

第3章 設計用せん断力分布

3.1 はじめに.....	71
3.2 弾性ベースシアー.....	73
3.2.1 加速度応答スペクトル.....	73
3.2.2 試設計された建物のモードせん断力.....	77
3.2.3 簡略化したモード形とせん断力.....	80
3.2.4 弾性ベースシアースペクトル.....	85
3.3 設計用ベースシアー係数.....	86
3.3.1 必要ベースシアー係数.....	86
3.3.2 設計のクライテリアと設計用ベースシアー係数.....	88
3.4 地震応答解析によるベースシアー係数の検討.....	92
3.4.1 解析概要.....	92
3.4.2 等価1質点系解析.....	93
3.4.3 フレーム地震応答解析.....	95
3.5 既設計例建物の弾塑性応答.....	101
3.5.1 解析の概要.....	101
3.5.2 建物のモード形.....	102
3.5.3 層せん断力応答.....	103
3.6 設計用せん断力係数分布.....	105
3.6.1 各種せん断力係数.....	105
3.6.2 設計用せん断力分布の設定と応答.....	108
3.7 耐力比分布.....	114
3.7.1 部材耐力の設定.....	114
3.7.2 耐力比をパラメータとした地震応答解析.....	117
3.8 まとめ.....	122

3.1 はじめに

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、第2章では1質点系において非線形変位応答が平滑化した弾性応答スペクトル値を超えない条件を示した。高層建物のように周期の長い建物においては、特定層に変形集中を生じない限り常にこの条件を満足し、大地震時を想定したときは、部材の靱性が許す限り、耐力の大小は変形のクライテリアに影響しないことを示している。耐力の設定は、中小地震時の使用限界に対するクライテリアや、大地震時に部材の応答を許容塑性率以内に納めるために重要となる。高層建物の耐震性の評価は最終的には基礎を含めた詳細モデルにより検討されることが望ましいが、建物の予備設計を行なう段階で、変形量や塑性率などが所定の耐震性能を有するようにするために必要な耐力が、容易に設定できれば、合理化された設計が可能となる。

最近では、変形量に基礎をおいた設計法の提案¹⁾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²⁾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でないと、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。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た場合でも、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³⁾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、ベースシア係数と高さ方向の分布形とで定まる。ここでは、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-

スシアー係数と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。

全体降伏形となるように設計された建物では、1次モードが支配的であるとの認識により、等価1質点の結果を用いて、耐震設計のクライテリアを満足するような設計用せん断力係数が設定できる⁴⁾。ところが、高層鉄筋コンクリート建物においては、弾性モードを用い各次の減衰を一定とした加速度応答スペクトルによるモードせん断力からSRSSによって求めた1層のせん断力は、使用した応答スペクトルが R_t 曲線⁵⁾のような平滑なものであっても2次モードの寄与が大きい⁶⁾。したがって、設計用ベーススシアー係数にはこれを考慮する必要がある。構造物の弾性応答を想定した場合にはSRSS等を用いたモード合成により直接ベーススシアーを求められるが、概略検討時には弾塑性応答を考慮した上で、より簡易に求められる方がよい。ここではまず、高層鉄筋コンクリートラーメン構造を対象に、2次モードの影響を考慮した弾性ベーススシアー係数を加速度応答スペクトルより設定する手法の検討を行ない、大地震時に設計で想定した耐震性能を得るのに必要なベーススシアー係数の算定法を示す。

次に、高さ方向の耐力分布について検討を行う。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、しかも、設計の初期の段階で容易に設定できるものである必要がある。設計の初期段階で建物の弾性剛性を推定することは簡易である。第4章において詳細を示すが、純ラーメン構造においては曲げ剛性を単に柱の断面積と中心からの距離の2乗の積の和で、せん断剛性をD値法⁷⁾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⁸⁾。ここでの目的は、このような地震応答解析を行ったときに、建物の層間変形や、部材塑性率等の耐震性能目標が設計で想定する条件を満足し、変形集中が生じないような層の高さ方向の耐力分布を求めようとするものである。

3.2 弾性ベースシアー

3.2.1 加速度応答スペクトル

ベースシヤー係数を定めるために最も基本となるのは加速度応答スペクトルの設定である。太田他⁹⁾は、各種地盤別の平均加速度応答スペクトルを示し、軟弱地盤、すなわちせん断波速度 V_s の小さいものほど、加速度一定領域の周期が長くまた絶対値も大きいことを示している。最近では、震源モデルを用いて建設サイトにおいてそれぞれの加速度応答スペクトルを求める手法が提案されている¹⁰⁾。また、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が提案されている¹¹⁾。

現在高層鉄筋コンクリート建物の多くは、2段階のレベル（最大速度振幅がレベルⅠで25cm/sec、レベルⅡで50cm/sec）の地震動を入力した時に所定の耐震性能を得るように設計されている¹²⁾。ここでは建物の耐力設定を対象として、レベルⅡに対応する入力地震動の最大速度振幅を50cm/secとした時の設計用応答スペクトルを定める。

応答スペクトルが加速度スペクトル一定領域と、速度スペクトル一定領域とで表せるとして、速度応答スペクトル S_v を、特性周期 T_c で折れ曲がるバイリニア型とし、その最大値をNewmarkの提案¹³⁾により入力地震動の最大速度振幅の定数倍、2%減衰の平均応答スペクトルに対して2.03倍($S_v \doteq 100\text{cm/sec}$)、平均 $+1\sigma$ (σ :標準偏差)に対して2.92倍($S_v \doteq 150\text{cm/sec}$)とした2種類を求める。加速度応答スペクトル S_a 、変位応答スペクトル S_d は擬似スペクトルとして次式で与える。

$$2\pi/T \cdot S_d = S_v = T/2 \pi \cdot S_a \quad \text{-----} \quad (3.1)$$

(3.1)式により求めた重力の単位での加速度応答スペクトルは、平均応答スペクトルが $S_a=0.64/T$ 、平均 $+1\sigma$ の応答スペクトルが $S_a=0.96/T$ となる。これらと、設計でよく用いられる地震動16波¹²⁾の2%減衰時の平均加速度応答スペクトルを重力の単位で比較したものが図-3.1(a)である。固有周期が1秒付近で実際の地震動の方が大きい。1.5～3秒間ではよく対応している。3秒以上では、地震動記録のほとんどが応答スペクトルの変位一定領域に入っているので小さな値となっている。ここで用いた既往の地震動記録は海外の記録が多く、関東地方のような厚い堆積層地

盤では、震源の性質の相違もあり、このやや長周期と呼ばれる周期域においては、応答スペクトル値がこれら既往の地震動記録に比べ大きくなるといわれている¹⁰⁾。したがって、設計用応答スペクトルとしては、安全側として、この領域を変位一定領域とせず、速度一定領域のままとする。

高層鉄筋コンクリート建物の設計用加速度スペクトルとしては、安全側の値として、設計によく用いられる地震動の弾性応答スペクトルの応答の85%がこれ以下に収まると考えられる平均+1 σ スペクトル、すなわちNewmarkの平均+1 σ スペクトルである $Sa=0.96/T$ を用いればよいと考えられる。

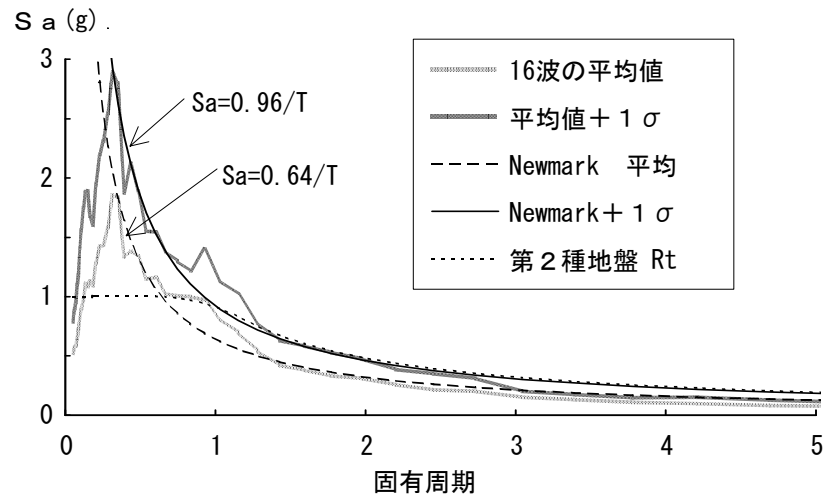
このように加速度応答スペクトルを定めると、短周期の領域では双曲線的に加速度応答スペクトルが大きくなる。しかし、実際の地震動では短周期領域で頭打ちとなる。特に、減衰がある程度大きいと加速度一定領域とみなしてよく、加速度応答スペクトルを一定値とすることができる。実際の建物の地震応答解析で用いられる剛性比例型の減衰では、高次の減衰は振動数に比例した形となり、高次モードほど大きな減衰となる。本論で対象とする建物では、2次モードより高次の固有周期は1秒より短くなる。そこでここでは単純化のため、1秒以下のある周期 T_c より短周期側を加速度一定とした応答スペクトルを用いるものとする。このことは、この応答スペクトルを用いたSRSSにおいて、結果的に高次モードの減衰を大きく見積もっていることになる。 T_c が変わっても速度一定領域での加速度応答スペクトルは変化しない。 T_c が小さくなるほど最大加速度応答値が大きくなる。

同図中には比較のため、現行の耐震設計法⁹⁾において標準せん断力係数を1.0としたときの第2種地盤のベースシェーンスペクトルも示す。1秒以上の領域では本論で用いる加速度応答スペクトルと同様な値となっている。

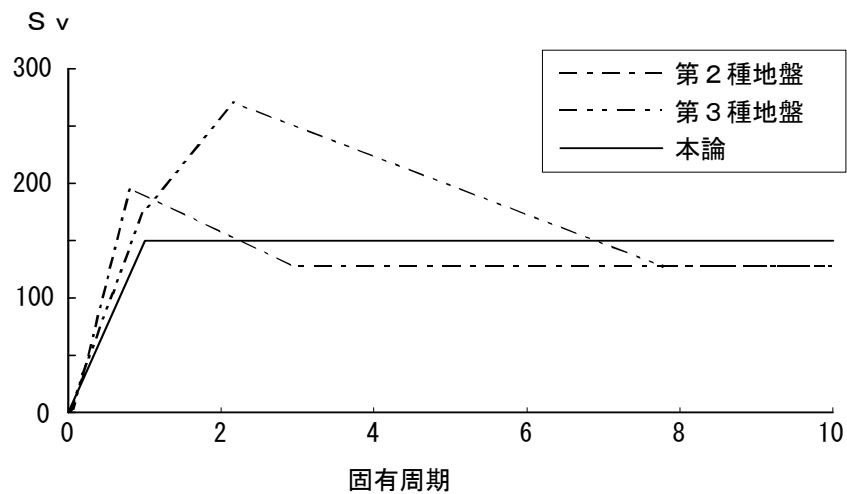
図-3.1(b)は、本論で設定した設計用応答スペクトルと最新の知見により表層地盤の影響も加味して提案された設計用応答スペクトル¹¹⁾を速度応答スペクトルで比較したものである。文献¹¹⁾では、最強の地震動に対して代表的な2地点(第2種地盤、第3種地盤)の地表面での5%減衰の応答スペクトルが示されているので、同文献の減衰補正式により2%減衰の応答スペクトルを求めた。本論で設定した応答ス

ペクトルは、第2種地盤の表層の速度応答スペクトルと比較すると2秒以下の周期で低めになっている。特に1秒以下で第2種地盤波が大きくなっている。この領域は高次モードの領域であり、応答では減衰が大きくとられることになるので応答値に与える影響は少ないものとする。第3種地盤の表層の速度応答スペクトルと比較すると全体的に小さい。第3種地盤において、1層床で基礎固定モデルとするならば、設計用応答スペクトルとしては本論で設定したものより1.5倍程度大きい応答スペクトルとする必要がある。

ここで設定した応答スペクトルは2%減衰のものである。現状の鉄筋コンクリート構造物地震応答解析ではトリリニアの復元力を持つモデルを用いて3%の瞬間剛性比例型の減衰を用いたものがほとんどである。本論で対象としている応答のレベルにおいてはかなりの剛性低下をするため、弾性周期に対する減衰はその剛性の低下にともなって小さくなる。トリリニアモデルを等価なバイリニアモデルへ置換するには、図-3.2に示したようにバイリニアモデルの初期剛性をエネルギーが等価となるような K_e とするのが合理的であると考えられる。層レベルで考えた時に、 K_y は後述するように $0.3 \sim 0.5K_i$ 程度の値であり、この時には K_e は $0.6K_i$ 程度となる。減衰はこの剛性低下に見合う値として $3\% \times 0.6 = 1.8\% \div 2\%$ としたものと考えられ、本論で設定した応答スペクトルに対応する。



(a) 実地震動の加速度応答スペクトルとの比較



(b) 文献16)による設計用速度応答スペクトルとの比較

図-3.1 本論で設定した応答スペクトル

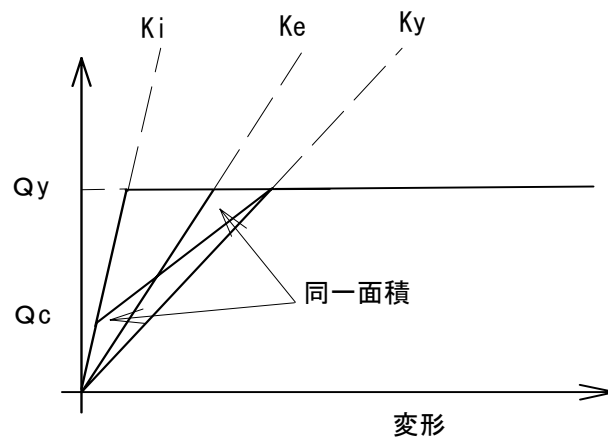


図-3.2 等価バイリニアモデル

3.2.2 試設計された建物のモードせん断力

表-3.1、図-3.3に示した実際に試設計された3種類の鉄筋コンクリート純ラーメン建物^{14),15),16)}の弾性の各次モードせん断力を検討する。21、35層の建物は、現行の耐震設計法⁵⁾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。60層の建物は、現行の耐震設計法に準じたベースシア係数とAi分布せん断力に対して設計されたものである。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-3.1中に示す。

$T_c=1.0\text{sec}$ とした加速度応答スペクトルを用い、各次の減衰を同じとし弾性剛性モードによる1次から5次までのモードせん断力をSRSSで合成して求めた層せん断力の各次の寄与率を示したものが図-3.4である。ここで、寄与率は各次のせん断力を2乗した値を、1次から5次までのせん断力の2乗和で除して求めたものである。ベースシアは、21層建物では1次がほとんどであるが、35層、60層と高層になるにつれ1次の寄与率が下がり、2次の寄与率が増大している。1次のみのせん断力が全せん断力に占める割合は、この寄与率の平方根となるので、60層建物では、1次モードせん断力のみをベースシアと考えたのでは、全せん断力の8割以下しか考慮していないことになる。

ここで得られた結果は、弾性応答に対するものである。弾塑性応答時でも変形集中を起こさないように設計された建物の応答時の平均的なモードは 3.5.2で示すが、弾性モードとそれほど変わらない。また、応答時の平均的な周期である等価周期も、各次の周期が弾性時に対しほぼ同程度で伸びている¹⁷⁾ので、弾塑性応答時においても同様であるといえる。実際の弾塑性地震応答では、地震動の種類によって高次モードの寄与が異なるが、表-3.1に示した60層建物の地震応答解析の層せん断力の時刻歴より平均的な各次のモードを抽出した結果においても、ベースシアに高次モードの寄与が大きいことが示されている¹⁸⁾。

表-3.1 建物の弾性固有周期

建物	高さ (m)	maxFc (kgf/cm ²)	周期 (秒)			目標降伏 耐力 (C _B)
			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

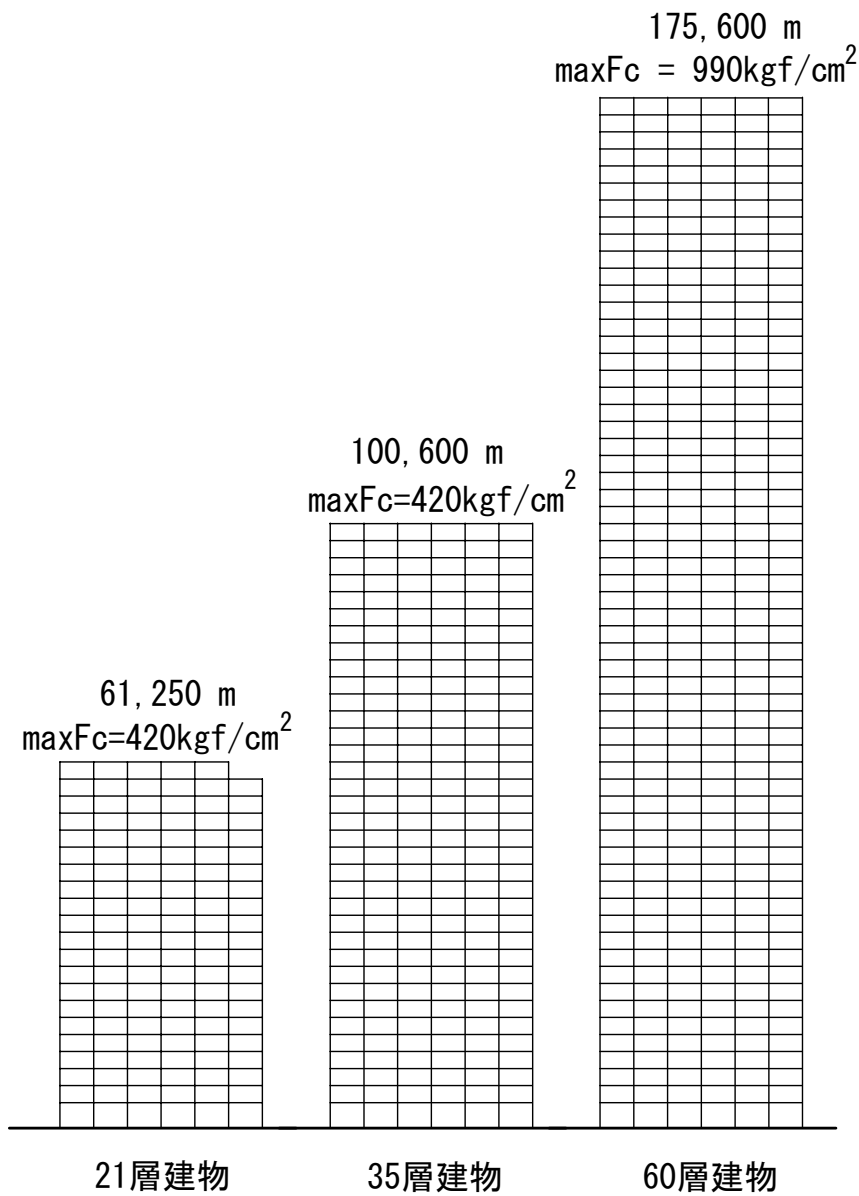


図-3.3 検討の対象とした建物

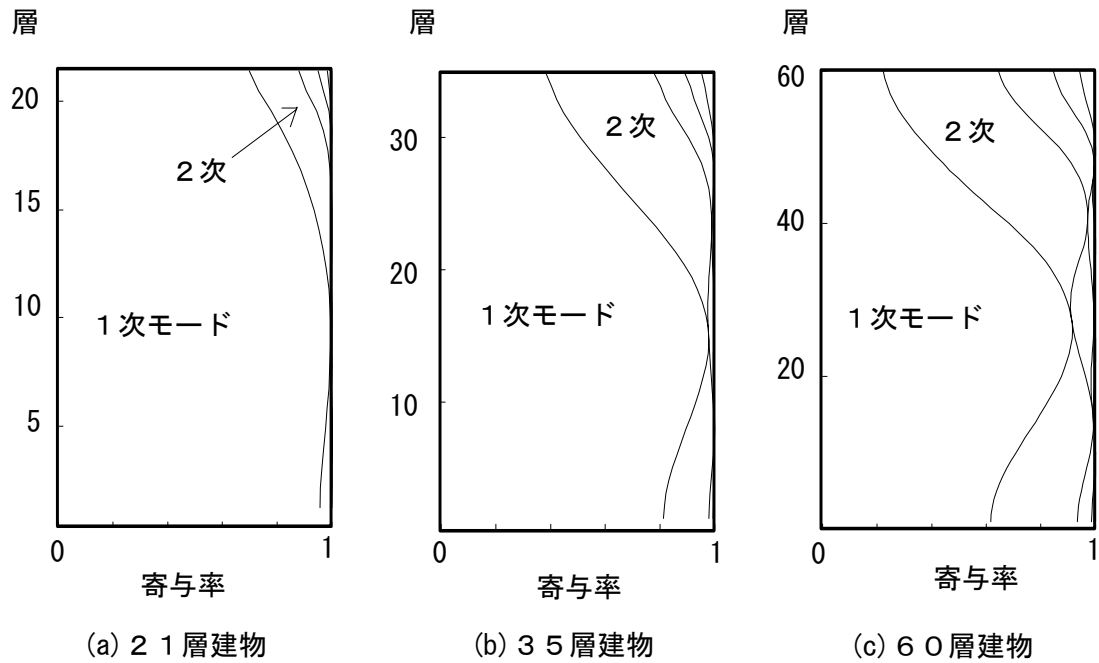


図-3.4 弾性剛性によるSRSSで求めた各次せん断力の全せん断力への寄与率

3.2.3 簡略化したモード形とせん断力

ここでは、2次モードせん断力のベースシアーへの寄与を一般的に検討するため鉄筋コンクリート建物を対象として検討を行なう。建物をモデル化するにあたり、これまで設計されたコンクリート系高層建物(鉄骨鉄筋コンクリート造、鉄筋コンクリート造)¹⁹⁾の高さと周期の関係を図-3.5に示す。ここには、耐震壁を含む建物も含まれている。これよりコンクリート系建物の固有周期は、弾性1次固有周期 $T_1 = 0.02 \cdot h \text{ sec}$ (h :m単位での建物軒高さ)、2次はその1/3と仮定できる。

固有モードは、最も単純なものとして1次は1次式、2次は2次式とする。この時、2次モードのモード形は表-3.1に示した3種類の建物の2次モード形を、高さ方向に無次元化し、最小2乗法により求め簡易な形とする。さらに、質量分布と階高が各層で同じと仮定すると、層数を n としたときの k 層のモード形は、

$$\text{1次モード } \{u_k\} = \left\{ \frac{k}{n} \right\} \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\text{2次モード } \{u_k\} = \left\{ -4 \left(\frac{k}{n} \right) + \frac{26}{5} \left(\frac{k}{n} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (3.3)$$

i 次モードの刺激係数 $i\beta$ は各層の質量を m とすると、 $i\beta = \frac{\{i u\}^T [m] \{1\}}{\{i u\}^T [m] \{i u\}}$ で与え

られるので、

$$\text{1次モード } 1\beta = \frac{3n}{2n+1} \dots\dots\dots (3.4)$$

$$\text{2次モード } 2\beta = \frac{25n^2(4n-13)}{2(64n^3+71n^2+169n-169)} \dots\dots\dots (3.5)$$

(3.2),(3.3)式のモード形とこの刺激係数を乗じた刺激関数を図-3.3に示した3種の建物について、精算値と比較して示したものが図-3.6である。両者はおおむね良い対応を示している。

i 次モードによる1階のせん断力は i 次の加速度応答スペクトルを $Sa(t_i)$ とすると

$$iQ_1 = \sum_{k=1}^n m_k \cdot Sa(t_i) \cdot i\beta \cdot i u_k \dots\dots\dots (3.6)$$

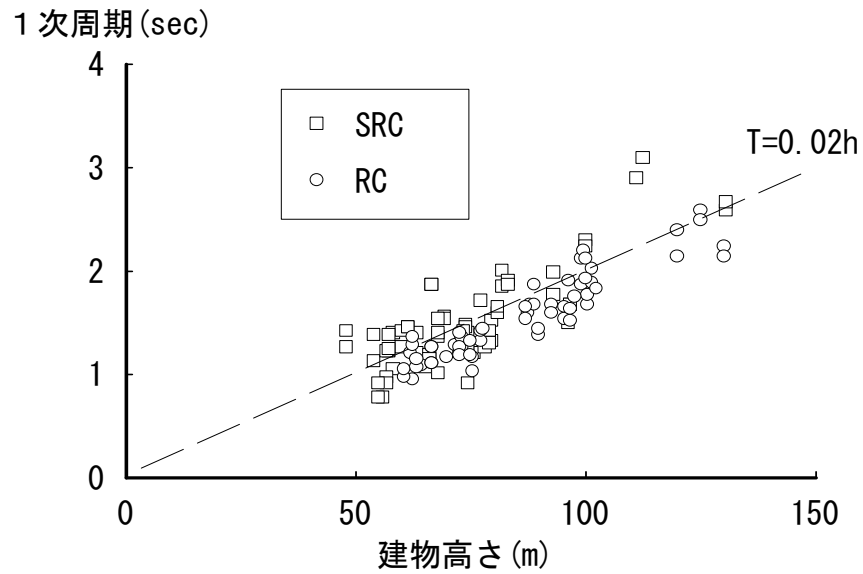
全質量 $nm = W$ とすると、各次の1階せん断力は次式で与えられる。

$$\text{1次モード } 1Q_1 = W \cdot Sa(t_1) \frac{3(n+1)}{2(2n+1)} \dots\dots\dots (3.7)$$

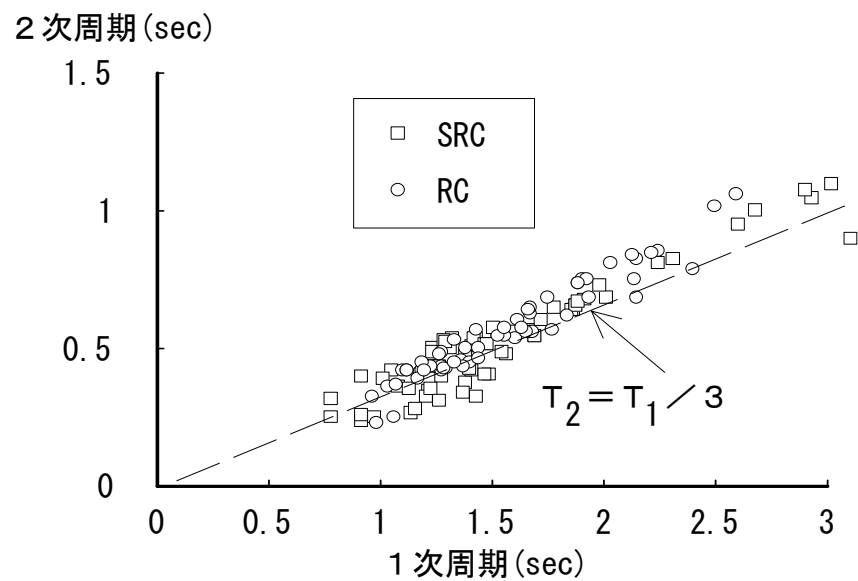
$$\text{2次モード} \quad {}_2Q_1 = W \cdot Sa(t_2) \frac{5(4n-13)^2(n+1)}{6(64n^3 + 71n^2 + 169n - 169)} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

これらの式のうち定数部分以外(有効質量比)を n の関数として示すと、図-3.7に示すようになる。20層以上では、1次は8割程度、2次は2割程度の値となっている。

加速度応答スペクトルを図-3.8(a)のように固有周期1秒で加速度一定領域と速度一定領域に分れると仮定して1階の弾性層せん断力を1、2次モードのせん断力のSRSSにより求めると、同図(b)の太実線となる。建物の1次固有周期が加速度スペクトル一定領域にある周期1秒以下のときには2次の効果はほとんど無視できる。2次固有周期が速度スペクトル一定域になる1次固有周期3秒以上のときは、1次モードのみのせん断力ではSRSSせん断力の8割の値である。これは、図-3.4に示した結果とよく適合している。



(a) 建物軒高さと1次固有周期の関係



(b) 1次固有周期と2次固有周期の関係

図-3.5 設計された高層建物(コンクリート系)の周期(1977年以降)

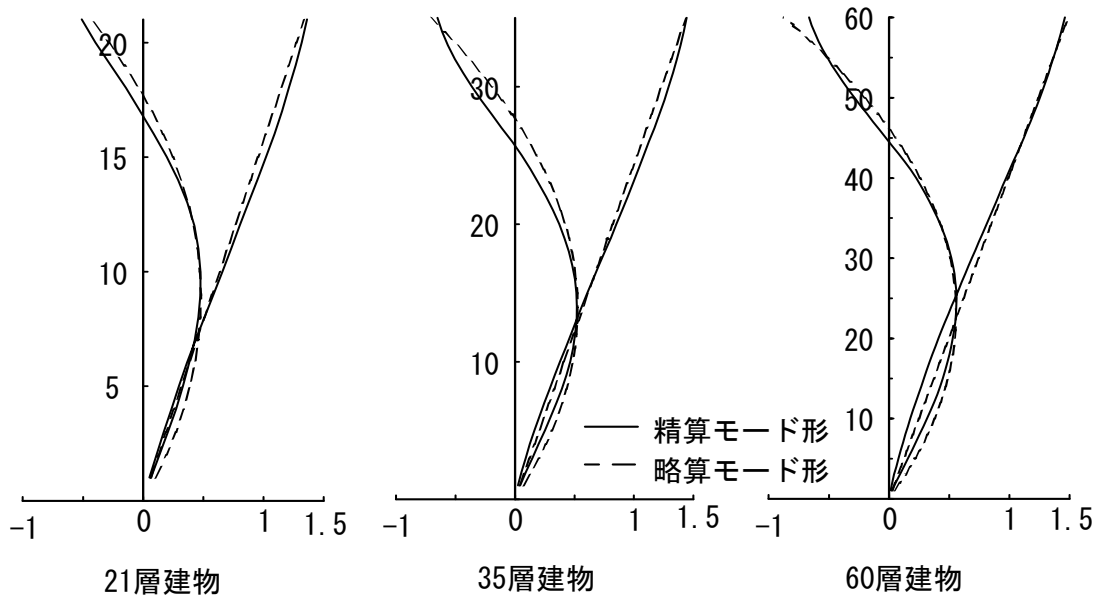


図-3.6 精算モードと仮定モードの比較

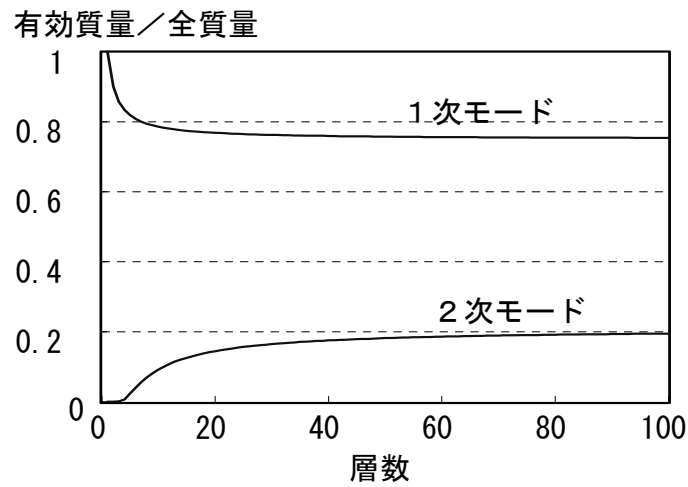
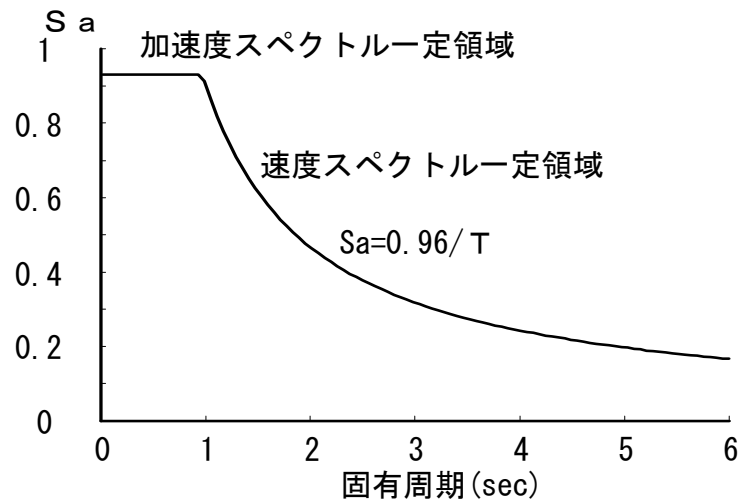
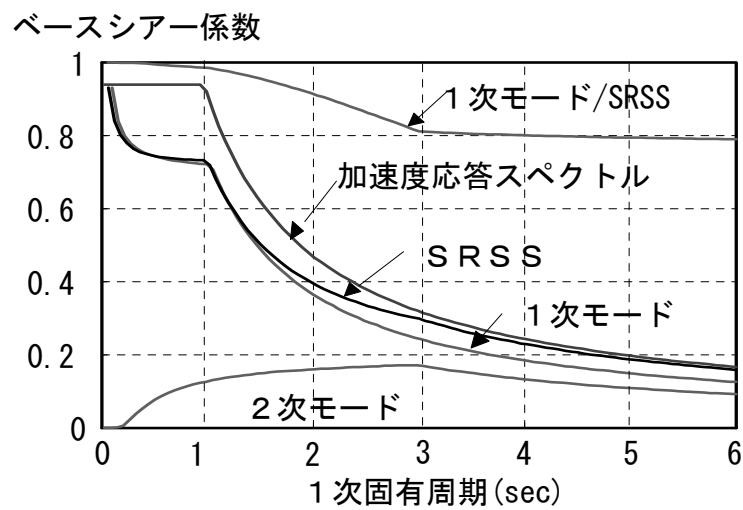


図-3.7 1,2次モードの有効質量の全質量に対する割合



(a) 加速度応答スペクトル



(b) ベースシアースペクトル

図-3.8 想定した加速度応答スペクトルに対するベースシアー係数

3.2.4 弾性ベースシアースペクトル

加速度応答スペクトルの与えられた弾性ベースシアースペクトルとしては、以下のように定められる。まず、加速度一定領域においてはベースシアーは1次の有効質量に加速度スペクトルを乗じたものに減少するとして、0.8倍したものをベースシアー係数スペクトルとする。極めて短周期の領域は、層数が少ないので、1次の有効質量は全質量に比べてこれほど低下しないが、本論の適用外である。一方、2次周期が速度一定領域になる周期より長い周期を持つ建物の領域、言い換えれば、1次固有周期が特性周期 T_c の3倍より長い周期では、ベースシアースペクトルは加速度応答スペクトルと同じとする。その中間点は、低減率を直線補完で求める。これを図示すると、図-3.9のようになる。

第2章で示したように、設計によく用いられる地震動の T_c の範囲は、0.29～1.15秒である。これらの地震動のどれに対しても満足するようなベースシアースペクトルを定めようとする、 $3 \times T_c$ の最小値が0.9秒以下となり、本論で対象とする高層建物の弾性1次周期より小さな値となる。したがって、簡略化するならば、ベースシアースペクトルとしては加速度応答スペクトルそのものとしてよい。本論では加速度応答スペクトルそのものとする。

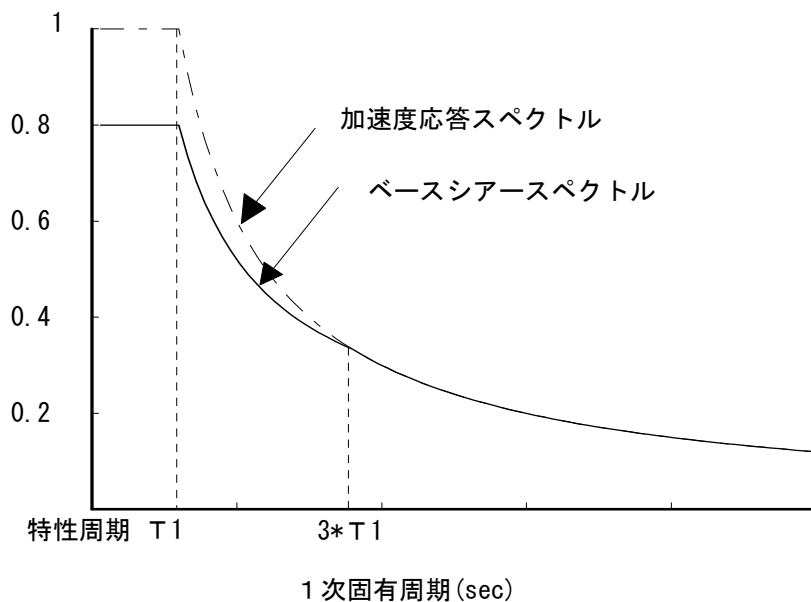


図-3.9 弾性ベースシアースペクトルの設定

3.3 設計用ベースシア係数

3.3.1 必要ベースシア係数

耐震設計において最大応答変位や最大応答塑性率は重要な因子であり、そのために設計の初期において推定が必要となる。3.2.1 のように加速度応答スペクトルを定め、加速度一定領域と速度一定領域領域の境界の周期を T_c とし、3.2.4 のようにベースシアースペクトルを加速度応答スペクトルそのものとする、重力で除したせん断力係数スペクトルは図-3.10の実線となる。第2章により、周期比($TR=Ti/T_c$)と強度比($SR=Q_y/Q_e$ ：耐力／弾性応答せん断力)の合計が1以上の領域(図-3.10の1点鎖線より右側)は弾塑性応答値は弾性応答値を超えず、また履歴特性によってもほとんど変動しない安定した領域(応答変位一定則)であることがわっている。したがって、建物の周期と耐力の組み合わせがこの領域に位置すれば、最大応答変位は初期周期のみに依存し、塑性率は強度比の逆数として簡単に与えられることになる。この $SR+TR \geq 1$ を T_c の値にかかわらず満足する降伏耐力を文献⁴⁾では必要限界耐力と定義した。

$TR \geq 1$ の時は SR の値にかかわらず $SR+TR \geq 1$ を満足する。設計に良く用いられる地震動の T_c の範囲は、0.29～1.15秒であるから、本論で対象とする高層鉄筋コンクリート建物の固有周期は1秒以上であり $SR+TR \geq 1$ を常に満足すると考えて良い。この場合には、耐力の値にかかわらず応答変位一定則が成り立つが、第2章の結果では $SR < 0.1$ の場合には応答変位一定則を満足していない。そこで、 SR の最小限界値を0.1とすると、応答変位一定則を満足するための必要せん断力係数 $reqC_B$ は次式で与えられる。

$$reqC_B > 0.096/T_i \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

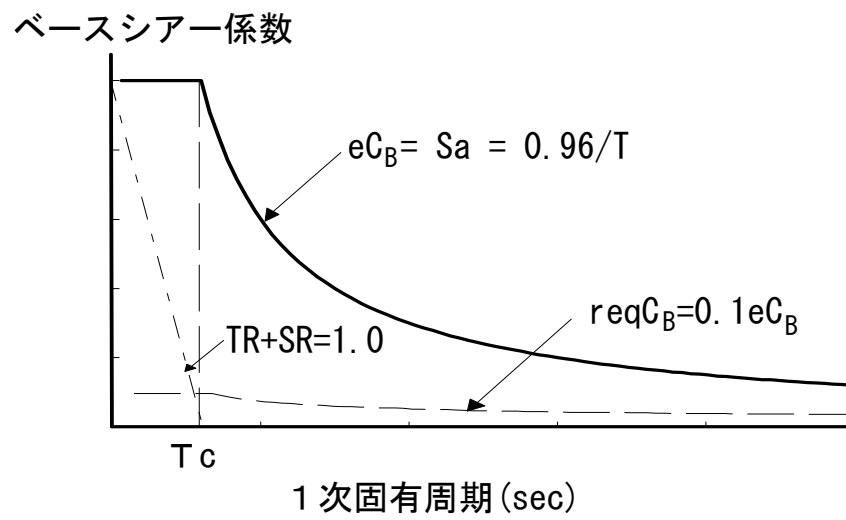


図-3.10 ベースシアースペクトル

3.3.2 設計のクライテリアと設計用ベースシアー係数

高層鉄筋コンクリート構造物では、耐震設計のクライテリアとして表-3.2に示した構造性能目標値を定めた例が多い⁸⁾。系の降伏耐力が(3.9)式で与えられる値以上あれば、最大変位応答は弾性変位応答値を超えず、変形のクライテリアは耐力に左右されない。また、最大速度振幅50cm/secに基準化した地震動を入力したときの最大変位応答値は最大速度振幅25cm/sec入力の2倍となり、表-3.2に示した目標性能値は層レベルではどちらも同じ条件となる。高層鉄筋コンクリート建物の層レベルでの塑性率は、その層のどこかの部材が最初に降伏した変形に対して定義した例⁸⁾もあるが、設計例の多くはトリリニアモデルの第2折れ点に対し定めており、本論ではこの第2折れ点を塑性率の起点とする。

表-3.2のクライテリアを満足するために必要な耐力は、応答変位一定則と層の塑性率の条件から求めることができる。バイリニアで荷重-変形関係が表されるときに、最大速度振幅50cm/secの地震動を入力して塑性率を2以下にするには、図-3.11のA点以下に変形を押さえることになり、全重量を W とすると必要なベースシアー ${}_BQ_y$ は以下ようになる。

$${}_BQ_y \geq (0.48/T_i) \cdot W \quad \text{..... (3.10)}$$

高層鉄筋コンクリート建物の層レベルでの塑性率は、第2折れ点に対し定めており、本論では初期周期として弾性周期を用いている。(3.10)式で定めた耐力を持つトリリニアの系では、そのときの応答値は図-3.11のB点であり、第2折れ点に対し定めた塑性率2の点Cに対し小さな変形になっている。第2折れ点に対する塑性率2で応答変位一定則を満足するトリリニアの復元力特性は同図の実線で示され、D点が塑性率2の点となる。この時の降伏耐力 ${}_TQ_y$ は降伏点剛性低下率を α_y とすると次式で与えられる。

$${}_TQ_y \geq (\alpha_y \cdot 0.48/T_i) \cdot W \quad \text{..... (3.11)}$$

これにより、鉄筋コンクリート建物が所定の耐震性能を得るために必要なベースシアーは、建物の剛性低下率が求まれば設定できる。既往の設計例でその荷重-変形関係が公表されているものから剛性低下率を求めてみると、等価1質点系の例

では0.37～0.51である^{14),20),21)}。静的増分解析による層レベルでの荷重－変形関係は、層によって異なるが0.25～0.5の間になっている。梁降伏の全体崩壊型に設計された建物の剛性低下率は、梁の剛性低下率によるところが大きい。高層鉄筋コンクリート造の梁の降伏点剛性低下率は、長方形梁、T型梁、高強度部材を含めて0.15～0.40である²²⁾。

これより、高層鉄筋コンクリート建物の剛性低下率としては、平均で0.3、上限として0.5を考えれば良いといえる。安全側の値として上限を用いると、必要耐力を算定するためのベースシア係数 ${}_yC_B$ として次式を得る。

$${}_yC_B \geq 0.24 / T_i \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

現在設計されている高層鉄筋コンクリート建物の設計用せん断力係数としては1次設計(許容応力度設計)用のものが文献¹⁹⁾に示されている。現状の設計においては、一般的に1次設計時の設計用せん断力の1.5倍を降伏耐力の目標値としている。これより、1次設計用せん断力係数 ${}_{pri}C_B$ は次式により与えられる。

$${}_{pri}C_B \geq 0.16 / T_i \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

現在までに設計された高層のコンクリート系建物の固有周期と1次設計用ベースシア係数の関係を図-3.12に示す。精算による固有周期は、方向によって周期が異なる場合、両方向の値をプロットしてある。

実際に設計された建物はここで提案したベースシア係数とほぼ等しいか、やや大きい。1次固有周期を略算で求めたときには、地域係数の小さな地域に建設されるものを除いて提案値より大きい値である。これらの建物は、本提案に比べ、剛性低下率が低く、(3.11)式による必要耐力に比べ余裕がある設計となっている。一方、実際の地震応答解析結果の層レベルでの塑性率は1.0前後であり、目標値である1.5～2.0に比べ余裕がある。これらのことを考慮すると、本提案値を用いることにより設計で意図した塑性率のクライテリアを満足できると考えられる。

建物の耐力が(3.12)式で与えられるとき、建物の各階の重量(w)と階高(h_o 、単位m)が等しく、初期周期が $0.02 \cdot h$ で与えられるときには、層数を n とすると $n=h/h_o$ であり1階の必要耐力は次式で与えられる。

$$Q = C_B \cdot W = \frac{0.24}{T} \cdot n \cdot w = \frac{12}{h_o} \cdot w \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

住宅系の一般的な高層鉄筋コンクリート建物として階高を3mとすれば、(3.14)式は $4 \cdot w$ となり、1階耐力として、建物高さにかかわらず4層分の重量に対応する耐力があれば良いといえる。

表-3.2 高層鉄筋コンクリート構造で一般的に使われている耐震判定規準

設計の レベル	入力地震動 の最大速度 (cm/sec)	層間 変形角	塑性率	
			層レベル	部材
I	25	1/200	1	1
II	50	1/100	1.5~2	2~4

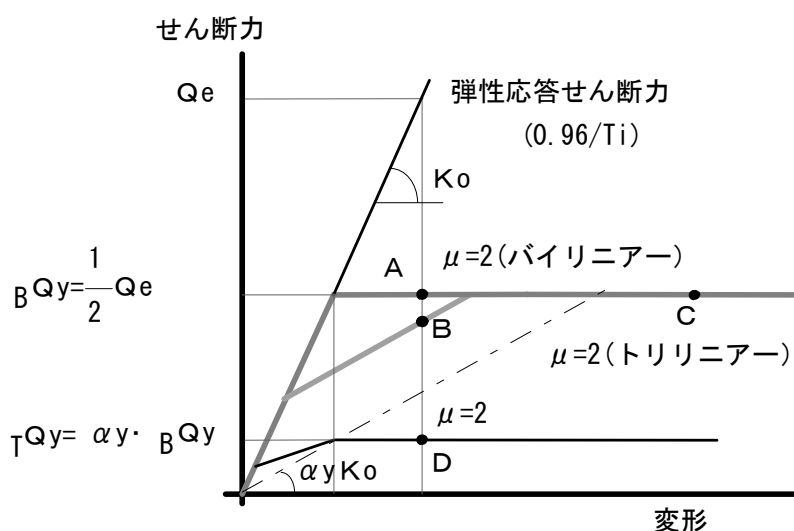
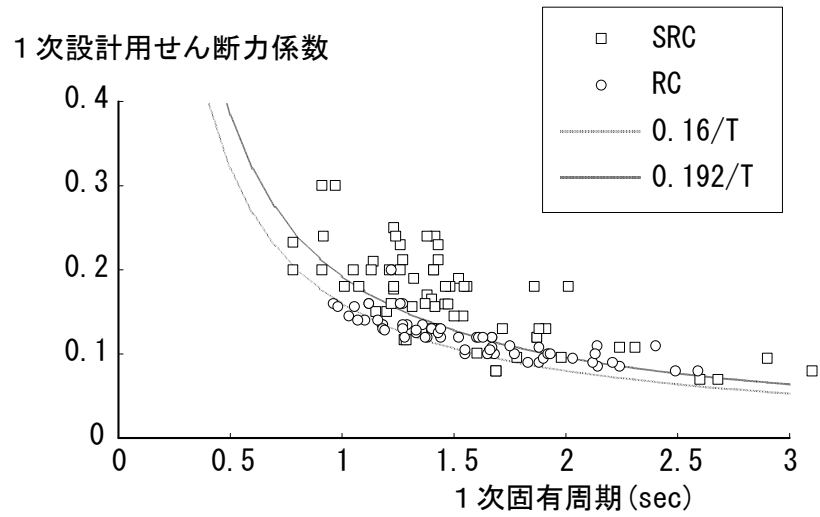
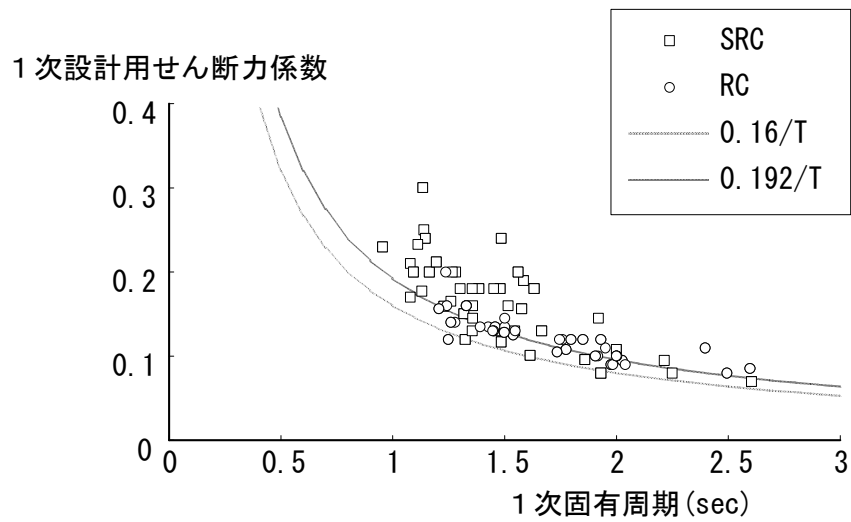


図-3.11 応答変位一定則における降伏強度－塑性率関係



(a) 精算による1次固有周期



(b) 略算($T=0.02h$)による1次固有周期

図-3.12 設計された高層建物(コンクリート系)の1次固有周期と
1次設計用せん断力係数の関係

3.4 地震応答解析によるベースシア係数の検討

3.4.1 解析概要

ここでは、前節で提案したベースシアを持つ建物が、実際の地震応答において所定の耐震性能を有することを、等価1質点系による応答解析により行ない、(3.11)式の検証をする。次に、(3.12)式により求めたベースシヤーを持つ建物について地震応答解析を行い、所定の耐震性能を有することを示す。地震動は設計によく用いられる3種類の地震動、El Centro NS、Taft EW、Hachinohe NSを最大速度振幅50cm/secに規準化して入力する。使用した地震動の速度応答スペクトルを図-3.13に示す。実地震動は、3秒以上の周期において、設定した設計用スペクトルの半分程度の値となっている。同図中には、図-3.1(b)に示した第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。

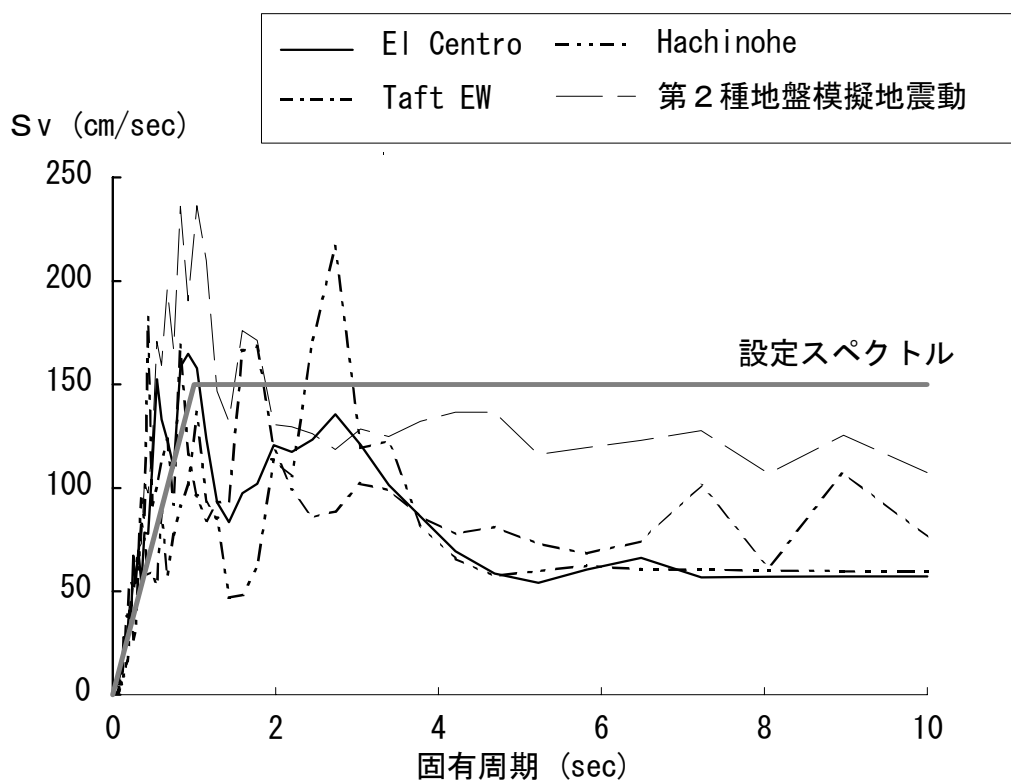


図-3.13 使用した地震動の速度応答スペクトル

3.4.2 等価1質点系解析

ここでは、全体降伏型で設計された建物をトリリニア型の復元力を持つ等価1質点系で表わし、地震応答解析を行う。パラメータは、系の初期周期と剛性低下率 α_y である。初期周期は高層建物を想定し、1、2、3、4秒の4種類とする。 α_y は、0.2から0.5まで0.1刻みで4種類とし、この α_y により(3.11)式を用いて降伏耐力を定める。第1折れ点耐力は一律に降伏耐力の1/3とし、降伏後の剛性は0と仮定する。復元力特性は、降伏後の剛性低下率の指数を0.5としたTakedaモデルとし、減衰は弾性時3%で瞬間剛性に比例するものとする。

地震応答解析結果を各周期毎にまとめて図-3.14に示す。初期周期1秒の系で、剛性低下率を $\alpha_y=0.2$ としたときに、塑性率が2をわずかに超えている。初期周期1秒付近では、使用した地震動の加速度応答スペクトルが設定した加速度応答スペクトルより大きいのが主な原因である。 $\alpha_y=0.2$ という値は、一般的な鉄筋コンクリート構造を表す復元力としては過小であると考え、前節で設定した耐力を有する1質点系で示された鉄筋コンクリート構造建物の地震時の最大塑性率は2以下となるといえる。また、同じ初期周期を持つ系の最大変位応答は耐力の設定の違いにあまり敏感でなく、耐力を増すことで変形を押さえることが困難であることを示している。

建物の1次固有周期を $T_i=0.02 \cdot h$ とし、階高を3.0mとして層数を定め1次モードの刺激係数を(3.4)式で求めると、各周期を持つ建物の全体変形角が $R=1/100$ になるとき、等価1質点系で示した変形はそれぞれ 34.2、67.1、100.0、133.3cmであり、応答値はすべてこの値以下となっている。以上により(3.11)式で示した耐力を持つ鉄筋コンクリート造建物が1質点系で表せるような崩壊機構をとるならば、表-3.2で想定した耐震判定規準を満足するといえる。

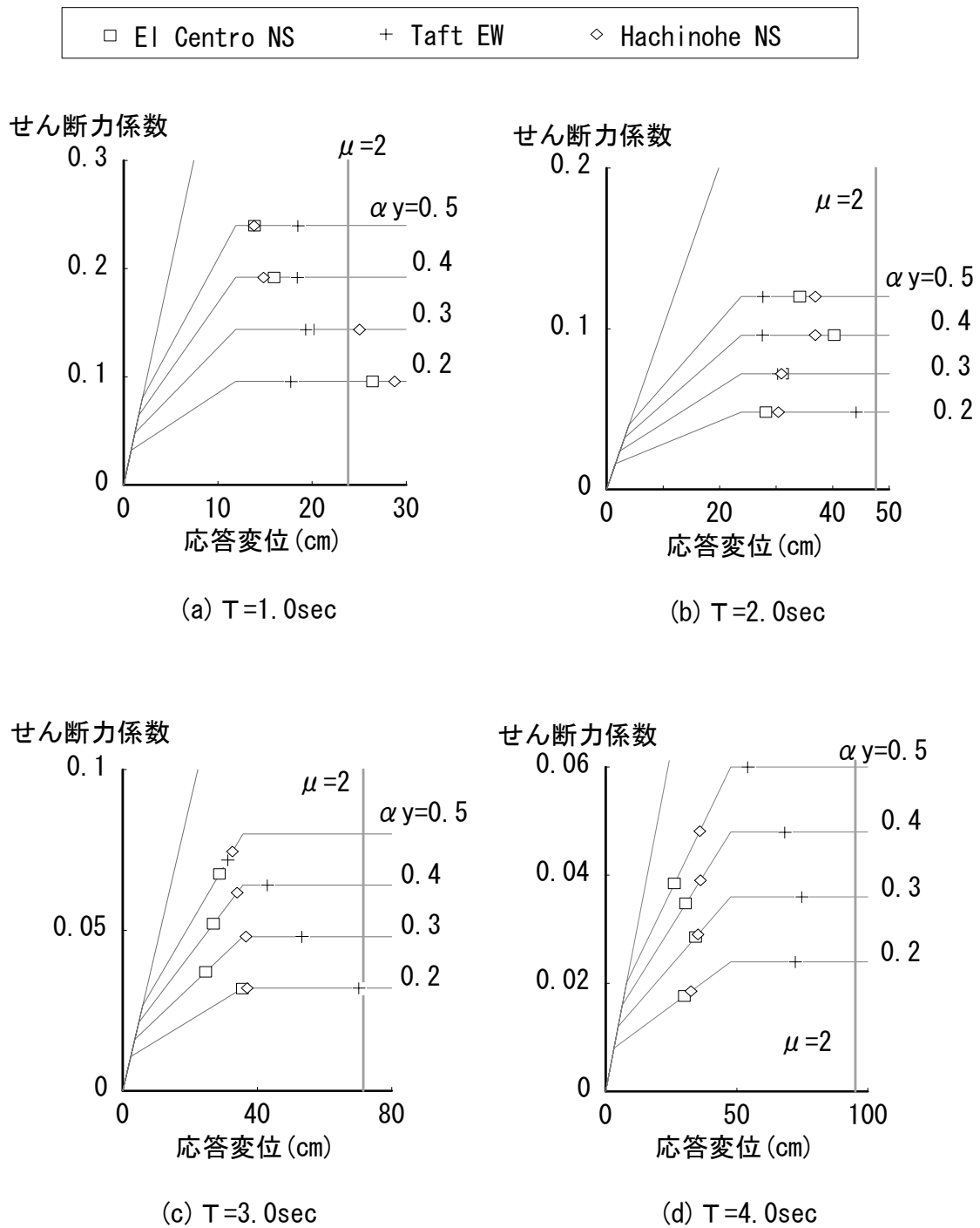


図-3.14 1質点系の地震応答解析結果

3.4.3 フレーム地震応答解析

対象とした建物は、表-3.1に示した60層建物を基本とし、スパン、階高を変えず、表-3.3に示したコンクリート強度、部材断面としたものである。この建物の1構面を取り出し、フレーム型の解析モデルを用いて検討する。弾性剛性による各モデルの固有周期を表-3.3中に示す。フレームの弾性剛性はコンクリート断面のみを考慮し、梁の曲げ剛性はスラブの効果を考えて2倍とする。せん断剛性は長方形梁として評価する。接合部はせん断パネルとして評価する。高強度コンクリートの弾性係数は文献¹⁶⁾と同じとする。非線形性は曲げモーメントー曲げ変形の関係のみに考慮し、せん断変形に関する非線形性をこれに含めるものとする。

表-3.3 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

この3種類の建物に対し、ベースシヤー係数を(3.12)式で与え、建物の層の耐力を定める。各層の必要耐力分布は、加速度応答スペクトルを図-3.6(a)のように T_c を1秒とし、固有値解析結果を用いてSRSSで求めたせん断力の分布形とする。図-3.15に各建物の必要耐力分布を示す。

梁の節点位置での降伏モーメントは、梁断面配筋を基本的に5層毎に変更するものとし、図-3.15に示すように節点振り分けによる層せん断力が必要耐力を上回るように設定する。フェイス位置での降伏モーメントは反曲点位置を梁中央として節点モーメントより求める。クラックモーメントは一律に降伏モーメントの0.25倍とし、降伏時の剛性低下率は0.2とする。柱の節点での降伏モーメントは、梁降伏時の節点モーメントの2倍とする。フェイスの降伏モーメントは下層階を除く一般階では反曲点位置を階中央として節点モーメントより求める。反曲点位置が階中央に無い下層階では、必要耐力分布に対応した外力が作用した時の弾性応力解析の結果を参考にして、柱にヒンジができないように定める。1階脚部の降伏モーメントは、2階の梁降伏時の節点モーメントの2倍とする。柱のクラックモーメントは降伏モーメントの0.4倍とし、降伏時の剛性低下率は0.3とする。履歴モデルは戻り勾配の剛性低下指数を0.4としたトリリニアアのTakedaモデルとする。

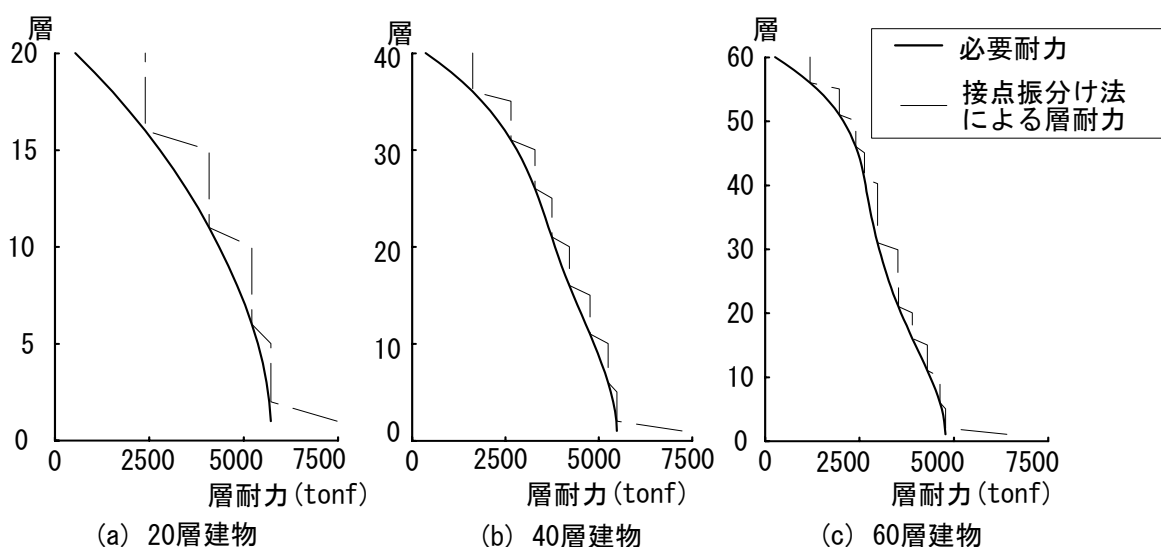


図-3.15 設定した建物層耐力

設定した部材耐力を持つフレームのベースシヤ－耐力を確認するため、必要耐力分布に対応した外力分布により静的増分解析を行う。図-3.16に各建物の1階せん断力を必要耐力で除した耐力比と最上階変形を建物高さで除した平均変形角の関係を示す。3種類の建物ともほぼ同様のせん断力－変形関係を示している。この図で荷重－変形関係上の降伏とみなせる点は、変形角 $R=0.6/100$ 、耐力比 $Cr=1.05$ 程度の点であり、ベースシヤ－耐力は、必要耐力とほぼ等しくなっている。この図の縦軸と横軸の比である無次元剛性(Cr/R)は弾性時 450程度であり、降伏時割線剛性は 175程度である。降伏時の剛性低下率は0.4程度となり、部材の剛性低下率より大きな値である。

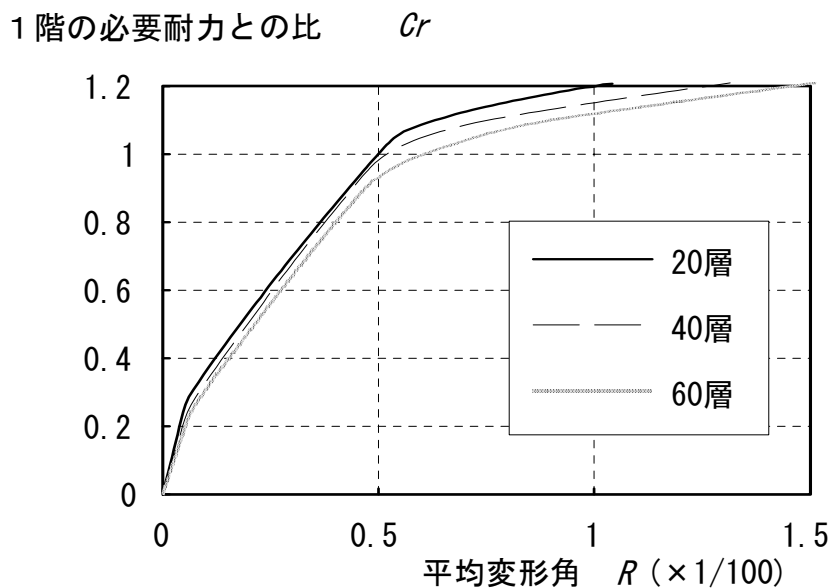


図-3.16 設定した建物の1階耐力比－平均変形角関係

地震応答解析はそれぞれの建物に対し3種類の地震動を入力して行う。減衰は弾性時の1次周期に対し3%とし、瞬間剛性比例型とする。図-3.17に最大層間変形、図-3.18に最大層塑性率、図-3.19に梁部材の各層での最大塑性率を示す。ここで層塑性率は、各フレームモデルの静的増分解析を行ない、各層の層せん断力-層間変形関係を用いて、Appendix Cに示すルールによってトリリニアーク化した復元力特性モデルの第2折れ点に対するものである。

いずれの地震動に対しても層間変形は1/100以下に収まり、層・梁塑性率は2.0以下となっており、表-3.2に示した耐震性能を有しているといえる。60層建物においては、使用した地震動の応答スペクトルが設定した応答スペクトルよりかなり小さいため、応答値もかなり小さな値となっている。

同図中には、模擬地震動である第2種地盤波を用いた応答解析結果も示している。この地震動の最大速度振幅は62.4cm/secであり、全体的に既往の地震動の応答結果より大きな値である。特に60層建物においては2倍以上の値となり、設計で目標とするクライテリアの限界近くの値である。やや長周期領域でフラットで既往の地震動に比べ大きな速度応答スペクトルを持つ地震動を用い、周期が4秒程度の建物を設計しようとする場合に、層間変形等の設計のクライテリアを満足させるためには、耐力分布等を適切に定める必要があることが分る。

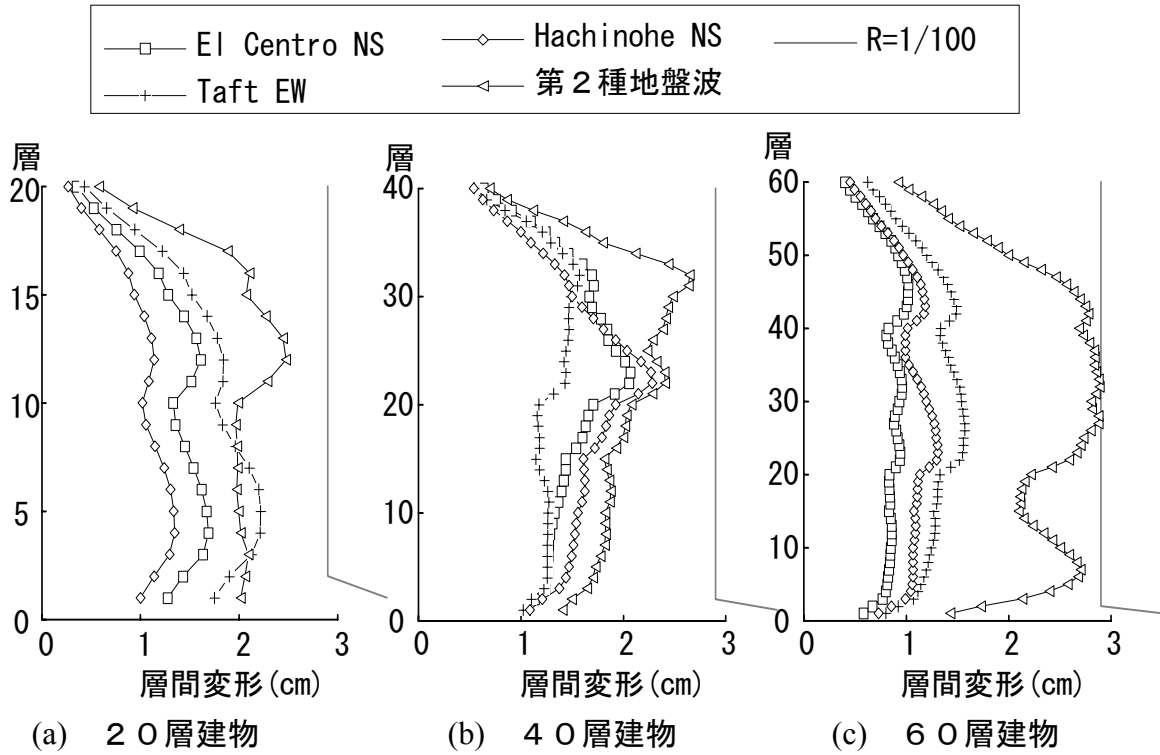


図-3.17 最大応答層間変形

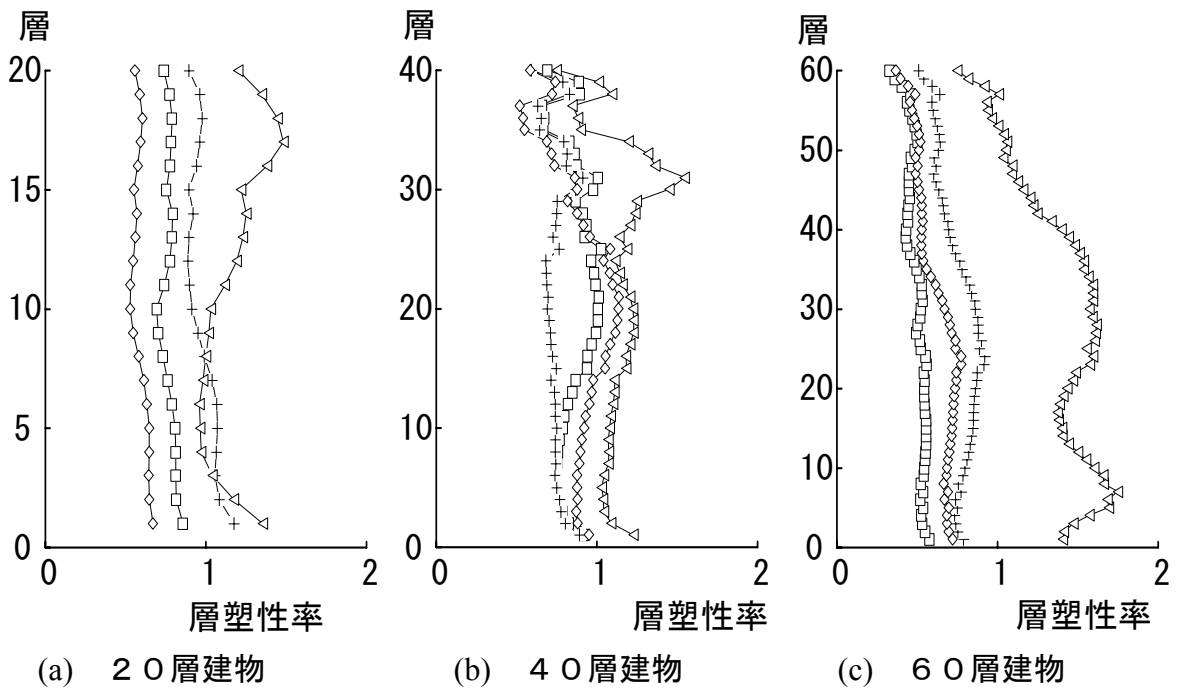


図-3.18 最大応答層塑性率

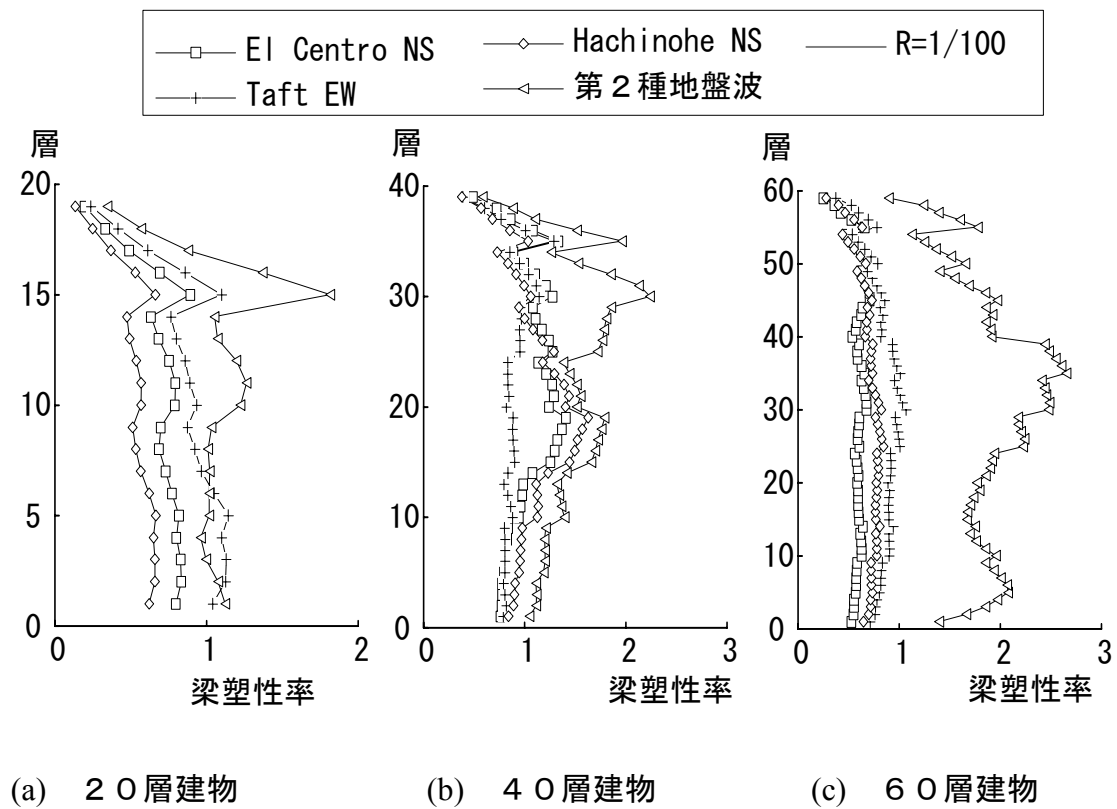


図-3.19 梁部材の最大塑性率分布

表-3.1	建物の弾性固有周期.....	78
表-3.2	高層鉄筋コンクリート構造で一般的に使われている耐震判定規準.....	90
表-3.3	仮定した建物部材断面.....	95
図-3.20	使用した地震動記録の応答スペクトル.....	97
図-3.21	試設計された建物の弾塑性モード形.....	98
図-3.22	応答せん断力の分布.....	100
図-3.23	規準化した応答せん断力分布.....	100
図-3.24	各種せん断力分布の比較.....	103
図-3.25	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.....	106
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)	109
図-3.27	部材耐力の設定法.....	111
図-3.28	設定した部材耐力による層耐力分布.....	112
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)	115
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).....	116
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).....	117
図-3.1	本論で設定した応答スペクトル.....	76
図-3.2	等価バイリニアモデル.....	76
図-3.3	検討の対象とした建物.....	78
図-3.4	弾性剛性によるSRSSで求めた各次せん断力の全せん断力への寄与率	79
図-3.5	設計された高層建物(コンクリート系)の周期(1977年以降)	82
図-3.6	精算モードと仮定モードの比較.....	83
図-3.7	1,2次モードの有効質量の全質量に対する割合.....	83
図-3.8	想定した加速度応答スペクトルに対するベースシア係数.....	84
図-3.9	弾性ベースシアースペクトルの設定.....	85
図-3.10	ベースシアースペクトル.....	87
図-3.11	応答変位一定則における降伏強度－塑性率関係.....	90
図-3.12	設計された高層建物(コンクリート系)の1次固有周期と 1次設計用せん断力係数の関係	91
図-3.13	使用した地震動の速度応答スペクトル.....	93
図-3.14	1質点系の地震応答解析結果.....	94
図-3.15	設定した建物層耐力.....	96
図-3.16	設定した建物の1階耐力比－平均変形角関係.....	97
図-3.17	最大応答層間変形.....	99
図-3.18	最大応答層塑性率.....	99
図-3.19	梁部材の最大塑性率分布.....	100