ推定値の割り増しを行うことにより、最大応答変形を把握することができる。

キーワード：多自由度系地震応答、応答変形分布、漸増載荷解析、層せん断力係数分布

1. はじめに

建物の耐震設計の趨勢は、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しようという考え方にある。そこでは、建物の各部位に生じる地震応答変形を如何に精度よく把握できるかが一つの課題である。しかし、多自由度系の地震応答について、建物や入力地震動に関する諸因子が地震応答変形分布に及ぼす影響は不明な点が多く、理論的、根本的に解決されていない。一般に、多自由度系の地震応答については、まず、等価一自由度系の応答を算出し、次に、この一自由度系応答を多自由度系の応答に展開する、という二段階の作業を踏むことが有効な手段である。既往の研究によれば、前者に相当する等価一自由度系の解析により、建物の代表点の地震応答は精度良く評価することができる。本研究では、後者、すなわち、一自由度系応答を如何に多自由度系の応答に展開するか、という点に的を絞り、鉄筋コンクリート造建物について地震応答変形分布の一般的な予測方法を検証、確立することを目的とする。

ここでは、梁曲げ降伏による全体降伏型を想定し、設計層せん断力係数分布の異なる2つの12階建て鉄筋コンクリート造平面骨組を対象に、数種の入力地震動を用いた弾塑性地震応答解析を行い、地震応答変形分布について諸因子との因果関係を検討する。次に、より簡便な地震応答変形分布の推定方法を提案、検証する。

2. 平面骨組の弾塑性地震応答解析

2.1 解析対象骨組の設定

解析対象は鉄筋コンクリート造12階建て建物とし、無限均等ラーメンから柱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モデルとする(図-1)。階高は各層2.8m、スパンは5.0m×5.0mとする。断面寸法は1層柱で89.8cm×89.8cm、12層柱で78.8cm×78.8cmとし、2階梁で64.0cm×85.3cm、R階梁で59.9cm×79.8cmとし、寸法を線形的に漸減させる。各階の重量は同一とし、単位面積あたりの慣性質量は1.06ton/m²とする。弾性1次固有周期は0.60sec、2次固有周期は0.20sec、3次固有周期は0.12secである。

*1 東京大学助手 工学系研究科 修士・工学(正会員)
 *2 東京大学教授 地震研究所 工博(正会員)
 *3 東京大学教授 工学系研究科 Ph. D., 工博(正会員)
 *4 東京大学助教授 工学系研究科 工博(正会員)

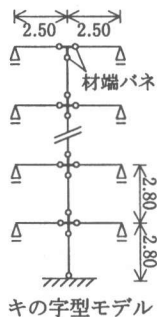


図-1 対象骨組

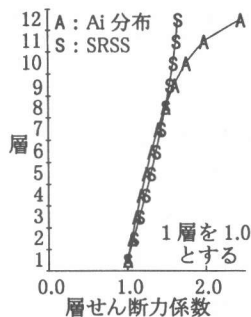


図-2 層せん断力係数

骨組の設計は、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、仮定した設計層せん断力分布とする線形応力解析により行う。剛性低減率は各階梁で0.3、1層柱脚で0.7とする。骨組は設計層せん断力係数分布のみ異なる2種(骨組Aおよび骨組S)とし、骨組Aでは建築基準法施行令による A_i 分布¹⁾、骨組Sでは荷重指針²⁾によるSRSS合成外力分布とする(図-2)。SRSS合成外力分布の算出では、3次までを考慮し、固有周期と振動形は、塑性変形を許容する部材の剛性を低下させた骨組の固有値解析に基づく。設計ベースシヤール係数は0.30とし、降伏する部材の降伏強度は設計用応力の1.0倍とし、降伏しない部材の降伏強度は設計用応力の1.7倍とする。

2.2 弾塑性地震応答解析方法

柱、梁は線材置換し材端塑性バネモデルとし、柱梁接合部は剛とする。各階の質量は床レベルに集中するものとし、1層柱脚は固定とする。柱、梁の復元力特性はTri-linear型とし、ひび割れ強度は降伏強度の1/3倍、降伏点の割線剛性は弾性剛性の0.3倍とする(図-3)。

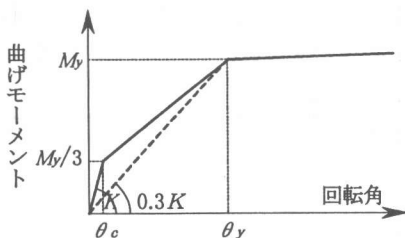


図-3 柱、梁の復元力特性

柱、梁の履歴特性はTakedaモデルを用い、除荷時剛性低下指数は0.4とする。

入力地震動として、El Centro NS記録(1940年)、八戸EW記録(1968年)、神戸海洋気象台NS記録(1995年)を最大速度50cm/sec、75cm/secにそれぞれ基準化した6波(表-1)を用いる。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2.0%とする。

表-1 入力地震動

略称*	倍率	最大加速度 cm/sec ²	最大速度 cm/sec
ens50	1.48	507	50.0
hew50	1.40	255	50.0
kns50	0.554	450	50.0
ens75	2.22	761	75.0
hew75	2.10	383	75.0
kns75	0.831	675	75.0

*ens: El Centro NS (1940), hew: 八戸EW (1968), kns: 神戸海洋気象台NS (1995)

2.3 地震応答変形分布

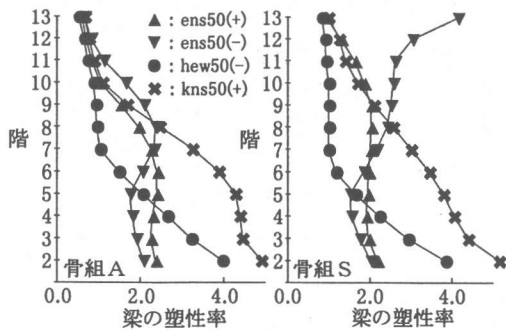
合計12種類の地震応答解析について、各階梁の最大応答塑性率を図-4に示す。ここでは、応答の絶対値は検討の対象ではなく、その相対的な値、分布形状を論ずる。ens50およびkns75については、梁変形の最大応答値の符号が各階で異なるため、正負の応答変形分布をそれぞれ検討する。

骨組と入力地震動の最大速度に関する4つの組み合わせの各々において、地震波の種類により梁の塑性率分布形状は大きく異なる。分布形状としては、上階の梁の塑性率が大きくなる型、下階の梁の塑性率が大きくなる型、各階梁の塑性率がほぼ均等になる型、の3つの型に概ね分類される。例えば、骨組Sのhew50およびkns50に対する応答では、梁の塑性率は下階ほど大きく、ens50については、正側では各階で梁の塑性率は均等であるが、負側では梁の塑性率は上階ほど大きい。

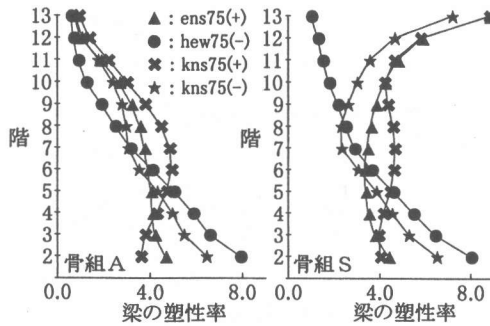
設計せん断力分布の違いの影響は、特にens50、ens75あるいはkns75に対する応答で見られる。この3波に対する応答変形分布形状は、骨組A

と骨組Sで著しく異なり、骨組Aでは比較的均等か、下階の梁の塑性率が大きいのに対し、骨組Sでは上階の梁の塑性率が大きい。この他のhew50, hew75およびkns50に対しては、両骨組とも下階の梁の塑性率が大きく、分布形状はよく似ている。

入力地震動の大きさの違いは、特に骨組Sのknsに対する応答で見られ、kns50では下階の梁の塑性率が大きいのに対し、kns75では上階の梁の塑性率が大きい。



(a) ens50, hew50, kns50に対する応答



(b) ens75, hew75, kns75に対する応答

図-4 各階梁の最大応答塑性率分布

2. 4 応答変位のモード分解

前節の地震応答解析により得られる各階床の応答変位についてモード分解し、入力地震動の違いによる応答性状の違いについて検討する。

(1) 1次モード振動の抽出

各階床の応答変位をモード分解し、弾性1次固有モードと1次モードからの変動分を評価する。すなわち、弾性剛性マトリクス[K]と質量マトリクス[M]について

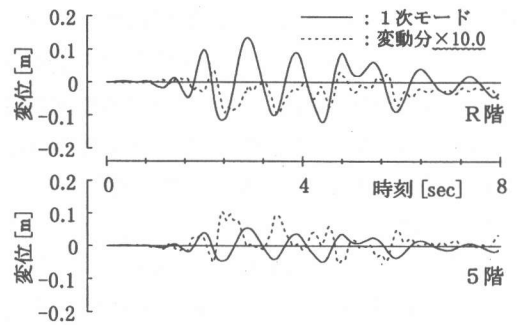
$$(-\omega^2[M]+[K])\{u\} = \{0\} \quad (1)$$

を満たす12個の固有ベクトル $\{u\}_1, \{u\}_2, \dots, \{u\}_{12}$ により、各階床の応答変位 $\{d\}$ を各モードに分解する。1次モードに対応する変位 $\{d\}_1$ は、

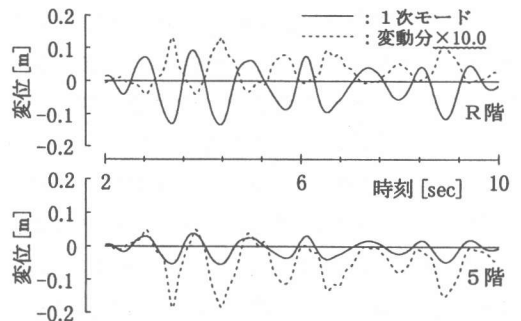
$$\{d\}_1 = (\{u\}_1^T \{d\}) / (\{u\}_1^T [M] \{u\}_1) [M] \{u\}_1 \quad (2)$$

で算出され、全体との差分 $\{d\} - \{d\}_1$ を1次モードからの変動分とする。

骨組Sのens50, hew50に対する5階, R階床の応答変位について、抽出した1次モードと1次モードからの変動分の時刻歴を図-5に示す。hew50では、変動分は、全時刻に渡り、下階の床変位を増幅する側で生じ、その周期成分は1次モードの周期成分と似ているが、極値付近で尖った波形となる。ens50では、変動分は1次モードよりも短周期の成分を含みその影響は複雑だが、負の極大応答変位を生じる時刻付近では、上階の床変位を増幅する側で生じる。R階床の応答変位について、ens50では7.1%, hew50では9.8%の1次モードに対する変動分がある。



(a) 骨組Sのens50に対する応答



(b) 骨組Sのhew50に対する応答

図-5 モード分解した変位の時刻歴

(2) 高次モード振動の影響

弾性2次固有周期(0.20sec)を弾性周期とする1質点系の弾性応答解析(減衰6%)により2次モードの応答を求め(図-6),その効果と,前項で抽出した1次モードからの変動分の要因を検討する。2次モードの変位応答について,下層に正の変位を生じる側を正とする。

hewに対する2次モードの変位応答は,微小振幅の短周期成分を含むものの,正負交番回数が少なく,長周期成分が卓越している。前項で抽出した1次モードの変位応答との重ねあわせを試みると,より短周期の2次モードに対して地動慣性力は静的に作用し,入力地震動とほぼ逆位相の2次モードの変位応答を生じるが,遅延して生じる1次モードの応答との間に90度程度の位相差が生れる。この位相差により,1次モードの変位応答の上昇域で正の2次モード応答が生じ,逆に,減少域で負の2次モードが生じることになり,下層の変位を増大させる結果となる。knsの時間軸9秒付近までについても同様である。ensでは,入力地震動の短周期成分によって,2次モードの変位応答は大振幅の短周期成分を多く含む。1次モードの変位応答の増大あるいは減少域で,2次モード応答は正負に振動し,hewほど明確な影響は何えない。

弾性2次モードによるR階($\beta_{1n2}=-0.42$)の応答変位は,前項で抽出した1次モードに対して,ens50で3.1%,hns50で1.6%にすぎず,高次モードの変位応答そのものによる1次モードからの変動分は少ない。前項の1次モードからの変動分の多くは,むしろ,振動モード形の変化分によるものと考えられる。曲げびび割れ,曲げ降伏による剛性低下や速度の反転などの諸現象に部材ごとの時間差が生じ,振動モード形も瞬間的に変化して剛性の低い層に変形が集中する(図-7)。骨組Aおよび骨組Sのhew50,kns50に対する応答については,前述の如く高次モードが下層の変位を増幅する側で作用するため,下階の梁のみ曲げ降伏し,下層の変形が集中する振動モード形となる。骨組Sのens50に対す

る応答では,下階の梁から順に曲げ降伏が生じるが,短周期成分に富んだ2次モード応答の影響により上層と下層の応答に位相差が生じるため,上階の梁で塑性進展域,下階の梁で除荷域になる瞬間があり,塑性進展域側の上層に変形が集中する振動モード形となる。図7は瞬間剛性による振動モード形の最も極端な例を示している。骨組Aでは,上層と下層の応答に位相差が生じて,上階で梁が降伏しないため,上層に変形が集中することはない。

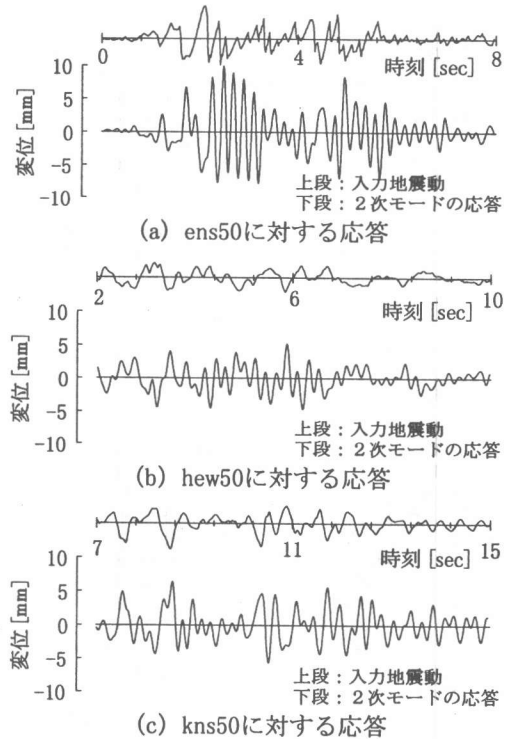


図-6 弾性2次固有周期のSDOF

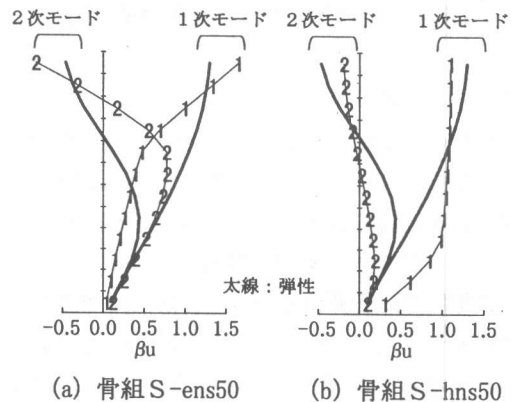


図-7 振動モード形の変化

3. 地震応答変形分布推定方法

弾塑性地震応答解析により得られた骨組各部位の応答変形を正解とし、より簡便な方法でこれを如何に推定できるか、について検討する。

3. 1 モード合成

多自由度系の地震応答変形分布を振動形のモード合成で評価するのは明快な手段である。しかし、2章のように、骨組が高次モードを伴って弾塑性応答をすることにより振動モード形自体が変化するため、弾性の振動モード形を応答変形分布の推定に用いるのは適当でない。振動モード形の変化は、入力地震動に大きく依存し複雑であり、現状では解決できていない。

3. 2 静的非線形漸増載荷解析

高次モードの影響を変形のみで把握しようとするのは難しい。そこで、高次モードの影響を層せん断力分布に見込み、非線形性を考慮して変形分布を評価することを試みる。ここでは、2章の12種類の地震応答解析の各々に対応して非線形漸増載荷解析を行い、応答変形分布を比較する。漸増載荷解析では、9階床の変位が地震応答解析による最大応答変位と等しくなる時を参照する。

(1) 設計時と同一の層せん断力分布

骨組Aおよび骨組Sとも、設計時と同じ層せん断力分布による漸増載荷では、梁の塑性率は全階でほぼ均等に分布する(図-9)。そのため、地震応答解析において梁の塑性率が上階あるいは下階に著しく偏った応答変形分布となる場合、地震応答解析による最大応答塑性率の漸増載荷解析結果に対する比は、例えば、骨組Sのens50のR階で3.5、骨組Sのhew50の2階で1.8となり、漸増載荷解析による推定は過小評価となる。入力地震動ごとに様々異なる高次モードの影響を確定した一つの層せん断力分布によって包括することはできない。

(2) 2種類の層せん断力分布

上層偏重型と下層偏重型の2種類の層せん断力分布を用いた漸増載荷解析を行う。ここでは、上層偏重型として層せん断力係数分布にAi分布

を用い、下層偏重型として(3)式とする。すなわち、応答スペクトルによる3次までの各モードの層せん断力の直和とし、各モードの符号は下層での割り増しが大きくなるよう考慮する。

$$Q_i = \sum_{m=1}^3 \left[\left(\sum_{j=1}^{12} w_j \beta_m u_{jm} \right) S_a(T_m, h_m) \right] / g \quad (3)$$

ここに、 Q_i : i 層の層せん断力、 w_j : j 階の重量、 β_m : m 次刺激係数、 u_{jm} : j 層の m 次振動形、 S_a : 1質点系の加速度スペクトル値、 T_m : m 次固有周期、 h_m : m 次減衰定数、 g : 重力加速度である。

これら2種類のせん断力係数分布を用いた漸増載荷解析を行い(図-8)、2章の地震応答解析結果による地震応答変形分布を比較する(図-9)。下階の梁の塑性率が大きくなる骨組Aおよび骨組Sのhew50, hew75に対する応答変形分布は、モード直和による漸増載荷解析結果とよく一致する。上階の梁の塑性率が大きくなる骨組Sのens50あるいはens75に対する応答でも、Ai分布による漸増載荷解析結果ほど上層に変形が偏ることはない。地震応答解析による応答変形分布は、設計せん断力分布や入力地震動によらず、2つの漸増載荷解析結果の間にほぼ収まる。

2種類のせん断力係数分布を用いた漸増載荷解析結果で挟み込むことによって、地震応答変形分布は推定でき、最大応答塑性率は2つの解析結果の大きい方で抑えることができる。

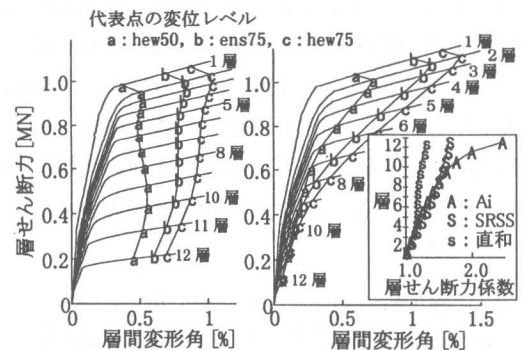


図-8 漸増載荷解析(骨組S)

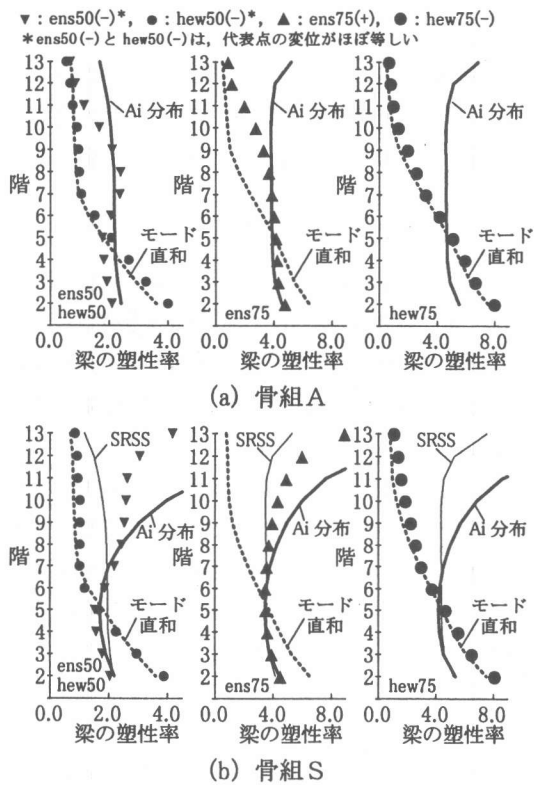


図-9 漸増载荷解析による変形分布の推定

骨組Aおよび骨組Sについて、2種類の漸増载荷解析結果によって得られる各梁の最大応答塑性率の推定範囲の違いについて比較検討する(表-2)。下階の梁に関する推定範囲は比較的狭いのに対し、上階の梁の推定範囲は概して広い。上層の層せん断力係数を設計時以上に高く見込んだ漸増载荷解析では、上階の梁の塑性率が著しく大きくなる。そのため、骨組Sの上階の梁の塑性率に関する推定範囲が最も広く、代表点の変位レベルが大きくなるほど、その範囲も広がる。骨組Aのように設計時に上層の層せん断力係数を高く見込み、上層の強度を相対的に高めることにより、推定範囲を狭めることができる。

表-2 梁の応答塑性率の推定範囲

骨組	代表点の変位	2階梁	R階梁
骨組A	hew50	2.4~3.7	0.45~1.7
	hew75	5.5~7.6	0.51~6.9
骨組S	hew50	2.2~3.6	0.70~12.3
	hew75	5.3~7.5	0.80~19.6

(3) Ai分布と下層の割り増し係数

地震応答変形分布が確定できれば、自動的に最大応答塑性率も確定する。しかし、前項のように、地震応答変形分布は、その推定範囲を評価することはできても、確定的に評価することは難しい。骨組AのAi分布を用いた漸増载荷解析による推定は上階で常に安全側の評価で、hew50, hew75, kns50およびkns75の下階についてのみ過小評価である。最大応答塑性率を押さえることを目的とすれば、設計および応答変形分布の推定をともにAi分布とし、下層で推定の割り増しを行えば良い。これらの4例に関して、地震応答解析による梁の最大塑性率を漸増载荷解析結果で除して割り増し係数を算出すれば、2階以上5階以下の梁で割り増し係数は1.0以上であり、最大は2階で1.8程度となる。

4. まとめ

RC造12階建て梁降伏先行型平面骨組を対象に、地震応答変形分布について検討した。

- 1) 地震応答変形分布は地震波ごとに異なり、上層が大きくなる型、下層が大きくなる型、均等に分布する型に大別される。高次モードの影響を個別に検討することにより、その因果関係は定性的に説明することができる。
- 2) 時刻歴応答解析によらない地震応答変形分布の推定方法として非線形漸増载荷解析が有効であり、高次モードの応答層せん断力を符号を考慮して見込んだ2種類の層せん断力係数分布を用いることにより、骨組各部位の地震応答変形の推定範囲を得ることができる。骨組設計段階の上層のせん断力係数が大きいほど、その推定範囲は狭い。

参考文献

- 1) (財)日本建築センター：建築物の構造規定。
- 2) (社)日本建築学会：建築物荷重指針・同解説。