

3.5 既設計例建物の弾塑性応答

3.5.1 解析の概要

ここでは、表-3.1、図-3.3に示した3種の建物について、弾塑性地震応答解析を行ない地震時のせん断力分布についての検討を行なう。応答解析は、文献¹²⁾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-3.20に示す。同図中には、第2種地盤模擬地震動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。

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²³⁾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。

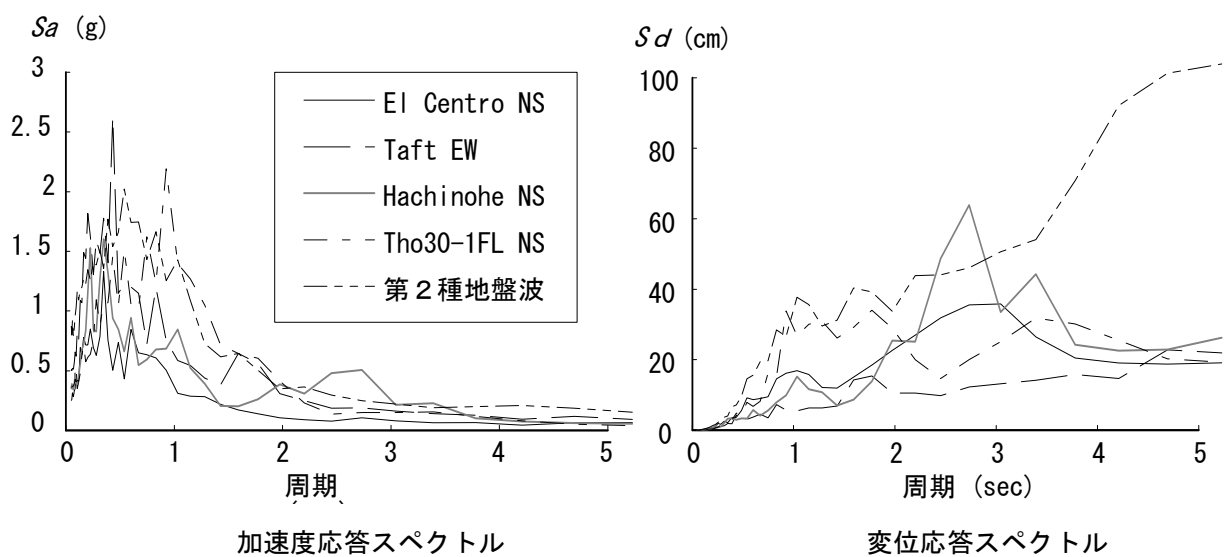


図-3.20 使用した地震動記録の応答スペクトル

3.5.2 建物のモード形

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²⁴⁾は最小2乗法を用いた手法を、星野・芳村²⁵⁾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-3.21に示す。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²⁶⁾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。

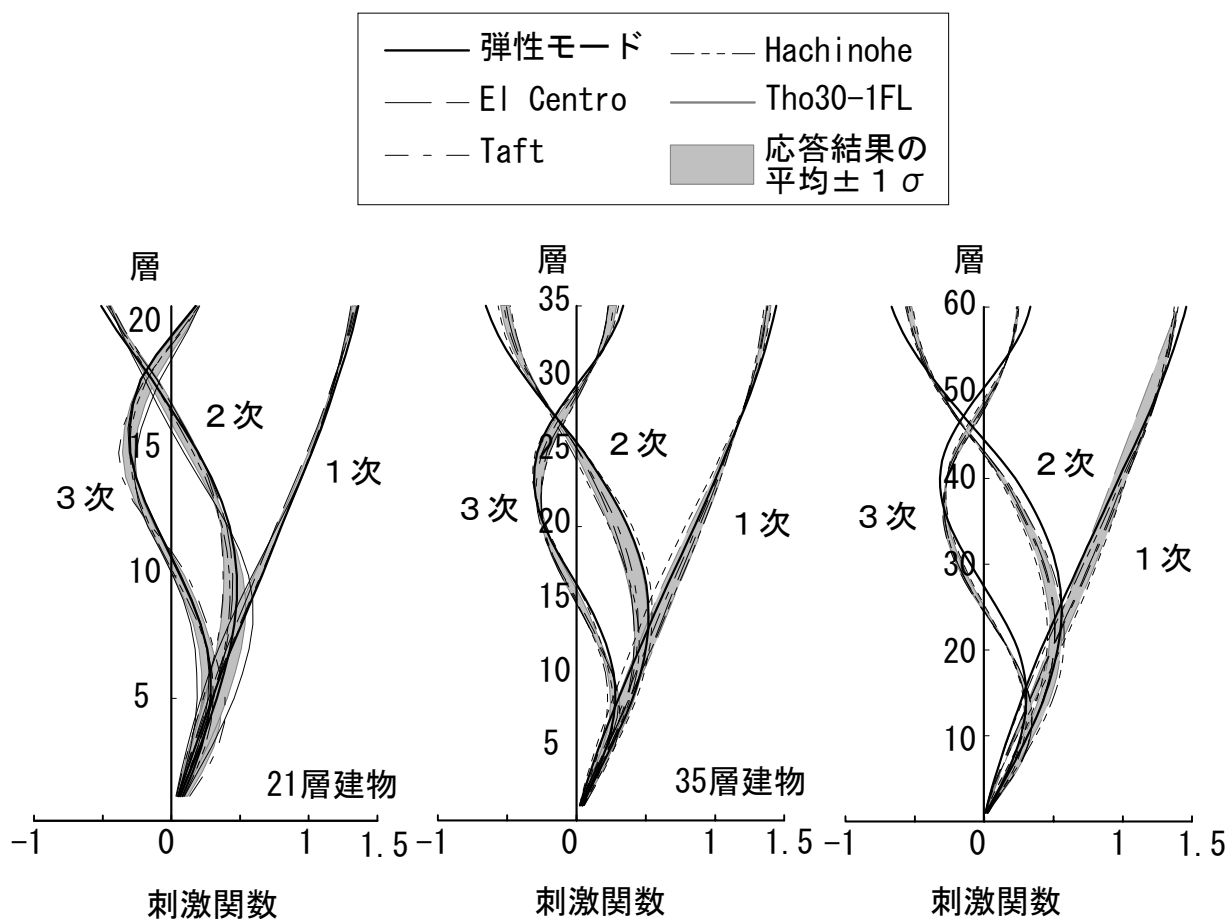


図-3.21 試設計された建物の弾塑性モード形

3.5.3 層せん断力応答

図-3.22に層せん断力の最大応答値を、図-3.23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ほど大きいですが、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の2%を用いる。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-3.22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-3.23に示したせん断力の分布形においては、一部ベースシアー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型で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。

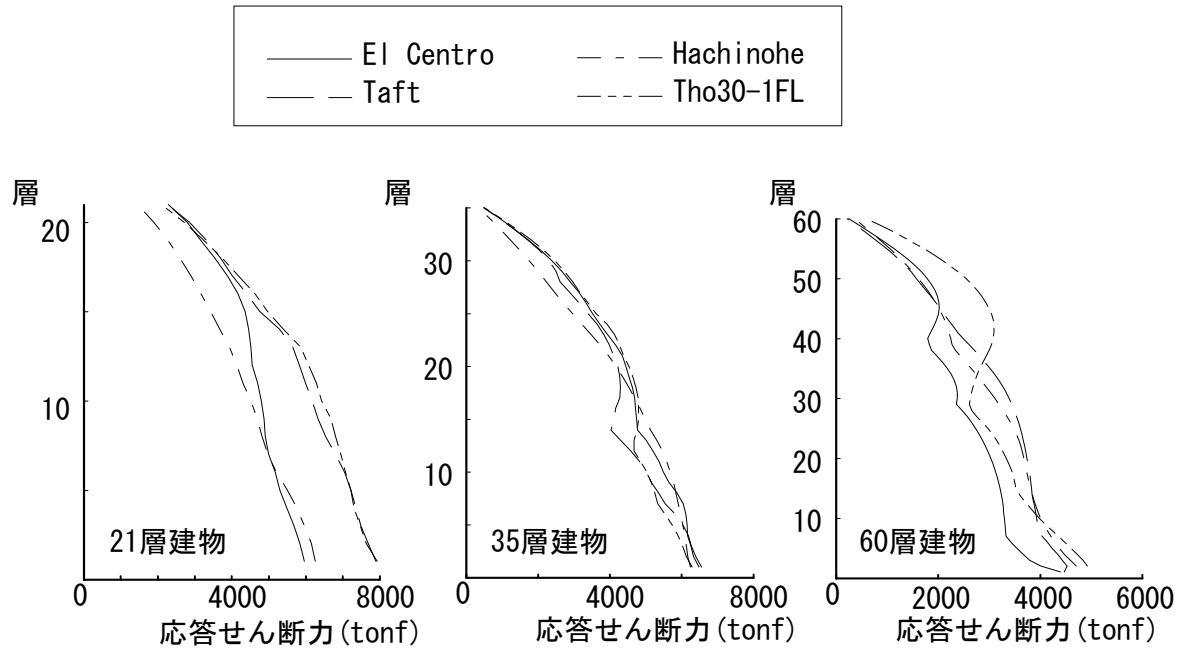


図-3.22 応答せん断力の分布

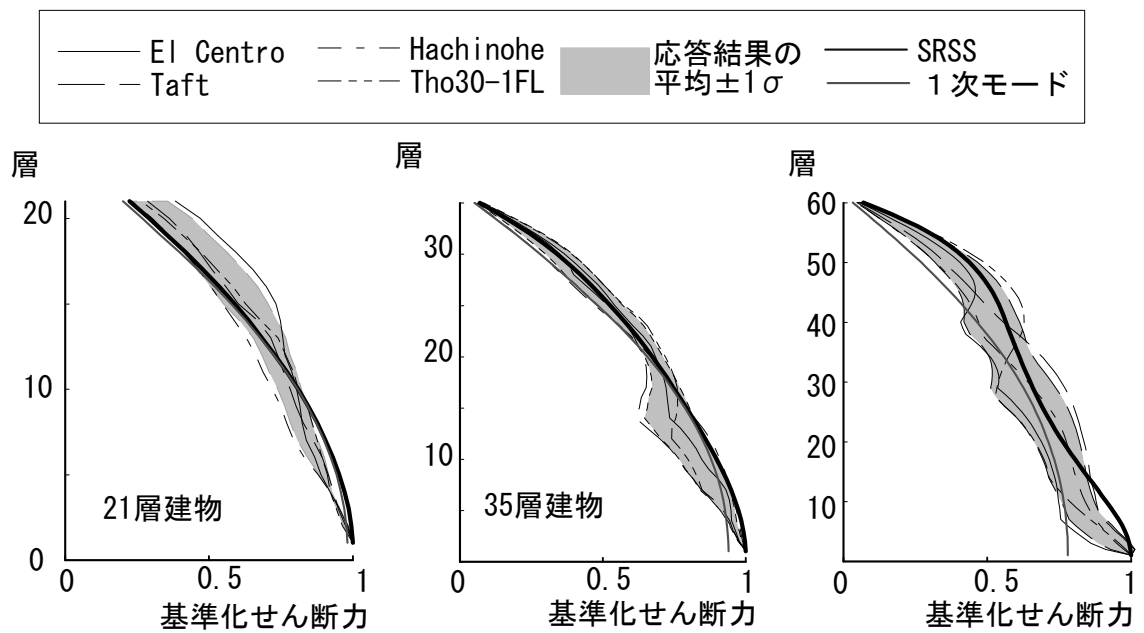


図-3.23 規準化した応答せん断力分布

3.6 設計用せん断力係数分布

3.6.1 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-3.1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-3.3に示したコンクリート強度、部材断面とする。

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⁵⁾(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²⁷⁾($P+$ 逆三角と表示)
- ⑤ 3次式²⁸⁾
- ⑥ 5次式²⁹⁾

表-3.3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-3.24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Ci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Ci分布形より小さな値となっている。Ai分布形においては、60層建物の45～55層においてCi分布形の値を下回っている。20層建物のCi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。

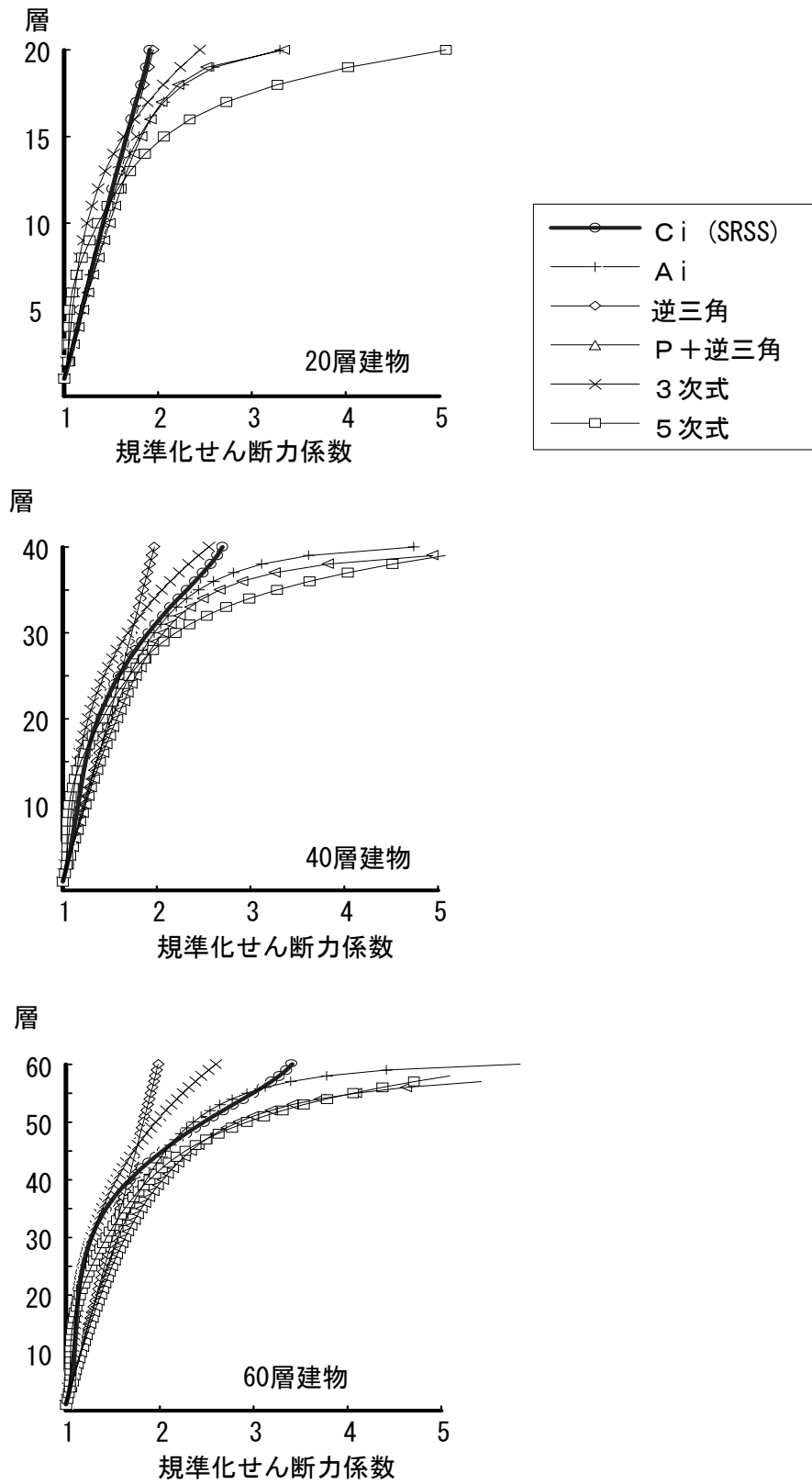


図-3.24 各種せん断力分布の比較

3.6.2 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-3.3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3.6.1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3.3の結果より $0.24/T_1$ (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、梁の接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とする。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1.5倍とする。

部材の復元力特性は既往の設計例を参考にしして定める。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3.5.3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-3.25に最大層間変位応答値を示す。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-3.24 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、上層部で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。これは、この地震動の応答スペクトルが0.3～1.0秒において大きな値を示し、設計で想定している応答スペクトルとかなり様相が異なるためである。このような特殊な地震動を用いる場合には、SRSSにより耐力分布を求めるときにその設計用応答スペクトルを十分考慮する必要がある。実質的には、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。後述するように、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-3.29）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位集中に影響することがわかる。

3.3で求めたベースシア一係数を持ち、SRSSにより耐力分布を求めた建物の応答層間変位は最大で3cm程度、部材の塑性率も最大で2を少し上回る程度であり、表-3.2に示した一般的な高層建物の耐震設計のクライテリアを満足している。

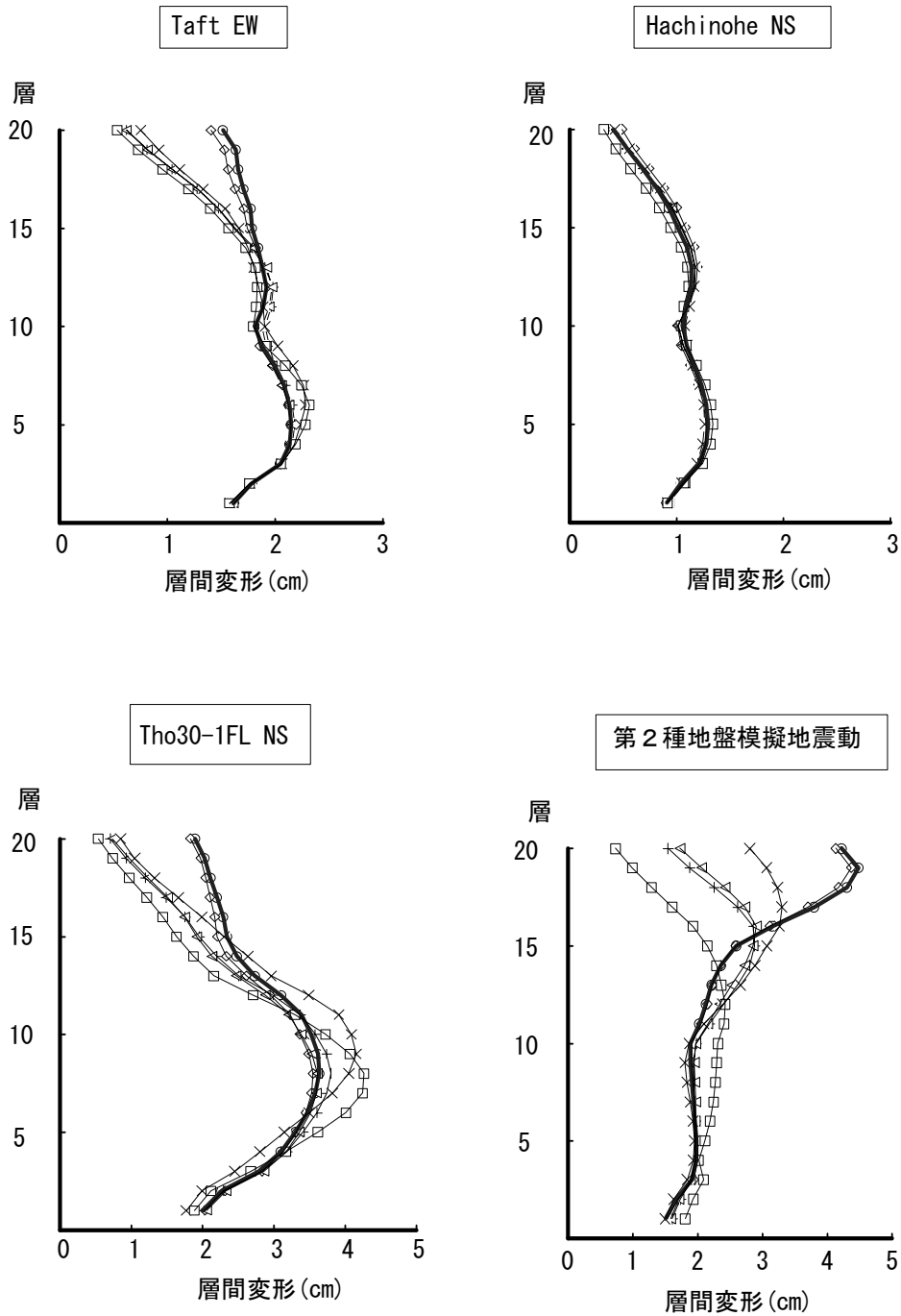
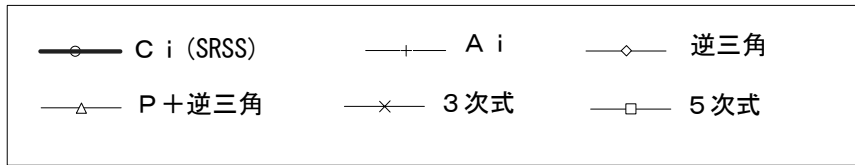


図-3.25(a) 設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変位の相違 (20層建物)

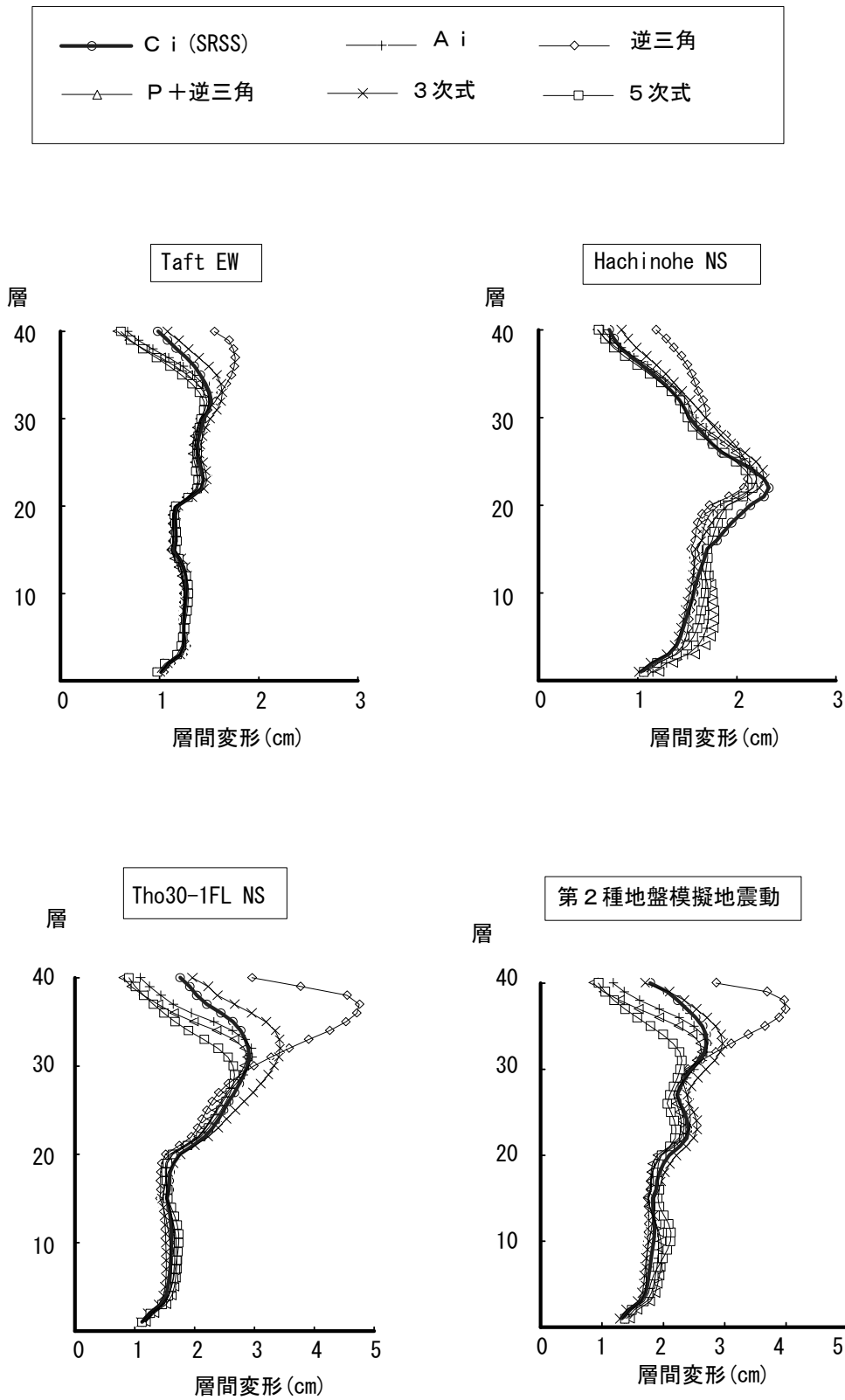


図-3.25(b) 設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変位の相違 (40層建物)

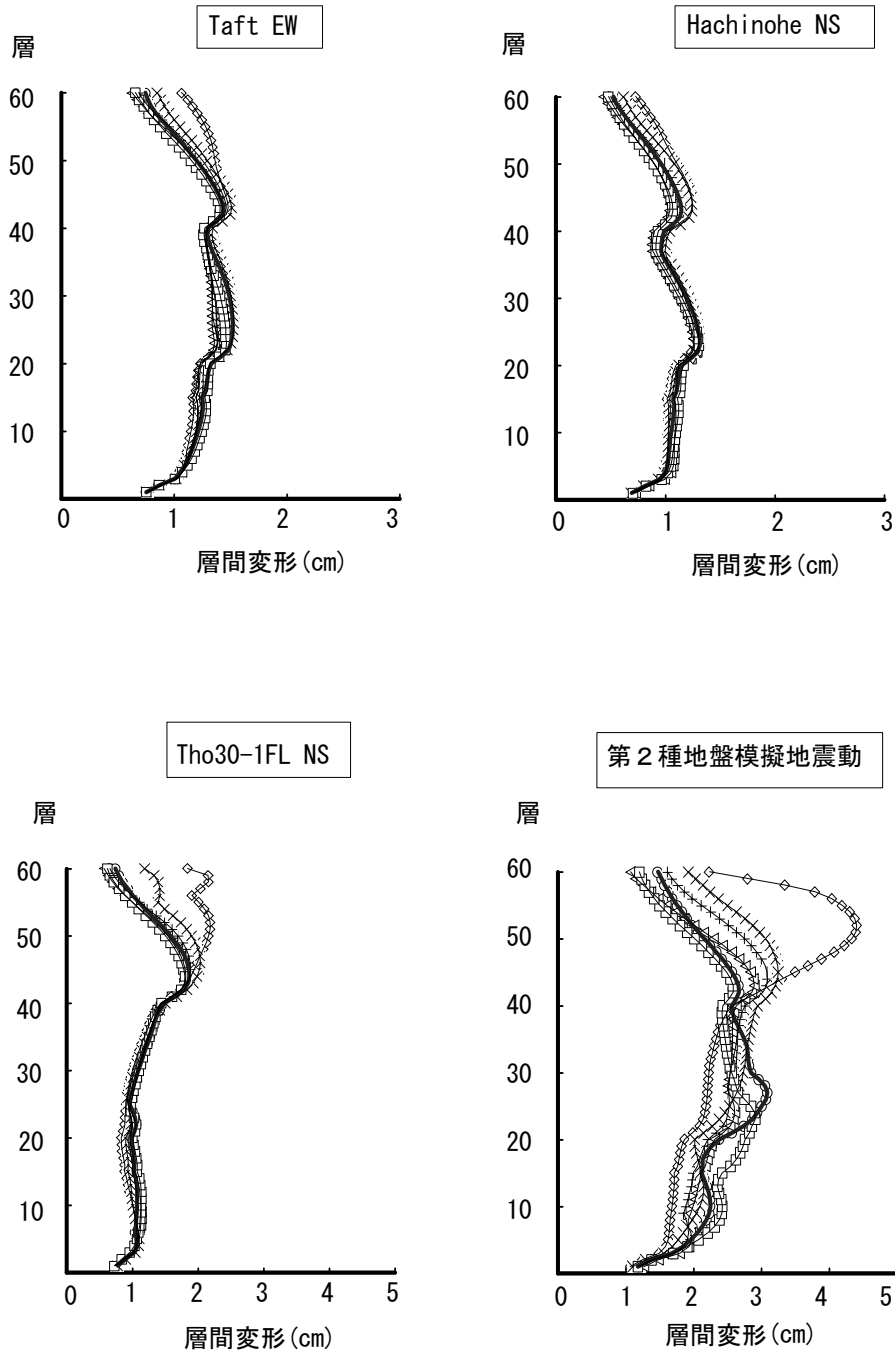
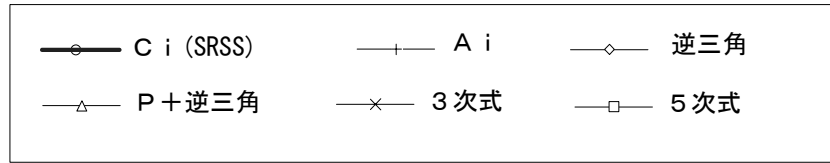


図-3.25(c) 設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変位の相違 (60層建物)

図-3.26 に各モデルの1層の最大応答転倒モーメントの応答値をCi分布により耐力分布を設定した建物の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分布形のものが、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分布形のものが10%程度の差となっている。これらのことは、応答変位が同じでも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。

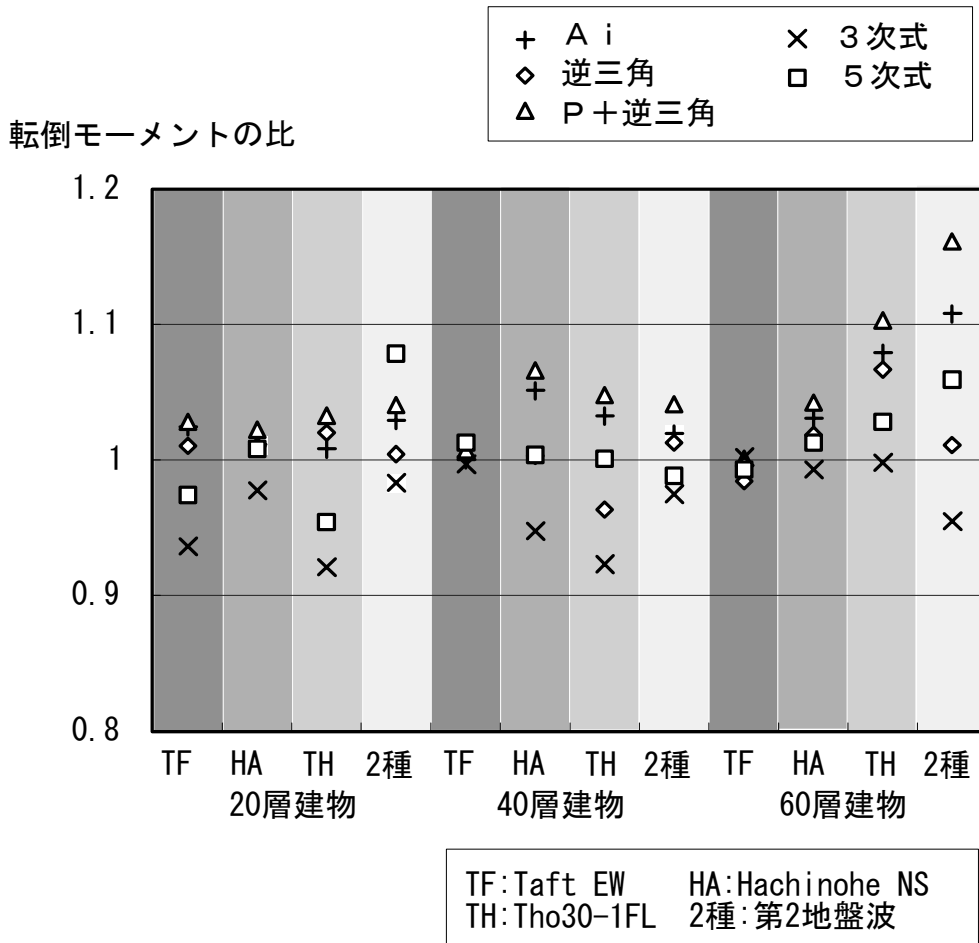


図-3.26 設計用せん断力係数分布の違いによる1層の転倒モーメントの相違 (Ci分布に対する比)

3.7 耐力比分布

3.7.1 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³⁰⁾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つ。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つとき、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Ci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、ベースシアー係数の設定法は3.2と同じとする
- 2) 表-3.3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-3.27(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-3.27(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-3.27(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-3.3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-3.28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-3.28中の●印の所)。

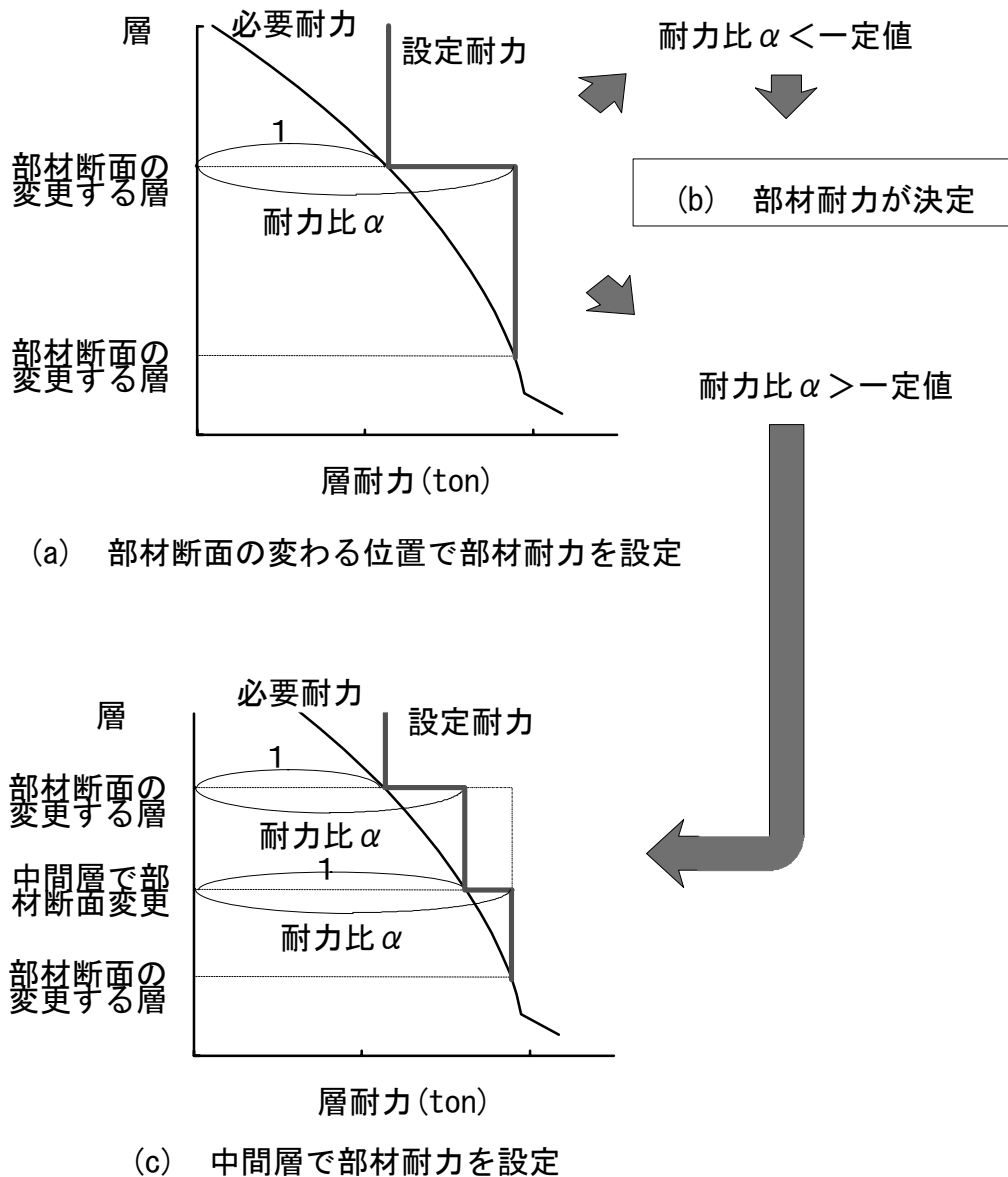


図-3.27 部材耐力の設定法

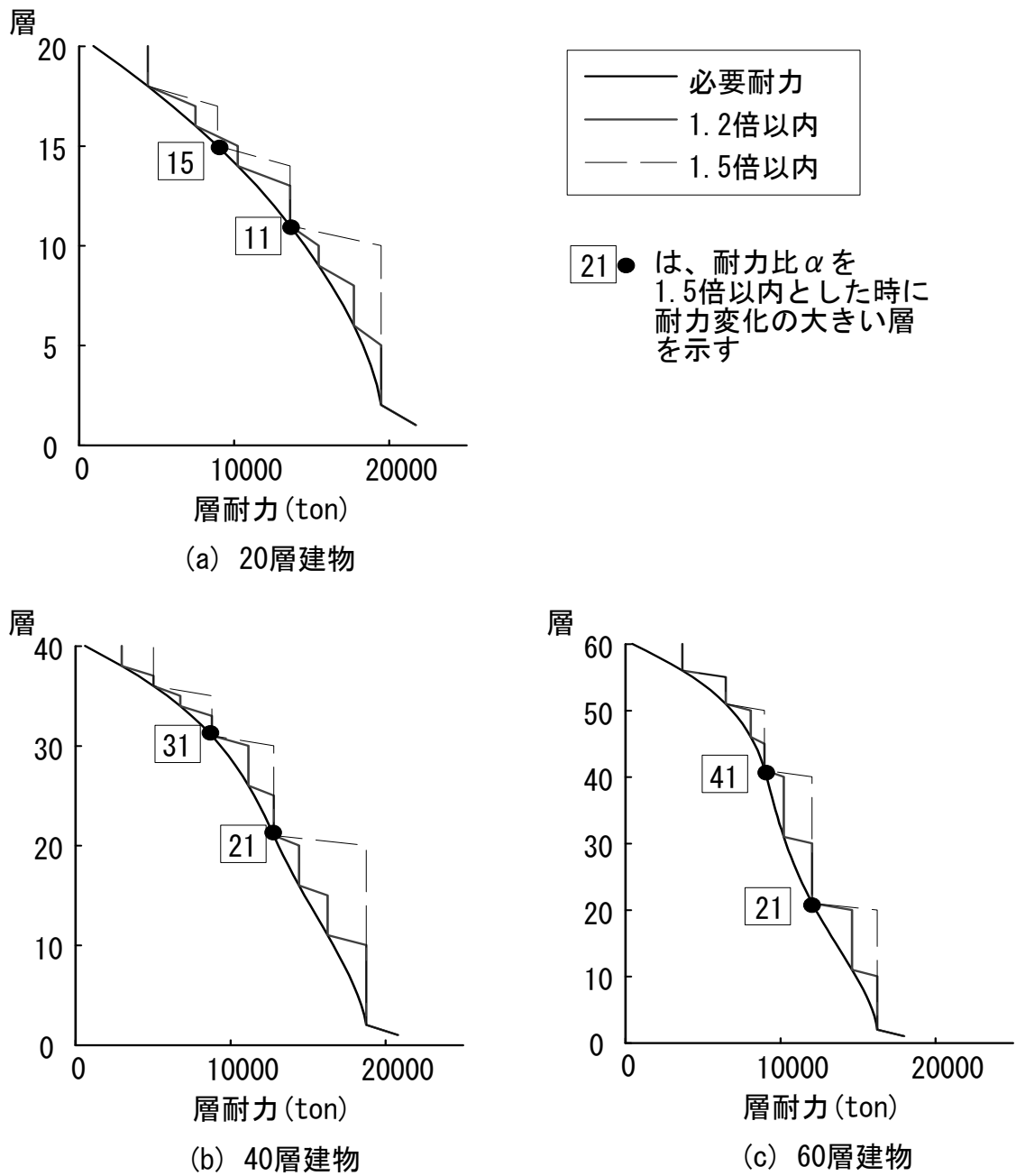


図-3.28 設定した部材耐力による層耐力分布

3.7.2 耐力比をパラメータとした地震応答解析

用いる地震動記録は3.6.2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-3.29に最大層間変位応答値を示す。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位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、ベースシアー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り、建物全体としての靱性能を低下させる事になるので、あまり大きくしないほうが良い。

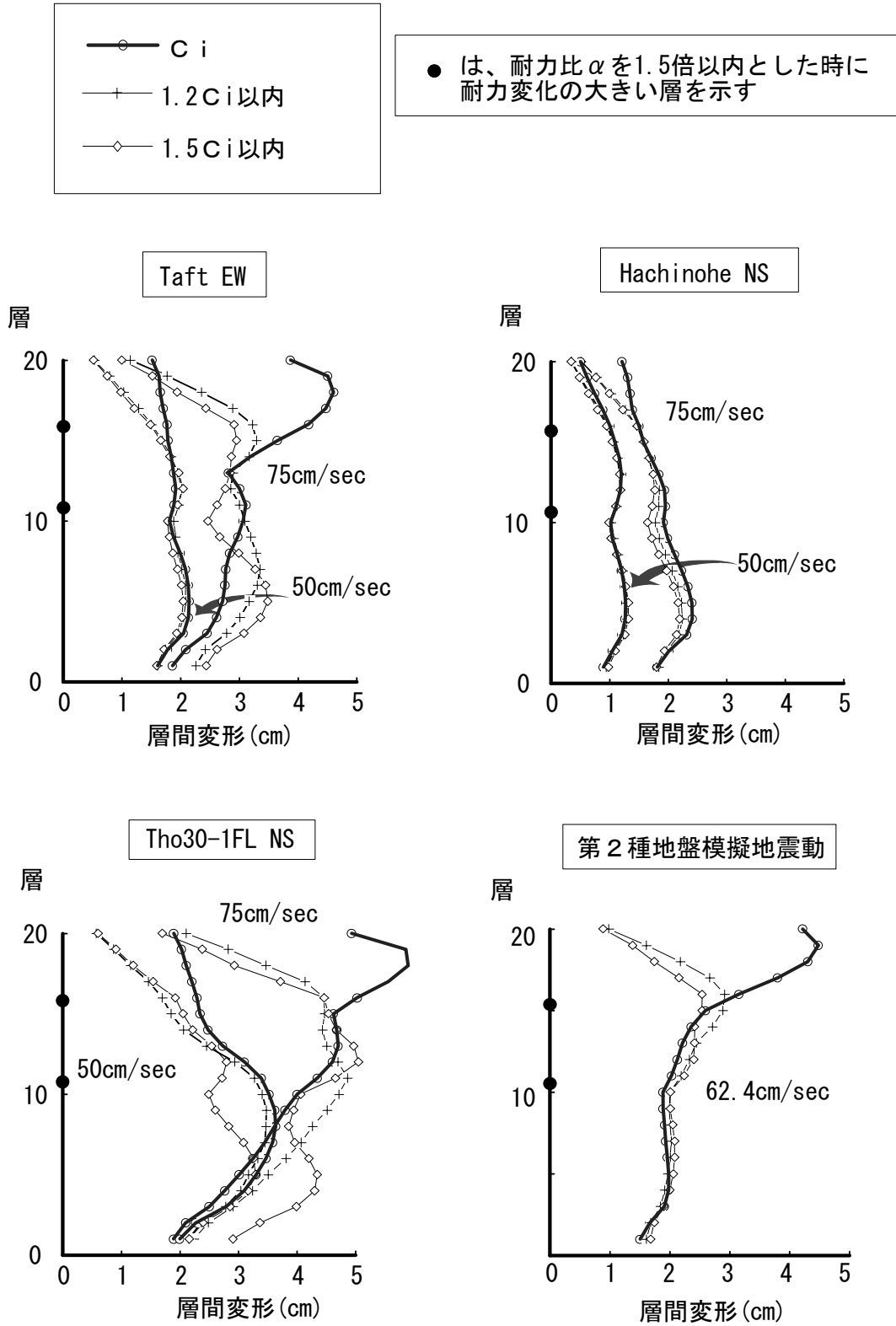


図-3.29(a) 耐力比の違いによる最大応答層間変位の相違 (20層建物)
 (図中の数字は入力地震動の最大速度振幅を示す)

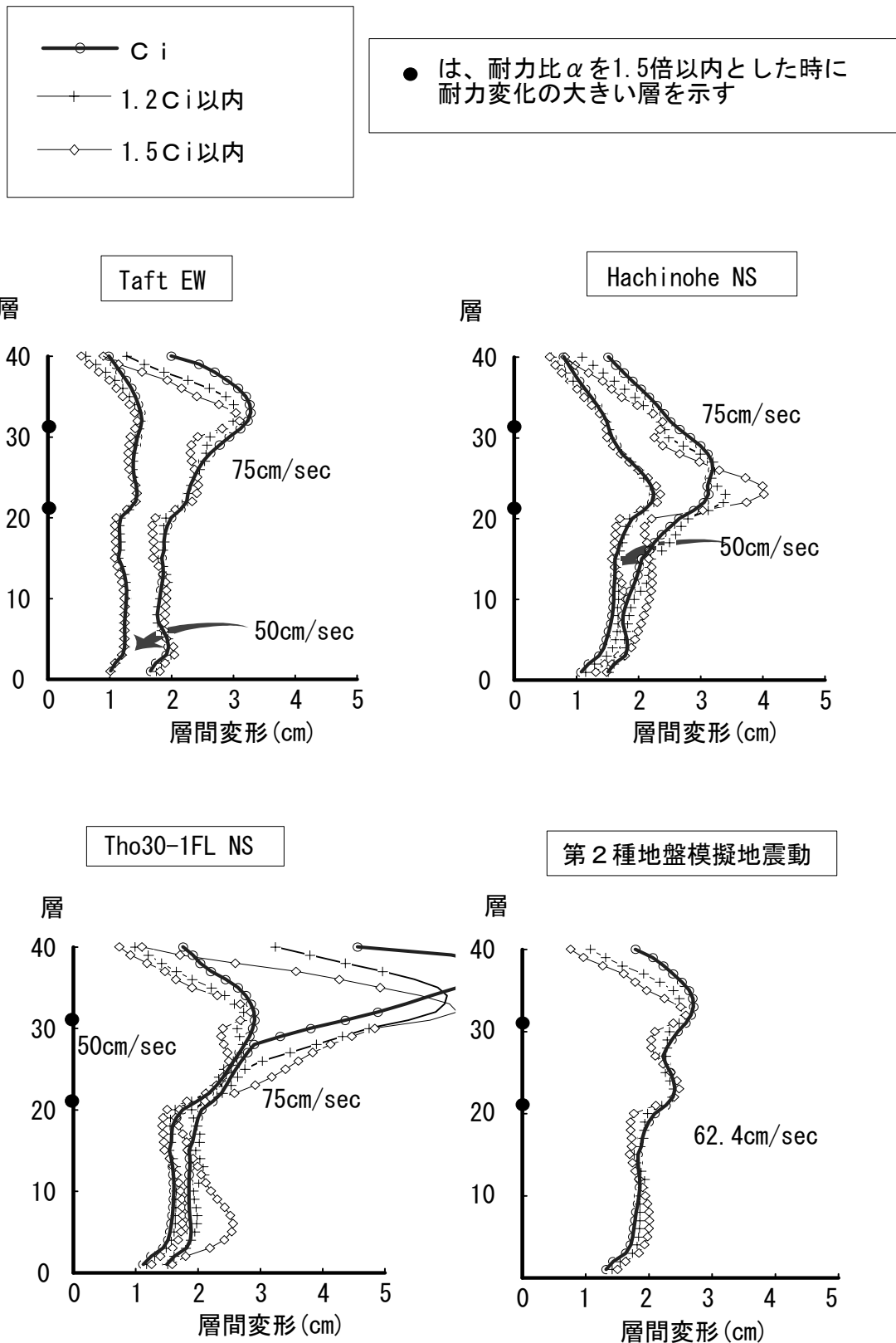


図-3.29(b) 耐力比の違いによる最大応答層間変位の相違 (40層建物)
(図中の数字は入力地震動の最大速度振幅を示す)

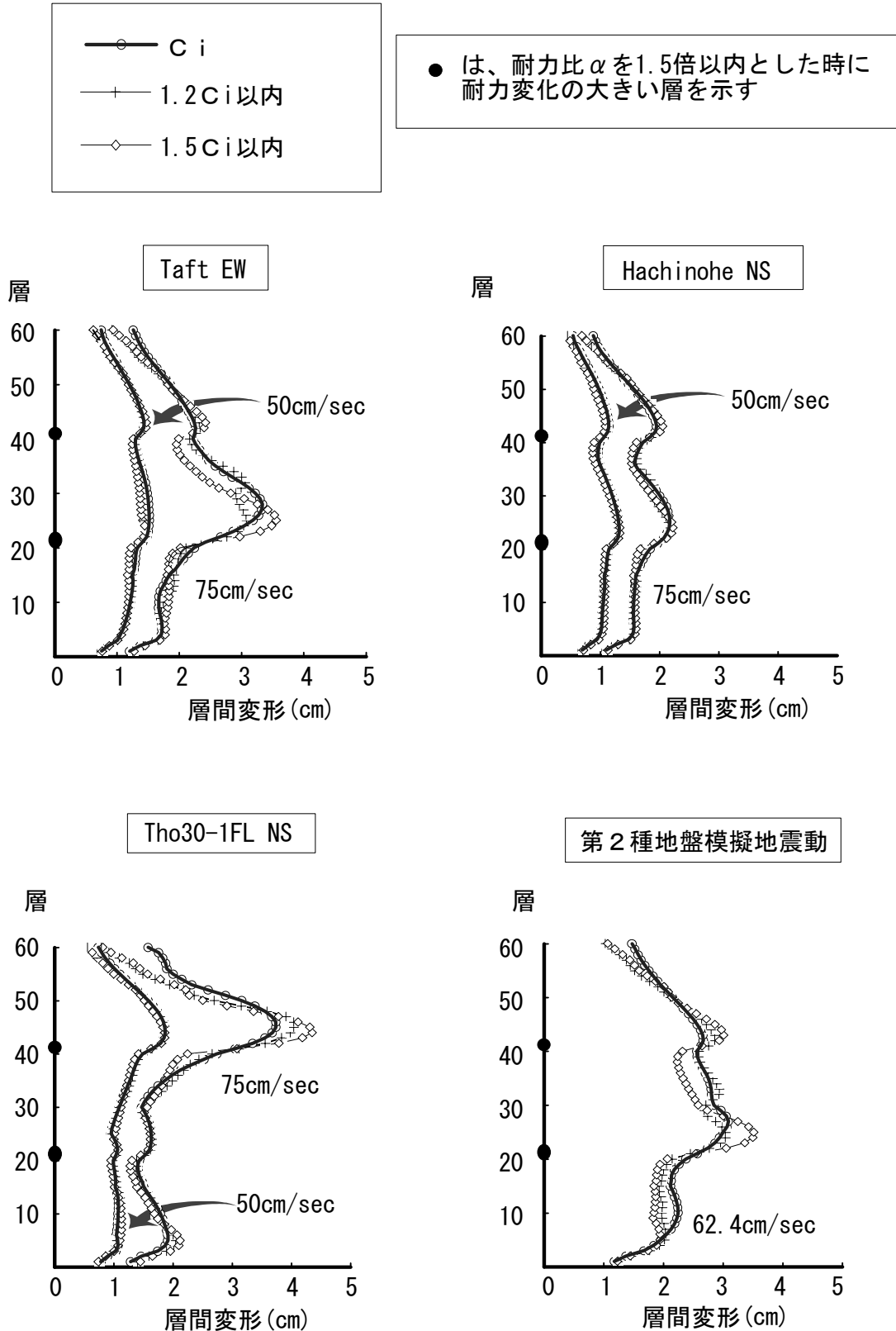


図-3.29(c) 耐力比の違いによる最大応答層間変位の相違 (60層建物)
(図中の数字は入力地震動の最大速度振幅を示す)

3.8 まとめ

ここでは、高層鉄筋コンクリート造建物の設計用せん断力についての検討をおこなった。まず弾性モードにおいて、加速度応答スペクトルが与えられたとき、多質点系のベースシア一係数に2次モードの影響する程度を検討した。これにより弾性のベースシア一係数を定め、一般的に用いられている地震動による地震応答解析結果が、設計のクライテリアを満足するのに必要な降伏耐力に対するベースシア一係数を求めた。

つぎに、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。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。そして、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) 高層建物のように周期のある程度長い建物においては、1層の層せん断力を1次モードのみと考えたのでは、弾性時では実際の8割以下となることがある。ベースシアースペクトルとして加速度応答スペクトルそのものを用いた方がよい。
- 2) 全体崩壊形をとるように設計された高層鉄筋コンクリート建物が、設計で良く用いられる地震動の最大速度振幅50cm/sec入力に対し一般的な耐震性能を有するためには、降伏耐力に対するベースシア一係数としては、剛性低下率 α_y の関数として $C_B = \alpha_y \cdot 0.48 / T_i$ (T_i :弾性1次周期)とすればよい。一般的な建物では $\alpha_y = 0.5$ と考えればよく、 $C_B = 0.24 / T_i$ が降伏耐力に対する設計用ベースシア一係数となる。これは、住宅系の建物では建物高さにかかわらず4層分の重量に相当する。
- 3) 適切に設計された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。

- 4) 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。
- 5) 本論で提案した方法に基づいて求めたベースシアードSRSSで求めた高さ方向のせん断耐力の分布形を持つ建物について、フレーム型地震応答解析を行った結果は、設計の時点で想定した応答値以下であった。
- 6) 層耐力の分布形が違くと、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、下層柱の附加軸力が変化する。
- 7) 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。

第3章の参考文献

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 島崎和司：RC構造物の地震時水平変位と設計震度、第7回日本地震工学シンポジウム、pp.1705-1710,1986
- 5) 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
- 6) 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、pp865~868,1991
- 7) 武藤 清：耐震計算法、丸善、1963年
- 8) 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
- 9) 日本建築学会：地震荷重—その現状と将来の展望、1987年11月
- 10) 日本建築学会：地震荷重—地震動の予測と建築物の応答、1992年5月
- 11) 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
- 12) 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、ビルディングレター、No.6、pp.49~50、1986.
- 13) Newmark, N. M. and W. J. Hall : Earthquake Spectra and Design, EERI, 1982.
- 14) 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
- 15) 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
- 16) 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
- 17) 山本勝義、芳村学：RC60階純フレーム建物の地震応答性状(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.859~860、1991
- 18) 芳村学：超高層建物の地震応答に及ぼす高次モードの影響について、建設省総合技術開発プロジェクト、鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発、平成3年度設計分科会報告書、(財)国土開発技術センター、pp. 4-2-31~4-2-46、1992年3月
- 19) 高層評定シート、ビルディングレター
- 20) 武田寿一他：超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究 その1 耐震設計法と構造計画、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.1663~1664、1983年9月

- 21) 片山和行他：高層鉄筋コンクリート造建物の弾塑性動特性の検討その1 荷重増分解析に連動した1質点系による応答予測、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.137~138、1985年10月
- 22) 線材WG：降伏点剛性低下率、建設省総合技術開発プロジェクト、鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発、平成4年度構造性能分科会報告書、(財)国土開発技術センター、1993年3月
- 23) Takeda, T., M.A. Sozen & N.N. Nelson, : Reinforced Concrete response to simulated earthquakes. Journal of structural division, ASCE, Vol96, No. ST12, pp. 2557~2573, 1970
- 24) 滝沢春男：梁崩壊型靱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
- 25) 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性状(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
- 26) 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
- 27) International conference of building officials : Uniform Building Code, 1988
- 28) 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
- 29) 兼光知巳、宇野寿郎、矢部喜堂、真瀬伸治他：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.101~102, 1991年3月
- 30) 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

図-3.20	使用した地震動記録の応答スペクトル.....	101
図-3.21	試設計された建物の弾塑性モード形.....	102
図-3.22	応答せん断力の分布.....	104
図-3.23	規準化した応答せん断力分布.....	104
図-3.24	各種せん断力分布の比較.....	107
図-3.25(A)	設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変位の相違 (20層建物).....	110
図-3.25(B)	設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変位の相違 (40層建物).....	111
図-3.25(C)	設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変位の相違 (60層建物).....	112
図-3.26	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).....	113
図-3.27	部材耐力の設定法.....	115
図-3.28	設定した部材耐力による層耐力分布.....	116
図-3.29(A)	耐力比の違いによる最大応答層間変位の相違(20層建物).....	119
図-3.29(B)	耐力比の違いによる最大応答層間変位の相違(40層建物).....	120
図-3.29(C)	耐力比の違いによる最大応答層間変位の相違(60層建物).....	121