

# 高層鉄筋コンクリート純ラーメン構造物の地震応答の 簡易予測法

## A SIMPLE METHOD TO ESTIMATE THE BEHAVIOR OF HIGH-RISE RC FRAME BUILDINGS DURING EARTHQUAKES

坂田弘安\*, 島崎和司\*\*, ハツ繁公一\*\*\*, 和田 章\*\*\*\*

Hirōyasu SAKATA, Kazushi SHIMAZAKI, Koichi YATSUSHIGE and Akira WADA

The key point of the earthquake resistant design is the well-balanced consideration of three important factors; i) input ground motions, ii) dynamic behavior of a structure, iii) strength and ductility of the structural members. For the evaluation of the second factor, this paper proposes a simple method to estimate the nonlinear response values using the "constant displacement rule" for high rise buildings. Story displacement responses are calculated using elastic response spectra, elastic stiffness eigen modes, and the SRSS method. Story shears and over turning moments are obtained using the load-deflection relation of the substructures.

The values obtained by this method agreed well with the values obtained from the frame type dynamic response analyses.

**Keywords :** high rise RC buildings, pure rigid frame, earthquake resistant design,  
prediction of response, mode superposition method

高層鉄筋コンクリート造, 純ラーメン構造物, 耐震設計, 応答予測, モード合成法

### 1. 序論

居住者の環境の安定性を確保するという観点からみて鉄筋コンクリート構造は適度の重量と剛性を持ち合理的な構造といえる。我が国でも近年30階を超える鉄筋コンクリート純ラーメン構造物が建設されるようになってきた。鉄筋コンクリート造では、(1)圧縮力に対して有利なコンクリートに構造物の重量を負担させていること、(2)大きな地震入力に梁の主筋の安定した塑性変形によるエネルギー吸収に期待して抵抗していること、(3)柱、梁の脆性的な破壊防止は各部材に発生する軸力、曲げモーメントおよびせん断力が脆性破壊時の強度を越えないことを保証するために各部材の靱性的耐力と脆性的耐力を釣り合いよく設計することの3点により、構造の力学的合理性が生まれている。この耐震設計は、地震入力の評価、構造物の動的挙動の把握、構造部材の持つ耐力と靱性的評価の3点を基に総合的な判断を行うことにより行われる。耐震設計の合理性およびその説得力を増すためには、各分野の研究を詳細に進めることと同時に、これら

の判断材料を釣り合いよく用い判断することが重要である。本研究は、この中の構造物の動的挙動の把握に関して、設計の初期段階で用いられるような簡易な算定法について検討したものである。

鉄筋コンクリート構造物の地震時の応答を予測するためには、等価せん断型モデル、曲げせん断棒モデル等の簡単なモデルから建物を立体骨組として考え個々の部材の弾塑性挙動を追跡する最も複雑なモデルおよび、これらの中間的なものまで各種のモデルが使われている。

近年のコンピュータの大容量化、超高速度は目覚ましく、建設省総プロNew RC設計分科会で試設計された60層鉄筋コンクリートラーメン構造物<sup>1)</sup>の場合にも、部材レベルの力学特性を考慮した静的立体弾塑性解析も行われている<sup>2)</sup>。しかし、設計で主に必要なものは、最大応答層間変位、層としての塑性率、最大応答層せん断力、最大応答層せん断力分布形状などであり、これらが設計上十分な精度で求められれば、特に設計の初期段階では解析法は簡素化されたものの方がよい。

本論文の一部は、1991年建築学会大会<sup>13)</sup>で発表している。

- \* 愛知産業大学造形学部建築学科 助教授 工博
- \*\* ハザマ技術研究所 主任研究員 工修
- \*\*\* 安藤建設株式会社技術研究所 課長 工修
- \*\*\*\* 東京工業大学工業材料研究所 教授 工博

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Formative Arts, Aichi Sangyo Univ., Dr. Eng.  
Chief Research Engineer, Technical Research Inst., Hazama Corp., M. Eng.  
Section Manager, Research Center, ANDO Corp., M. Eng.  
Prof., The Research Lab. of Eng. Materials, Tokyo Inst. of Tech., Dr. Eng.

建物の地震時の弾塑性応答の推定法には、等価線形法が古くからよく使われている<sup>3)</sup>。これは、等価剛性と等価減衰を変形あるいは塑性率の関数として定め、地震時の建物の弾塑性応答を剛性の低下と減衰の増大を考慮した等価線形系の地震応答で近似的に表わそうというものでありその実用性が確かめられている<sup>3)</sup>。高層建物のようにある程度周期の長い構造物においては、弾塑性応答時の最大変位は弾性応答の最大変位を超えないという応答変位一定則が成り立つ<sup>4)</sup>のために、等価線形法を使わなくても地震時の弾塑性応答を予測できることが多い。このことから、全体降伏系に設計された建物が設計で想定した変形内に収まるときには、層間変位一定則も成り立つと考えられる。但し、この方法を用いるためには層の耐力分布が適切で変形集中を起こさないことが必要である。そこで本報では、弾性応答スペクトルを用いて各次の応答の最大値を求め、これに基づいて多自由度系の最大応答を略算する方法の一つであるSRSS (Square Root of Sum of Squares)法により応答層間変位を求め、フレーム応答解析結果と比較して層間変位一定則が成り立つことを確認する。この後に、設定した非線形荷重変形関係上でこの層間変位に対応する層せん断力等を求める。この結果をフレーム応答解析結果と比較してその有効性を示し、設計の初期の段階でも簡単に用いられ、入力地震動のもつ『ばらつき』に比べ、設計上許容できる精度の結果が得られるモデルと計算法を提案する。

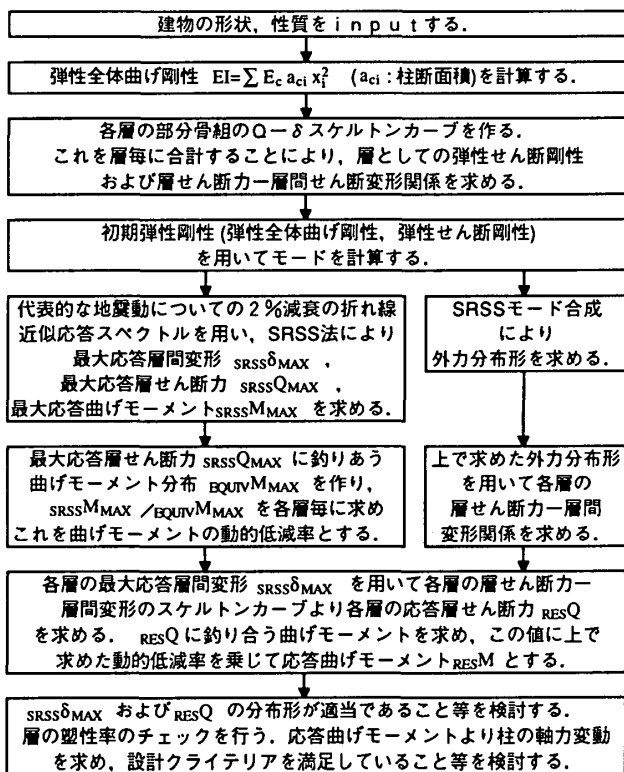


図-1 地震応答の簡易予測法のフローチャート

## 2. 応答予測法

本研究で提案する方法のフローチャートを図-1に示す。

### 2.1 解析モデル

構造物を図-2に示すような各層を1質点とした集中質点系の曲げせん断型モデルで表わす。

各層の弾性全体曲げ剛性と弾性せん断剛性の求め方を図-3に示す。柱の断面積  $a_{ci}$  とコンクリートのヤング率  $E_c$  の積に各層の重心からの距離  $x_i$  の2乗を乗じたものを層内の全柱について総和し、これを各層の弾性全体曲げ剛性とする。各層から反曲点を階高の半分およびスパンの半分とするト型および十字型の部分骨組を取り出し(但し、1層に関しては柱脚までを取り出し)、武藤の曲げ・せん断・剛域を考慮したラーメン解法<sup>5)</sup> およびひび割れモーメント  $M_c$ 、降伏モーメント  $M_y$ 、梁・柱の降伏時の剛性低下率  $\alpha_y$ <sup>6)</sup> を用いて部分骨組のせん断力-変形関係を求める。これは、柱・梁部材のひび割れ・降伏点を各折れ曲がり点として各部材がひび割れた後はその部材に対して剛性低下率  $\alpha_y$ <sup>6)</sup> を考慮して増分解析により求める方法である。このとき、柱の軸力はどの部分骨組に対しても長期軸力のみとする。この各部分骨組の

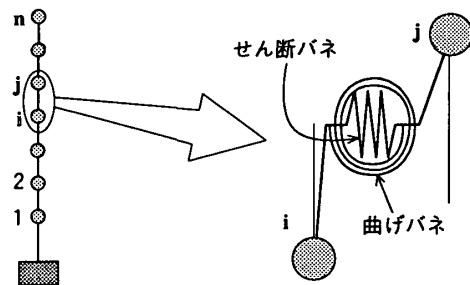


図-2 解析モデル

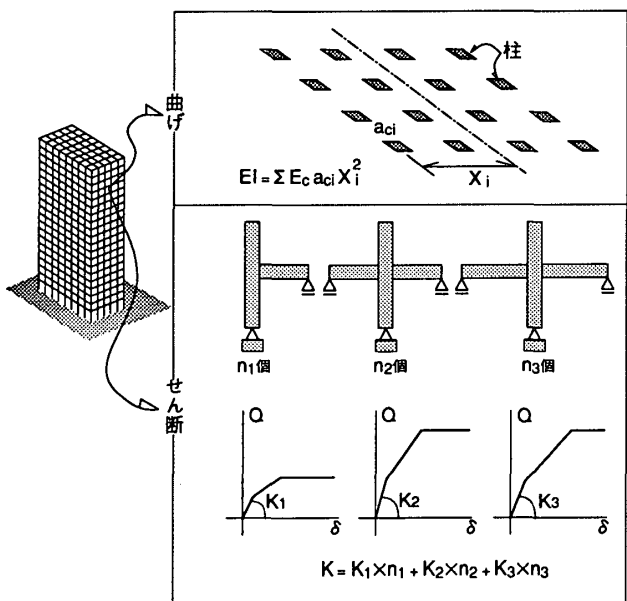


図-3 弾性全体曲げ剛性および弾性せん断剛性の略算法

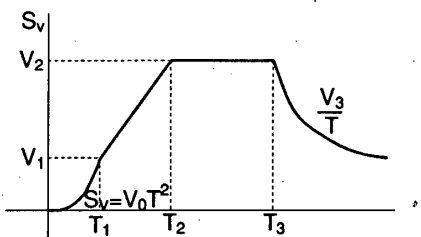
せん断力-変形関係を層内に関して総和することにより層せん断力-層間せん断変形関係を求め、同時に弾性せん断剛性も求める。

こうして求めた曲げとせん断の弾性剛性を用いて図-2に示すような解析モデルにより固有値解析を行い、建物の応答を予測する。

表-1 速度応答スペクトル

	T1	T2	T3	V0	V1	V2	V3
EI Centro NS	0.12	0.57	2.08	2399	34.5	164	341
EI Centro EW	0.22	0.77	3.52	768	37.2	130	458
Taft NS	0.16	0.53	3.53	1715	43.9	145	513
Taft EW	0.17	0.51	2.67	1562	45.2	135	362
Hachinohe NS	0.20	0.74	2.63	954	38.2	141	371
Hachinohe EW	0.30	0.93	2.53	595	53.5	166	420
New RC(Random)	0.20	0.60	5.00	1111	44.4	133	667
New RC(Hachinohe)	0.20	0.60	5.00	1111	44.4	133	667

単位: cm, sec



2.2 速度応答スペクトルの設定

本算定法で用いる2%減衰の速度応答スペクトルは、簡易で客観的に平滑化して求められる方法として以下の手順に従って求める<sup>7)</sup>。

- 1)地震動記録の最大速度を50cm/secとして10%減衰の速度応答スペクトル、変位応答スペクトルを求める。
- 2)変位応答スペクトルを原点を通る直線で包絡し、この傾きより、速度応答スペクトル一定値を定める。
- 3)速度応答スペクトルを原点を通る直線で包絡し、この傾きより、加速度応答スペクトル一定値を定める。
- 4)道路橋示方書・同解説<sup>8)</sup>の(6.3.2)式を参考にして、10%減衰の応答スペクトル値を1.67倍して加速度一定領域、速度一定領域、変位一定領域に折れ線近似し、2%減衰の速度応答スペクトルとする。ただし、New RC波は、5%減衰の応答スペクトルが与えられている<sup>1)</sup>ので文献8より1.33倍して2%減衰の速度応答スペクトルとする。

以上の手順に従って求めた8種類の地震動に対する速度応答スペクトルSvを表-1に示す。図-4に各地震動に対する2%減衰速度応答スペクトルおよび本算定法に用いる平滑化スペクトルを示す。2%減衰速度応答

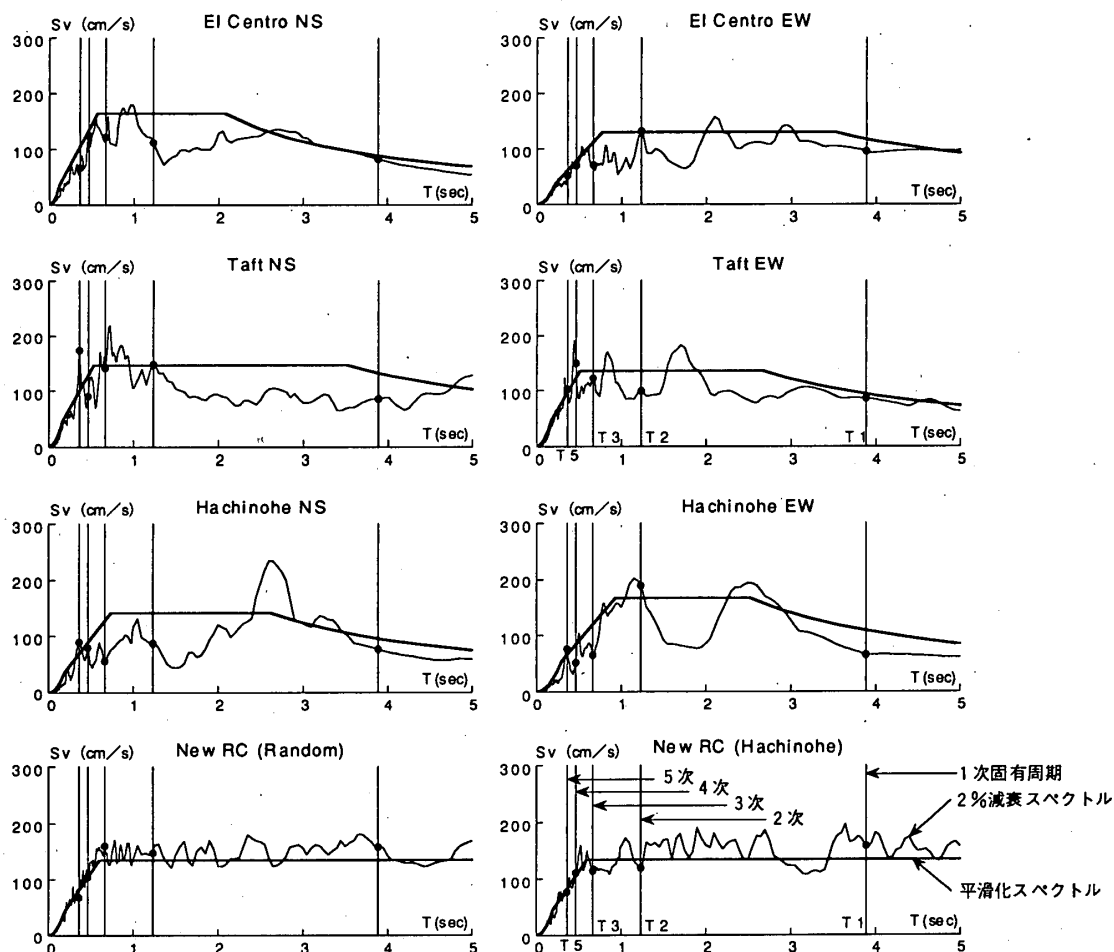


図-4 速度応答スペクトル

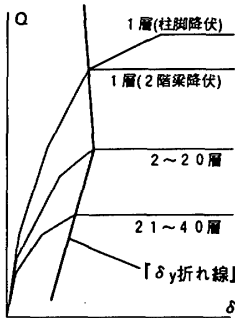


図-5 層せん断力-層間せん断変形関係

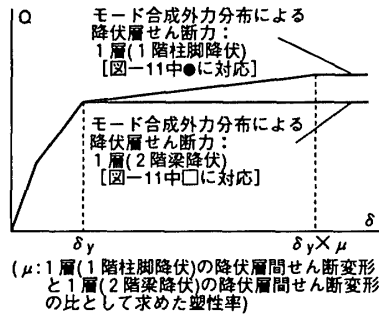


図-6 層せん断力-層間せん断変形関係の変更

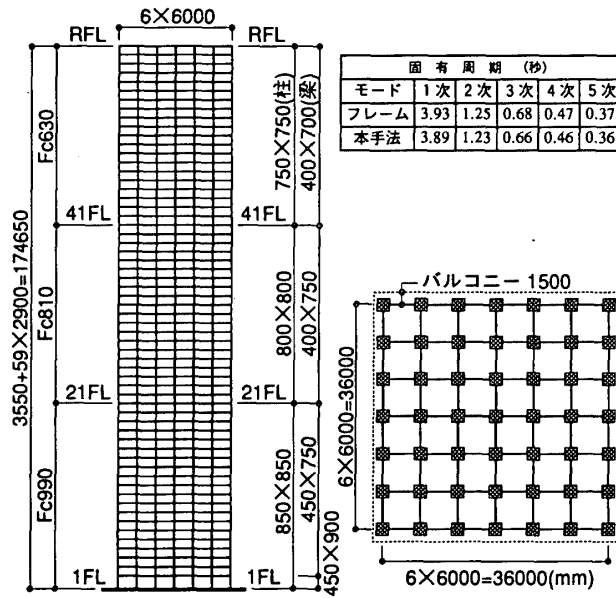


図-7 試設計された60層鉄筋コンクリート純ラーメン構造物

ベクトルは周期により大きく変動する。実際の構造物が地震外力下において応答する場合には、部材のひび割れとともにその固有周期も変化するので、固有周期を用いて  $S_v$  を求め応答予測を行う本算定法においては、平滑化スペクトルを用いることとした。

### 2.3 層せん断力-層間変形関係

部分骨組より求めた層せん断力-層間せん断変形関係は、部材の性質、形状などが同じであれば同じものとなる。ところが、外力分布が決まっている場合にはその外力分布に応じて耐力が各層で上下層へ分配され、外力分布に対応した耐力分布となる。そこで以下の手順により層せん断力-層間変形関係を求める。

- 1) 2.1 で示した解析モデルにより固有値解析を行い、1次～5次までの固有周期と固有モードを求める。
- 2) これらの値に対してSRSS法を用い、第2種地盤の振動特性係数  $R_t$  を加速度応答スペクトルとしてモード合成層せん断力から等価外力を求め、これをモード合成外力分布形とする。
- 3) 部分骨組より求めた降伏層せん断力(1層に関しては2階梁降伏時)が全層に分布したときの1層床位置の

転倒モーメントを求める。

- 4) 2)で求めた外力分布形で、3)で求めた転倒モーメントを1層床位置に生じさせるような大きさの外力分布時の層せん断力を各層の降伏層せん断力とする。
- 5) 降伏層間せん断変形  $\delta y$  は、図-5に示す部分骨組より求めた層せん断力-層間せん断変形関係上の各降伏層間せん断変形を結ぶ『 $\delta y$ 折れ線』上に配置する。他の折れ曲がり点の層せん断力および層間せん断変形もこの降伏点と変化の割合を同じにして求める。ただし、弾性剛性が変化しないように、第1折れ点の層せん断力を変更する。
- 6) この後に、1階柱脚降伏時までの降伏層せん断力の増加を考慮するために、1階柱脚降伏時に対応するモード合成外力分布による降伏層せん断力を用いて図-6の様に層せん断力-層間せん断変形関係を変更する。この時用いる塑性率  $\mu$  は、1層の層せん断力-層間せん断変形関係上の『1層(1階柱脚降伏時)の  $\delta y$ 』と『1層(2階梁降伏時)の  $\delta y$ 』との比とし、全層にわたり一定とする。
- 7) 外力分布による層間曲げ変形を層間せん断変形に加えて層せん断力-層間変形関係を求める。このように、降伏層せん断力を上下の層に分配するには、柱が降伏しないことが前提となっている。5)および6)の作業により変更された降伏層せん断力が、図-5により求められた降伏層せん断力よりも大きくなるような層に対しては、柱の強度が十分であることを確認する、梁の強度に対する柱の強度の割り増し係数を大きくするなどの処置が必要となる。この前提が成立すれば本手法を進めることができる。柱の割り増し係数に関する検討は、別の機会に報告する予定である。

### 2.4 応答予測法

- 1) 2.1で示した解析モデルによる固有値解析結果と2.2で設定した速度応答スペクトルを用い、1次～5次までの層間変形、層せん断力、曲げモーメントを求める。減衰定数は、全ての次数に渡り2%で一定とする。高次振動ほど減衰が大きくなることがいわれている<sup>9)</sup>が、高次振動の影響が大きくなるような地震動に対してその影響を消してしまうことを危惧して、このように減衰定数を一定とした。なお、減衰定数が各次の固有周期に反比例するとした場合の検討も行った。
- 2) それぞれにSRSS法を用いて層間変形の弾性応答値、層せん断力の弾性応答値  $Q_{MAX}^{SRSS}$ 、曲げモーメントの弾性応答値  $M_{MAX}^{SRSS}$  を求める。また、 $Q_{MAX}^{SRSS}$  に釣り合う曲げモーメント分布  $M_{MAX}^{EQUIV}$  を求め、 $M_{MAX}^{SRSS} / M_{MAX}^{EQUIV}$  を曲げモーメントの動的減減率とする。
- 3) 高層建物においては、応答変位一定則が成り立つとして弾性層間変形を弾塑性応答値とする。
- 4) 求めた層間変形と層せん断力-層間変形の関係より応

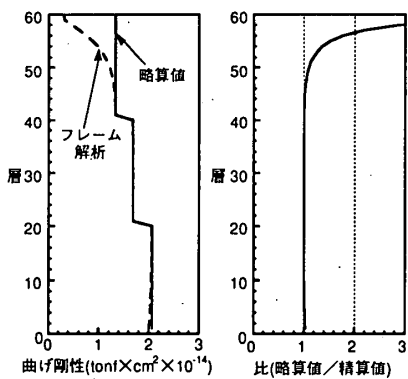


図-8 弾性全体曲げ剛性の略算値と精算値

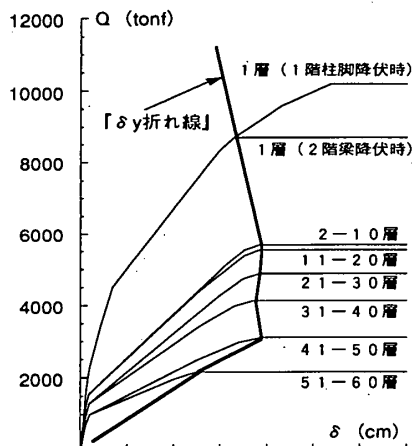


図-9 部分骨組より求めた層せん断力-層間せん断変形関係

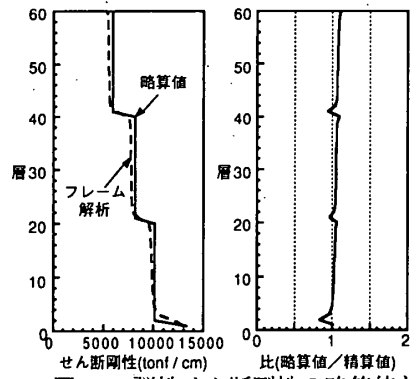


図-10 弾性せん断剛性の略算値と精算値

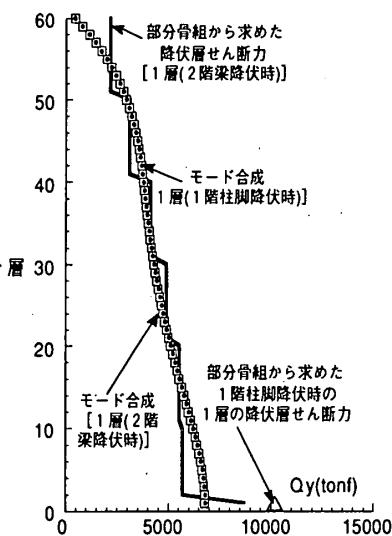


図-11 降伏層せん断力

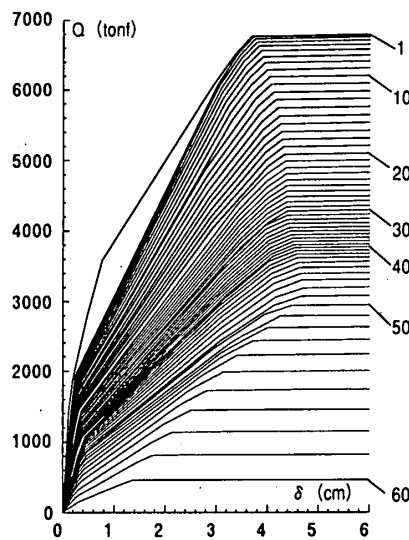


図-12 層せん断力-層間変形関係 (本手法)

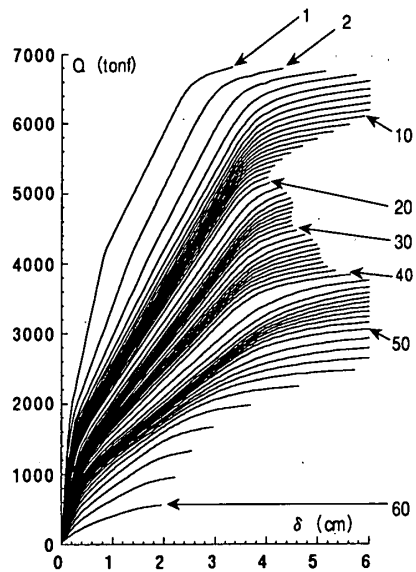


図-13 層せん断力-層間変形関係 (フレーム静的解析)

答層せん断力 $Q_{RES}$ を求める。

- 5)  $Q_{RES}$ に釣り合う曲げモーメントを求め、これに2)で求めた動的減速率を乗じることにより応答曲げモーメントおよび外柱の変動軸力を求める。
- 6) 層間変形および層せん断力の分布形が適当であることや塑性率、軸力変動などがクライテリアを満足していることなどを検討する。

### 3. 60層鉄筋コンクリート純ラーメン構造物への適用

2. で述べた算定法を試設計された60層鉄筋コンクリート純ラーメン構造物(図-7)<sup>10)・11)</sup>に適用した結果を以下に示す。なお、文献10),11)では建物の部材の降伏点剛性を一律に仮定し、 $A_i$ 外力分布形を用いて増分解析しているが、本論では実際の部材に基づいて計算した値および、モード合成外力分布形を用いて増分解析しているので、参考文献の層せん断力-層間変形関係とは異

なった結果となっている。

#### 3.1 弾性全体曲げ剛性および弾性せん断剛性

本算定法により求めた弾性全体曲げ剛性および弾性せん断剛性をフレーム解析の結果より武藤の方法12)で求めたものと比較する。図-8に弾性全体曲げ剛性を示す。左図は弾性全体曲げ剛性を示し、右図はその比を示している。頂上部で両者の差は大きくなっているものの他の階では良く一致している。上層部の曲げ剛性の差が応答にもたらす影響は小さいので問題はないと考えられる。

本算定法の部分骨組より求めた層せん断力-層間せん断変形関係を図-9に示す。この図より求められた弾性せん断剛性をフレーム解析によるものと比較して図-10に示す。左図は弾性せん断剛性を示し、右図はその比を示している。両者は良い対応を示している。

以上より構造物の弾性剛性は、本手法で用いる略算により十分に推定できることがわかる。

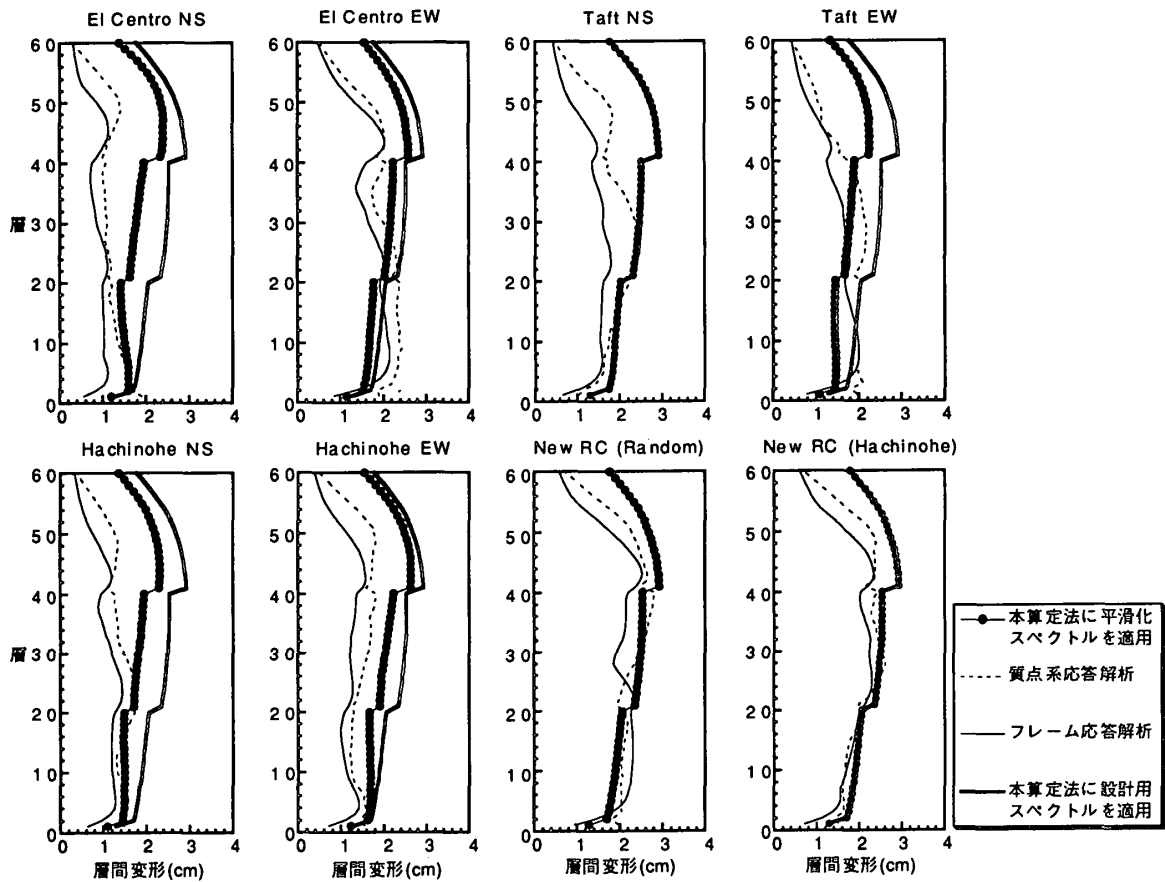


図-14 応答層間変形

### 3.2 層せん断力-層間変形関係

図-11に部分骨組より求めた降伏層せん断力および第2種地盤の振動特性係数 $R_t$ を加速度応答スペクトルとし固有値解析した結果を用いてモード合成により求めた降伏層せん断力を示す。モード合成により求めたものは、1層の層せん断力として2階梁降伏時の値を用いて求めたモード合成による降伏層せん断力(□)および、1層の層せん断力として1階柱脚降伏時の値を用いて求めたモード合成による降伏層せん断力(●)の2種類である。この2種類の降伏層せん断力(□)および(●)を用いて2.3に述べた方法により1階柱脚降伏時までの耐力上昇を考慮して求めた層せん断力-層間変形関係を図-12に示す。また、モード合成外力分布を用いてフレームを静的増分解析した結果を図-13に示す。本手法とフレーム静的増分解析を比較すると本手法によるものの降伏点変位が下層部でやや大きめであるものの両者は良い対応を示している。

### 3.3 応答層間変形

本算定法に平滑化スペクトルを適用して求めた応答層間変形(●)をフレーム応答解析と比較して図-14に示す。同図中には、本算定法で求めた層せん断力-層間変形関係(図-12)を用いた質点系応答解析も示す。質点系応答解析およびフレーム応答解析は、New RC波を除いた既往の地震動については最大速度を50cm/secに規

化した地震動を用い、弾性剛性に対し減衰定数3%の瞬間剛性比例型で行ったものである。New RC波以外の図中に太実線で示した『設計用スペクトル』は、New RC波の速度応答スペクトルを一つの設計用スペクトルとして、その結果も参考値として示したものである。

本算定法による応答層間変形は、El Centro EW波、Taft EW波、New RC(Random)波を用いた場合の下層部を除き、全体的に質点系応答解析およびフレーム応答解析による応答層間変形に比べ大きめな値となっている。本手法は、設計に用いることを意図しており、主として応答の最大値を推定するという趣旨より、応答スペクトルの谷の位置で偶然に応答値が小さくなることがそのまま設計に反映されないように、本手法で設定した応答スペクトルが2%減衰の応答スペクトルをほぼ包絡する形になっている。このため、本手法により求めた応答層間変形は質点系応答解析およびフレーム応答解析により求めた応答層間変形より大きくなったものと思われる。設計用スペクトルによる応答は、質点系応答解析およびフレーム応答解析による結果をほぼ包絡していることがわかる。El Centro EW波、Taft EW波では、質点系応答解析およびフレーム応答解析による下層部の応答層間変形が本算定法による応答層間変形より大きいことが顕著である。このような系においてこれらの地震動を用いた時のように応答の大きくなる場合、建物の曲げ剛性は主として

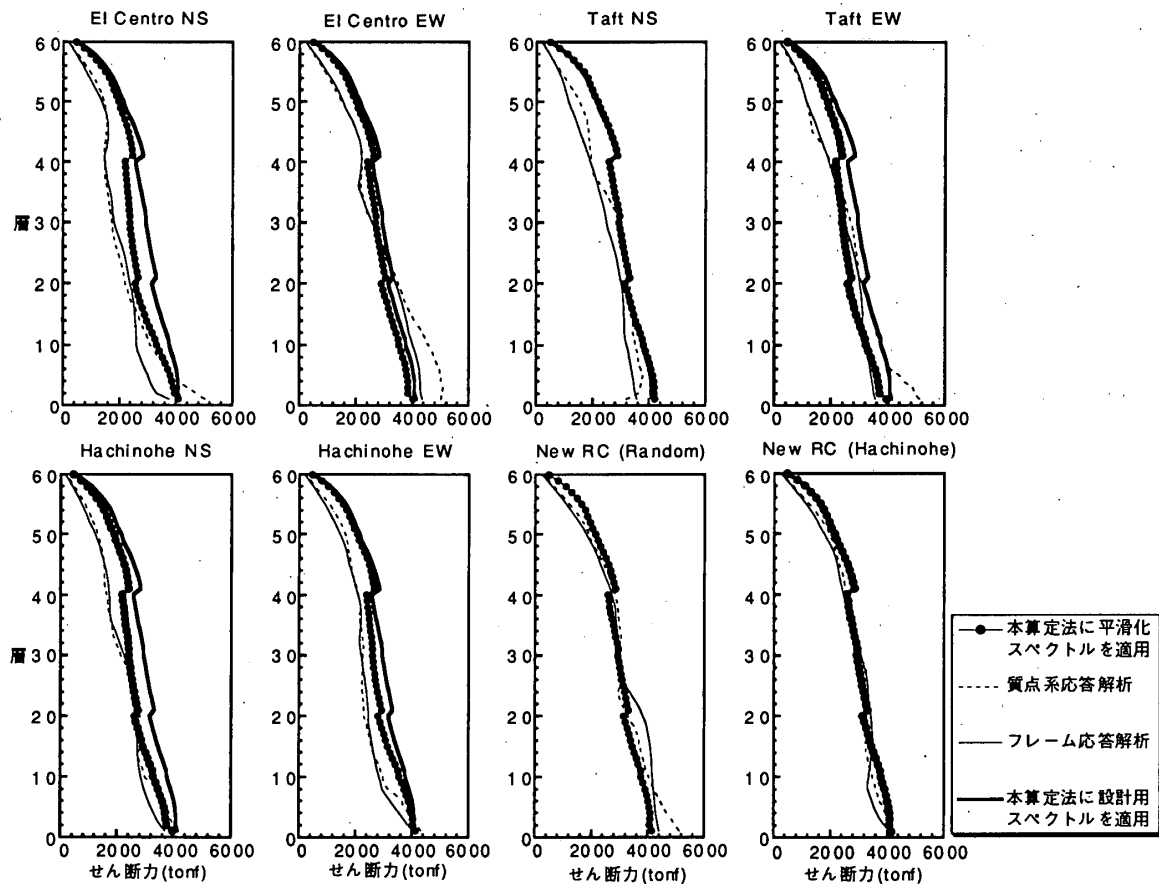


図-15 応答層せん断力

柱の軸剛性でありほとんど弾性であると考えられることから、非線形性がせん断変形にのみ現われ、せん断変形成分の割合の多い下層部で非線形性が強く変形が増大し、その分上層部の変形が減少する結果となったと考えられる。本算定法では、弾性剛性を用いているためにこのような下層階で変形が大きくなるような現象は、表わしにくい。

全体として本手法により、最大応答層間変形を入力地地震動のもつばらつき程度の精度以内で求めることができることがわかる。

これにより、層間変形の分布形、各部材の塑性率のチェックなどが事前に行える。

### 3.4 応答層せん断力

本算定法に平滑化スペクトルを適用して求めた応答層せん断力(●)を質点系応答解析およびフレーム応答解析と比較して図-15に示す。

全体の傾向は、『3.3 応答層間変形』で述べたものと同様の傾向にある。すなわち、El Centro EW波、Taft EW波、New RCランダム波を用いた場合の下層部を除いて、本手法による応答層せん断力は質点系応答解析およびフレーム応答解析による応答層せん断力とよい一致を示している。また設計用スペクトルを用いた場合には、質点系応答解析およびフレーム応答解析による応答層せん断力をほぼ包絡している。

これにより、応答層せん断力が事前に評価できる。

### 3.5 変動軸力

3.4で示した最大応答層せん断力に釣り合う曲げモーメントを求め、これにSRSS法により求めた動的低減率  $M_{MAX}^{SRSS} / M_{MAX}^{EQUIV}$  を乗じて応答曲げモーメントRESMを求めた。

ここで、

$M_{MAX}^{SRSS}$  : SRSS法により求めた最大応答曲げモーメント  
 $M_{MAX}^{EQUIV}$  : SRSS法により求めた最大応答層せん断力  
 $M_{MAX}^{SRSS}$  に釣り合う曲げモーメント

先にも述べたように全体曲げ剛性は応答中を通して弾性であると考えられることから、弾性全体曲げ剛性を用いてRESMより外柱の変動軸力を求めた。本算定法に平滑化スペクトルを適用して求めた外柱の変動軸力(●)を質点系応答解析およびフレーム系応答解析と比較して図-16に示す。

本算定法による結果は、質点系応答解析およびフレーム系応答解析とほぼよい対応を示しているが、Taft EW波を用いた場合には下層部でやや小さめの傾向を示している。本手法に対し、各次の応答スペクトルを求めるときに  $h = 0.02 \times T_1 / T_2$  とし、道路橋示方書・同解説<sup>8)</sup>の(6.2.3)式により速度応答スペクトルを変更して用いた場合のTaft EW波に対する結果を図-17に示す。この場合、下層部での変動軸力が  $h = \text{一定}$  とした場合より大き

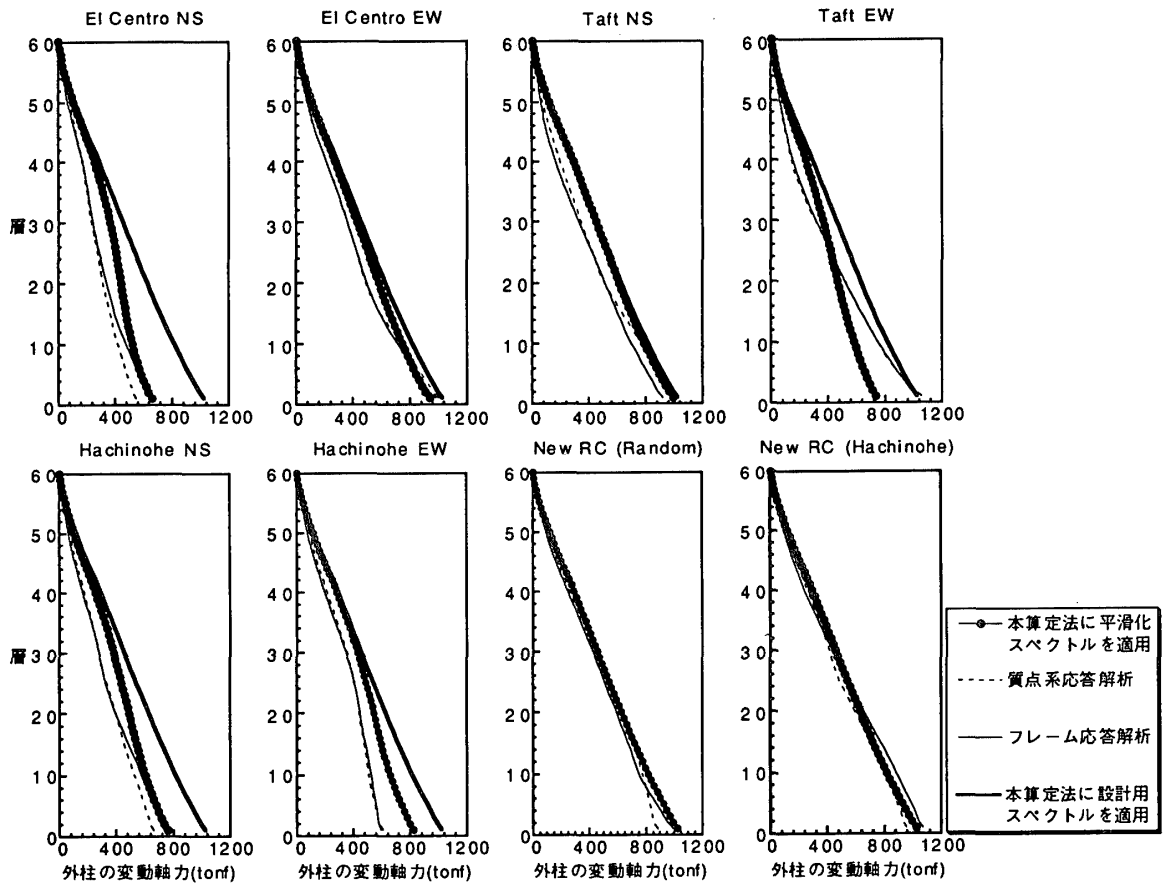


図-16 外柱の変動軸力

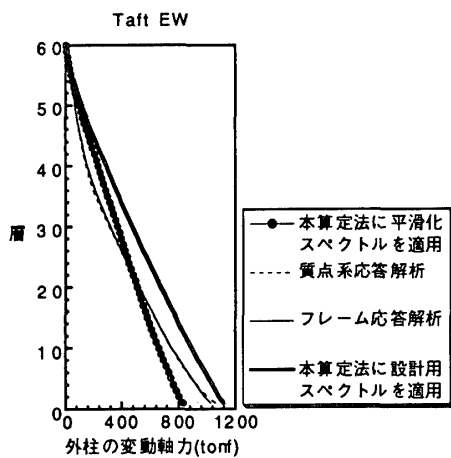


図-17 外柱の変動軸力 (Taft EW波)  
(本手法に対して $h=0.02 \times T_1 / T_i$ とした場合)

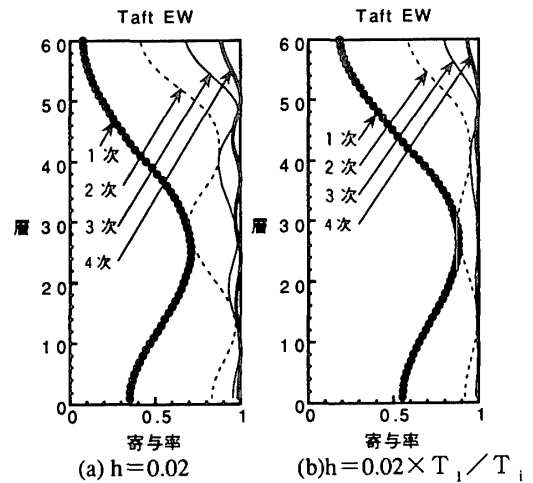


図-18 SRSSにおける各次の層せん断力の寄与率

くなり、質点系応答解析およびフレーム応答解析に近い値を示している。h=一定とした場合と $h=0.02 \times T_1 / T_i$ とした場合について、SRSSにおける各次の層せん断力の寄与率を図-18に示す。ここでいう寄与率とは、各次の層せん断力の2乗を2乗和で除した値である。h=一定とした場合は、 $h=0.02 \times T_1 / T_i$ とした場合に比べ高次モードの影響が大きい。つまり、h=一定とした場合における動的減衰率はこのように高次の影響の大きな弾性層せん断力から求めていることになる。これに対し

て本算定法における弾塑性層せん断力は、層間変形より各層の $Q-\delta$ スケルトンを用いて求めているので、変位スペクトルが高次程小さいことを考えあわせると、高次の影響はあまり受けていない。このように、h=一定とした場合には、高次の影響の大きな弾性層せん断力による動的減衰率を高次の影響の少ない弾塑性層せん断力から求めた転倒モーメント(変動軸力)に乗じてしまうことになり危険側になる可能性が高くなる。このことは、 $h=0.02 \times T_1 / T_i$ とした場合の高次の影響の少ない弾性



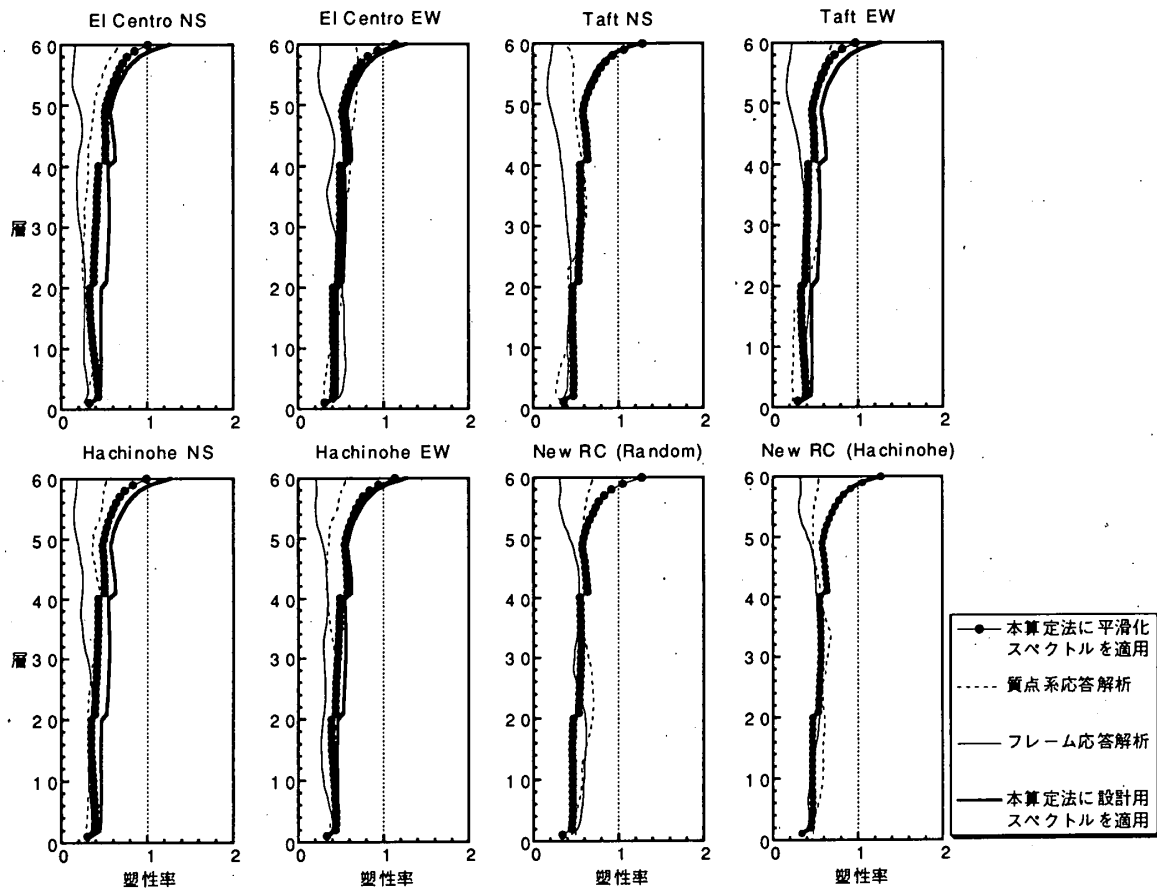


図-19 層の塑性率

層せん断力から求めた動的低減率を用いることにより改善される。本手法のように、応答スペクトルを包絡する平滑化した応答スペクトルを用いる場合には、応答層間変形、応答層せん断力を求めるときには、 $h=$ 一定では安全側の値が得られるが、変動軸力を求める場合には、動的低減率に高次モードの影響が過大に含まれて危険側の値が得られる可能性がある。

### 3.6 層の塑性率

本算定法に平滑化スペクトルを適用して求めた層の塑性率(●)を質点系応答解析およびフレーム応答解析と比較して図-19に示す。

フレーム応答解析においては、静的増分解析結果をエネルギー等価のTri-linearとして置き換え、これより求めた降伏層間変形を用いた。上層部を除いて、本算定法による層の塑性率は質点系応答解析およびフレーム応答解析によるものとはほぼ良い対応を示している。本算定法による層間変形がフレーム応答解析および質点系応答解析によるものより上層部で大きいため、これに対応して本算定法による塑性率も上層部で大きな値を示している。上層部の一部を除き、どの場合にも塑性率は1以下であり、この構造物の場合、ここで与えた入力に対しては、層の降伏に至っていないことがわかる。

### 4. 結論

以上、SRSS法を用いた高層鉄筋コンクリート純ラーメン構造物の簡易応答予測法を提案し、60層の鉄筋コンクリート純ラーメン構造物に適用して以下の結論を得た。

- 1) 本算定法による応答予測精度は入力地震動のもつばらつきに比べ許容できる精度である。本例題の場合、層間変形は概ね降伏に達しておらず、非線形性は降伏以前のものである。本算定法を純ラーメン構造物の他に40層チューブ構造物、60層壁ラーメン構造物にも適用した<sup>13)</sup>。このときは、剛性低下率の設定が本例題と異なっていたこともあり純ラーメン構造物でも応答は降伏に達していたが、概ね良い結果を示したことを考えあわせると設計で想定している範囲の応答に対しては変形集中の無い限り適用可能である。
- 2) 本算定法を用いて設計の初期の段階で応答を推定する事ができることができ、設計のクライテリアの事前評価が可能となる。
- 3) 本算定法は、骨組構造物の地震時の応答を見極める際に有用である。
- 4) 加速度応答スペクトルによる弾性せん断力をSRSSにより求めた場合には、高次モードの影響が過大に含まれている可能性がある。

## 謝辞

本研究は、建設省総プロNew RC（委員長 青山博之東京大学教授，設計分科会主査 岡田恒男東京大学生産技術研究所教授）の一環として行ったものである。関係者各位に御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター：平成2年度New RC設計分科会報告書
- 2) 薦野和彦, 藤原 薫, 漆原宣広：New RC60階壁ラーメン構造住宅の静的立体弾塑性解析（その1 主軸方向加力，その2 45度方向入力），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.417～420，1992年8月
- 3) 例えば, Shibata, A. : Equivalent Linear Models to Determine Maximum Inelastic Response of Nonlinear Structures for Earthquake Motions, 第4回日本地震工学シンポジウム, 1975
- 4) Penzien, J. : Elasto-plastic Response of Idealized Multi-story Structures Subjected to A Strong Motion Earthquake, Proc. of 2nd WCEE, 1960
- 5) 武藤 清：耐震計算法7.1 曲げ・せん断・剛域を考慮したラーメン解法, pp140～152, 1963年
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1988 1991一部改, p64～66, 1991年
- 7) 島崎和司, 和田 章：鉄筋コンクリート構造の地震時水平変位, 日本建築学会構造系論文報告集, 第44号, pp.95～104, 1993年2月
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, p.83, 1990年2月
- 9) 日本建築学会：建築物の耐震設計資料8.3実在建築構造物の振動特性（その1）, pp268～275, 1981年4月
- 10) 山本勝義, 芳村 学：60階建集合住宅の試設計（その1 純フレーム構造の弾塑性解析）-New RC建物の試設計と耐震性能の検討-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.923～924, 1990年10月
- 11) 山本昌士, 宮永英彦：60階建集合住宅の試設計（その2 純フレーム構造の質点系モデルによる地震応答解析）-New RC建物の試設計と耐震性能の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.925～926, 1990年10月
- 12) 武藤 清：構造物の動的設計-2.3 コンピュータ解析法, 丸善株式会社, pp.46～70, 1977年1月
- 13) 坂田弘安, 島崎和司, ハツ繁公一, 和田 章：高層RC造のSRSS法による地震時の応答予測（その1 応答予測法 その2 New RC高層建物への適応）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.861～864, 1991年9月

（1993年6月10日原稿受理，1993年10月28日採用決定）