

高層鉄筋コンクリート建物の設計用せん断力分布の検討

DESIGN SEISMIC COEFFICIENTS FOR HIGH-RISE REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

島崎和司*, 和田 章**
Kazushi SHIMAZAKI and Akira WADA

The story shear distribution of a high-rise reinforced concrete building is investigated for the earthquake resistant design. The time-invariable oscillatory mode shapes of the building designed with the appropriate story shear strength distribution are close to the elastic stiffness mode shapes. This means the seismic coefficient distribution obtained by the SRSS method using the elastic mode shapes is reasonable. The seismic coefficient distribution shapes proposed previously are compared with this distribution shape. The results of response analyses show if the seismic coefficient distribution with disregard to higher mode effect is used for design, it leads to the drift concentration. The story shear strength should be within 1.2 times of the design shear force distribution to avoid the drift concentration caused by the discontinuous distribution.

Keywords : reinforced concrete building, earthquake resistant design, seismic coefficient, higher modes, story drift, SRSS method

鉄筋コンクリート建物、耐震設計、せん断力係数分布、高次モード、層間変形、SRSS法

1. 序論

高層建築物の耐震設計において、損傷を評価する尺度として最大応答変位に注目し、これを適切に推定する事は重要であり、これまでに多くの研究がなされてきた¹⁾。筆者は既往の研究をレビューし、1質点系において、系の初期周期、耐力、復元力特性と地震動の種類をパラメータとした数値解析によって、周期比(系の初期周期をバイリニアで表した地震動の応答スペクトルの折れ曲り点の周期で除したもの)と強度比(系の降伏耐力を平滑化した加速度応答スペクトルにより求まる弾性応答せん断力で除したもの)の和が1以上となる時、非線形変位応答が理想化した弾性応答スペクトル値を超えないことを示した²⁾。

最近では、変形量に基礎をおいた設計法の提案³⁾や、剛性を考慮にいれた変形に関する耐震設計指標の提案⁴⁾がなされるようになってきている。これらは1質点系に対する検討結果に基づいている。多質点系の建物、特

に梁と最下層の柱脚のみに塑性ヒンジを許容し、中間層の柱にはヒンジが生じない全体降伏形となるように設計された建物にも、等価1質点系の考えを導入してこの結果を用いている。一方、高層建物の耐震指標として用いられる層間変形に対しては、各層の層間変形の最大値が、高次モードの影響で同一の時刻に生じないことがあり、高次モードの影響を適切に考慮した方法を用いなければ、応答値を推定することはできない。また、変形集中の起こるような建物では、層間変形を簡易な手法で推定することは難しい。

現在、我国に建設されている高層鉄筋コンクリート建物では、梁降伏型の全体崩壊形にすることで変形集中を起こさないような設計としているが、このような場合でも高層部で設計で想定した層間変形以上の変形集中を起こした例⁵⁾が報告されている。このような変形集中は高さ方向に適切な耐力分布を与えることにより回避できると考えられる。耐力分布は、ベースシア-

* ハザマ技術研究所技術研究部第2研究室長・工修
** 東京工業大学工業材料研究所 教授・工博

Manager, Technical Research Institute, Hazama Corp, M. Eng.
Prof., The Research Lab. of Eng. Materials, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

係数と高さ方向の分布形とで定まる。高層鉄筋コンクリート構造物が所定の塑性率等の耐震性能を持つために必要なベースシア係数については別に検討を行っている。本論は高さ方向の耐力分布について、主に変形制御の観点より検討を加えたものである。

地震時において、特定の層への変形の集中を避けるために、高さ方向の耐力分布は応答時の動的特性を適切に表現できるものでなくてはならない。地震時に作用するせん断力分布を求めるために各種の設計用せん断力分布形が提案されており、その比較検討が参考文献⁶⁾にまとめられている。

秋山⁷⁾は、主としてエネルギー入力⁸⁾の観点より損傷分布を検討し累積塑性変形倍率が等しくなるような最適せん断力係数分布や、損傷集中要因を考慮した設計用せん断力係数分布の提案を行っている。また、兼光等⁸⁾は、減衰を無視したせん断型の質点系モデルによる弾塑性応答解析により15層程度までの最適せん断力係数分布をかなりトップヘビーの形状で与えている。

文献⁹⁾における地震荷重案Ⅱでは、各層のじん率率応答の最大値がほぼ一様となるような分布形をパラメトリックな研究から規準化質量の3次式として与えている。さらに、全、井上⁹⁾は、高層建築物に適用するためにせん断型の質点系モデルを用い、初期剛性比例の減衰を用いた弾塑性解析により、各層の最大塑性率を一定にするような最適降伏層せん断力係数を提案している。

地震荷重案Ⅰでは、設計用速度応答スペクトルを設定し、擬似加速度応答スペクトルと、弾性モードを用いて求めた各次のせん断力よりSRSS（2乗和平方根）によるせん断力分布の算定法が提案され、建築物荷重指針・同解説¹⁰⁾に採用されている。しかし、現行の耐震設計法¹¹⁾においては、主として、固有モードの算定の煩雑さを除くため、個別の動特性にこだわらない平均的な意味でのせん断力分布、 A_i となっている。また、石山⁶⁾は、SRSSの結果により、高さ方向の剛性分布を考慮し、種類の建物に対する曲げ変形とせん断変形成分の比を用いたせん断力分布の提案を行っている。

設計の初期段階で柱・梁の仮定断面を決めることができれば、建物の弾性剛性を推定することは簡易である。たとえば、文献¹²⁾においては純ラーメン形式の高層建物の場合、せん断剛性を部分フレームの水平剛性 K_c と、曲げ剛性を単に柱の断面積と建物の平面上の中心線からの距離の2乗の積の和で求めることで曲げせん断型の弾性剛性が求められることを示している。せん断剛性はD値法¹³⁾を用いて求めることもできる。この弾性剛性を用いて地震時の弾塑性挙動がある程度推定できるならば非常に有用といえる。

現在、高層鉄筋コンクリート造の最終的な耐震性の評価は、フレーム型の解析モデルを用い、瞬間剛性比

例型の減衰を仮定した地震応答解析により行われている¹⁴⁾。この時、耐震設計のクライテリアとして与える構造性能目標値は、最強地震時において、層間変形角で1/100、層の塑性率で1.5~2.0としているものが多い¹⁴⁾。本論の目的は、地震応答解析を行ったときに、建物の最大応答値がこのような耐震設計のクライテリアを満足するように、変形集中の生じないような層の耐力分布を求めようとするものである。本論で対象とするのは、上で述べた耐震設計のクライテリアを満足するように設計される建物であり、過大な変形や塑性率を想定するような建物にまで一般的に適用することは考慮していない。構造形式としては、壁量の多いものは、高次モードせん断力を壁が負担できるため、変形集中の観点からは問題が少なく、本論では、主として純ラーメン構造を想定している。また、高さ方向の剛性分布についても、上層においてむち振り現象を起こさないような適切な剛性分布を持つ建物を想定している。

2. 既設計例建物の弾塑性応答

2.1 建物と地震動の概要

ここでは、表-1に示した3種の建物について検討を行なう。21、35層の建物は、現行の耐震設計法¹¹⁾に準じたベースシア係数と弾性モード剛性によるSRSSで求めたせん断力分布形に対して設計されたものである¹⁵⁾¹⁶⁾。60層の建物は、新耐震設計法に準じたベースシア係数と A_i 分布せん断力に対して設計されたものである⁹⁾。建物はすべて純ラーメン構造で、梁降伏型の全体降伏形となるように設計されている。この建物の弾性固有周期と設計時の目標降伏耐力を表-1に示す。

応答解析は、文献¹⁷⁾に示された地震動記録より以下の4種類を最大速度振幅を50cm/secに規準化して用いた。

- ① El Centro 1940 NS
- ② Taft 1952 EW
- ③ Hachinohe 1968 NS
- ④ Tho30-1FL 1972 NS

これらの加速度応答スペクトル S_a と変位応答スペクトル S_d を図-1に示す。これらの地震動は、0.4~1.0秒の間に加速度応答スペクトルのピークがあり、本論で対象とする高層建物の高次モードが励起され、変形集中に関して不利な条件となると考えられる。同図中には、

表-1 検討に用いた建物の概要

建物	高さ (m)	maxFc (kgf/cm ²)	周期 (秒)			目標降伏 耐力(Ce)
			1次	2次	3次	
21層	61.25	420	0.99	0.37	0.22	0.30
35層	100.6	420	1.59	0.54	0.30	0.18
60層	175.6	990	4.01	1.30	0.71	0.06

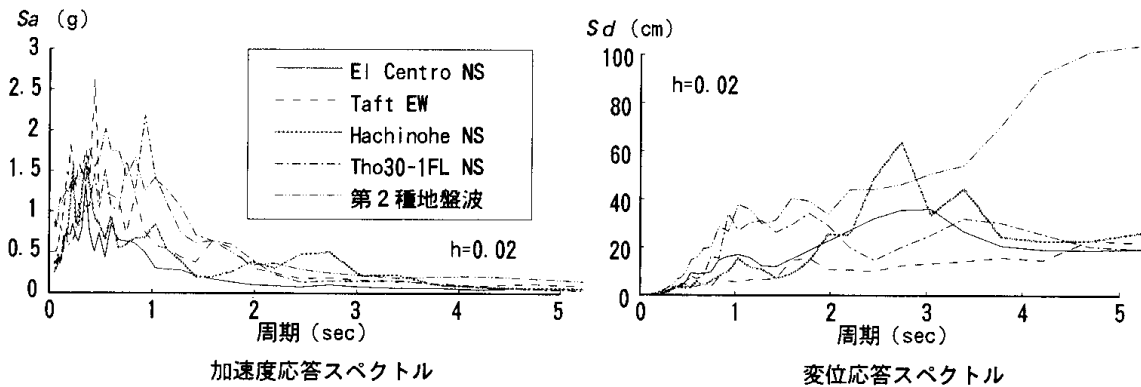


図-1 使用した地震動記録の応答スペクトル

建設サイトでの地震活動度、工学基盤における地震動特性、表層地盤の増幅特性等を考慮して設計用応答スペクトルを定める手法として提案されたもの¹⁸⁾のうち、例として示された第2種地盤の設計用応答スペクトルを目標スペクトルとしてTaft EWの位相特性を用いて作成した模擬地震動波形(以下第2種地盤模擬地震動と記す)の応答スペクトルも示した。この地震動の最大速度振幅は62.4cm/secである。

2.2 建物のモード形

表-1に示した3種類の建物に対し、4種類の地震動加速度記録を用いて地震応答解析を行う。解析モデルは、フレームモデルとし、スパン数の同じ構面をまとめ、連結した全体フレームモデルとする。部材モデルとしては端部剛塑性バネモデルを用い、復元力特性は、武田モデル¹⁹⁾を用いる。減衰は瞬間剛性比例型の内部粘性減衰とし、弾性1次振動数に対して3%となるよう設定する。

弾塑性応答中の平均的な各次の固有モード形として滝沢²⁰⁾は最小2乗法を用いた手法を、星野、芳村²¹⁾は主成分分析を用いた手法を提案している。ここでは、地震応答解析より得られた各層の変位応答結果の時刻歴より、滝沢の手法を用い応答中の平均的な固有モードを求め、弾性固有モードと比較する。

計算されたモード形を図-2に示す。どのモード形も個々にはほとんど差がなく、弾性モードは弾塑性応答より求めたモード形の平均 $\pm 1\sigma$ のなかに含まれているものがほとんどである。これより、変形集中の生じない時の建物の弾塑性地震応答時の平均固有モードは、弾性固有モードで表すことが可能であるといえる。同様な検討は前田他²²⁾が6~15層の無限均等建物に対して行い、1次モードに関して同様の傾向を示している。

2.3 層せん断力応答

図-3に層せん断力の最大応答値を、図-4に応答値と、弾性モードによるSRSSで求めた層せん断力の分布形を、1層を1.0に規準化して示す。SRSSには、加速度一定領域と速度一定領域の境界を周期1秒とした形状の設計用加速度応答スペクトルを用い、せん断力の値は、弾性固有モードによる1~5次までの層せん断力の2乗和の平方根として求める。応答解析では、剛性比例型の減衰としているため高次の減衰は大きくなっているが、瞬間剛性比例としているため剛性の低下にともない減衰も低下する。SRSSでは1~5次に対して全て一定値とする。設計で良く用いられる実際の地震動記録の加速度応答スペクトルは、その平均をとっても固有周期1秒以下のところで、ここで与えた加速度スペクトル一定値より大きな値となっている。これを、加速度一定

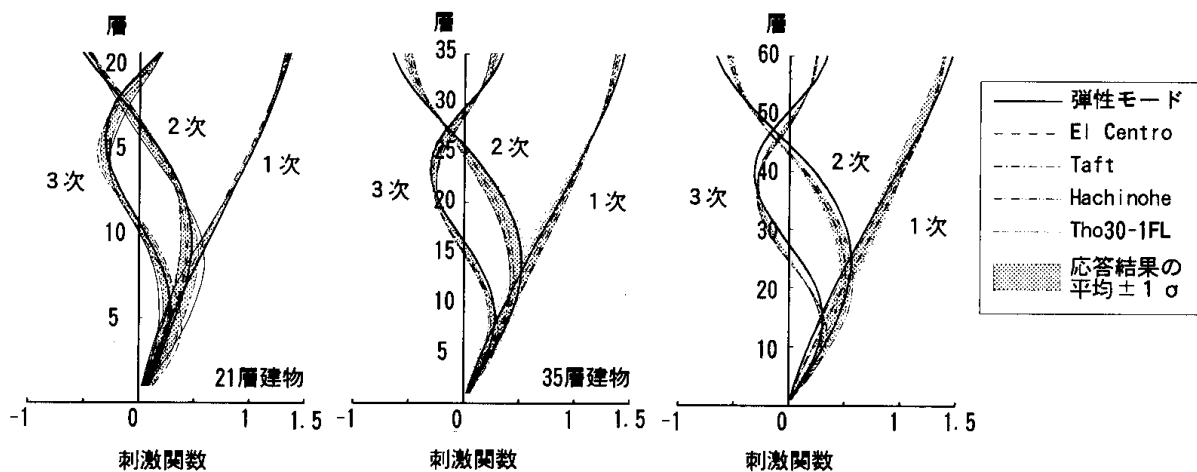


図-2 試設計された建物の弾塑性モード形

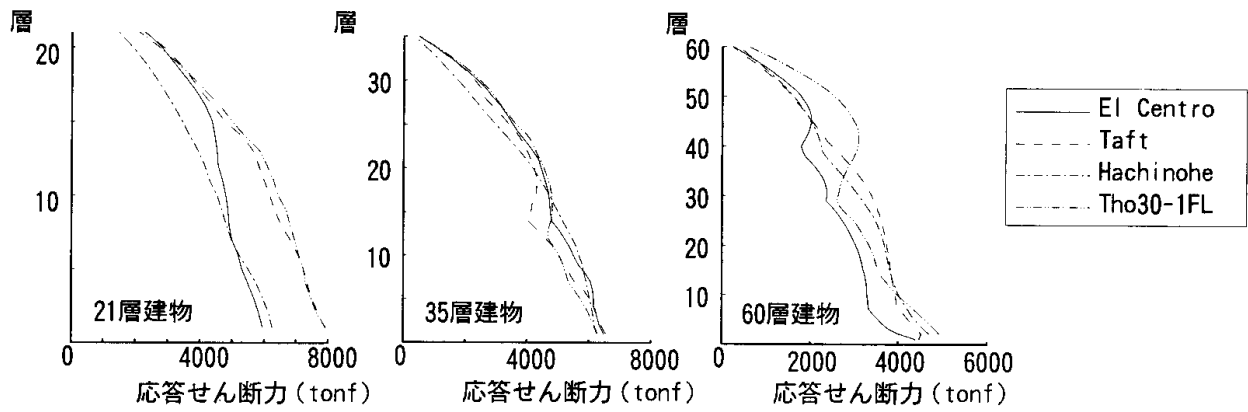


図-3 応答せん断力の分布

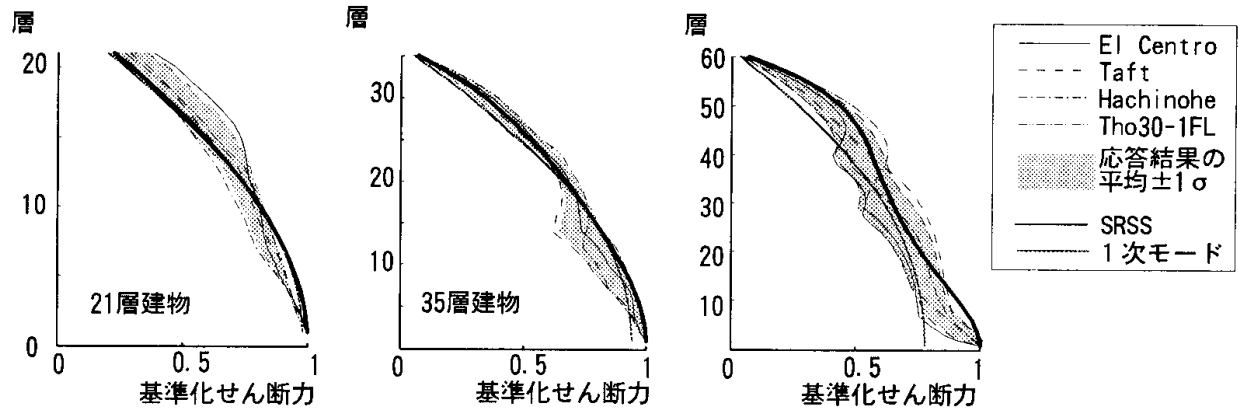


図-4 規準化した応答せん断力分布

としたことで、高層建物の高次モード周期域において、設計用応答スペクトル値を抑えたことになり、結果的に高次モードの減衰を大きく評価したことと同様の傾向を示している。

図-3に示したせん断力の最大応答値は地震動によりばらつきがあり、また設定した耐力分布の影響を受けている。しかし、塑性化することで弾性応答のように極端に高次モードが励起されることが少なくなり、図-4に示したせん断力の分布形においては、一部ベースシア-応答の小さなものを除き、層数の違いによる形状の差はあるが、各建物毎ではおおむね似たような分布形となっている。SRSSによるせん断力分布はおおむ

ね応答結果の平均値 $\pm 1\sigma$ の中にあり、応答の平均的な傾向を示しているといえる。60層建物においては、2次モードの大きい分布形と、1次モードの大きい分布形の2者に別れているが、設計用加速度応答スペクトルを用いたSRSSの結果はこれらを平均する形状となっている。同図中には、SRSSにおける1次モードのせん断力の分布も示した。60層建物では、応答せん断力は1次モードせん断力を基本として、高層部と脚部で高次モードせん断力が付加された形状となっているのがわかる。

これらの結果より、平滑な設計用加速度応答スペクトルを用いたSRSSによるせん断力分布は梁降伏の全体降伏形として設計された建物の弾塑性応答中のせん断力分布を適切に表しているといえる。

表-2 仮定した建物部材断面

建物 層数	階	部材断面(cm)		F c (kgf/cm ²)	固有周期	
		柱	梁		次	秒
60	1	85×85	45×90	990	1	3.82
	2~20	85×85	45×75	990	2	1.19
	21~40	80×80	40×75	810	3	0.64
	41~60	75×75	40×75	630		
40	1	85×85	50×90	600	1	2.32
	2~20	85×85	50×80	600	2	0.77
	21~30	80×80	45×75	480	3	0.42
	31~40	80×80	45×75	360		
20	1	85×85	50×90	420	1	1.10
	2~10	85×85	45×80	420	2	0.37
	11~20	80×80	45×75	360	3	0.21

3. 設計用せん断力係数分布

3.1 各種せん断力係数

ここでは、既に提案されている設計用せん断力係数分布と、弾塑性応答中のせん断力分布を適切に示しているSRSS法によって求めたせん断力係数分布とを比較・検討する。SRSS法でのせん断力係数は、設計用加速度応答スペクトルを周期1秒を境に加速度一定領域と速度一定領域となる形状のものとし、5次モードまでの各次のせん断力の2乗和の平方根で求め、その層が支持

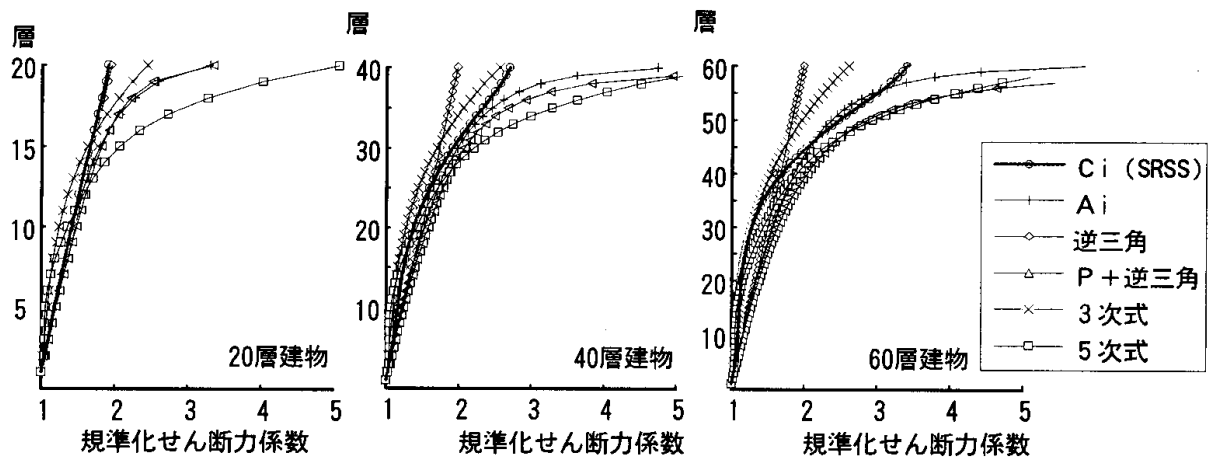


図-5 各種せん断力分布の比較

する重量で除してさらに1階が1.0となるよう規準化して求めた。

対象とした建物は、表-1に示した60層建物を基本とし、60層建物、40層建物、20層建物の3種類とする。スパン、階高は変えず、表-2に示したコンクリート強度、部材断面とする。フレームの弾性剛性はコンクリート断面のみを考慮し、梁の剛性にはスラブの効果を略算で見込む。接合部はせん断パネルとして評価する。この建物の1構面を取り出し、フレーム型の解析モデルにより固有値解析を行い、弾性固有周期と固有モードを求める。求まった1~3次の弾性固有周期を同表中に示す。

既往の提案されたせん断力係数の分布形は、序論で述べたように各種にわたっており、値もかなり異なっている。これは、この分布形を定める際の適用範囲の設定、目的、数値解析での減衰の仮定に大きく左右されているためと思われる。ここでは、代表的なせん断力係数として以下の6種類の設計用せん断力係数についての検討を行う。これらの中には高層建物に対し適用範囲外となっているものも含まれている。

- ① 周期1秒が加速度一定領域と、速度一定領域の境界となるような加速度応答スペクトルを用い弾性剛性によるSRSS法により求めたもの(C_i と表示)
- ② A_i 分布形¹⁾(A_i と表示)
- ③ 逆三角形分布(逆三角と表示)
- ④ 逆三角形+頂部集中荷重形²⁾(P+逆三角と表示)
- ⑤ 3次式⁹⁾
- ⑥ 5次式⁸⁾

表-2に示した3種類の建物に対するこれら6種類せん断力係数分布形を図-5に示す。これらの分布形は建物の重量分布や、剛性分布の影響を受けるが、本論で設定した断面形状の建物においては、 A_i 分布形、P+逆三角分布形、5次式分布形は上層部でSRSSによる分布形より大きい。特に、数値計算で減衰の効果を0として求めた5次式表現の分布形のもののがすべての建物で大きな値

となっている。P+逆三角分布形のせん断力係数分布形は、全ての建物の全層において C_i 分布形の値を上回っている。また、数値計算で減衰を5%の初期剛性比例型として求めた3次式表現の分布形では40、60層建物の全層においてSRSSによる分布形を下回っている。3次式、5次式分布形では、20、40層建物では中間層で C_i 分布形より小さな値となっている。 A_i 分布形においては、60層建物の45~55層において C_i 分布形の値を下回っている。20層建物の C_i 分布形は、弾性固有1次周期が、設定した設計用応答スペクトルの加速度一定領域に近いため高次モードの寄与がほとんど無く、逆三角形分布とほぼ等しい値となっている。

3.2 設計用せん断力分布の設定と応答

設計用せん断力係数の設定が層間変形応答にどのように影響するかを検討するため、弾塑性地震応答解析を行う。対象とする建物は、表-2に示した3種類の建物であり、この建物の1構面を取り出し、フレーム型の解析モデルを用いて検討する。一般的にこのような解析においては、質点系解析モデルが使われることが多い。しかし、質点系解析モデルは基本的には層降伏を前提としたモデルであり、本論のように全体降伏型の建物に対して変形集中を論じるには不適であるため、フレーム型のモデルを用いるものとする。

用いる設計用せん断力係数分布形は3.1に示した6種類である。建物の耐力として、1階のベースシア降伏耐力係数を $0.24/T_1$ (T_1 は弾性1次固有周期)と設定する。各層の耐力は、ベースシア降伏耐力係数と設計用せん断力係数分布より得られる値とする。部材の耐力は以下の方法によって定める。まず、層の耐力を柱せん断力に振り分け、柱モーメントの反曲点を中央として柱の節点モーメントを定める。これより、梁の節点モーメントを求め、これをフェイスの降伏モーメントとする。柱の降伏モーメントは、1層柱脚を2層梁の2倍の耐力とし、その他のところでは全体降伏型とするため柱の節点モーメントの1.5倍の耐力をフェイスの降伏

モーメントする。柱を降伏させないための降伏モーメント割増率は耐震設計上の重要な要素であるが、ここではパラメータが増すことを避けるため、既往の設計例を参考にして定めた。

部材の復元力特性は既往の設計例を参考にして定める。梁は、第1折れ点耐力を降伏耐力の0.25倍とし、降伏時剛性低下率を0.20とする。柱は、第1折れ点耐力を

降伏耐力の0.40倍とし、降伏時剛性低下率を0.30とする。復元力特性モデルとしてトリリニアアの武田モデルを用い、減衰は瞬間剛性比例型の内部粘性減衰とし、弾性1次振動数に対して3%となるよう設定する。

用いる地震動記録は2.3で3種類の建物に対し応答の大きかったTaft EW、Hachinohe NS、Tho30-1FL NSの3種類を最大速度振幅を50cm/secに規準化して入力する。さら

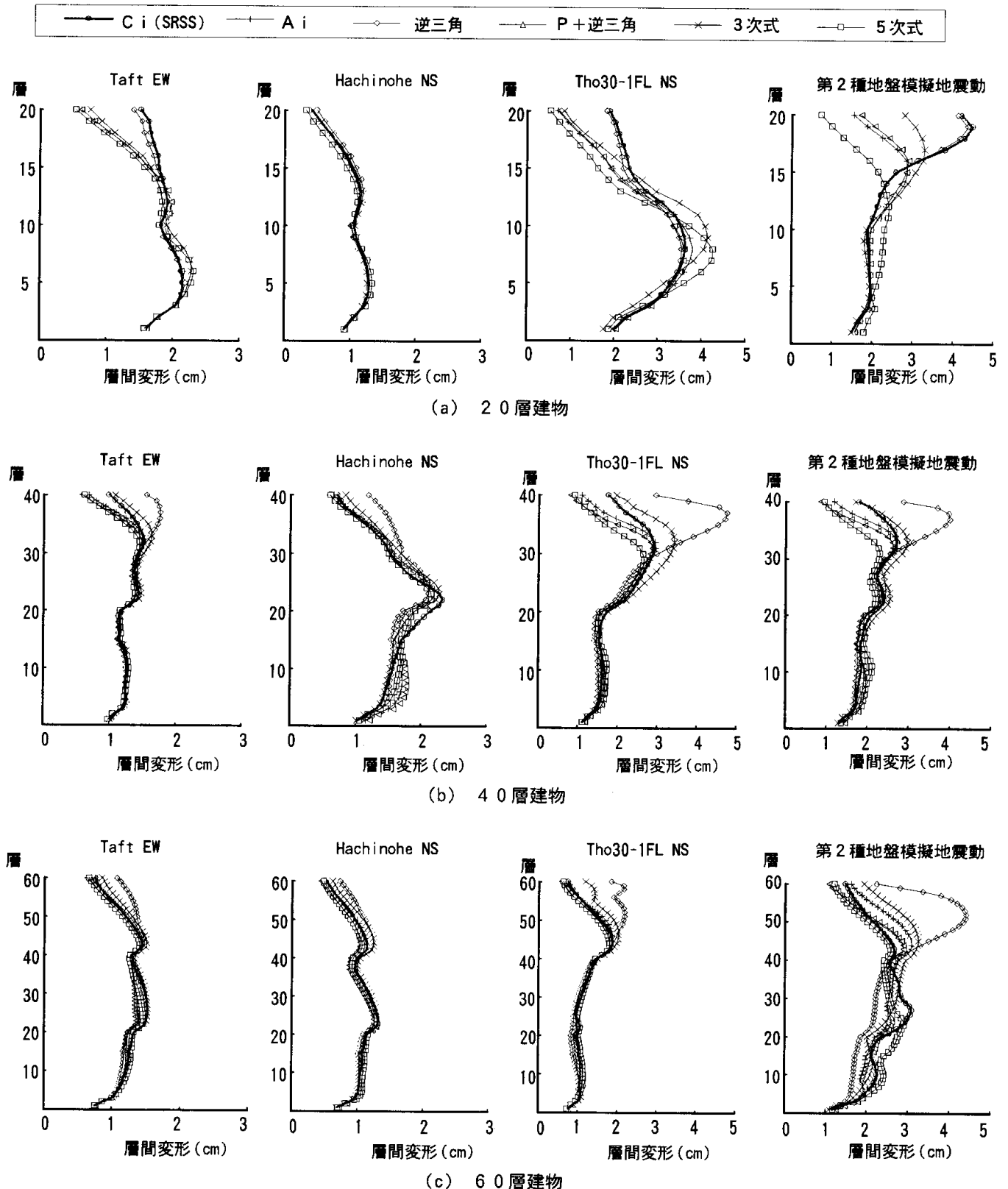


図-6 設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変形の相違

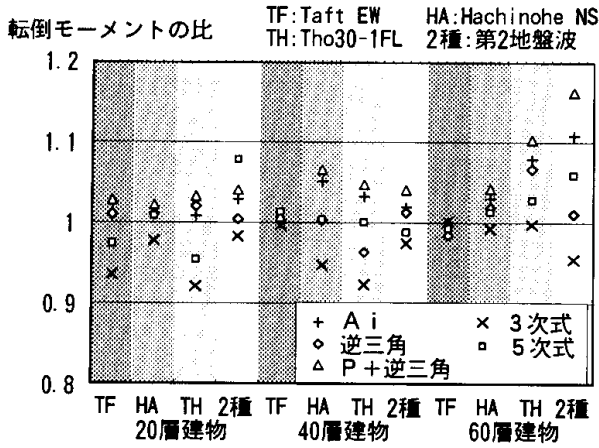


図-7 設計用せん断力係数分布の違いによる1層の転倒モーメントの相違(Ci分布に対する比)

に、参考として第2種地盤模擬地震動に対する応答値も示す。図-6に最大層間変形応答値を示す。Taft EW、Hachinohe NSを入力したときには応答値が小さく、設定した耐力分布による差はほとんど無い。これは、その時の各層の応答せん断力が降伏耐力に達しておらず、設定した耐力分布の差の影響が少ないことによる。Tho30-1FL NSを入力したときに、40、60層建物で逆三角形分布に耐力を設定した建物においては、上層部で変形の集中がみられる。20層建物においては、3、5次式の分布に耐力を設定した建物において中層部において変形集中がみられる。これらのせん断力係数は、図-5で示したように変形集中の生じている近傍でCi分布形の値を下回っている。

第2種地盤模擬地震動に対する応答も全体的には同様な傾向を示しているが、20層建物において、頂部でSRSSで求めた耐力を設定した建物において変形の集中がみられる。実際の建物では、最上層の配筋は最少鉄筋量等により決まり、これより大きな耐力になるので問題になることは少ないと考えられる。数層毎に部材耐力をまとめて断面を設定した応答解析例(図-10)では、頂部の変形集中は解消されている。

これらの結果より、設定した設計用せん断力係数分

布が応答層間変形の変形集中に影響することがわかる。

図-7に各モデルの1層の応答転倒モーメントの最大応答値をCi分布により耐力分布を設定した建物の最大応答値で除した比で示す。1次モード応答の卓越するTaft EWに対する応答では、それほど差はない。それ以外の地震動を入力したときには、頂部で大きなせん断力係数を与えているP+逆三角分布形やAi分布形のもの、転倒モーメントも大きくなっている。最大層間変形のほとんど変わらないHachinohe NS入力時でも5%程度の相違がある。高次モードの影響が強いTho30-1FLの応答では高層の建物になる程差が大きく、60層建物ではP+逆三角分布形、Ai分布形のもので10%程度の差となっている。これらのことは、層の耐力分布の設定によって、下層の柱軸力が変化することを示している。

4. 耐力比分布

4.1 部材耐力の設定

実際の設計においては、部材の配筋等の合理化のため、数層毎にまとめた部材耐力としている。この時、梁の降伏耐力を、柱の反曲点を中央とした接点振り分けによる層耐力が必要耐力を上回るように設定している。各層の耐力が必要耐力以上ならば、いくら大きくても安全側と考えられるが、設計が均一な塑性化を期待したものであるときにはそうとも限らない。寺本他²⁴⁾は10層鋼構造ラーメン架構において、3層毎に耐力をまとめた系の応答解析を行い、柱降伏型では変形集中を起こす傾向が強いことを示している。

高層建物のようなある程度周期の長い建物を等価1質点系に置換した系では、弾塑性応答値は弾性応答を越えないという応答変位一定則が成立²⁾。そのとき、ある層の耐力が大きくなり降伏しなくなると、それ以外の層に変形が集中する原因となり、耐力を増すことが変形集中の原因となり得る。

応答変位一定則が成立するとき、耐力の絶対値は変形応答にほとんど影響を与えないので、変形集中を考え

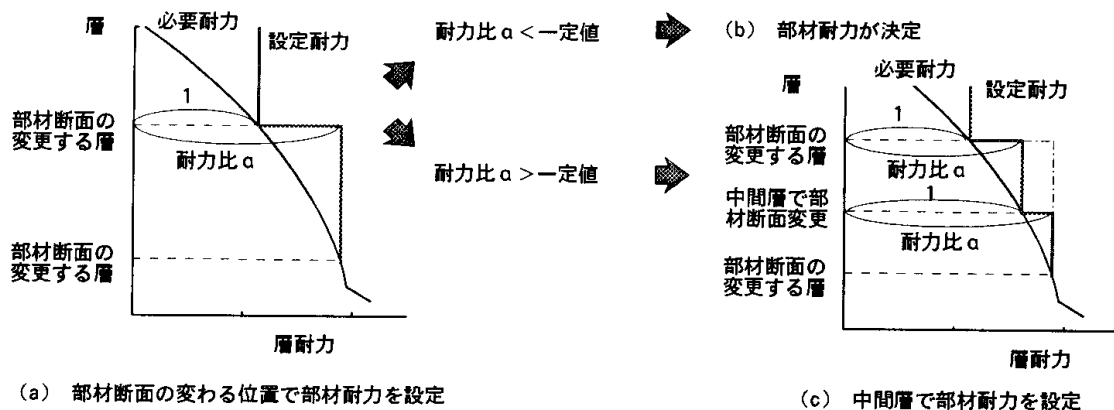


図-8 部材耐力の設定法

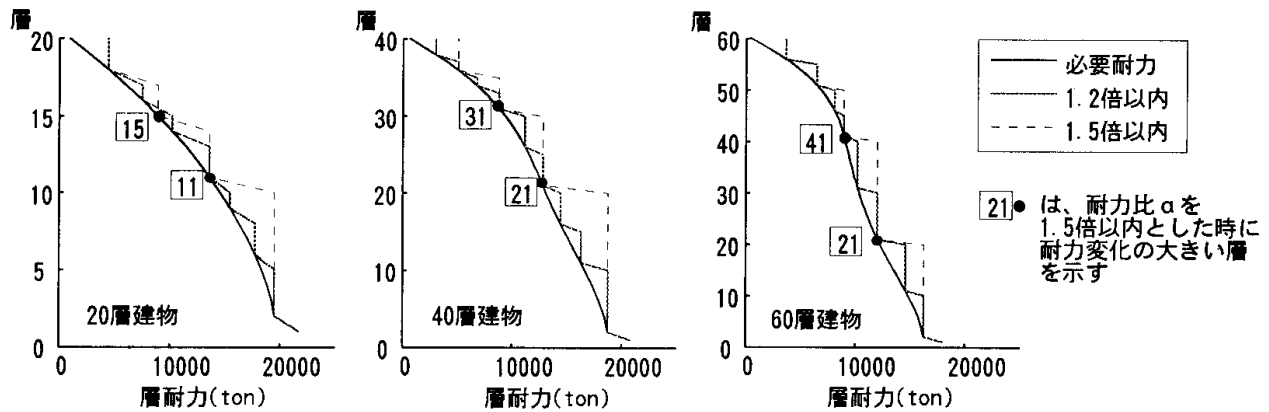


図-9 設定した部材耐力による層耐力分布

る場合には、上下層の耐力比そのものをパラメータとすればよいが、パラメータの数が非常に多くなる。そこでここでは、設計の手順を考え、設定した耐力分布と必要耐力との比(これを耐力比 α と定義する)の最大許容値をパラメータとした。

必要耐力分布は C_i 分布とし、以下の方法によって部材の降伏耐力を設定する。

- 1) 解析モデル、ベースシア係数の設定法は3.2と同じとする
- 2) 表-2に示した部材断面の変わる位置で、層の必要耐力より梁の降伏モーメントを求める(図-8(a))
- 3) 部材断面の変化しない層は下層階の降伏耐力と同じとする(図-8(b))が、耐力比 α がパラメータとする一定値を超える場合には中間層で降伏耐力が必要耐力と同じになるよう降伏耐力を修正する(図-8(c))
- 4) さらにその中間層で耐力比が一定値を超える場合には、再びその中間層で降伏耐力が必要耐力と同じになるよう降伏耐力を修正する
- 5) 柱の降伏モーメント、剛性低下率等の設定法は3.2と同じとする。

ここでは、パラメータとする耐力比 α の最大許容値を1.2と1.5とする。表-2に示した3種類の建物に対し、必要耐力分布と、設定した梁部材の耐力より節点振分け法で求めた層耐力分布を図-9に示す。耐力比の最大許容値を1.5としたものは、部材の種類は少なくなり、施工上合理的であると思われるが、部材耐力の変化するところでの差が大きい(図-9中の●印の所)。

用いる地震動記録は3.2と同じTaft EW、Hachinohe NSとTho30 -1FL NSの3種類を最大速度振幅を50cm/secに規準化して入力する。さらに、参考として第2種地盤模擬地震動に対する応答解析も行う。

図-10に最大層間変形応答値を示す。既往の地震動に対しては、応答値自体が小さいこともあり、設定耐力の相違が最大応答層間変形に与える影響は少ないと

いえる。40層建物のHachinohe NS入力時に耐力比の最大許容値を1.5としたもので下層部において変形の増加が見られる程度である。同図中には、さらに変形集中という観点より、仮に入力が1.5倍になったとした時の変形集中に対する影響も示す。全体的に変位応答が大きくなっており、地震動によっては変形集中が生じている。特に、耐力比の最大許容値を1.5としたもので変形集中が大きくなっている。耐力比の最大許容値を1.2としたものは、スムーズな耐力分布のものと大きな差はない。

模擬地震動である第2種地盤模擬地震動においては、60層建物で耐力比の最大許容値を1.5としたものにおいて、耐力が過大な30層~40層の変形が減少し、耐力が急激に小さくなっている21層と41層のすぐ上の層で変形の集中が見られる。耐力比の最大許容値を1.2としたものでは、変形集中は見られない。

これらのことより、部材の耐力は、接点振分け法による層耐力が必要層耐力に対して1.5倍以内になるように設定しておけば既往の地震動の最大速度振幅を50cm/secに規準化した入力に対して変形集中は生じないものと考えられる。より大きな速度振幅や、模擬地震動である第2種地盤模擬地震動のように位相特性が平坦で、やや長周期領域で入力レベルのかなり大きな地震動を設計として考慮する場合は、変形集中を少なくするため耐力比の最大許容値を1.2として部材耐力を定める必要がある。ここで、変形集中の観点からは、各層の耐力の絶対値が全体的に大きな場合にはこの制限をそのままあてはめる必要はなく、層耐力の最小値が設定耐力分布を下回らないように、ベースシアを上乗せした耐力分布に対して、この制限を満足すればよい。しかし、耐力を全体的に上昇させる事は変形制御にはほとんど寄与せず、逆に転倒モーメントを増大させるため、柱や杭の軸力を増大させ設計に負担がかかる事になるので、あまり大きくしないほうが良い。

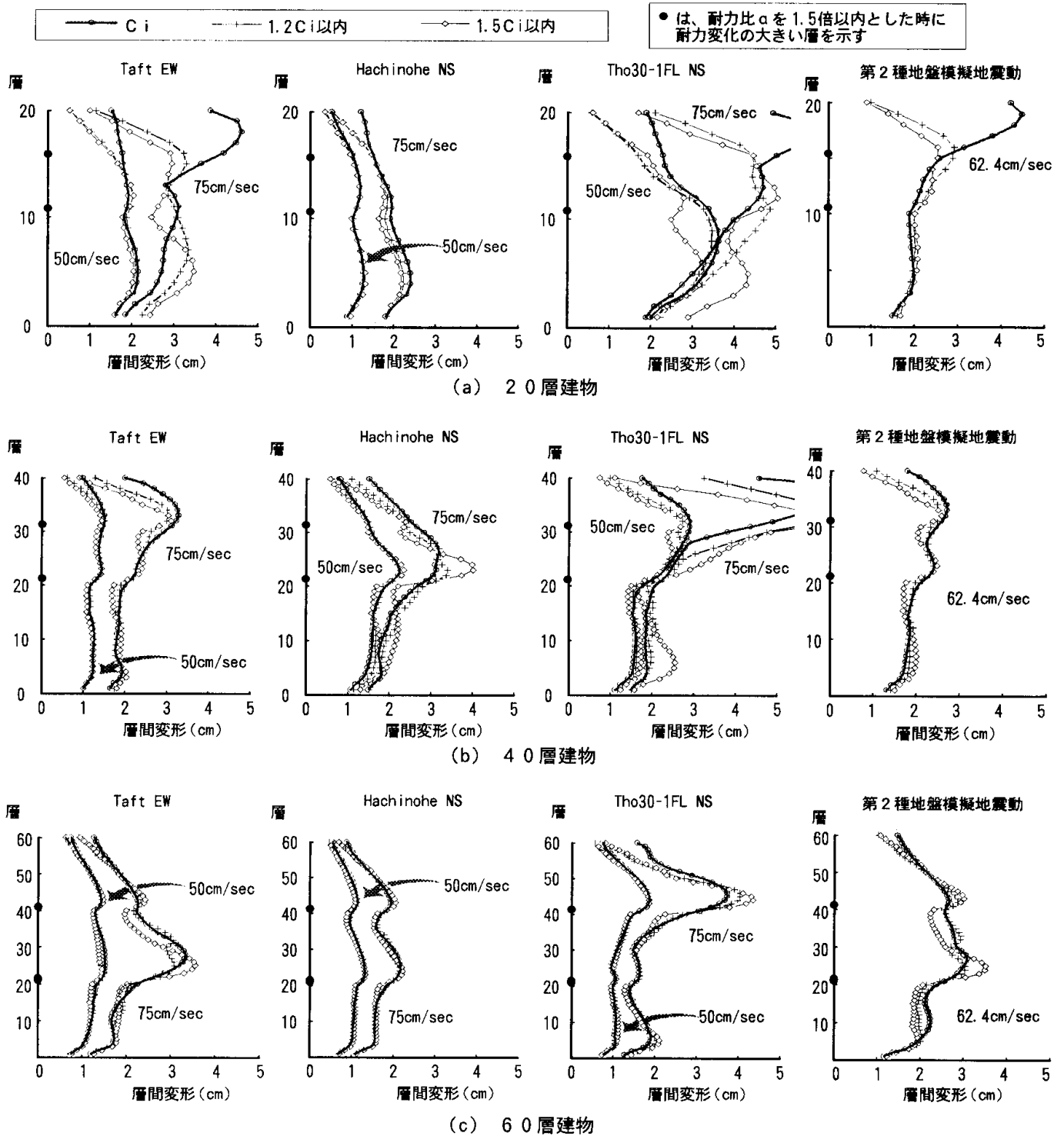


図-10 耐力比の違いによる最大応答層間変形の相違 (図中の数字は入力地震動の最大速度振幅を示す)

5. 結論

本論は、高層鉄筋コンクリート建物の設計用せん断力係数の高さ方向の分布形について検討を行ったものである。まず、梁降伏の全体降伏形に設計された建物の地震応答解析を行い、応答時の平均的なモード形を検討し、最大せん断力の分布形を、弾性モードと設計用応答スペクトルを用いてSRSSで求めた分布形と比較した。次に、過去に提案されている各種のせん断力係数分布形とSRSSで求めたせん断力分布形を比較し、せん断力係数の設定と変形集中について検討を行った。

最後に、数層分の部材耐力をまとめたときの変形集中に与える影響について検討を行った。ここで得られた結論を以下に述べる。

- 1) 変形集中を生じない建物の弾塑性地震応答時の平均的なモードは弾性固有モードにほぼ等しく、最大せん断力の分布形は、弾性モードと設計用応答スペクトルを用いてSRSSで求めた分布形とほぼ等しい。従って設計用せん断力係数の分布形としては、弾性剛性を用いたSRSS法によるものが適当である。
- 2) 設計用せん断力係数の設定には高次モードの考慮が

- 必要であり、適切に高次モードの影響を考慮していない設計用せん断力係数で層の耐力を設定すると、弾塑性応答解析時に変形集中を起こす危険性がある。
- 3) 層耐力の分布形が違うと、最大応答層間変形がSRSSで求めた分布形のものと同じであっても1層の転倒モーメントは異なり、下層柱の付加軸力が変化する。
 - 4) 梁部材の耐力を、節点振分け法による層耐力が、弾性剛性と設計用応答スペクトルを用いてSRSSで求めた必要耐力分布に対し、1.0~1.2倍の範囲に入るように設定しておけば、層間変形における変形集中は生じないと考えられる。

本論の一部には、建設省総合プロジェクト「鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層化技術の開発」(委員長青山博之東京大学名誉教授)の内、設計分科会(主査岡田恒男東京大学教授)、設計法(ガイドライン)作成のための解析的研究ワーキング(担当芳村学東京都立大学助教授)で得られた成果が含まれています²⁵⁾。また、第2章の滝沢法による地震時の平均モードの算定におきましては、芳村研究室で作成されたプログラムの一部を使用させていただきました。

参考文献

- 1) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性(1976), pp.134~161, 1977年1月
- 2) 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444号, pp. 95~104, 1993年2月
- 3) Moehle, J. P. : Displacement based design of RC structures, Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering, Vol. 8, pp. 4297~4302, Madrid, SPAIN, 1992
- 4) 境 有紀：剛性を考慮にいたした高層鉄筋コンクリート造建物の耐震設計法, コンクリート工学年次論文報告集, vol. 14, No. 2, pp. 873~878, 1992年
- 5) 山本勝義、芳村 学：60階建て集合住宅の試設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.923~924, 1990年
- 6) 石山祐二：種々の建物に対する地震層せん断力の分布とベースシア係数, 日本建築学会構造系論文報告集第439号, pp. 65~72, 1992年9月

- 7) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1980年9月
- 8) 兼光知巳、矢部喜堂、真瀬伸治：地震力を受けるせん断型多層骨組の損傷分布に関する研究、構造工学論文集, Vol.37B, pp.101~110, 1991年3月
- 9) 全 大翰、井上 豊：多層弾塑性構造物における適正層せん断力係数分布の設定、構造工学論文集, Vol.38B, pp.145~152, 1992年3月
- 10) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、1993年6月
- 11) 日本建築センター：改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説、1981年
- 12) 坂田弘安、島崎和司、ハツ繁公一、和田 章：RC純ラーメン構造の層せん断力-層間変形の簡易算定法、日本建築学会学術講演梗概集, C, pp.345~346, 1993年
- 13) 武藤 清：耐震計算法丸善、1963年
- 14) 園部泰寿：高層鉄筋コンクリート造の現状、コンクリート工学、Vol.29, No.5, pp.15~26
- 15) 堀 昭夫、島崎和司：分割梁法による超高層RC立体骨組の応答と縮約モデルによる応答、日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.829~830, 1989年10月
- 16) 高木正博、岩本光陽、島崎和司、青柳文隆、金原晃雄、喜連川昭夫：超高層RC造集合住宅の耐震設計 その1、2、日本建築学会学術講演梗概集, C, pp.343~346, 1987年
- 17) 高層建物構造評定委員会：高層建築物の動的解析用地震動について、ビルデングレター、No.6, pp.49~50, 1986年
- 18) 設計用入力地震動研究委員会：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)、日本建築センター、1993年
- 19) Takeda, T., M.A. Sozen & N.N. Nelson, : Reinforced Concrete response to simulated earthquakes. Journal of structural division, ASCE, Vol.96, No. ST12, pp. 2557~2573, 1970
- 20) 滝沢春男：梁崩壊型塑性架構の動的機構形成における定モード成分の抽出、構造工学論文集Vol36B, pp.245~258, 1990年
- 21) 星野麗子、芳村 学：壁量の異なる耐震壁フレーム構造の地震応答変形状(その1) 定モードの抽出とモード分解の手法、日本建築学会学術講演梗概集, C, pp.545~546, 1991年
- 22) 前田匡樹、小谷俊介、青山博之：梁降伏型RCフレーム構造と縮約1自由度系の非線形地震応答、コンクリート工学年次論文報告集, vol. 14, No. 2, pp.867~872, 1992年
- 23) International conference of building officials : Uniform Building Code, 1988
- 24) 寺本隆幸、北村春幸：鋼構造ラーメン架構の強震時弾塑性応答性状、日本建築学会構造系論文報告集第363号、pp. 57~66, 1986年5月
- 25) 島崎和司、堀 昭夫：超高層RC建物の設計用せん断力分布(その1、2)、日本建築学会学術講演梗概集, C, pp.865~868, 1991年

(1993年7月9日原稿受理, 1994年1月25日採用決定)