

強震時の変位応答に基づく
高層鉄筋コンクリート建物の断面設定法

島崎 和司

目次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	3
1.2 既往の研究	8
1.2.1 変形応答	8
1.2.2 設計用せん断力分布	9
1) ベースシア係数	9
2) 高さ方向の分布形	11
1.2.3 構造計画と剛性分布	12
1.3 本論の目的	13
第 2 章 等価 1 質点系における鉄筋コンクリート建物の応答性状	19
2.1 はじめに	21
2.2 応答解析方法	22
2.2.1 地震動	22
2.2.2 履歴モデル	31
2.2.3 数値計算法	32
2.3 応答解析結果	33
2.3.1 弾塑性変位応答の傾向	33
2.3.2 無次元化パラメータに対する応答	34
2.3.3 弾塑性変位応答値のゾーニング	39
2.4 応答結果の検討	41
2.4.1 エネルギー的観点から見た変位応答	41
2.4.2 弾塑性系への入力エネルギー	43
2.4.3 減衰エネルギー	45
2.4.4 履歴エネルギー	48
2.4.5 累積率	53
2.4.6 変位応答	61
2.5 鉄筋コンクリート建物の変位応答	62
2.5.1 適用方法	62
2.5.2 トリリニア型復元力との対応	63
2.6 まとめ	67

第3章 設計用せん断力分布 69

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

第4章 弾性剛性による断面の設定と応答値の推定..... 127

4.1 はじめに.....	129
4.2 高層建物の等価せん断剛性分布.....	131
4.2.1 曲げ変形成分とせん断変形成分.....	131
4.2.2 変形成分と等価せん断剛性.....	134
4.2.3 等価せん断剛性分布と固有モード.....	138
4.2.4 等価せん断剛性分布と層間変形.....	142
4.2.5 高層建物の等価せん断剛性分布.....	144
4.3 断面設定法.....	146
4.3.1 部材断面設定.....	146
4.3.2 弾性剛性分布.....	148
4.3.3 部材耐力の設定.....	150

4.4 応答値の推定法.....	151
4.4.1 応答値の推定法の概要.....	151
4.4.2 解析モデル.....	153
4.4.3 層せん断力ー層間変形関係.....	156
4.4.4 応答予測法.....	160
4.5 まとめ.....	165
 第5章 適用例と検証	167
5.1 はじめに.....	169
5.2 略試設計.....	170
5.2.1 下層部の部材断面の設定.....	170
5.2.2 各層の弾性剛性・断面の設定.....	172
5.2.3 各層の耐力分布・部材配筋の設定.....	179
5.3 応答値の推定と検証.....	185
5.3.1 応答値の推定.....	185
5.3.2 フレーム解析との比較.....	190
5.4 まとめ.....	195
 第6章 結論	197
 APPENDIX	201
APPENDIX A 等価線形化法について	203
A.1 まえがき	203
A.2 等価線形化法.....	203
A.3 弾塑性応答.....	204
A.4 まとめ.....	205
APPENDIX B 非ヒンジ部材の耐力割増係数	207
B.1 概要.....	207
B.2 地震入力の方方向性.....	208
B.3 動的効果.....	209
B.4 60層建物の例.....	211
APPENDIX C 質点系モデルによる応答解析	217
C.1 解析の概要と解析モデル.....	217
C.2 最大応答層間変位の比較.....	223
APPENDIX D 曲げせん断モデルと固有モード	231

図表一覧

表

表-2.1	使用した地震動の最大値	23
表-2.2	平滑化した 2 %減衰の応答スペクトル	23
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
表-5.1	下層階の部材断面設定	171
表-5.2	15 層建物の設定断面	175
表-5.3	25 層建物の設定断面	175
表-5.4	40 層建物の設定断面	176
表-5.5	60 層建物の設定断面	177
表-5.6	15 層建物の設定配筋	181
表-5.7	25 層建物の設定配筋	181
表-5.8	40 層建物の設定配筋	182
表-5.9	60 層建物の設定配筋	183
表-5.10	略算モデルによる固有周期(sec).....	188
表-5.11	最大応答層間変位の推定値	188
表-5.12	固有周期の比較	191

図

図-1.1	耐震設計の概念	7
図-1.2	構造設計における断面設定	7
図-2.1	使用した地震動加速度記録波形の変位応答スペクトル（細線）と 平滑化スペクトル（太線）	24
図-2.2(A)	使用した地震動加速度記録波形のエネルギースペクトル(1).....	28
図-2.2(B)	使用した地震動加速度記録波形のエネルギースペクトル(2).....	29
図-2.3	エネルギースペクトルに対する重み関数	30
図-2.4	バイリニアール復元力の設定	32
図-2.5	使用したバイリニアール復元力特性モデル	32
図-2.6	代表的な地震動に対する無次元化弾塑性変位応答値	33
図-2.7	弾性応答で無次元化した弾塑性変位応答値 （MODEL 3 に対する応答値）	36
図-2.8	提案した無次元化パラメータで示した弾塑性変位応答値 （MODEL 3 に対する応答値）	37
図-2.9	履歴モデルによる弾塑性変位応答値の相違	

(EL CENTRO NS に対する応答値)	38
図-2.10 弾塑性変位応答が弾性変位応答以下となる境界の周期	40
図-2.11 領域 I における弾塑性変位応答の分布	40
図-2.12 履歴エネルギーと最大変形時の見掛けの最大エネルギー	42
図-2.13 強度比 SR の変化による入力エネルギーの違い	44
図-2.14(A) 履歴モデルによる減衰エネルギーの比の相違	46
図-2.14(B) 入力地震動による減衰エネルギーの比の相違 (モデル 3 に対する応答値)	47
図-2.15(A) 履歴モデルによる履歴エネルギーの相違	49
図-2.15(B) 入力地震動による履歴エネルギーの相違 (平滑化した速度応答 スペクトルで規準化した モデル 3 に対する応答値)	50
図-2.16(A) 履歴モデルによる履歴+ポテンシャルエネルギーの相違 (EL CENTRO NS に対する応答値)	51
図-2.16(B) 入力地震動による履歴+ポテンシャルエネルギーの相違 (平滑化した速度応答スペクトルで規準化した モデル 3 に対する応答値)	52
図-2.17(A) 履歴モデルによる累積率の相違(EL CENTRO NS に対する応答値)	55
図-2.17(B) 入力地震動による累積率の相違(モデル 3 に対する応答値) ...	56
図-2.18(A) 履歴モデルの差による累積率と塑性率との関係 (EL CENTRO NS に対する応答値)	57
図-2.18(B) 地震動の差による累積率と塑性率との関係 (モデル 3 に対する応答値)	58
図-2.19 強度比 $SR=0.4$ の時の荷重-変形関係 (EL CENTRO NS に対する応答値)	59
図-2.20 強度比 $SR=0.7$ の時の荷重-変形関係 (EL CENTRO NS に対する応答値)	60
図-2.21 トリリニア-復元力の設定	64
図-2.22 無次元化パラメータで示したトリリニア-モデルの 弾塑性変位応答値	65
図-2.23 $T < T_c$ の SR を第 1 折れ点で求めたときの弾塑性変位応答値	66
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-スペクトルの設定	85
図-3.10 ベースシア-スペクトル	88
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	92
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 階耐力比ー平均変形角関係	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
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 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 ..	110
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(C_i 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
図-4.1 高層 RC 純ラーメン建物	133
図-4.2 変形成分と等価せん断剛性の例	136
図-4.3 変形成分による等価せん断剛性の変化	136
図-4.4 等価せん断剛性の変化	137
図-4.5 想定した等価せん断剛性分布	140
図-4.6 等価せん断剛性分布と固有周期	140
図-4.7 想定した剛性分布に対する固有モード形	141
図-4.8 想定した剛性分布に対する層間変形角固有モード形	141
図-4.9 想定剛性分布による推定応答層間変形の相違	143
図-4.10 試設計された建物の降伏層間変形	145
図-4.11 断面設定のフロー	147
図-4.12 地震応答の推定のフロー図	152
図-4.13 弾性曲げ剛性とせん断剛性の算定法	154
図-4.14 弾性全体曲げ剛性の略算値と精算値の比較	155
図-4.15 弾性全体せん断剛性の略算値と精算値の比較	155
図-4.16 部分骨組みより求めた層せん断力ー層間せん断変形関係	157
図-4.17 各層の降伏せん断力分布	158
図-4.18 層せん断力ー層間せん断変形関係の変更	158
図-4.19 層せん断力ー層間変形関係	159
図-4.20 応答層間変形	162
図-4.21 応答層せん断力	163

図-4.22 外柱の変動軸力	164
図-5.1 逆三角形分布荷重に対する曲げ層間変形	173
図-5.2 等価せん断剛性分布	173
図-5.3 逆三角形分布荷重に対するせん断層間変形	173
図-5.4 必要せん断剛性分布	173
図-5.5 設定断面による曲げ・せん断剛性の略算値	174
図-5.6 逆三角形分布荷重に対する層間変形分布	174
図-5.7 設計用応答スペクトルによる層間変形応答推定値	174
図-5.8 25 層建物の弾性モード	180
図-5.9 必要せん断耐力分布	180
図-5.10 必要せん断耐力分布と設定耐力分布の比較	180
図-5.11 15 層建物の弾性モード形	186
図-5.12 25 層建物の弾性モード形	186
図-5.13 40 層建物の弾性モード形	187
図-5.14 60 層建物の弾性モード形	187
図-5.15 各建物の各地震動に対する層間変形予想値	189
図-5.16 15 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	192
図-5.17 25 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	192
図-5.18 40 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	193
図-5.19 60 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	193
図-5.20 各建物の各地震動に対する層間変形予想値と フレーム解析結果の比較	194

内容梗概

日本における耐震設計は、設計用層せん断耐力の設定等、力の面に注目している事が多かった。しかし、高層建物は長周期の構造物であり、変形制限が設計を支配することが多く、靱性を考慮した設計においては、強震時の最大層間変形を予測する事が重要であり、応答変形が設計において注目されている。耐震設計のクライテリアは使用性の確保や崩壊の防止を目的として定まり、直接的には強度を満たすことではなく、限界変形を満たすことが要求されている。部材断面を定めるための必要耐力は、塑性率等のクライテリアを満足させるための付帯条件として必要となり、設計の要求条件は、応答変形が中心となるべきであると考ええる。

本論は、高層鉄筋コンクリート構造物において、最終的に設計された建物が、設計目標として意図した耐震性能を有するように、設計の初期段階から構造部材の配置、断面形状とそれらの耐力を合理的に設定する方法について論じた研究であり、「変位応答の傾向」、「所定の耐震性能を得るための耐力分布」および「適切な剛性分布」に関し詳細に論じ、設計の初期段階での「断面設定の方法」、「応答値の推定法」を提案したものである。

本論文は、「強震時の変位応答に基づく高層鉄筋コンクリート建物の断面設定法」と題し、全6章からなっている。

第1章「序論」では、耐震設計の変遷と、高層鉄筋コンクリート建物に関する既往の研究が目標としている評価項目について述べた。そして、今後の耐震設計の目指すべき方向と本論の位置づけについて述べた。

第2章「等価1質点形における鉄筋コンクリート建物の応答性状」では、地震時に骨組みを、1階柱脚と梁のみに降伏ヒンジを許容した、全体降伏形になるように設計した建物を対象とし、高層建物の設計に一般的に用いられている地震動を用いて、各種バイリニア形の復元力特性を持つ1質点系の弾塑性応答解析をパラメトリックに行い、弾塑性変位応答に関する検討を行なった。この結果より、1質点系の弾塑性変位応答と弾性変位応答スペクトルとの関係を、強度、初期周期および地震動の周期特性によって定められる無次元パラメータにより整理し、鉄筋コンクリート造建物の全体系としての変位応答の簡易な推定法を示した。これらの無次元パラメータにより地震動の種類によらず変位一定則が成り立つ領域

が容易に判断できる事を示した。

第3章「設計用地震力分布」では、高層建物の耐震性を地震応答解析により最終確認する時に、層間変形、部材の塑性率等の変形に関する耐震性能目標が設計条件を満足するための耐力分布について検討した。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シア係数を加速度応答スペクトルより設定する方法の検討を行い、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シア係数の算定法を示すと同時に、地震時の建物の平均的な固有モードと応答せん断力分布を検討し、特定の層に変形が集中することを防止するために必要な、高さ方向の耐力分布を提案した。最後に、提案する耐力分布を持つ建物の地震応答解析を行い、変形の集中が生じないことを具体例で検証した。

第4章「弾性初期断面の設定法と応答値の推定法」では、高層鉄筋コンクリートラーメン構造の全体変形における曲げ変形とせん断変形の成分を考慮し、等価せん断型の質点系モデルを用い、高さ方向の適切な剛性分布に関する検討を行った。この結果を用い、適切な剛性分布に基づく構造部材の断面寸法の設定法を示し、第3章に示した方法により必要耐力分布を設定することにより、各部材の耐力を定める方法を提案した。地震時の最大応答値の推定法として、設定した断面を持つ建物の応答層間変位を、地震動の平滑化した弾性応答スペクトルと弾性断面による固有値解析結果を用いてSRSS法（自乗和平方根法）により推定する方法の提案を行った。最後に、この応答層間変位と非線形荷重変形関係を用い、層せん断力、塑性率等を求める方法を示した。

第5章「適用例と検証」では具体的な適用例として15層、25層、40層、60層の4種の純ラーメン鉄筋コンクリート建物について、断面寸法、耐力設定等の試設計を行った。この試設計された建物の弾性剛性を用いて、設計に良く用いられる実際の地震動に対する層間変位応答の推定値を示した。最後に、各建物の耐力に基づいて部材の復元力特性を定めたフレームモデルを用いた弾塑性地震応答解析を行って、設計のクライテリアを満足することを確認し、本方法の妥当性の検証を行った。

第6章「結論」は、本論文の結論である。

A primary design method oriented to the displacement response for high-rise reinforced concrete frame buildings subjected to earthquakes

This paper proposes a primary design method oriented to the displacement response for high-rise reinforced concrete frame buildings subjected to earthquakes.

Chapter 1 describes an outline of an earthquake resistant design for high-rise reinforced concrete frame buildings. It is mentioned that displacement response should be the most important thing for earthquake resistant design of high rise buildings.

In chapter 2, nonlinear displacement response of reinforced concrete structure is investigated by a parametric study of SDOF system. The results show the nonlinear displacement response of the high-rise reinforced concrete buildings would be less than the spectral value with 2% damping. This is “the constant displacement response rule”.

Chapter 3 investigates seismic shear load distribution considering higher mode contribution for multi-story buildings to avoid drift concentration. The seismic shear load is consisted with the base shear coefficient and seismic coefficient distribution. The base shear coefficient is established from the design response spectrum and the design criteria such as story drift limitation and allowable ductility factors of structural members. The seismic coefficient distribution obtained by the SRSS method using the elastic mode shapes is proposed after investigation of the time-invariable oscillatory mode shapes of the buildings designed with the appropriate story shear strength distribution. 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.

Using these results, chapter 4 proposes the outline of primary design method and the method to estimate response values.

Chapter 5 shows the applications of this method to multistory buildings. In-story displacement responses during severe earthquakes are estimated and examined. The results satisfied the design criteria.

Chapter 6 is conclusion of this paper.

第 1 章 序論

1.1 研究の背景.....	3
1.2 既往の研究.....	9
1.2.1 変形応答.....	9
1.2.2 設計用せん断力分布.....	10
1) ベースシアー係数	10
2) 高さ方向の分布形	12
1.2.3 構造計画と剛性分布.....	13
1.3 本論の目的.....	14

1.1 研究の背景

日本における建物の耐震設計は、地震時の振動、変形に伴って生じる力を静的な外力に置き換え、建物強度が外力を上回ることを必要条件とする力に対する設計がなされてきた。これは、佐野利器により提案された「震度法」に基づいて設計された日本興業銀行が関東大地震において無被害であったことが大きな要因となっている¹⁾。この設計手順は、設計上必要耐力を設定すれば、実際の部材断面が容易に決められると言う設計の簡便性につながっていた。しかし、地震応答解析手法の進歩とともに、大地震時に建物の部材に生じる力は非常に大きいことが明らかになった。そこで現行の耐震設計法²⁾では、靱性の概念を導入し、地震のエネルギーを変形能力で吸収し、必要耐力を減じることが可能になるという判断のもとに設計が行われている。しかし、これらの低減の程度に関する論拠は曖昧なままである。

現行の建物の耐震設計のクライテリアは、次の2段階で考えられている。

- 1) 建物の存続中に数回受ける可能性のある程度の地震動に対しては、建物の機能が阻害されることなく、無補修もしくは軽微な補修で建物が再使用されること、
- 2) 建物の耐用年限中に1度遭うか無いかのような大地震動に対しては、ある程度の建物の損傷は認めるが、建物が崩壊し人命に損傷を与えることのないこと。

このうち、1)を部材に塑性変形を生じさせないようにすることとすれば、これまでの設計法と同様に、地震時に生じる力を求め、それに対して部材の強度が上回るように設計すればよいことになる。しかし、このように設計された建物は、2)のクライテリアを満足する保証はない。2)のクライテリアは、耐力を要求しているのではなく、崩壊を防止するために限界変形が要求されていると考えるべきで、変形が設計の条件となる。現行の設計法は、これを力に置き換えて必要耐力を定め、建物の持つ耐力がこれを上回るようにすることとしている。この時に靱性のある建物ほど必要耐力を低減できるものとしている。しかし、この耐力低減と応答変形の関係が明確でないため、設計された建物が必要とされる保有耐力を有することが2)の十分条件とはなっていないとは言えない。

鉄筋コンクリート構造に目を向ければ、圧縮力に強く、耐久性・耐火性に有利ではあるが、引張強度に難のあるコンクリートと、引張強度は強いが、そのままでは耐久性、耐火性に難のある鉄筋とを組み合わせた合理的な構造として、また造形性に優れた構造として、建築物の構造形式として多用されてきた。しかし、鉄筋コンクリート構造は鋼構造に比べ、強度に対する比重量が大きく、耐震性を確保することが困難であるとの判断のもとに、我が国では中低層構造物に限定されることが多かった。住宅建築に関しては、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。この合理性に着目して数多くの実験的研究が行われ、構造部材としての耐力の計算方法、変形能力、靱性能を高める方法が明らかにされた。また、地震応答解析手法の向上により、設計された建物の耐震安全性の確認技術が向上したことに加え、材料の高強度化、施工技術の向上もあって、近年30階を超える鉄筋コンクリートラーメン構造が高層住宅の建設に利用されるようになった^{3),4)}。これらの高層鉄筋コンクリートラーメン構造は、コストの有利さと、1)、2)の設計クライテリア満足させるため、次の3点により力学的合理性を生み出している。

- 1) コストが安く、圧縮力に対して強いコンクリートに構造物の重量を負担させる、
- 2) 大きな地震入力、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させる、
- 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超えないことを保証するように、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、

具体的な耐震設計では、1)のクライテリアに対して、現行の建築基準法の要求する外力条件のもとに許容応力度設計を行っている。2)のクライテリアに対しては、1)のクライテリアでの必要耐力の1.5倍を目標耐力とし、終局耐力がこれを上回るように設計を行っている。この1.5倍という値は設計の試行錯誤の結果得られたものであり、特に理論的に裏付けられたものではない。そのため、設計者は設計された建物の地震応答解析を行い、2)のクライテリアを応答変形や部材の塑性率な

どにより確認している。これらの詳細な応答解析は、設計の最終状態でなければ求めることはできないため、単に強さを先に決めて設計を進める手法は、手戻りの原因となり、設計の合理化の妨げとなっている。

最近提案された終局強度型設計法^{5),6)}は、構造設計者が構造物に望ましい形態の降伏機構を形成し、それを保証する設計法であるとしている。これは、不明な地震力を外力として設定することよりも、コントロールしやすい部材耐力に注目し、降伏を許容する部位の強度が降伏を許容しない部位の強度を超えないように設計するものと言える。降伏部材の目標耐力は、2)の設計クライテリアを満足させるために、応答変形を意識し、剛性確保の意味から想定する大地震動によって生じる弾塑性応答変形までに耐力が発揮されるように求めている。しかし、ここでも耐力と応答変形の関係が明確でないため、必要耐力の算定が曖昧なままとなっている。

今後の耐震設計の方向としては、設計者が地震時における構造部材の損傷程度等を考慮して、目標とする建物の変形レベルを定め、それを満足させるための構造形式、構造部材を定めることとなるであろう。今後は、建築基準法においても性能規定型への改訂が行われ⁷⁾、地震時の建物の変形に対応する要求性能に合致する構造部材の設計という形に発展していくものと考えられる。逆に、部材の性能の制限により建物の応答の制限値を定めると言うような設計法も可能になるであろう。必要耐力という観点からは、設計で想定する応答変位での塑性率等の制限からや、変形をある制限に収めるための剛性確保の意味からその必要性が論じられるようになるであろう。耐力は、設計クライテリアそのものではなく、クライテリアを満足させるための手段であり、設計者の判断の基に設定すべきものである。設計法そのものは、直接変形を目標としたものとして確立されるべきであると考えらる。

個々の建物における設計とは、各種の設定した目標を満足させる建物を実現させることである。このうち耐震設計は、図-1.1に示したように、目標耐震性能を定量的に設定し、これを満足させる建物を実現させることであり、**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の評価**の3点を基に総合的な判断を行うことになる。地震動入力に関しては、最近では、建設地が決まれば、その地点で想定すべき地震を設定し、経路、減衰、地表面地盤の増幅を考慮した設計用スペクトルを与えることも可能になってきている⁸⁾。また、柱・梁等の構造部材に対する実験的研究により、部材レベルで一定条件下での荷重-変形関係が精度良く求められるようになり、これをモデル化した立体弾塑性地震応答解析により、詳細な挙動の把握、部材の損傷評価が可能になってきている⁹⁾。このような詳細な検討は、最終的な建築物の耐震性の評価に用いられ、耐震設計上有効になっているものの、現状では解析上の仮定等により応答値が敏感に変化し¹⁰⁾、結果の評価には設計者の経験と判断が必要であることにかわりない。

一方、個々の建物の構造設計は、図-1.2に示したようになり、企画設計時の構造計画の段階で、既往の設計例の数値を参考に経験者による判断で、部材の断面を決める場合がほとんどであろう。現状の構造設計と呼ばれるものは、このおおむね決まった断面に対し、単に確認という構造計算を何度も繰り返しているに過ぎないことが多い。構造計画時に前述した耐震設計の3つの要点が釣合い良く配慮されていれば合理的な構造計画が可能となると考えられる。そのためには、簡易な手法で応答値が推定でき、設計クライテリアに対する見極めのつく設計方法が必要である。

高層建物における応答値の推定法としては、応答変位一定則が成り立ち¹¹⁾、弾性応答スペクトルが応答値の推定に用いられるならば、最も簡易な推定法となるであろう。このためには、変形集中を生じさせない耐力分布を設定することや、設計で意図したような部材の耐震性能を有するようにするための必要耐力の設定等の適切な条件設定が必要となる。これらの条件が、単に過去の設計例からの数値のみで与えられるのではなく、理論や数値実験を通じた論理的なものとして与

えられることが設計への合理性を生み出し、今後の設計条件の変化にも対応できる設計法となるものとする。

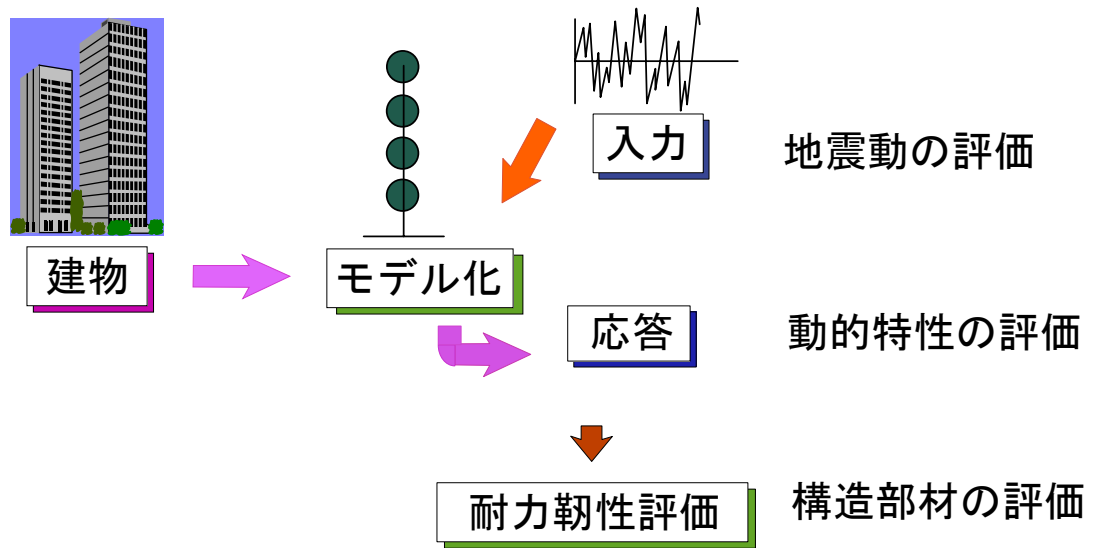


図-1.1 耐震設計の概念

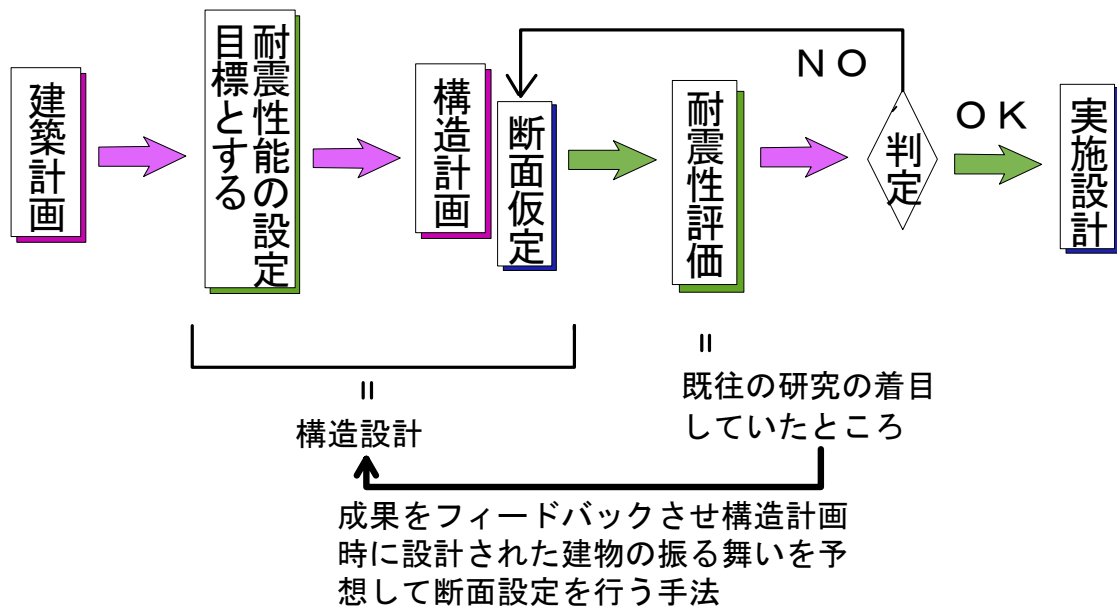


図-1.2 構造設計における断面設定

1.2 既往の研究

1.2.1 変形応答

弾塑性応答を推定する方法として、完全弾塑性型の復元力特性モデルを用いた古典的な弾塑性応答に関する研究は、すでに文献¹²⁾にまとめられている。地震応答を一般的に表す方法として、Newmark等¹¹⁾は、弾性応答スペクトルを加速度、速度、変位一定領域に分け、最大応答変位での弾性ポテンシャルエネルギーと見掛けの弾塑性最大エネルギーが等しいというエネルギー一定則や、弾塑性応答は弾性応答と等しいという応答変位一定則を適用し、塑性率の関数として弾塑性の加速度、変位スペクトルを求める手法を示している。また、地震荷重第1案¹³⁾では、これをさらに単純化し、エネルギー一定則が安全側であるとして各層の弾塑性応答変位をエネルギー一定則で推定する手法を示している。これに対し、芳村等¹⁴⁾は、鉄筋コンクリート構造はトリリニア型¹⁵⁾の復元力特性を示すとして D-Triモデル¹⁵⁾を用いた応答解析を行い、弾塑性応答値の推定法を提案し、さらに、短周期領域においてエネルギー一定則で求めた変位より応答値が大きくなる傾向がある事を示している。また、地震荷重第1案の解説¹³⁾の中で短周期領域において、降伏点周期を用いたエネルギー一定則で変位を推定する方法を示している。その後、小谷¹⁶⁾は各種の復元力モデルによる検討を行い、短周期領域で変位応答がエネルギー一定則の値より大きくなる事を示している。また、塑性化により周期が伸びる事を考慮して、片拡幅応答スペクトルを用いる事を提案している¹⁷⁾。

応答を Housner¹⁸⁾によって提案されたエネルギー入力¹⁸⁾の観点より評価する試みは、秋山¹⁹⁾により構造物の損傷評価の手法としてまとめられている。この中で、短周期構造物では、塑性化にともないエネルギー入力が増大する事を示している。鈴木ら²⁰⁾は、模擬地震波を用いてエネルギーを用いた考察による弾塑性変位応答の検討を行い、応答スペクトルの加速度一定領域と、速度一定領域で分けて Takedaモデル²¹⁾に対する塑性率の推定式を与えている。

1.2.2 設計用せん断力分布

設計用せん断力の耐力分布は、ベースシア係数と高さ方向の分布形とで定まる。

1) ベースシア係数

必要耐力を定めるための数多くの研究から各種の手法が提案されている。地震荷重案Ⅰ¹³⁾では、バイリニア型¹³⁾の速度応答スペクトルよりSRSS(Square Root of the Sum of the Squares)を用いて弾性せん断力を求め、保有耐力と比較し、エネルギー一定則を用いて応答変位を推定し、塑性率が許容範囲に納まるようにしている。この時、速度応答スペクトルが一定の領域では、加速度応答スペクトルは周期の逆数となるが、SRSSにより求めるベースシア係数は高次モードの影響が加わるため周期の逆数とはならない。

現行の耐震設計法²⁾では、高層建物の周期域では周期に逆比例する R_t 曲線によってベースシア係数が定められるが、長周期の構造物の設計においてこれを参考として用いる場合には R_t の下限値を0.25としている。大地震時には、地震動の最大加速度応答を $1g$ (g :重力の加速度)と考え、周期の関数として与えられる加速度応答スペクトルに対し、許容される変形能に応じてエネルギー一定則より耐力の低減を認める(D_s)形となっている。これをさらに進め、エネルギー入力に対するポテンシャルエネルギーや1サイクルあたりの履歴エネルギーを定めるためという観点より耐力を定める方法も提案されている¹⁹⁾。

外国の例²²⁾ではATC-3²³⁾の提案を受けて定められた米国のUBCコードに習い、1次固有周期の $2/3$ 乗に逆比例する形となっているものや、1次固有周期の平方根に逆比例する形となっているものが多い。これらは加速度スペクトルが周期に逆比例するのに比べ保守的な形となっている。この理由はATC-3によると、一般的に周期が伸びると階数が増え、自由度が増し、高次モードの影響による変形集中や破壊モード形式の増加等の不安定要因が増加するためとされている。

高層建物の設計用ベースシア係数としては、主として鉄骨造を対象として、弾性設計用地震荷重として与えられたものが多い。高層建築技術指針²⁴⁾において

は1次固有周期に逆比例する形として、 $C_B=(0.18\sim0.36)/T_i$ (T_i :弾性1次周期)を提案している。これに対し奥本等²⁵⁾は、せん断型質点モデルを用いて、各種地震動に対する弾性応答解析の結果、最大速度振幅25cm/secの地震動に対する設計用ベースシアーとして $C_B=0.47/T_i^{1.37}$ を提案している。

鉄筋コンクリート構造のベースシアー係数は、クラックにより剛性が低下するため弾性剛性による1次固有周期で定めた場合、同じ弾性固有周期を持つ鉄骨構造より小さめの値となっている。鉄筋コンクリート造建物の既往の設計例^{3),4)}では、1次設計用ベースシアーとして $C_B=(0.18\sim0.22)/T_i$ となっており、1次固有周期に逆比例する値となっている。これに対し、境²⁶⁾は、最大速度振幅50cm/secの地震動を入力した時に部材の塑性率を4以下に納めるための降伏耐力に対するベースシアーとして $C_B=0.18/T_i^{1.6}$ を用いている。

応答解析の結果をもとに提案されたベースシアー係数は、周期が長くなると周期の逆数以上に低下が大きい表現となっている。これは、用いられている地震動の多くが数秒以上の周期で応答スペクトルが変位一定領域になり、加速度応答スペクトルが周期の2乗に逆比例することと、地震動の相違による短周期側のばらつきを包絡するために、短周期側で大きな値をとっていることの2つが原因と考えられる。

2) 高さ方向の分布形

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²⁷⁾にまとめられている。

秋山¹⁹⁾は、主としてエネルギー入力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²⁸⁾は、減衰を無視した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¹³⁾における地震荷重案Ⅱでは、各層のじん性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、全等²⁹⁾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³⁰⁾に採用されている。しかし、現行の耐震設計法²⁾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²⁷⁾は、SRSSの結果により、高さ方向の剛性分布を考慮し、種々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。

1.2.3 構造計画と剛性分布

耐震設計においては、構造計画が重要な位置を占め、一般的な鉄筋コンクリート建物に対する略構造設計の方法も提案されている³¹⁾。高層建物においては、1) 高層化による柱軸力の増大、2) 高次モードの影響を含めた力の伝達経路の増大、3) 全体曲げ変形の増大、について考慮する必要がある³²⁾。

弾性解析においては、せん断型構造物に対し、1次固有周期を制約条件とし、それより弾性剛性の和を最小にするとの条件を用いた最適設計により弾性剛性を定める方法が知られている³³⁾。これを、地震時の応答量を制限するために拡張し、弾性限をやや超える程度の領域を含めて設計式を導いた例もみられる³⁴⁾。さらに制約条件を部材端ひずみにおいて設計法を論じたものもある³⁵⁾。また、鋼構造を対象にして、建物の頂部の変形を最小にするための断面設定法や³⁶⁾、層間変形を制約条件とした設計法³⁷⁾も提案されている。

また高層建物の場合、剛性分布が適切でないと頂部でむち振り現象を起こし、上層が極端に振れるといわれている¹⁾。このため、上層部の躯体断面は必要耐力からよりも、適切な剛性分布により制限される。このむち振り現象を起こさないように設計された建物の剛性分布として武藤は¹⁾、最下層近傍を除いた等価せん断剛性の比として、最上層の剛性が下層の0.37~0.45程度となるような直線分布であるとしている。全・井上³⁸⁾は、高層建築物の設計資料により構造種別ごとに剛性分布を検討し、等価せん断剛性は構造種別によらず上層に向かって直線的に低下し、最上層では、最下層の0.1~0.3程度であると報告している。神永等³⁹⁾は、(財)日本建築センターで高層評定を受けた建物の統計解析により、平均的な等価せん断剛性分布を3次式で与えている。むち振り現象を、どのような評価でとらえるかは難しいところであるが、頂部の層間変形が平均値より大きくならないということが一つの条件になると思われる。質量分布が均一の時に、1次モードが直線となる剛性分布は解析的に求まり、放物線分布となるとされている^{33),40)}。

1.3 本論の目的

本論は、耐震設計の3つの要点、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の評価のうち、特に構造物の動的挙動の把握に主眼をおき検討を行う。そして、構造計画時の初期断面設定法について、これまで既往の設計例を基にした数値をにらんだ経験者による判断で行われていたものを、地震応答の概略の傾向を踏まえて合理的に行う手法を検討するものである。

断面設定の方法は、これまでもいくつか提案されているし、与条件さえ明確ならば逆解析により断面を定めることができる。複雑な理論に基づく断面設定法も、一貫設計プログラムや、エキスパートシステムなどとしてユーザーインターフェイスが良く、誰にでも容易に利用できるように整備することによりブラックボックスとして用いることができる。しかし、このようにしてなされた設計は、技術者としてその設計の結果に責任を持つことは困難であろう。高層鉄筋コンクリート建物の設計技術は、動的設計が中心となり、より複雑になってきている。技術者が設計に対し主体的に責任をとるためには、簡易で理解しやすい手法により基本的な応答性状を押さえた断面設定を行う必要があると考える。本論はこのような観点から、技術者が容易に理解できることをめざしている。

高層建物のような長周期の建物の地震時の応答性状は、それを等価1質点系に置き換えたときに、弾塑性応答変位が弾性応答変位以下となるとかねてより言われており¹⁾、弾性応答スペクトルが変位応答値の推定に用いられるならば、最も簡易な推定法となるであろう。本論ではまず、梁降伏の全体降伏系となるよう設計された建物を対象とし、超高層建物の設計に一般的に用いられている設計用入力地震動波形⁴⁾を用いて、各種バイリニアの復元力特性を持つ1質点系の弾塑性応答解析をパラメトリックに行い、弾塑性変位応答の検討を行う。そして、1質点系の弾塑性変位応答と、弾性変位応答スペクトルとの関係を、強度、初期周期および地震動の周期特性によって定められる無次元パラメータにより定め、鉄筋コンクリート造の変位応答の傾向を示し、これらの無次元パラメータにより変

位一定則が成り立つ領域が容易に判断できる事を示す。

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⁴²⁾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。このような耐力分布を持つような建物は、層間変形のレベルにおいても応答変位一定則を満足することになる。その場合には、応答値が推定可能となるため、設計で想定した被害レベルに納めるための必要耐力を設定することが可能になる。本論では、変形集中が生じることなく、設計で想定した部材の損傷の程度に応答を納めるための耐力分布を検討する。

このようにして、設計で想定する損傷レベルに納めるための耐力分布が設定されれば、それに見合った断面設定ができる。この設定した断面と、想定した入力地震動のレベルにより応答値の推定が可能となり、あらかじめ耐震性の評価が行えることになる。本論においては、与えられた設計用応答スペクトルを用いて、断面設定の手法と、応答値の推定手法について具体的に検討を行い、モデル建物に対し応答量の推定値を求め、応答計算により検証する。

現在予備設計でなされている断面設定は、ほとんど同じ耐震目標性能と入力地震動のレベル（最大速度振幅50cm/secの入力地震動に対し、層レベルでの塑性率が2以下等）に応じた既往の設計例を元になされている。これらの経験則による断面設定は、今後研究が進み、入力レベルが建設地毎に設定されたり、耐震目標性能が構造材料の変化により変更したときには無力となる。これまで経験則によりなされていた構造計画に対し、ある程度の理論的背景を与えた本論によれば、これらの耐震設計の評価項目の変化等についても対応可能である。

第1章の参考文献

- 1) 武藤 清：構造物の動的設計、丸善、1977年
- 2) 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
- 3) 青山博之：高層鉄筋コンクリート建物の現状と今後の問題点、コンクリート工学 Vol.24、No. 5、pp.4～13
- 4) 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、1991年 5月
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990年11月
- 6) 青山博之編著：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法、技報堂出版、pp.487～489、1990年
- 7) 山内泰之：「新しい建築構造設計体系」の考え方、あらか、建築研究成果撰第12集、pp.39～44、建築振興協会、1994年
- 8) 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
- 9) 堀 昭夫、島崎和司：分割梁法による超高層 R C 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
- 10) 稲井栄一、島崎和司：超高層鉄筋コンクリート構造建物の地震時挙動について（その 1）建物のモデル化と応答について、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.351～352, 1987年10月
- 11) Veletsos, A.S. and N.M. Newmark, : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Systems, Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, pp. 895～912, 1960
- 12) 日本建築学会：建築物の耐震設計資料、7 章 pp. 233-257、1981年4月
- 13) 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
- 14) 芳村学、青山博之：Degrading Tri-linear Modelを用いた地震応答の弾性応答からの推定法（その 2）、日本建築学会大会梗概集、pp.1063-1064、1975年
- 15) 深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究（その 1）、日本建築学会関東支部学術 研究発表会梗概集、pp.121-124、1969年11月
- 16) Otani, S., : Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake response analysis, 東京大学工学部 紀要(B), Vol. 36, No.2, pp.125～159, 1981
- 17) 小谷俊介、小出敏弘、永井潔：鉄筋コンクリート構造の設計用地震力、構造工学論文集、Vol. 31B, pp.225～236, 1985年3月
- 18) Housner, G. W., "Limit design of structures to resist earthquakes," Proceedings of the I WCEE, Vol. 5, pp. 1～13, 1956
- 19) 秋山宏：建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1980年9月

- 20) 鈴木哲夫、武田寿一：エネルギー考察に基づく建物の耐力と塑性変形の関係、日本建築学会関東支部大会梗概集、pp.89～92、1981年
- 21) Takeda, T., M.A. Sozen & N.N. Nelson, : Reinforced Concrete response to simulated earthquakes. Journal of structural division, ASCE, Vol.96, No. STc2, pp. 2557～2573, 1970
- 22) IAEE : Earthquake Resistant Regulations A World List 1992、学術文献普及会、1992年7月
- 23) ATC : Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings, (second Printing), Applied Technology Council, April 1984.
- 24) 日本建築学会：高層建築技術指針、1973年3月
- 25) 奥本英史、向井久夫、久徳敏治：高層建物の設計用ベースシア係数について、日本建築学会大会梗概集、pp.837-838、1984年
- 26) 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2月
- 27) 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
- 28) 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
- 29) 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
- 30) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、1993年6月
- 31) 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編）、技法堂出版、1982年
- 32) 矢野克巳、梅村 魁、小林紳也、松井源吾、望月 洵：新建築学体系、25、構造計画、彰国社、1981年
- 33) 中村恒善：建築骨組みの最適設計、丸善、1980年
- 34) Nakamura, T., and T. Yamane "Optimum design and earthquake-response constrained design of elastic shear buildings", Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 14, pp. 797～815, 1986
- 35) 中村恒善、小坂郁夫：弾塑性骨組の指定設計用変形指標に対する2段階地震応答制約設計法、日本建築学会構造系論文報告集、No.439、pp.89～101、1992年
- 36) Wada, A. : Drift design of tall buildings, Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering, Vol. 7, pp. 3635～3640, Madrid, SPAIN, 1992
- 37) 内村 均、佐藤和英、和田 章、黒正清治：層間変位に着目した弾性平面骨組みの部材断面変更法、第43回応用力学連合講演会講演予稿集、pp. 537～540、1993年12月
- 38) 全 大翰、井上 豊：一様な速度応答スペクトルを持つ模擬地震動波形群によるせん断型多層建築物の弾塑性応答特性、日本建築学会学術講演梗概集、C、pp.817～818、1991年

- 39)神永敏行、渡部 丹、神田 順、佐藤玲圭：高層建築物の標準的地震応答特性、その1、その2、日本建築学会学術講演梗概集,C,pp.773～776, 1991年
- 40)田治見宏：構造振動学、コロナ社、1965年
- 41)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6月
- 42)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,C,pp.923～924、1990年10月

第1章 序論

図-1.1	耐震設計の概念.....	8
図-1.2	構造設計における断面設定.....	8

第2章 等価1質点系における鉄筋コンクリート建物の応答性状

2.1 はじめに.....	21
2.2 応答解析方法.....	22
2.2.1 地震動.....	22
2.2.2 履歴モデル.....	31
2.2.3 数値計算法.....	32
2.3 応答解析結果.....	33
2.3.1 弾塑性変位応答の傾向.....	33
2.3.2 無次元化パラメータに対する応答.....	34
2.3.3 弾塑性変位応答値のゾーニング.....	39
2.4 応答結果の検討.....	41
2.4.1 エネルギー的観点から見た変位応答.....	41
2.4.2 弾塑性系への入力エネルギー.....	43
2.4.3 減衰エネルギー.....	45
2.4.4 履歴エネルギー.....	48
2.4.5 累積率.....	53
2.4.6 変位応答.....	61
2.5 鉄筋コンクリート建物の変位応答.....	62
2.5.1 適用方法.....	62
2.5.2 トリリニア型復元力との対応.....	63
2.6 まとめ.....	67

2.1 はじめに

鉄筋コンクリート構造物は一般に剛性が高いため、耐震設計においても層せん断耐力、柱軸力等の力や強度の面に注目している事が多かった。しかし、最近では超高層建物のような長周期の構造物が増え、変形制限が設計を支配する例が見られるようになり、また、設計が靱性を考慮したものとなり、強震時の最大変形量や、最大層間変形角を予測する事が重要な課題となっている。

設計された建物の地震時の変形量は、部材モデルを用いた立体フレーム解析手法等により個々の部材レベルまで算定できるようになっている。しかし、解析には減衰や復元力特性等の仮定を多く含み、その仮定の仕方によっては応答変位が大きく変化する事が報告されている¹⁾。また、解析には個々の部材の弾塑性性状が設定されなければならないので、最終的な安全確認に用いられるのが一般的である。設計の初期段階で用いるには、単純で簡易なものほど有益であると考えられる。弾性応答スペクトルの値を用いる事ができれば、最も単純な方法となる。

弾塑性応答を推定する方法としては、すでに第1章にまとめたように数多くの研究がなされている。しかし、これらの研究結果は、限定された地震動加速度記録波形（以下地震動と記す）を用いて得られたものである。本章では、梁降伏の全体降伏系となるよう設計された建物を対象とし、超高層建物の設計に一般的に用いられている設計用入力地震動波形²⁾を用いて、各種バイリニアの復元力特性を持つ1質点系の弾塑性応答解析をパラメトリックに行い、弾塑性変位応答の検討を行う。そして、1質点系の弾塑性変位応答と、弾性変位応答スペクトルとの関係を、強度、初期周期および地震動の周期特性によって定められる無次元パラメータにより定め、鉄筋コンクリート造の変位応答の簡易な推定法を示す。また、これらの無次元パラメータにより変位一定則が成り立つ領域が容易に判断できる事を示す。ここでの特徴は上記の無次元パラメータを用いる事により地震動の種類によらず同一の考え方ができる事を示す事にある。

2.2 応答解析方法

2.2.1 地震動

1) 応答スペクトル

本章において使用した地震動の加速度、速度、変位の最大値を表-2.1に、その変位応答スペクトルを図-2.1に示す。これらの地震動は一般に用いられている設計用地震動と、さらに、周波数特性が広く分布するように若干の地震動を加えたものである。速度、変位の最大値については、原記録、参考文献²⁾に記述のあるものについてはその値を、それ以外は積分による一方向ドリフト成分等を取り除くためFFTを用い、周波数領域でバンドパスフィルターをかけ、積分し、逆変換したものの最大値として求めた。尚、応答計算には原波形を用いた。

本章では、各地震動の2%減衰に対する応答スペクトルを、加速度応答スペクトル一定領域、速度応答スペクトル一定領域、変位応答一定領域の3つの領域に分け、加速度応答スペクトル一定領域と速度応答スペクトル一定領域の境界の周期を特性周期(T_c)と定義し、これで周波数特性を代表させる。特性周期を求めるための2%減衰の3折れ線スペクトルはNewmarkの提案³⁾のように地震動の最大値の定数倍として求めれば、応答スペクトルを計算しなくても定められるが、本章では次のようにして求めた。まず、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、これを原点を通る直線で包絡する。この傾きより、擬似加速度、擬似速度スペクトル一定値を定め、道路橋示方書・同解説の減衰定数別補正係数⁴⁾を参考にして、1.67を乗じ2%減衰の応答スペクトル値とする。変位一定領域の値は、本章の対象建物の周期範囲を5秒までとし、それまでの10%減衰の変位応答スペクトルの最大値を1.67倍して求めた。これらの値を表-2.2に示す。また、これより求めた擬似変位応答スペクトルを図-2.1中に示す。おおむね2%減衰の変位応答スペクトルを近似しているが、一部の地震動では、速度スペクトル一定領域で2%減衰の変位応答スペクトル値をかなり下回っている部分がある。特性周期の範囲は、0.29~1.15 secの間に分布している。

表-2.1 使用した地震動の最大値

地震動名	地震動の最大値		
	加速度	速度	変位
	cm/sec ²	cm/sec	cm
El Centro NS	341.7	33.45	10.86
El Centro EW	210.14	36.92	19.78
Taft NS	152.7	15.72	6.69
Taft EW	175.95	17.71	9.15
Tokyo 101 NS	74.0	7.63	4.38
Sendai 501 NS	57.5	3.46	1.94
Sendai 501 EW	47.5	3.82	2.14
Osaka 205 EW	25.0	5.08	4.14
Hachinohe NS	225.0	34.08	11.44
Hachinohe EW	182.9	35.81	13.26
Tho30-1FL NS	258.2	36.17	14.52
Tho30-1FL EW	202.57	27.57	9.11
Castaic EW	310.66	16.26	2.59
Managua NS	317.52	29.48	6.66
Los Angeles NS	249.9	27.27	12.65
Santa Barbara EW	128.38	18.79	5.24

表-2.2 平滑化した2%減衰の応答スペクトル

地震動名	平滑化した応答スペクトルの最大値			境界の周期 *	
	加速度 cm/sec ²	速度 cm/sec	変位 cm	T _c sec	T ₂ sec
El Centro NS	1209.85	109.67	36.27	0.57	2.08
El Centro EW	783.67	96.57	54.05	0.77	3.52
Taft NS	542.00	45.32	25.43	0.53	3.53
Taft EW	591.18	48.28	20.53	0.51	2.67
Tokyo 101 NS	201.84	22.63	6.57	0.70	1.82
Sendai 501 NS	226.78	10.52	3.02	0.29	1.80
Sendai 501 EW	215.23	13.61	3.31	0.40	1.53
Osaka 205 EW	124.21	13.35	7.41	0.68	3.49
Hachinohe NS	817.49	96.56	40.42	0.74	2.63
Hachinohe EW	803.17	119.11	47.93	0.93	2.53
Tho30-1FL NS	942.43	146.37	35.60	0.98	1.53
Tho30-1FL EW	955.69	82.12	33.23	0.54	2.54
Castaic EW	1014.31	57.56	9.08	0.36	0.99
Managua NS	1735.25	103.89	24.98	0.38	1.51
Los Angeles NS	874.79	106.10	55.75	0.76	3.30
Santa Barbara EW	344.27	62.86	20.35	1.15	2.03

* T_c : 加速度一定領域と速度一定領域の境界の周期(特性周期)

T₂ : 速度一定領域と変位一定領域の境界の周期

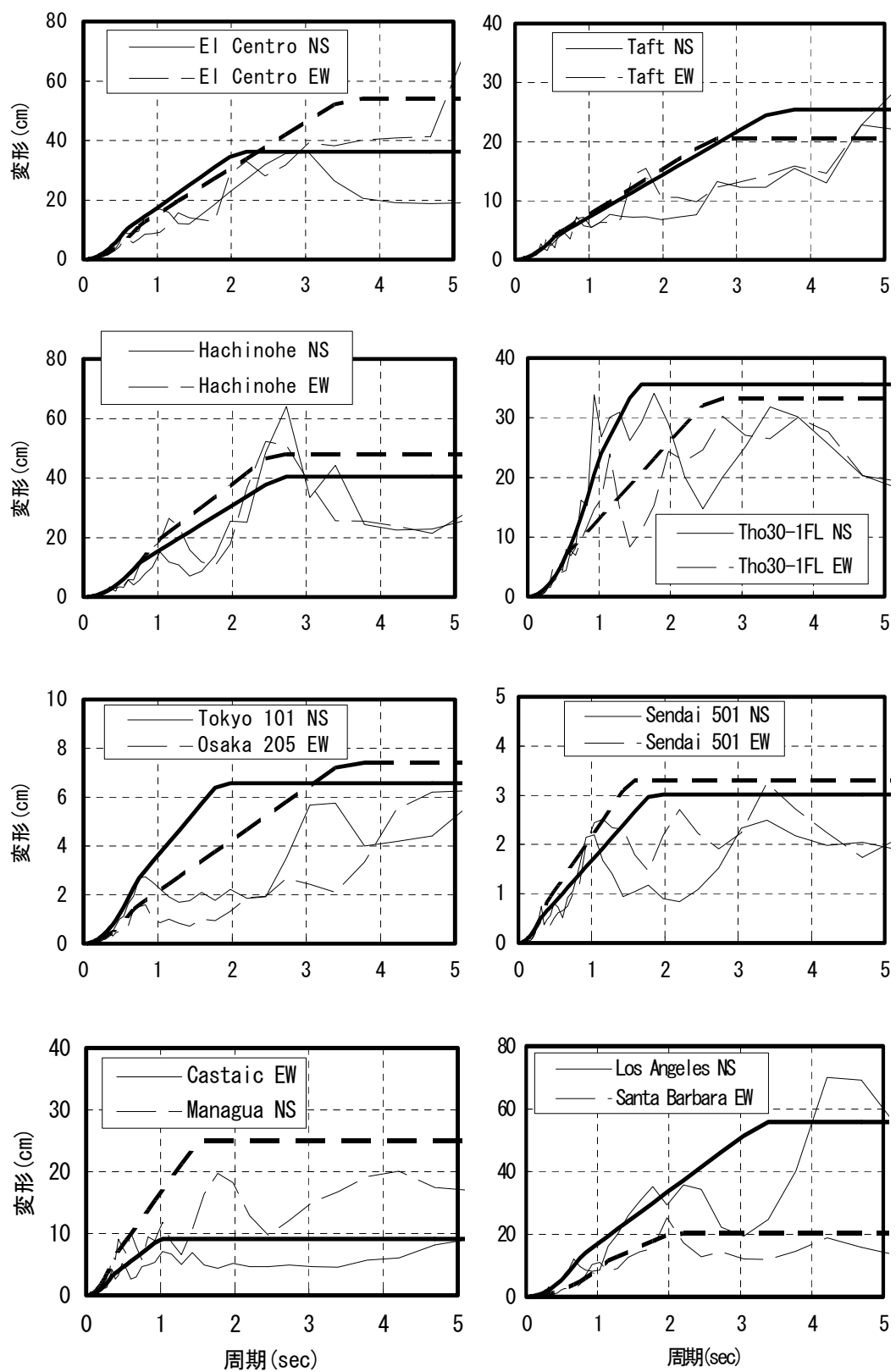


図-2.1 使用した地震動加速度記録波形の変位応答スペクトル（細線）と平滑化スペクトル（太線）

2) エネルギー入力

本章において、弾塑性応答をエネルギー的に考察するので、ここでエネルギー入力についての概要を示す。

1質点形の弾性応答の運動方程式は次式で与えられる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad \text{-----}(2.1)$$

ここで、

m : 質量
 c : 減衰定数
 k : 剛性
 $x, \dot{x}, \ddot{x}$: 変形、速度、加速度
 $\ddot{x}_g$: 入力加速度

式(2.1)は、力の釣り合い方程式である。これを微小時間の Δt 間の微小変形 Δx におけるエネルギーの釣り合いに書き直すと、

$$m\ddot{x}(t) \cdot \Delta x + c\dot{x}(t) \cdot \Delta x + kx(t) \cdot \Delta x = -m\ddot{x}_g(t) \cdot \Delta x \quad \text{-----}(2.2)$$

$\Delta x = \dot{x} \cdot \Delta t$ であるので $\Delta t \rightarrow 0$ の時、時刻0から t までのエネルギー入力として積分表示すると、

$$m \int_0^t \ddot{x} \dot{x} dt + c \int_0^t \dot{x}^2 dt + k \int_0^t x \dot{x} dt = -m \int_0^t \ddot{x}_g \dot{x} dt \quad \text{-----}(2.3)$$

各項に部分積分を適用すると、

$$\frac{m}{2} [\dot{x}(t)]^2 + \frac{k}{2} [x(t)]^2 + c \int_0^t \dot{x}^2 dt = -m \int_0^t \ddot{x}_g \dot{x} dt \quad \text{-----}(2.4)$$

これは、次のように示せる。

運動エネルギー＋位置エネルギー＋消散エネルギー＝入力エネルギー

これにより入力エネルギースペクトル E_m を求める事ができる。表-2.1に示した地震動のエネルギースペクトルを図-2.2に示す。なお、エネルギースペクトルは次式で与えられる等価速度として示される事が多く、図-2.2は、この等価速度で示している。

$$V_m = \sqrt{2E_m / m} \quad \text{-----}(2.5)$$

加速度等の応答スペクトルと異なり、減衰の増大は応答値の減少ではなく、スペクトルの平滑化を増している。

エネルギースペクトルは、フーリエ振幅スペクトルからでも求められる⁵⁾。

フーリエ変換方程式は、

$$\begin{aligned}\ddot{X}_g(\omega) &= \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{x}_g(t) e^{-i\omega t} dt \\ \dot{X}(\omega) &= \int_{-\infty}^{\infty} \dot{x}(t) e^{-i\omega t} dt\end{aligned} \quad \text{-----}(2.6)$$

また、Parseval'sの等式は、

$$\int_{-\infty}^{\infty} \dot{x}(t) \overline{\dot{g}(t)} dt = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \dot{X}(\omega) \overline{\dot{G}(\omega)} d\omega \quad \text{-----}(2.7)$$

ここで、上線は共役複素数を示し、 $F(\omega), G(\omega)$ は $f(t), g(t)$ のフーリエ変換を示している。

式(2.4)に示されているように、応答エネルギーは質量、地動加速度、質量の相対速度を変数として0時間から地震動の終了時間までの積分によって与えられる。地動加速度は、地震の前と後では0と考えてさしつかえないので、積分の範囲を $-\infty$ から ∞ に拡張すると、応答エネルギー RE は、

$$RE = -m \int_{-\infty}^{\infty} \dot{x} \ddot{x}_g dt \quad \text{-----}(2.8)$$

複素数表示すると、

$$RE = -m \cdot \text{Re} \left[\int_{-\infty}^{\infty} \dot{x} \ddot{x}_g dt \right] \quad \text{-----}(2.9)$$

この式に、Parseval'sの等式を適用すると、応答エネルギーを周波数領域で求める事ができる。

$$RE = -\frac{m}{2\pi} \cdot \text{Re} \left[\int_{-\infty}^{\infty} \dot{X}(\omega) \cdot \ddot{X}_g(\omega) d\omega \right] \quad \text{-----}(2.10)$$

速度の共役複素数は、加速度の共役複素数と周波数速度応答関数 $H(\omega)$ により次式で与えられるので、

$$\dot{X}(\omega) = -i\omega \cdot H(\omega) \cdot \ddot{X}_g(\omega) \quad \text{-----}(2.11)$$

(2.10)式は次のように書ける。

$$RE = \frac{m}{2\pi} \text{Re} \left[\int_{-\infty}^{\infty} H(\omega) \cdot \ddot{X}_g(\omega) \cdot \ddot{X}_g(\omega) d\omega \right] \quad \text{-----}(2.12)$$

(2.12)式の地動加速度部分は、共役複素数の積なので、

$$RE = \frac{m}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} [i\omega \cdot H(\omega)] |\ddot{X}_g(\omega)|^2 d\omega \quad \text{-----}(2.13)$$

周波数速度応答関数を展開すると、

$$RE = \frac{m}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \left[\frac{i\omega}{\omega_0^2 - \omega^2 + 2ih\omega_0\omega} \right] |\ddot{X}_g(\omega)|^2 d\omega \quad \text{-----}(2.14)$$

ここで、 ω はシステムの周波数 ($\sqrt{k/m}$) であり、 h は減衰常数である。

周波数応答関数部分の分母分子に $(\omega_0^2 - \omega^2 - 2ih\omega_0\omega)$ を乗じて実数を取り出すと、

$$RE = \frac{m}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{2h\omega_0\omega}{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4h^2\omega_0^2\omega^2} |\ddot{X}_g(\omega)|^2 d\omega \quad \text{-----} \quad (2.15)$$

ここで、重み関数として次式 (図-2.3) を定義すると、

$$W(\omega) = \frac{2h\omega_0\omega}{\pi[(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4h^2\omega_0^2\omega^2]} \quad \text{-----} \quad (2.16)$$

(2.15)式は、簡潔な表示の次式となる。

$$RE = \frac{m}{2} \int_{-\infty}^{\infty} W(\omega) |\ddot{X}_g(\omega)|^2 d\omega \quad \text{-----} \quad (2.17)$$

これより、エネルギースペクトルはフーリエ振幅スペクトルの2乗を周波数応答関数を重み関数として平滑化した物であるといえ、フーリエ位相スペクトルには無関係であるといえる。これは、応答が一方向にシフトする原因が地震動波形のフーリエ位相スペクトルに影響されるとの研究⁶⁾を考慮すると、応答をエネルギーのみで評価する事が適さない場合がある事を示している。

時刻歴解析においては、計算ステップにおいて(2.2)式の左辺をそれぞれ求め加えていけばよい。この過程での最大値をある周期と減衰でのエネルギー入力スペクトル値とする。入力エネルギーは単調増加関数ではなく、非減衰系においては最大値は応答の最後とは限らない。(2.17)式で与えられるエネルギーは応答の最終値であるので、厳密には時刻歴解析の結果の最大値とは同じとならない。しかし、減衰のあるシステムにおいては、最終値がほぼ最大値となっている。

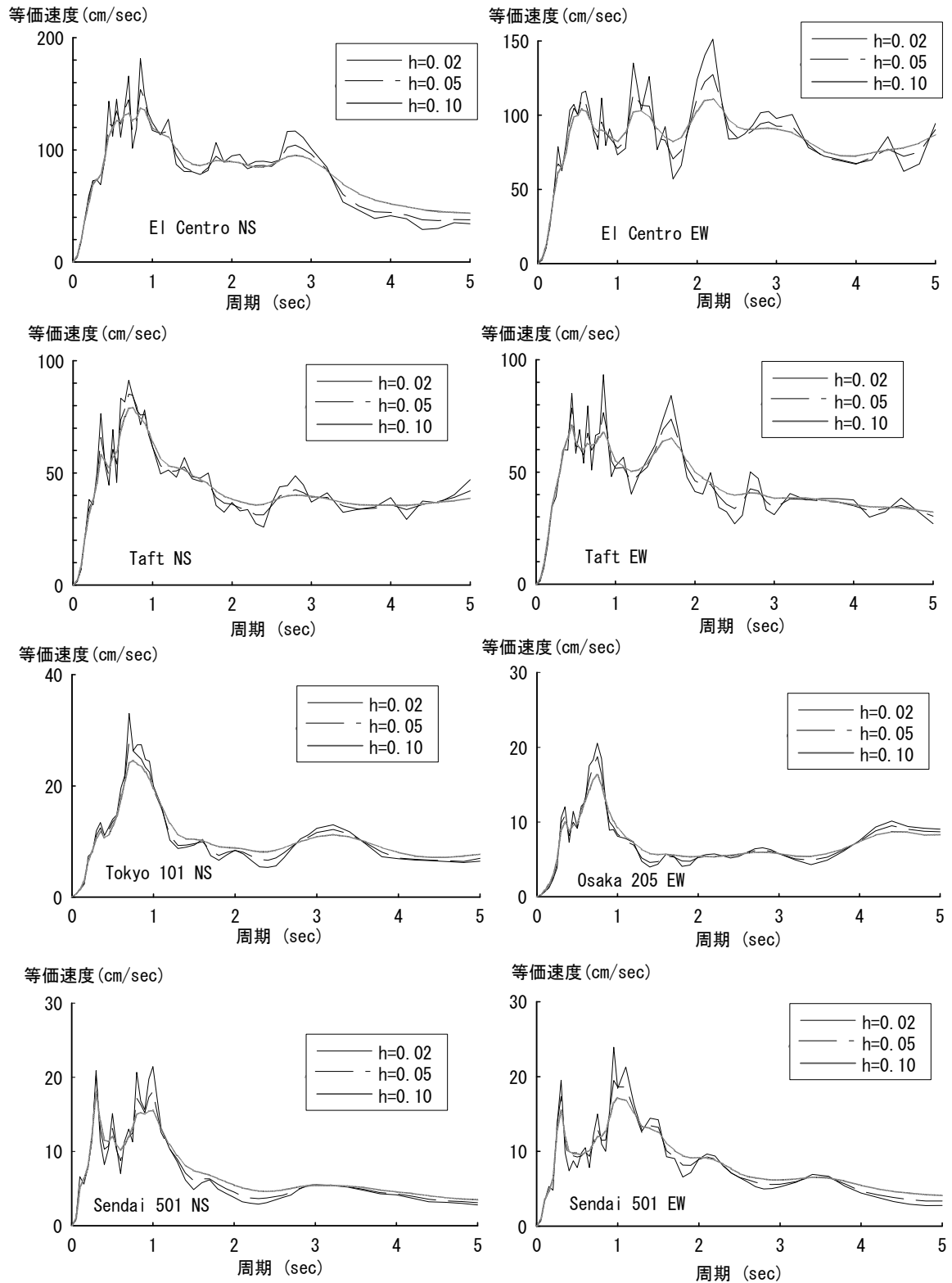


図-2.2(a) 使用した地震動加速度記録波形のエネルギースペクトル(1)

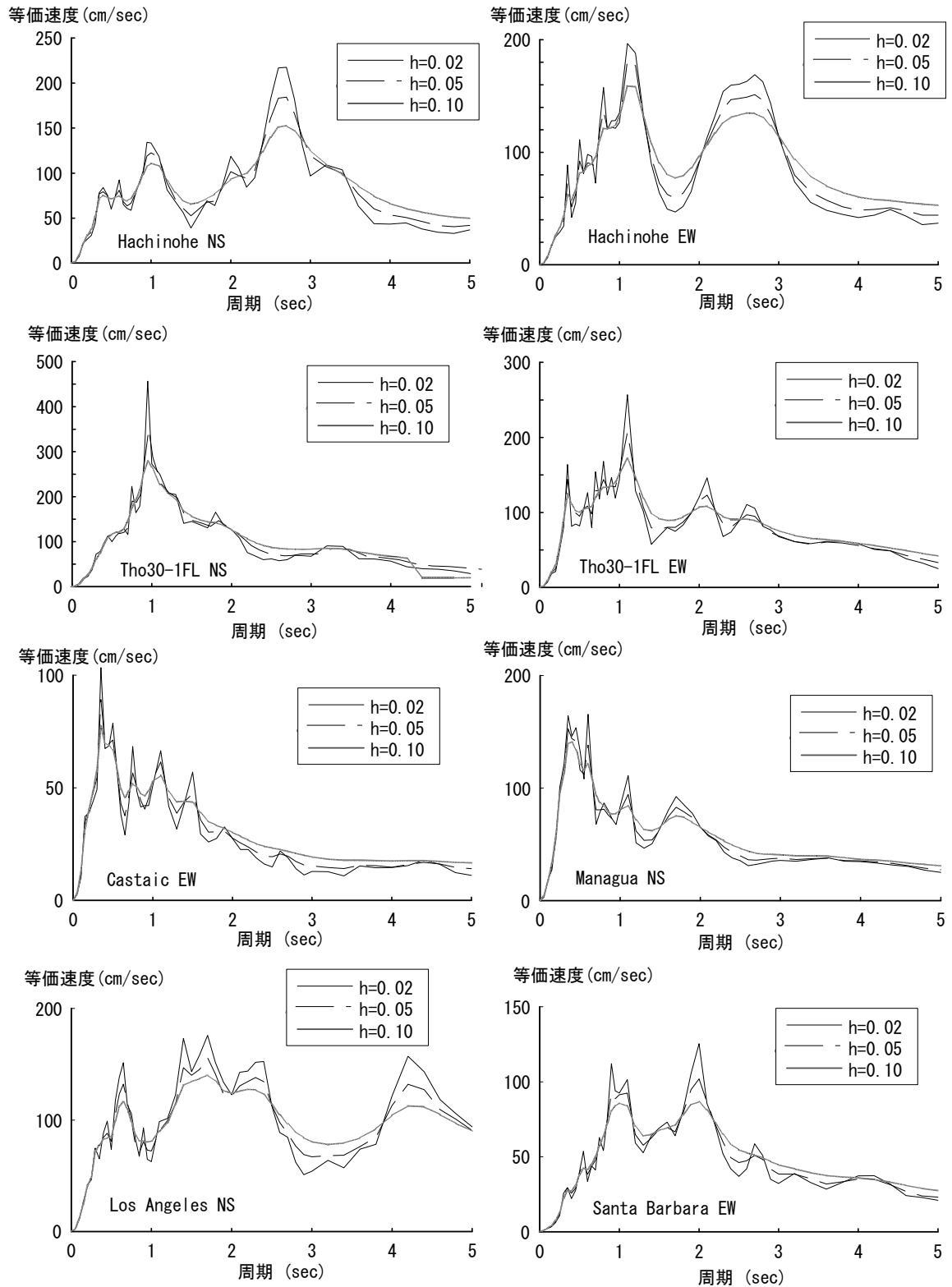


図-2.2(b) 使用した地震動加速度記録波形のエネルギースペクトル(2)

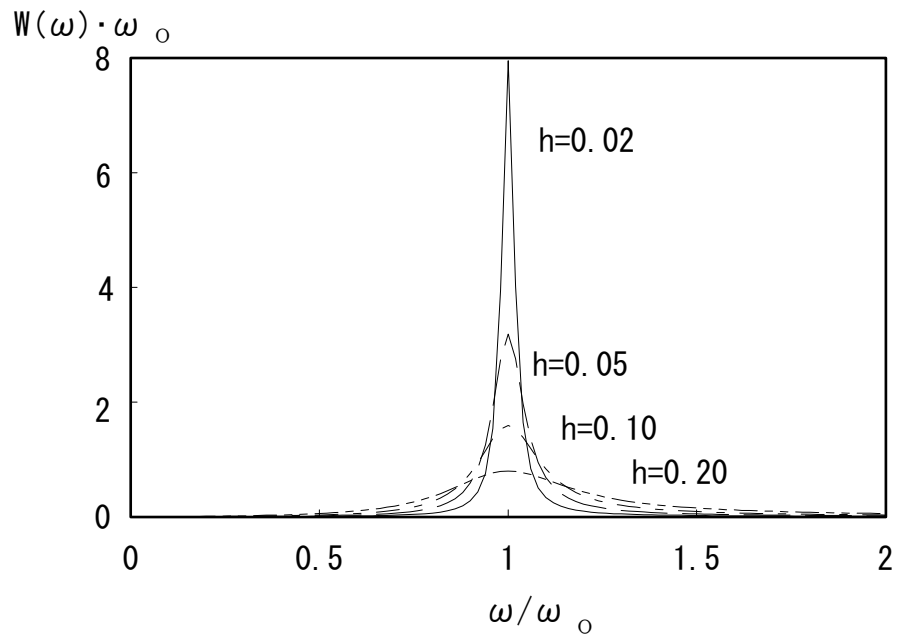


図-2.3 エネルギースペクトルに対する重み関数

2.2.2 履歴モデル

鉄筋コンクリート構造は一般的にはトリリニア型⁷⁾の復元力特性モデルが用いられるが、第1折れ点に関するパラメータが増えるため、簡便性という観点より本章ではバイリニア型⁸⁾の復元力モデルを用いた。また、降伏後の剛性は基本的に0とした。梁降伏型の鉄筋コンクリート構造を等価1質点系に縮約し、バイリニア型⁸⁾の復元力特性を用いて応答解析を行った場合、最大応答変位については実験結果とよく対応することがSaidiら⁷⁾によって示されている。また小谷⁸⁾は降伏後の剛性が応答に与える影響についてTakedaモデル⁹⁾を用いた検討により、降伏周期が長い場合には影響はほとんどなく、短い場合でも降伏剛性の5%以下ならば影響の少ないことを示している。従って、これらの復元力特性により鉄筋コンクリート構造の最大変位応答の検討が可能であるといえる。

バイリニアの復元力特性の初期周期としては、図-2.4に示すように弾性周期(T_i)、降伏点周期(T_y)、とその中間の周期として履歴面積が同じになるようにしたエネルギー等価周期(T_e)が考えられる。直感的には T_e を用いるのが良いと思われるが、簡便性のため本章では弾性周期(T_i)を用いる。実際の建物に適用するときにはこれに対する検討が必要であり、2.4において検討を行う。

本章で用いた5種類の履歴モデルを図-2.5に示す。モデル2~4が曲げ降伏する鉄筋コンクリート構造物を想定したモデルである。モデル2は、Cloughら¹⁰⁾によって提案されたモデルで、簡易である上に鉄筋コンクリート構造物の挙動をよく表すとされている。モデル3は小谷⁸⁾によって用いられており、Takedaモデル⁹⁾の簡易モデルと考えることができる。モデル2との相違は、除荷時の剛性を最大変位の関数として変化させられることであり、これによって履歴吸収エネルギーを調整できる。本章では、このモデルを鉄筋コンクリート建物の平均的な履歴モデルとして考える。モデル4は、モデル3にスリップ性状を加味したものであり、武田スリップモデル¹¹⁾の簡易モデルと考える。本研究においては、スリップ時の剛性を零と仮定した。

モデル1は、よく知られている弾塑性モデルであり、モデル5は弾塑性スリップモデルである。この両者のモデルは、履歴吸収エネルギーの最大、最小を表すモ

デルとして用いた。

2.2.3 数値計算法

数値計算は Newmarkの β 法¹²⁾ ($\beta = 1/6$) とし積分刻みは 0.01secと初期周期の1/20のうち小さい方とした。履歴特性の折れ曲がり点においては、運動方程式と履歴モデルの両者を満足するように繰り返し計算を行った。減衰は弾性時で2%とし、瞬間剛性に比例するものと仮定した。

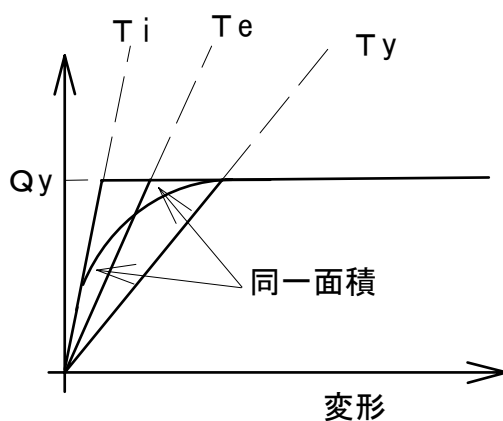


図-2.4 バイリニアー復元力の設定

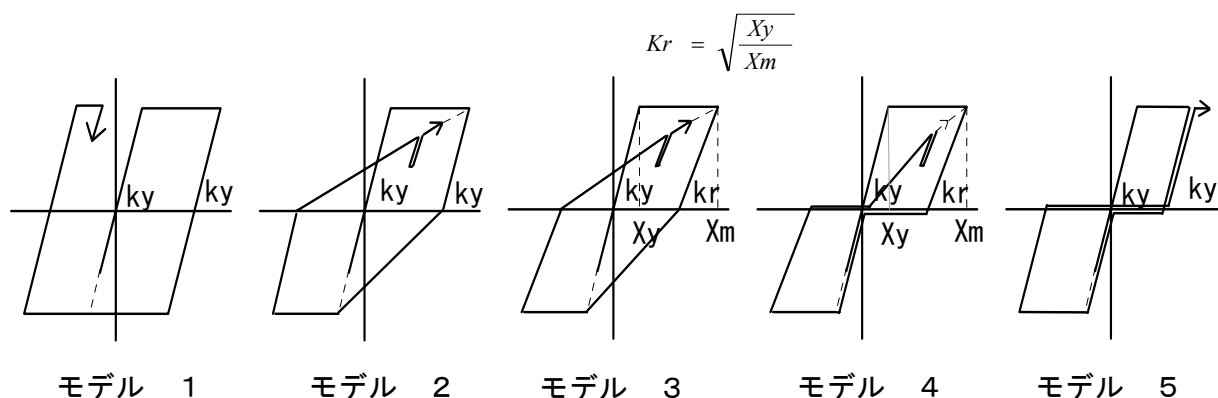


図-2.5 使用したバイリニアー復元力特性モデル

図-2.1 使用した地震動加速度記録波形の変位応答スペクトル（細線）と 平滑化スペクトル（太線）	24
図-2.2(A) 使用した地震動加速度記録波形のエネルギースペクトル(1).....	28
図-2.2(B) 使用した地震動加速度記録波形のエネルギースペクトル(2).....	29
図-2.3 エネルギースペクトルに対する重み関数.....	30
図-2.4 バイリニアー復元力の設定.....	32
図-2.5 使用したバイリニアー復元力特性モデル.....	32
表-2.1 使用した地震動の最大値.....	23
表-2.2 平滑化した2%減衰の応答スペクトル.....	23

2.3 応答解析結果

2.3.1 弾塑性変位応答の傾向

応答変位一定則、エネルギー一定則を検証する意味で、鉄筋コンクリート造の一般的な復元力モデルであるモデル3を用いた1質点系に対し、特性周期の異なる3波の地震動（Castaic EW、El Centro NS、Hachinohe NS）を用いた応答解析を、降伏強度をパラメータとして行なった。初期周期は、応答スペクトルの加速度一定領域として0.3秒、速度一定領域として1.0秒の2種とした。解析結果を、弾性応答変位、弾性応答せん断力で規準化して図-2.6に示す。初期周期 0.3秒のものでは地震動による応答の差が大きく、特に、降伏強度が小さい時その傾向が強い。Hachinohe NSに対する応答値はエネルギー一定則よりも大きな値となっている。このことは、エネルギー一定則はある地震動に対しある特定の初期周期の時のみに成立し、一般的には成り立たない事を示している。初期周期 1.0秒のものでは、どの地震動に対する応答値も、応答変位一定則より小さな値となっている。

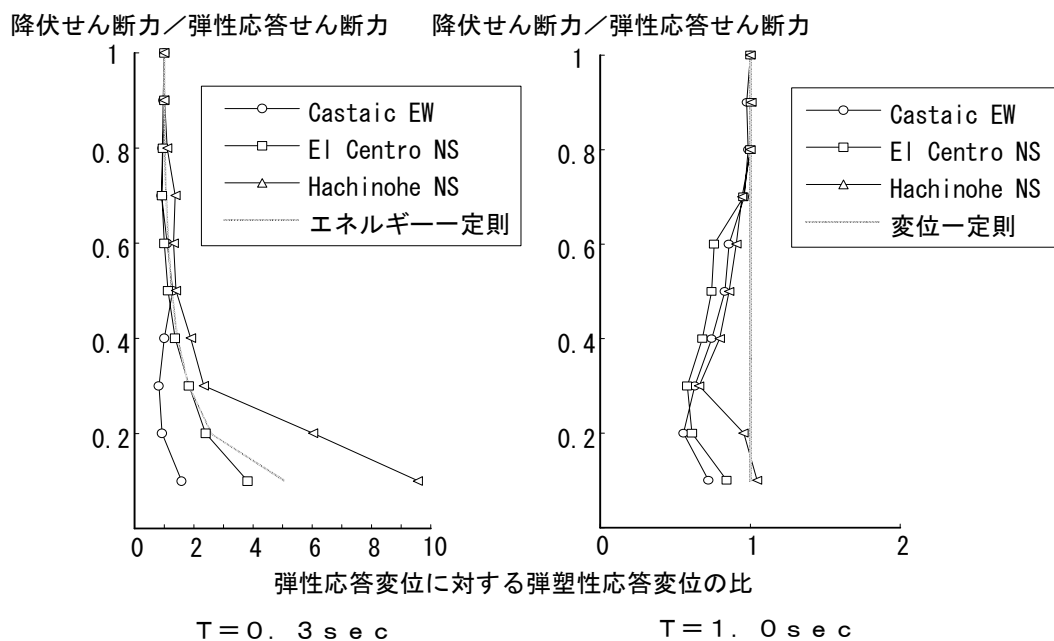


図-2.6 代表的な地震動に対する無次元化弾塑性変位応答値

2.3.2 無次元化パラメータに対する応答

変位応答に対する地震動の影響を検討するため、以下に定義した3つの無次元パラメーター、

周期比(TR) = 初期周期 T_0 / 地震動の特性周期 (T_c : 2.2.1で定義した加速度
応答スペクトル一定領域と速度応答スペクトル一定領域の境界
の周期)

強度比(SR) = 降伏強度 / 2%減衰弾性応答せん断力

変位応答比(DR) = 最大応答変位 / 初期周期 T_0 における2%減衰の変位応答スペ
クトル値

のうち、 TR 、 SR を変化させて応答計算を行った。

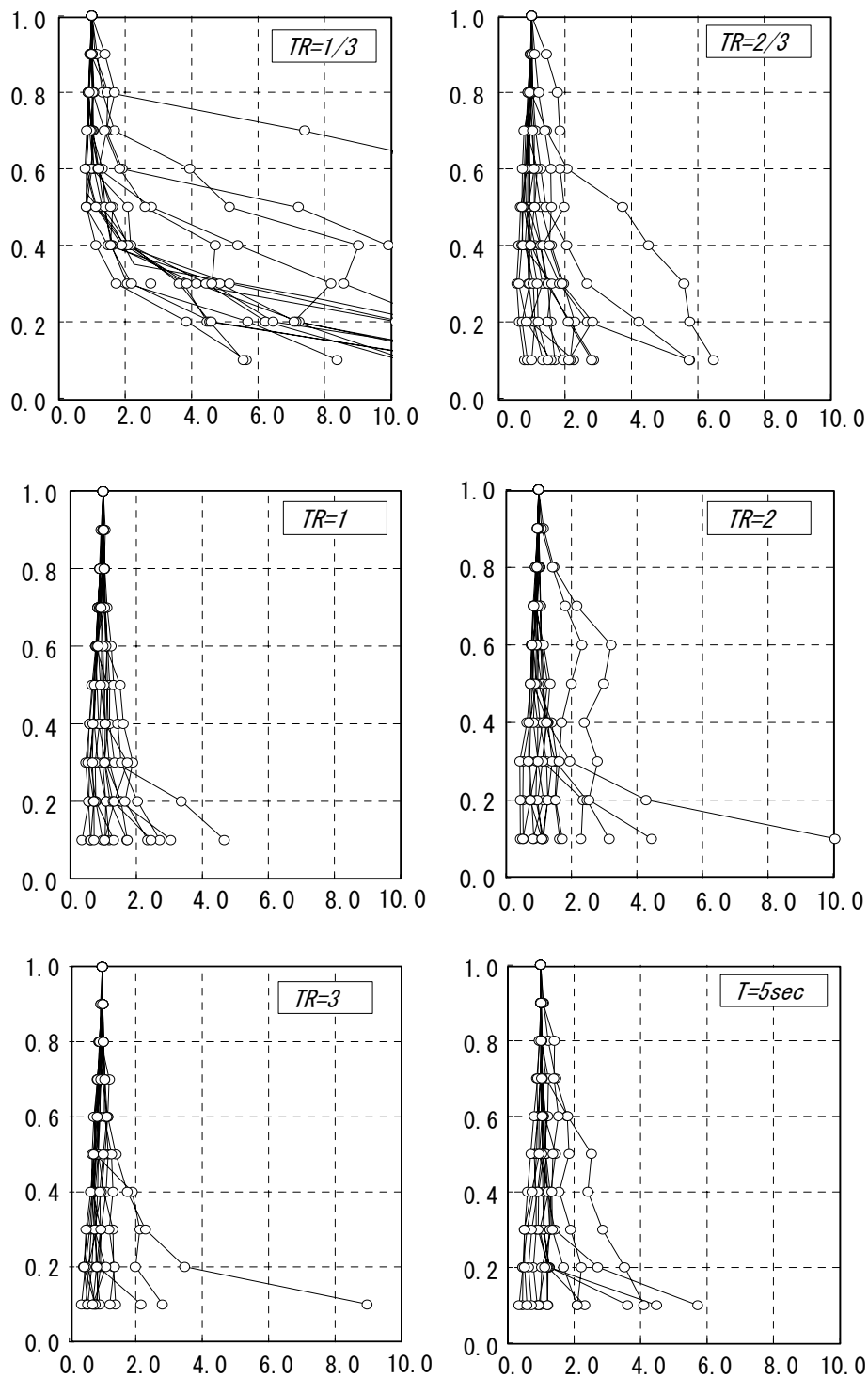
TR としては、応答スペクトルの加速度一定領域として、1/3、2/3の2種、速度、もしくは変位一定領域として、1、2、3の3種とし、さらに初期周期5秒のものも加えた計6種とした。 SR としては、0.1から1.0まで 0.1刻みの10種とした。これから得られた応答変位を弾性応答変位で除して DR とした。これに表-2.1に示した16種の地震動、図-2.5に示した5種の復元力特性モデルを合わせて計4800種類の応答解析を行った。

計算結果は、同一の TR を持つものを一つの図にまとめて示す。図-2.7は、モデル3に対する結果をまとめたものである。縦軸は強度比(SR)、横軸は変位応答比(DR)を表している。同図にプロットされた結果はそれぞれの図においてはほぼ同一の傾向を示しているが、 TR によっては、1、2の地震動で相違が見られるものがある。これは、初期周期が弾性応答スペクトルの谷間に位置し、弾性応答変位スペクトル値が周りの周期のものに比べ過度に小さいためである。弾性応答値の代わりに、図-2.1中に示した平滑化した3折れ線によるスペクトル値で応答値を除して SR と DR を求めると 図-2.8のようになり、 SR が極端に小さい場合を除き地震動による著しいばらつきがなくなる。同様な結果は、モデル1、2、4についても得られた。これは、本章における規準化の方法が適当である事を示しているといえよう。モデル5においても同様な結果が得られているが、ばらつきが他のモデルに比べて大きな結果となっている。

一方、図-2.9はこれらの履歴モデルの影響を見るために、El Centro NS波に対する応答結果を、図-2.8と同一の周期比において示したものである。この図では DR は、平滑化していない弾性応答変位そのものを用いて求めてある。初期周期(T_0)が、地震動の特性周期(T_c)より長い場合については各モデルに対する応答結果は非常に近い。 T_0 が T_c より短い場合にはモデル間における相違が見られ、その差は周期比 TR の小さいほど大きく、応答値は履歴モデルの等価粘性定数の値の小さいものほど応答が大きくなっている。

モデル5では、初期周期が、地震動の特性周期より長い場合($TR>1$)においても変位一定則を満足しないものもあり、変位一定則を満足させるには、等価周期の伸びにともなう変位の伸びを抑えるに必要な等価粘性減衰の増加が必要であるといえる^{13),14)}。

弾性応答せん断力に対する降伏せん断力の比



弾性応答変位に対する弾塑性応答変位の比

図-2.7 弾性応答で無次元化した弾塑性変位応答値
(Model 3 に対する応答値)

弾性応答せん断力に対する降伏せん断力の比

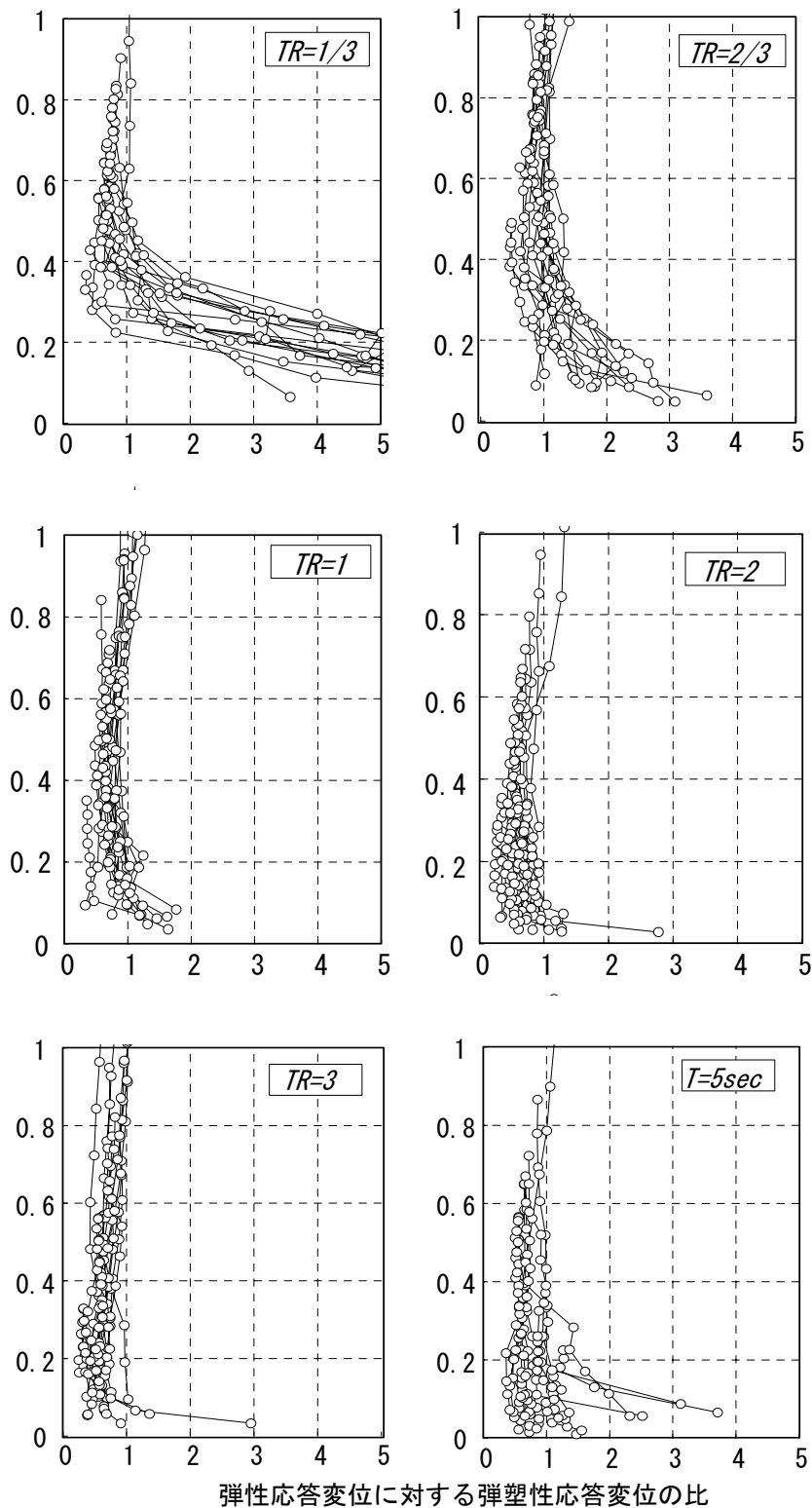
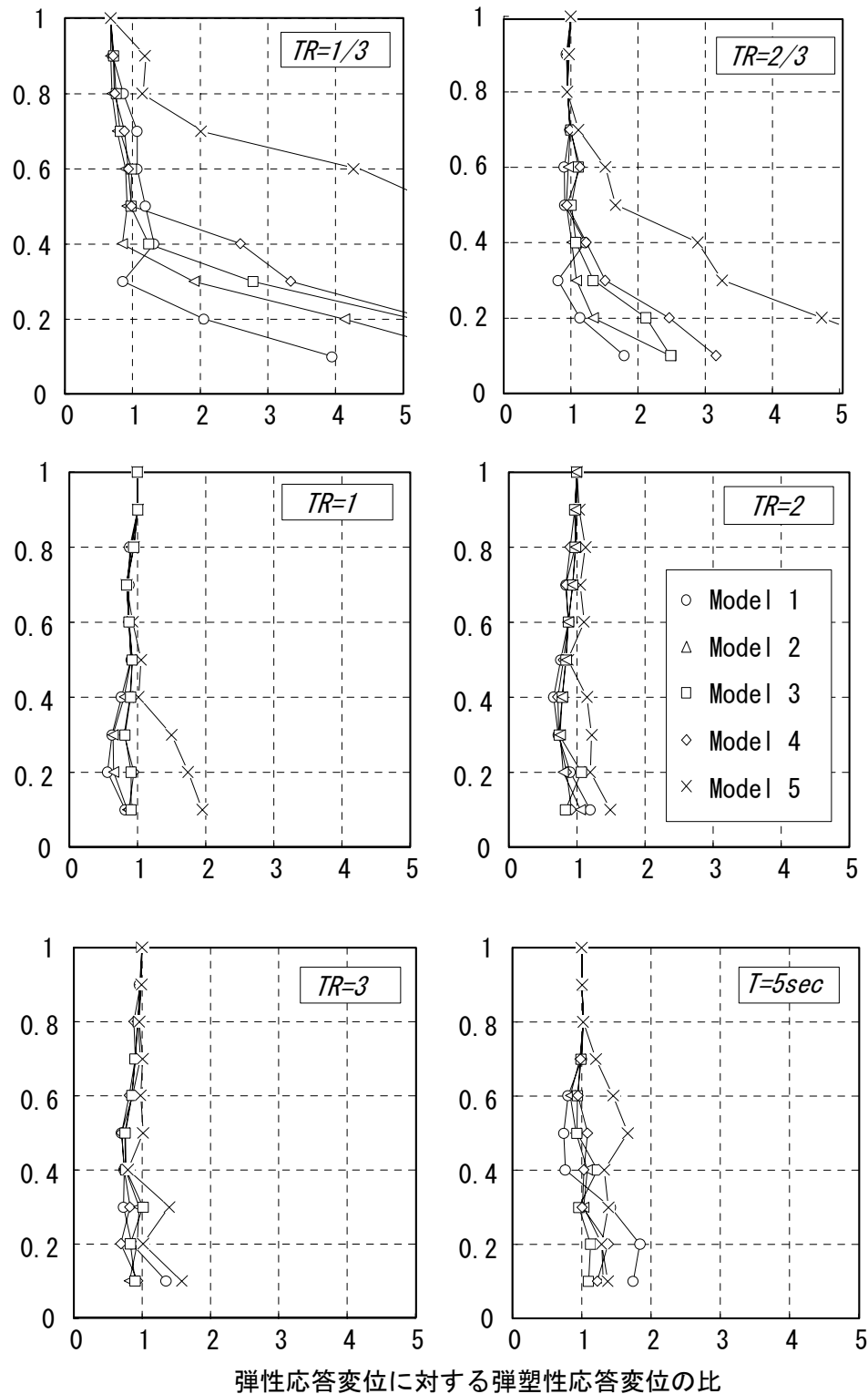


図-2.8 提案した無次元化パラメータで示した弾塑性変位応答値
(Model 3 に対する応答値)

弾性応答せん断力に対する降伏せん断力の比



弾性応答変位に対する弾塑性応答変位の比

図-2.9 履歴モデルによる弾塑性変位応答値の相違
(El Centro NS に対する応答値)

2.3.3 弾塑性変位応答値のゾーニング

前節の結果より、弾塑性応答値が平滑化した弾性応答値以下である境界の強度比を各周期比ごとに求め、周期比(TR)と強度比(SR)との図にプロットすると、図-2.10のようになる。モデル5を除いた各モデルの境界値は図中に示した $TR+SR=1$ で表せる。

これより、鉄筋コンクリート構造物の非線形応答を次の二つの領域に分けて考える事ができる。

I $TR+SR \geq 1.0$

変位応答は強度にかかわらず平滑化した弾性変位応答スペクトル値を越えない。また、極端なスリップ型を除き履歴モデルの影響は少ない。従って、非線形変位応答は2%減衰の平滑化した弾性変位応答スペクトル値とすれば実用的には十分である。

II $TR+SR < 1.0$

変位応答は周期比と強度比の関数である。曲げで降伏する鉄筋コンクリート構造物であれば、 DR を図-2.8の曲線を使って求め、変位応答値を推定可能である。図-2.11は、図-2.8に示したモデル3に対する応答値のうち、 $TR < 1$ の値を、横軸に $TR+SR$ を、縦軸に DR をとって対数目盛りで描いたものである。図中の破線は、

$$DR=1/(TR+SR)^{2.5} \text{ ----- (2.18)}$$

を示す曲線である。ばらつきはあるが、この線で DR が近似できており、これにより推定する事も可能である。

一般的には、この領域において、応答値は履歴モデルの特性の影響を受け、ばらつきも大きくなるため、あらかじめ履歴特性が推定されなければならないという問題が残る。これは逆の見方をすれば、短周期の建物において系の変位応答値が弾性応答値以下で安定な挙動を示すには、領域 I になるよう耐力を設定すれば良いという事になる。

このゾーニングは、既往の振動台実験の結果を TR と SR で整理した結果でも満足している¹⁵⁾。

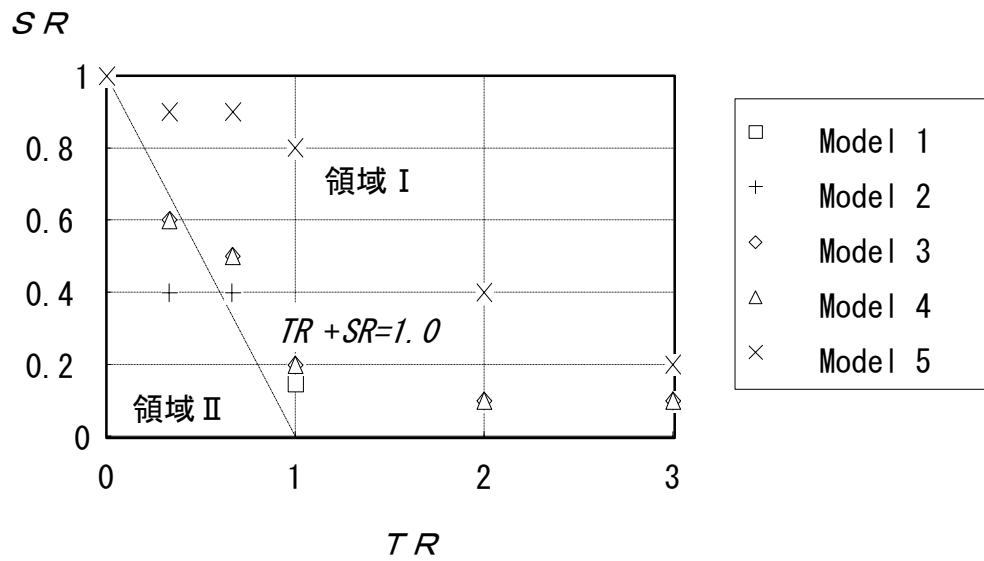


図-2.10 弾塑性変位応答が弾性変位応答以下となる境界の周期

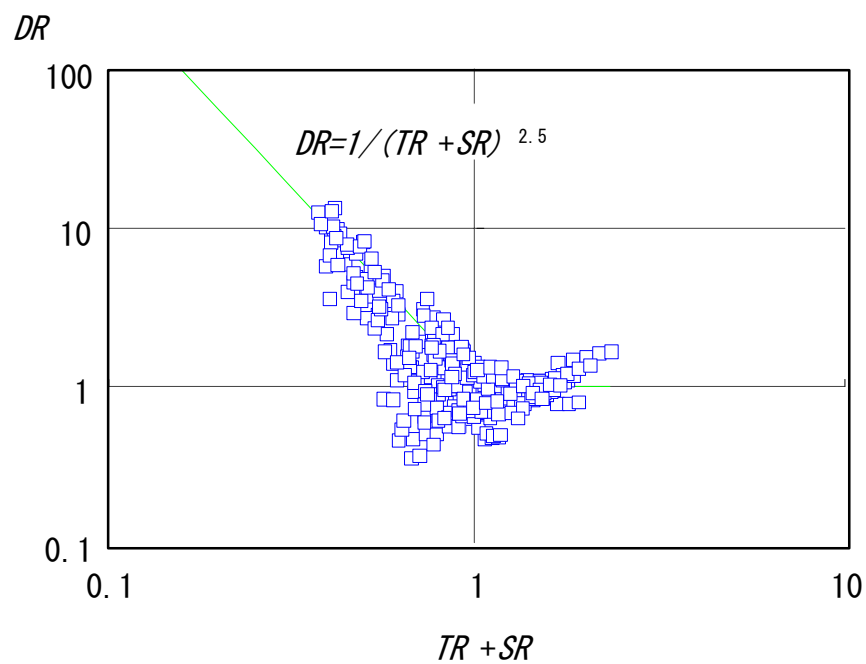


図-2.11 領域 I における弾塑性変位応答の分布

図-2.6	代表的な地震動に対する無次元化弾塑性変位応答値.....	33
図-2.7	弾性応答で無次元化した弾塑性変位応答値 (MODEL 3 に対する応答値)	36
図-2.8	提案した無次元化パラメータで示した弾塑性変位応答値 (MODEL 3 に対する応答値)	37
図-2.9	履歴モデルによる弾塑性変位応答値の相違 (EL CENTRO NS に対する応答値)	38
図-2.10	弾塑性変位応答が弾性変位応答以下となる境界の周期.....	40
図-2.11	領域 I における弾塑性変位応答の分布.....	40

2.4 応答結果の検討

2.4.1 エネルギー的観点から見た変位応答

ある初期周期と履歴モデルを持つ系の弾塑性応答の違いについては、入力エネルギーの観点より説明できるとされている。もし、入力エネルギーが直接最大応答変位に関係し、消費エネルギーが履歴エネルギーのみであるとすれば、これは Appendix Aに示したように等価周期の伸びによる変形増加と、履歴減衰の増加による変位減少を組み合わせた等価線形化法で説明できるはずである。しかしながら Appendix Aに示された結果は十分な説明ができない事を示している。最大応答変位は入力エネルギーの直接の関数ではない。入力エネルギー(E_m)は、減衰エネルギー(E_d)と履歴エネルギー(E_h)の和であり、履歴エネルギーは、変位応答の積分であり、最大応答変位と直接関係していないからである。履歴エネルギーと最大変形時の見掛けの最大エネルギー（図-2.12の斜線部分）の比を累積率として R_a とすれば、

$$R_a = \frac{E_h}{A} = \frac{E_h}{Q_y(x_{\max} - x_y / 2)} \quad \text{-----} \quad (2.19)$$

ここで、

$$E_m = E_h + E_d \quad \text{-----} \quad (2.20)$$

よって、

$$x_{\max} = \frac{E_h}{R_a Q_y} + \frac{x_y}{2} = \frac{E_m - E_d}{R_a Q_y} + \frac{x_y}{2} \quad \text{-----} \quad (2.21)$$

この式は、もし履歴エネルギー E_h と累積率 R_a が強度比 SR の関数として与えられるならば、最大変位 $x_{\max}$ が SR の関数として与えられる事を示している。

履歴エネルギー E_h と累積率 R_a が一定値であるとする、最大変位 $x_{\max}$ が弾性応答スペクトルに対して SR の単純な関数（応答変位比 DR ）として与えられる。モデル1に対して秋山¹⁶⁾は主としてEl Centro NSに対する応答解析結果より累積率 R_a と同様の係数、累積塑性率として4を与え、 $T_0 > T_c$ の応答変位比 DR を次式で与えている（原式と表現は異なる）。

$$DR = \frac{1}{8} \left(\frac{1}{SR} + 7 \cdot SR \right) \quad \text{-----} \quad (2.22)$$

この式は、 $SR > 0.14$ のとき1を超えないが、本論の結果と比べると SR が大きいときには DR を小さく評価し、 SR が小さいときには DR をかなり大きく評価している。

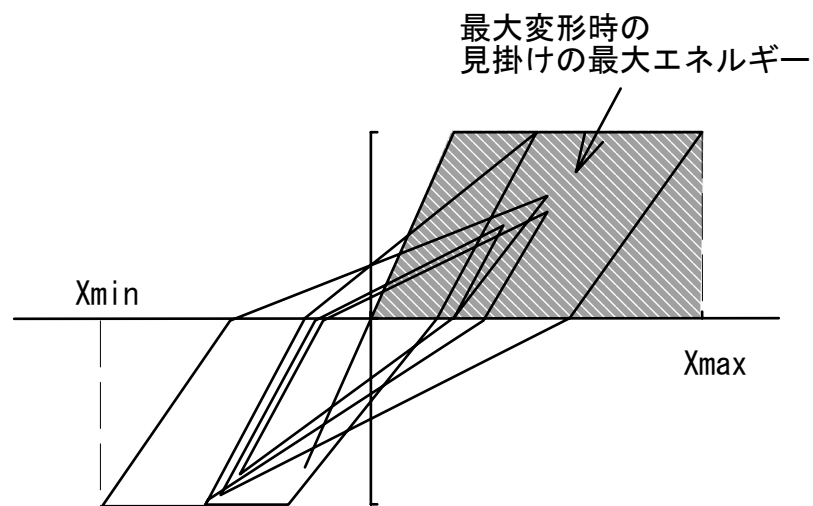


図-2.12 履歴エネルギーと最大変形時の見掛けの最大エネルギー

2.4.2 弾塑性系への入力エネルギー

秋山¹⁶⁾はモデル1で示されるような弾塑性モデルにおいて、入力エネルギーは弾性初期周期と、降伏に伴って伸びる有効等価周期の間の平均値として求められるとしている。従って、エネルギースペクトルはこの2つの周期の間の矩形フィルターを掛けて求めた平滑化フーリエスペクトルといえる。一方、菊田他¹⁷⁾はモデル5で示されるような弾塑性スリップモデルにおいては、三角形のフィルターを掛けて求めた平滑化フーリエスペクトルとして求められるとしている。実際には、これらのフィルターは、周期域や履歴モデル、最大変形量により異なるので一般的には求まらないが、弾塑性システムに対するエネルギー入力の説明ととして有益である。

Berg¹⁸⁾は弾塑性系の入力エネルギーは初期周期の同じ弾性系の入力エネルギーよりも小さいと結論している。初期周期が T_c よりも大きい場合には、塑性化に伴う周期の伸びによりエネルギースペクトルが減少する傾向にあるため、この結論が成立すると考えられる。一方 $T_0 < T_c$ の場合には、ある程度までは強度の低下に伴い有効周期が伸びる事により入力エネルギーは増加する。しかし、ある強度以下となると入力エネルギーは減少する。強度がほとんど0のシステムでは、初期周期に関係なく入力エネルギーはほとんど一定値 ($V_e = \dot{x}g_{\max}$) となる。

図-2.13は、El Centro NSをそのままのスケールで入力したときのモデル3のエネルギースペクトルを示したものである。ここで説明した弾塑性系に対するエネルギー入力の傾向を良く示している。

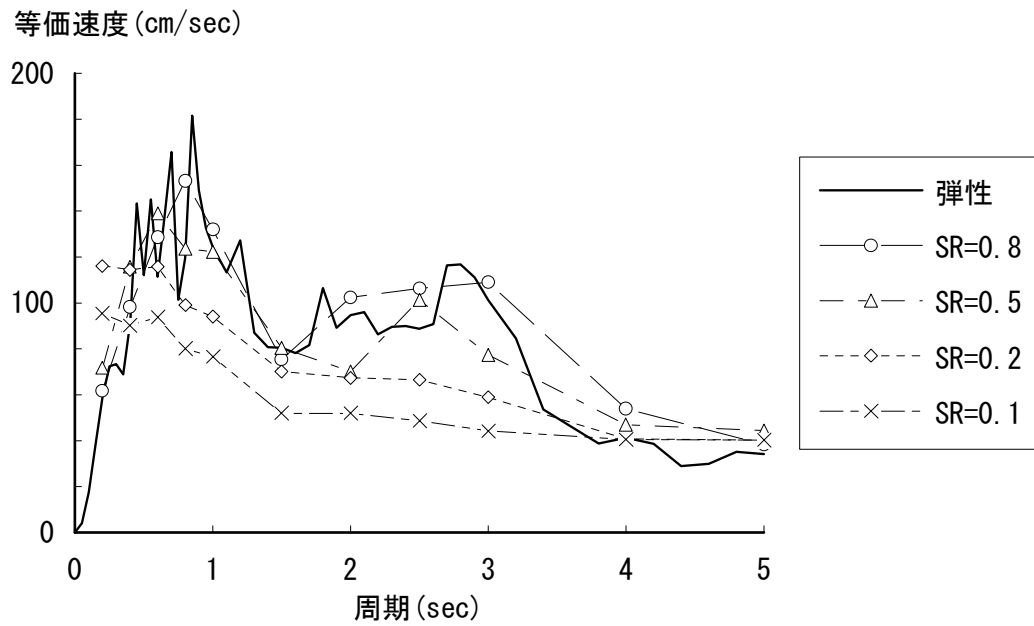


図-2.13 強度比 SR の変化による入力エネルギーの違い

2.4.3 減衰エネルギー

1質点系の解析モデルにおいてエネルギーは、減衰エネルギーと履歴エネルギーにより消費される。減衰は鉄筋コンクリート構造の解析では一般的に瞬間剛性に比例させるため、弾性応答では減衰エネルギーが、弾塑性応答では履歴エネルギーが支配的となる。

図-2.14(a)はEl Centro NSを入力したときの減衰エネルギーの全エネルギーに対する比を各周期毎に各履歴モデルに対して SR を変化させて示したものである。縦軸は減衰エネルギーの全入力エネルギーに対する比を示し、横軸は強度比 SR を示している。 SR が小さくなると非線形性が増加する。周期の長いところでは、 SR が1のところにおいても、減衰エネルギーの比が1になっていない。これは、本解析を地震動記録の間のみにしているため、周期の長い系においては入力エネルギーの多くが運動エネルギー（もしくはポテンシャルエネルギー）として貯えられているためである。振動が十分減衰して振動なくなるまでの自由振動解析を行えば、地震記録の最後まででの入力エネルギーは減衰によってすべて消費される。

減衰エネルギーの全入力エネルギーに対する比は、履歴モデルによる差があり、降伏時以外は初期剛性で応答するモデル1と降伏後は剛性の低下するモデル2～4とでは傾向が異なっている。モデル1では、この比は強度比 SR に比例して低下しており、モデル2～4ではおおむね2乗に比例して低下している。スリップ型のモデル5では SR が大きいときにはモデル1に近く、 SR が小さくなるとモデル2～4に近くなっている。また、この低下の傾向は周期比 TR にはあまり関係しないようである。

図-2.14(b)はモデル3に対して減衰エネルギーの全エネルギーに対する比を各周期毎に5種の入力地震動に対して SR を変化させて示したものである。地震動により差はあるが、左下がりの傾向は同様である。

これらのことより、減衰によって消費されるエネルギーは、強度比 SR の低下に伴い減少していることが分かる。

減衰エネルギーの入力エネルギーに対する比

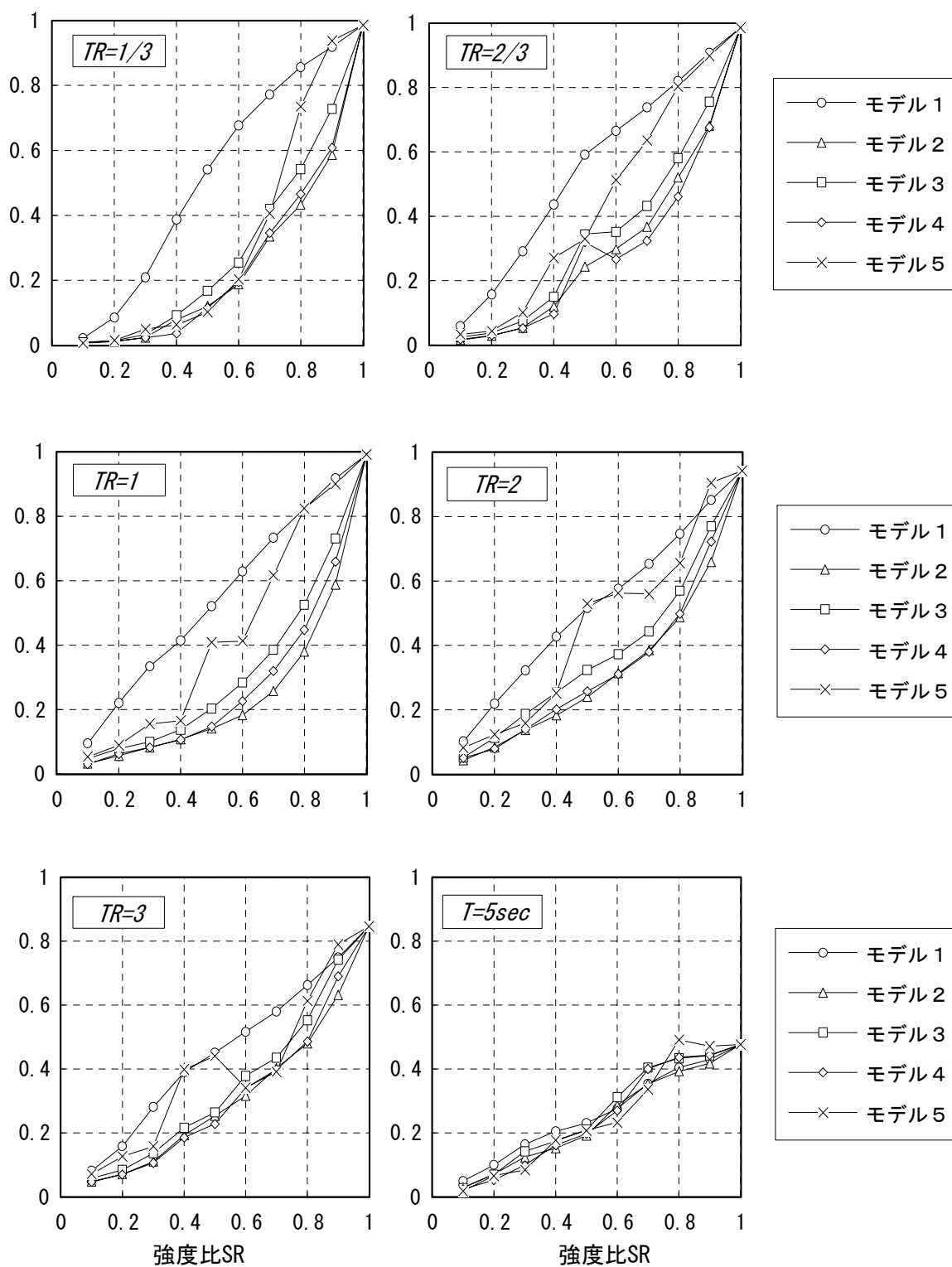


図-2.14(a) 履歴モデルによる減衰エネルギーの比の相違
(El Centro NS に対する応答値)

減衰エネルギーの入力エネルギーに対する比

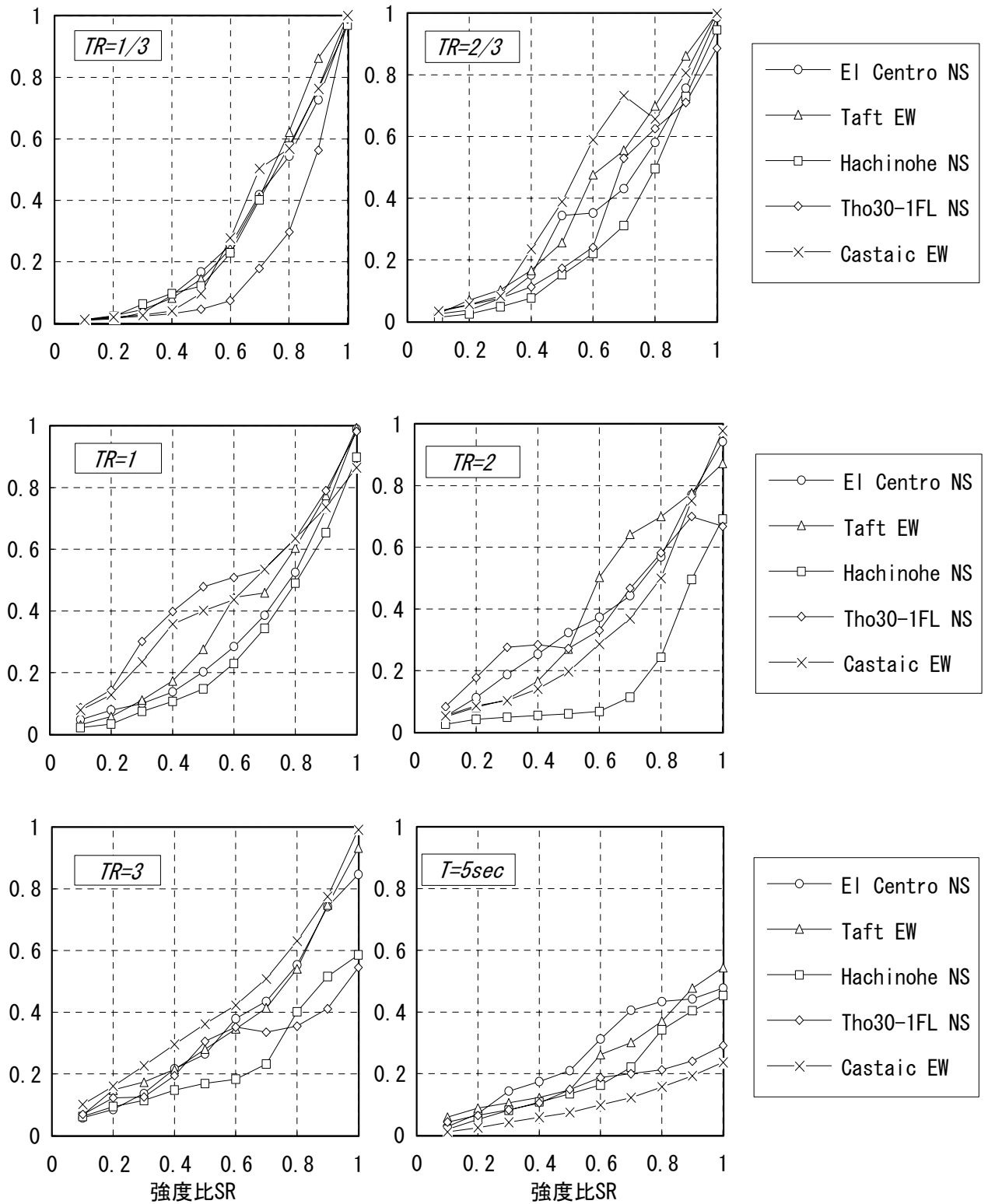


図-2.14(b) 入力地震動による減衰エネルギーの比の相違
(モデル3 に対する応答値)

2.4.4 履歴エネルギー

1質点系の解析モデルにおいて履歴によって消費されたエネルギーは、入力エネルギーと減衰によるエネルギーの差として求められるが、入力エネルギーには1次的に貯えられるポテンシャルエネルギーが含まれているため同一にはならない。

図-2.15(a)は、El Centro NSを入力したときの履歴によって消費されたエネルギーを、図-2.16(a)は、履歴エネルギーに系に1時的に貯えられたポテンシャルエネルギーを加えたものを各周期毎に各履歴モデルに対して SR を変化させて等価速度で示したものである。初期周期が T_c より大きく、 SR の低下により入力エネルギーが減少する領域であっても、履歴エネルギーは減少していない。これは、 SR の減少により減衰エネルギーも減少しているためである。

モデル1の SR の変化に伴う履歴エネルギーの変化は他のモデルに比べて傾向が異なる。これは、このモデルが降伏後も初期周期で振動する事が多い事に起因している。

図-2.15(b)は、モデル3に対し履歴によって消費されたエネルギーを、図-2.16(b)は、履歴エネルギーに系に一時的に貯えられたポテンシャルエネルギーを加えたものを等価速度として求め、平滑化した速度応答スペクトルで規準化したものを、各周期毎に5種の地震動に対して SR を変化させて示したものである。地震動の差による違いはあまり目立たなく、傾向的には、本論で示した無次元化により、地震動の差をなくすることができると考えられる。

初期周期が T_c より小さい周期域では、 SR の減少により履歴エネルギーが直線的に増大している。初期周期が T_c より大きい領域では、 SR の変化に履歴エネルギーは無関係のようである。

履歴エネルギー（等価速度 cm/sec）

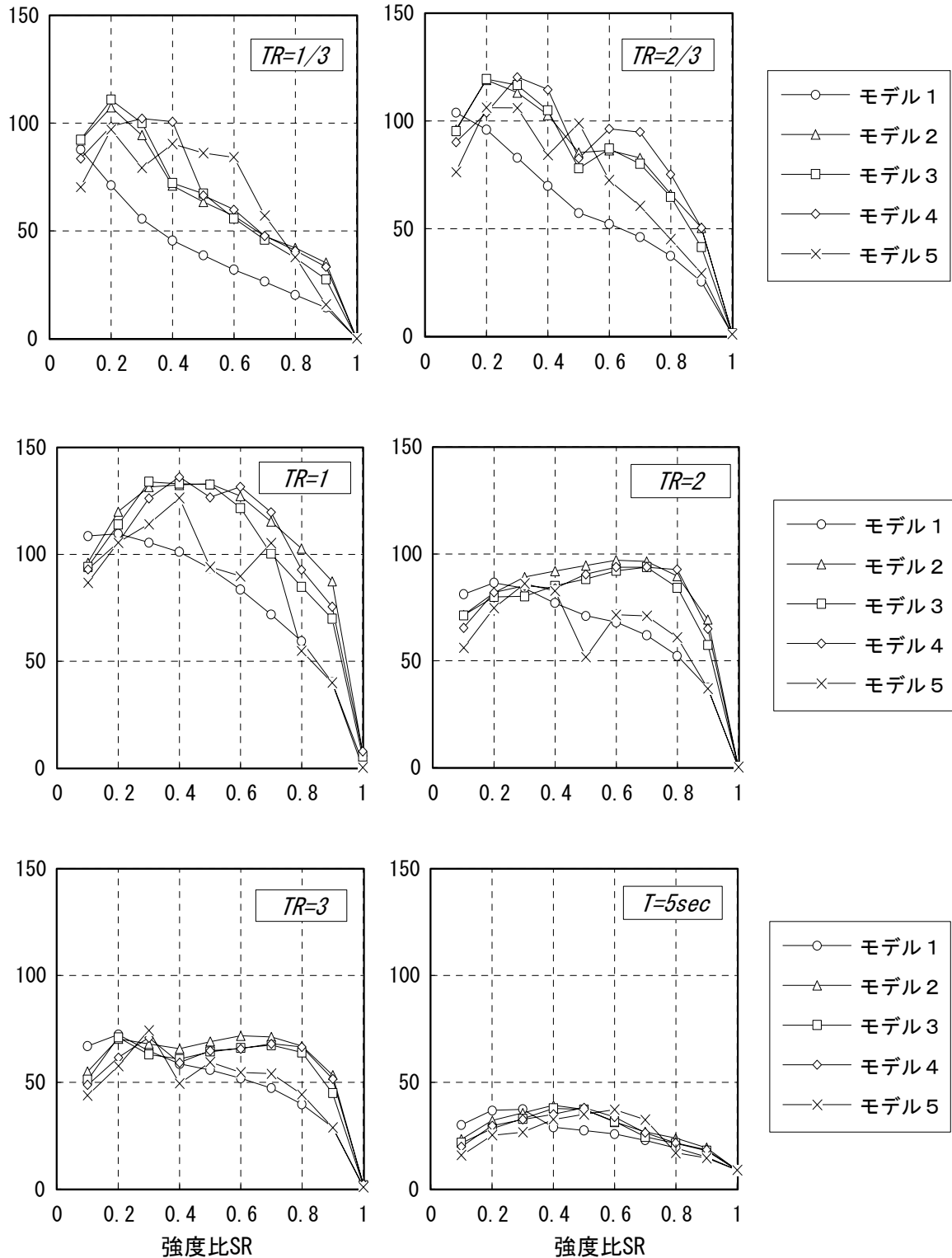


図-2.15(a) 履歴モデルによる履歴エネルギーの相違
(El Centro NS に対する応答値)

履歴エネルギー/Sv

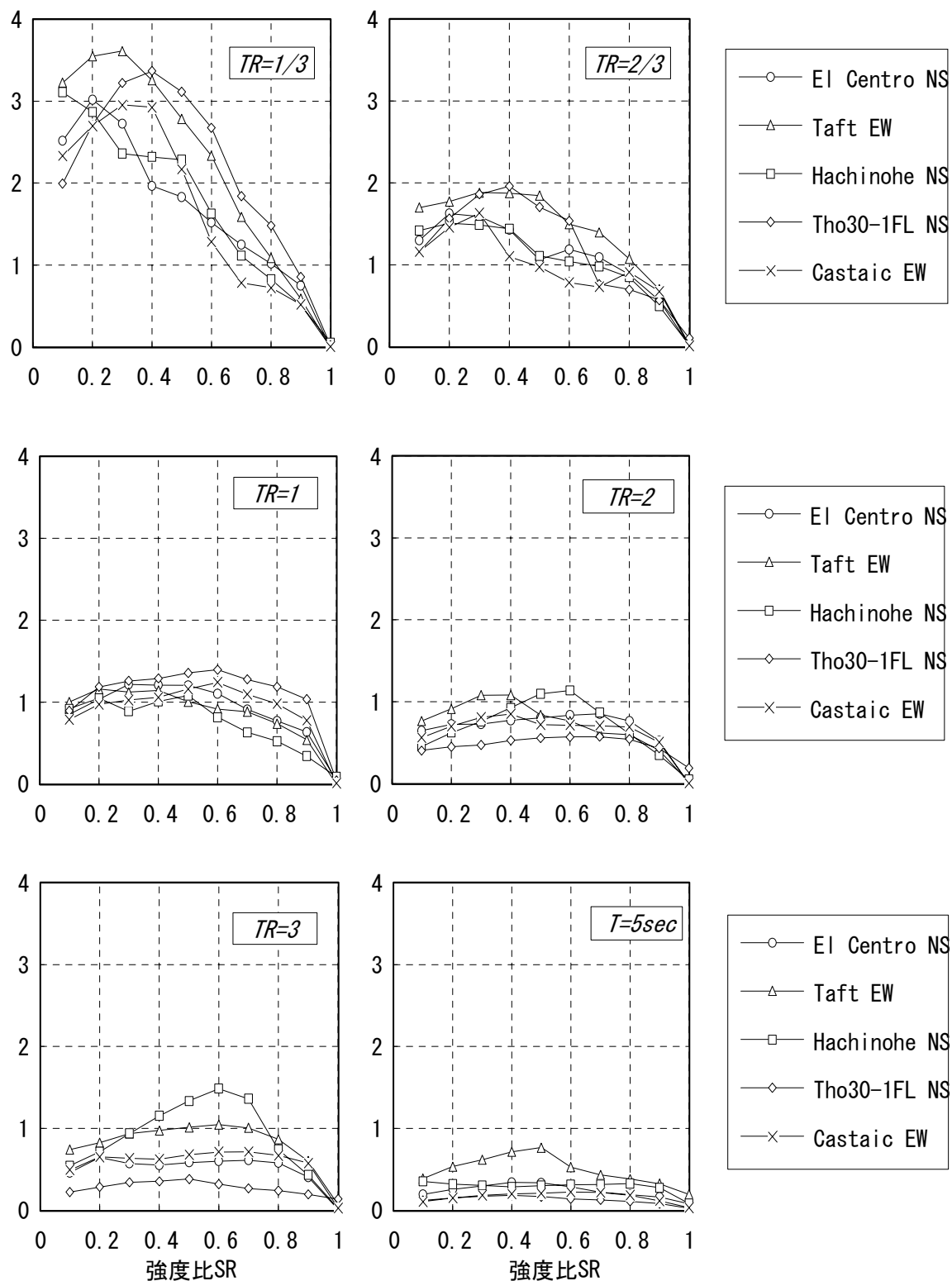


図-2.15(b) 入力地震動による履歴エネルギーの相違
(平滑化した速度応答スペクトルで規準化した モデル3 に対する応答値)

履歴+ポテンシャルエネルギー（等価速度 cm/sec）

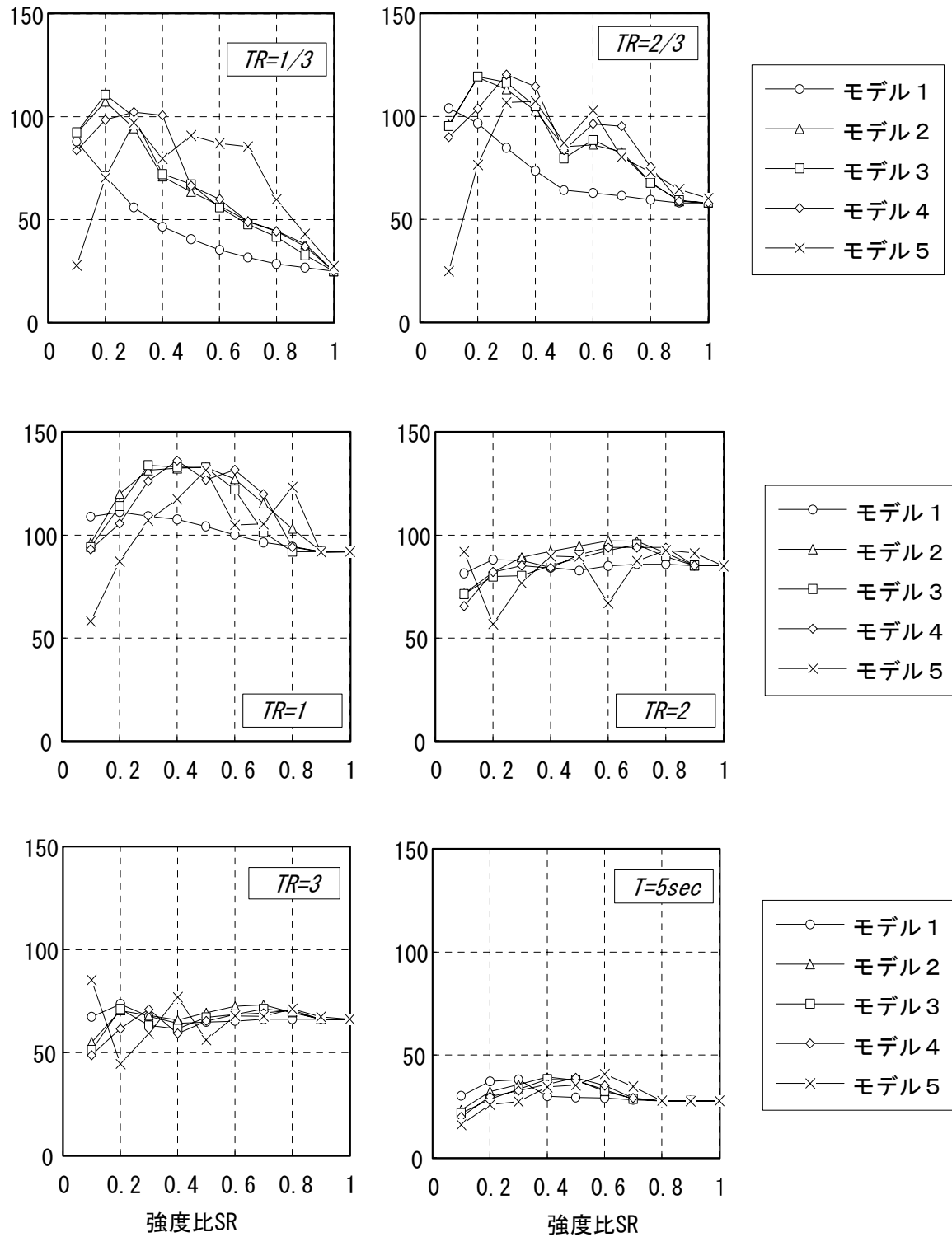


図-2.16(a) 履歴モデルによる履歴+ポテンシャルエネルギーの相違
(El Centro NS に対する応答値)

履歴エネルギー/Sv

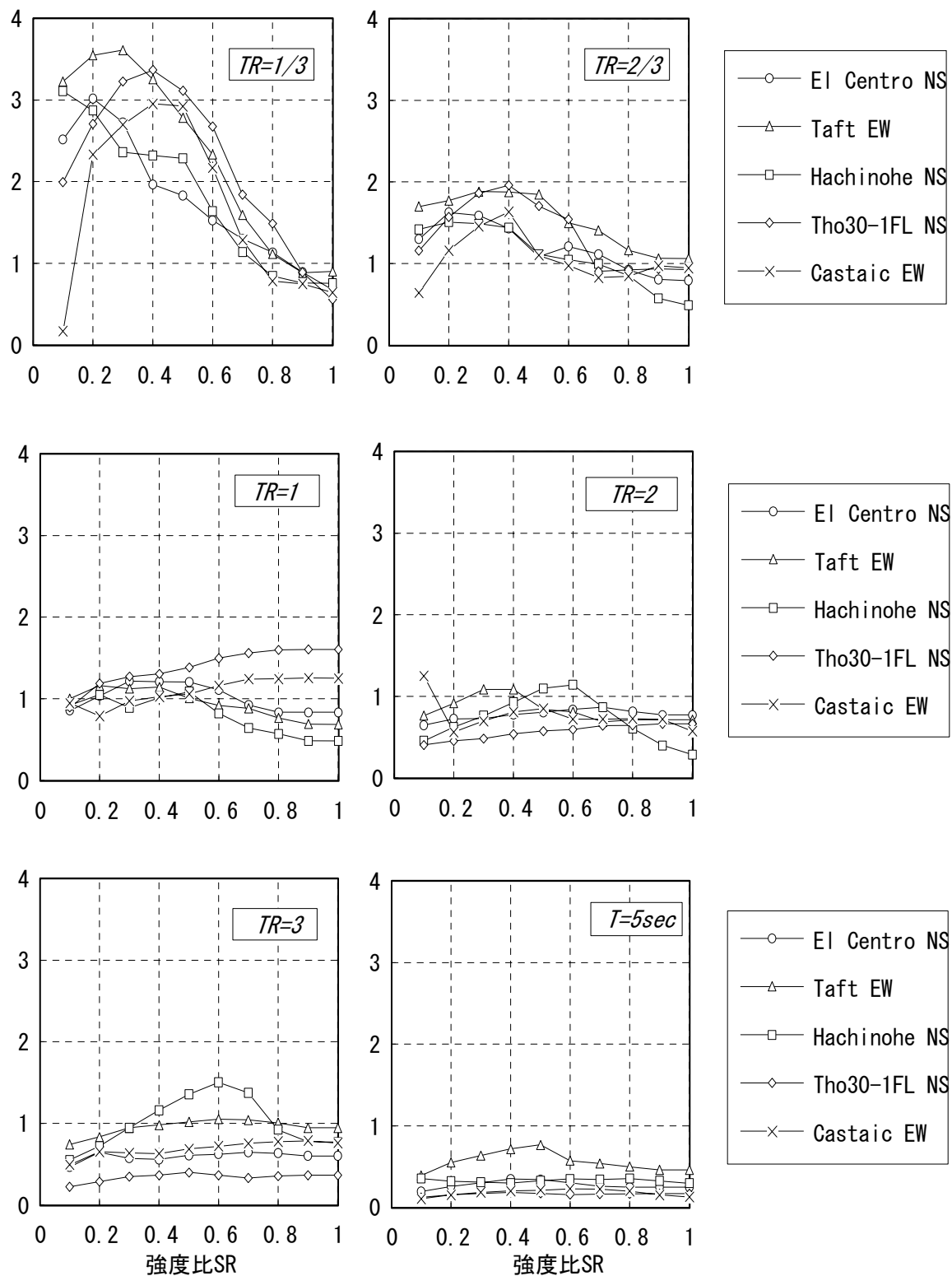


図-2.16(b) 入力地震動による履歴+ポテンシャルエネルギーの相違
(平滑化した速度応答スペクトルで規準化した モデル3 に対する応答値)

図-2.12	履歴エネルギーと最大変形時の見掛けの最大エネルギー	42
図-2.13	強度比 SR の変化による入力エネルギーの違い	44
図-2.14(A)	履歴モデルによる減衰エネルギーの比の相違	46
図-2.14(B)	入力地震動による減衰エネルギーの比の相違 (モデル3 に対する応答値)	47
図-2.15(A)	履歴モデルによる履歴エネルギーの相違	49
図-2.15(B)	入力地震動による履歴エネルギーの相違 (平滑化した速度応答スペクトルで規準化した モデル3 に対する応答値)	50
図-2.16(A)	履歴モデルによる履歴+ポテンシャルエネルギーの相違 (EL CENTRO NS に対する応答値)	51
図-2.16(B)	入力地震動による履歴+ポテンシャルエネルギーの相違 (平滑化した速度応答スペクトルで規準化した モデル3 に対する応答値)	52

2.4.5 累積率

1質点系の解析モデルにおいて降伏が一方向のみに生じ、一度で最大変位に到達するならば、最大応答変位は履歴エネルギーと線形関係となる。しかし、地震応答は繰り返し現象であり、両方向の降伏によりエネルギーは消費される。さらに、モデル2～4においては、降伏のみでなく小振幅時にもエネルギー消費がある。それゆえに、最大応答変位に対し、履歴エネルギーと見掛け上の最大エネルギー（図-2.12の斜線部分）の関係（これを累積率 Ra と定義した）は重要なファクターとなる。

図-2.17(a)は、El Centro NSを入力したときの強度比 SR と累積率 Ra の関係を、各周期比毎に各モデルに対して示したものである。一般的には等価粘性減衰の大きいモデルの方が大きな累積率 Ra を示している。また、同じ強度比 SR の時には、初期周期が T_c より小さい場合には初期周期の短い方が大きな値を示し、初期周期が T_c より大きい場合には、周期の違いによる差はあまり無い。これらの違いは、応答変位比 DR とか塑性率などの応答の非線形性の差によるものと考えられる。図-2.17(b)は、モデル3に対する強度比 SR と累積率 Ra の関係を、各周期比毎に5種の入力地震動に対して示したものである。各地震動の応答は傾向的には同様であるが、ばらつきが大きい。

図-2.18(a)はEl Centro NSを入力したときの各モデルの累積率 Ra を、各周期比毎に塑性率の関数として示したものである。絶対値は別として、周期にかかわらず同様の傾向を示している。各周期において、累積率は塑性率の増加に伴い増加し、塑性率3～4で一定の値となる。初期周期が T_c より小さい場合には一定値の値が大きく、初期周期が T_c より大きい場合には一定値の値が小さい傾向にある。また、履歴エネルギーの大きなモデルほど累積率 Ra が大きい傾向にある。しかし、モデル1はばらついた値を示し、一定の傾向が見られない。図-2.18(b)は鉄筋コンクリート構造に対応するモデル3に対する累積率 Ra を、5種の地震動に対し各周期比毎に塑性率の関数として示したものである。地震動によるばらつきは大きいが塑性率が2の時2～4になっており、周期比の小さなものほど累積率 Ra が大きい傾向にある。

図-2.17(a)においてモデル1は強度比 SR が大きいときの累積率 Ra は非常に小さい。これは、強度比 SR が大きいときにモデル1は一方向にシフトする傾向が強いからである。この時には、塑性率が増大しても累積率は増えない。この事は、モデル1が定常状態においていくら大きな等価粘性減衰を有していたとしても、応答が一方向にシフトするため、応答時の履歴エネルギー消費能力としては小さいという事になる。

応答量の一方向へのシフトは、入力地震動と系の耐力によるが、その傾向は定かではない。本論の検討範囲では、等価粘性減衰の大きなモデルほどシフトする傾向が強いようである。これは単純には以下のように説明される。もし、入力エネルギーが同じ大きさに正負両方向に交互に供給されるとすれば、モデル1では、正側で降伏した後、元の点に戻る事で負側のエネルギーを吸収できるのに対し、モデル5では、正側と同じだけ負側に降伏しないと負側のエネルギーを吸収できないからである。

図-2.19、2.20は、El Centro NSを入力したときの強度比 SR が0.4と0.7の時の荷重-変形関係を、各周期比 TR が1/3と2についてモデル1、3、5に対して示したものである。これまでに説明した事がこれらの図に良くあらわれている。図-2.9によれば、周期比 TR が1以上の時には最大応答変位は履歴モデルによる差が無い。図-2.19、2.20でもそれが良くあらわれている。

履歴エネルギーの累積率 (Ra)

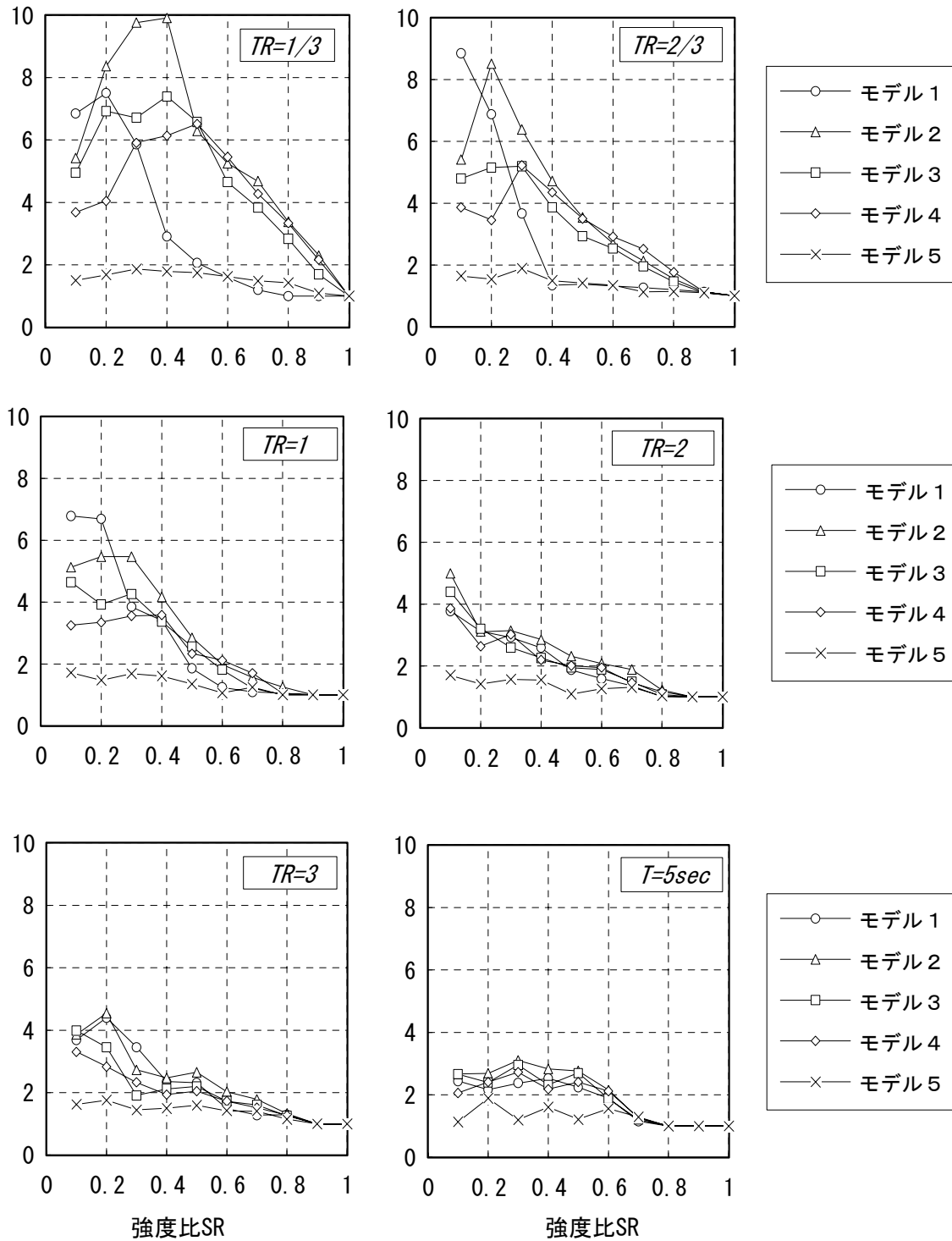


図-2.17(a) 履歴モデルによる累積率の相違
(El Centro NS に対する応答値)

履歴エネルギーの累積率 (R_d)

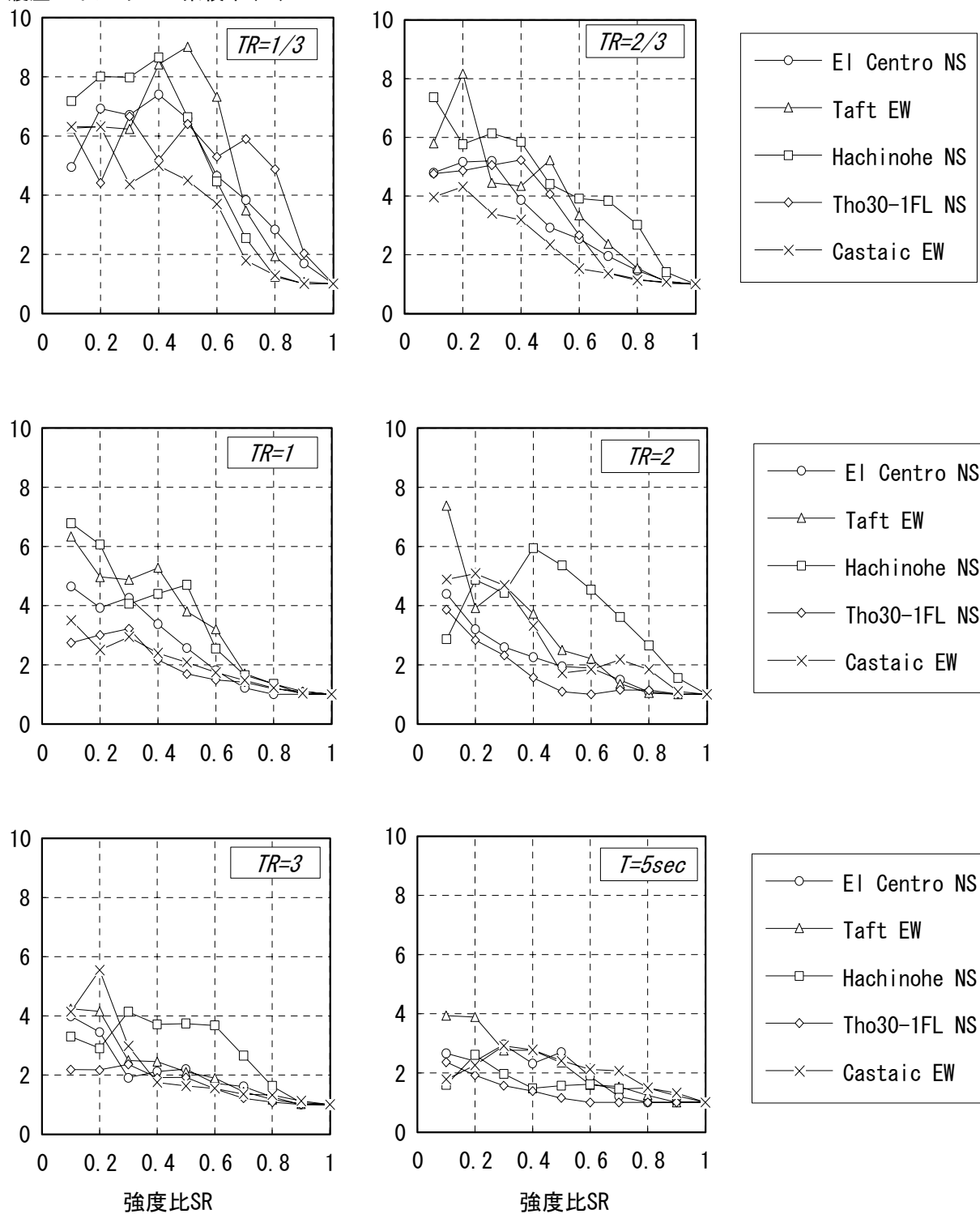


図-2.17(b) 入力地震動による累積率の相違
(モデル3 に対する応答値)

履歴エネルギーの累積率 (Ra)

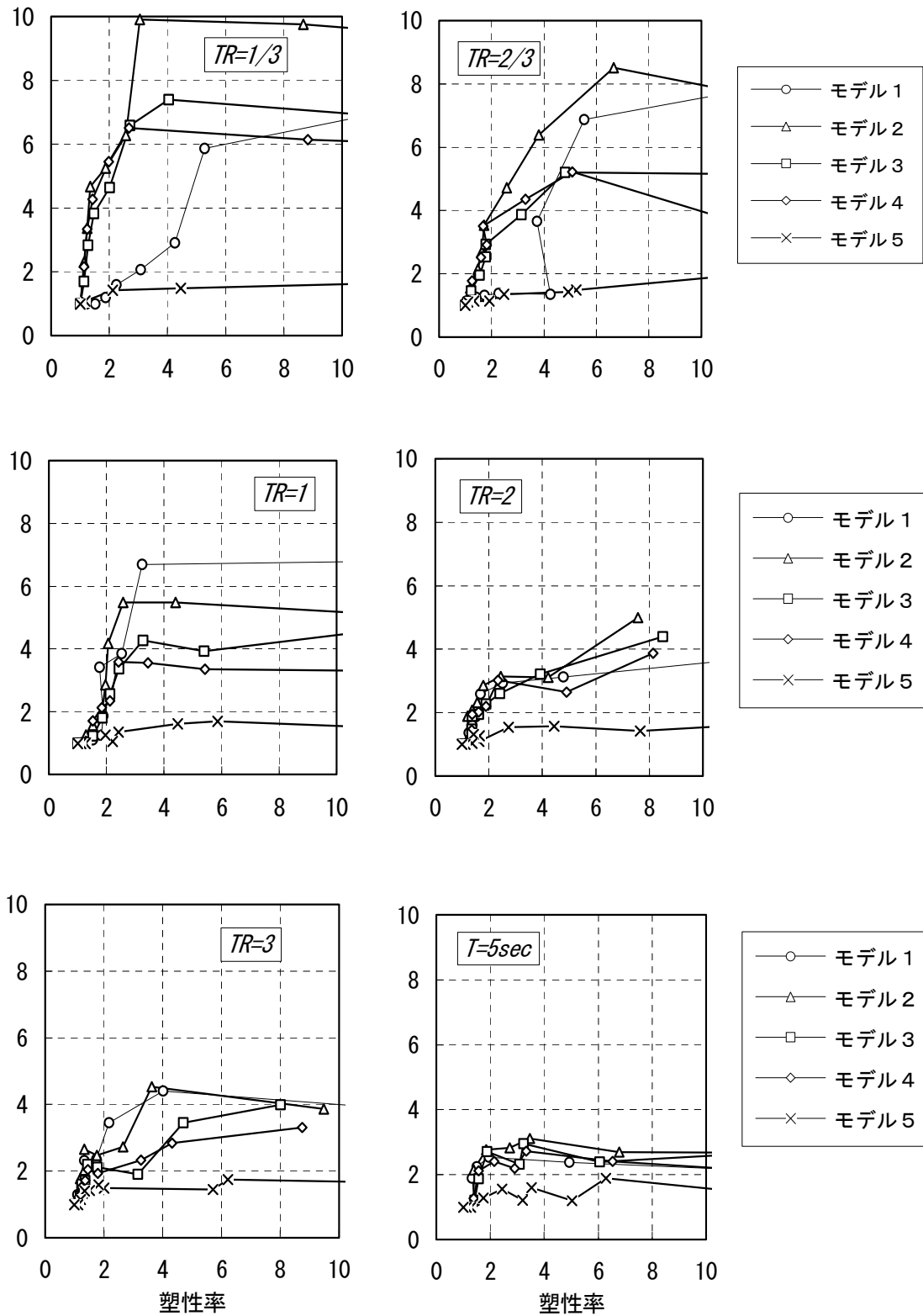


図-2.18(a) 履歴モデルの差による累積率と塑性率との関係
(El Centro NS に対する応答値)

履歴エネルギーの累積率 (Ra)

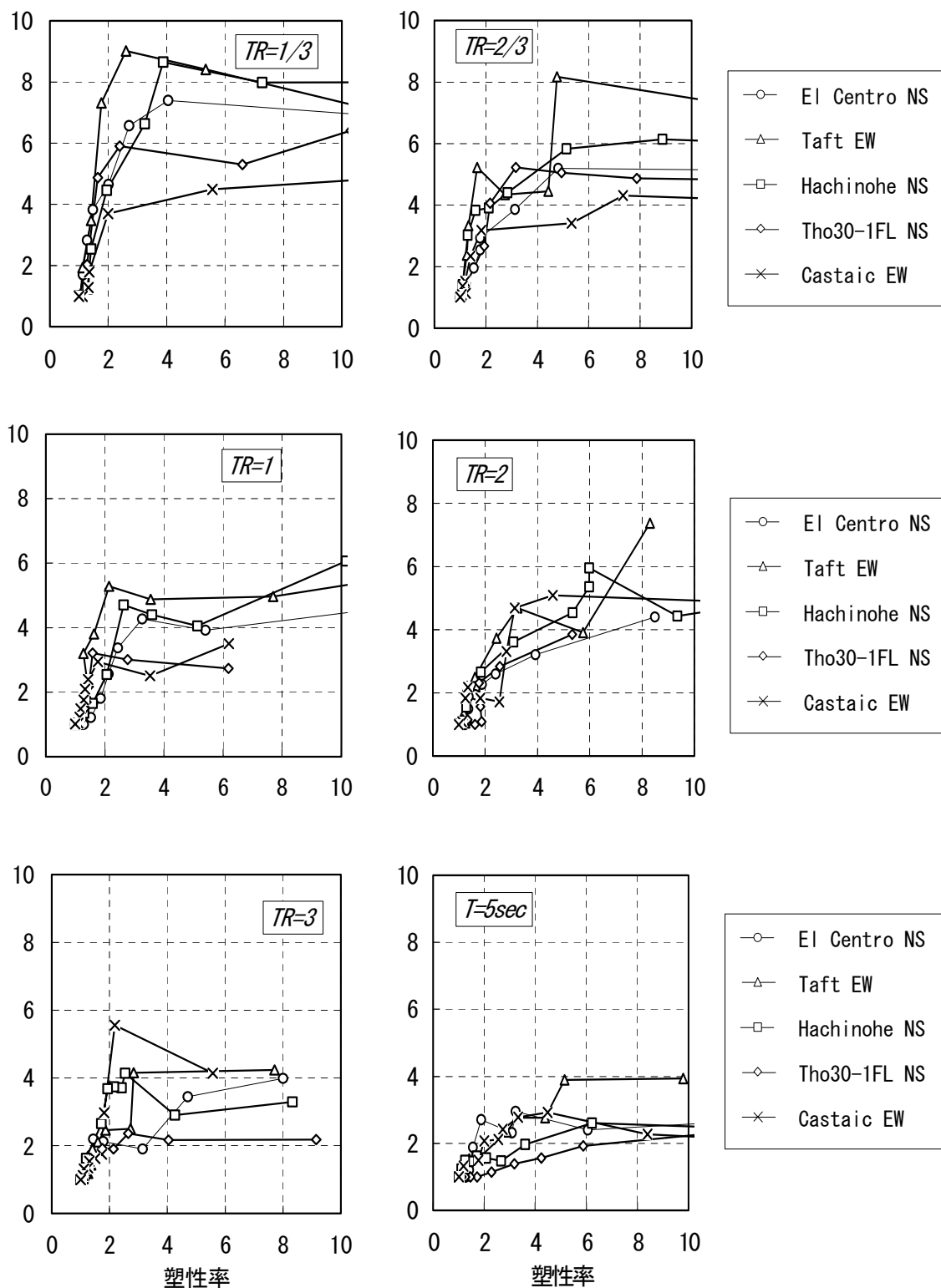
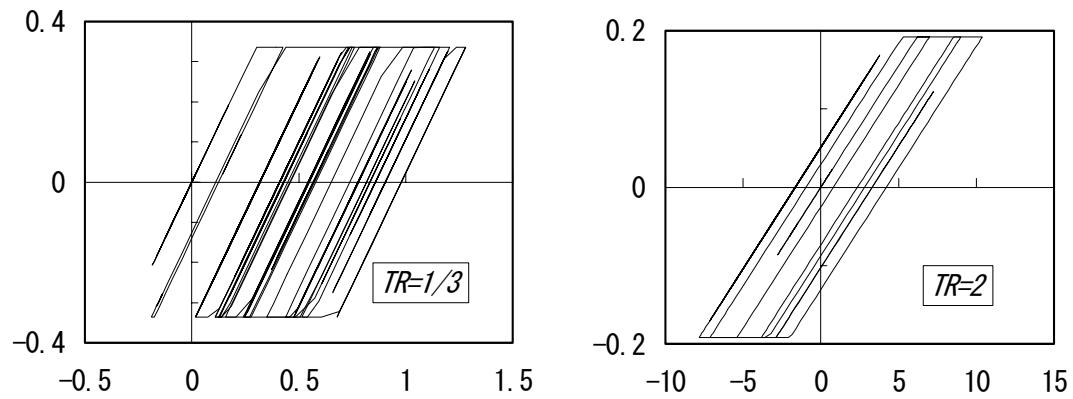
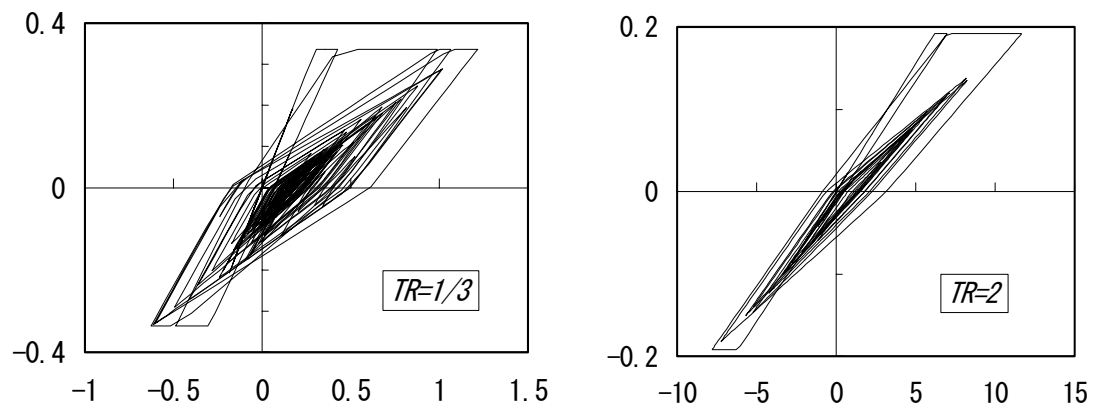


図-2.18 (b) 地震動の差による累積率と塑性率との関係
(モデル3 に対する応答値)

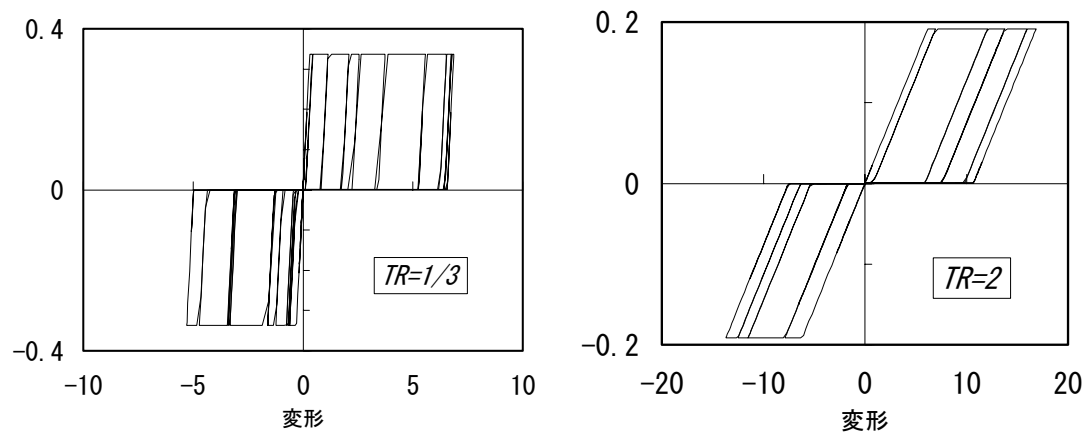
荷重



(a) モデル1の応答



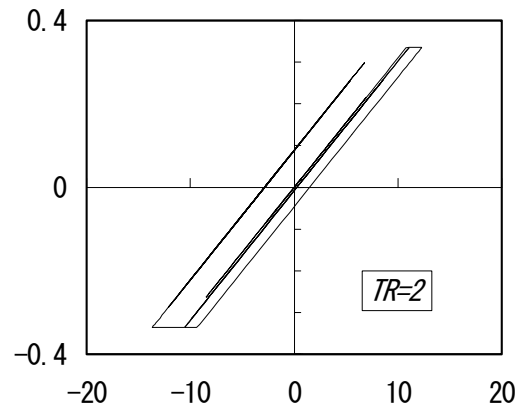
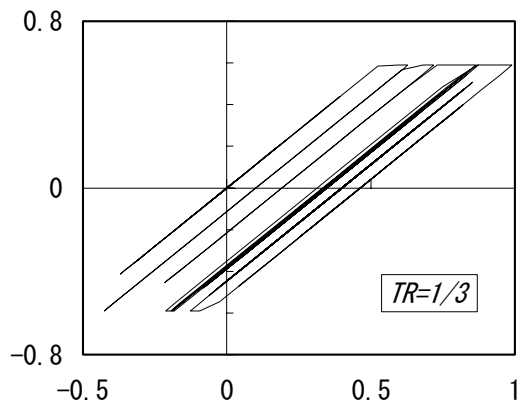
(b) モデル3の応答



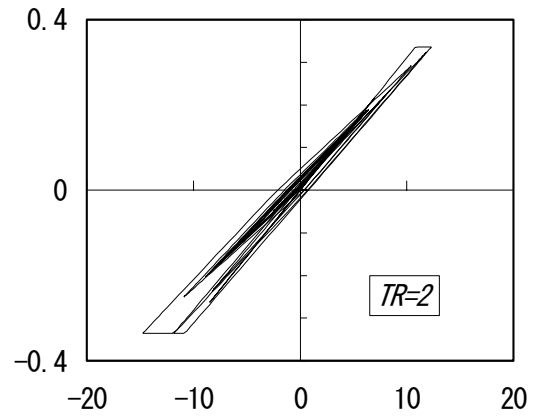
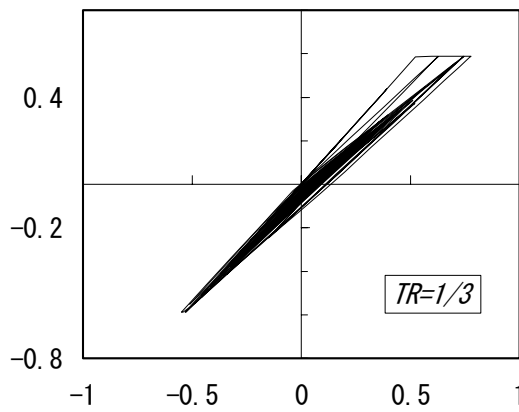
(c) モデル5の応答

図-2.19 強度比 $SR=0.4$ の時の荷重－変形関係
(El Centro NS に対する応答値)

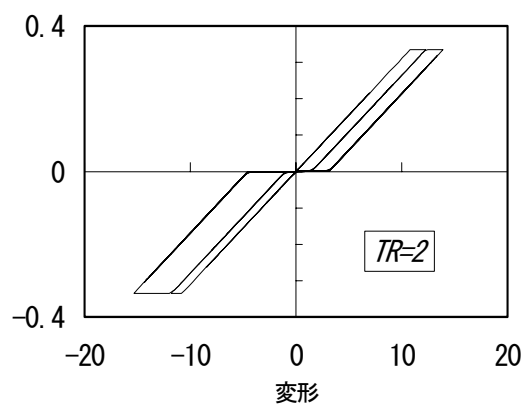
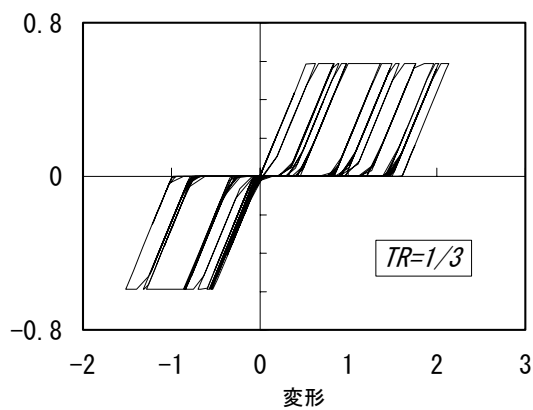
荷重



(a) モデル1の応答



(b) モデル3の応答



(c) モデル5の応答

図-2.20 強度比 $SR=0.7$ の時の荷重－変形関係
(El Centro NS に対する応答値)

2.4.6 変位応答

1質点系の最大変位応答は、エネルギー的観点より強度比 SR の関数として(2.21)式で与えられれば明快な説明が可能である。しかしながら既に述べたように、(2.21)式は強度比 SR の単純な関数として与えられない。とくに、モデル1に対する累積率 Ra は本論で用いたどのパラメータにたいしても一定の傾向を示さない。従って、本論では、与えられた地震動に対するエネルギー的観点による1質点系の最大変位応答の算定式を示す事はできない。

しかし、この節で検討した事項は、ある周期において、強度比 SR や履歴特性により最大応答変形が異なるのか、それともそれらにかかわらずほとんど一定なのかに関する説明にはなる。例えば、初期周期が $1/3T_c$ のときのモデル1と他のモデルの応答の差は主として入力エネルギーの差（あるいは履歴エネルギーの差）にあり、その他のモデル間の差は主として累積率 Ra の差によっている。また、初期周期が T_c 以上の時に強度比 SR が減少しても変位応答が増大しない理由は、累積率 Ra が増加するからであり、履歴モデルによる差が無いのは一方向ドリフトの差によるものである、等が説明できる。

図-2.17(A)	履歴モデルによる累積率の相違 (EL CENTRO NS に対する応答値)	55
図-2.17(B)	入力地震動による累積率の相違 (モデル 3 に対する応答値)	56
図-2.18(A)	履歴モデルの差による累積率と塑性率との関係 (EL CENTRO NS に対する応答値)	57
図-2.18(B)	地震動の差による累積率と塑性率との関係 (モデル 3 に対する応答値)	58
図-2.19	強度比 $SR=0.4$ の時の荷重－変形関係 (EL CENTRO NS に対する応答値)	59
図-2.20	強度比 $SR=0.7$ の時の荷重－変形関係 (EL CENTRO NS に対する応答値)	60

2.4.5 累積率

1 質点系の解析モデルにおいて降伏が 1 方向のみに生じ、1 度で最大変位に到達するならば、最大応答変位は履歴エネルギーと線形関係となる。しかし、地震応答は繰り返し現象であり、両方向の降伏によりエネルギーは消費される。さらに、モデル 2 ～ 4 においては、降伏のみでなく小振幅時にもエネルギー消費がある。それゆえに、最大応答変位に対し、履歴エネルギーと見かけ上の最大エネルギー（図-2.12の斜線部分）の関係（これを累積率 Ra と定義した）は重要なファクターとなる。

図-2.17(a)は、El Centro NSを入力したときの強度比 SR と累積率 Ra の関係を、各周期比毎に各モデルに対して示したものである。一般的には等価粘性減衰の大きいモデルの方が大きな累積率 Ra を示している。また、同じ強度比 SR の時には、初期周期が T_c より小さい場合には初期周期の短い方が大きな値を示し、初期周期が T_c より大きい場合には、周期の違いによる差はあまり無い。これらの違いは、応答変位比 DR とか塑性率などの応答の非線形性の差によるものと考えられる。図-2.17(b)は、モデル 3 に対する強度比 SR と累積率 Ra の関係を、各周期比毎に 5 種の入力地震動に対して示したものである。各地震動の応答は傾向的には同様であるが、ばらつきが大きい。

図-2.18(a)はEl Centro NSを入力したときの各モデルの累積率 Ra を、各周期比毎に塑性率の関数として示したものである。絶対値は別として、周期にかかわらず同様の傾向を示している。各周期において、累積率は塑性率の増加に伴い増加し、塑性率 3 ～ 4 で一定の値となる。初期周期が T_c より小さい場合には一定値の値が大きく、初期周期が T_c より大きい場合には一定値の値が小さい傾向にある。また、履歴エネルギーの大きなモデルほど累積率 Ra が大きい傾向にある。しかし、モデル 1 はばらついた値を示し、一定の傾向が見られない。図-2.18(b)は鉄筋コンクリート構造に対応するモデル 3 に対する累積率 Ra を、5 種の地震動に対し各周期比毎に塑性率の関数として示したものである。地震動によるばらつきは大きいが平均的には約 4 となっており、周期比の小さなものほど累積率 Ra が大きい傾向にある。

図-2.17(a)においてモデル1は強度比 SR が大きいときの累積率 Ra は非常に小さい。これは、強度比 SR が大きいときにモデル1は1方向にシフトする傾向が強いからである。この時には、塑性率が増大しても累積率は増えない。この事は、モデル1が定常状態においていくら大きな等価粘性減衰を有していたとしても、応答が1方向にシフトするため、応答時の履歴エネルギー消費能力としては小さいという事になる。

応答量の1方向へのシフトは、入力地震動と系の耐力によるが、その傾向は定かではない。本論の検討範囲では、等価粘性減衰の大きなモデルほどシフトする傾向が強いようである。これは単純には以下のように説明される。もし、入力エネルギーが同じ大きさに正負両方向に交互に供給されるとすれば、モデル1では、正側で降伏した後、元の点に戻る事で負側のエネルギーを吸収できるのに対し、モデル5では、正側と同じだけ負側に降伏しないと負側のエネルギーを吸収できない。

図-2.19、2.20は、El Centro NSを入力したときの強度比 SR が0.4と0.7の時の荷重-変形関係を、各周期比 TR が1/3と2についてモデル1、3、5に対して示したものである。これまでに説明した事がこれらの図に良くあらわれている。図-2.9によれば、周期比 TR が1以上の時には最大応答変位は履歴モデルによる差が無い。図-2.19、2.20でもそれが良くあらわれている。

履歴エネルギーの累積率 (Ra)

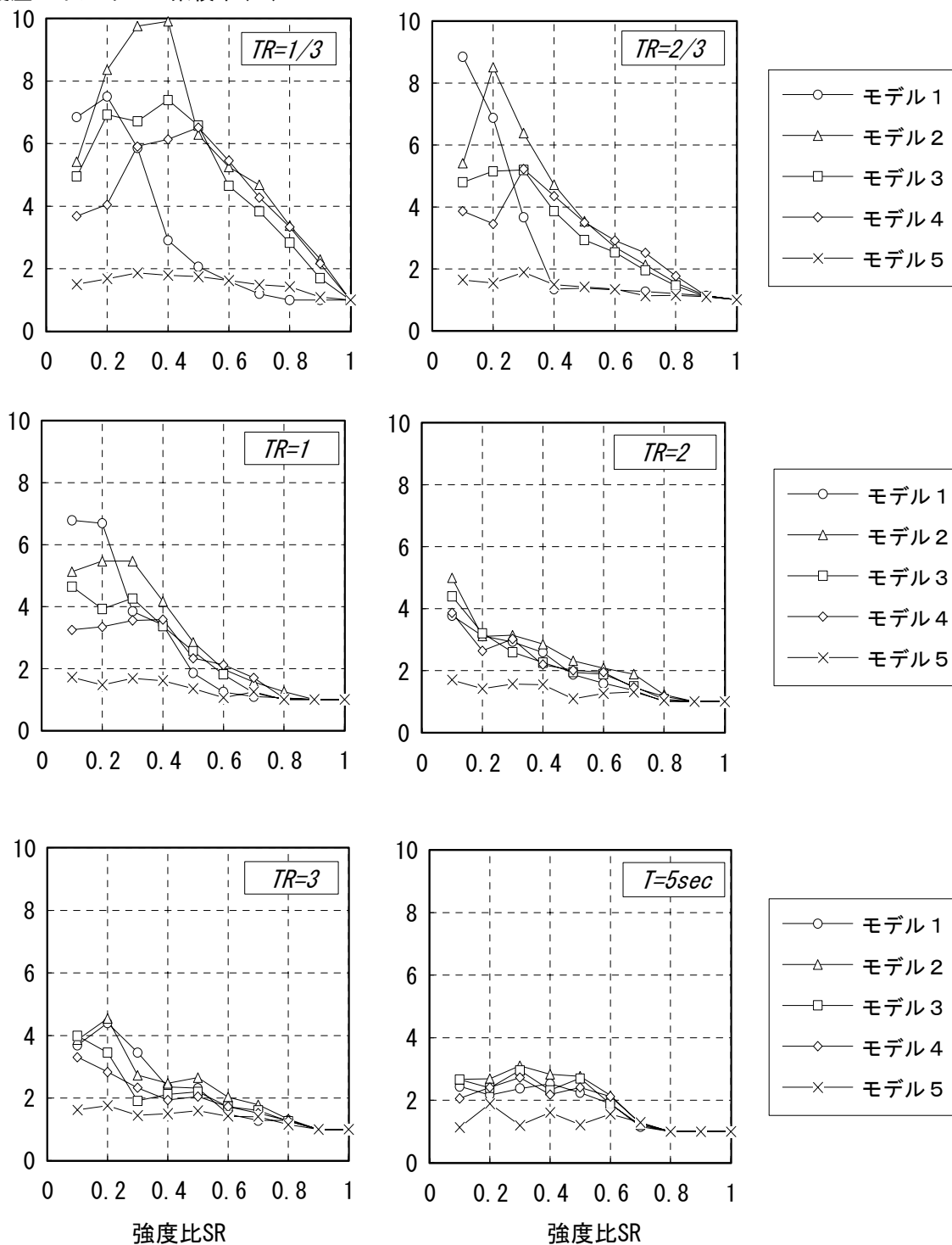


図-2.17(a) 履歴モデルによる累積率の相違
(El Centro NS に対する応答値)

履歴エネルギーの累積率 (R_d)

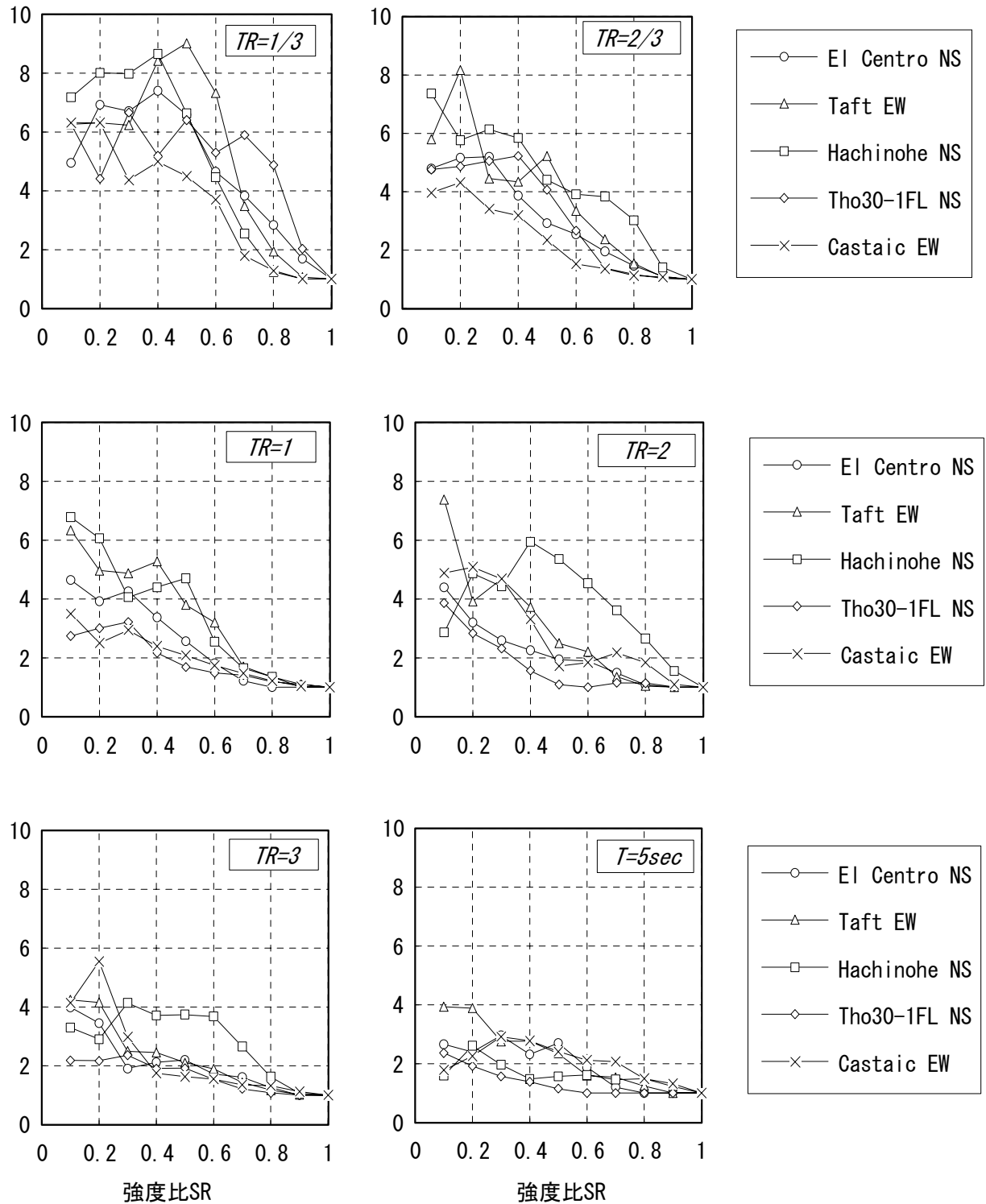


図-2.17(b) 入力地震動による累積率の相違
(モデル3 に対する応答値)

履歴エネルギーの累積率 (Ra)

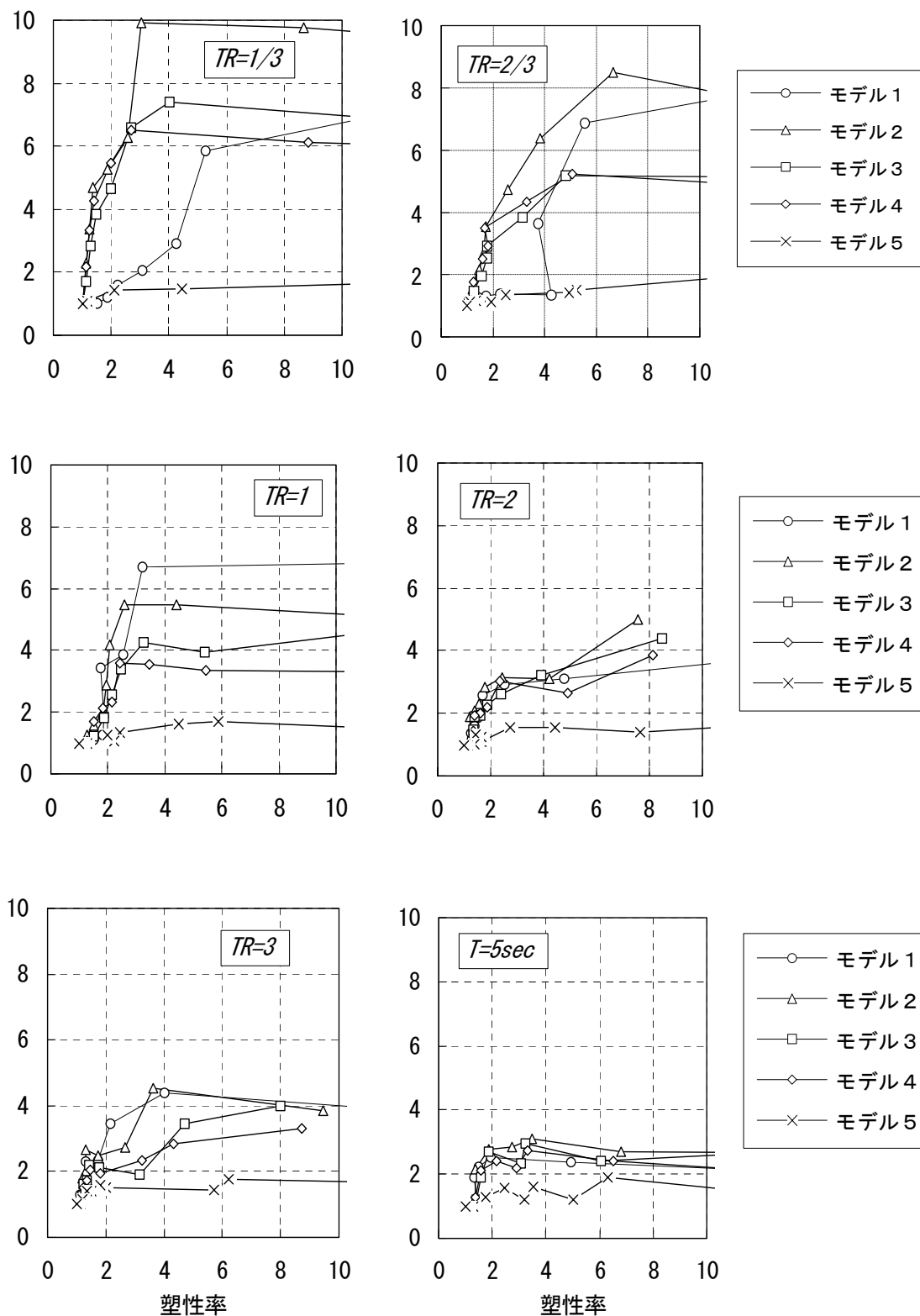


図-2.18(a) 履歴モデルの差による累積率と塑性率との関係
(El Centro NS に対する応答値)

履歴エネルギーの累積率 (Ra)

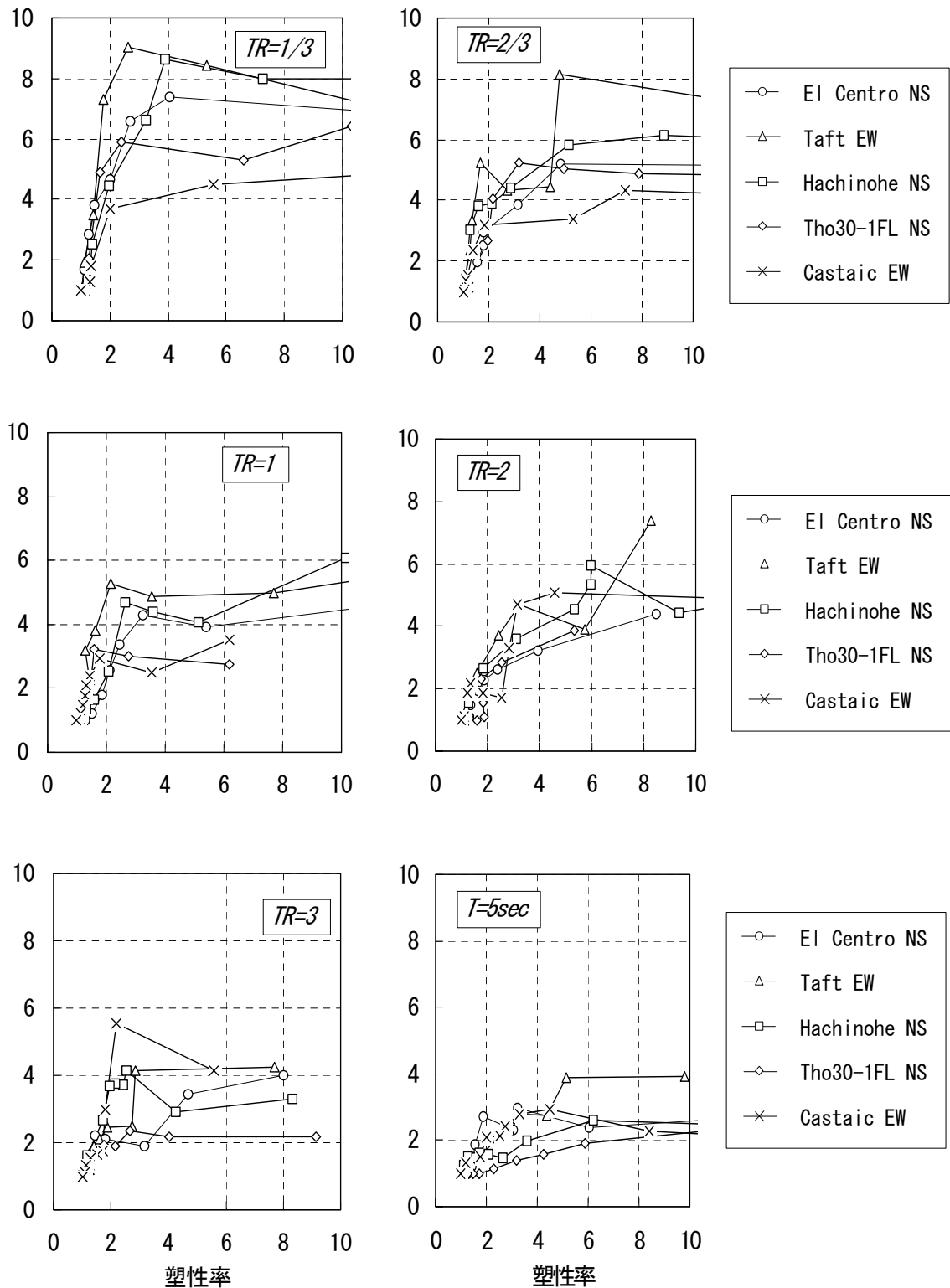
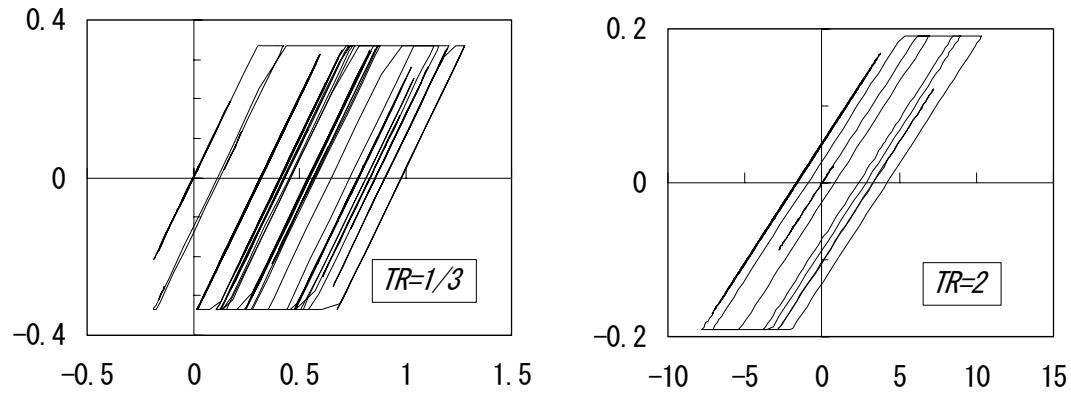
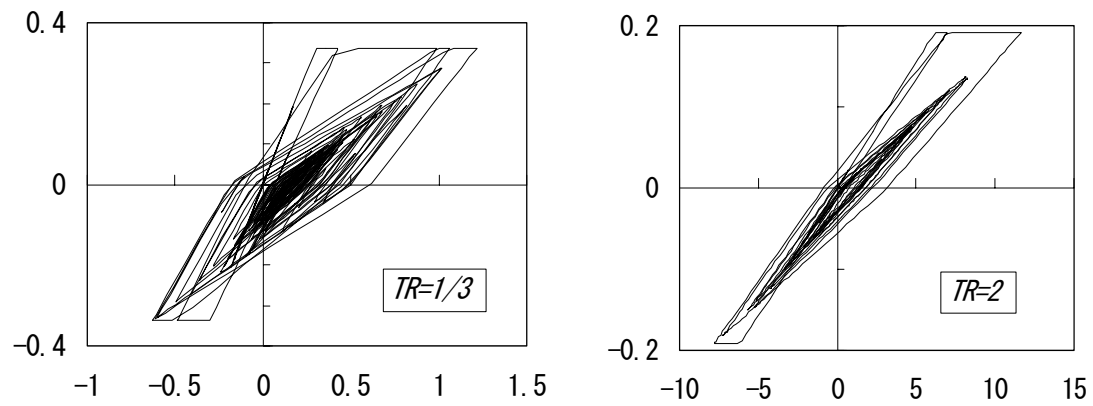


図-2.18 (b) 地震動の差による累積率と塑性率との関係
(モデル3 に対する応答値)

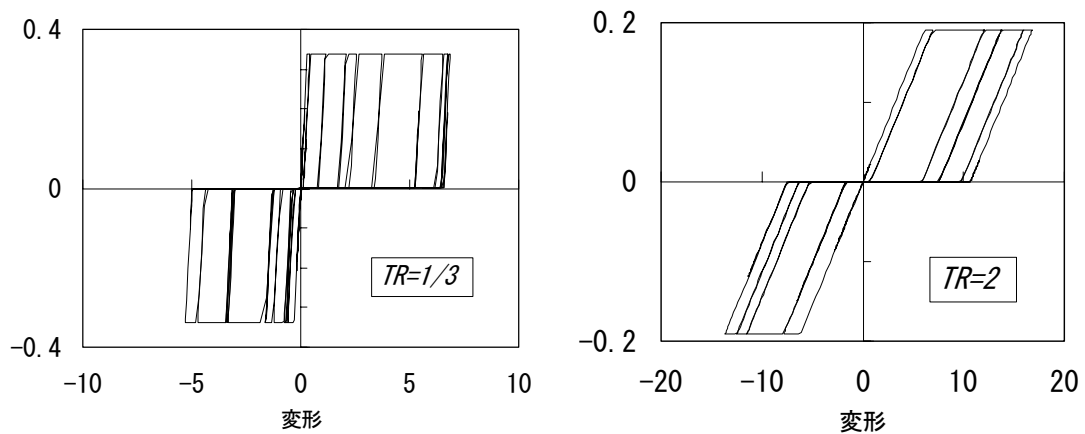
荷重



(a) モデル1の応答



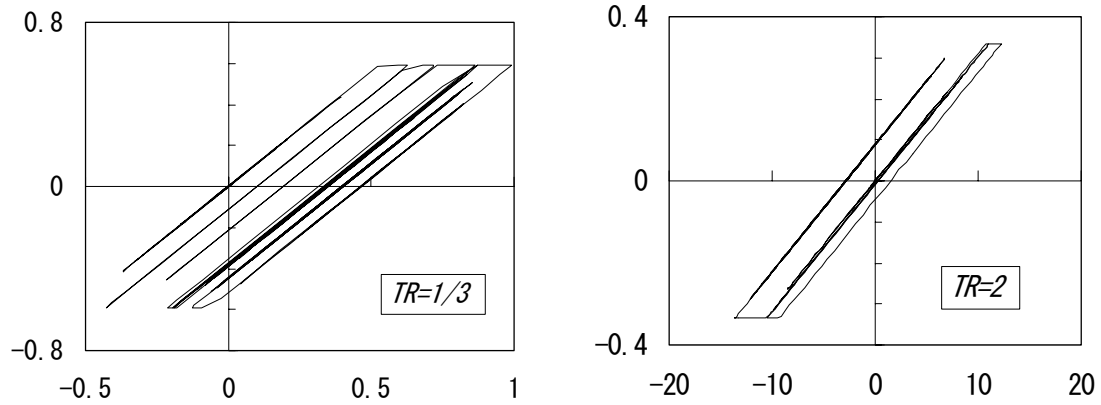
(b) モデル3の応答



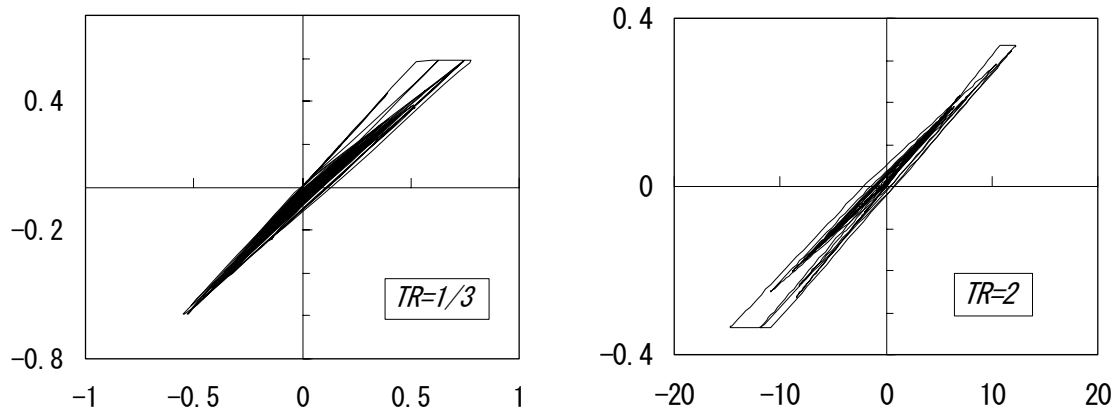
(c) モデル5の応答

図-2.19 強度比 $SR=0.4$ の時の荷重－変形関係
(El Centro NS に対する応答値)

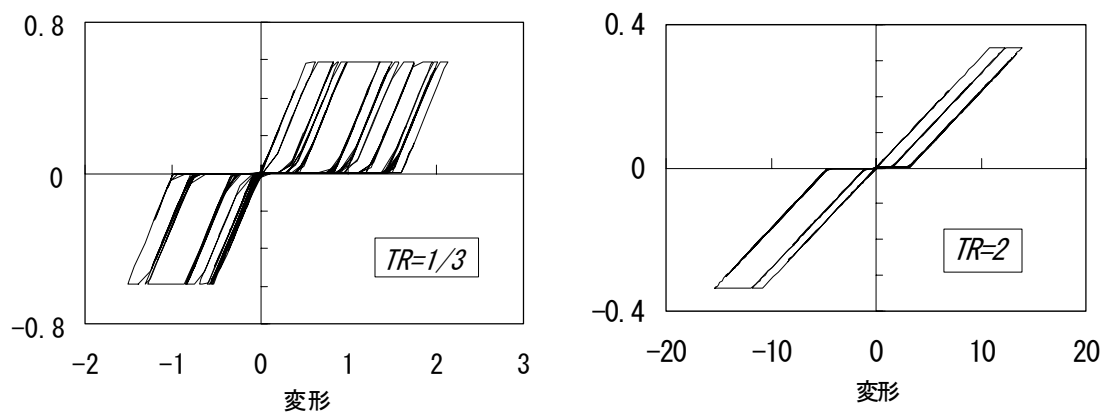
荷重



(a) モデル1の応答



(b) モデル3の応答



(c) モデル5の応答

図-2.20 強度比 $SR=0.7$ の時の荷重－変形関係
(El Centro NS に対する応答値)

2.4.6 変位応答

1 質点系の最大変位応答は、エネルギー的観点より強度比 SR の関数として(2.21)式で与えられれば明快な説明が可能である。しかしながら既に述べたように、(2.21)式は強度比 SR の単純な関数として与えられなかった。とくに、モデル1に対する累積率 Ra は本論で用いたどのパラメータに対しても一定の傾向を示さなかった。従って、本論では、与えられた地震動に対するエネルギー的観点による1質点系の最大変位応答の算定式を示す事はできなかった。

しかし、この節で検討した事項は、ある周期において、強度比 SR や履歴特性により最大応答変形が異なるのか、それともそれらにかかわらずほとんど一定なのかに関する説明にはなつた。例えば、初期周期が $1/3T_c$ のときのモデル1と他のモデルの応答の差は主として入力エネルギーの差（あるいは履歴エネルギーの差）にあり、その他のモデル間の差は主として累積率 Ra の差によっている。また、初期周期が T_c 以上の時に強度比 SR が減少しても変位応答が増大しない理由は、累積率 Ra が増加するからであり、履歴モデルによる差が無いのは1方向ドリフトの差によるものである、等が説明できる。

2.5 鉄筋コンクリート建物の変位応答

2.5.1 適用方法

本章で示したゾーニングを用いて、鉄筋コンクリート構造物の変位応答を推定するには、多自由度系の鉄筋コンクリート建物をバイリニアの復元力特性を持つ等価1質点系に縮約しなくてはならない。一般に、鉄筋コンクリート構造は梁降伏の全体降伏形で設計される事が多く、1質点系に縮約する事はそう困難な事ではない。等価1質点系への縮約と降伏震度とベースシア係数の関係については文献¹⁹⁾に示された手法を用いる事ができる。

一方、初期周期の設定については、弾性応答値に直接影響するため十分な検討が必要である。これについては次に検討するが、領域Ⅰではクラックによる剛性低下で周期が伸び変位が増大するとしても、クラック後の履歴減衰で減衰が増し応答変位が減少する事で相殺されると考えれば弾性周期を用いる事ができる。

耐力と初期周期が設定されれば SR 及び TR によるゾーニングを行う。 $TR \geq 1.0$ ならば領域Ⅰであり、 $TR < 1.0$ ならばゾーニングは推定した SR に依存する。1質点系の応答変位は、領域Ⅰに位置すれば、変位応答は2%減衰の平滑化した弾性応答スペクトル値として、その他の場合には TR と SR により定まる DR を乗じることによって推定される。

建物の耐震性評価においては、全体変形よりも各層における最大応答層間変形が問題となるが、これは、層の耐力分布（設計用せん断力係数分布）や、変形成分（曲げ変形とせん断変形）の割合によって異なりさらに検討を要する。これについては第4章において検討を行う。

2.5.2 トリリニア型復元力との対応

本研究に用いたバイリニア復元力の初期周期を、ひび割れの入っていない鉄筋コンクリート造建物の弾性周期とし、降伏耐力で折れ曲がるとすると、トリリニアとしたものより履歴エネルギーを過大に評価し、前章で得られたゾーニングを満足しない可能性がある。そこでここでは、モデル3とトリリニアのTakedaモデルの応答値の比較検討を行った。図-2.21に設定したTakedaモデル⁹⁾の復元力のスケルトンカーブを示す。第1折れ点の耐力は、一般的な鉄筋コンクリート構造物の値として文献²⁰⁾に示された値を参考にして降伏耐力の1/3とし、降伏点剛性低下率は0.25とした。これにより降伏時の周期は弾性周期の2倍となる。パラメータは図-2.8と同じとし、計960種類の応答計算を行った。

計算結果を図-2.22に、バイリニアの応答値であるモデル3の結果と併せて示す。 $TR \geq 1.0$ の場合は、初期周期5秒のものと SR が0.5以下の時の1、2の地震動の結果を除き、トリリニアモデルのものが若干大きい、 DR はおおむね1以下の値となっている。初期周期5秒のもので応答値が大きくなっているのは、5秒までの最大値で応答スペクトルの変位一定領域の値を定めたため、一部の地震動で5秒より長周期の変位応答スペクトルがこれを大きく上回っている事に起因している。 $TR < 1.0$ の応答値は、トリリニアモデルのものがバイリニアモデルによる結果に比べかなり大きく、これをバイリニアモデルの結果で示すのは無理がある。このとき安全側の評価として、 SR を求めるのに降伏耐力でなく第1折れ点耐力を用いると図-2.23に示したようになり、バイリニアの結果と充分適合する。

以上の検討により、系の復元力のスケルトンカーブがトリリニアで与えられた場合、 $TR \geq 1.0$ の時は、弾性周期を用いたバイリニアモデルの結果と同様に DR は1以下となり、 $TR < 1.0$ の時は、第1折れ点を用いて SR を算定する事で本章の結果を適用可能であると言える。

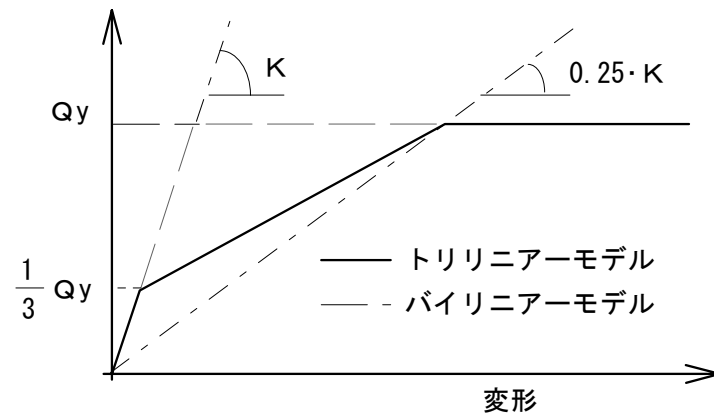
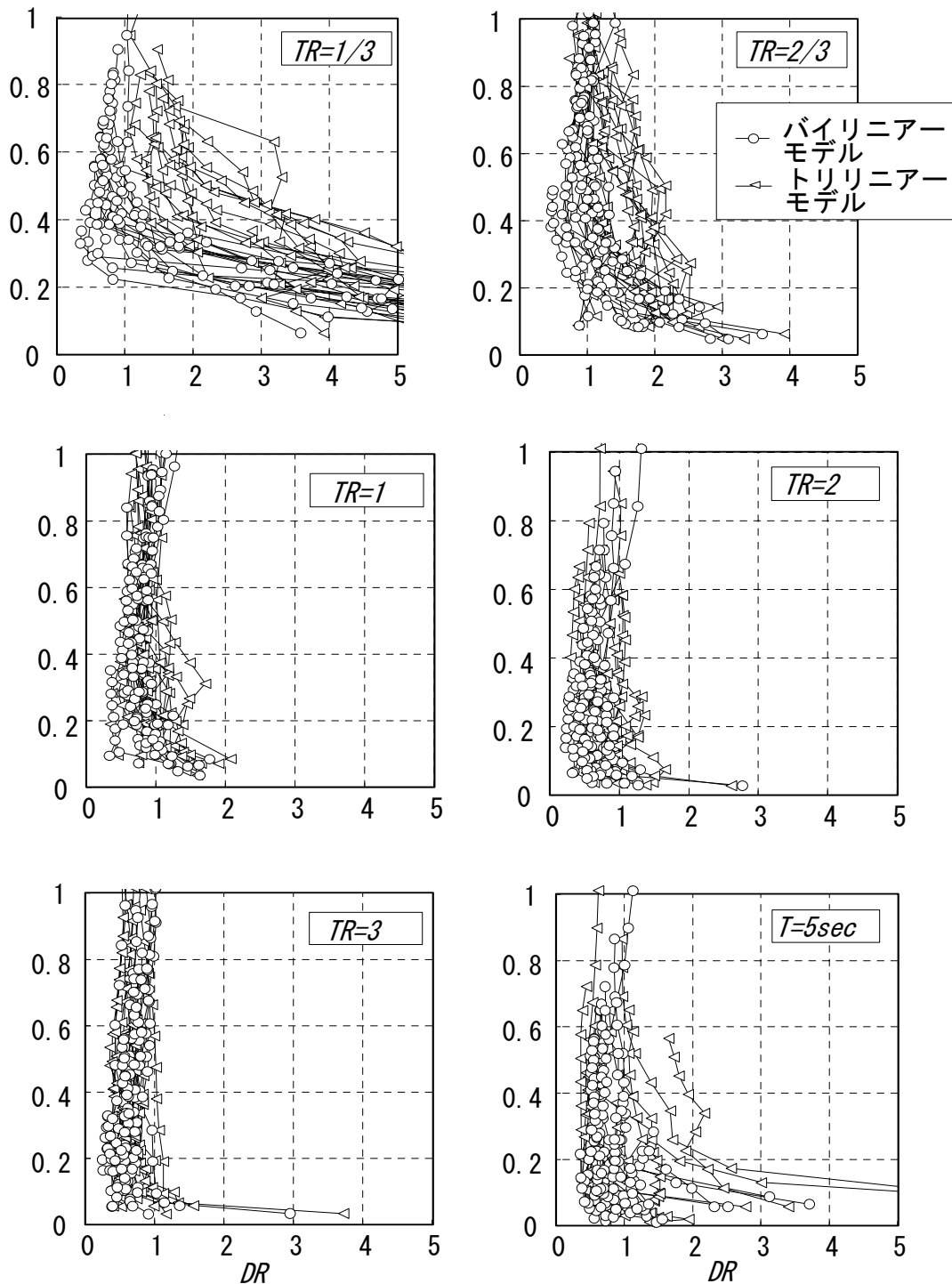


図-2.21 トリリニア復元力の設定

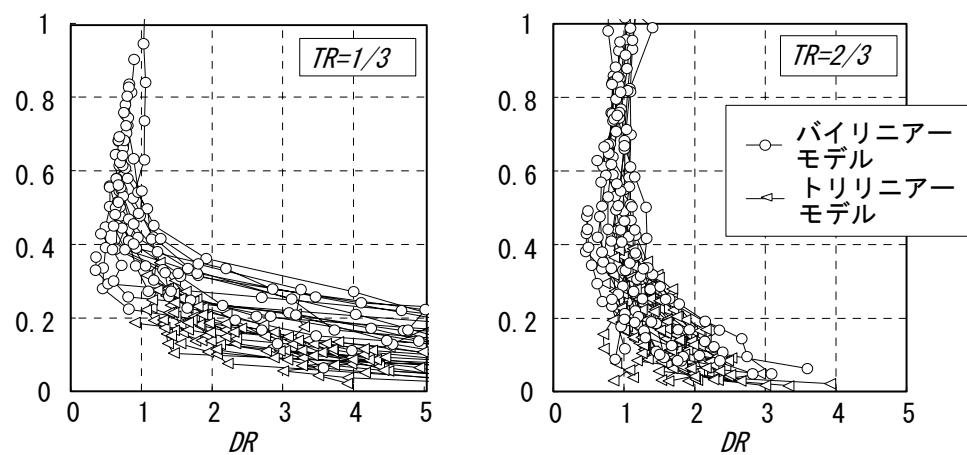
SR 平滑化した弾性応答せん断力に対する降伏せん断力の比



平滑化した弾性応答変位に対する弾塑性応答変位の比

図-2.22 無次元化パラメータで示したトリリニアモデルの弾塑性変位応答値

SR 平滑化した弾性応答せん断力に対する降伏せん断力の比



平滑化した弾性応答変位に対する弾塑性応答変位の比

図-2.23 $T < T_c$ の SR を第1折れ点で求めたときの弾塑性変位応答値

2.6 まとめ

第2章では、各種バイリニアアの復元力特性を持つ1質点系の弾塑性応答解析をパラメトリックに行い、弾塑性変位応答の検討を行い、鉄筋コンクリート造建物の変位応答を設計の初期段階で弾性周期より推定する方法について検討した。得られた結論を以下に述べる。

- 1) 1質点系の弾塑性変位応答は、強度、初期周期および地震動の特性によって定められる以下の無次元パラメータ TR 、 SR により地震動の種類によらず無次元量 DR として求められる。

TR = 初期周期 T_0 / 地震動の特性周期 T_c (応答スペクトルにおける加速度一定領域と速度一定領域の境界の周期)

SR = 降伏強度 / 2%減衰弾性応答せん断力

DR = 最大応答変位 / 初期周期 T_0 における2%減衰の変位応答スペクトル

- 2) 鉄筋コンクリート構造を1質点系にモデル化したとき、弾塑性変位応答値は、 $TR+SR \geq 1.0$ を満足するときは、2%減衰の平滑化した弾性変位応答スペクトル値として良い。また、 $TR+SR \leq 1.0$ の場合には、弾性応答値の $1/(TR+SR)^{2.5}$ 倍程度の値となる。
- 3) 以上の結果を利用して、鉄筋コンクリート構造の地震時の水平変位量の概略値が弾性周期と強度より推定可能である。

第2章の参考文献

- 1) 稲井栄一、島崎和司：超高層鉄筋コンクリート構造建物の地震時挙動について（その1）建物のモデル化と応答について、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.351～352、1987年10月
- 2) 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6月
- 3) Newmark, N.M. and W.J. Hall, : Earthquake Spectra and Design, EERI, 1982.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、pp.83、1990年2月
- 5) 滝沢春男：地震動のエネルギー応答スペクトル、第14回自然災害科学総合シンポジウム講演集、pp.359～362、1977年8月
- 6) 四方照雄：地震応答解析による構造物の変位の偏りについて、間組研究年報、pp.51～56、1991年
- 7) Saidi, M. & M.A. Sozen : Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures. Structural Research Series No. 465, University of Illinois 1978
- 8) Otani, S., : Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake response analysis, 東京大学工学部紀要(B), Vol. 36, No.2, pp.125～159, 1981
- 9) Takeda, T., M.A. Sozen & N.N. Nelson, : Reinforced Concrete response to simulated earthquakes. Journal of structural division, ASCE, Vol. 96, No. STc2, pp. 2557～2573, 1970
- 10) Clough, R.W. and S.B. Johnston, : Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第2回日本地震工学シンポジウム梗概集、pp.227～232、1966年
- 11) 江戸宏彰、武田寿一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1877～1878、1977年10月
- 12) Newmark, N.M., : A method of computation for structural dynamics, Journal of structural division, ASCE, Vol. 85, No. ST3, pp.67～94, 1959
- 13) 柴田明徳：最新耐震構造解析、森北出版、pp. 139-140、1981年6月
- 14) 島崎和司：RC構造物の地震時水平変位量の簡易な推定方について（その3）等価線形化法の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.587～588、1986年8月
- 15) 島崎和司、鈴木威祐：RC構造物の地震時水平変位量の簡易な推定法について（その2）実験結果による検討と適用方法、建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.23～24、1985年10月
- 16) 秋山宏：建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1980年9月
- 17) 菊田繁美、鈴木弘之：履歴系への地震入力エネルギーに関する考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.835～836、1984年10月
- 18) Berg, G.V. and S.S. Thomaidis, : Energy consumption by structures in strong motion earthquakes, Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, pp. 681～697, 1960
- 19) 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
- 20) 青山博之編著：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法、技報堂出版、pp.487～489、1990年
- 21) 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

図-2.21	トリリニア―復元力の設定.....	64
図-2.22	無次元化パラメータで示したトリリニア―モデルの弾塑性変位応答値..	65
図-2.23	$T < T_c$ の SR を第1折れ点で求めたときの弾塑性変位応答値.....	66

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 $+1\sigma$ スペクトル、すなわちNewmarkの平均 $+1\sigma$ 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。

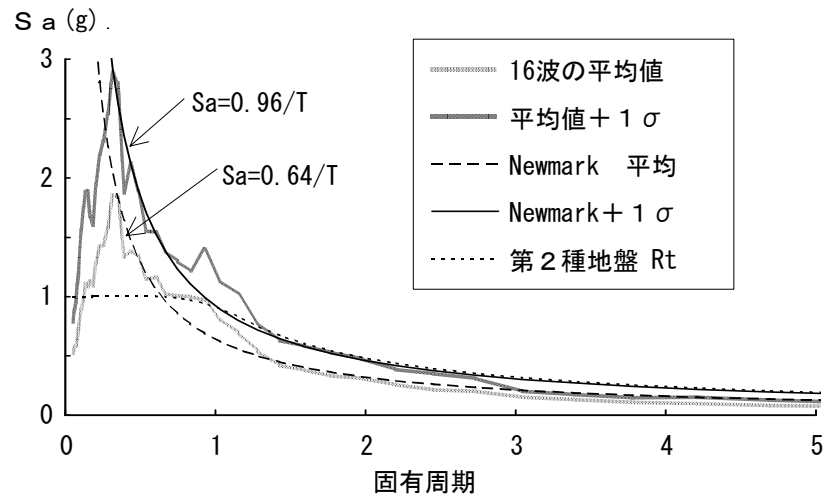
このように加速度応答スペクトルを定めると、短周期の領域では双曲線的に加速度応答スペクトルが大きくなる。しかし、実際の地震動では短周期領域で頭打ちとなる。特に、減衰がある程度大きいと加速度一定領域とみなしてよく、加速度応答スペクトルを一定値とすることができる。実際の建物の地震応答解析で用いられる剛性比例型の減衰では、高次の減衰は振動数に比例した形となり、高次モードほど大きな減衰となる。本論で対象とする建物では、2次モードより高次の固有周期は1秒より短くなる。そこでここでは単純化のため、1秒以下のある周期 T_c より短周期側を加速度一定とした応答スペクトルを用いるものとする。このことは、この応答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アスペクトルも示す。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。

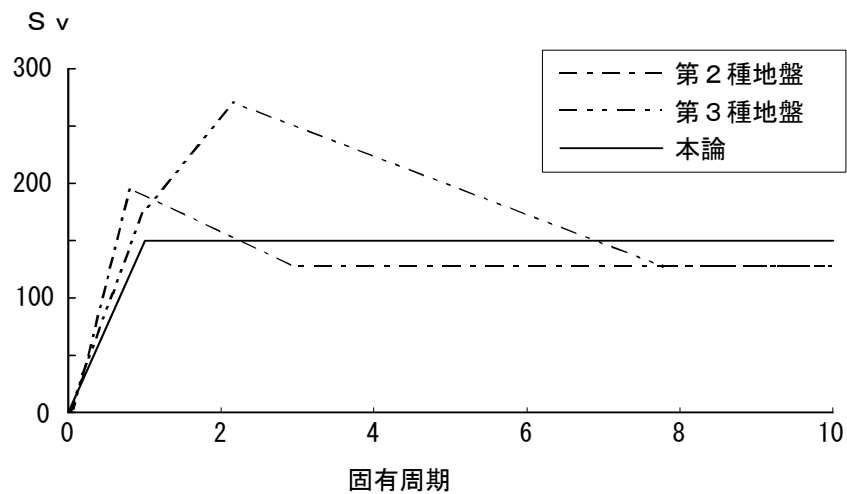
図-3.1(b)は、本論で設定した設計用応答スペクトルと最新の知見により表層地盤の影響も加味して提案された設計用応答スペクトル¹¹⁾を速度応答スペクトルで比較したものである。文献¹¹⁾では、最強の地震動に対して代表的な2地点(第2種地盤、第3種地盤)の地表面での5%減衰の応答スペクトルが示されているので、同文献の減衰補正式により2%減衰の応答スペクトルを求めた。本論で設定した応答ス

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

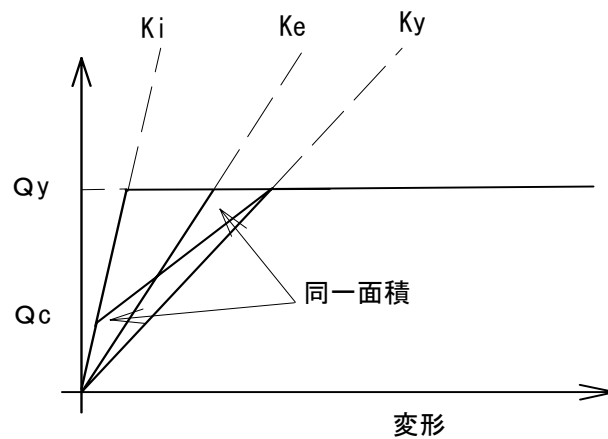


図-3.2 等価バイリニアモデル

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

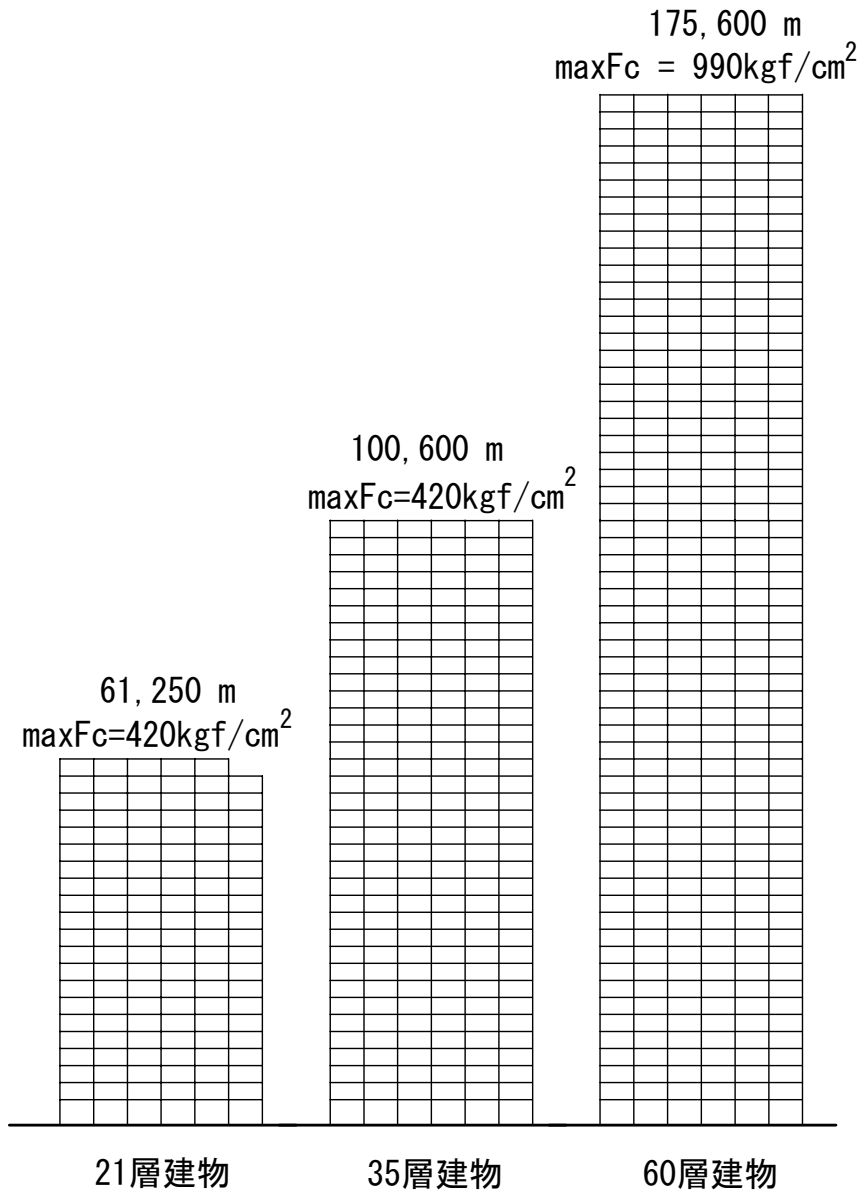


図-3.3 検討の対象とした建物

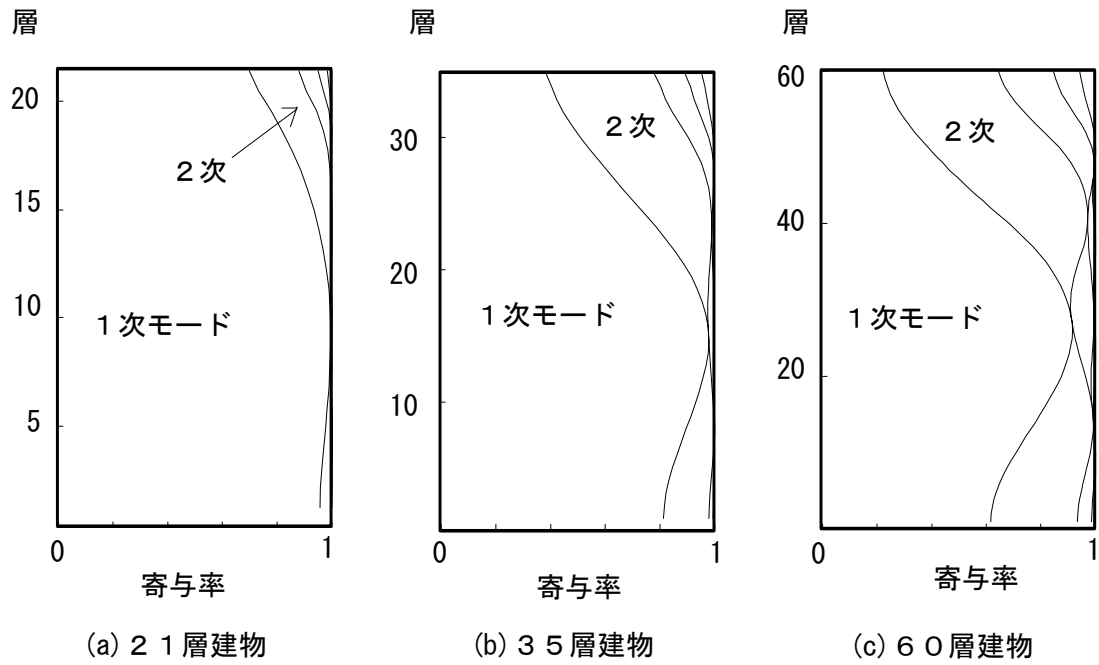


図-3.4 弾性剛性によるSRSSで求めた各次せん断力の全せん断力への寄与率

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

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

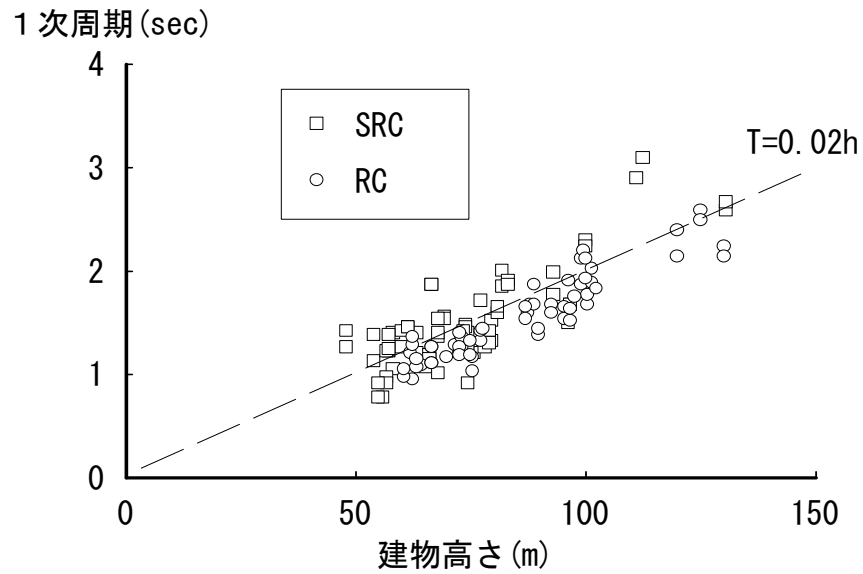
全質量 $\sum m = W$ とすると、各次の1階せん断力は次式で与えられる。

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

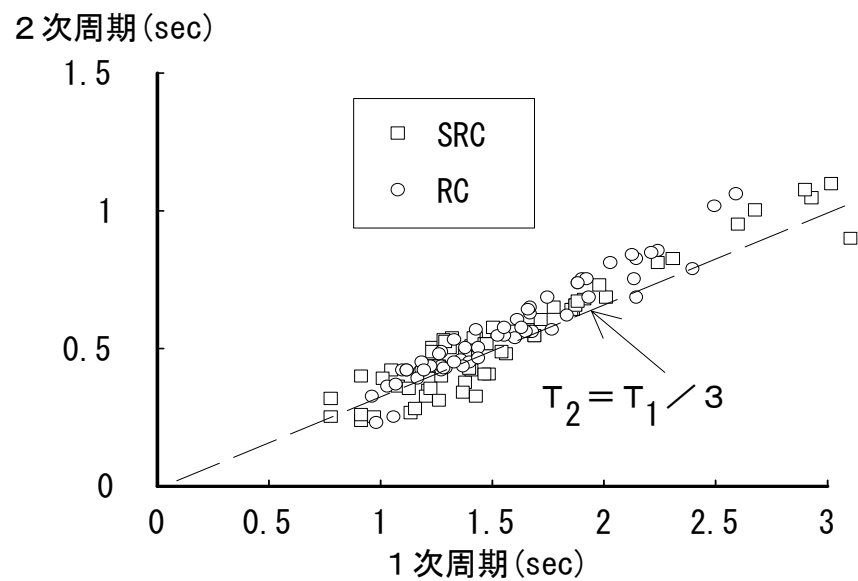
$$\text{2次モード} \quad {}_2Q_1 = W \cdot Sa(t_2) \frac{5(4n-13)^2(n+1)}{6(64n^3 + 71n^2 + 169n - 169)} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

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)

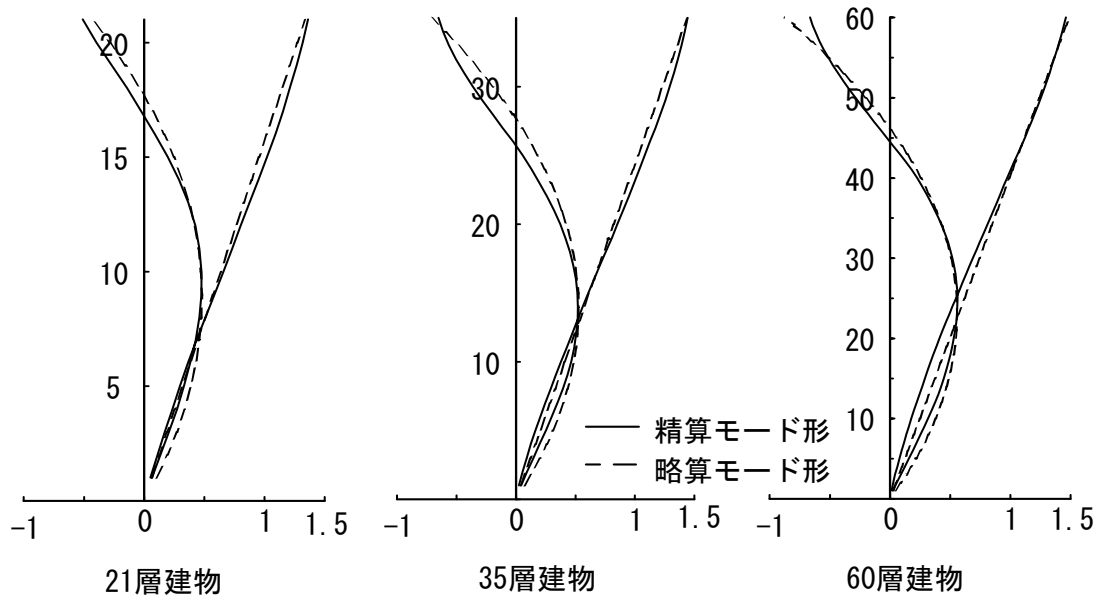


図-3.6 精算モードと仮定モードの比較

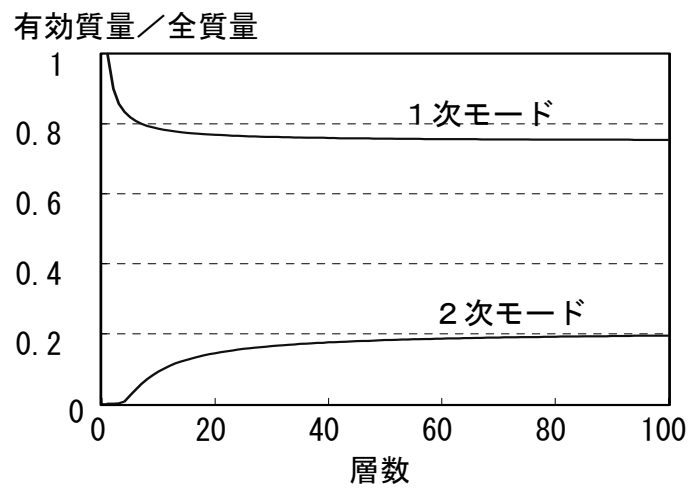
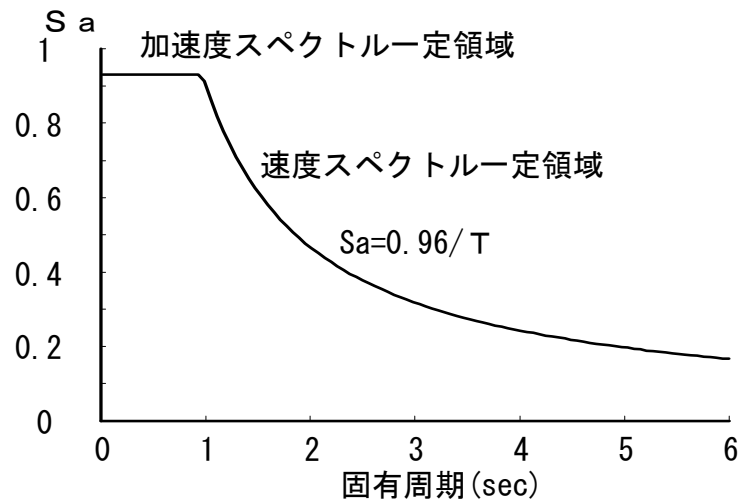
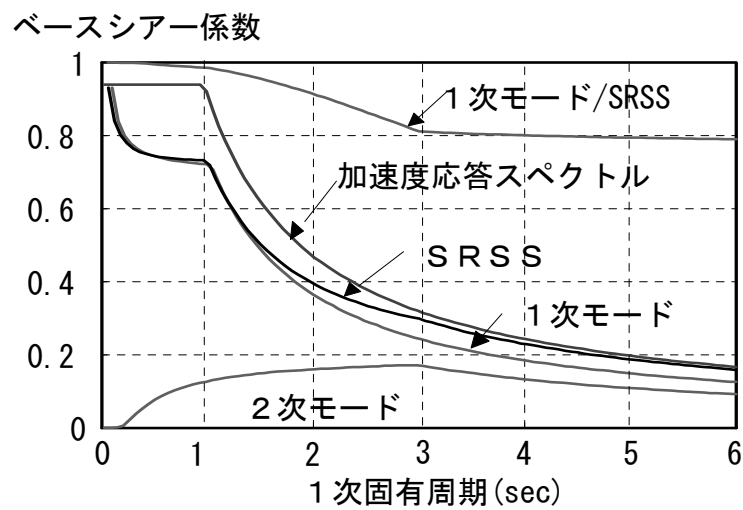


図-3.7 1,2次モードの有効質量の全質量に対する割合



(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。

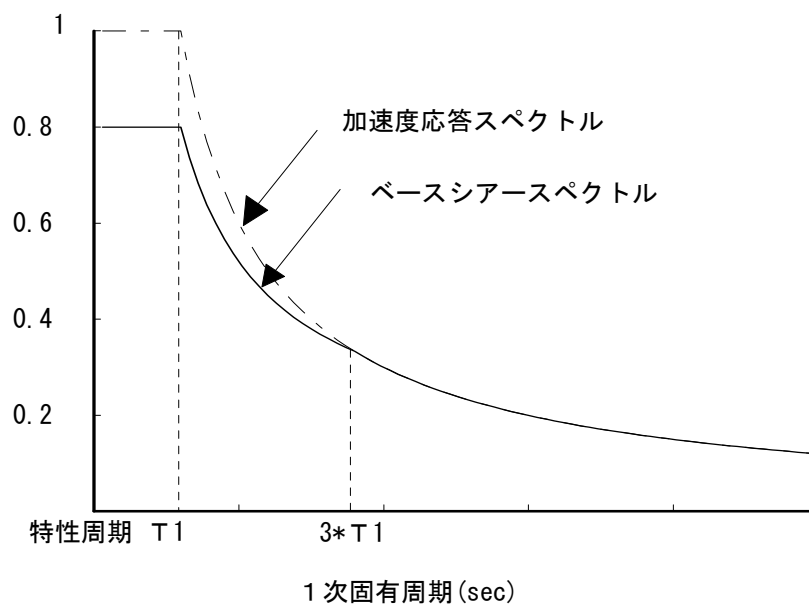


図-3.9 弾性ベースシアースペクトルの設定

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($TR=Ti/Tc$)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。

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

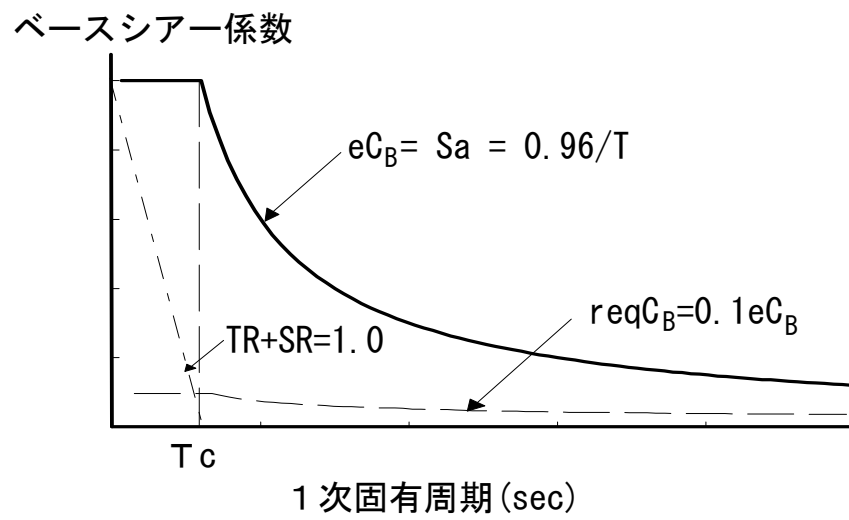


図-3.10 ベースシアースペクトル

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

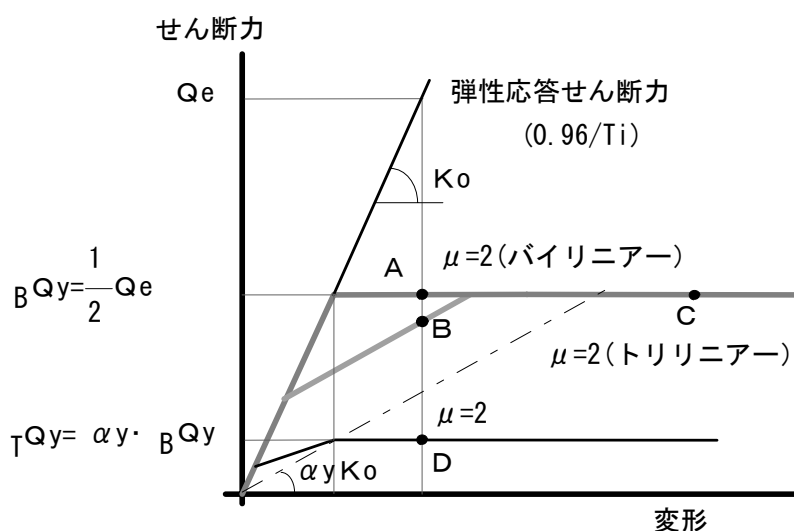
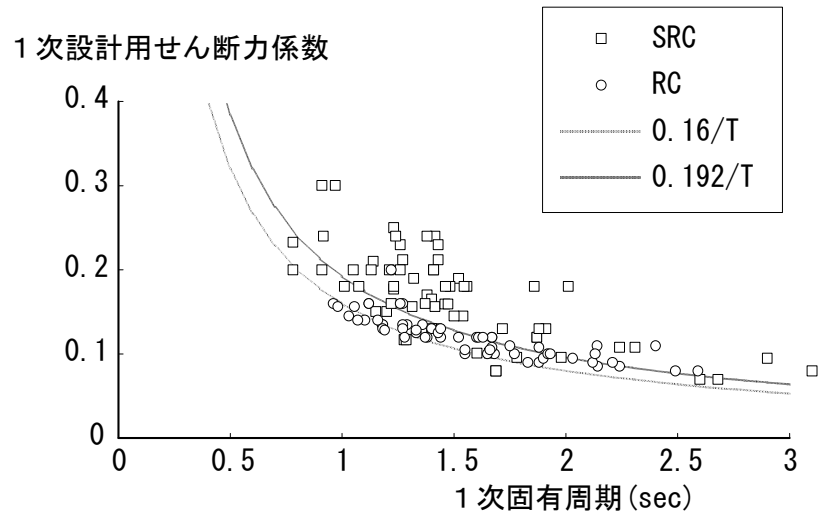
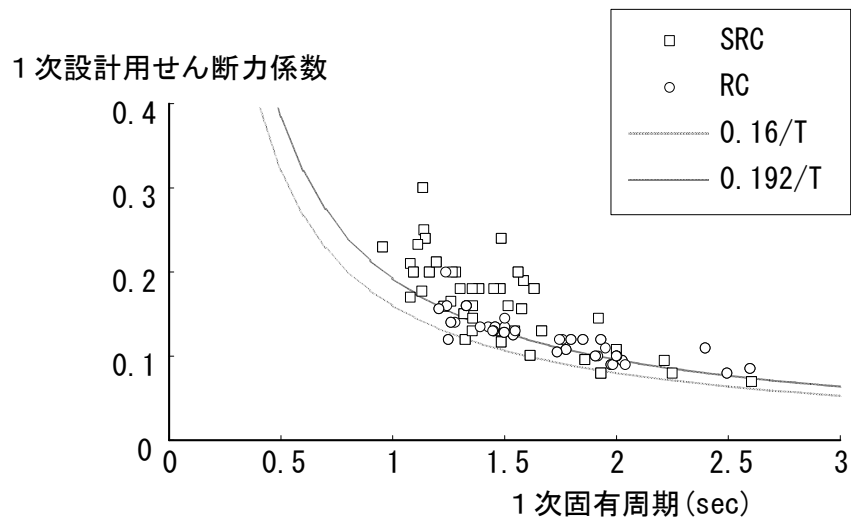


図-3.11 応答変位一定則における降伏強度－塑性率関係



(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。

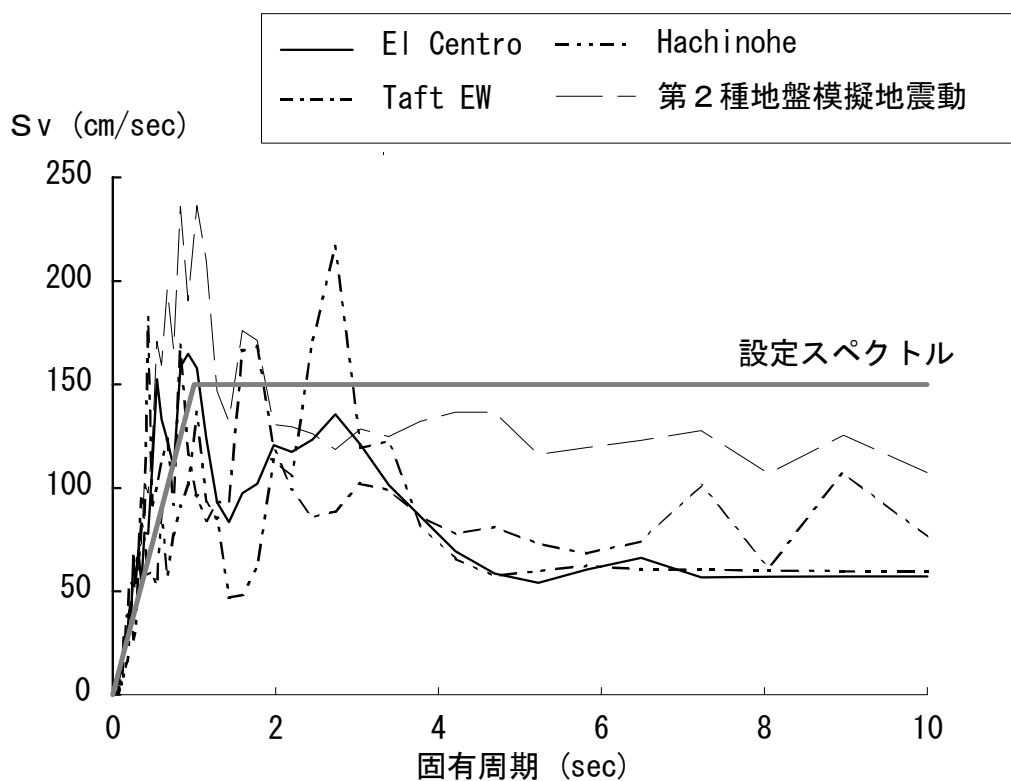


図-3.13 使用した地震動の速度応答スペクトル

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。

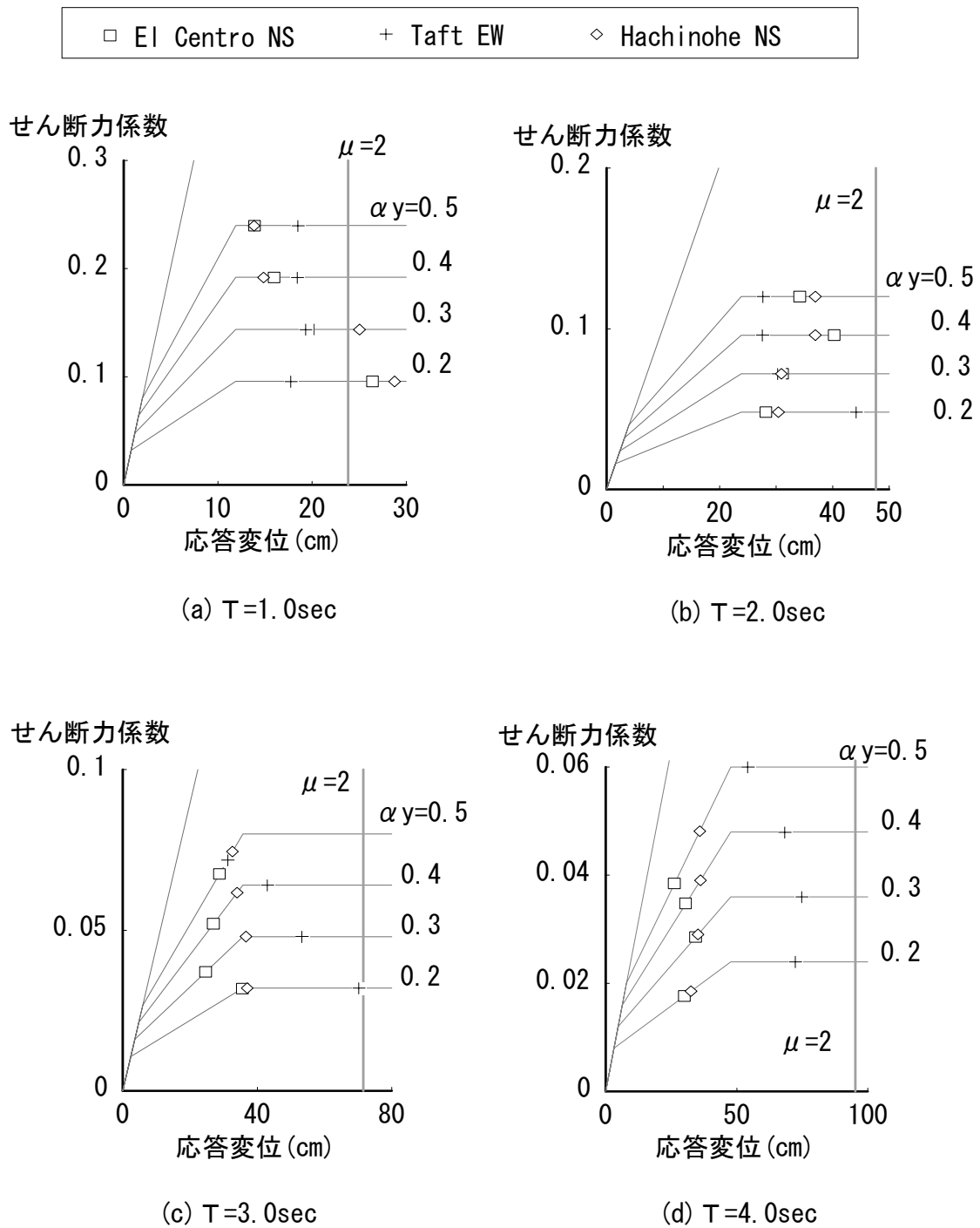


図-3.14 1質点系の地震応答解析結果

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。

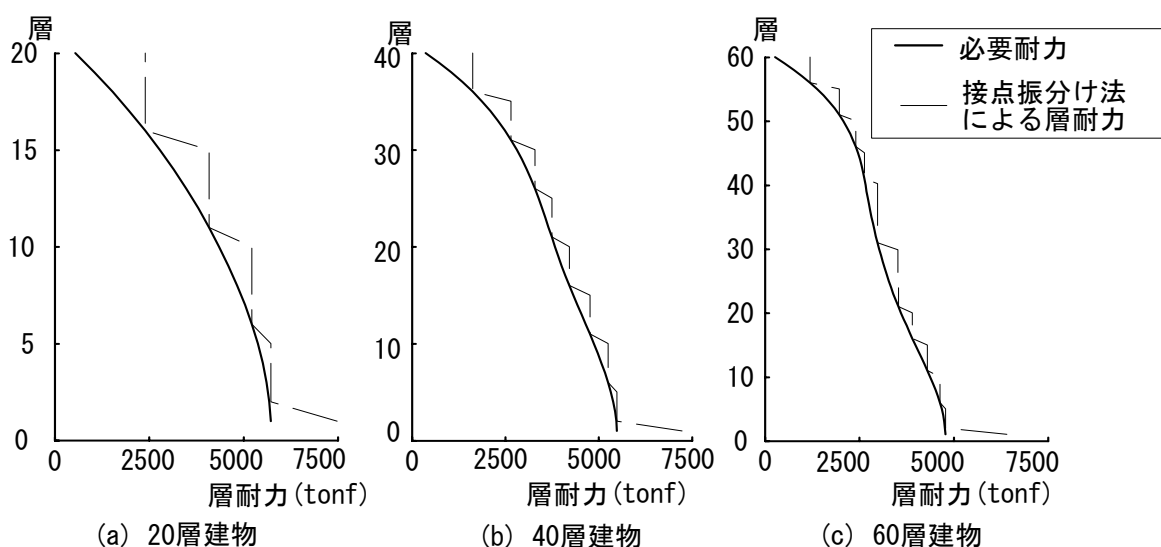


図-3.15 設定した建物層耐力

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。

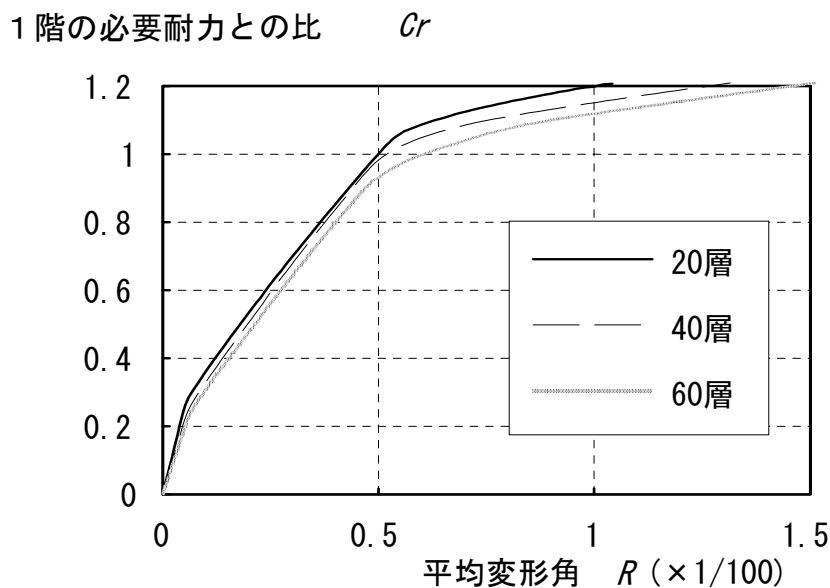


図-3.16 設定した建物の1階耐力比－平均変形角関係

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。

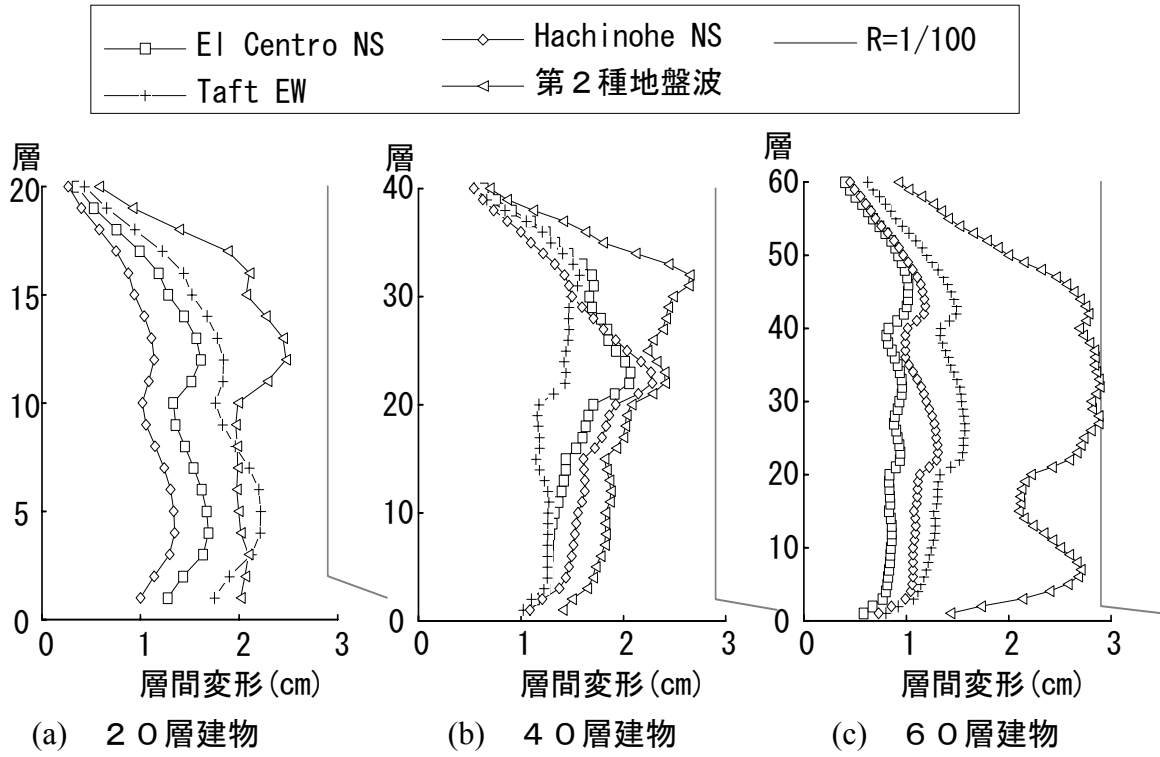


図-3.17 最大応答層間変形

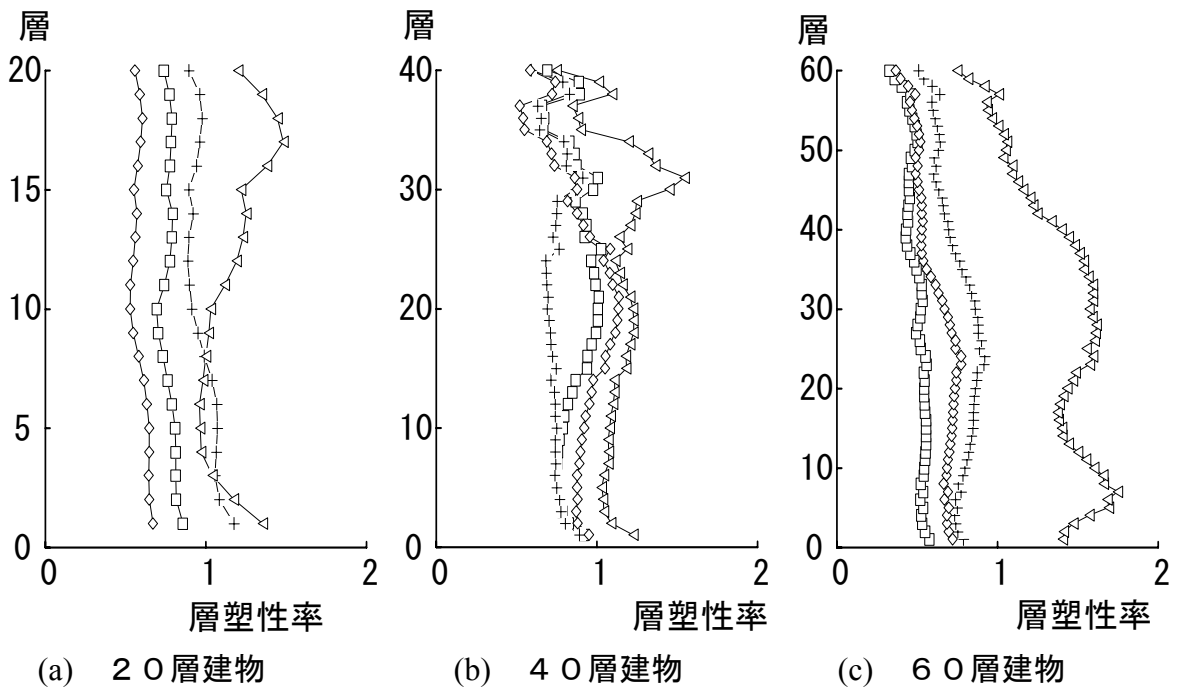


図-3.18 最大応答層塑性率

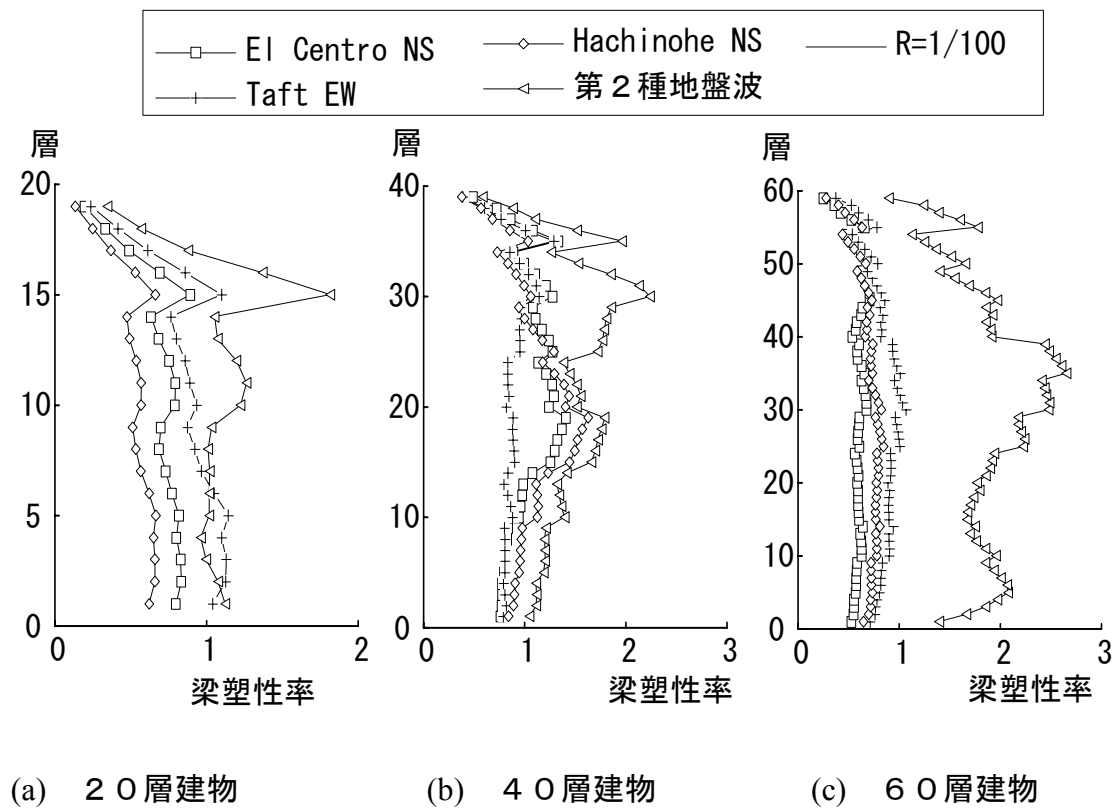


図-3.19 梁部材の最大塑性率分布

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 (C _i 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	等価バイリニアールモデル.....	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

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。

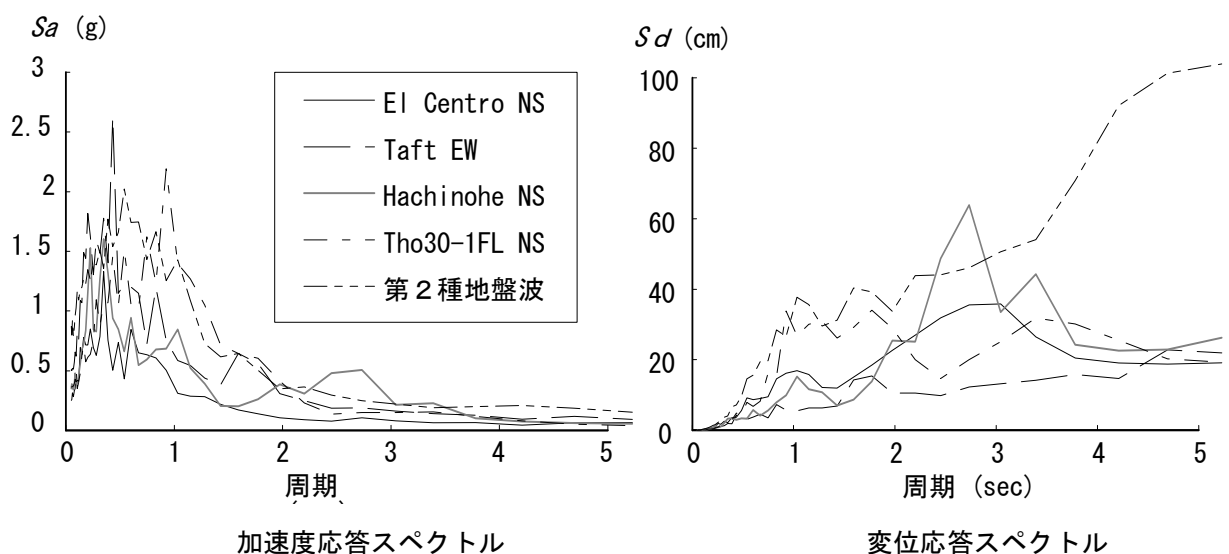


図-3.20 使用した地震動記録の応答スペクトル

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。

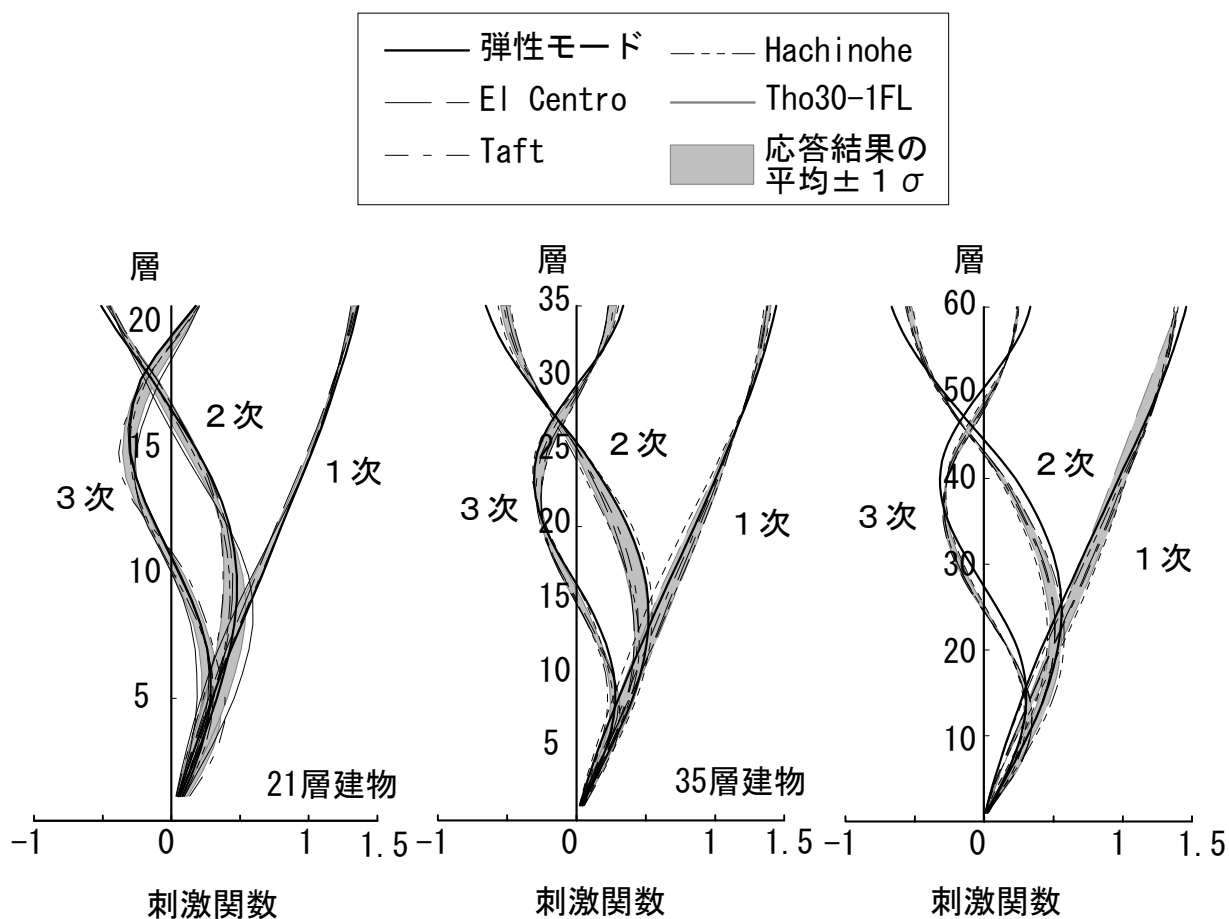


図-3.21 試設計された建物の弾塑性モード形

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。

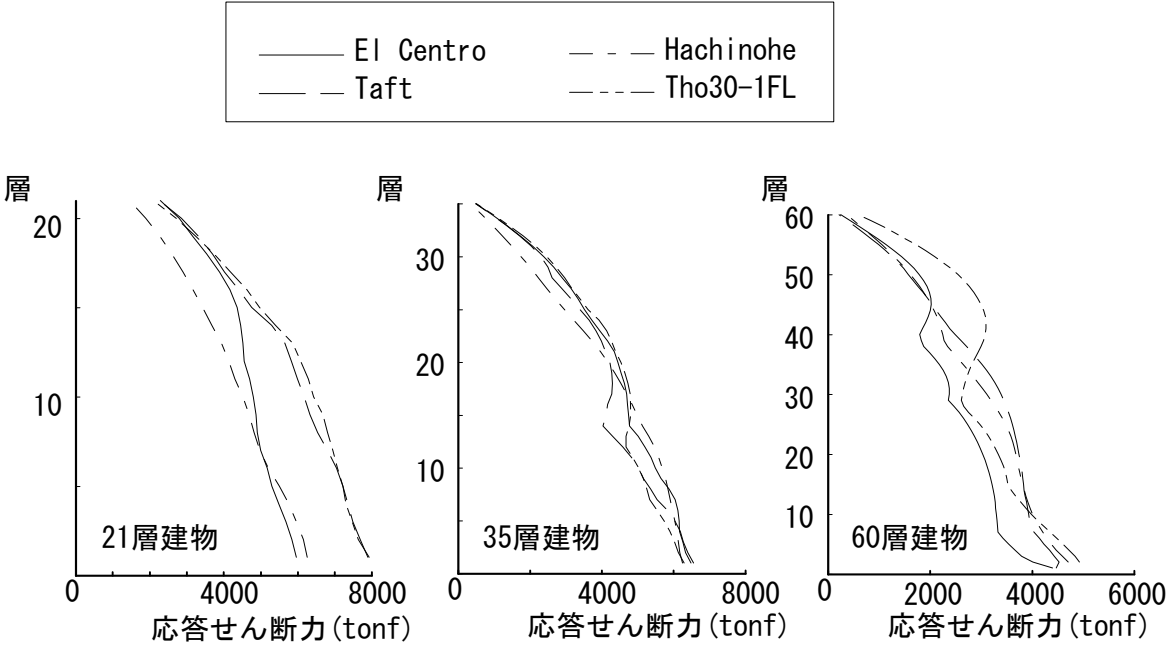


図-3.22 応答せん断力の分布

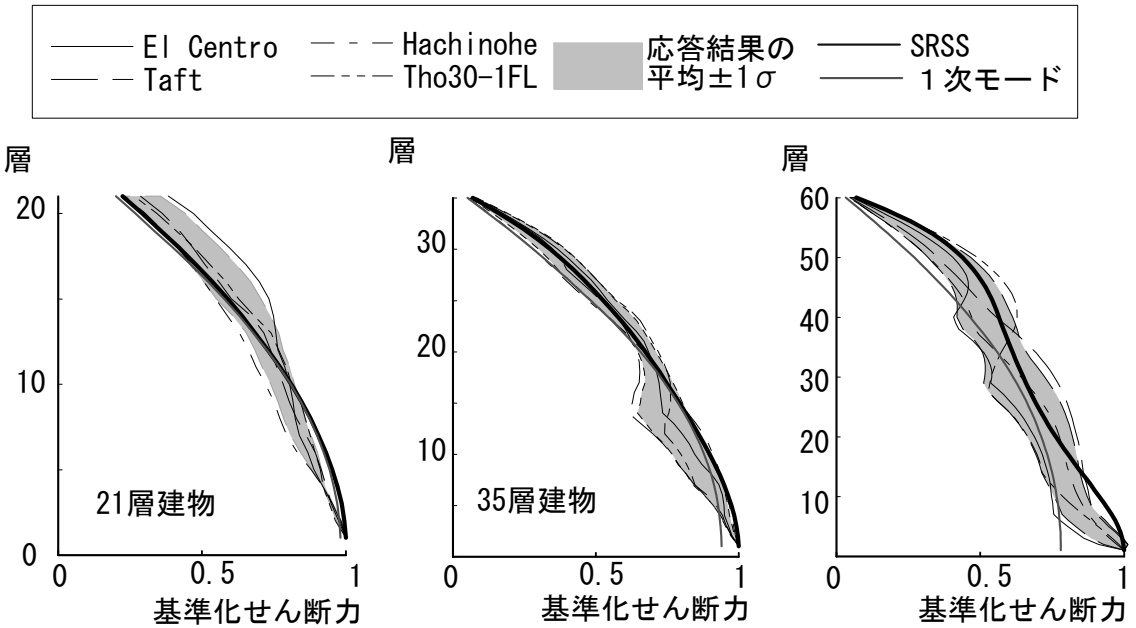


図-3.23 規準化した応答せん断力分布

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場合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。

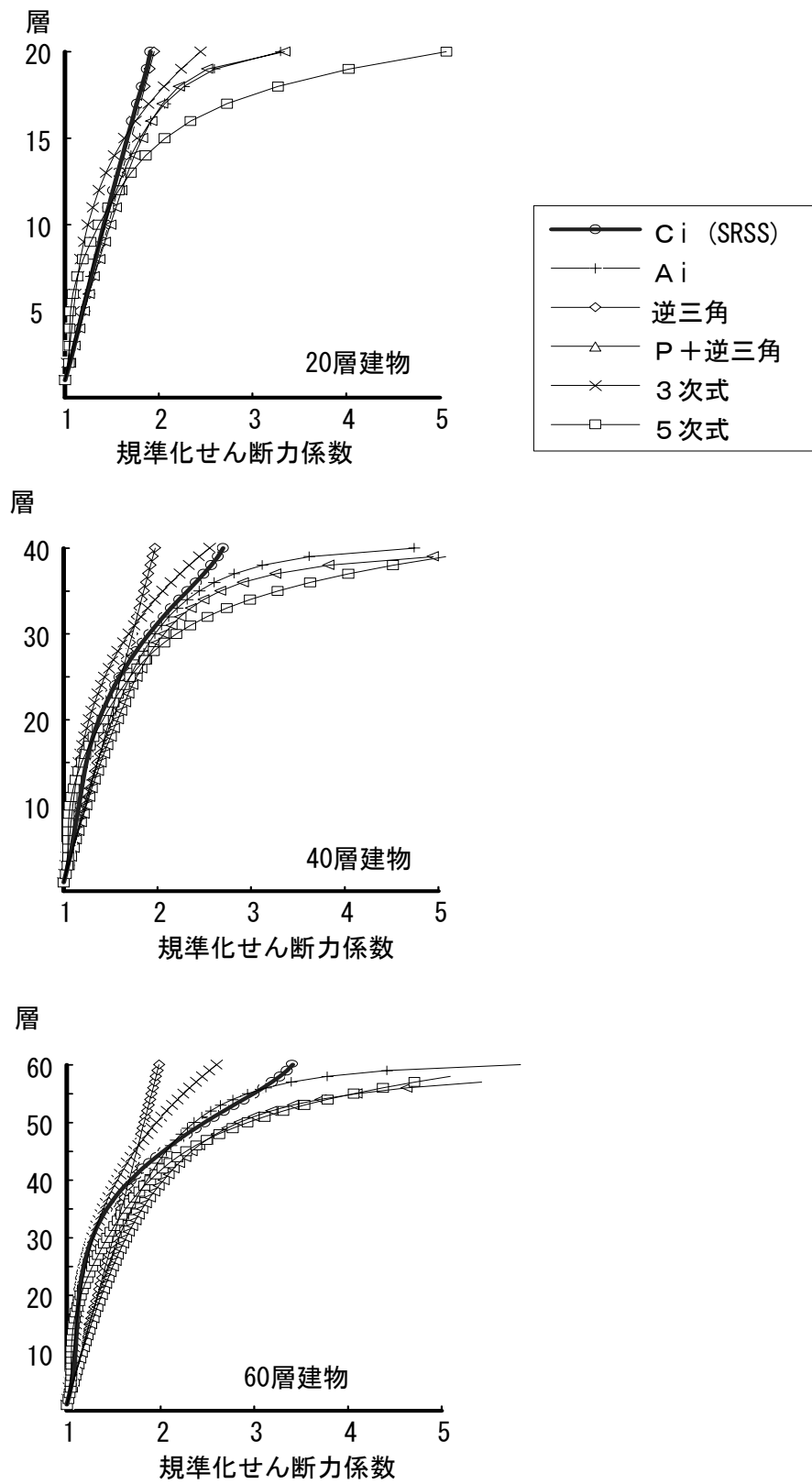


図-3.24 各種せん断力分布の比較

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。

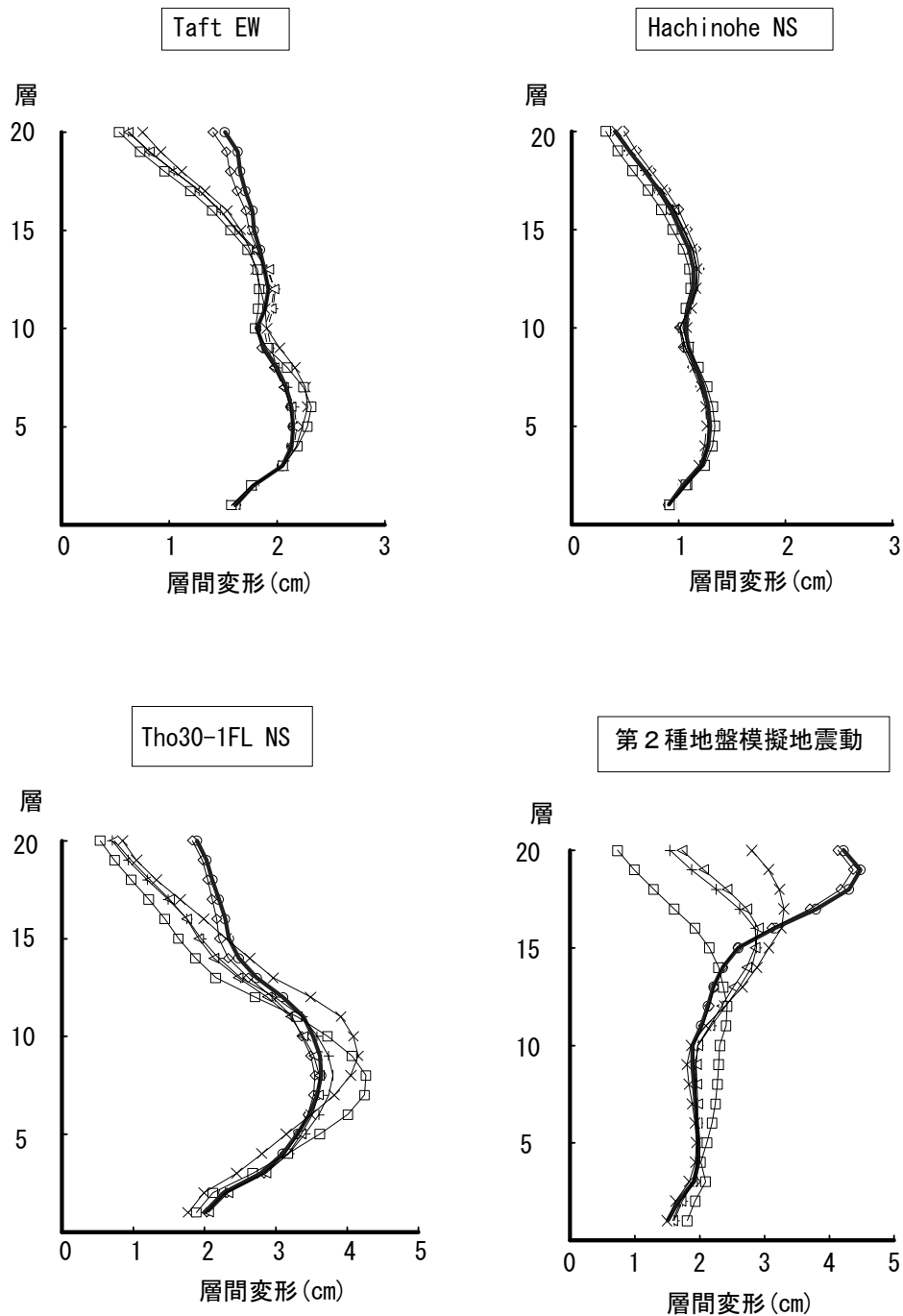
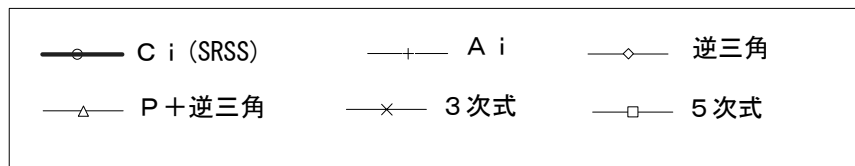


図-3. 25(a) 設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変位の相違
(20層建物)

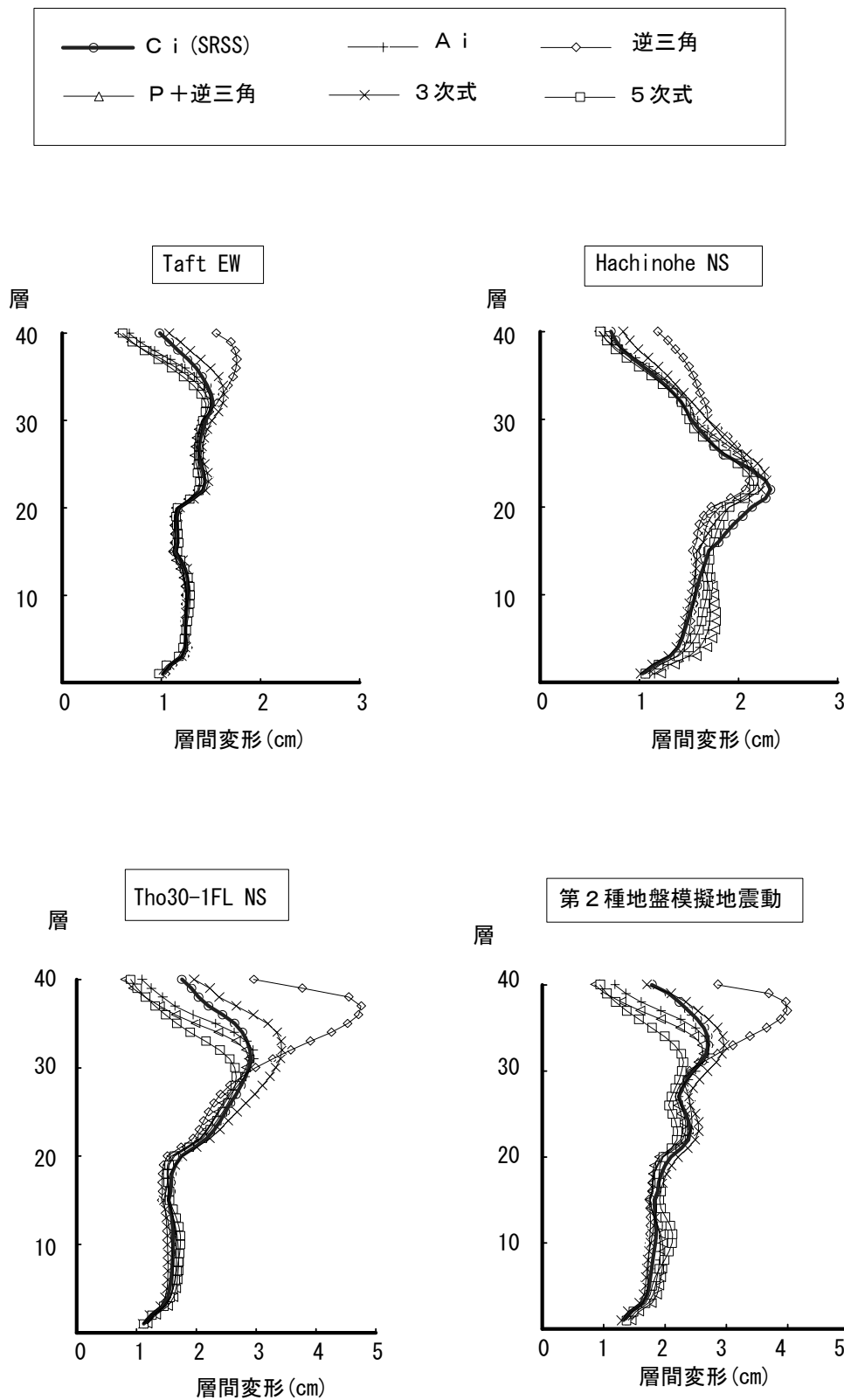


図-3. 25 (b) 設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変位の相違
(40層建物)

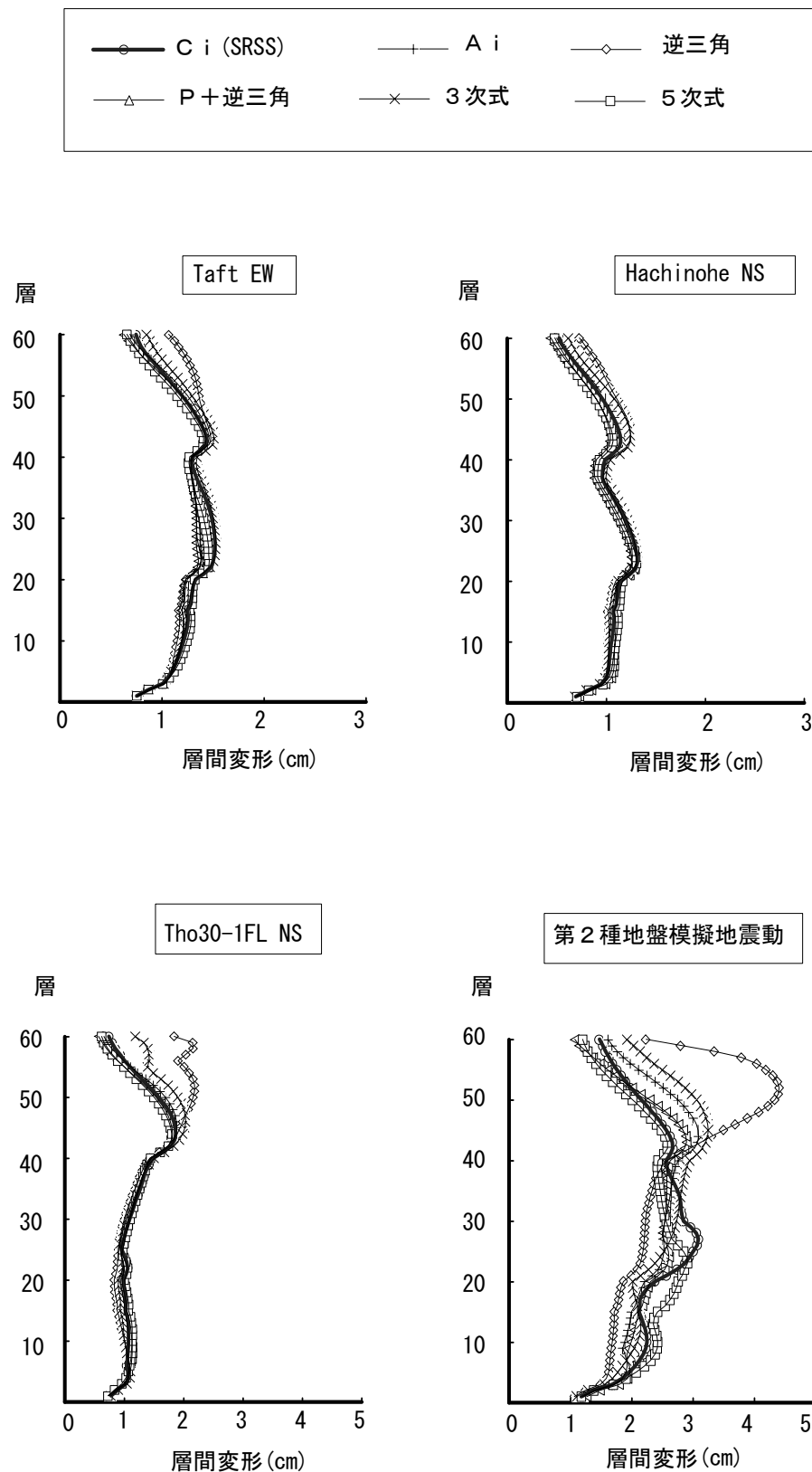


図-3. 25 (c) 設計用せん断力係数分布の違いによる最大応答層間変位の相違
(60層建物)

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。

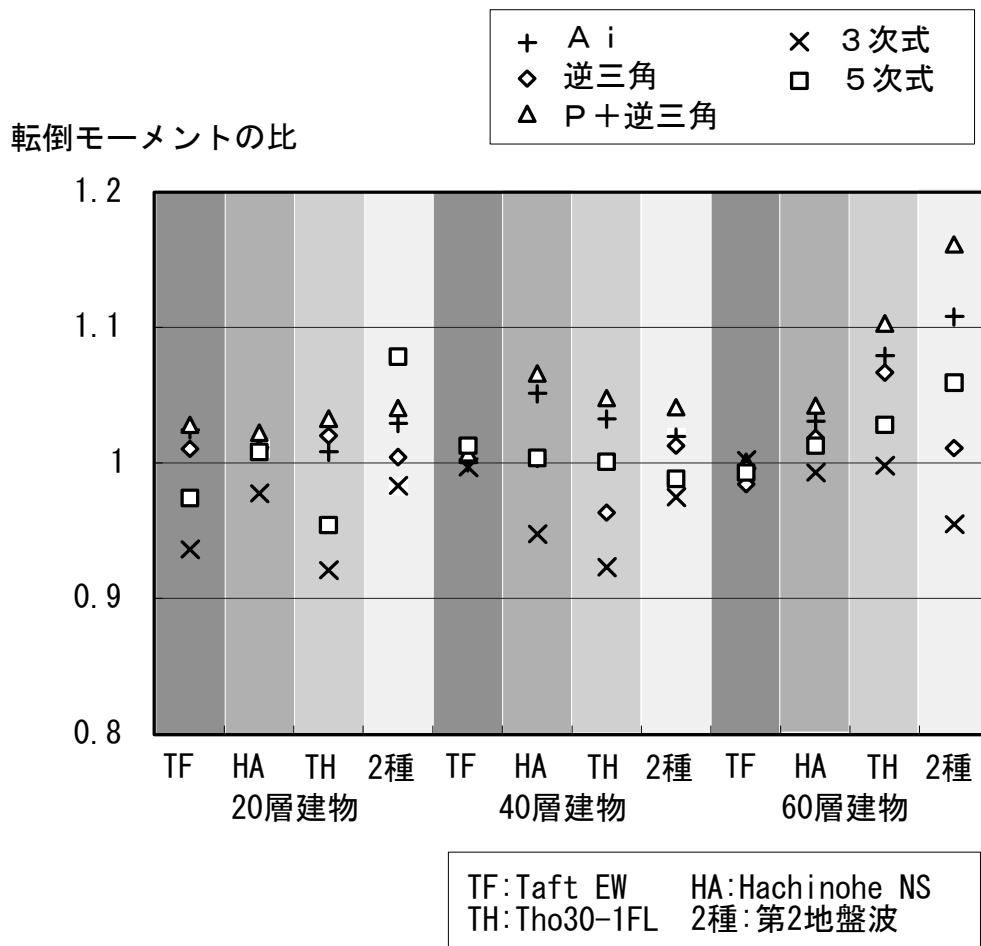


図-3.26 設計用せん断力係数分布の違いによる1層の転倒モーメントの相違 (Ci分布に対する比)

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)。

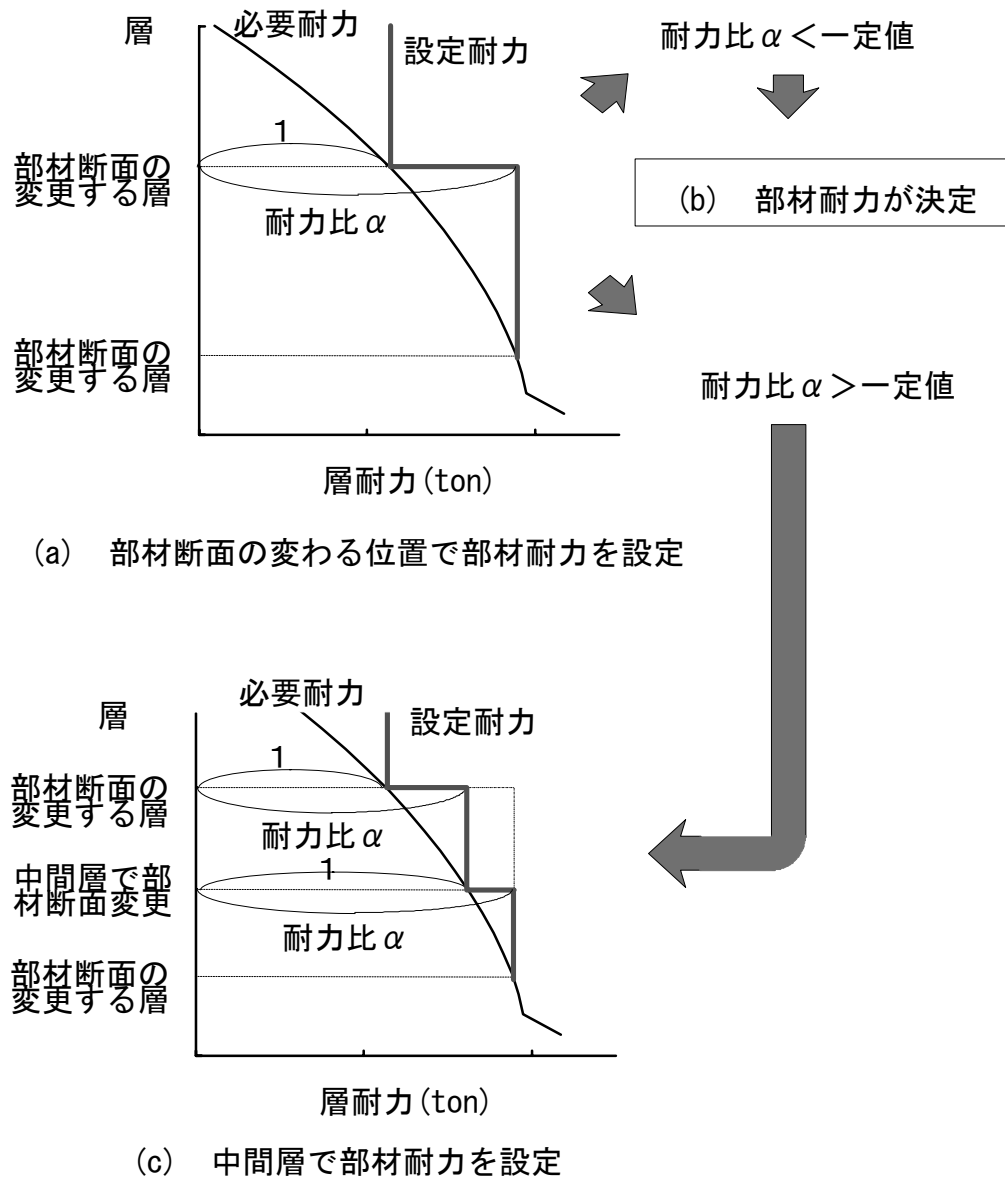


図-3.27 部材耐力の設定法

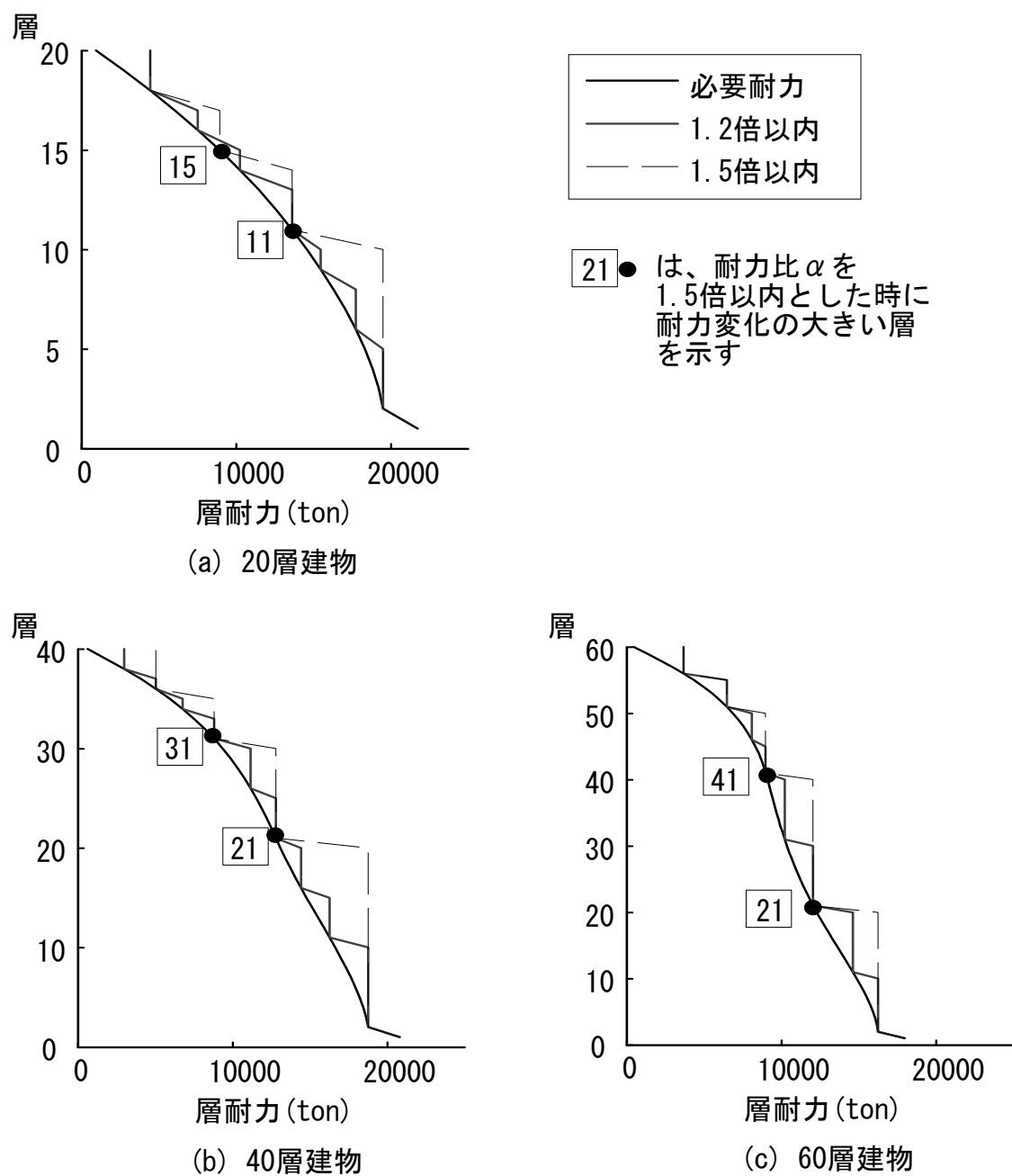


図-3.28 設定した部材耐力による層耐力分布

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。

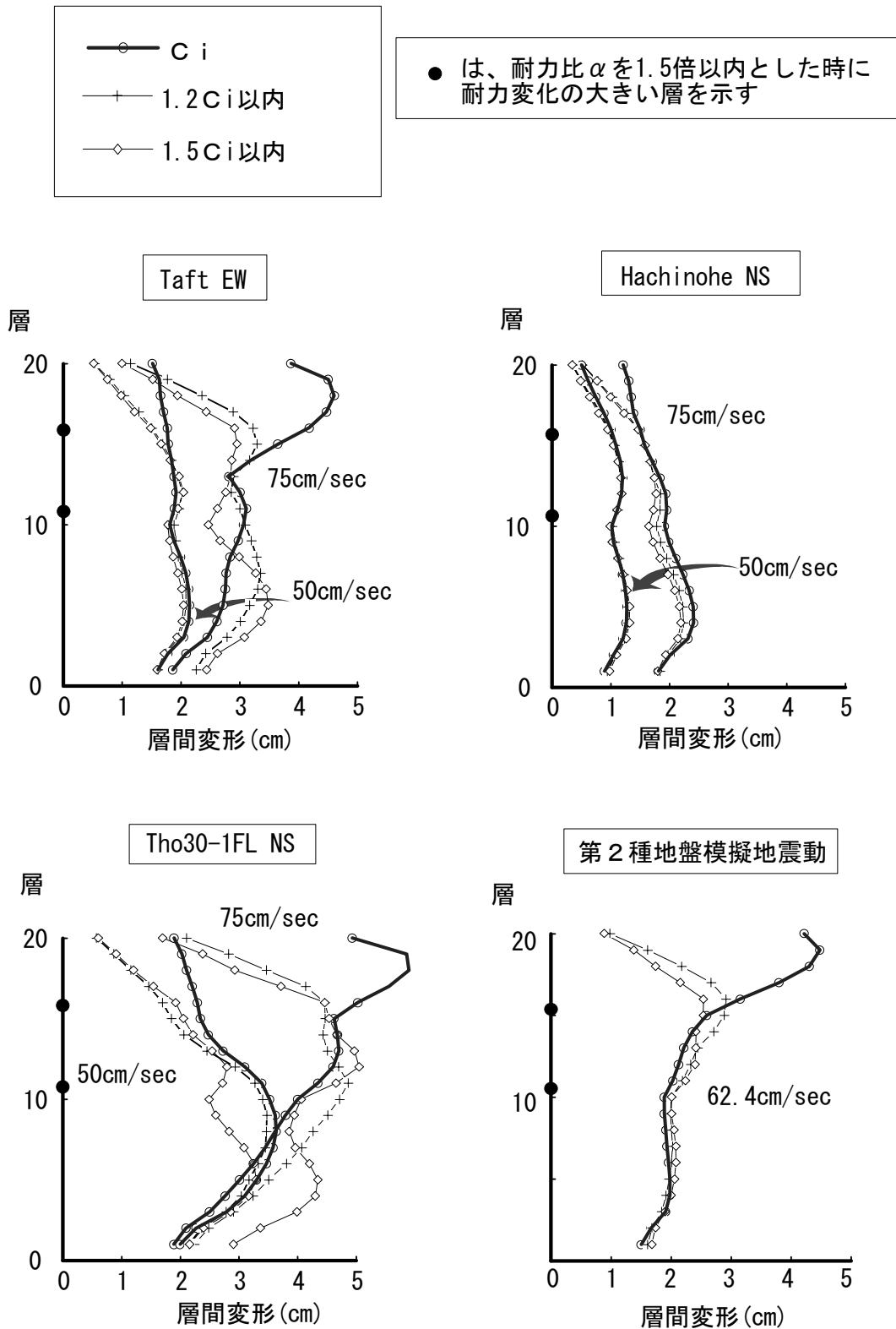


図-3.29(a) 耐力比の違いによる最大応答層間変位の相違 (20 層建物)
(図中の数字は入力地震動の最大速度振幅を示す)

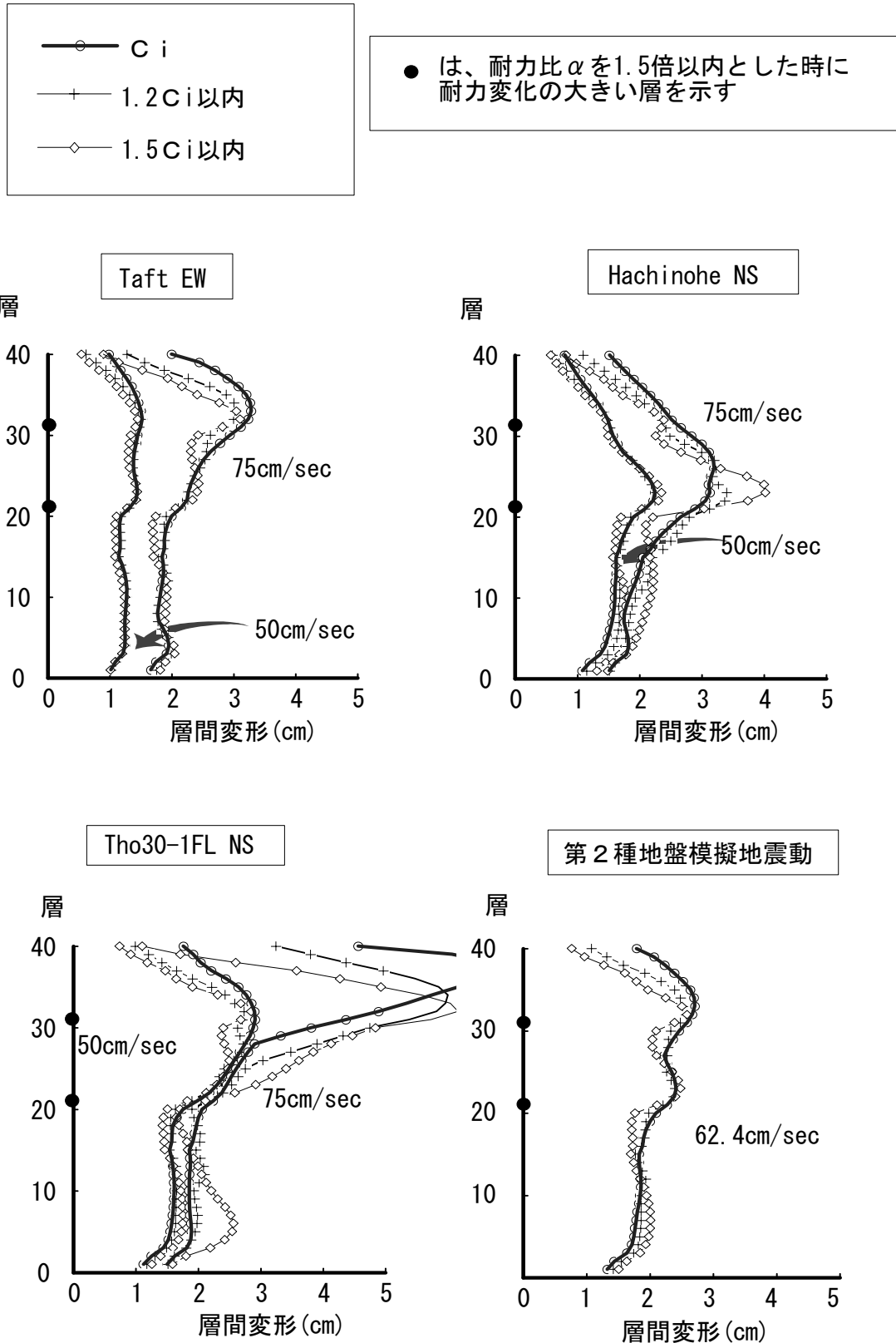


図-3.29(b) 耐力比の違いによる最大応答層間変位の相違 (40 層建物)
(図中の数字は入力地震動の最大速度振幅を示す)

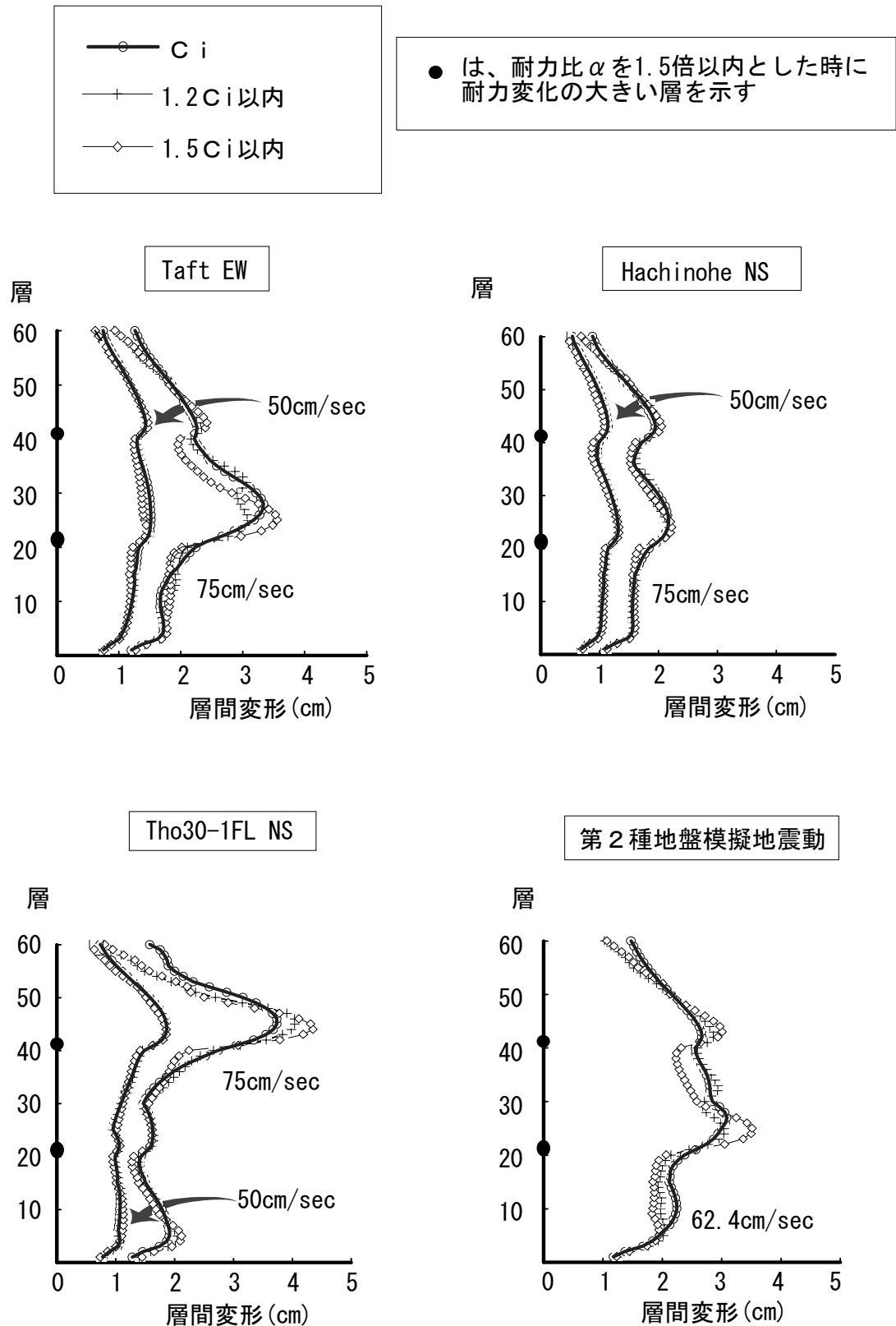


図-3.29(c) 耐力比の違いによる最大応答層間変位の相違 (60 層建物)
(図中の数字は入力地震動の最大速度振幅を示す)

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で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っていると、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、pp.865~868,1991
- 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, Vol.96, 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 Vol.36B, 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) 兼光知己、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 (C_i 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

第4章 弾性剛性による断面の設定と応答値の推定

4.1 はじめに.....	129
4.2 高層建物の等価せん断剛性分布.....	131
4.2.1 曲げ変形成分とせん断変形成分.....	131
4.2.2 変形成分と等価せん断剛性.....	134
4.2.3 等価せん断剛性分布と固有モード.....	138
4.2.4 等価せん断剛性分布と層間変形.....	142
4.2.5 高層建物の等価せん断剛性分布.....	144
4.3 断面設定法.....	146
4.3.1 部材断面設定.....	146
4.3.2 弾性剛性分布.....	148
4.3.3 部材耐力の設定.....	150
4.4 応答値の推定法.....	151
4.4.1 応答値の推定法の概要.....	151
4.4.2 解析モデル.....	153
4.4.3 層せん断力ー層間変形関係.....	156
4.4.4 応答予測法.....	160
4.5 まとめ.....	165

4.1 はじめに

第2章の検討によって等価1質点系で表した鉄筋コンクリート造建物の変位応答の傾向を示し、第3章の検討によって変形集中を防ぐための耐力分布形と設計で想定したクライテリアを満足させるために必要な耐力分布を示した。これらの検討結果より、設計で想定するクライテリアを満足するような断面設定を行うことができるようになる。本章においては、断面寸法の設定における基本的な事項の検討、断面設定法、設定断面による応答値の推定法について検討する。断面設定は、構造設計者が、それまでの設計経験や既往の設計例に基づく経験値より設定することが多い。この時に、簡易な手法で、設計された建物の地震時の挙動を考慮して、適切な断面を設定することができれば合理的な設計ができると考えられる。

高層建物を考えた場合、剛性分布が適切でないと頂部でむち振り現象を起こし、上層が極端に振れるといわれている。このため、上層部の躯体断面は必要耐力からよりも、適切な剛性分布により制限される。高層建物においては、全体曲げによる変形が無視できず、高層になればなるほどその割合は増大する。曲げ変形成分は上層部の曲げ剛性の変化には鈍感である。さらに、上層部でせん断力が減少しても、曲げによる層間変形は減らず、等価せん断剛性を低下させる。このため、高層建物においては、下層から上層まで断面が同じでせん断剛性が低下しないとしても、等価せん断剛性は低下することになる。

一方、鉄筋コンクリート部材では、弾性剛性は主としてコンクリート断面とコンクリート強度で決まり、耐力は鉄筋断面で決まるため、剛性と耐力が独立して設定できる構造である。たとえば梁の場合、地震時の交互荷重を考慮して複筋比が1とし、実用的な引張鉄筋比の範囲を0.6~1.8とすると、耐力は鉄筋比のみで決まり、同じ剛性で3倍の耐力差が得られることになる。このため、躯体断面の最小化が即、最小コストにならないことがある。また、断面を統一した方が、型枠とか、その他の仕上げ材等の寸法の統一ができてコストが安くなる場合があり、設計者の判断を必要とする。構造設計者に有益な情報を与え、構造計画時に、地震時の応答

値を想定して断面を設定することが現実的であると考える。

純ラーメン構造の構造計画の場合、階数やスパン数などの構造規模が決まれば、下層部の柱・梁断面は、軸力変動の大きい外柱を除き、長期軸力制限、ベースシア係数によって定めることが可能である。これにより、1層のせん断剛性が定まり、適当な等価せん断剛性分布を設定すると、各層の必要弾性剛性が決まる。これにより、断面寸法を設定することができる。本論ではまず、単純化したモデルにより、鉄筋コンクリート純ラーメン構造における曲げとせん断の変形成分による等価せん断剛性分布について検討する。次に、むち振り現象を起こさないような適切な剛性分布について、等価せん断型の質点系モデルにより検討をおこなうものとする。

この弾性剛性を用い必要耐力分布を第3章に示した手法で設定して各部材耐力を定めるとともに、応答値の推定を行うことができる。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、第2章で示したように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、全体降伏系で、変形集中を起こさないよう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。ここでは、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る手法の検討を行うものとする。また、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手法についても検討を行う。

4.2 高層建物の等価せん断剛性分布

4.2.1 曲げ変形成分とせん断変形成分

図-4.1に示すような m スパンで建物幅 $B=ml$ 、建物高さ H の純ラーメン構造において、柱が正方形で断面を A_c とした時の全体曲げ剛性は、

$$\begin{aligned} EI &= E \cdot \sum A_c \cdot e^2 = AcE \frac{m(m+1)(m+2)}{12} l^2 \\ &= AcE \frac{(m+1)(m+2)}{12m} B^2 \end{aligned} \quad (4.1)$$

層せん断力を層間変形角で除して求めたせん断剛性 GA は、部材の曲げ変形、せん断変形、接合部のせん断変形の和の逆数から求まるが、これを剛域を考慮しない部材の曲げ変形の和の逆数から計算した値とほぼ同じと考える。武藤のD値法¹⁾の柱・梁の剛比から定まる、両端固定柱の水平剛性に対する比として与えられる剛性係数をすべて同じ a 、柱本数を $m+1$ 、階高を h とすると、 GA は(4.2)式で与えられる。

$$GA = \sum Dc \cdot h = a(m+1) \frac{12EI_c}{h^2} = a(m+1) \frac{EA_c^2}{h^2} \quad (4.2)$$

一方、基礎固定、高さ H で、曲げ剛性 EI 、せん断剛性 GA が一定値の曲げせん断系に、頂部における外力が w の逆三角形分布荷重が作用すると、曲げ変形 $_m\delta$ とせん断変形 $_q\delta$ は、基部からの距離を x としてそれぞれ、(4.3)式で示される。

$$_m\delta(x) = \frac{wx^2}{120EIH} (x^3 - 10H^2x + 20H^3) \quad (4.3)$$

$$_q\delta(x) = \frac{w}{6GAH} (3H^2x - x^3)$$

頂部 ($x=H$) での変形はそれぞれ、

$$_m\delta_{TOP} = 11wH^4 / 120EI, \quad _q\delta_{TOP} = wH^2 / 3GA \quad (4.4)$$

である。これに、(4.1)(4.2)式の EI 、 GA を代入する。 a は、柱・梁の剛比が等しいときには0.5となるが、梁降伏型に設計された一般的な建物では柱の方が断面は大きく、梁スパンは階高より長いので、およそ a は0.2~0.4の範囲の値となる。 Ac/l^2 はいわゆる柱率で1階の柱を95cm×95cm、支配面積を5.5m×5.5mとすると0.03程

度となる。この時、頂部での曲げ変形 $m\delta_{TOP}$ とせん断変形 $q\delta_{TOP}$ の比は(4.5)式で与えられる。

$$\frac{m\delta_{TOP}}{q\delta_{TOP}} = \frac{m}{m+2} \frac{3.3aA_c}{l^2} \left(\frac{n}{m}\right)^2 \approx 0.03 \left(\frac{n}{m}\right)^2 \quad (4.5)$$

一方、せん断剛性が基部で GA 、頂部で0となるような直線分布で与えられる曲げせん断系では、

$$q\delta = w(2Hx + x^2) / 4GA \quad (4.6)$$

で与えられ、頂部で

$$q\delta (x = H) = 3wH^2 / 4GA \quad (4.7)$$

であり、せん断剛性が均一の時の2倍強となる。曲げ変形とせん断変形の比は、

$$\frac{m\delta_{TOP}}{q\delta_{TOP}} \approx 0.015 \left(\frac{n}{m}\right)^2 \quad (4.8)$$

実際の建物では、(4.5)(4.8)式の間にあると考えられ、 $\delta_m / \delta_q \approx 0.02(n/2m)^2$ 程度と考えればよいと思われる。6スパンで40層程度、7スパンで50層程度の建物で、頂部での全体曲げ変形とせん断変形が同程度となり、それよりアスペクト比の高い建物では曲げ変形成分が大きいことになる。

ここでの検討では、曲げ変形成分は1次モード外力によるものが大きいとして、単純化して逆三角形外力分布により検討を行っている。第3章で検討を行った高層建物の設計用外力分布としては、変形集中を避けるため高次モードの影響を加味して、逆三角形分布荷重よりトップヘビーな形状にすべきであると結論している。この設計用外力分布が作用するとするとさらに曲げ変形成分が増大することになる。これは、変型集中を考えた、せん断力に対する等価な外力分布であり、転倒モーメントに対する外力分布とは別に考えるべきものである。モーメントに高次モードの及ぼす影響をSRSSを用いて検討した例²⁾では、上層部では高次モードの寄与が大きい、下層部では1次モードのみになっている。モーメントによる変形は下層部で大きく、上層部では下層部での傾きによる変形のみで、上層部でのモーメントの変化による変形は無視できると考えられるので、変形成分を検討するには、逆三角形分布荷重によることで充分であると考えられる。

逆三角形外力分布

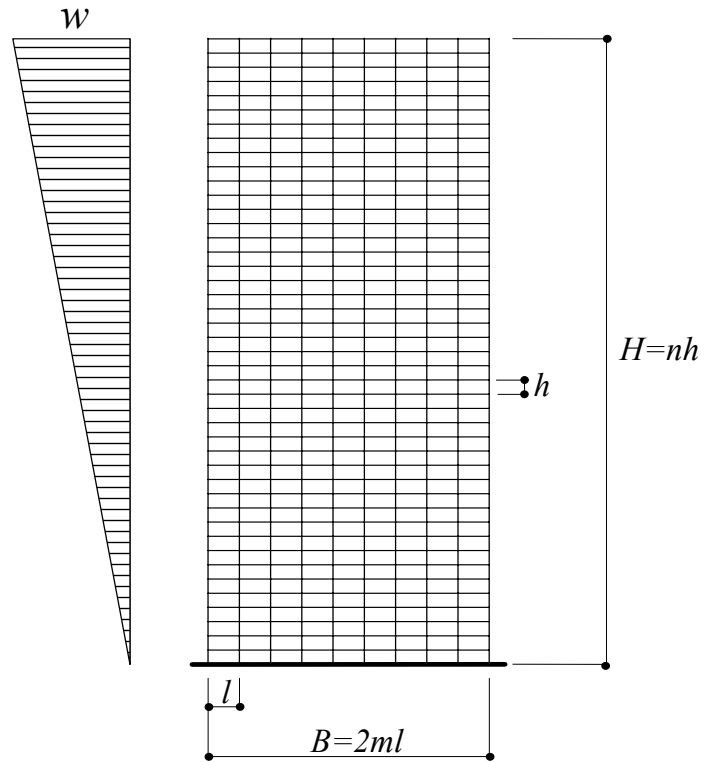


図-4.1 高層RC純ラーメン建物

4.2.2 変形成分と等価せん断剛性

曲げ剛性を一定値とし、せん断剛性が高さ方向に直線分布、外力分布は逆三角形分布、とした時の等価せん断剛性を検討する。せん断剛性が均一として階高を単位長さとしたときの曲げとせん断それぞれの層間変形 $\Delta\delta_m, \Delta\delta_q$ を求めると、

(4.3)式より、

$$\begin{aligned}\Delta_m\delta(x) &= \frac{wH^4}{120EI} \left\{ 5\left(\frac{x}{H}\right)^4 - 30\left(\frac{x}{H}\right)^2 + 40\frac{x}{H} \right\} \\ \Delta_q\delta(x) &= \frac{wH^2}{2GA} \left\{ 1 - \left(\frac{x}{H}\right)^2 \right\} \end{aligned} \quad \text{----- (4.9)}$$

ここで、(4.4)式で与えられる頂部での曲げ変形とせん断変形の比を g とすると、全層間変形 Δ は、

$$\begin{aligned}\Delta(x) &= \Delta_m\delta(x) + \Delta_q\delta(x) \\ &= \frac{wH^2}{66GA} \left\{ 10g\left(\frac{x}{H}\right)^4 - (60g+33)\left(\frac{x}{H}\right)^2 + 80g\frac{x}{H} + 33 \right\} \end{aligned} \quad \text{----- (4.10)}$$

せん断力は、

$$Q(x) = \frac{wH^2}{2} \left\{ 1 - \left(\frac{x}{H}\right)^2 \right\} \quad \text{----- (4.11)}$$

であり、等価せん断剛性は(4.11)式を(4.10)式で除して求まる。

頂部での曲げ変形とせん断変形が同じ($g=1$)としたときの全変形、層間変形と等価せん断剛性の関係を図-4.2に示す。(a)は全体変形分布、(b)は層間変形分布を示す。無次元高さで0.4程度のところで層間変形は最大になっている。(c)には層せん断力分布と、等価せん断剛性の分布形を示した。本例のように曲げ変形が無視できない系においては、等価せん断剛性は、無次元高さ $\zeta=0.2$ まで急激に減少し、中間層では直線的に、 $\zeta=0.8$ 以上で再び大きく減少する分布形状となっている。層間変形を一定にするには、等価せん断剛性分布をせん断力分布と同一にすればよいわけであるが、そのためには、中間層のせん断剛性を最下層より大きくする必要があり、現実的でない。

せん断剛性 GA が均一の時の等価せん断剛性を、頂部での曲げ変形とせん断変形

の比、 $m\delta_{TOP}/q\delta_{TOP}$ をパラメータとして示したのが図-4.3である。等価せん断剛性は、曲げ変形成分の増大に伴い低下している。等価せん断剛性の分布形は、最上層部を除き、頂部での曲げ変形がせん断変形の半分程度の時には直線、頂部での曲げ変形がせん断変形以上の時には、ほぼ1/2次曲線とみなしても良さそうである。

図-4.4は頂部の曲げ変形とせん断変形を一定として、せん断剛性の高さ方向の分布形を変化させた時の等価せん断剛性の変化を示したものである。(a)のように曲げ変形成分が少ないときには、等価せん断剛性は頂部に向かって直線的に減少する。また、せん断剛性の低減により等価せん断剛性も低下している。(c)のように曲げ変形成分が多いときには、等価せん断剛性は頂部に向かって双曲線的に減少し、せん断剛性分布の変化には鈍感となる。

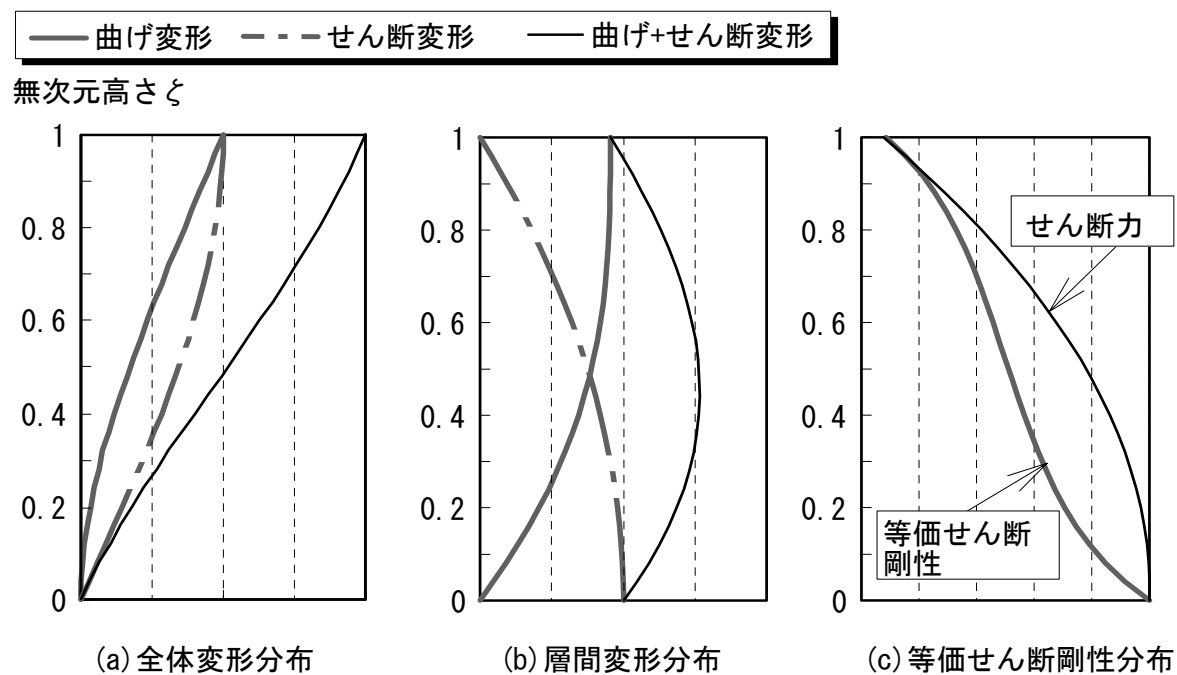


図-4.2 変形成分と等価せん断剛性の例

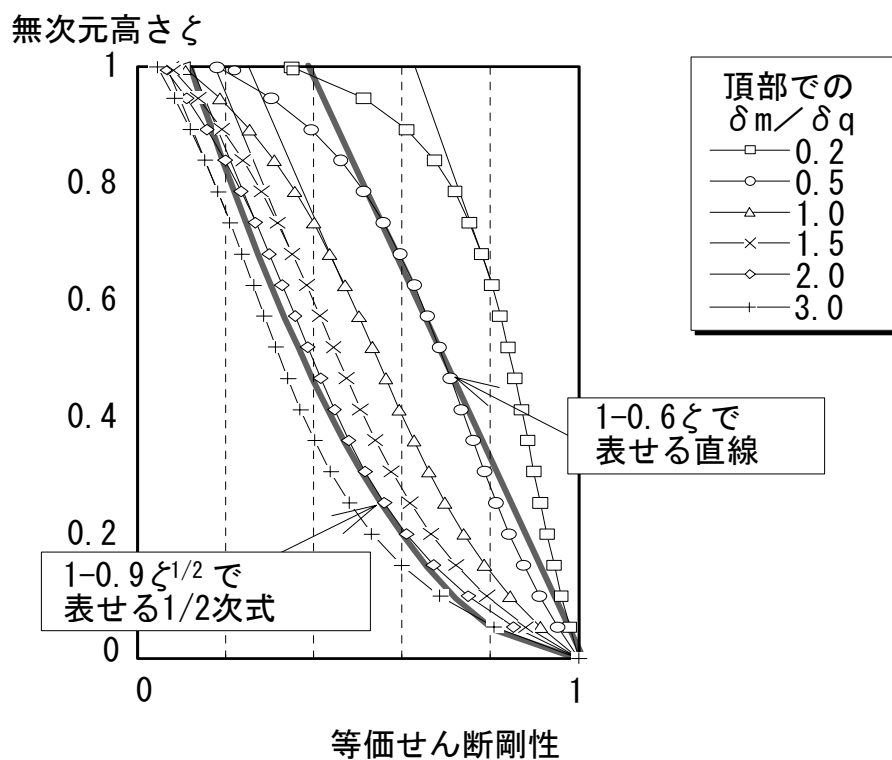
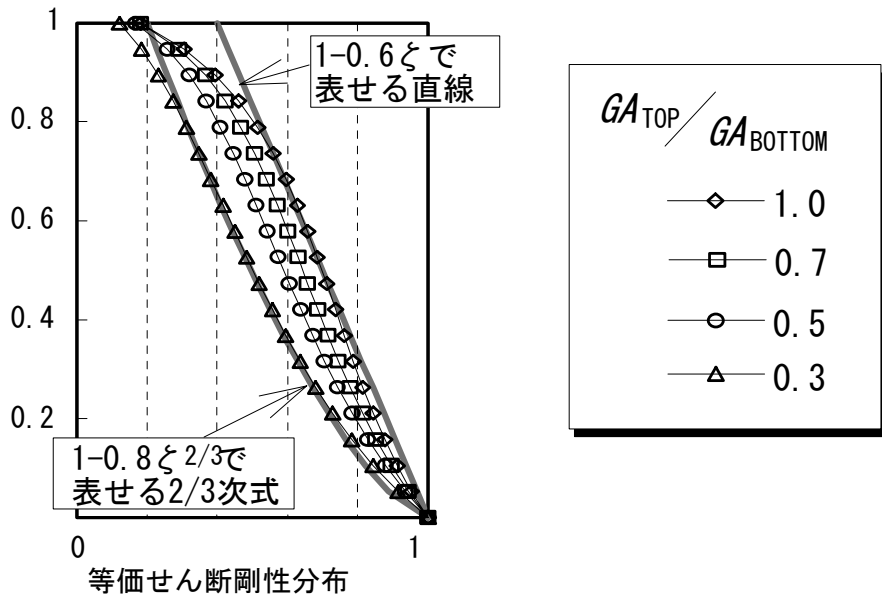
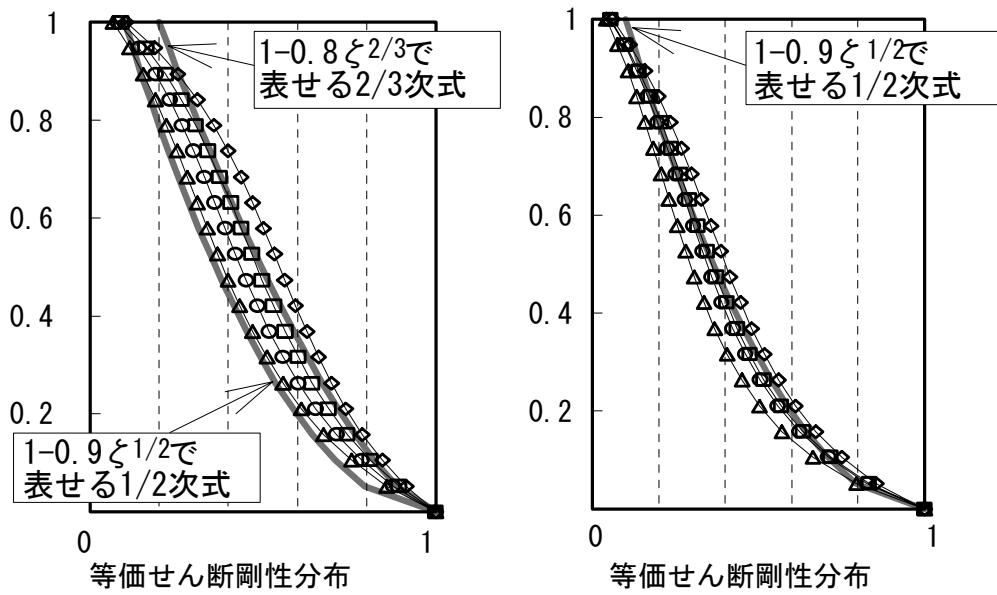


図-4.3 変形成分による等価せん断剛性の変化

無次元高さ ξ



(a) 頂部の曲げ変形/せん断変形=0.4



(b) 頂部の曲げ変形/せん断変形=1.0 (c) 頂部の曲げ変形/せん断変形=2.0

図-4.4 等価せん断剛性の変化

4.2.3 等価せん断剛性分布と固有モード

等価せん断質点集中型のモデルを用い、剛性分布が固有周期とモードに与える影響を示す。図-4.3,4.4に示した曲げせん断系の等価せん断剛性分布は、頂部で極端に減少する形状となっている。実際の高層ラーメン建物においては、最上部においては外柱の伸縮により梁に逆曲げが働き、曲げ変形は減少する。このため、このように極端に等価せん断剛性が低下することはないと考えられる。文献^{3),4),5)}に示された等価せん断剛性の分布形も、頂部で減少傾向がみられるが、このように極端には減少していない。ここでは、この部分を見捨て、検討の対象とする等価せん断剛性の分布形状を下に示す3種とした。頂部での等価せん断剛性の低下の影響については、Appendix D で検討する。

$$\text{i) } {}_{eq}GA_i / {}_{eq}GA_{BOTTOM} = 1 - (1 - \alpha)\zeta \quad : \text{直線分布}$$

$$\text{ii) } {}_{eq}GA_i / {}_{eq}GA_{BOTTOM} = 1 - (1 - \alpha)\zeta^{1/2} \quad : \text{1/2次式分布}$$

$$\text{iii) } {}_{eq}GA_i / {}_{eq}GA_{BOTTOM} = 1 - (1 - \alpha)\zeta^2 \quad : \text{2次式分布}$$

ここで、

$${}_{eq}GA_i \quad : i\text{層の等価せん断剛性}$$

$${}_{eq}GA_{BOTTOM} \quad : 1\text{層の等価せん断剛性}$$

α : 頂部での等価せん断剛性低減率。

頂部の等価せん断剛性を ${}_{eq}GA_{TOP}$ とすると、 $\alpha = {}_{eq}GA_{TOP} / {}_{eq}GA_{BOTTOM}$ となる。

ζ : 無次元高さ。 i 層の高さを x 、建物の高さを H とすると、 $\zeta = x / H$ で与えられる。

頂部での等価せん断剛性低減率 α は、0.5、0.2、0.1の3種とし、さらに比較のため等価せん断剛性が均一 $\alpha=1$ のものを加えた。これらの解析モデルの等価せん断剛性分布を図-4.5に示す。質量分布が均一と仮定した時の固有値解析結果の2次、3次周期の1次周期に対する比の変化を図-4.6に示す。図-4.7にはモード形を、図-4.8には層間モード形を示した。等価せん断剛性分布の分布形が2次式の時には、頂部の剛性が0.1に低下した場合のモード形は、上に凸の形状となり、頂部が振られる形状となっている。1/2次式分布の場合にはそれほど顕著ではない。この傾向は、

図-4.8に示した層間変形角モードで顕著であり、等価せん断剛性分布の分布形が直線や2次式の時には、頂部の剛性が0.2以下に低下した場合高次モードの頂部が大きく振られる形状となっている。これらは、高次モードの影響が無視できないような高層建物の等価剛性分布形状としては好ましくないといえる。高層建物の一般的な等価せん断剛性分布としては、頂部でより剛性低下が大きく、これらの結果よりもさらに頂部が振られやすくなっていると考えべきである。

2次、3次周期の1次周期に対する比は、頂部の剛性の低下に伴い増加する。これは、高次モードの周期が1次モードに近づき、変位応答スペクトルが相対的に大きくなる方向であり、より高次モードの影響が大きくなりむち振り減少を起こしやすくなる。

これらより、高層RC建物の弾性時の等価せん断剛性分布として、分布形が直線や2次式の時には、等価せん断剛性低減率 $\alpha =_{eq} GA_{TOP} /_{eq} GA_{BOTTOM}$ を0.2以上、1/2次式の時には 0.1以上とした方がよいと考える。

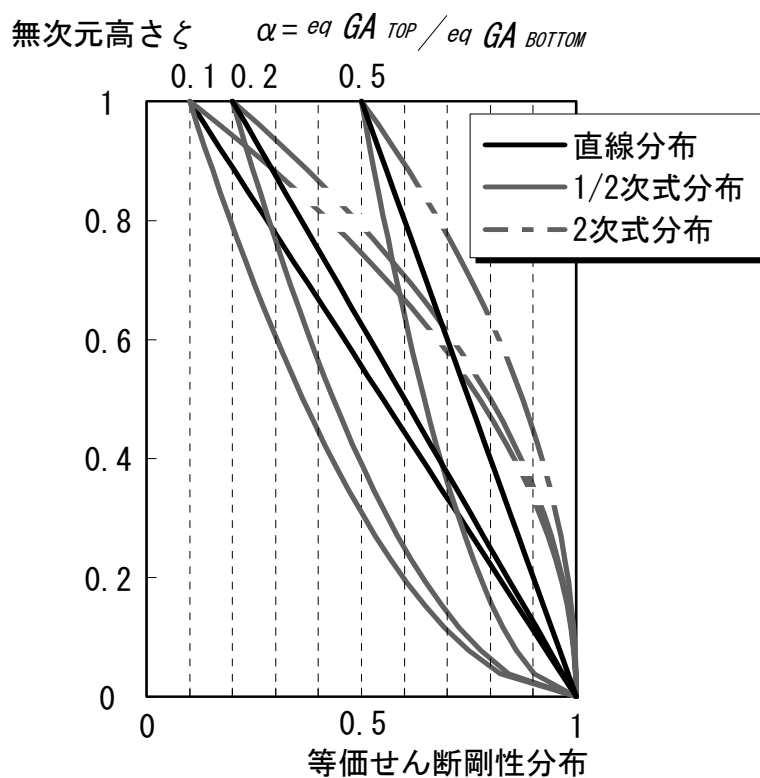


図-4.5 想定した等価せん断剛性分布

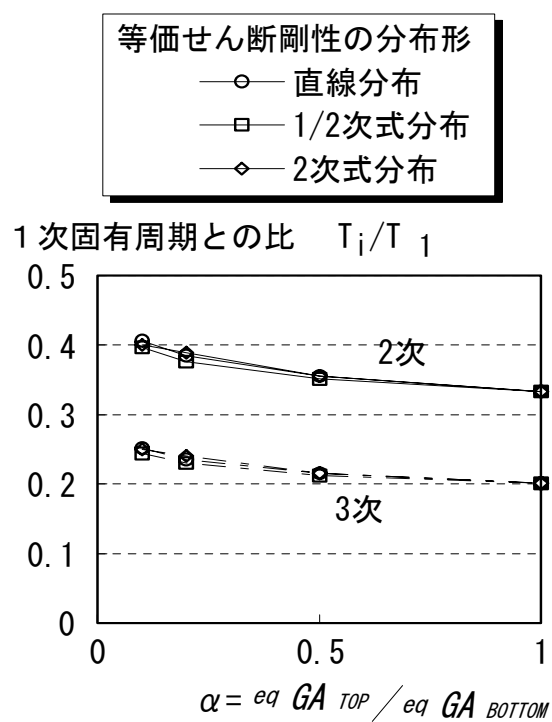


図-4.6 等価せん断剛性分布と固有周期

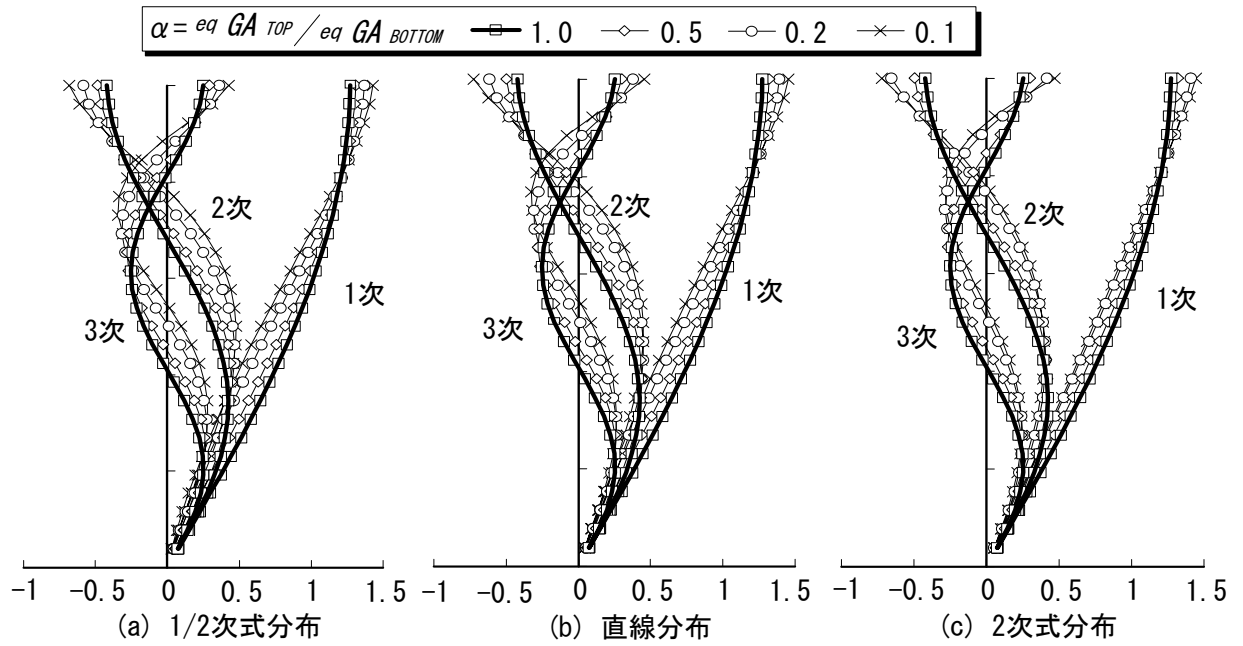


図-4.7 想定した剛性分布に対する固有モード形

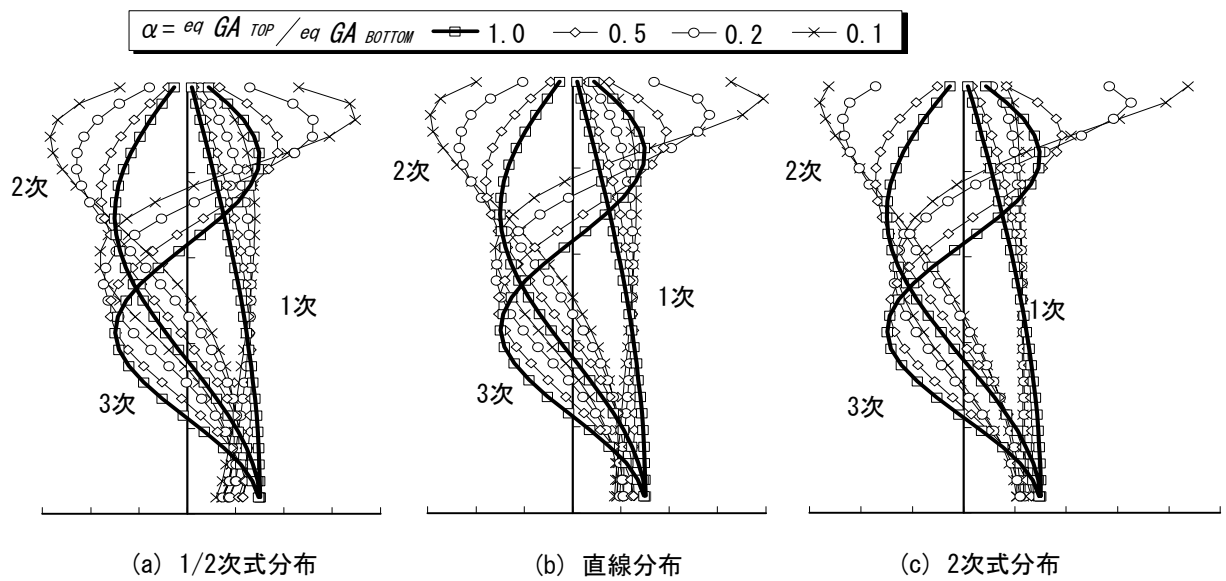


図-4.8 想定した剛性分布に対する層間変形角固有モード形

4.2.4 等価せん断剛性分布と層間変形

等価せん断剛性分布が2次式の時には1次モードに対し層間変形が一定となる。しかし、曲げせん断系で表されるような建物の等価せん断剛性分布は1/2次式に近い。ここでは、剛性分布の相違により層間変形応答値がどの程度変動するかを、設計用応答スペクトルを用いたSRSS法を利用して検討する。想定する剛性分布は、図-4.5に示した3種とし、等価せん断剛性低減率 $\alpha = {}_{eq}GA_{TOP}/{}_{eq}GA_{BOTTOM}$ が0.1と0.2の場合について検討する。

想定する応答スペクトルを、速度応答スペクトルがバイリニアーで示される形状のものとして求めた層間変形角分布を図-9に示す。(a)は、2次モードの影響の少ない短周期の建物の例として1、2次ともに加速度一定領域にある場合、(b)は、2次モードの影響の大きい長周期の建物の例として1、2次ともに速度一定領域にある場合の結果を示す。静的には層間変形一定となる、等価せん断剛性分布が2次式の場合、(a)の場合推定応答層間変形はほぼ一定値である。しかし、(b)の場合には高次モードの影響を受け変動し、等価せん断剛性低減率 α が0.2の時には最大層間変形は、他の剛性分布のものとあまり変わらない。

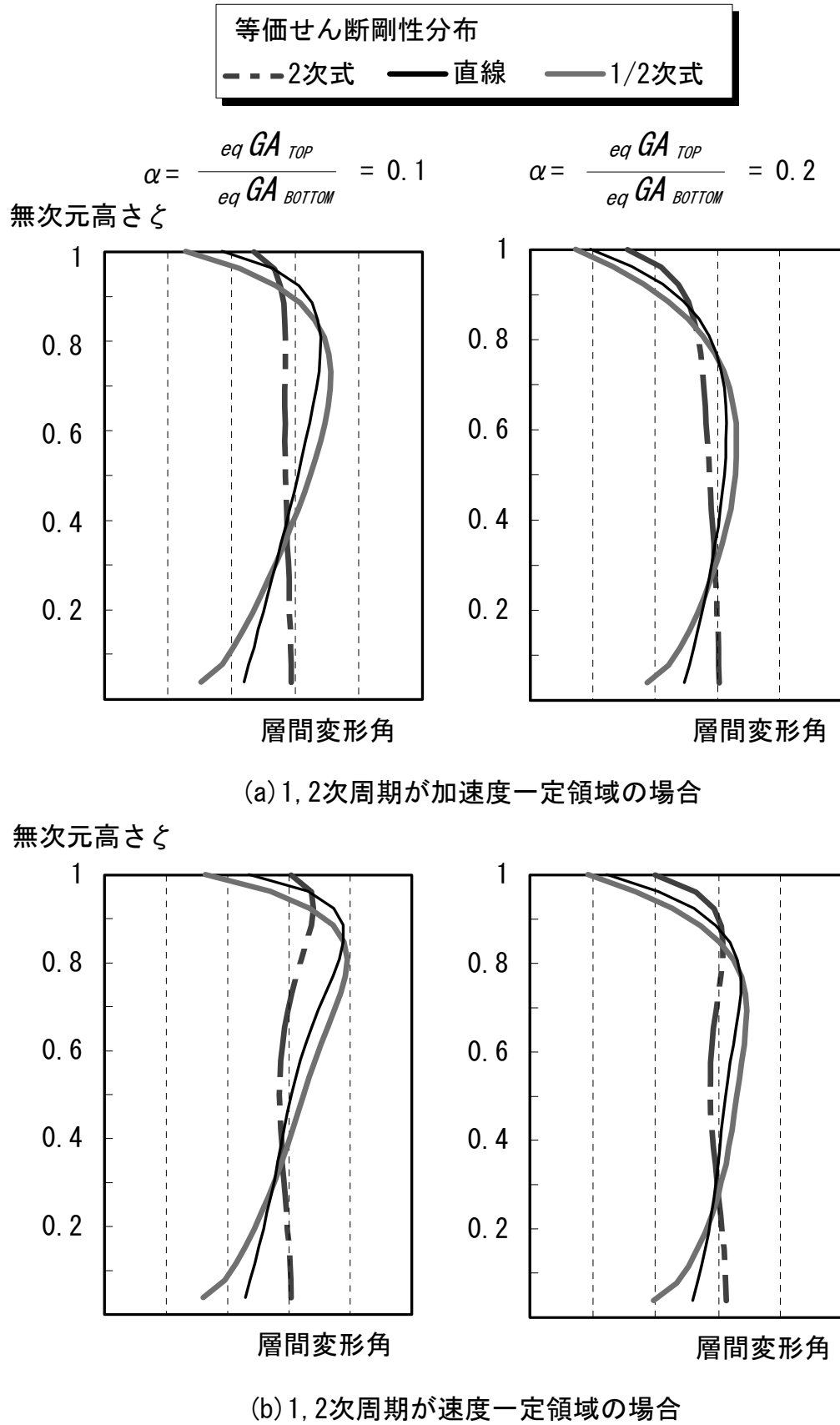


図-4.9 想定剛性分布による推定応答層間変形の相違

4.2.5 高層建物の等価せん断剛性分布

層間変形角分布でみると、等価せん断剛性分布が2次式の場合には、下層階でも一定値であり、直線分布や1/2次式の時には、下層階において減少している。高層建物の耐震性を評価する上では、層間変形が一定であることより、損傷を表す指標として層の塑性率が一定であることが望ましい。図-4.10は、第3章で用いた高層鉄筋コンクリート建物の層レベルでの降伏変位を示したものである。ここで降伏変位は、それぞれの建物の静的増分解析による層せん断力－層間変形関係をAppendix Cに示すルールによりトリリニア化したときの第2折れ点変形とした。3例の建物すべてにおいて1～3層の降伏変位はそれより上層に比べて減少しており、層の塑性率を一定にするには、低層階において応答層間変形を小さくする必要がある。公表されている既設計例の静的増分解析による層のせん断力－層間変形から求めた層の降伏変位は、下層階の階高が極端に高い場合を除いて、下層階で減少しており、本例と同一の傾向を示している。

設計で想定する応答レベルにおいては、耐力分布が適切ならば、層間変位においても応答変位一定則が成り立つので、層の塑性率を一定にするには下層部で弾性層間変形が減少するような剛性分布とする必要がある。また、1層柱脚は降伏ヒンジを想定しており、層間変形が小さいことは、靱性確保の困難な軸力のある柱の塑性変形を減少させることになり、建物全体の靱性確保の面からも適切である。これらの観点から、等価せん断剛性分布は、直線分布や1/2次式分布が適切であると考えられる。

以上の検討により、高層建物の剛性分布としては、層間変形を一定にするためにという条件にあまりこだわらず、曲げせん断系としての一般的な剛性分布となるよう断面設定をすればよいと考えられる。4.2.2、4.3.1の結果を考えると、頂部での曲げ変形成分がせん断変形成分の半分以上の建物では、頂部が下層部の 0.15～0.20 倍程度となるような直線分布、頂部での曲げ変形がせん断変形以上となるような超高層建物では、頂部が下層部の 0.1 倍程度となるような1/2次式分布、その間は補間した分布形とすればよいと考えられる。

頂部での曲げ変形とせん断変形が同じ程度の時には、頂部の等価せん断剛性を0.15程度確保するためには、図-4.4(b)を参考に頂部の極端な剛性低下を無視して考えると、頂部のせん断剛性は基部の0.5倍程度確保する必要がある。(4.2)式より、階高 h とヤング係数 E が一定ならば、せん断剛性は柱断面積の2乗に比例するので、頂部で柱断面積にすると基部の $\sqrt{0.5} \doteq 0.7$ 倍、柱寸法にすると $\sqrt{0.7} \doteq 0.85$ 倍程度を確保する必要がある。

高さ方向にせん断剛性が均一の時には、頂部の等価せん断剛性の下限値を0.15とすると、図-4.3より、曲げ変形とせん断変形の比は2.0程度となる。(4.5)式により、スパンと階数の比の上限值は、8程度となる。上層部でせん断剛性が低下する時には、せん断変形成分が増え、相対的に曲げ変形成分が減少するが、上層部での絶対変形は増加するため、等価せん断剛性は低下する。一般的な住宅系の建物では、スパンと階高の比は1/2程度であるので、高層RC純ラーメン建物としてのアスペクト比の上限值は4程度となる。これを大きくするには(4.5)式によると、柱率を下げ、 a を小さくする事であり、具体的にはスパンを拡張、梁の剛性を下げることであり、高強度材料の利用が効果的である。

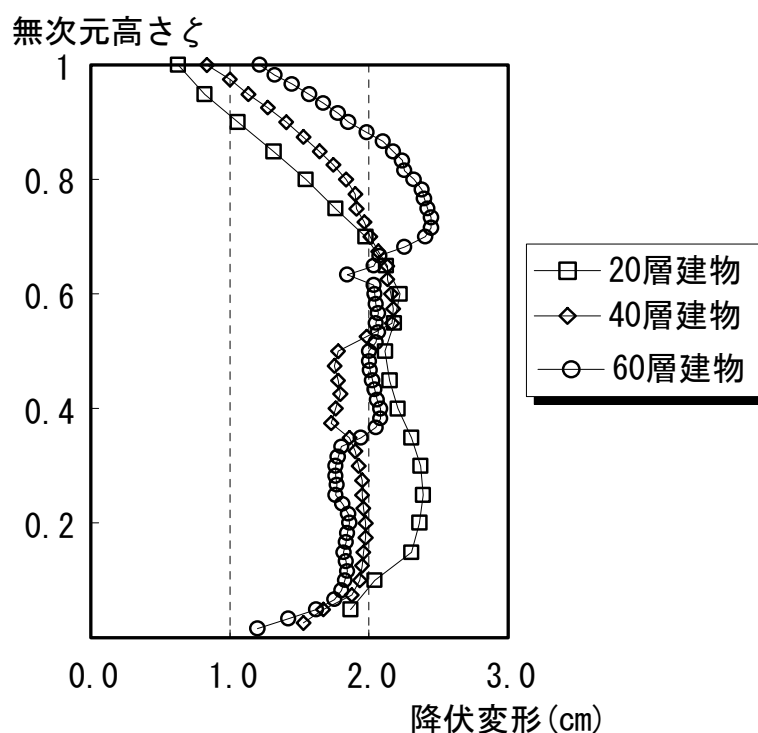


図-4.10 試設計された建物の降伏層間変形

4.3 断面設定法

4.3.1 部材断面設定

本論において提案する、高層鉄筋コンクリート純ラーメン建物の構造計画時の断面算定フローを図-4.11に示す。断面設定は、建物規模の設定、断面寸法の設定、建物弾性モデルの設定、部材耐力の設定となり、応答値の推定、クライテリアの確認を行う。

部材断面の仮定においては、荷重条件を考える必要がある。鉛直荷重は階数が増えれば比例して増加するので、柱断面を計画上許容できる断面寸法にするためには高強度コンクリートが必要となる。鉄筋コンクリート柱部材においては、靱性確保の意味から限界変形と軸力比の関係が提案されている¹⁵⁾。一定軸力の柱に対しては次式を与えている。

$$\eta \leq 0.5 - 0.7R \text{ ----- (4.12)}$$

ここで、 η はコア断面積に対する軸力比であり、 R は限界部材角である。いま、設計で想定する限界部材角を1/50とすると、(4.12)式によりコア断面積に対する軸力比としては0.36となる。文献においては、コア断面積を全断面の0.75としているので、全断面に対する軸力比制限としては0.27程度となる。この軸力制限を0.25とし、軸力算定用の単位床面積あたりの重量を1.1tonf/m²とすると、1層の柱率を0.03程度に納めるために必要なコンクリート強度 F_c (kgf/cm²)は次式で与えられる。

$$F_c \geq 15n \text{ (kgf/cm}^2\text{) ----- (4.13)}$$

一方、水平荷重は高層建物においては3.3.2に示したように建物高さに関わらず4層分の重量に相当する耐力があればよい。上記の軸力制限下では、軸力が増大すると曲げ耐力が増大するため、ある高さ以上になると断面は軸力制限のみで決まる。

50層程度の超高層建物では、柱の軸力制限等により超高強度コンクリートを用いるため、バランス上高強度鉄筋を用いることになり、梁の主筋断面は小さくてすむ。このため、柱と梁の剛性比は柱の方がより大きくなり、梁の曲げ変形分が増大し、下層部での層としてのせん断剛性が低下する。一方、20層程度の建物で

は、柱軸力に余裕があり、超高強度材料の必要性が低い。このため、必要主筋断面が大きく、梁主筋量が増え太径となり、定着の確保が困難となる。設計は、このようなことを適切に判断して断面を定める必要がある。

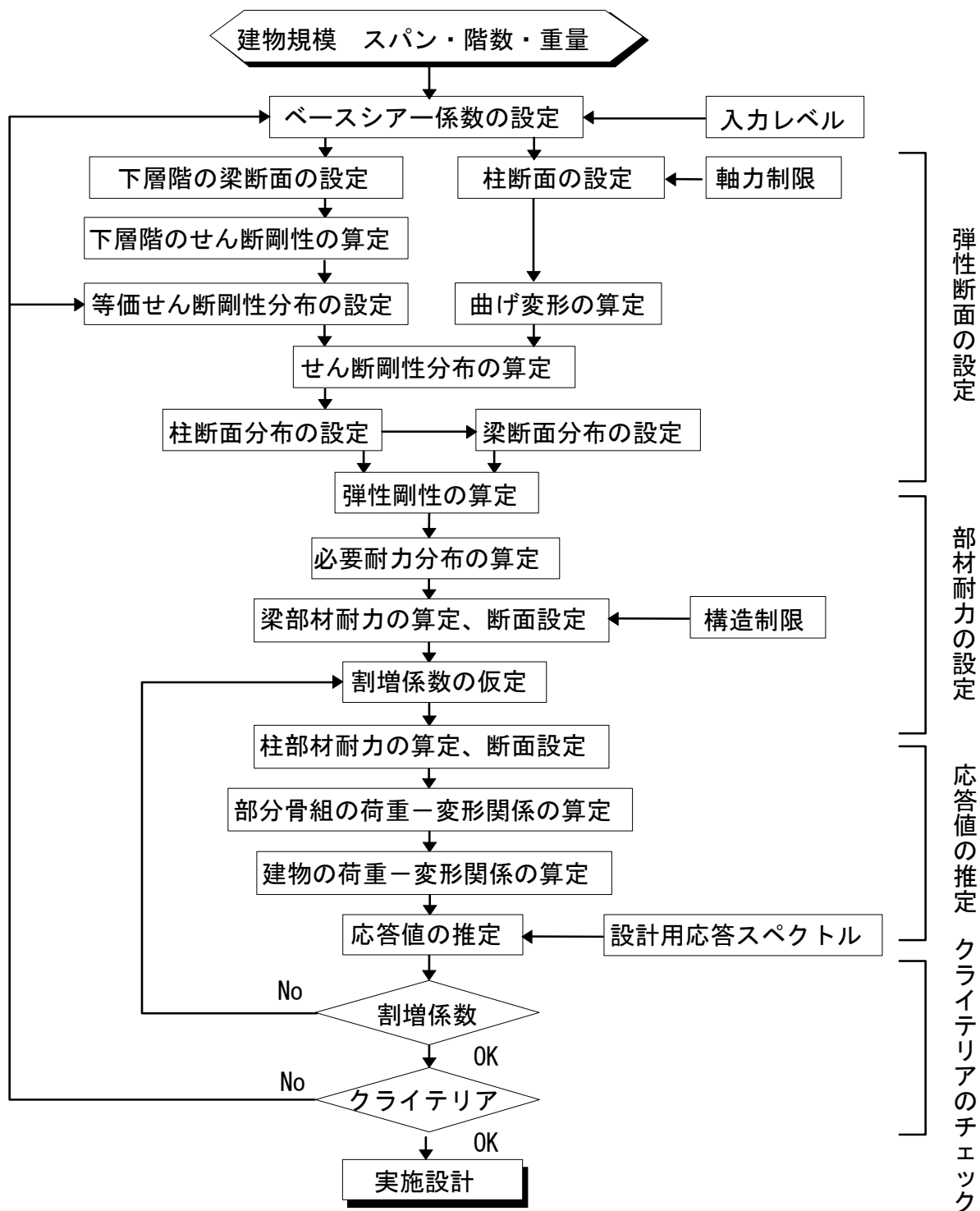


図-4.11 断面設定のフロー

4.3.2 弾性剛性分布

建物の規模、形状が決まり、構造形式が純ラーメン構造となると、断面寸法の設定ができる。

- 1) 建物高さより弾性固有周期の略算値を算定する。 ($T_1=0.02h$: h は建物高さ)
- 2) 設計用加速度応答スペクトルを、ベースシアースペクトルとみなし、 T_1 を用いて耐力設定用ベースシア係数を定める。
- 3) ベースシアより、下層部で必要な梁耐力を算定し、主筋比などの構造制限等を参考に梁断面を定める。
- 4) 建物規模より層重量を想定し、柱の長期の軸力制限 ($0.25F_c$ 程度) より柱断面を検討する。下層部の梁断面と比較して柱断面を定める。
- 5) 等価せん断剛性分布を設定する。曲げ変形とせん断変形の比を、 $\delta m / \delta q=0.02$ (階数/スパン数)²と仮定し、曲げ変形成分がせん断変形成分の半分以上の建物では、頂部が下層部の 0.15~0.20 倍程度となるような直線分布にする。曲げ変形がせん断変形以上となるような高層建物では、頂部が下層部の 0.1 倍程度となるような1/2次式分布にする。その間は補間して分布形を定める。
- 6) 下層階の柱断面より曲げ剛性を算定し、逆三角形外力分布での曲げ変形を算定する。
- 7) 等価せん断変形での変形と、曲げ変形の差よりせん断変形を求め、せん断剛性分布を算定する。
- 8) このせん断剛性分布を目標のせん断剛性分布形として、3)4)で求めた下層階での柱梁断面による、D 値法での剛性係数 a が一定として、柱断面、梁断面を適当なグルーピングをしながら設定する。
- 9) 設定した断面寸法により、建物の弾性曲げ剛性を柱の断面積 Ac_i 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て求める。また、せん断剛性を、D 値法か、部分フレームの弾性剛性の和で求める。
- 10) この弾性剛性を用い、逆三角形外力分布での各層の層間変形を求め、極端に

差がある場合には、断面を調整する。

- 11) 求めた弾性剛性と、各階重量を用いた質点系曲げせん断モデルにより固有値解析を行い、5次までの固有周期とモード形を求める。
- 12) 固有値解析の結果と設計用応答スペクトルにより、5次までのモード層間変形を求め、SRSSにより応答層間変形を推定し、設計のクライテリアの確認をする。
この時、極端に変形が偏るときには、断面を変更する。
- 13) 固有値解析の結果と設計用応答スペクトルにより、5次までのモードせん断力を求め、設計用せん断力係数の分布形を定める。これと、設定したベースシア一により、各階の必要耐力を定める。

4.3.3 部材耐力の設定

建物必要耐力分布が設定できると、それに応じた部材耐力の設定と、配筋等の部材断面の設定ができる。

- 1) 外柱と内柱とを分け、それに取り付く梁の耐力を節点振分けにより分配した柱せん断力の総和が、必要耐力を上回るように梁耐力を設定する。この時、主筋の柱定着や、梁内での付着割裂、主筋比等の構造制限を考慮して梁主筋断面を設定する。また、層の耐力を、耐力比が3.7に定めた制限以内になるようにする。
- 2) 梁断面の、降伏モーメント（上限強度）の接点振分けによるモーメントに割増係数を乗じて柱の耐力を設定する。この時、最下層部においては、柱脚にヒンジを設定するが、この設定モーメントは梁の降伏モーメントに比べかなり大きく取り、梁よりも先にヒンジができないようにする。一般的な中柱では、反曲点が柱頭にあるとして、反曲点を柱中央に仮定して設定した梁モーメントの2倍程度の値とすればよいと考えられる。また、下層部の柱は最下層部と同じ様に反曲点が階中央にないことが多いので、この部分の柱モーメント設定は最下層のモーメントと梁モーメントから算定する。高層建物においては、高次モードの影響によって層によって割増係数が異なる場合も有り得る。割増係数の性状については、Appendix Bに示した。柱断面等の非ヒンジ部の詳細な断面検討は最終的には地震応答解析の最大応答値と比較検討することにより行うことになる。
- 3) 部材耐力に基づき、設計用応答スペクトルや既往地震動記録の平滑化スペクトルを用いて応答値の推定を行う。推定方法については次節に詳細を示す。
- 4) 推定された応答値によりクライテリアの確認をし、所定の範囲内に収まっていればこれを仮定断面として実施設計に入る。

図-4.1	高層 RC 純ラーメン建物	133
図-4.2	変形成分と等価せん断剛性の例.....	136
図-4.3	変形成分による等価せん断剛性の変化.....	136
図-4.4	等価せん断剛性の変化.....	137
図-4.5	想定した等価せん断剛性分布.....	140
図-4.6	等価せん断剛性分布と固有周期.....	140
図-4.7	想定した剛性分布に対する固有モード形.....	141
図-4.8	想定した剛性分布に対する層間変形角固有モード形.....	141
図-4.9	想定剛性分布による推定応答層間変形の相違.....	143
図-4.10	試設計された建物の降伏層間変形.....	146
図-4.11	断面設定のフロー.....	149

4.4 応答値の推定法

4.4.1 応答値の推定法の概要

本論で提案する方法のフローを図-4.12に示す。ここでは、このフローに乗った推定方法を、試設計された60層鉄筋コンクリート純ラーメン構造物^{7),8)}を例に取り具体的に示す。なお、文献⁷⁾では建物の部材の降伏点剛性 α_y を一律に仮定し、Ai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 α_y と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。

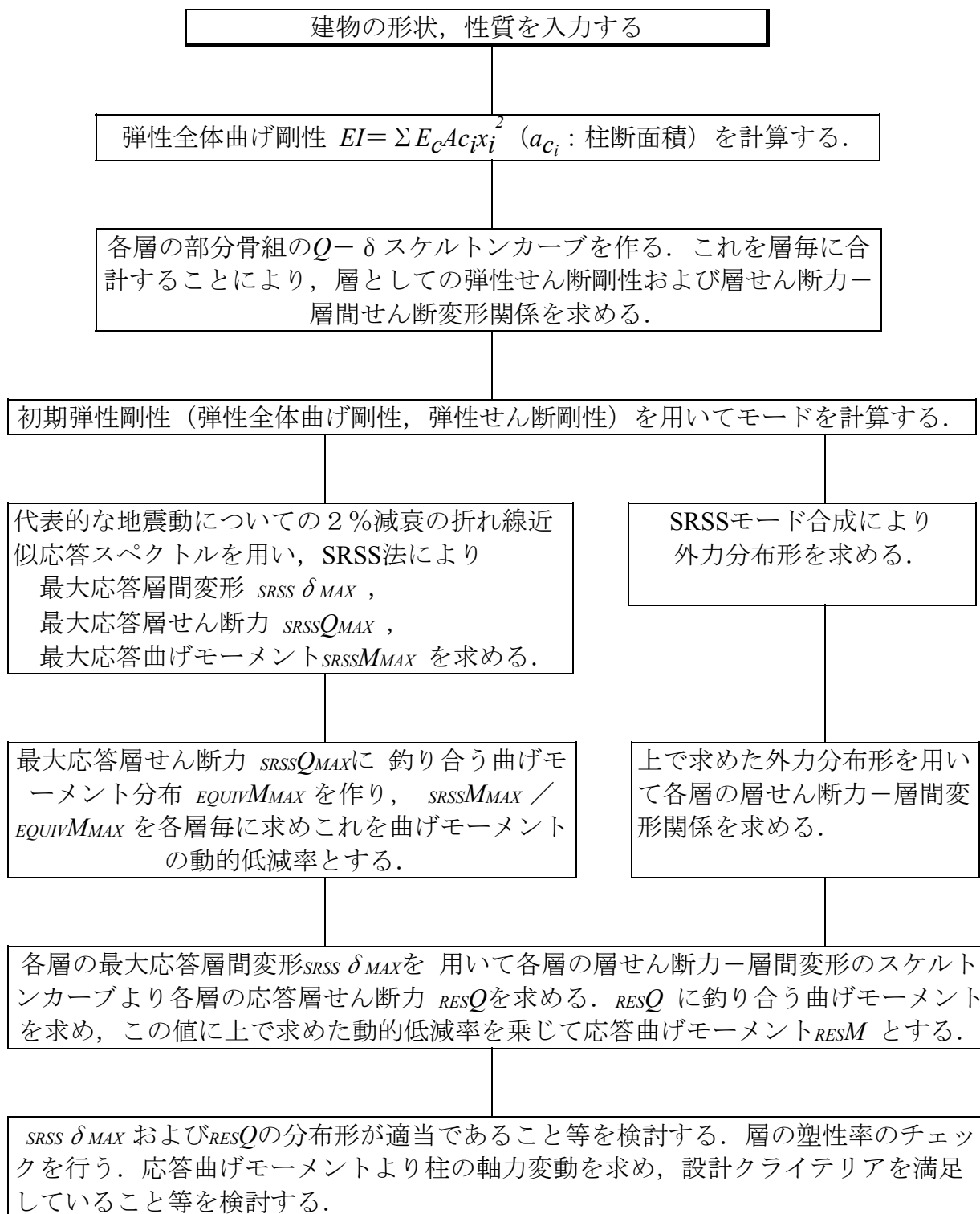


図-4.12 地震応答の推定のフロー図

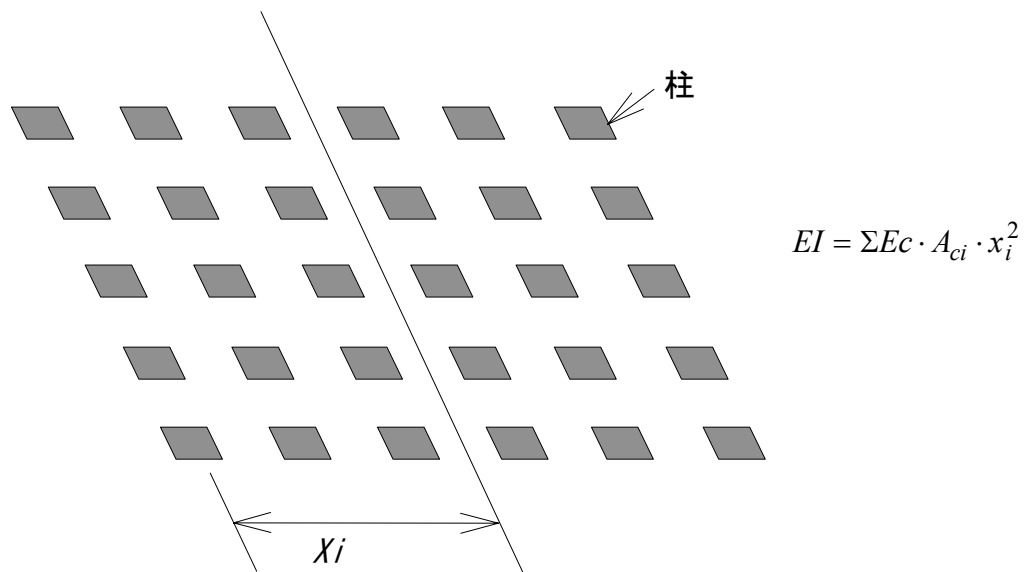
4.4.2 解析モデル

構造物を各層を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は、図-4.13に示したように、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て求める。全体曲げ剛性は、解析の全般にわたって弾性とする。各層のせん断剛性は、武藤のD値法¹³⁾によって求めることができる。弾塑性特性を求める時は以下のようにする。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¹⁾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 α_y を用いて部分骨組のせん断力-変形関係を求める。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。この各部分骨組のせん断力-変形関係を各層毎に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る。

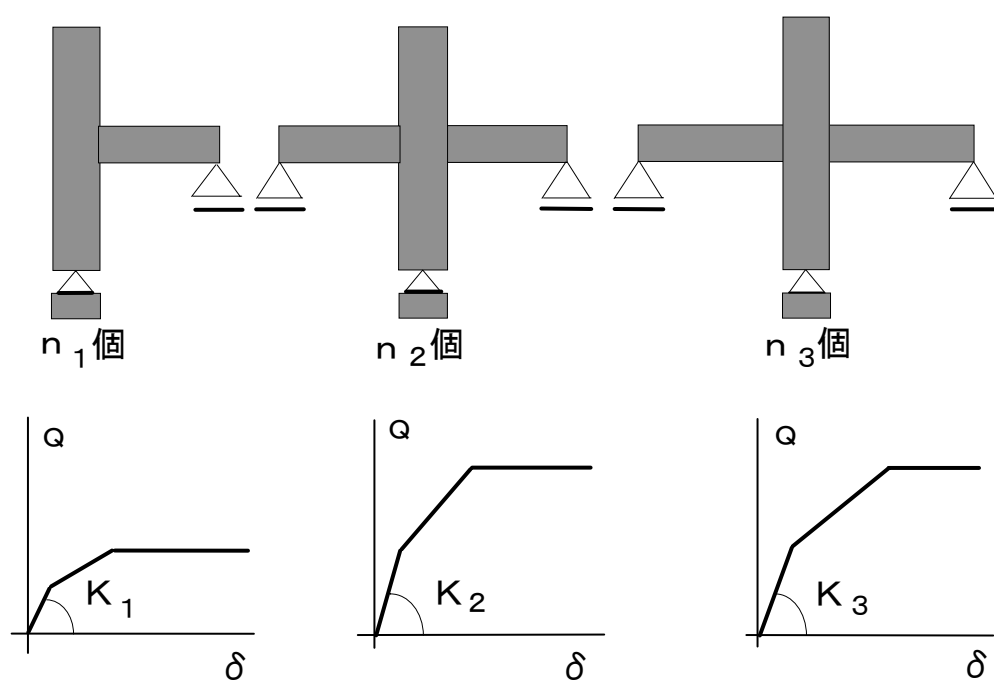
具体例として、本算定法により求めた弾性全体曲げ剛性と、本算定法による弾性全体剛性、D値法により求めた弾性全体せん断剛性をフレーム解析の結果より武藤の方法⁸⁾で求めたものと比較して示す。図-4.14に弾性全体曲げ剛性を示す。左図は弾性全体曲げ剛性を示し、右図はその比を示している。頂上部で両者の差は大きくなっているものの他の階では良く一致している。上層部の曲げ剛性の差が曲げ変形にもたらす影響は小さいので問題はないと考えられる。

図-4.15に、部分骨組みの弾性せん断剛性の和から求めた弾性全体せん断剛性と、D値法による弾性全体せん断剛性とをフレーム解析によるものと比較して示す。左図は弾性全体せん断剛性を示し、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。こうして求めた曲げとせん断の弾性剛性を用いて曲げせん断系の解析モデルにより固有値解析を行い、第2章で設定した平滑化した応答スペクトルを用いて建物の応答を予測することができる。



(a) 曲げ剛性



(b) せん断剛性

図-4.13 弾性曲げ剛性とせん断剛性の算定法

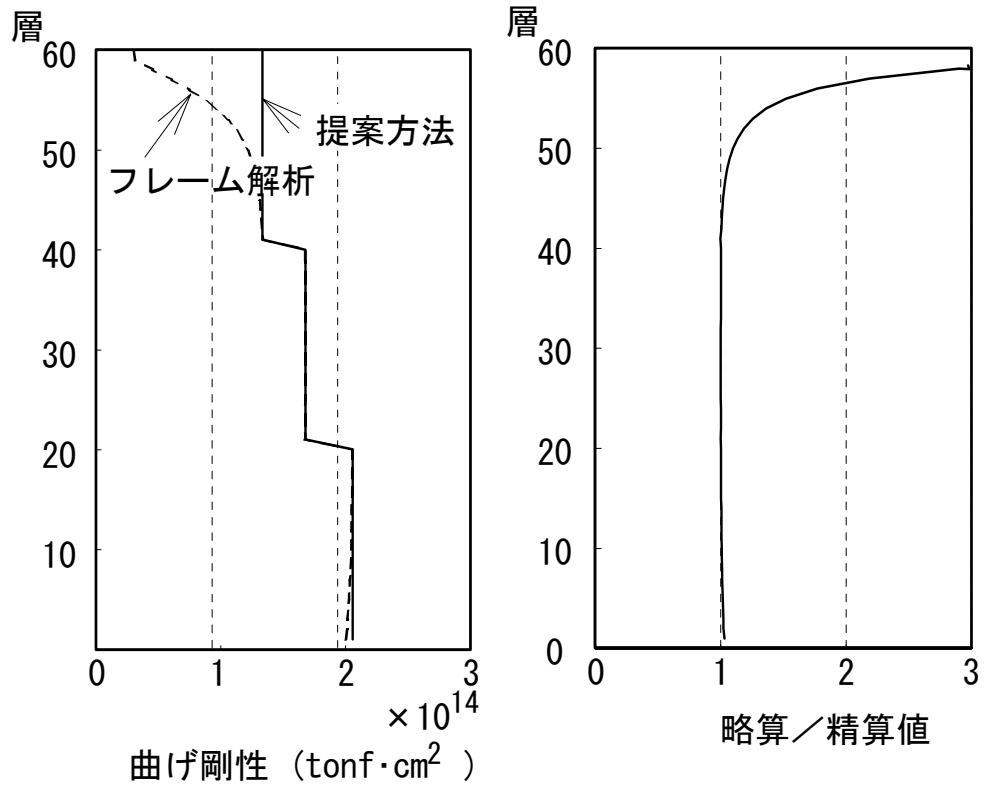


図-4.14 弾性全体曲げ剛性の略算値と精算値の比較

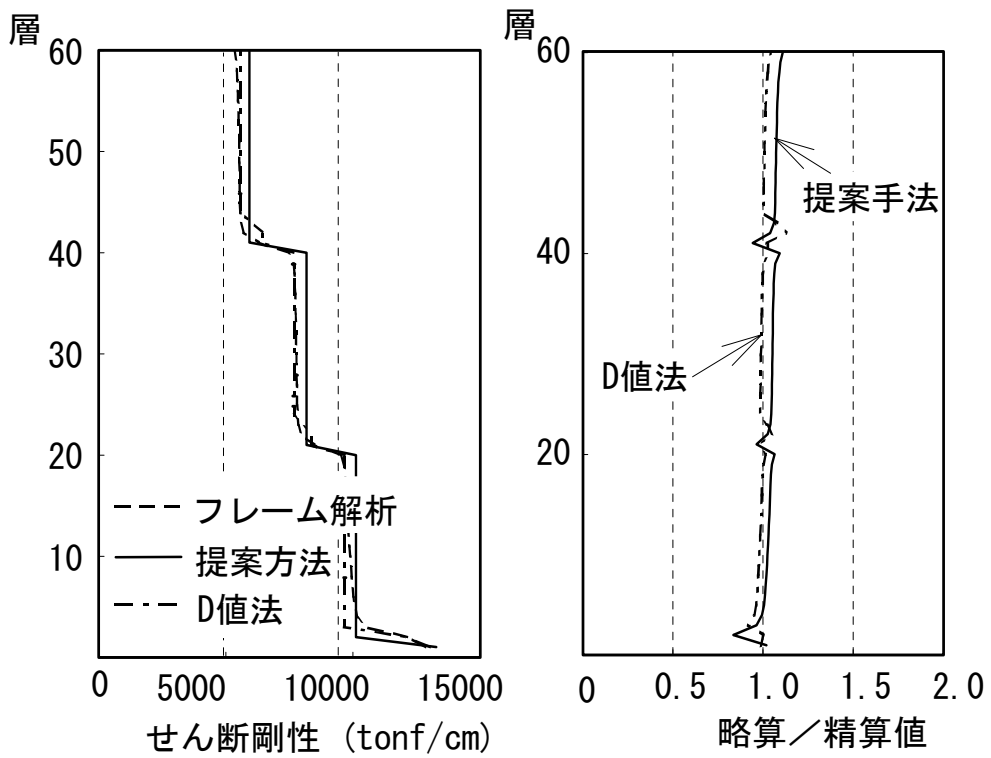


図-4.15 弾性全体せん断剛性の略算値と精算値の比較

4.4.3 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) 部分骨組のせん断力－層間変形を足し合わせて、層せん断力－層間変形関係を求める(図-4.16)。
- 2) 曲げせん断系の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。
- 3) これらの値と設計用加速度応答スペクトルを用い、SRSS法によりモード合成層せん断力を求め、この等価外力をモード合成外力分布形とする。
- 4) 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。
- 5) 3)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(図-4.17)。
- 6) 降伏層間せん断変形 δ_y は、図-4.15(a)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『 δ_y 折れ線』上に配置する。他の折れ曲がり点の層せん断力、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。
- 7) 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-4.18のように層せん断力－層間せん断変形関係を変更する。この時用いる塑性率 μ 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 δ_y 』と『1層(2階梁降伏時)の δ_y 』との比とし、全層にわたり一定とする。

- 8) 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。6)および7)の作業により変更された降伏層せん断力が、図-4.16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。

60層建物において具体的に、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-4.19(a)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-4.19(b)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。

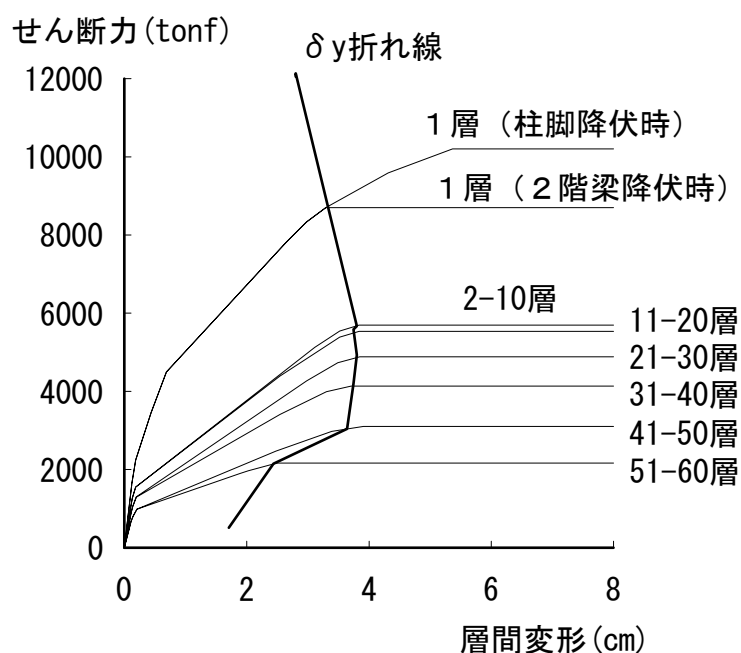


図-4.16 部分骨組みより求めた層せん断力－層間せん断変形関係

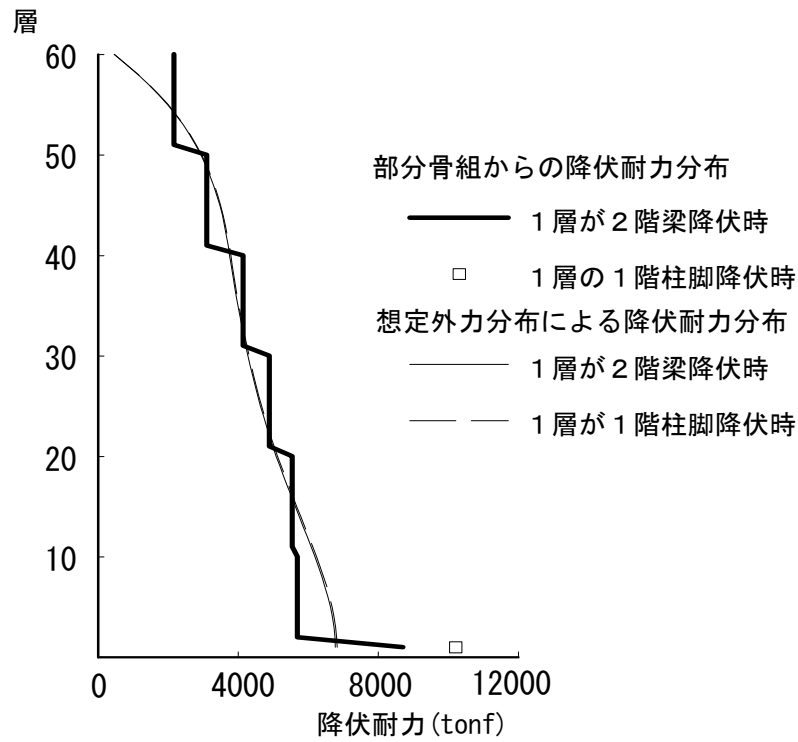


図-4.17 各層の降伏せん弾力分布

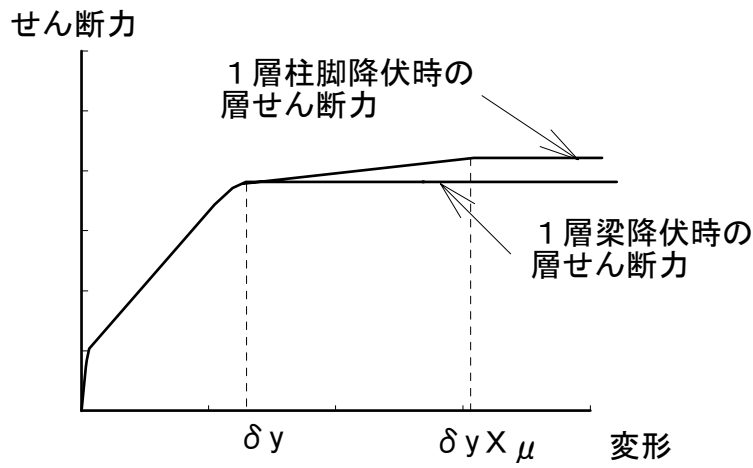
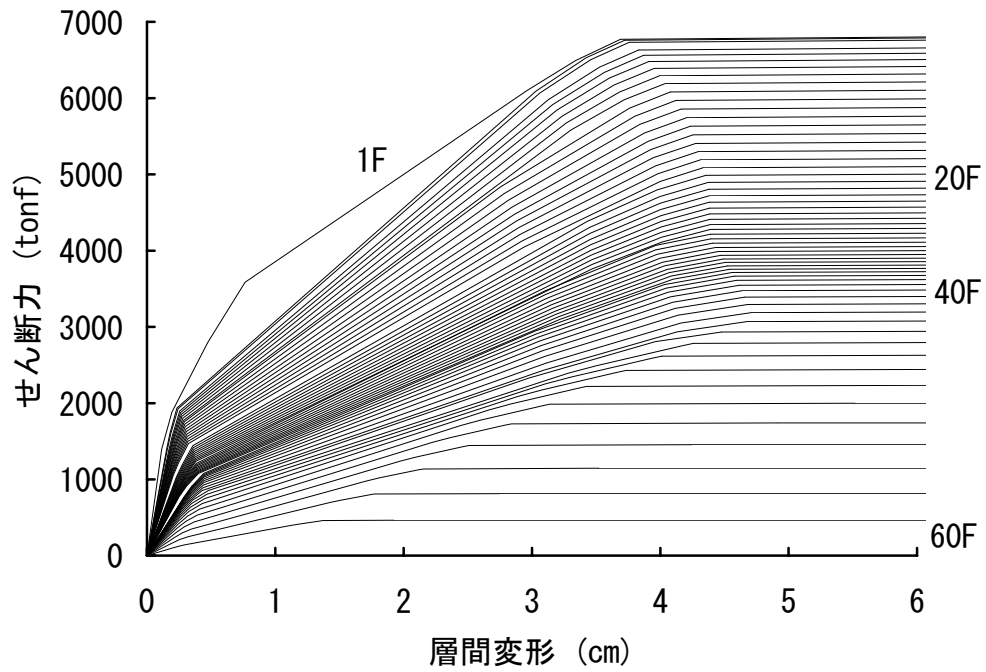
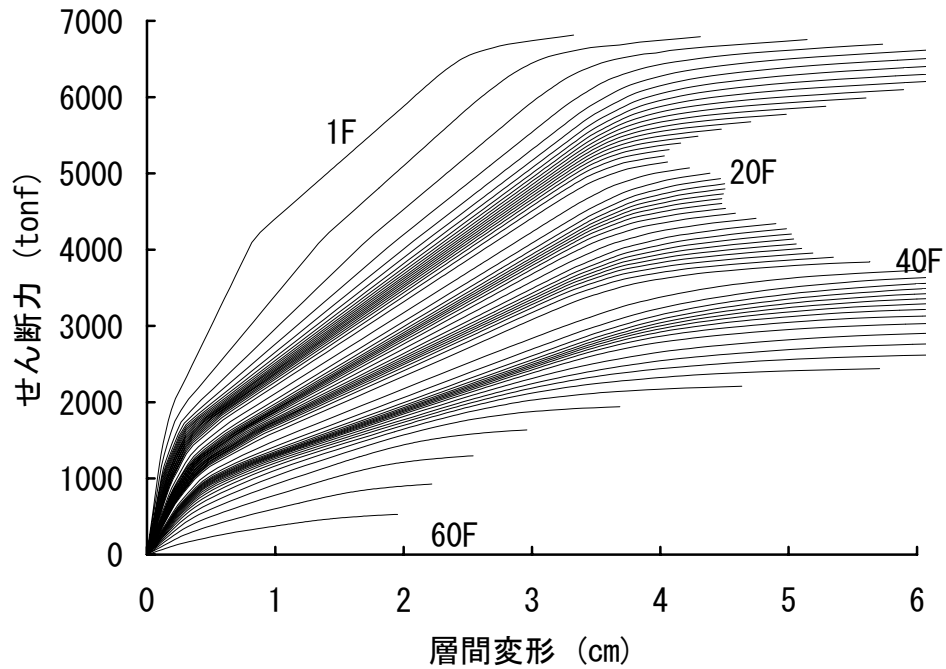


図-4.18 層せん断力ー層間せん断変形関係の変更



(a) 部分フレームより求めた層せん断力－層間変形関係



(b) フレーム解析より求めた層せん断力－層間変形関係

図-4.19 層せん断力－層間変形関係

4.4.4 応答予測法

- 1) 設定した解析モデルによる固有値解析結果と2章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⁹⁾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。
- 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 $_{SRSS}Q_{MAX}$ 、曲げモーメントの弾性応答値 $_{SRSS}M_{MAX}$ を求める。また、 $_{SRSS}Q_{MAX}$ に釣り合う曲げモーメント分布 $_{EQUIV}M_{MAX}$ を求め、 $_{SRSS}M_{MAX}/_{EQUIV}M_{MAX}$ を曲げモーメントの動的低減率とする。
- 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答層せん断力 $_{RES}Q$ を求める。
- 5) $_{RES}Q$ に釣り合う曲げモーメントを求め、これに2)で求めた動的低減率を乗じることにより応答曲げモーメント、外柱の変動軸力を求める。
- 6) 層間変形、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。

具体的に60層建物に適用した結果として、El Centro NS、Taft EW、Hachinohe NS、New RC(Random)¹⁰⁾の4種の地震動に対する応答解析結果と比較して、層間変形を図-4.20、層せん断力を図-4.21、外柱の変動軸力を図-4.22に示す。

本算定法による応答層間変形は、Taft EW、New RC(Random)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の値となっている。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。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。建物の曲げ剛性は主として柱の軸剛性でありほとんど弾性であると考えられ、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。

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。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といえる。

外柱の変動軸力は、質点系応答解析およびフレーム系応答解析と本手法による算定結果は、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。本論の動的低減率は高次の影響の大きな弾性層せん断力から求めているが、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。つまり、高次の影響の大きな弾性層せん断力による動的低減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ある。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、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。

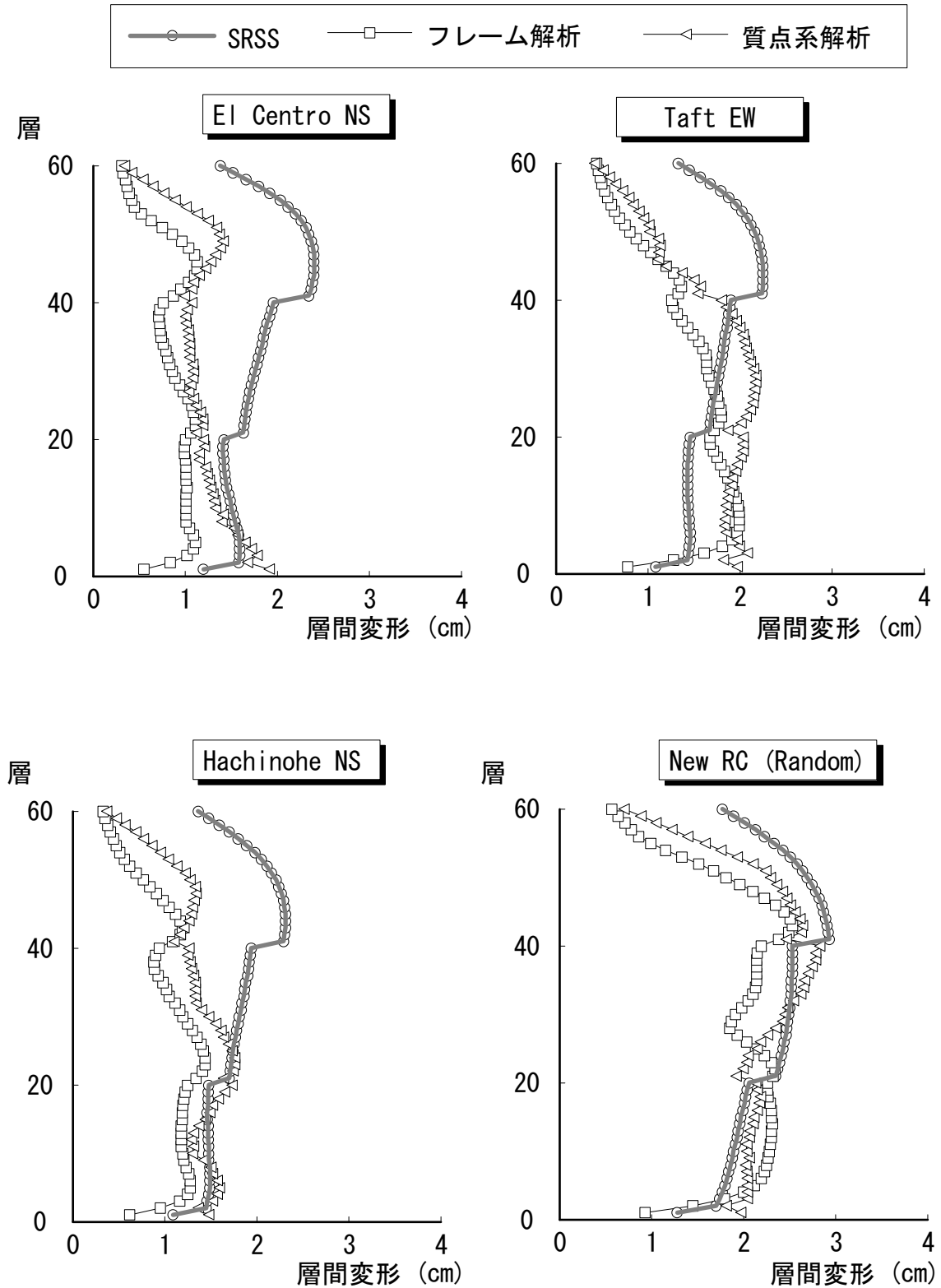


図-4.20 応答層間変形

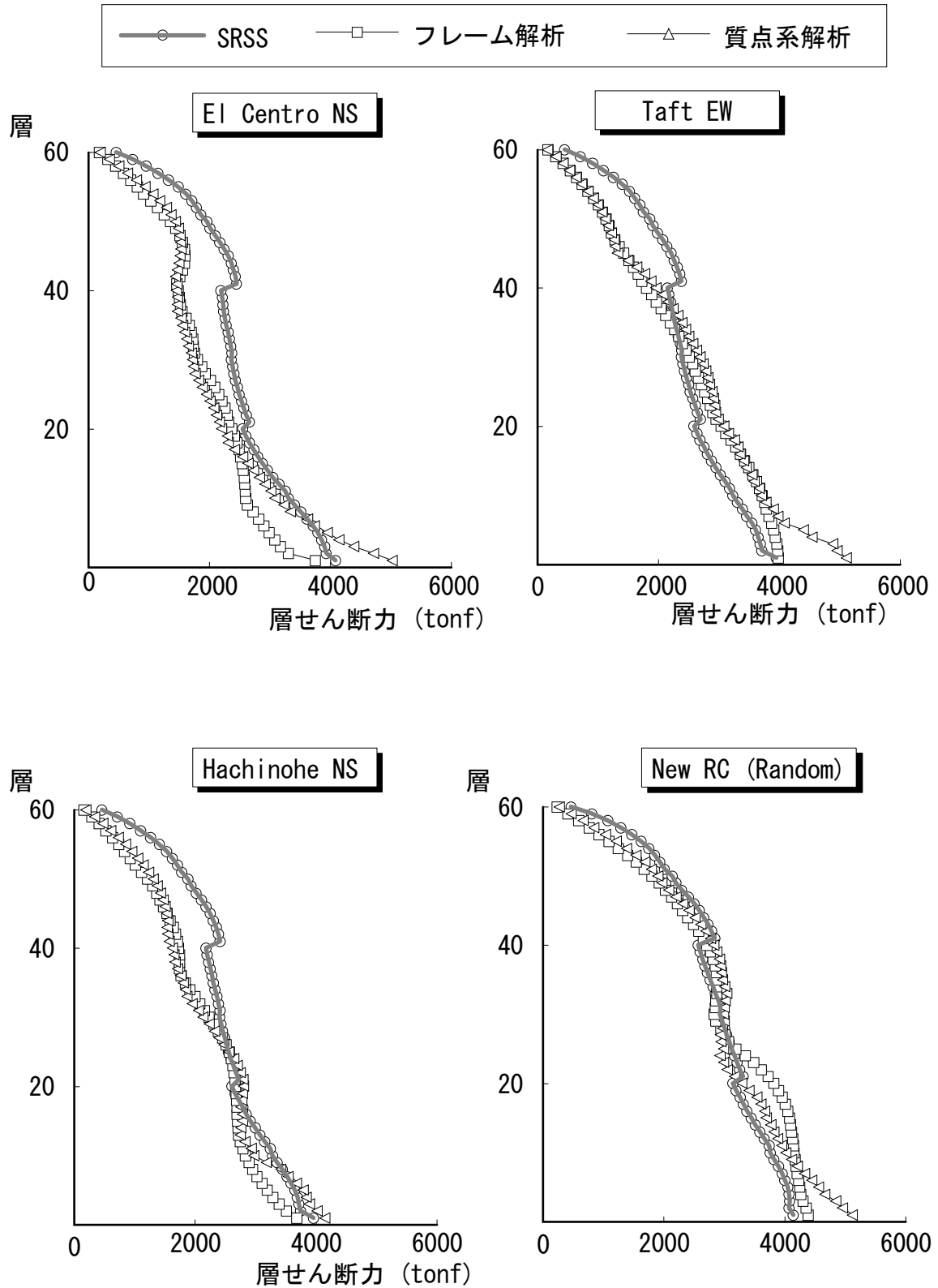


図-4.21 応答層せん断力

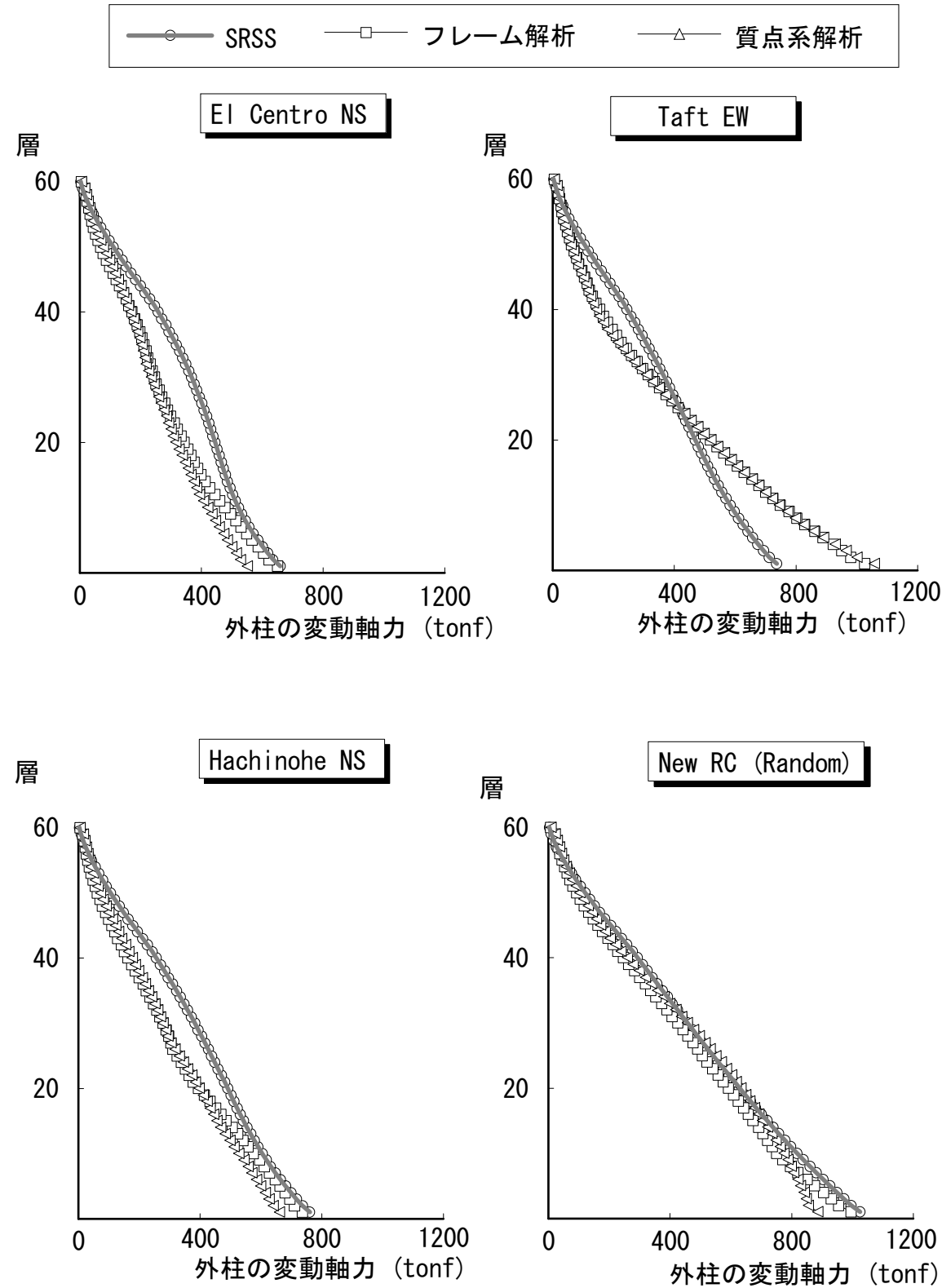


図-4.22 外柱の変動軸力

4.5 まとめ

本章ではまず、フレームにおける曲げとせん断の変形成分を考慮して、適切な剛性分布についての検討を等価せん断型の質点系モデルによりおこなった。次に、必要耐力分布を第3章に示した手法で設定して各部材耐力を定めるとともに、応答値の推定を行った。また、平滑化した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る手法を提案した。さらに、この層間変位に対応する、設定した非線形荷重変形関係上での層せん断力等を求める手法を示した。

本章では、以下の結論を得た。

- 1) 頂部でむち振り現象を起こさないような剛性分布として、等価せん断剛性が頂部で基部の0.10～0.15以上あるような放物線分布～直線分布とすればよい。
- 2) 下層部でのベースシア、軸力制限とこの剛性分布により、部材の断面の1次設定をすることができる。
- 3) 本推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。
- 4) 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。
- 5) 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。
- 6) 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。

第4章の参考文献

- 1) 武藤 清：耐震計算法、丸善、1963年
- 2) 堀昭夫、島崎和司：超高層RC建物の設計用せん断力分布（その1）弾性剛性によるSRSSと応答値との比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.865～866、1991年9月
- 3) 武藤 清：構造物の動的設計、丸善、1977年
- 4) 全 大翰、井上 豊：一様な速度応答スペクトルを持つ模擬地震動波形群によるせん断型多層建築物の弾塑性応答特性、日本建築学会学術講演梗概集、C、pp.817～818、1991年
- 5) 神永敏行、渡部 丹、神田 順、佐藤玲圭：高層建築物の標準的地震応答特性、その1、その2、日本建築学会学術講演梗概集、C、pp.773～776、1991年
- 6) 鉄筋コンクリート運営委員会・靱性設計小委員会：靱性設計小委員会報告書（終局強度型耐震設計法に關する最新の研究成果）、日本建築学会、1992年
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 日本建築学会：建築物の耐震設計資料、1981年4月
- 10) 地震動・荷重WG：検討用入力地震動作成のための解析的研究、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2年度設計分科会報告書、(財)国土開発技術センター、1991年3月

図-4.12	地震応答の推定のフロー図.....	152
図-4.13	弾性曲げ剛性とせん断剛性の算定法.....	154
図-4.14	弾性全体曲げ剛性の略算値と精算値の比較.....	155
図-4.15	弾性全体せん断剛性の略算値と精算値の比較.....	155
図-4.16	部分骨組みより求めた層せん断力－層間せん断変形関係.....	157
図-4.17	各層の降伏せん断力分布.....	158
図-4.18	層せん断力－層間せん断変形関係の変更.....	158
図-4.19	層せん断力－層間変形関係.....	159
図-4.20	応答層間変形.....	162
図-4.21	応答層せん断力.....	163
図-4.22	外柱の変動軸力.....	164

第5章 適用例と検証

5.1 はじめに.....	169
5.2 略試設計.....	170
5.2.1 下層部の部材断面の設定.....	170
5.2.2 各層の弾性剛性・断面の設定.....	172
5.2.3 各層の耐力分布・部材配筋の設定.....	180
5.3 応答値の推定と検証.....	185
5.3.1 応答値の推定.....	185
5.3.2 フレーム解析との比較.....	190
5.4 まとめ.....	195

5.1 はじめに

ここでは、第4章に示した手法による具体的な適用例として、15層、25層、40層、60層の4種の純ラーメン鉄筋コンクリート建物について、弾性断面、耐力設定を行う。つぎに、この試設計された建物の弾性剛性を用いて、層間変位応答に着目して、設計に良く用いられる実際の地震動の最大速度振幅を50cm/secに規準化して入力したときの応答値のレベルについて略算値を示す。最後に、本論で示した手法の検証として、各建物の実際の耐力に基づいたフレームモデルを用いた地震応答解析を行い、最大層間変形の比較を行う。想定する建物としては純ラーメン構造とし、基本計画として 5.8m×6スパン、階高を1層で3.5m、他の層で3mとする。

5.2 略試設計

5.2.1 下層部の部材断面の設定

下層部の断面を設定するために、以下のように仮定する。

- 1) 建物の固有周期 $T=0.02h$
- 2) 長期軸力用床重量 1.1tonf/m^2
- 3) 柱の軸力制限 $0.25F_c$
- 2) 地震力用床重量 1.0tonf/m^2
- 4) 地震力 $C_B=0.24/T$
- 5) 使用材料は、高層建物ほど高強度材料を使うこととし、表-5.1に示す鉄筋、コンクリート強度とする

柱軸力制限より、柱断面を定め、地震力より柱モーメントの反曲点が中央として、梁モーメントを求め、梁の断面を設定する。1層柱脚の降伏を梁より先にさせないために、柱降伏モーメントを梁降伏モーメントの2倍確保するとして柱の断面を設定する。この流れと、算定された断面を表-5.1に示す。

設定した断面は、低層建物の柱断面はモーメントにより決まり、高層建物の柱断面は軸力により決まっている。これより、高層建物においてはコンクリート強度の高強度化が、低層建物においては、鉄筋強度の高強度化が断面の縮小に役立つことがわかる。

表-5.1 下層階の部材断面設定

項目	仮定	15層建物	25層建物	40層建物	60層建物
高さ	$h_i=3m$	45	75	120	180
周期(sec)	$T=0.02h$	0.90	1.50	2.40	3.60
ベースシア	$C_b=0.24/T$	0.27	0.16	0.10	0.07
1フレーム分の重量(tonf)	1.0tonf/m^2	3219	5365	8584	12876
1層せん断力(tonf)	$Q_1=C_b \cdot W$	858.40			
中柱の軸力(tonf)	$N(1.1\text{tonf/m}^2)$	555.06	925.10	1480.16	2220.24
コンクリート強度(kgf/cm ²)	F_c	360	420	600	990
必要柱断面(cm)	$0.25F_c$	78.53	93.86	99.34	94.71
2-3層梁モーメント (tonf・m)	節点	214.60			
	フェイス	185			
梁せい(cm)	D	90	90	85	80
鉄筋の降伏強度(kgf/cm ²)	σ_t	4000	4000	5000	6000
梁鉄筋断面(cm ²)	$0.9d \cdot a_t \cdot \sigma_t$	71.37	71.37	60.46	53.53
主筋比制限での梁幅(cm)	$P_t=0.02$	44.06	44.06	39.51	37.17
柱脚モーメント(tonf・m)	$2 \times \text{梁}M_y$	429.20	429.20	429.20	429.20
柱せい(cm)	D	95	95	100	95
柱鉄筋断面(cm ²)	学会略算式*	76.14	32.77	-31.47	-79.33
梁	断面	60×90	60×90	55×85	45×80
	配筋	7-D38	7-D38	7-D35	8-D29
柱	断面	95×95	95×95	100×100	95×95
	配筋	16-D41	16-D38	12-D35	12-D35

* $M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND - \frac{N}{bDF_c}$

5.2.2 各層の弾性剛性・断面の設定

ここでは、25層建物を例として具体的に高さ方向の弾性断面算定を示す。

- 1) 表-5.1に示した断面により、下層部の曲げ剛性とせん断剛性を求める。
- 2) 下層部の曲げ剛性を用い、曲げ剛性一定として逆三角形分布荷重に対する曲げ変形を求める。（図-5.1）
- 3) 曲げ変形とせん断変形の比、 $\delta m / \delta q = 0.02 (25/6)^2 = 0.35$ であるので、等価せん断剛性分布を頂部で0.15とした直線分布とする。（図-5.2）
- 4) 等価せん断剛性を用い、逆三角形分布荷重に対する全体変形を求め、2)で求めた曲げ変形成分を引いてせん断変形を求める。（図-5.3）
- 5) このせん断変形で逆三角形分布荷重のせん断力を除してせん断剛性を求め、これを目標せん断剛性分布とする。（図-5.4）
- 6) D 値法での剛性係数 a が下層階の設定断面と同じとして、柱断面、梁断面を定め、曲げ剛性、せん断剛性を算定する。この時、弾性剛性はコンクリートのみとし、梁の剛性にはスラブの効果を略算で見込む。曲げ変形成分が大きいときに、頂部の目標とするせん断剛性が極端に大きくなったり、負の値になったときには下層と同じ断面とする。この是非についてはAppendix Dで検討する。（図-5.5）
- 7) この曲げ剛性、せん断剛性を用い、逆三角形分布荷重に対する各層の層間変形分布を求め、極端に差がある場合には断面を修正する。（図-5.6）
- 8) 曲げ剛性、せん断剛性を用いて固有値解析を行い、周期1秒で速度応答スペクトルが150cm/secとなるバイリニア形的设计用応答スペクトル（最大変位応答スペクトル値は80cm）を用い、応答層間変位の推定値が設計のクライテリアを満足することを確認する。（図-5.7）

以上により、各建物について算定した躯体断面を表-5.2～5.5に示す。なお、60層建物における目標とした等価せん断剛性分布は頂部を0.1とした1/2次式、40層建物における等価せん断剛性分布は頂部を0.15とした2/3次式として求めた。

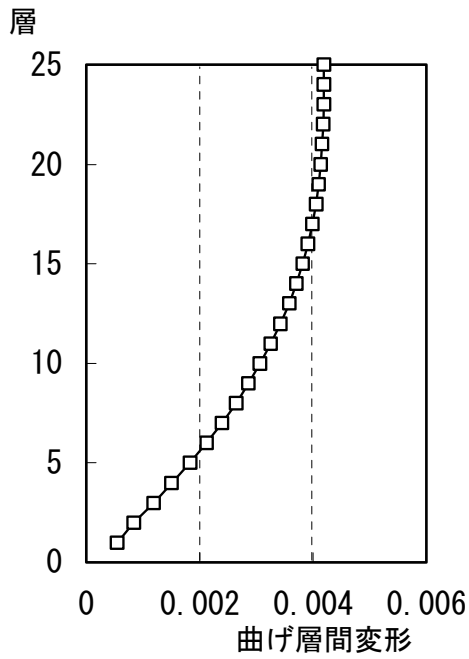


図-5.1 逆三角形分布荷重に対する

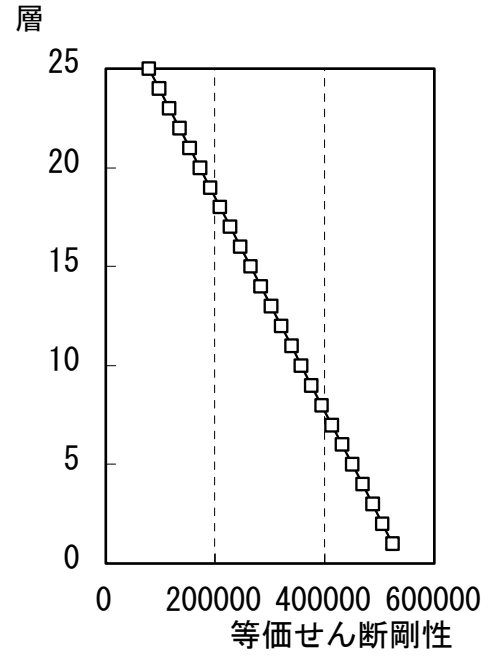


図-5.2 等価せん断剛性分布
曲げ層間変形

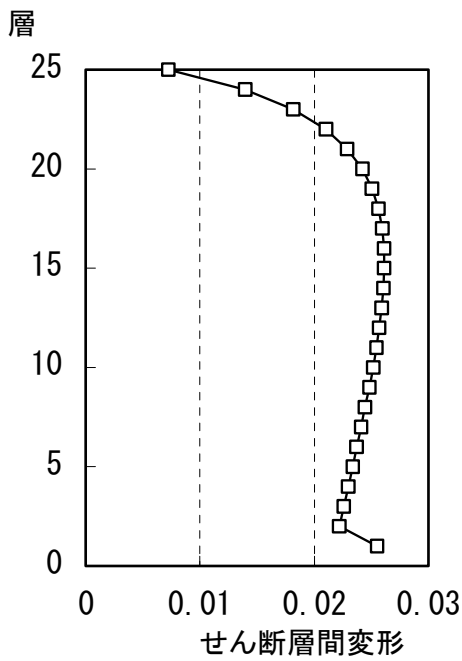


図-5.3 逆三角形分布荷重に対する

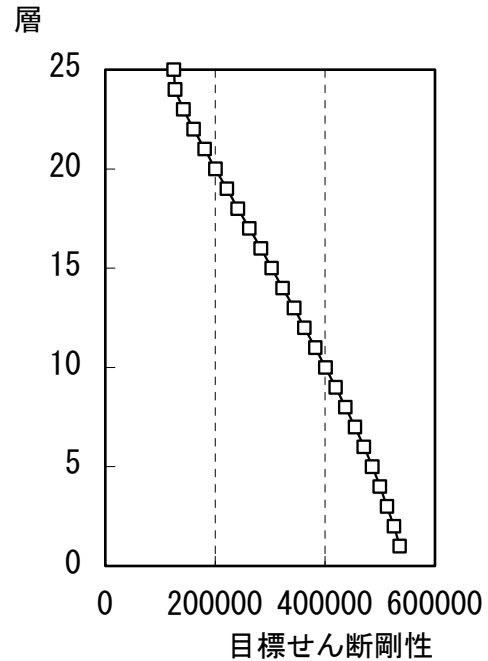
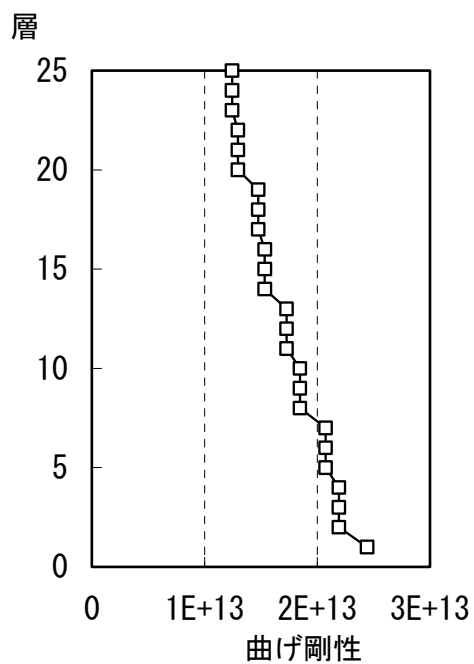
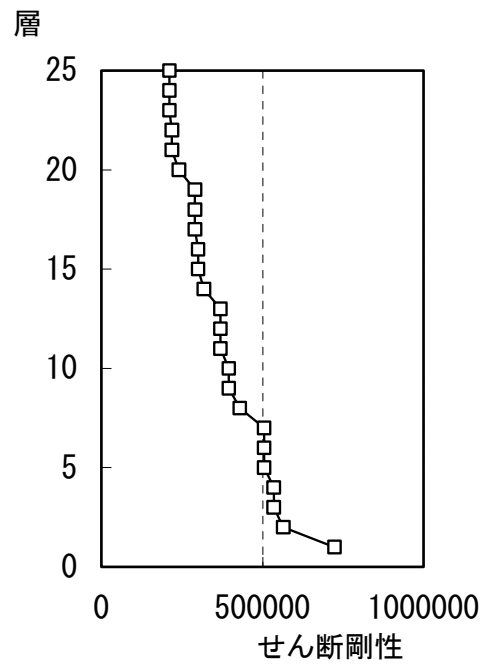


図-5.4 必要せん断剛性分布
せん断層間変形



(a) 曲げ剛性



(b) せん断剛性

図-5.5 設定断面による曲げ・せん断剛性の略算値

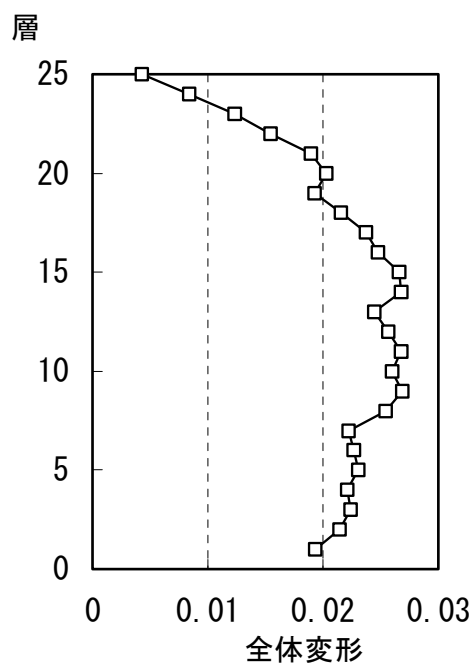


図-5.6 逆三角形分布荷重に対する
層間変形分布

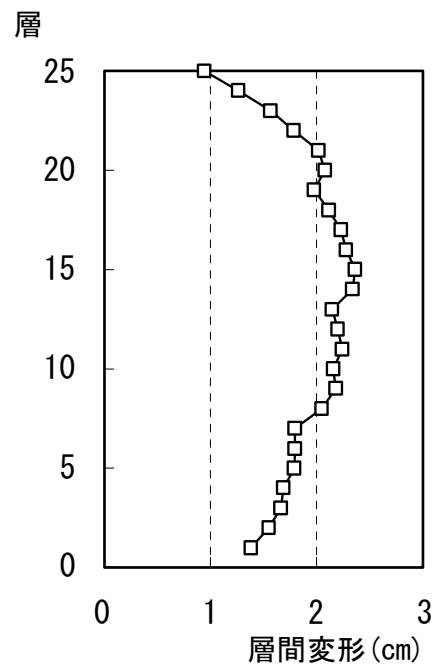


図-5.7 設計用応答スペクトルによる
層間変形応答推定値

表-5.2 15層建物の設定断面

階	F c (kgf/cm ²)	必要剛性 (tonf/cm)	必要柱幅 (cm)	設定値 (cm)		G A (tonf)	EI (tonf・cm ²)	重量 (tonf)
				柱	梁			
1	360	545705	87	95	60×100	718002	2.31E+13	240
2	360	516839	95	95	60×90	609819	2.31E+13	231
3	360	486635	94	95	60×90	545705	2.31E+13	231
4	300	455566	94	90	55×85	437907	1.94E+13	218
5	300	423594	92	90	55×85	399654	1.94E+13	218
6	300	390925	90	90	55×85	399654	1.94E+13	218
7	300	357732	88	85	55×80	349371	1.73E+13	210
8	300	324161	86	85	55×80	328157	1.73E+13	210
9	300	290334	84	85	55×80	328157	1.73E+13	210
10	240	256389	83	80	55×75	262373	1.41E+13	202
11	240	222359	80	80	55×75	245687	1.41E+13	202
12	240	188328	77	80	55×75	245687	1.41E+13	202
13	240	154391	73	75	50×70	204861	1.24E+13	190
14	240	120717	69	75	50×70	184310	1.24E+13	190
15	240	88021	63	75	50×70	184310	1.24E+13	190

表-5.3 25層建物の設定断面

階	F c (kgf/cm ²)	必要剛性 (tonf/cm)	必要柱幅 (cm)	設定値 (cm)		G A (tonf)	EI (tonf・cm ²)	重量 (tonf)
				柱	梁			
1	420	535548	83	95	60×95	724181	2.45E+13	236
2	420	524863	91	90	60×90	563964	2.19E+13	227
3	420	512782	90	90	60×90	535548	2.19E+13	227
4	420	499434	90	90	60×90	535548	2.19E+13	227
5	360	485314	90	90	60×90	505540	2.07E+13	227
6	360	470110	90	90	60×90	505540	2.07E+13	227
7	360	453943	89	90	60×90	505540	2.07E+13	227
8	360	436928	88	85	55×85	429533	1.85E+13	214
9	360	419173	87	85	55×85	394775	1.85E+13	214
10	360	400782	86	85	55×85	394775	1.85E+13	214
11	300	382038	87	85	55×85	369293	1.73E+13	214
12	300	362801	86	85	55×85	369293	1.73E+13	214
13	300	343161	84	85	55×85	369293	1.73E+13	214
14	300	323199	83	80	55×80	318704	1.53E+13	206
15	300	302994	82	80	55×80	300910	1.53E+13	206
16	300	282616	80	80	55×80	300910	1.53E+13	206
17	270	262165	80	80	55×80	289747	1.47E+13	206
18	270	241669	78	80	55×80	289747	1.47E+13	206
19	270	221203	76	80	55×80	289747	1.47E+13	206
20	270	200856	74	75	50×75	241151	1.3E+13	194
21	270	180756	73	75	50×75	219601	1.3E+13	194
22	270	161126	70	75	50×75	219601	1.3E+13	194
23	240	142480	69	75	50×75	210655	1.24E+13	194
24	240	126477	67	75	50×75	210655	1.24E+13	194
25	240	124211	67	75	50×75	210655	1.24E+13	194

表-5.4 40層建物の設定断面

階	F c (kgf/cm ²)	必要剛性 (tonf/cm)	必要柱幅 (cm)	設定値 (cm)		G A (tonf)	EI (tonf・cm ²)	重量 (tonf)
				柱	梁			
1	600	583971	91	100	55×95	927638	3.11E+13	235
2	600	478799	96	95	55×85	629240	2.81E+13	222
3	600	465087	95	95	55×85	553953	2.81E+13	222
4	600	454363	94	95	55×85	553953	2.81E+13	222
5	480	445266	96	95	55×80	476679	2.57E+13	218
6	480	437009	96	95	55×80	443926	2.57E+13	218
7	480	428641	95	95	55×80	443926	2.57E+13	218
8	480	420013	95	95	55×80	443926	2.57E+13	218
9	480	411052	94	90	55×75	392293	2.31E+13	210
10	480	401730	94	90	55×75	363763	2.31E+13	210
11	480	392047	93	90	55×75	363763	2.31E+13	210
12	480	382020	92	90	55×75	363763	2.31E+13	210
13	420	371863	93	90	55×75	345732	2.19E+13	210
14	420	361579	92	90	55×75	345732	2.19E+13	210
15	420	351003	92	90	55×75	345732	2.19E+13	210
16	420	340179	91	90	55×75	345732	2.19E+13	210
17	420	329152	90	85	55×70	303008	1.96E+13	202
18	420	317967	89	85	55×70	279584	1.96E+13	202
19	420	306668	89	85	55×70	279584	1.96E+13	202
20	420	295298	88	85	55×70	279584	1.96E+13	202
21	360	283985	88	85	55×70	263918	1.85E+13	202
22	360	272750	87	85	55×70	263918	1.85E+13	202
23	360	261531	86	85	55×70	263918	1.85E+13	202
24	360	250369	85	85	55×70	263918	1.85E+13	202
25	360	239300	84	80	50×70	238979	1.64E+13	194
26	360	228363	83	80	50×70	230768	1.64E+13	194
27	360	217596	82	80	50×70	230768	1.64E+13	194
28	360	207037	81	80	50×70	230768	1.64E+13	194
29	360	196733	80	80	50×70	230768	1.64E+13	194
30	360	186737	79	80	50×70	230768	1.64E+13	194
31	360	177120	78	80	50×70	230768	1.64E+13	194
32	360	167981	77	80	50×70	230768	1.64E+13	194
33	300	159484	78	80	45×70	207976	1.53E+13	190
34	300	151881	77	80	45×70	199857	1.53E+13	190
35	300	145630	76	80	45×70	199857	1.53E+13	190
36	300	141728	75	80	45×70	199857	1.53E+13	190
37	300	142736	75	80	45×70	199857	1.53E+13	190
38	300	157809	77	80	45×70	199857	1.53E+13	190
39	300	262655	88	80	45×70	199857	1.53E+13	190
40	300	-140475	-	80	45×70	199857	1.53E+13	190

表-5.5 60層建物の設定断面

階	F c (kgf/cm ²)	必要剛性 (tonf/cm)	必要柱幅 (cm)	設定値 (cm)		G A (tonf)	EI (tonf・cm ²)	重量 (tonf)
				柱	梁			
1	990	507187	89	95	45×85	831223	3.434E+13	212
2	990	469607	93	95	45×80	546431	3.434E+13	209
3	990	462413	93	95	45×80	507187	3.434E+13	209
4	990	459181	93	95	45×80	507187	3.434E+13	209
5	990	457500	93	95	45×80	507187	3.434E+13	209
6	990	456493	93	95	45×80	507187	3.434E+13	209
7	990	455732	93	95	45×80	507187	3.434E+13	209
8	990	454971	93	95	45×80	507187	3.434E+13	209
9	990	454059	93	95	45×80	507187	3.434E+13	209
10	990	452894	92	95	45×80	507187	3.434E+13	209
11	990	451410	92	90	45×75	450171	3.082E+13	201
12	990	449560	92	90	45×75	415925	3.082E+13	201
13	990	447312	92	90	45×75	415925	3.082E+13	201
14	990	444649	92	90	45×75	415925	3.082E+13	201
15	990	441561	92	90	45×75	415925	3.082E+13	201
16	990	438046	92	90	45×75	415925	3.082E+13	201
17	990	434109	91	90	45×75	415925	3.082E+13	201
18	990	429758	91	90	45×75	415925	3.082E+13	201
19	990	425008	91	90	45×75	415925	3.082E+13	201
20	990	419876	91	90	45×75	415925	3.082E+13	201
21	750	415014	93	90	45×75	371408	2.752E+13	201
22	750	410393	93	90	45×75	371408	2.752E+13	201
23	750	405376	93	90	45×75	371408	2.752E+13	201
24	750	399989	92	90	45×75	371408	2.752E+13	201
25	750	394261	92	90	45×75	371408	2.752E+13	201
26	750	388223	92	90	45×75	371408	2.752E+13	201
27	750	381908	91	90	45×75	371408	2.752E+13	201
28	750	375348	91	90	45×75	371408	2.752E+13	201
29	750	368579	90	90	45×75	371408	2.752E+13	201
30	750	361635	90	90	45×75	371408	2.752E+13	201
31	750	354553	89	90	45×75	371408	2.752E+13	201
32	750	347368	89	90	45×75	371408	2.752E+13	201
33	750	340117	89	90	45×75	371408	2.752E+13	201
34	750	332837	88	90	45×75	371408	2.752E+13	201
35	750	325566	88	90	45×75	371408	2.752E+13	201
36	750	318343	87	85	45×70	327038	2.455E+13	194
37	750	311210	87	85	45×70	300574	2.455E+13	194
38	750	304209	86	85	45×70	300574	2.455E+13	194
39	750	297388	86	85	45×70	300574	2.455E+13	194
40	750	290800	85	85	45×70	300574	2.455E+13	194

表-5.5 60層建物の設定断面(続き)

階	F c (kgf/cm ²)	必要剛性 (tonf/cm)	必要柱幅 (cm)	設定値 (cm)		G A (tonf)	EI (tonf・cm ²)	重量 (tonf)
				柱	梁			
41	510	284713	88	85	45×70	258144	2.109E+13	194
42	510	279180	88	85	45×70	258144	2.109E+13	194
43	510	274067	87	85	45×70	258144	2.109E+13	194
44	510	269495	87	85	45×70	258144	2.109E+13	194
45	510	265619	86	85	45×70	258144	2.109E+13	194
46	510	262654	86	85	45×70	258144	2.109E+13	194
47	510	260902	86	85	45×70	258144	2.109E+13	194
48	510	260815	86	85	45×70	258144	2.109E+13	194
49	510	263102	86	85	45×70	258144	2.109E+13	194
50	510	268959	87	85	45×70	258144	2.109E+13	194
51	510	280573	88	85	40×70	246758	2.109E+13	190
52	510	302445	89	85	40×70	235094	2.109E+13	190
53	510	345548	92	85	40×70	235094	2.109E+13	190
54	510	445584	98	85	40×70	235094	2.109E+13	190
55	510	822551	115	85	40×70	235094	2.109E+13	190
56	510	-2210620	—	85	40×70	235094	2.109E+13	190
57	510	-303831	—	85	40×70	235094	2.109E+13	190
58	510	-116852	—	85	40×70	235094	2.109E+13	190
59	510	-49860	—	85	40×70	235094	2.109E+13	190
60	510	-17574	—	85	40×70	235094	2.109E+13	190

5.2.3 各層の耐力分布・部材配筋の設定

25層建物を例として具体的に耐力分布・部材配筋算定を示す。

- 1) 5.2.2 8)で求めた固有値解析結果の1次固有周期を用い、必要ベースシアーを求める。
- 2) 固有値解析結果の固有モード（図-5.8）と、周期1秒で速度応答スペクトルが150cm/secとなるバイリニア形的设计用応答スペクトル（最大変位応答スペクトル値は80cm）を用い、必要耐力分布を求める。（図-5.9）
- 3) 耐力分布を、柱せん断力に振り分け、反曲点を中央として節点モーメントを求める。柱のモーメント割増率は1.5とする。
- 4) 節点振り分け方により、梁の節点モーメントを求め、反曲点を中央として梁の柱フェイス位置でのモーメントを求める。
- 5) 梁の曲げ耐力を、 $M_u = 0.9a_t\sigma_y d$ として、必要な主筋断面を定める。ここで、 d は、2段配筋等も考慮して梁せいの8割と仮定する。
- 6) 柱の曲げ耐力を、 $M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND\phi_c / N / bDF_c$ として、必要な主筋断面を定める。
- 7) 梁のフェイスの降伏モーメントを節点モーメントに変換し、節点振り分け法により柱モーメントを求め、柱せん断力、層耐力を求める。
- 8) 得られた層耐力が、必要層耐力の1.2倍以内に分布していることを確認する。（図-5.10）

以上により、算定した部材断面・配筋を各建物について表-5.6～5.9に示す。

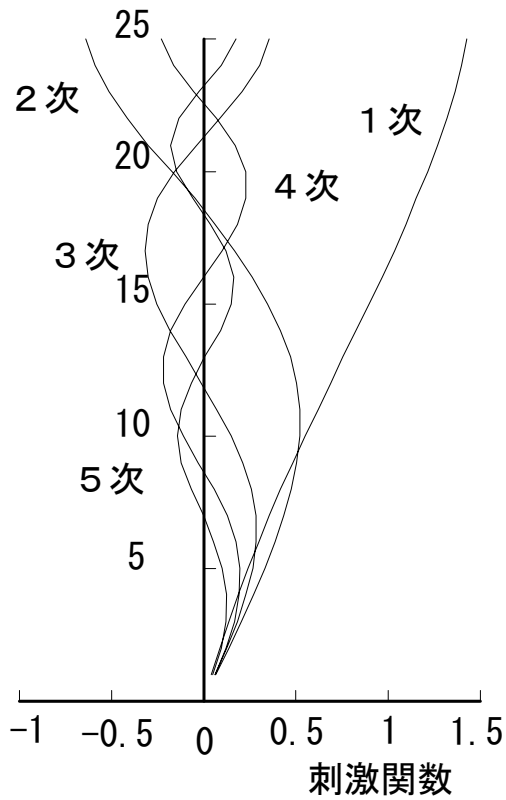


図-5.8 25層建物の弾性モード

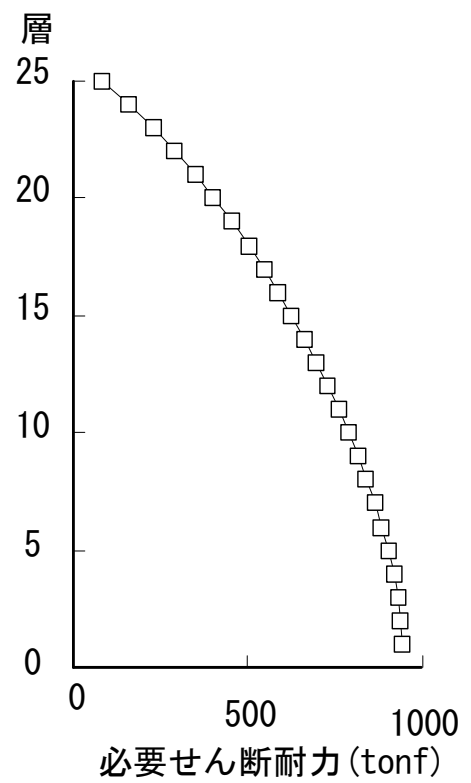


図-5.9 必要せん断耐力分布

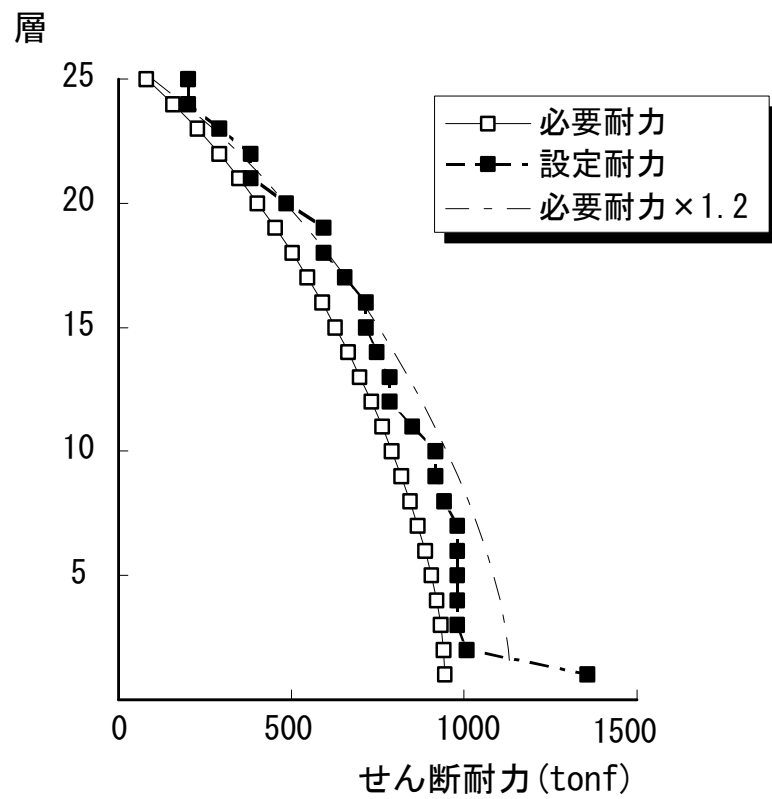


図-5.10 必要せん断耐力分布と設定耐力分布の比較

表-5.6 15層建物の設定配筋

層	柱 (cm)	梁 (cm)	梁鉄筋量 (cm ²)	柱鉄筋量 (cm ²)	配筋	
					梁	柱
1	95	60×100	74.9	100.6	7-D38	16-D41
2	95	60×90	75.6	51.0	7-D38	16-D38
3	95	60×90	73.9	52.6	7-D38	16-D38
4	90	55×85	76.5	62.2	7-D38	16-D38
5	90	55×85	73.3	61.2	7-D38	16-D38
6	90	55×85	69.3	59.3	7-D38	16-D38
7	85	55×80	69.6	63.1	7-D35	16-D38
8	85	55×80	64.1	59.0	7-D35	16-D38
9	85	55×80	57.9	54.0	7-D35	16-D38
10	80	55×75	55.0	54.1	6-D35	16-D35
11	80	55×75	46.9	46.2	6-D35	12-D35
12	80	55×75	37.9	37.2	6-D35	12-D35
13	75	50×70	30.5	30.4	6-D29	12-D32
14	75	50×70	19.2	18.3	4-D29	12-D29
15	75	50×70	6.6	4.7	4-D29	12-D29

表-5.7 25層建物の設定配筋

層	柱 (cm)	梁 (cm)	梁鉄筋量 (cm ²)	柱鉄筋量 (cm ²)	配筋	
					梁	柱
1	95	60×95	76.4	58.8	7-D38	16-D38
2	90	60×90	74.7	20.4	7-D38	12-D38
3	90	60×90	73.8	22.2	7-D38	12-D38
4	90	60×90	72.8	23.6	7-D38	12-D38
5	90	60×90	71.4	28.8	7-D38	12-D38
6	90	60×90	70.8	38.8	7-D38	12-D38
7	90	60×90	69.8	29.4	7-D38	12-D38
8	85	55×85	68.7	38.4	7-D38	12-D38
9	85	55×85	68.1	29.8	7-D38	12-D38
10	85	55×85	66.3	37.8	7-D38	12-D38
11	85	55×85	63.8	40.2	6-D38	12-D38
12	85	55×85	61.0	39.0	6-D38	12-D38
13	85	55×85	59.2	43.2	6-D38	12-D38
14	80	55×80	58.2	37.6	7-D35	12-D38
15	80	55×80	55.8	41.1	7-D35	12-D38
16	80	55×80	52.1	38.8	7-D35	12-D38
17	80	55×80	48.2	37.0	7-D32	12-D38
18	80	55×80	43.9	34.0	7-D32	12-D38
19	80	55×80	39.4	30.7	7-D32	12-D38
20	75	50×75	37.3	31.4	6-D29	12-D32
21	75	50×75	31.8	26.7	6-D29	12-D32
22	75	50×75	25.8	21.5	6-D29	12-D32
23	75	50×75	19.2	15.6	4-D25	12-D25
24	75	50×75	11.9	8.8	4-D25	12-D25
25	75	50×75	4.0	1.3	4-D25	12-D25

表-5.8 40層建物の設定配筋

層	柱 (cm)	梁 (cm)	梁鉄筋量 (cm ²)	柱鉄筋量 (cm ²)	配筋	
					梁	柱
1	100	55×95	51.1	-25.3	7-D32	12-D32
2	95	55×85	53.0	-47.6	7-D32	12-D32
3	95	55×85	52.7	-45.7	7-D32	12-D32
4	95	55×85	52.2	-43.9	7-D32	12-D32
5	95	55×80	54.8	-34.0	7-D32	12-D32
6	95	55×80	54.0	-33.0	7-D32	12-D32
7	95	55×80	53.0	-32.1	7-D32	12-D32
8	95	55×80	52.0	-31.2	7-D32	12-D32
9	90	55×75	54.9	-22.9	7-D32	12-D32
10	90	55×75	53.8	-22.4	7-D32	12-D32
11	90	55×75	52.5	-21.9	7-D32	12-D32
12	90	55×75	51.3	-21.4	7-D32	12-D32
13	90	55×75	50.0	-17.0	7-D32	12-D32
14	90	55×75	48.6	-16.7	7-D32	12-D32
15	90	55×75	47.4	-16.3	7-D32	12-D32
16	90	55×75	46.1	-15.7	7-D32	12-D32
17	85	55×70	48.6	-8.8	7-D32	12-D29
18	85	55×70	47.4	-8.3	7-D32	12-D29
19	85	55×70	46.2	-7.6	7-D32	12-D29
20	85	55×70	45.1	-6.8	7-D32	12-D29
21	85	55×70	43.9	-3.1	6-D32	12-D29
22	85	55×70	42.8	-2.3	6-D32	12-D29
23	85	55×70	41.8	-1.4	6-D32	12-D29
24	85	55×70	40.7	-0.5	6-D32	12-D29
25	80	50×70	40.0	5.4	7-D29	12-D29
26	80	50×70	38.9	6.2	7-D29	12-D29
27	80	50×70	37.7	6.9	7-D29	12-D29
28	80	50×70	36.3	7.6	7-D29	12-D29
29	80	50×70	34.8	8.2	6-D29	12-D29
30	80	50×70	33.2	8.7	6-D29	12-D29
31	80	50×70	31.3	9.1	6-D29	12-D29
32	80	50×70	29.3	9.3	6-D29	12-D29
33	80	45×70	27.0	10.0	6-D25	12-D25
34	80	45×70	24.6	9.6	6-D25	12-D25
35	80	45×70	21.8	8.8	6-D25	12-D25
36	80	45×70	18.7	7.7	6-D25	12-D25
37	80	45×70	15.1	6.2	4-D25	12-D25
38	80	45×70	11.2	4.2	4-D25	12-D25
39	80	45×70	6.9	1.9	4-D25	12-D25
40	80	45×70	2.3	-0.6	4-D25	12-D25

表-5.9 60層建物の設定配筋

層	柱 (cm)	梁 (cm)	梁鉄筋量 (cm ²)	柱鉄筋量 (cm ²)	配筋	
					梁	柱
1	95	45×85	44.63	-75.1	7-D29	12-D32
2	95	45×80	43.65	-99.6	7-D29	12-D32
3	95	45×80	43.45	-97.8	7-D29	12-D32
4	95	45×80	43.15	-96.2	7-D29	12-D32
5	95	45×80	42.76	-94.6	7-D29	12-D32
6	95	45×80	42.31	-93.0	7-D29	12-D32
7	95	45×80	41.79	-91.6	7-D29	12-D32
8	95	45×80	41.21	-90.2	7-D29	12-D32
9	95	45×80	40.60	-88.8	7-D29	12-D32
10	95	45×80	39.96	-87.4	7-D29	12-D32
11	90	45×75	42.36	-79.4	7-D29	12-D29
12	90	45×75	41.64	-78.3	7-D29	12-D29
13	90	45×75	40.91	-77.2	7-D29	12-D29
14	90	45×75	40.17	-76.0	7-D29	12-D29
15	90	45×75	39.41	-74.9	7-D29	12-D29
16	90	45×75	38.66	-73.7	8-D25	12-D29
17	90	45×75	37.91	-72.4	8-D25	12-D29
18	90	45×75	37.16	-71.2	8-D25	12-D29
19	90	45×75	36.42	-69.9	8-D25	12-D29
20	90	45×75	35.70	-68.5	8-D25	12-D29
21	90	45×75	35.00	-60.0	7-D25	12-D25
22	90	45×75	34.32	-58.9	7-D25	12-D25
23	90	45×75	33.66	-57.8	7-D25	12-D25
24	90	45×75	33.03	-56.5	7-D25	12-D25
25	90	45×75	32.44	-55.2	7-D25	12-D25
26	90	45×75	31.87	-53.8	7-D25	12-D25
27	90	45×75	31.34	-52.3	7-D25	12-D25
28	90	45×75	30.83	-50.7	7-D25	12-D25
29	90	45×75	30.35	-49.0	7-D25	12-D25
30	90	45×75	29.89	-47.3	7-D25	12-D25
31	90	45×75	29.46	-45.5	6-D25	12-D25
32	90	45×75	29.05	-43.7	6-D25	12-D25
33	90	45×75	28.66	-41.3	6-D25	12-D25
34	90	45×75	28.29	-39.3	6-D25	12-D25
35	90	45×75	27.95	-37.7	6-D25	12-D25
36	85	45×70	29.90	-32.1	6-D25	12-D25
37	85	45×70	29.57	-30.1	6-D25	12-D25
38	85	45×70	29.24	-28.1	6-D25	12-D25
39	85	45×70	28.90	-26.1	6-D25	12-D25
40	85	45×70	28.55	-24.1	6-D25	12-D25

表-5.9 60層建物の設定配筋（続き）

層	柱 (cm)	梁 (cm)	梁鉄筋量 (cm ²)	柱鉄筋量 (cm ²)	配筋	
					梁	柱
41	85	45×70	28.17	-18.3	6-D25	12-D25
42	85	45×70	27.74	-16.6	6-D25	12-D25
43	85	45×70	27.26	-15.0	6-D25	12-D25
44	85	45×70	26.70	-13.4	6-D25	12-D25
45	85	45×70	26.08	-11.8	6-D25	12-D25
46	85	45×70	25.37	-10.2	6-D25	12-D25
47	85	45×70	24.59	-8.7	4-D29	12-D25
48	85	45×70	23.71	-7.8	4-D29	12-D25
49	85	45×70	22.74	-5.9	4-D29	12-D25
50	85	45×70	21.65	-4.8	4-D29	12-D25
51	85	40×70	20.45	-3.5	4-D29	12-D25
52	85	40×70	19.11	-2.4	4-D29	12-D25
53	85	40×70	17.59	-1.6	4-D25	12-D25
54	85	40×70	15.87	-1.0	4-D25	12-D25
55	85	40×70	13.95	-0.5	4-D25	12-D25
56	85	40×70	11.82	-0.3	4-D22	12-D25
57	85	40×70	9.48	-0.3	4-D22	12-D25
58	85	40×70	6.95	-0.5	4-D22	12-D25
59	85	40×70	4.26	-0.9	4-D22	12-D25
60	85	40×70	1.44	-1.4	4-D22	12-D25

表-5.1	下層階の部材断面設定.....	171
表-5.2	15 層建物の設定断面.....	175
表-5.3	25 層建物の設定断面.....	175
表-5.4	40 層建物の設定断面.....	177
表-5.5	60 層建物の設定断面.....	178
表-5.6	15 層建物の設定配筋.....	182
表-5.7	25 層建物の設定配筋.....	182
表-5.8	40 層建物の設定配筋.....	183
表-5.9	60 層建物の設定配筋.....	184
図-5.1	逆三角形分布荷重に対する曲げ層間変形.....	173
図-5.2	等価せん断剛性分布.....	173
図-5.3	逆三角形分布荷重に対するせん断層間変形.....	173
図-5.4	必要せん断剛性分布.....	173
図-5.5	設定断面による曲げ・せん断剛性の略算値.....	174
図-5.6	逆三角形分布荷重に対する層間変形分布.....	174
図-5.7	設計用応答スペクトルによる層間変形応答推定値.....	174
図-5.8	25 層建物の弾性モード.....	181
図-5.9	必要せん断耐力分布.....	181
図-5.10	必要せん断耐力分布と設定耐力分布の比較.....	181

5.3 応答値の推定と検証

5.3.1 応答値の推定

断面の設定された建物については、4.4に示した手法に従って、層間変形、応答層せん断力、応答転倒モーメント、外柱の変動軸力が推定できる。ここでは、応答層間変形に注目し、第2章で用いた設計に良く用いられる地震動に対する応答値を検討する。

図-5.11～5.14、表-5.10に、それぞれの建物の弾性剛性による固有モード形と、この固有モードの各層の差より求めた層間変形モードを示す。この層間変形モードと、図-2.1に示した平滑化した応答スペクトルにより、それぞれの地震動に対する層間変形応答の推定値を求める。求めた層間変形の最大値を表-5.11に、分布形をを図-5.15に示す。応答層間変形の最大値は、おおむね3cm以下であり、現状の設計のクライテリアの制限値（層間変形角 $R=1/100 = 3\text{cm}$ ）を満足しているが、一部の地震動において満足していない。分布形は、15層建物では、1次固有周期がほとんどの地震動の加速度一定領域にあるため、地震動に関わらず同じ形状を示している。60層建物においては、高次モードの影響が地震動によって異なるため、形状が地震動によって違うものとなっている。また、4.5で60層建物に適用したときには、本推定法に比べ応答解析結果は下層部で増大傾向にあった。本例の推定値は下層部であまり大きくなく、設計のクライテリアを超過する恐れはないものと考えられる。

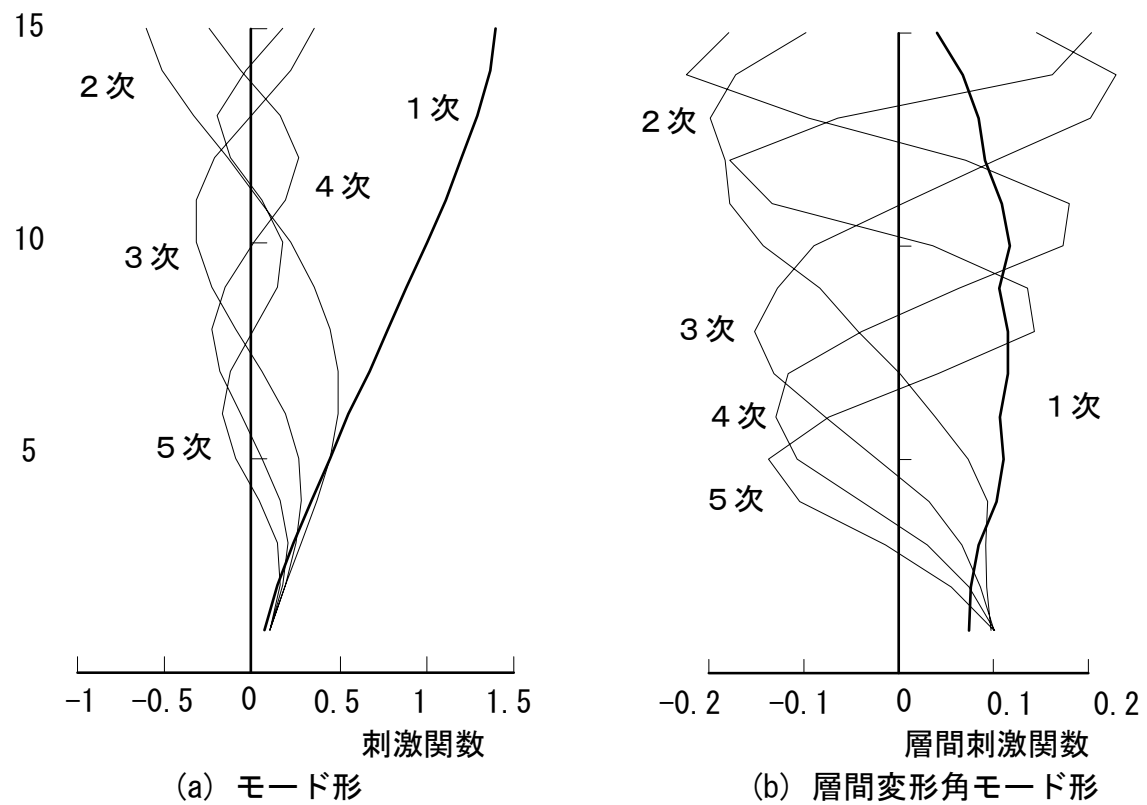


図-5.11 15層建物の弾性モード形

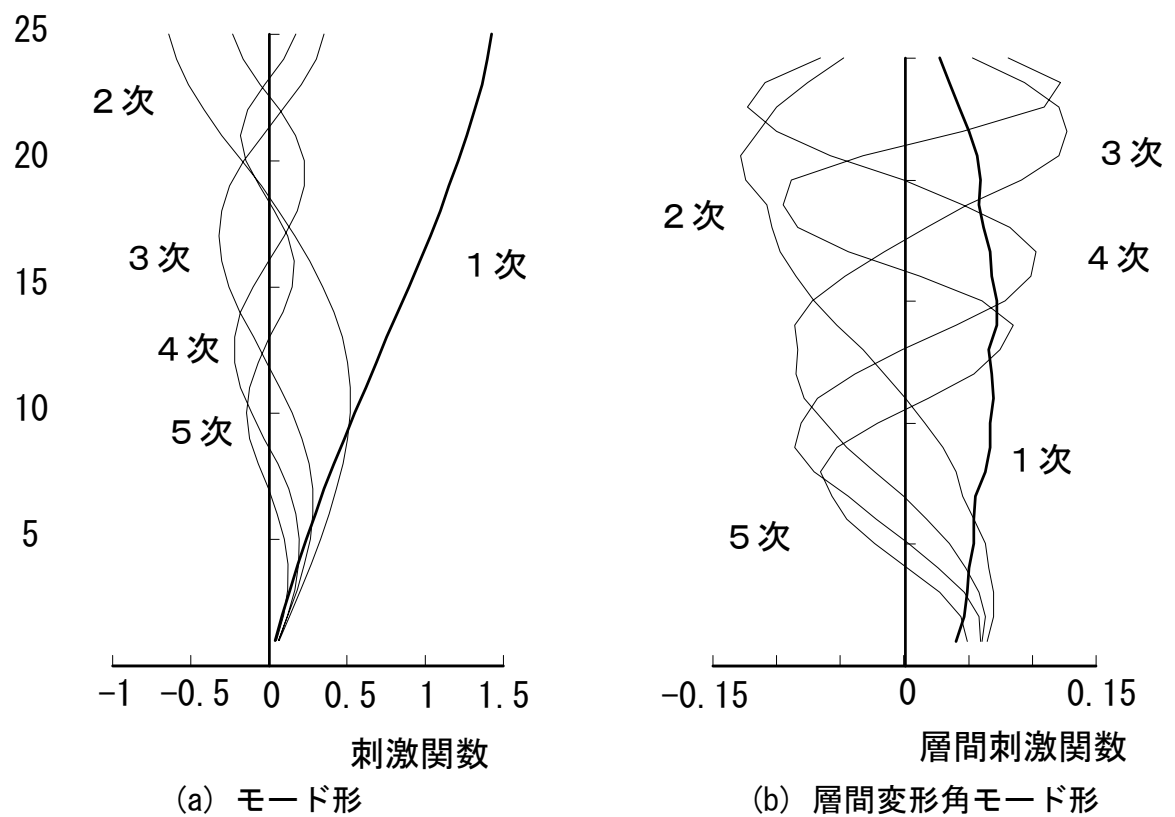


図-5.12 25層建物の弾性モード形

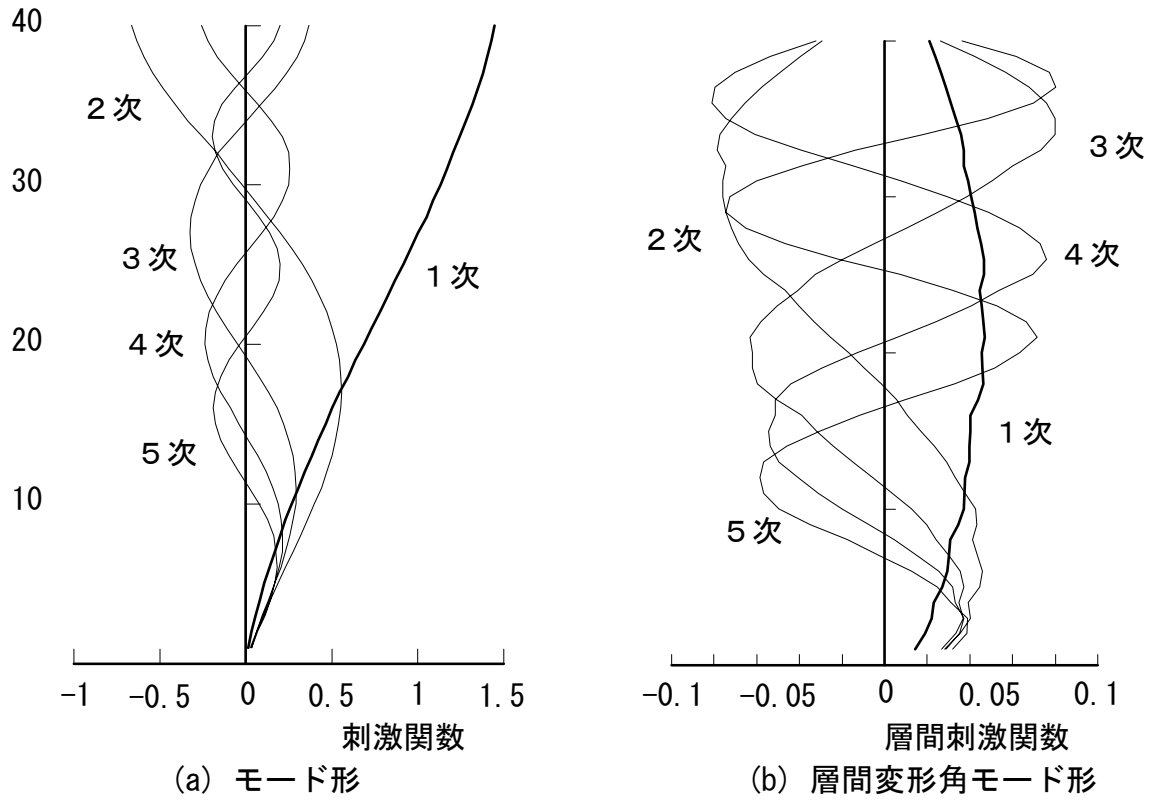


図-5.13 40層建物の弾性モード形

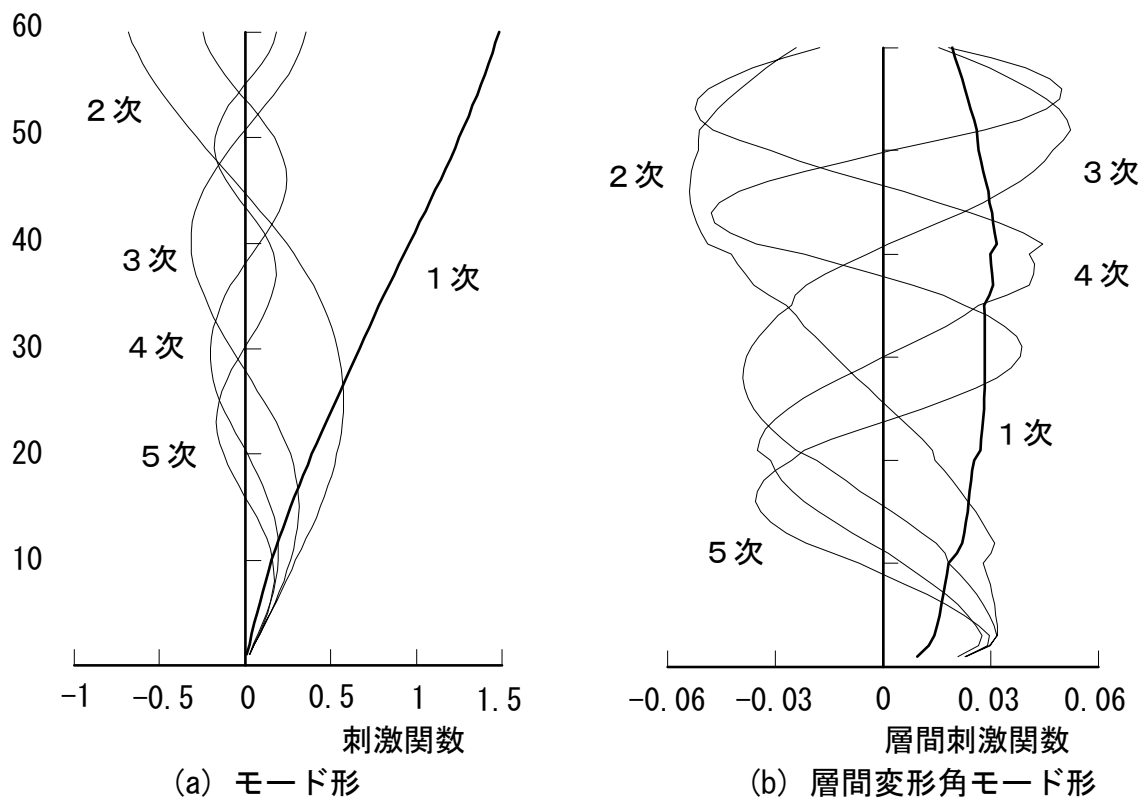


図-5.14 60層建物の弾性モード形

表-5.10 略算モデルによる固有周期(sec)

	1 次	2 次	3 次	4 次	5 次
1 5 層建物	0.79	0.30	0.18	0.13	0.10
2 5 層建物	1.37	0.49	0.29	0.21	0.16
4 0 層建物	2.48	0.84	0.48	0.34	0.27
6 0 層建物	3.95	1.24	0.67	0.48	0.37

表-5.11 最大応答層間変位の推定値

地震動名	最大応答層間変位 (cm)			
	1 5 層	2 5 層	4 0 層	6 0 層
El Centro NS	2.41	2.70	2.91	2.45
El Centro EW	1.96	2.09	2.66	2.65
Taft NS	2.20	2.40	2.95	2.95
Taft EW	2.08	2.27	2.80	2.31
Tokyo 101 NS	2.23	2.39	2.38	2.10
Sendai 501 NS	2.49	2.62	2.50	2.18
Sendai 501 EW	2.79	3.00	2.68	2.46
Osaka 205 EW	1.98	2.12	2.68	2.65
Hachinohe NS	2.12	2.27	2.89	2.36
Hachinohe EW	2.12	2.63	3.32	2.70
Tho30-1FL NS	2.46	3.19	2.74	2.65
Tho30-1FL EW	2.27	2.47	3.05	2.45

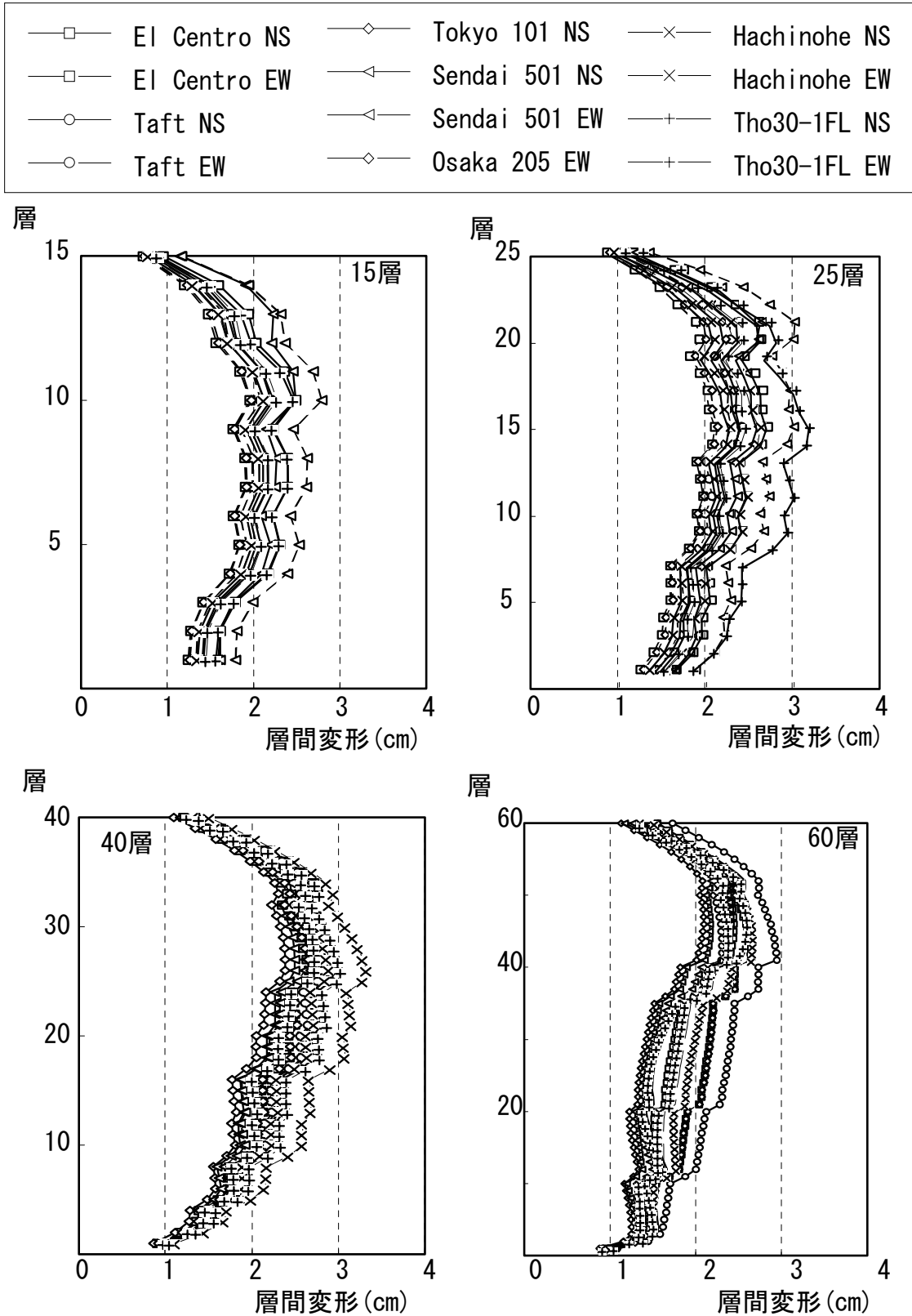


図-5.15 各建物の各地震動に対する層間変形予想値

5.3.2 フレーム解析との比較

設定した建物について、ここでは検証の意味でフレーム解析と比較を行う。

まず、弾性剛性の比較の意味で図-5.16～5.19、表-5.12に固有モード、固有周期の比較を示す。各建物とも全体固有モードでは相違が無く、層間変形モードにおいては略算値でのぎざぎざがフレームモデルにおいてはスムーズになっている程度の差しかみられない。また、固有周期も1次モードでは15層建物では数パーセントの差があるが、そのほかの建物ではほとんど一致し、5次モードでも数パーセントの相違しかない。これより、本略算法による固有モード形は十分の精度を有しているといえる。

次に、層間変位応答の推定値が大きかった4種の地震動、El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS, Tho30-1FL NS、の最大速度振幅を50cm/secに基準化した地震動入力に対するフレーム応答解析を行い、推定値の検証を行う。解析モデルは、フレームモデルとし、1構面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。部材の降伏耐力は、表-5.1中に示した略算式によるものとする。柱の外柱の降伏モーメントの軸力は、単純化のため中柱と同じとする。復元力特性は、武田モデルを用い、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。

図-5.20に解析結果を示す。15層建物では、この建物の周期域で非常に大きな応答スペクトル値となるTho30-1FL NS の応答結果が大きくなっており、推定値と大きく異なっている。これは、推定に用いた平滑化した応答スペクトルをこの領域でかなり小さく設定している（図-2.1）ことに起因する。40層建物の上層部においても、この建物の2次周期の周期域で、Tho30-1FL NS が大きな応答スペクトル値となるため、応答結果が大きくなっている。それ以外では、精算による応答値は推定値以下となっており、また層間変形の分布形もかなり似た形状となっている。これにより、本設定法により設定した断面の建物は、設計で意図する耐

震性能（ここでは層間変形の制限値）を満足させることができるといえる。

同図中には第3章で用いた、最近の知見により表層地盤の影響を加味して提案された設計スペクトルのうち、第2種地盤の例として示された応答スペクトルを目標スペクトルとして作成した模擬地震動波形（第2種地盤波）に対する応答値も示した。15層建物と、40層建物の上層部で、Tho30-1FL NS 入力時と同様に応答値が大きくなっている。また、60層建物では中間層において層間変形が3cmを超えている。これらはこの応答スペクトルが、0.8秒付近でかなり大きなピークを持ち、耐力設定をした設計用応答スペクトルの値を大きく上回っているためである。15層建物では1次周期、40層建物では2次周期、60層建物では3次周期がこの周期に当たり、これらの影響が強くてたためと考えられる。これらのことより、地盤条件等により特定の周波数領域の応答スペクトルが大きくなると想定されるサイトでは、設計用応答スペクトルにその効果を考慮して耐力分布を設定しないと、応答値が推定値を上回る可能性があるといえる。

表-5.12 固有周期の比較

		1次	2次	3次	4次	5次
15層建物	フレーム解析	0.81	0.30	0.18	0.12	0.09
	略算	0.79	0.30	0.18	0.13	0.10
	比	1.03	1.02	0.99	0.94	0.88
25層建物	フレーム解析	1.37	0.49	0.29	0.20	0.15
	略算	1.37	0.49	0.29	0.21	0.16
	比	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95
40層建物	フレーム解析	2.51	0.84	0.48	0.34	0.26
	略算	2.48	0.84	0.48	0.34	0.27
	比	1.01	1.01	0.99	0.98	0.97
60層建物	フレーム解析	3.96	1.23	0.66	0.46	0.35
	略算	3.95	1.24	0.67	0.48	0.37
	比	1.00	0.99	0.99	0.97	0.96

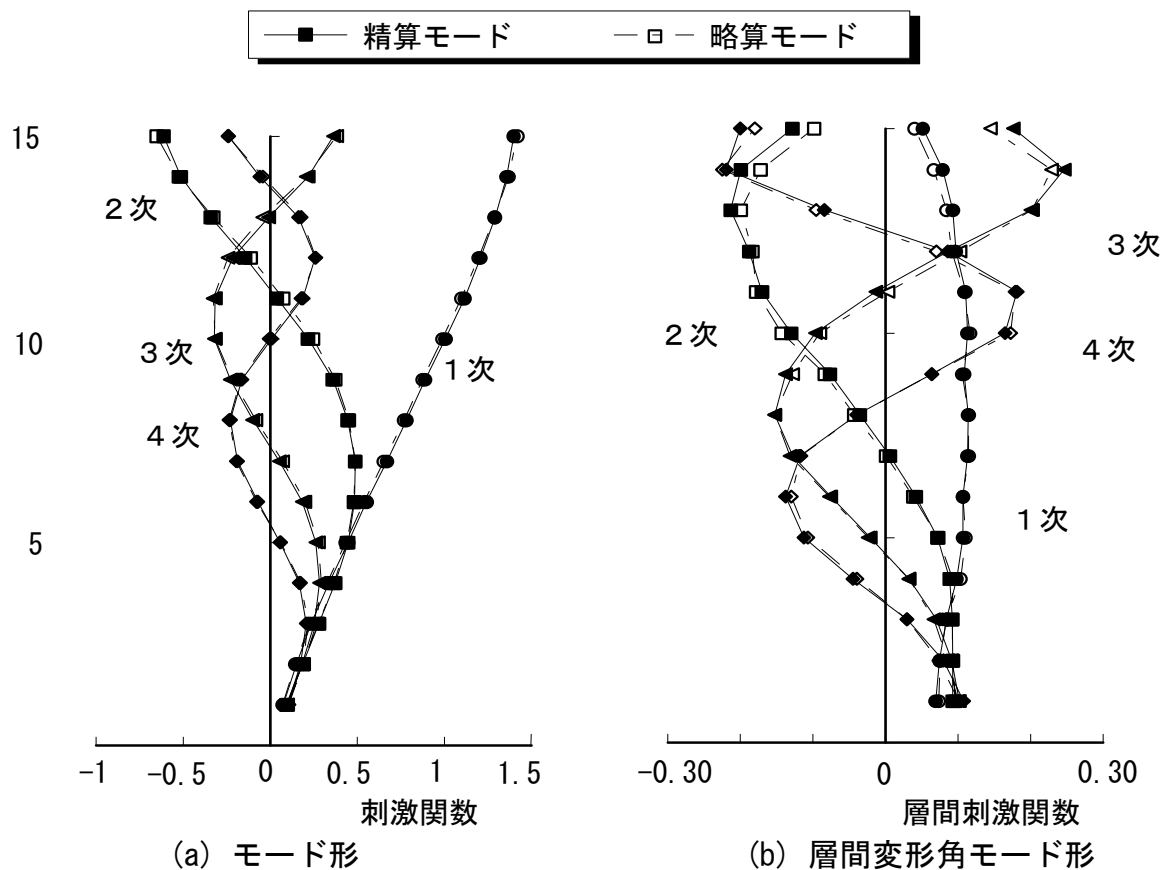


図-5.16 15層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較

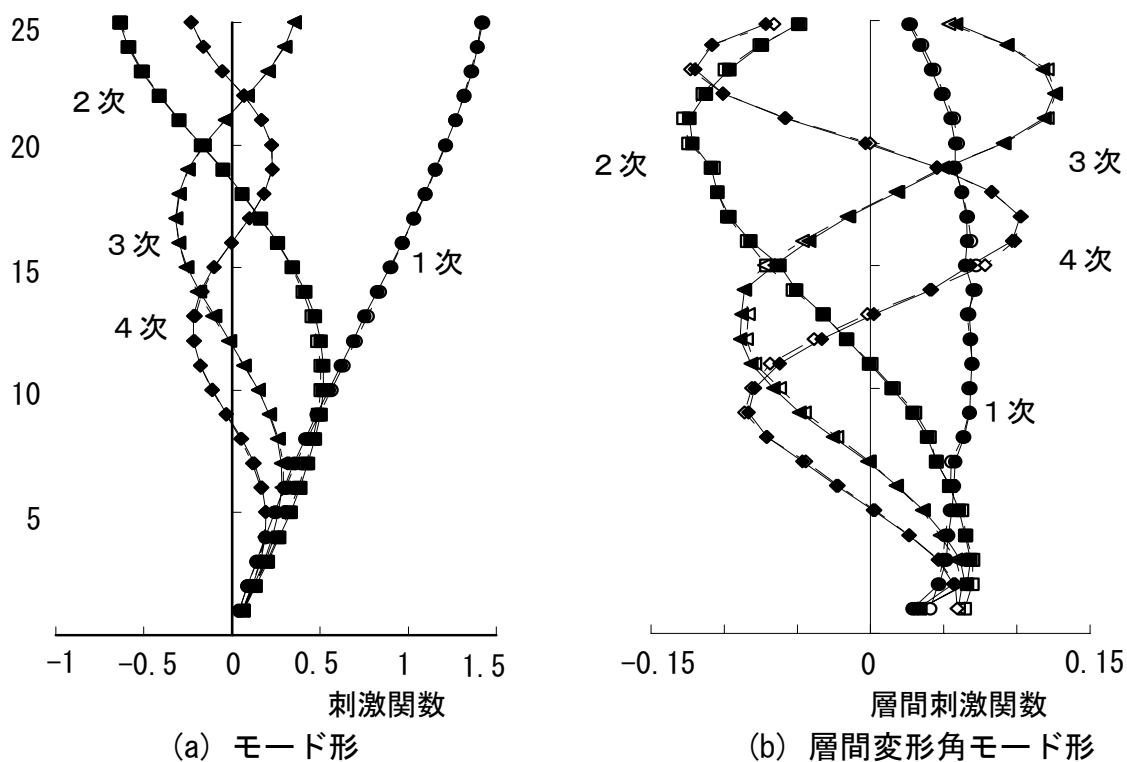


図-5.17 25層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較

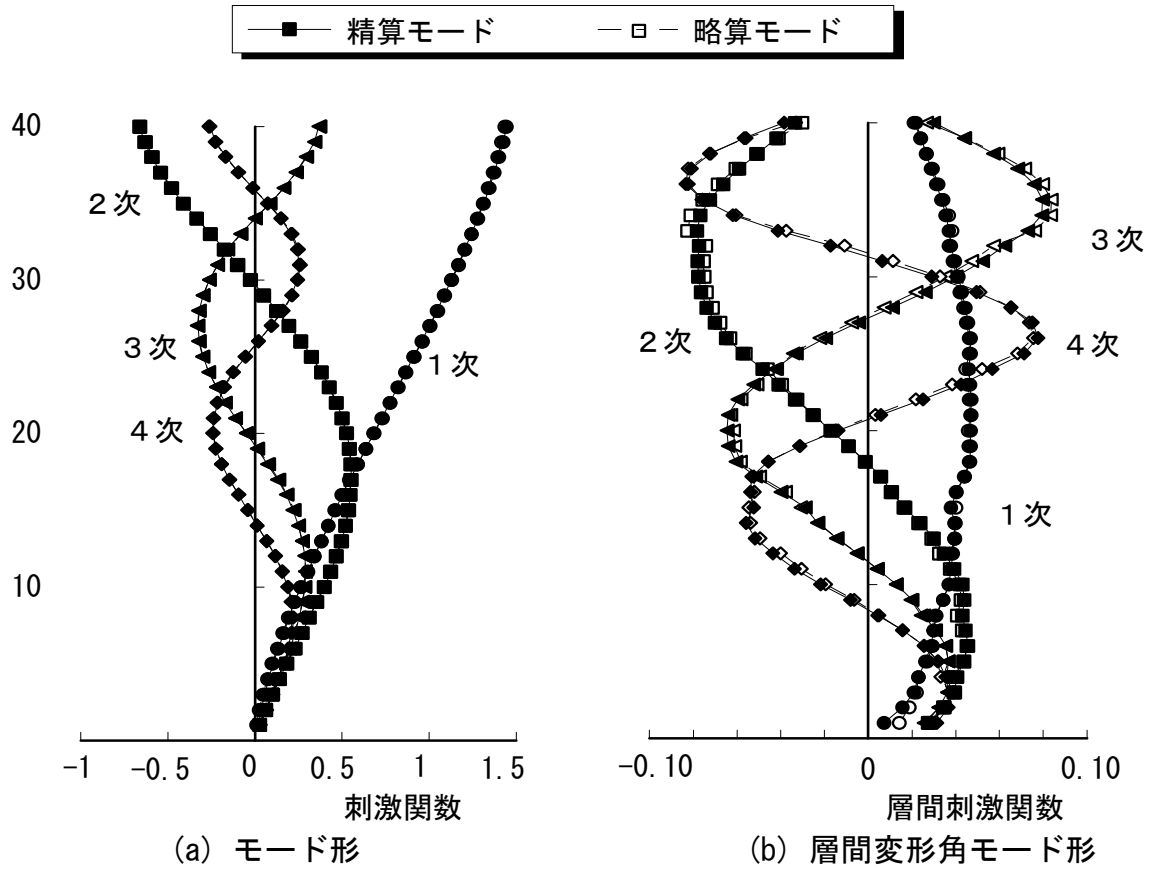


図-5.18 40層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較

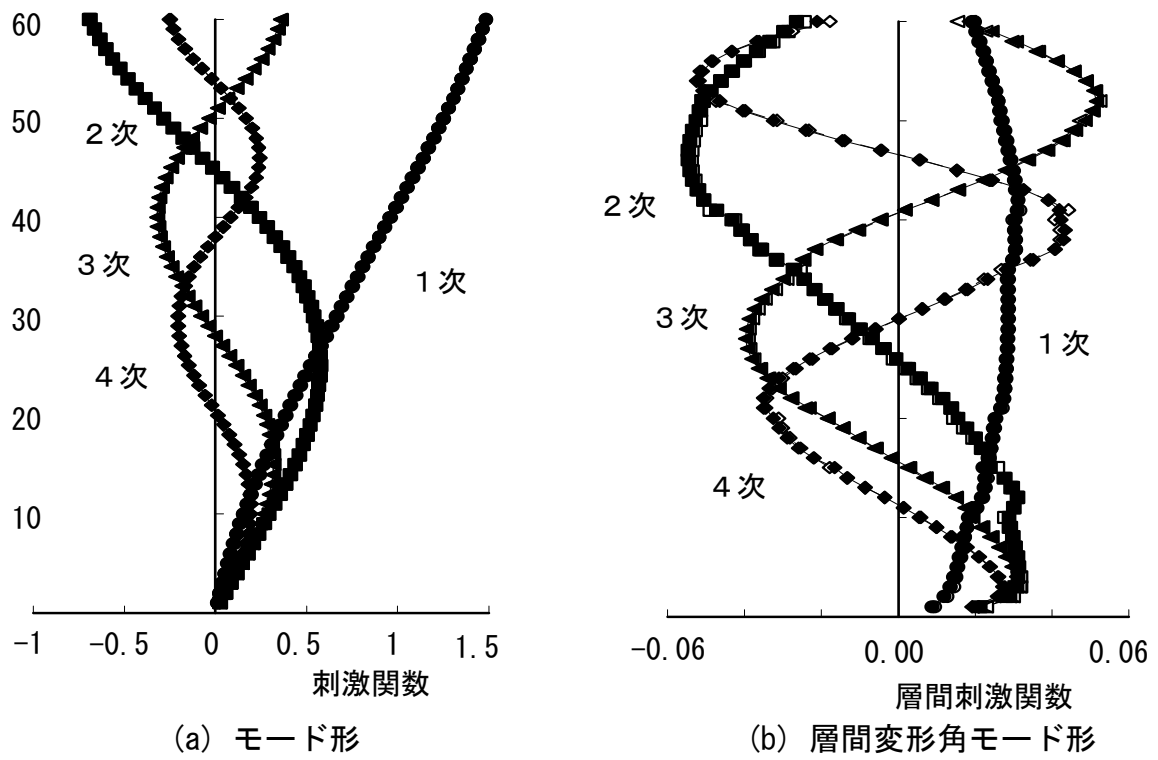


図-5.19 60層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較

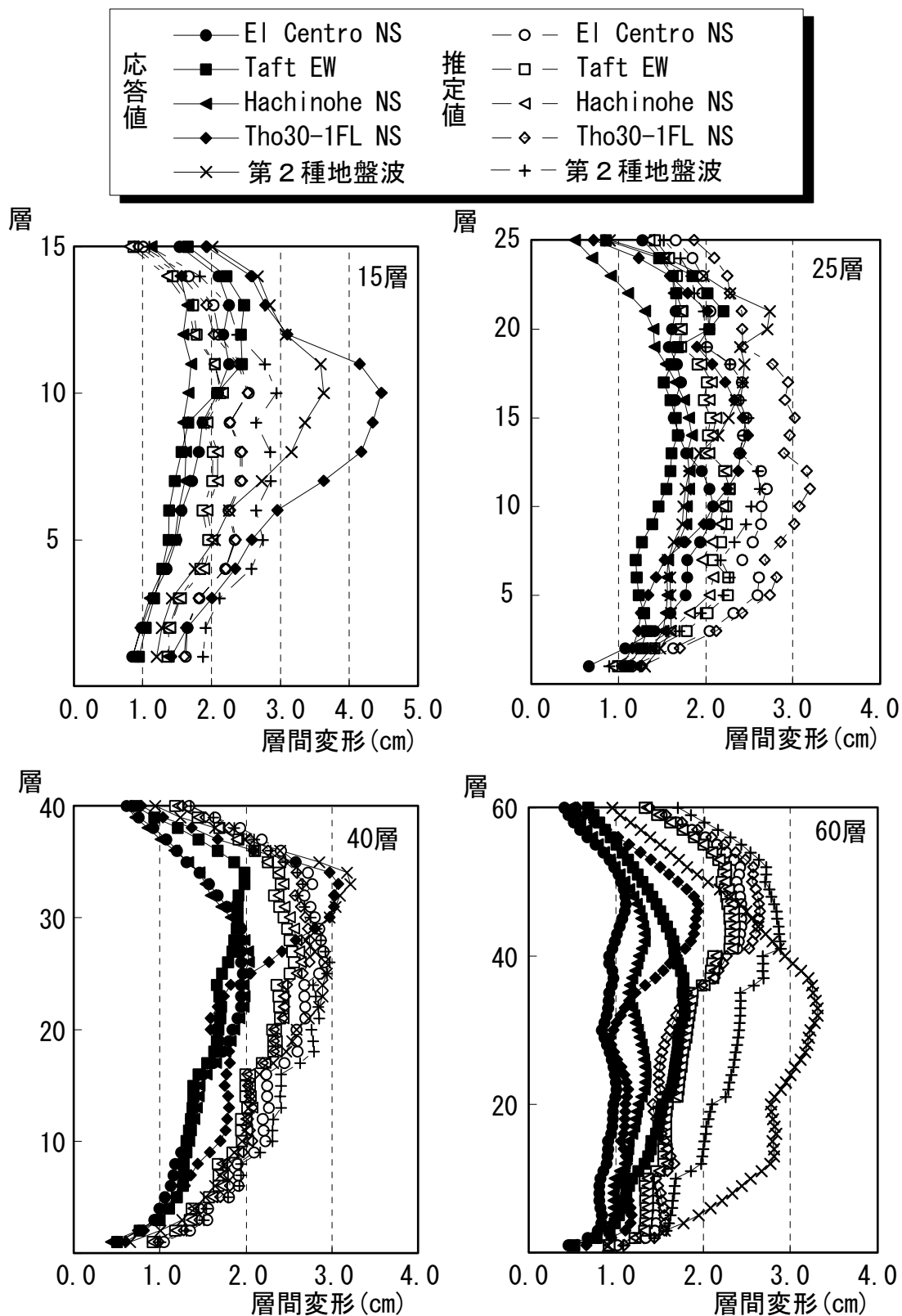


図-5.20 各建物の各地震動に対する層間変形予想値とフレーム解析結果の比較

5.4 まとめ

本章では代表的な建物を設定し、第4章までに示した手法を用いて、断面設定を行った。次に、設定した断面を持つ建物が現在多く使われている設計用地震動⁵⁾により応答変位がどの程度になるのかを示した。最後に、フレーム系の地震応答解析を行い、現在一般的である耐震設計のクライテリアを満足することを示した。

本章で得られた結論を以下に示す。

- 1) 本論に示した手法により断面設定を行った建物に、設計で良く用いられる地震動（最大速度振幅50cm/secに規準化）を入力した時の最大応答層間変形の推定値は一般的な設計のクライテリアである層間変形角 $R=1/100$ をおおむね満足する。
- 2) 略設計した建物のフレーム系の地震応答解析結果は、現在一般的である耐震設計のクライテリアを満足し、本論で示した手法の有効性が示せた。

表-5.10 略算モデルによる固有周期(sec)	188
表-5.11 最大応答層間変位の推定値	188
表-5.12 固有周期の比較	191
図-5.11 15 層建物の弾性モード形	186
図-5.12 25 層建物の弾性モード形	186
図-5.13 40 層建物の弾性モード形	187
図-5.14 60 層建物の弾性モード形	187
図-5.15 各建物の各地震動に対する層間変形予想値	189
図-5.16 15 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	192
図-5.17 25 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	192
図-5.18 40 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	193
図-5.19 60 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	193
図-5.20 各建物の各地震動に対する層間変形予想値とフレーム解析結果の比較	194

第 6 章 結論

6. 結論

本論は、高層鉄筋コンクリート建築物の構造設計において、構造計画時にある程度の地震時の応答を推定して断面設定を行い、合理化された構造計画を行うことを目標としたものである。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の評価という耐震設計の3つの要点のうち、特に構造物の動的挙動の把握に主眼を置き、簡単な手法で企画設計時に地震応答の概略の応答の傾向をつかみ、合理的な断面設定を行うことを目的としたものである。

まず、梁降伏の全体降伏系となるよう設計された建物を等価1質点系に置き換え、超高層建物の設計に一般的に用いられている設計用入力地震動を用いて、各種バイリニアの復元力特性を持つ1質点系の弾塑性応答解析をパラメトリックに行い、弾塑性変位応答の検討を行なった。次にこの結果を、多質点系で表せられる高層鉄筋コンクリート構造建物に適用するため、変形集中が生じることなく、設計で想定した部材の損傷の程度に応答が納まるための耐力分布を検討した。最後に、与えられた設計用応答スペクトルを用いて、断面設定の手法と、応答値の推定手法について具体的に検討を行い、モデル建物に対し、応答量の推定値を求め、地震応答解析により検証した。

本論で得られた主な結論を以下に記す。

- 1) 1質点系の弾塑性変位応答は、強度、初期周期および地震動の特性によって定められる以下の無次元パラメータ TR 、 SR により地震動の種類によらず無次元量 DR として求められる。

TR = 初期周期 T_0 / 地震動の特性周期 T_c (応答スペクトルにおける
加速度一定領域と速度一定領域の境界の周期)

SR = 降伏強度 / 2%減衰弾性応答せん断力

DR = 最大応答変位 / 初期周期 T_0 における2%減衰の変位応答スペクトル

- 2) 鉄筋コンクリート構造を1質点系にモデル化したとき、弾塑性変位応答値は、 $TR+SR \geq 1.0$ を満足するときは、平滑化した弾性変位応答スペクトル値として良い。また、 $TR+SR \leq 1.0$ の場合には、弾性応答値の $1/(TR+SR)^{2.5}$ 倍程度の値と

なる。

- 3) 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とした方がよい。
- 4) 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。
- 5) 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。
- 6) 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、応答層間変形は弾性応答層間変形を超えない。
- 7) 頂部でむち振り現象を起こさないような剛性分布として、等価せん断剛性が頂部で基部の0.10～0.15以上あるような放物線分布～直線分布とすればよく、下層部でのベースシア一、軸力制限とこの剛性分布により、部材の断面の1次設定をすることができる。
- 8) 本論に示した手法により略試設計を行った建物に、設計で良く用いられる地震動（最大速度振幅50cm/secに規準化）を入力した時の最大応答層間変形の推定値は一般的な設計のクライテリアである層間変形角 $R=1/100$ をおおむね満足し、フレーム系の地震応答解析による検証では、現在一般的である耐震

設計のクライテリアを満足した。

以上により、本論で示した手法の有効性が示せた。

APPENDIX

APPENDIX A 等価線形化法について	203
A.1 まえがき	203
A.2 等価線形化法	203
A.3 弾塑性応答	204
A.4 まとめ	205
APPENDIX B 非ヒンジ部材の耐力割増係数	207
B.1 概要	207
B.2 地震入力の方向性	208
B.3 動的効果	209
B.4 60 層建物の例	211
APPENDIX C 質点系モデルによる応答解析	217
C.1 解析の概要と解析モデル	217
C.2 最大応答層間変位の比較	223
APPENDIX D 曲げせん断モデルと固有モード	231

Appendix A 等価線形化法について

A.1 まえがき

これまで非線形変位応答の一般的な推定法として等価線形化法が知られている。柴田他^{*1}は、弾塑性応答の最大値を応答スペクトルを利用した等価線形解析により推定する手法を示している。また、Moehle^{*2}はこの等価線形化法に基付いた手法がいろいろなタイプの構造物の地震時の変位応答を良く推定できる事を示している。ここでは、等価線形化法による推定の結果を、2章で示した結果と対応させて検討する。

A.2 等価線形化法

等価線形化法の主な特徴は、

- i) 有効周期の伸びによる変形の増大、
- ii) 等価粘性減衰の増大による変形の減少、である。

有効周期は、予想される最大変位を降伏変位で除した値（塑性率、 μ ）の関数として与えられる。今、荷重—変形関係を図—A.1に示したような弾塑性型に理想化すると、有効周期 T_{eq} は、初期周期 T_0 と塑性率の関数として次式で与えられる。

$$T_{eq} = T_0 \sqrt{\mu} \quad \text{----- (A.1)}$$

一方、等価粘性減衰、 h_{eq} は柴田^{*1}の提案より、

$$h_{eq} = 0.2(1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.02 \quad \text{----- (A.2)}$$

また、このときの変位応答スペクトルと、2%減衰のものとの関係も同様に柴田^{*1}による加速度応答スペクトルに対する提案を準用して次式で与える。

$$\frac{[S_d]_{eq}}{[S_d]_{2\%}} = \frac{8}{6 + 100 \cdot h_{eq}} \quad \text{----- (A.3)}$$

(A.2),(A.3)式より、

$$\frac{[S_d]_{eq}}{[S_d]_{2\%}} = \frac{0.4\sqrt{\mu}}{1.4\sqrt{\mu} - 1} \quad \text{----- (A.4)}$$

^{*1} Sibata, A. et al, "Substitute structure method for seismic design in R/C," ASCE, ST, Vol.102, No.1

*2 Moehle, J.P., "Strong motion drift estimates for R/C structures," ASCE, ST, Vol.110, No.9

A.3 弾塑性応答

2%減衰の速度応答スペクトルを、地震波の特性周期、 T_c で変化する2本の直線で表せば、変位応答スペクトルは図-A.2に示すように、 T_c までは周期の2次式で、 T_c 以降は1次式で表せる。従ってここでは、弾塑性変位応答を構造物の周期 T_0 が T_c より大きいかどうかで分けて考える。

1) $T_0 > T_c$

変位応答スペクトルは図-A.3(a)に示したように直線で表せるので、周期の伸びによる変位、 δ_1 は、弾性応答変位、 δ_0 より(A.1)式を参考にして次式で求まる。

$$\delta_1 = \delta_0(T_{ef} / T_0) = \delta_0 \cdot \sqrt{\mu} \quad \text{----- (A.5)}$$

ところが、変形は等価粘性減衰の増加によって減少するので、変位応答は、(A.4)、(A.5)式の積によって求まる。よって、

$$\delta_2 = \delta_1 \cdot \frac{0.4\sqrt{\mu}}{1.4\sqrt{\mu}-1} = \delta_0 \cdot \frac{0.4 \cdot \mu}{1.4\sqrt{\mu}-1} \quad \text{----- (A.6)}$$

(A.6)式で与えられる δ_2 は仮定した塑性率、 μ に対して与えられるものであり、これは、図-A.1中の $\delta_2 = \delta_y \cdot \mu$ と等しくなければならない。

一方、図-A.1を参照すると、降伏変形と強度比、 SR （降伏強度／2%減衰弾性応答せん断力）の関係は、

$$\delta_y = \delta_0 \cdot SR \quad \text{----- (A.7)}$$

(A.6)、(A.7)式より、

$$\mu = (0.4 / SR + 1)^2 / 2 \quad \text{----- (A.8)}$$

従って、変位応答比、 DR （最大応答変位／変位応答スペクトル値）は、次式で与えられる。

$$DR = \frac{D_2}{D_0} = \frac{\mu D_y}{D_0} = \frac{(SR + 0.4)^2}{2 \cdot SR} \quad \text{----- (A.9)}$$

2) $T_0 < T_c$

この領域ではさらに、有効周期が T_c 以下にとどまるか否かで分けて考える。

i) $T_{ef} < T_c$

この場合、変位応答スペクトルは、図-A.3(b)に示したように、周期の2次式で

あるので、(A.5)式の代りに(A.10)式を用いる事により、1)と同様に求められる。

$$\delta_1 = \delta_0 (T_{ef} / T_0)^2 = \delta_0 \cdot \mu \quad \text{----- (A.10)}$$

従って、 DR は、

$$DR = \frac{SR}{(1.4 - 0.4 / SR)^2} \quad \text{----- (A.11)}$$

ii) $T_{ef} > T_c$

ここでは、以下の検討を容易にするために、 T_c 以下の領域に図-A.3(c) に一点鎖線で示したような仮想の直線で与えられる応答スペクトルを考える。弾性応答スペクトル、 δ_0 と、この仮想応答スペクトル、 δ_3 の関係は、周期比、 TR (T_0/T_c)の関数として次式で与えられる。

$$\frac{\delta_3}{\delta_0} = \frac{1}{TR} \quad \text{----- (A.12)}$$

δ_2 と δ_3 の関係は、(9) 式の δ_0 を δ_3 と置き替えることにより与えられるので、

$$DR = \frac{\delta_2}{\delta_0} = \frac{\delta_3}{\delta_0} \cdot \frac{\delta_2}{\delta_3} = \frac{(SR + 0.4)^2}{2SR} \frac{1}{TR} \quad \text{----- (A.13)}$$

(A.11)式と(A.13)式のうち小なる方が $T_0 < T_c$ の時の応答変位比である。

3) 応答変位比

図-A.4に(A.9)、(A.11)、(A.13) 式によって求めた等価線形化法による強度比と応答変位比の関係を示した。図中には、第2章で示したRC構造物に対する数値計算の結果を示している。等価線形化法による応答変位比は、 $T_0 > T_c$ の領域では数値計算の結果と良く対応しほぼ1.0 であるが、低強度比、低周期比の場合 ($TR+SR < 1.0$)にはかなり低目の推定となっている。

A.4 まとめ

以上により、等価線形化法による非線形変位応答の推定法は、速度応答スペクトルの速度一定領域においては有効であることが改めて示された。ただし、この領域においては、非線形変位応答は弾性応答とさほど変わらないので弾性応答をそのまま使う事により、等価線形化法と同等の結果を得られるものと思われる。

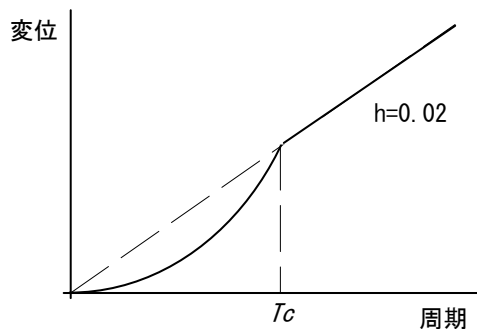
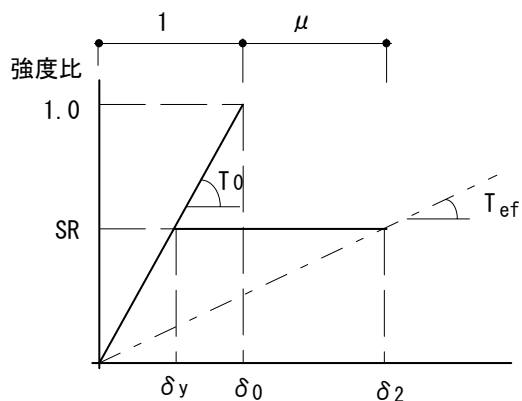


図-A.1 理想化した弾性・弾塑性応答と 図-A.2 理想化した変位応答スペクトル
有効周期

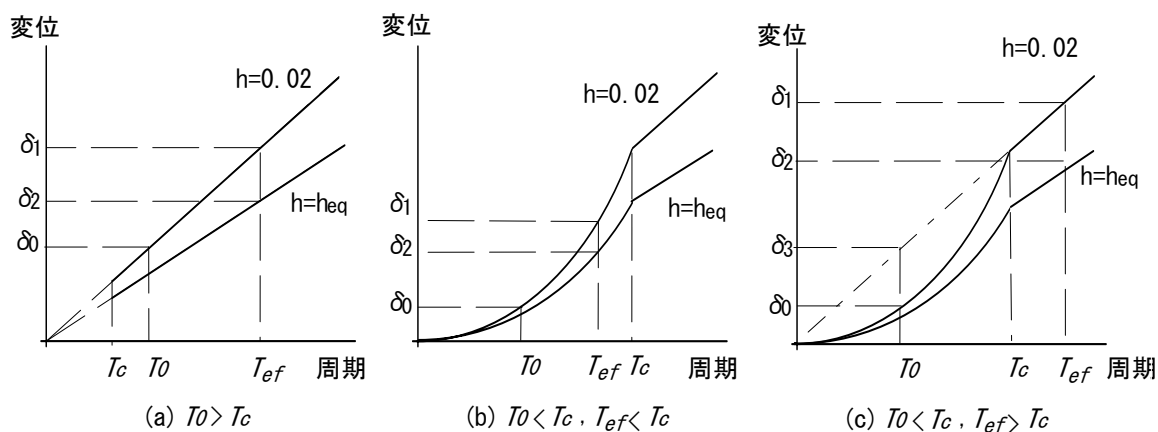


図-A.3 等価線形化法による非線形変位応答

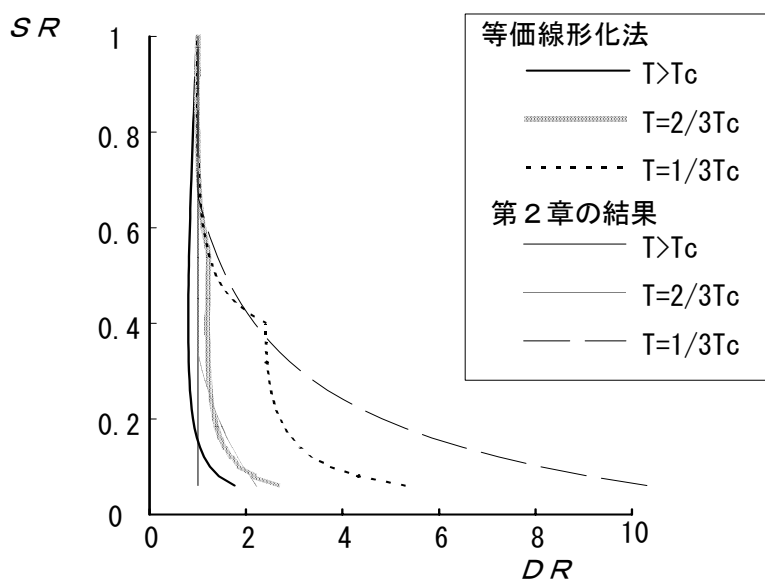


図-A.4 等価線形化法による強度比SRと応答変位比DRの関係

図-A.1	理想化した弾性・弾塑性応答と有効周期.....	206
図-A.2	理想化した変位応答スペクトル.....	206
図-A.3	等価線形化法による非線形変位応答.....	206
図-A.4	等価線形化法による強度比 SR と応答変位比 DR の関係.....	206

Appendix B 非ヒンジ部材の耐力割増係数

B.1 概要

非ヒンジ部材（本論では柱に限定する）の部材耐力は、建物の全体としての耐力設定後、想定した降伏形以外の形状とならないような強度設計をする必要がある。このためには、降伏ヒンジ形成部以外の部外は不確定要因を考慮して、応力を適切に割り増して設計する必要がある。Pressの指針*1においては、主要な応力割り増しの要因を以下のように定めている。

- 1)材料強度の上昇に対する割り増し
- 2)建物に対する地震入力の方方向性に基づく割り増し
- 3)動的効果による割り増し

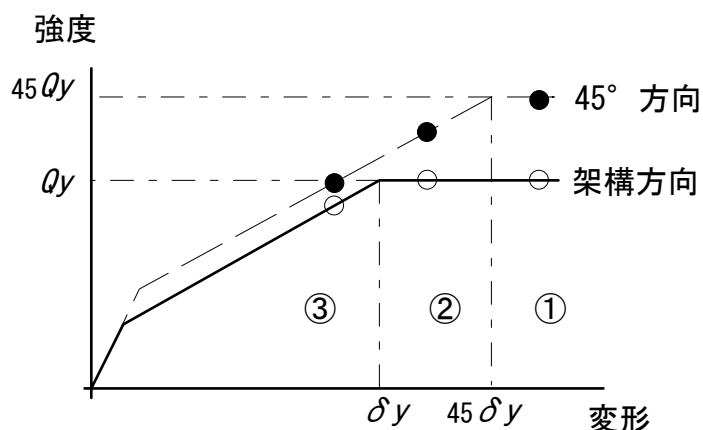
これ以外にも、歪み速度による部材の強度差、設計式の精度、施工精度等に起因するものが考えられるが、ここでは考慮しない。

このうち、材料強度によるものについては、梁の強度上昇として考えるべきものであり、鉄筋の降伏強度の規定値との相違の他に、鉄筋の歪み硬化や、スラブ有効幅の上昇等の効果も考えられる。梁部材の曲げ耐力を上限強度とすることによりこの係数は1.0とすることができる。従って、ここでは2)3)についての検討を行う。特に3)については、60層建物を例にして具体的な数値の検討を試みるものとする。

*1 プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究報告書、建設省建築研究所、建築業協会、プレファブ建築協会、日本建築センター、1993年

B.2 地震入力方向性

これについては、Pressにおいて応答レベルに応じて 45° 方向入力時の割増係数を定めている。純ラーメン形式の建物の架構方向と 45° 方向の強度と変形の関係は図-B.1に示したようになる。純ラーメン形式の高層建物においては、 45° 方向でも周期はわからないので、応答変位一定則がなりたつ。この時、図中の①、②、③のそれぞれの領域で架構方向の応答値が白丸であるとする、 45° 方向での応答値は黒丸となる。①の領域の建物は、 45° 方向入力に関しても降伏するため、梁が両方向降伏した時の柱のモーメントは、 $\sqrt{2}$ 倍となり、柱軸力は2倍となる。②の領域の場合は、 45° 方向時には降伏しないことになるので、柱モーメントは架構方向の応力状態によって1.0~1.4倍程度となり、柱軸力は1.4~2.0倍となる。③の領域の時には、柱モーメントの割り増しは1倍で良いが、柱軸力は1.4倍となる。Pressでは、高層建物は応答レベルは③の領域にあるので柱モーメントの割増係数は1.0でよいとしている。しかし、短スパン梁のあるような建物では、本論で示した推定法により応答のレベルを求め、それにより割増係数を定めればよい。

図-B.1 45° 方向の応答

B.3 動的効果

動的効果に対する応力割増係数は、どの応力に対して定めるかで値が変わってくる。想定する柱の応力状態としては、以下の3種に分類できる。

- 1) 梁の降伏モーメントを上下層の柱に分配
 - a) 上下1/2づつに分配
 - b) 弾性応力比で分配
 - c) a)とb)の組み合わせ
- 2) 設定した外力分布での増分解析により、想定する変形時での応力
- 3) 想定した設計外力に対する柱の弾性モーメント

設計の簡便性から言えば、梁降伏モーメントより定められたほうがよいと考えられるが、値が高次モードの影響で大きく変動する可能性がある。Pressでは設計保証変形時の柱応力に対して、応答解析結果を参考に、中柱、外柱に対し節点の柱頭柱脚のモーメントの内、大きな方の値に対して1.0～1.2の値を与えている。この場合には、静的増分解析が終わらないと割増係数の設定ができないので、断面の設定には用いることが難しい。3)は、基本的には1)のb)に近いが、梁耐力が過大な時に梁にヒンジができることを保証するのではなく、柱にヒンジができないことを保証することが主目的である。すなわち、想定する地震動に対し、梁の降伏の如何にかかわらず、柱にヒンジができないようにしようとするものである。

高層建物においては、高次モードの影響が大きく、モーメント変動がより大きくなる可能性がある。3)の立場に立てば、この効果は、弾性剛性と設計用応答スペクトルを用いたSRSSにより求めることが可能となる。しかし、SRSSで求めた柱モーメントは、梁降伏モーメントとは関係がないので、梁の降伏により節点モーメントが制約される場合への適用については注意が必要である。

固有モードと柱モーメントの関係のイメージ図を1次と2次モードについて図-B.2に示す。1次モードの柱モーメントはせん断力に応じて下層ほど大きくなる。最下層においては、梁の剛性に比べ脚部の固定度が高いため片持ち梁に近い形状となり脚部のモーメントが増し柱の反曲点が上方に移動する。中間層では、剛性

が変化する層の近辺を除けば、反曲点は層中央にある。2次モードの柱モーメントもせん断力に応じた値となり、反曲点の移動が無ければ、図に示したようになる。これらのモーメントのSRSSから求まるモーメントは、せん断力が各次せん断力のSRSSで求まっておれば、そのせん断力から求めた柱モーメントと同じとなる。従って、高次モードモーメントの反曲点が移動しなければ、設計用せん断力に高次モードの影響を加味することで動的効果を考慮できる。反曲点が移動する場合には、モーメントのSRSSにより高次モードの影響を考慮することになる。

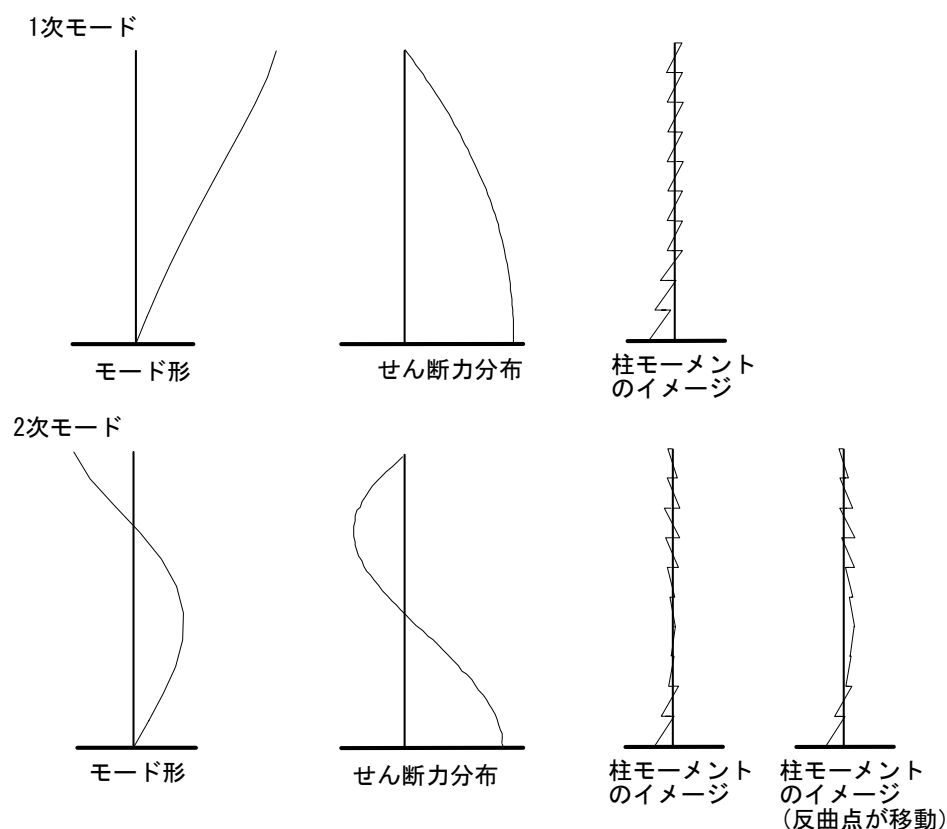


図-B.2 モード形による柱モーメント分布のイメージ図

B.4 60層建物の例

図-B.3に、60層建物の1～5次モード外力時の外柱（フレーム外端）と内柱（フレーム中央）のモーメントの分布を示した。ここで、設計用応答スペクトルは、周期1秒で加速度一定領域と速度一定領域に別れる形状のものとした。各モーメント分布はせん断力分布に対応しており、反曲点の移動はモードによる顕著な差は見られない。

図-B.4にSRSSにより求めた設計用外力分布での柱モーメントと、図-B.3に示した各次のモーメントからSRSSによって求めたモーメントの比較を示した。両者はよく一致している。この両者の比をとって割増係数として示したのが図-B.5(a)である。外柱の上層の柱脚で大きな値となっているが、これはモーメントの絶対値が小さいので無視するものとする、内柱では1.0、外柱では1.2程度の割増係数を考えればよさそうである。同図(b)は、Pressにならい、節点での最大モーメントに対する割増係数で示したものである。この場合には、内柱で1.0以下、外柱で1.2以下であり、Pressで割増係数を1.0～1.2としていることに対応している。

図-B.6(a)にSRSSにより求めた設計用外力分布での梁モーメントを柱に1/2に振り分けた時のモーメントに対するSRSSによって求めたモーメントの比による割増係数を示した。外柱の上層の柱脚と断面の変化する層の近辺を除けば、ほとんど1.0であり、割り増し係数としては、内柱で1.2、外柱で1.5倍程度としておけばよさそうである。つまり、設計用せん断力分布に高次モードの影響が考慮されている時には、梁モーメントの1/2振分けモーメントに対し、最下層を除き1.5倍程度の割り増しをみておけばよさそうである。

同図-B.6(b)には、SRSSにより求めた設計用外力分布と同じベースシアーとなる1次モード外力を外力分布とした柱モーメントと各次のモーメントのSRSSによって求めたモーメントの比による割増係数を示した。上層部1/3で外柱の割増率が極端に増加している。実際には、梁が降伏するためこれほど大きな値にはならないとしても、設計用せん断力分布に高次モードの影響を考慮した時とはまったく異なった様相となっている。この場合には、詳細な割増係数の検討が必要となる。

実際の応答時には、部材は弾塑性挙動を示し、剛性が変化する。梁降伏型に設計された建物においては、剛性低下は梁で大きく、相対的に柱の剛性が大きくなる。図-B.7は、梁の剛性を低下させたときに、柱のモーメント割り増し係数がどのように変化するかを示したものである。割り増し係数は、梁の剛性を低下させて求めたモード形を用いて、各次モードの柱モーメントを求め、そのSRSSモーメントを、弾性時のSRSSせん断力によるモーメントで除して求めた。この時、梁の剛性が低下すると周期が延び、SRSSせん断力が小さくなるので弾性時のSRSSせん断力と同じになるようにSRSSモーメントを割り増してある。梁の剛性の低下の度合いに応じて下層部と上層部の割り増し係数が大きくなっている。外柱では、中間層でも大きくなっており、梁剛性を1/10にしたときには、1.5倍程度となっている。

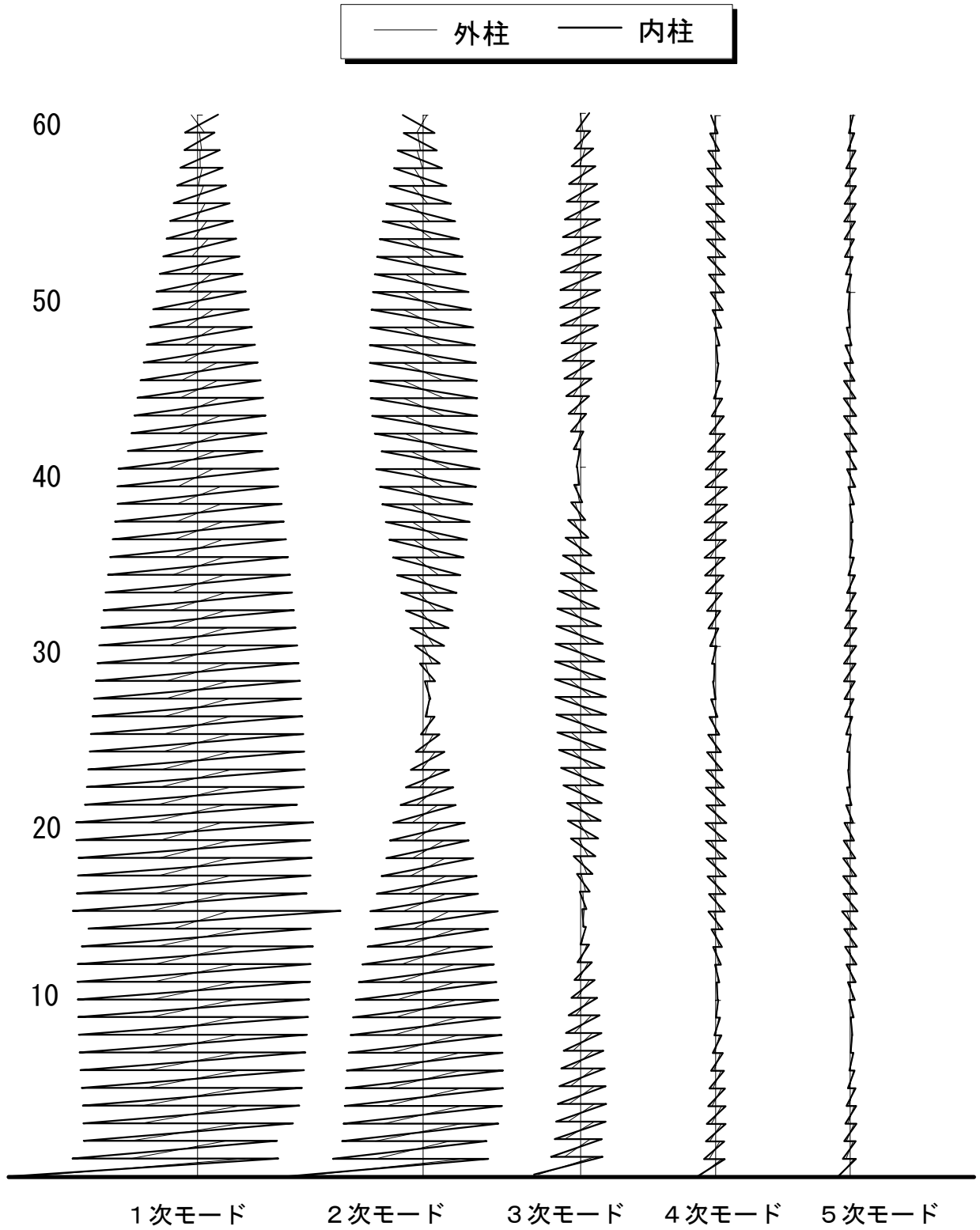


図-B.3 60層建物のモード形による柱モーメント分布

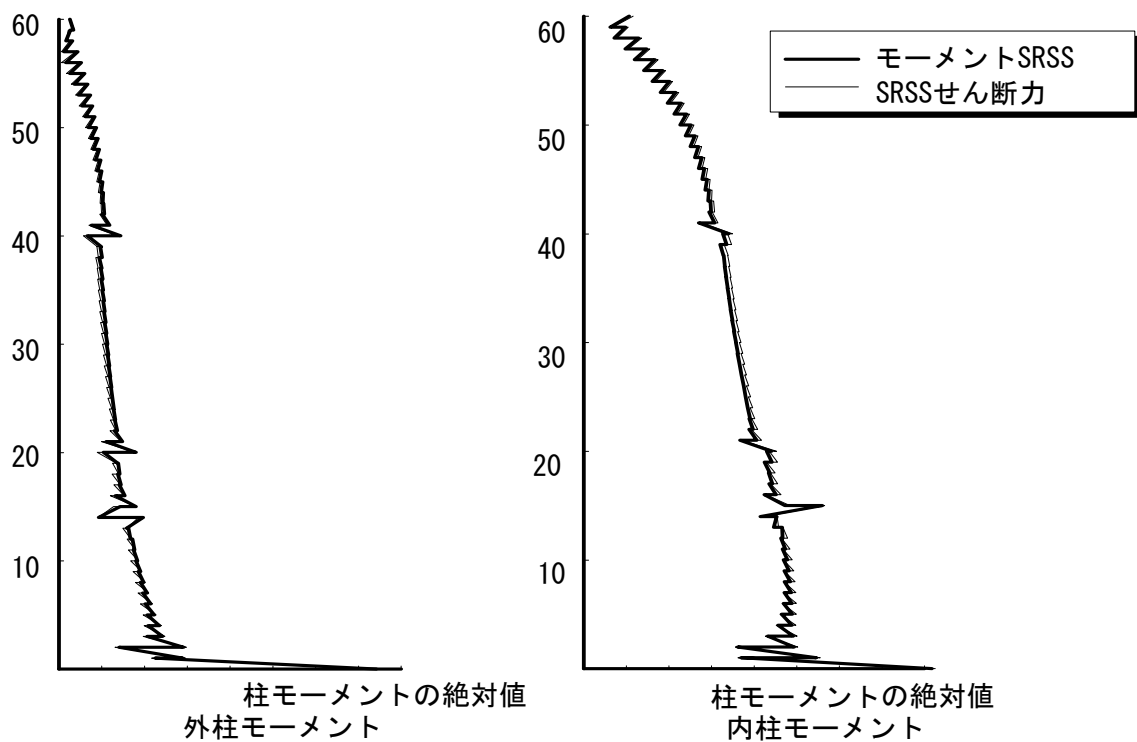


図-B.4 60層建物のSRSSによる柱モーメント分布

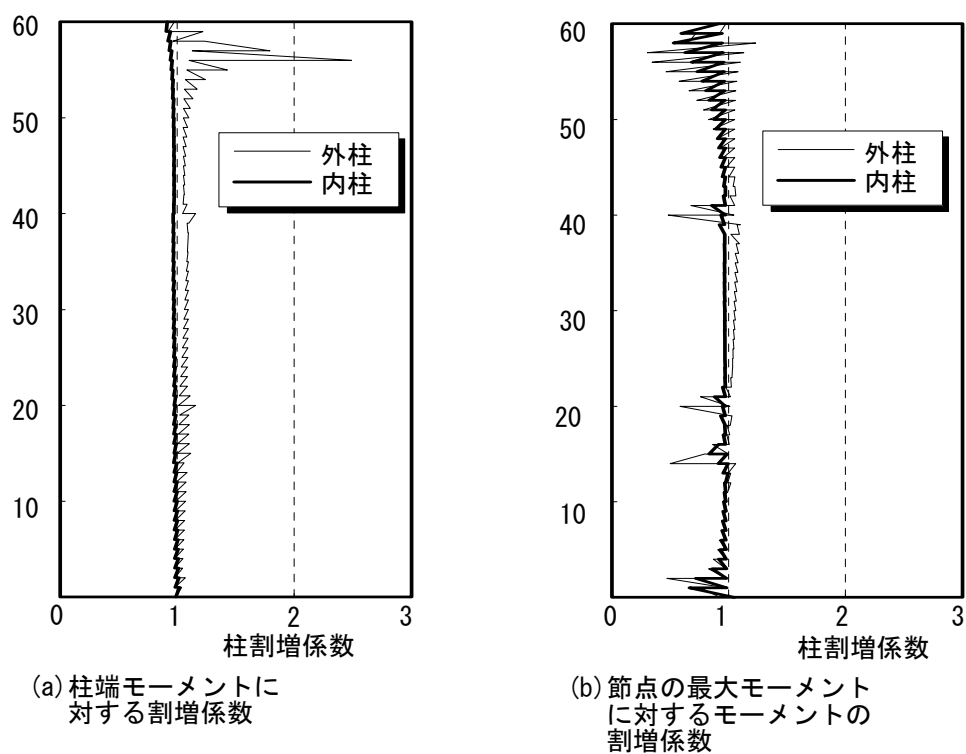


図-B.5 60層建物のSRSSによる柱モーメント割増係数

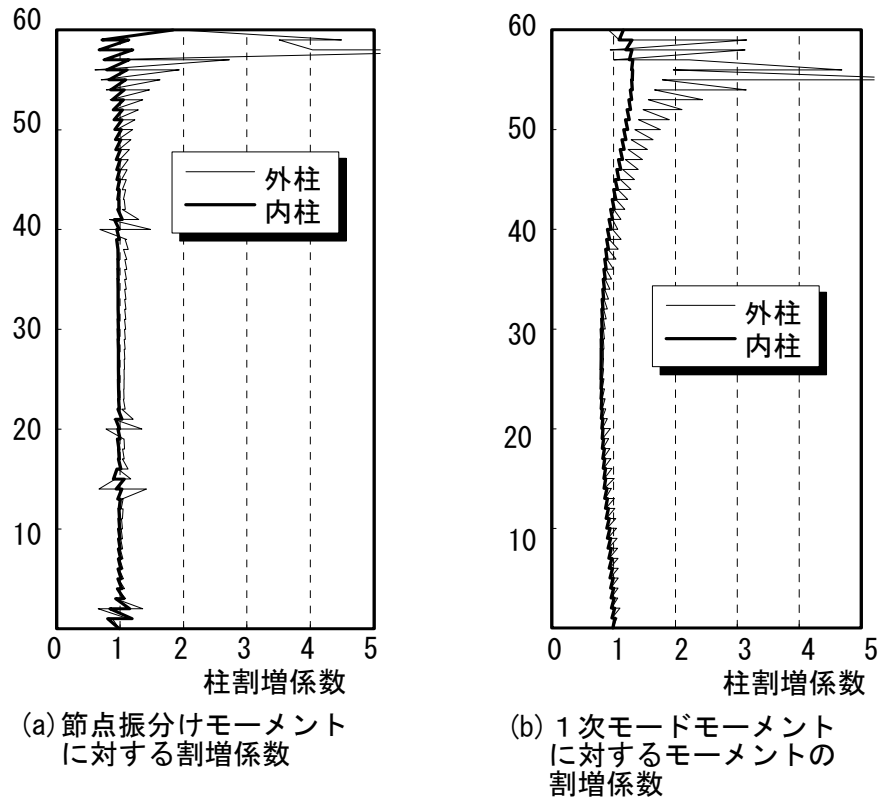


図-B.6 60層建物の略算値に対するSRSSによる柱モーメント割増係数

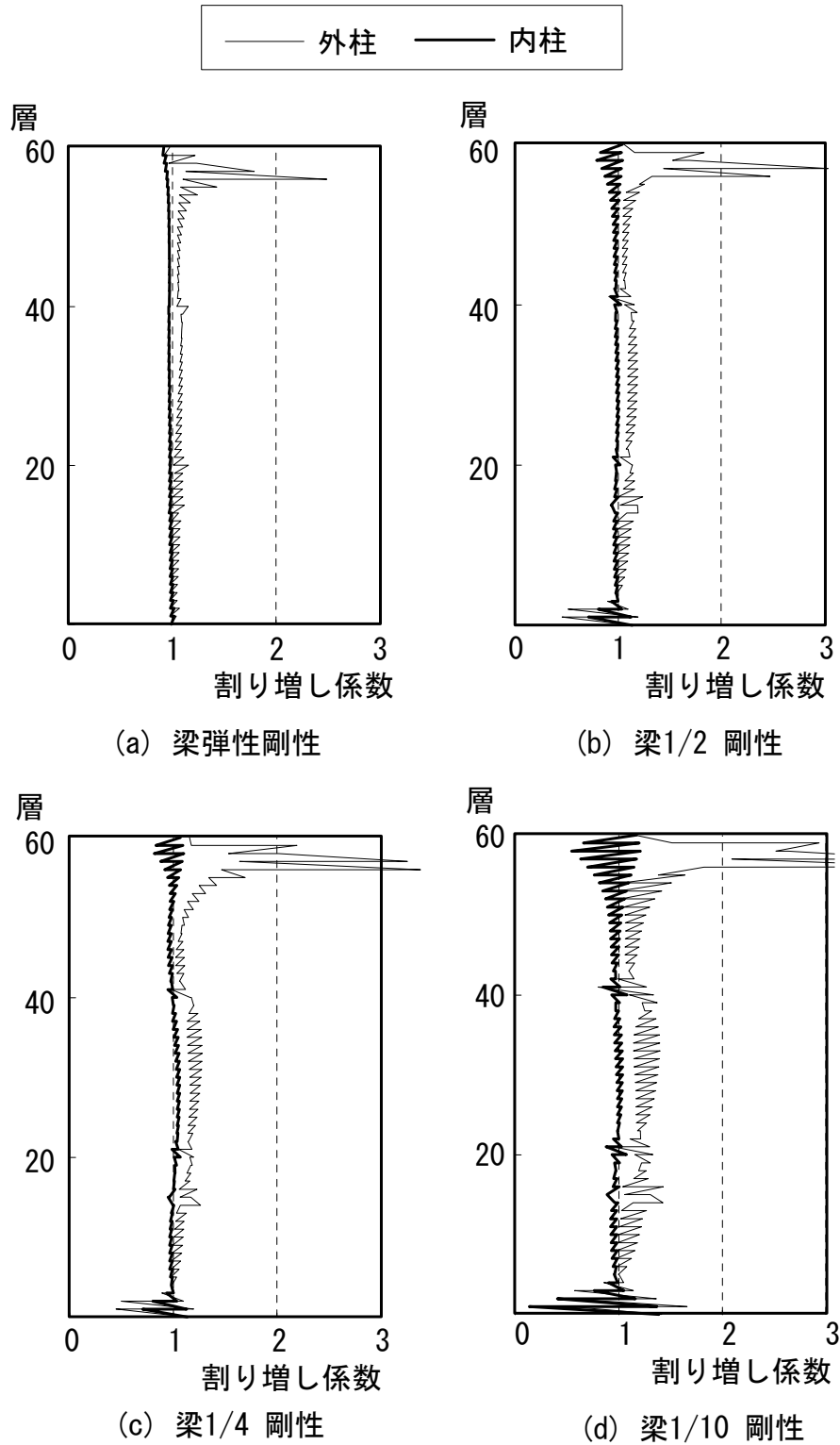


図-B.7 60層建物の梁剛性の変化による柱モーメント割増係数の相違

図-B.1	45° 方向の応答	208
図-B.2	モード形による柱モーメント分布のイメージ図	210
図-B.3	60 層建物のモード形による柱モーメント分布	213
図-B.4	60 層建物の SRSS による柱モーメント分布	214
図-B.5	60 層建物の SRSS による柱モーメント割増係数	214
図-B.6	60 層建物の略算値に対する SRSS による柱モーメント割増係数	215
図-B.7	60 層建物の梁剛性の変化による柱モーメント割増係数の相違	216

Appendix C 質点系モデルによる応答解析

C.1 解析の概要と解析モデル

高層建物の耐震性の評価を行う場合には、部材レベルでのフレームモデルを用いた地震応答解析をするのが望ましいが、弾塑性解析を多くの地震動に対して行うのは、コンピュータの性能が向上した現在においても経費と時間がかかる。それに比べ、質点系の応答解析は自由度が大幅に減少するため計算時間が減少し、より多くの地震動に対して検討する事が可能となる。しかし、質点系のモデルは基本的には層崩壊モデルであり解析上変形集中を起こしやすく、梁のみにヒンジを許容した全体降伏型の建物の地震応答解析には不適とされていた。これまで質点系モデルのトリリニアアの復元力特性では、第2折れ点耐力を層の保有耐力とし、第3勾配を弾性勾配の1%以下のほとんど0とすることが多かった。しかし、余・小谷・青山^{*1}は、質点系のモデルにおいて降伏後の剛性を0とすると変形集中を起こしやすく、ある程度の降伏剛性を見込むとフレーム解析に近づく事を示している。また、磯崎他^{*2}は、適切に設定した質点系の曲げせん断モデルでフレーム解析の結果をシュミレートできるとしている。

ここでは、平面フレームモデルによる地震応答解析と、平面フレームの静的増分解析結果より得られた層の復元力を用いた質点系解析モデルを用いた応答解析を行ない、質点系解析のモデル化が応答に与える影響について検討する。また、降伏後の剛性を変化させた曲げせん断系の地震応答解析を行ない、復元力特性の設定が最大応答層間形に与える影響を検討する。

解析の対象とした建物は、表-3.3に示した20、40、60層の3種の建物とし、各層の耐力はCi分布とし、図-3.22に示したように設定した耐力が必要耐力分布の1.2倍以内に収まるようにある程度まとめた耐力分布形とした。この建物の1構面を取り出しフレーム解析モデルとする。このフレームモデルに対し、層せん断力が必要耐力分布となるような外力分布による静的増分解析を行ない、この結果より質点

¹ 余 辛、小谷俊介、青山博之：せん断系モデルとフレームモデルの弾塑性応答解析の比較、日本建築学会大会梗概集、C、pp.403-404、1992年

² 磯崎 浩、福澤 栄治、高橋 元美：高層RC骨組みの柱の変動軸力を考慮した等価曲げせん断モデルによる弾塑性解析、その1～その3、日本建築学会大会梗概集、C、pp.421-426、1992年

系モデルの剛性と復元力を定める。質点系の解析モデルは曲げせん断型と等価せん断型の2種類を考える。曲げせん断モデルの曲げ剛性は、弾性時の転倒モーメントと、柱の軸変形より平面保持を仮定してエネルギー等価で求めた回転角より求め、弾性を保つものと仮定する。この曲げ剛性を用い、せん断力に対応する転倒モーメントより曲げ変形を求め、全体変形より引いたものをせん断変形とする。せん断の復元力特性はトリリニア型とし、以下のルールによって定める。これを基本の復元力特性Ⅰとする。

- ① 弾性時の荷重－変形関係より弾性剛性を求める。
- ② 割線剛性が、弾性剛性の80%になった荷重を第1折れ点荷重とし、弾性剛性との交点を第1折れ点変形とする。
- ③ 接線剛性が弾性剛性の10%となった点を第2折れ点荷重とし、その点までのエネルギーが同じとなるよう第2折れ点変形を定める。
- ④ 静的増分解析のせん断力－変形関係上の設計で想定する最大層間変形の1.5倍の変形の点（解析がそこまで達していない層においては最終点）を終局点とし、第2折れ点と結び第3勾配を定める。

つぎに、降伏後の剛性の設定が応答に与える影響を検討するために、次のように復元力特性Ⅱを定める。復元力特性の設定方法は、復元力特性Ⅰと以下の2点が異なる。

- ③ 接線剛性が弾性剛性の5%となった点を第2折れ点荷重とし、その点までのエネルギーが同じとなるよう第2折れ点変形を定める。
- ④ 第3勾配を弾性勾配の0.001倍とする。

弾性剛性による3種のモデルの固有周期の比較を表-C.1に、固有モードの比較を刺激関数の形で図-C.1に示す。想定外力分布が1次モード外力でないため1次固有周期においても若干の差はあるが、曲げせん断系モデルでは、3種類の建物で固有周期、固有モード共にフレームモデルと良い対応を示している。等価せん断モデルにおいては、固有周期は3種類の建物で2次モードからフレームモデルとの差が見られ、2次の固有モード形においても差が見られる。

図-C.2に、求めた等価せん断系のトリリニアアの復元力特性 I（曲げせん断系の復元力に曲げ変形を加えたものもほとんど同じである）と、静的増分解析結果の比較を示す。両者は良い対応を示している。

図-C.3に、弾性時と梁にかなり降伏ヒンジが生じた時点での各モデルの曲げ変形成分とせん断変形成分の割合を示す。弾性時においては、全体変形の最上階でもせん断変形成分がほとんどであるが、60層建物においては約半分が曲げ変形成分となっている。層間変形においては、60層建物の最上階では曲げ変形成分がほとんどとなっている。梁に降伏ヒンジが生じ、層の降伏耐力に近い段階では、全体的にせん断変形成分が増しており、60層建物の最上階においても、曲げ変形成分は全体変形で約2割、層間変形においても約5割に低下している。

用いる地震動記録は、El Centro NS、Taft EW、Hachinohe NSとTho30 -1FL NSの4種類を最大速度振幅を25,50,75cm/secに規準化して入力した3種のレベルについて解析を行う。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。

表-C.1 解析モデルの弾性固有周期

層数	解析モデル	固有周期 (sec)		
		1次	2次	3次
20層	フレーム	1.097	0.372	0.209
	曲げせん断	1.101	0.378	0.219
	等価せん断	1.098	0.401	0.245
40層	フレーム	2.317	0.767	0.415
	曲げせん断	2.327	0.776	0.426
	等価せん断	2.321	0.895	0.553
60層	フレーム	3.822	1.194	0.644
	曲げせん断	3.839	1.205	0.657
	等価せん断	3.846	1.484	0.925

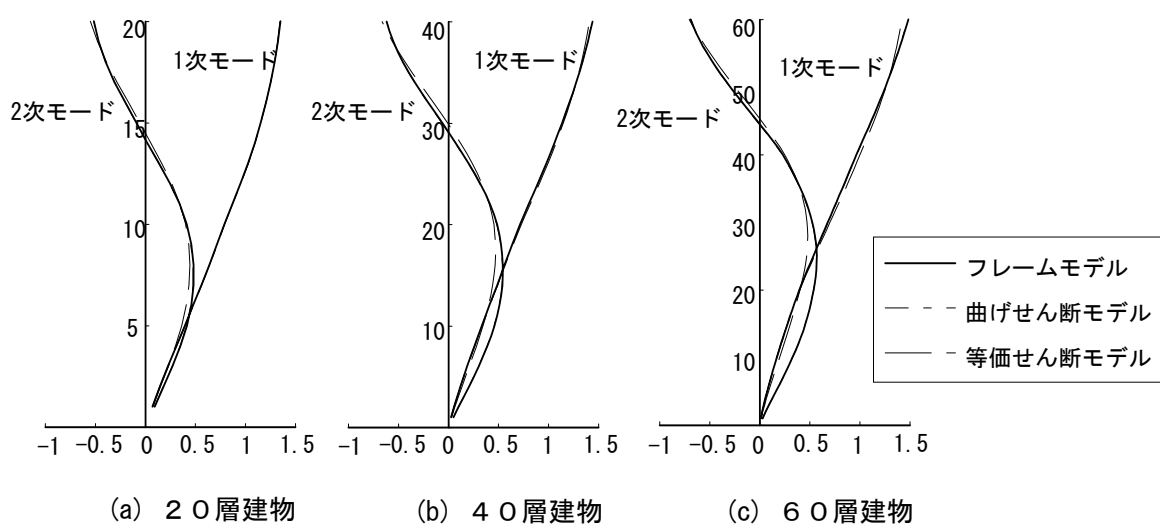


図-C.1 解析モデルの弾性固有モード

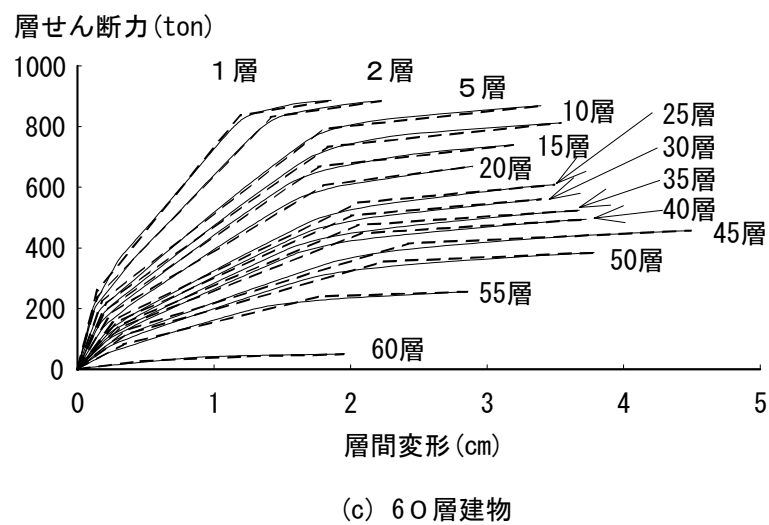
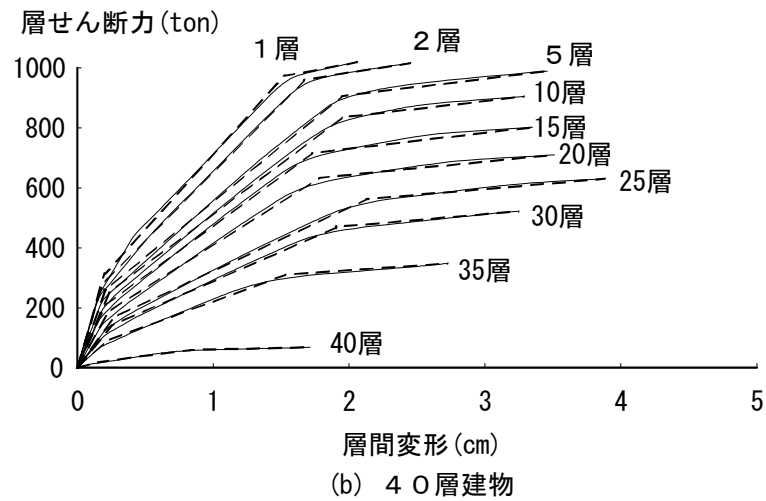
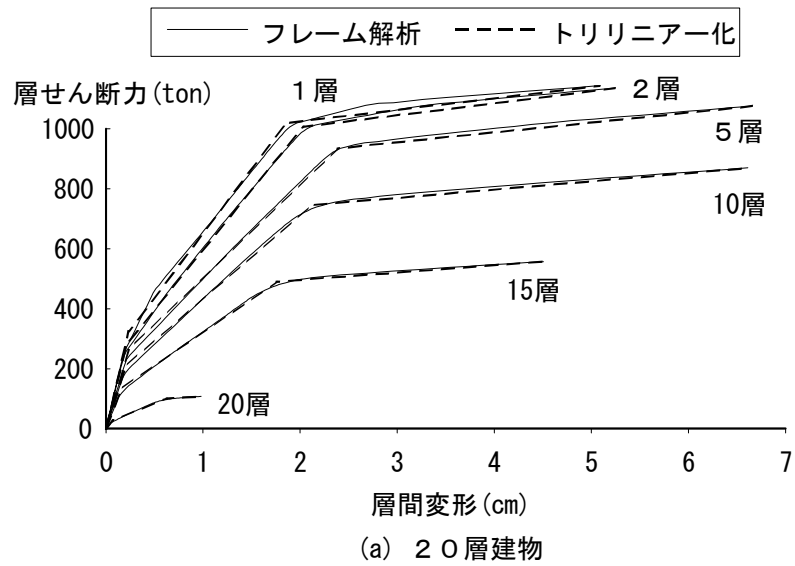


図-C.2 トリリニアーク化した復元力特性

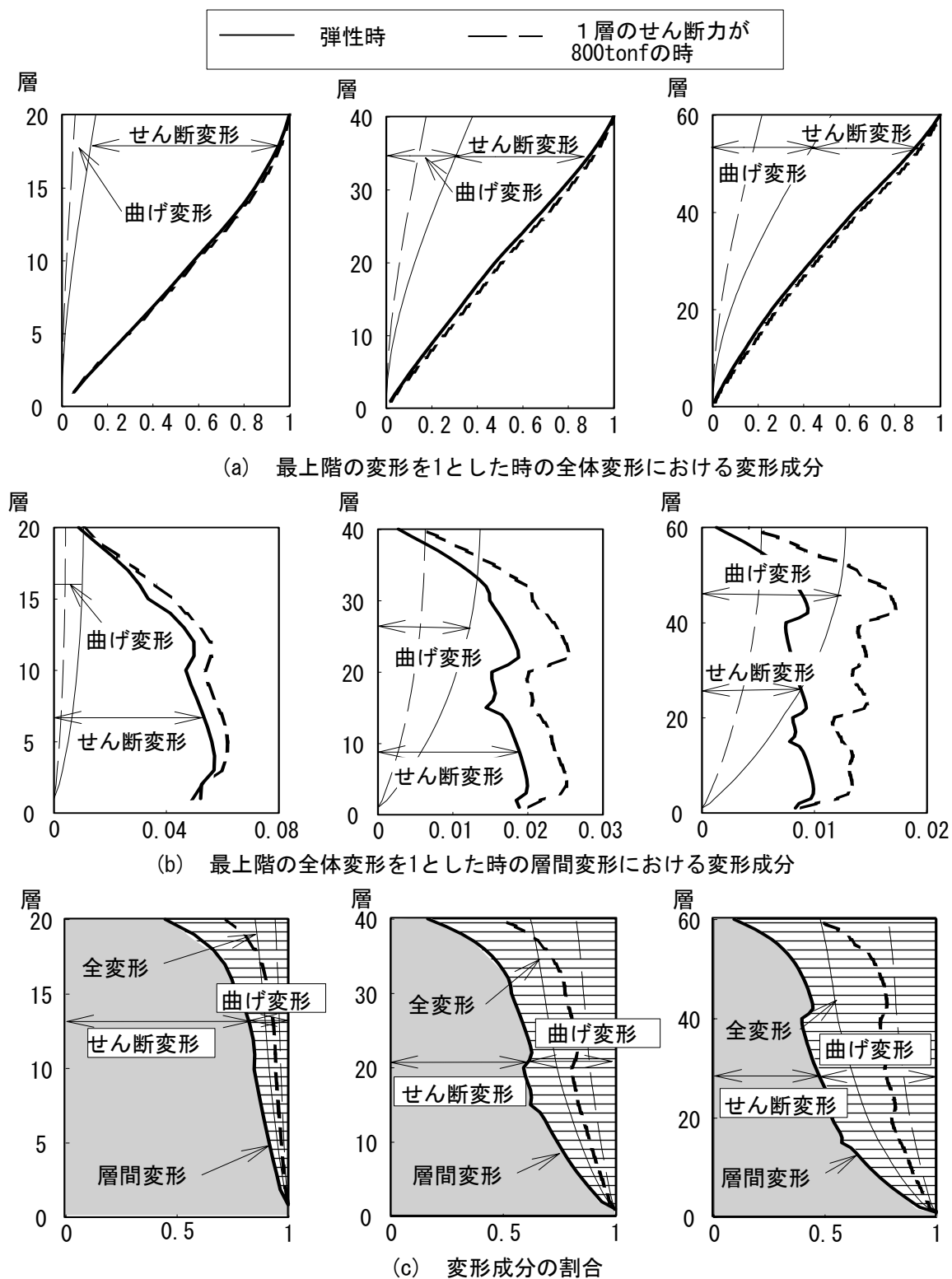


図-C.3 曲げ変形成分とせん断変形成分の比較

C.2 最大応答層間変位の比較

1) 解析モデルによる相違

図-C.4に、地震応答解析より得られた各モデルの最大応答層間変形の比較を示す。最大速度振幅が25cm/secの入力に対する応答値は、各建物、各地震動にかかわらずほとんど同じであり、モデル化の影響はない。

最大速度振幅が50cm/secの入力に対する応答も、応答値がおおむね降伏変形以下であり、モデル化の影響は少ないが、等価せん断系モデルの応答がやや大き目となっている。また、高次モードの影響の大きいTho30-1FL NS地震動に対する応答では、40層建物においてフレーム系と質点系の変形モデルの層間変形が最大を示す層が異なっている。

最大速度振幅が75cm/secの入力に対する応答は、応答値が降伏変位を越えるものがほとんどであり、変形集中している層が見られる。質点系モデルの応答の方が全体的に大きめになっている。曲げせん断系モデルは、最大応答を結んだ曲線の傾向がフレームモデルに似ているが、等価せん断系モデルでは異なった傾向を示すものもある。

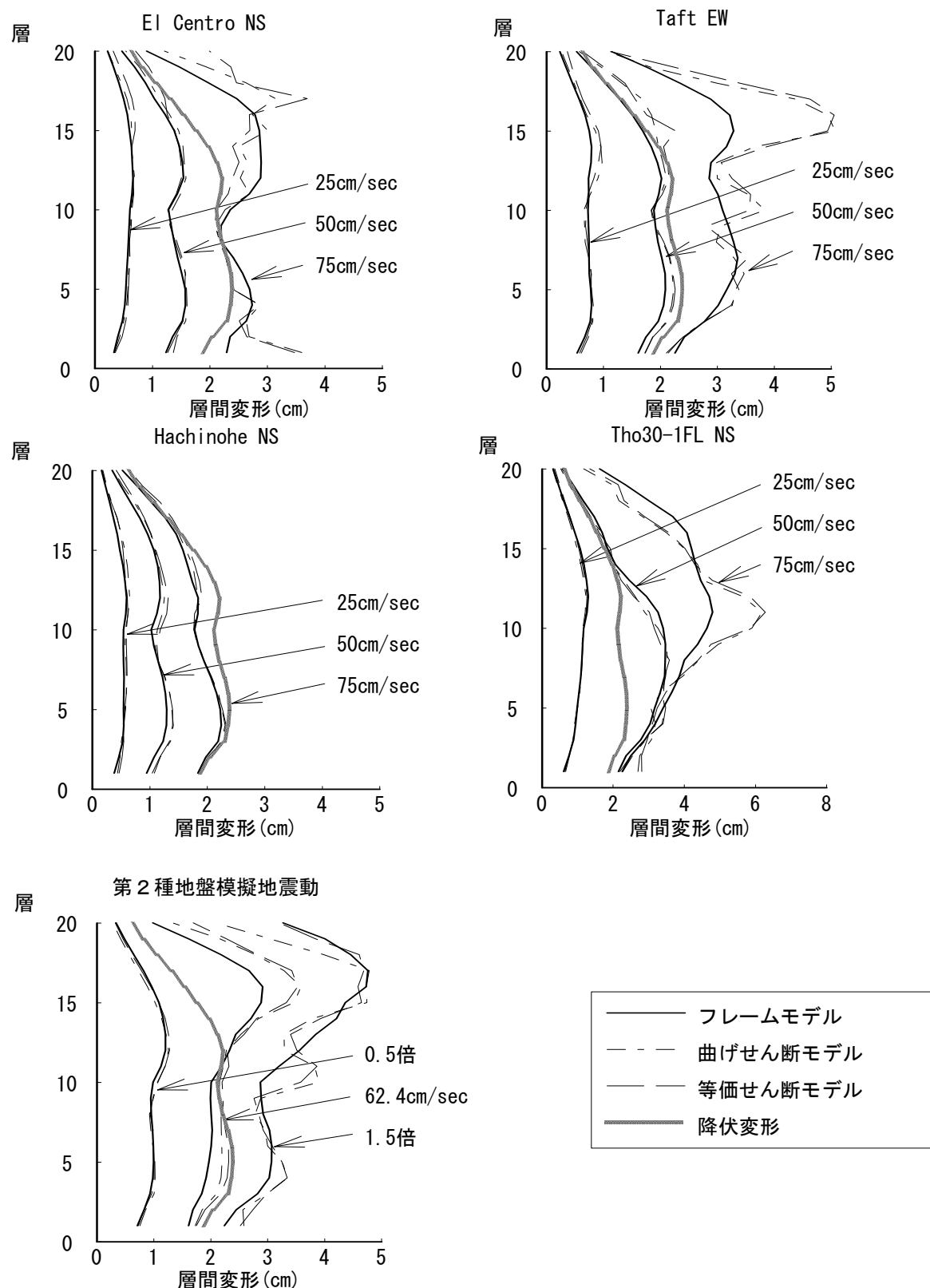


図-C.4(a) 各モデルの最大応答層間変位 (20層建物)

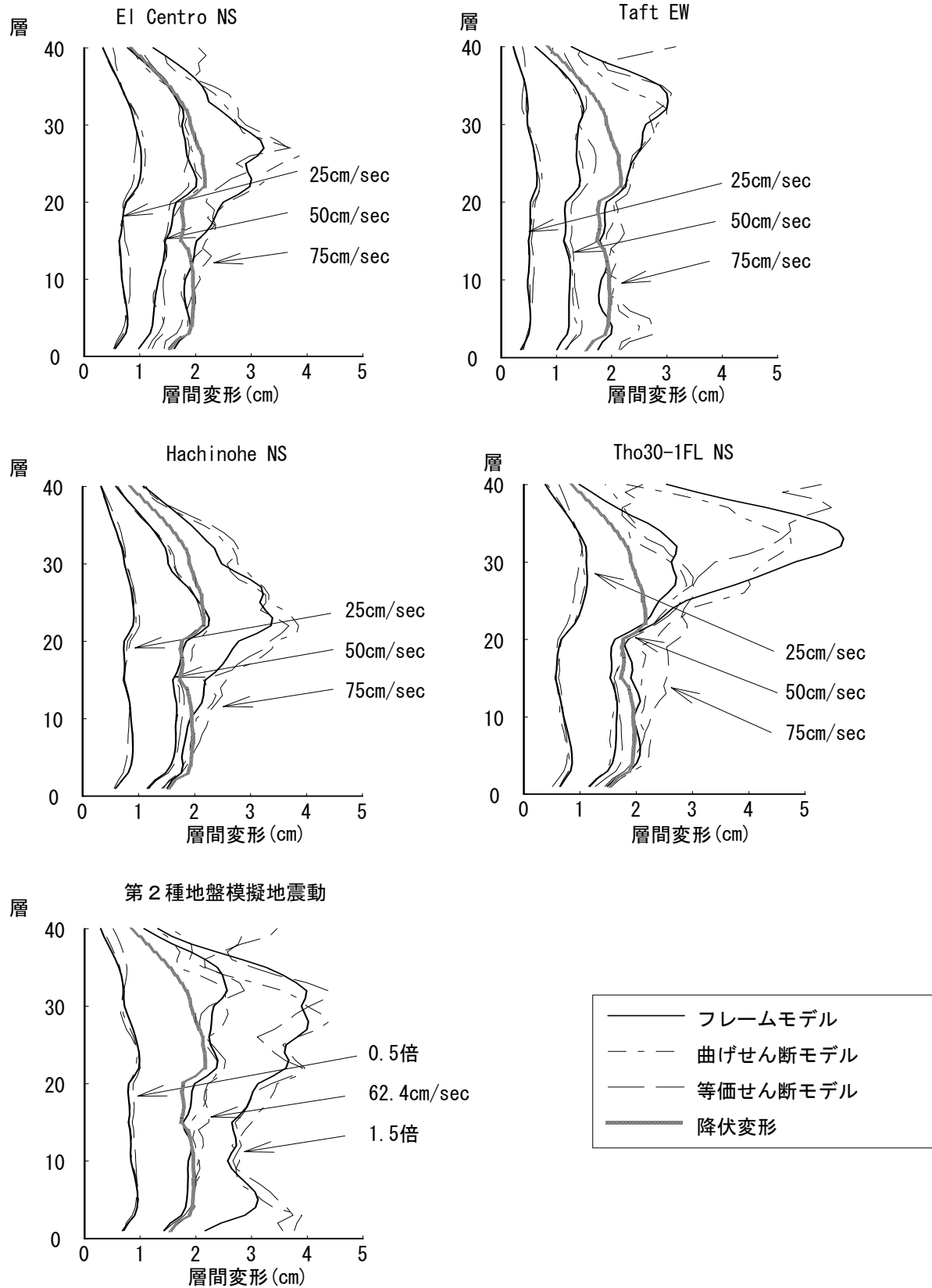


図-C.4(b) 各モデルの最大応答層間変位 (40層建物)

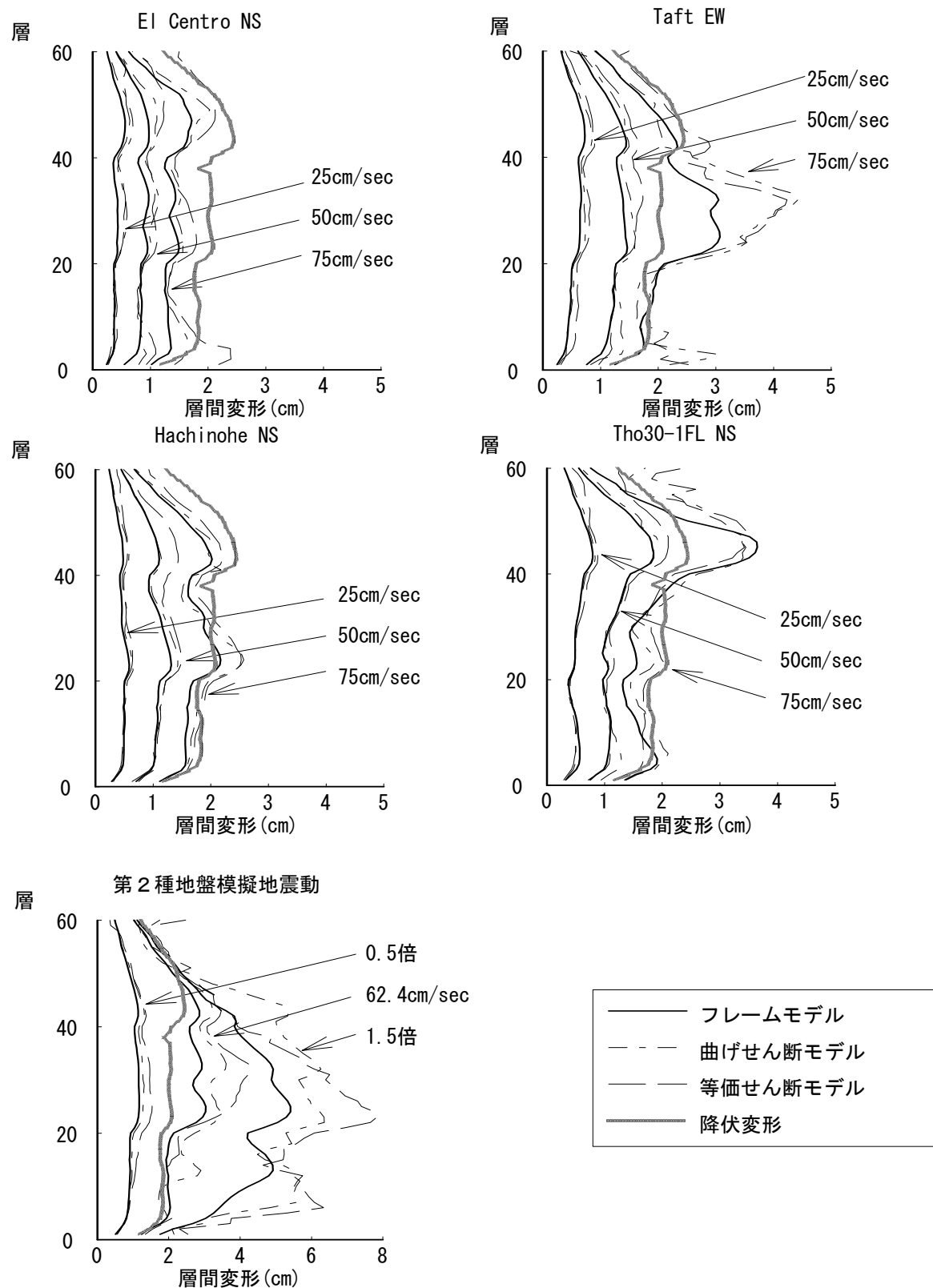


図-C.4(c) 各モデルの最大応答層間変位 (60層建物)

2) 復元力の設定による相違

ここでは、降伏後の剛性を変化させた復元力Ⅰ、Ⅱを用いた曲げせん断系の地震応答解析を行ない、フレーム応答解析結果と比較して、復元力特性の設定が最大応答層間形に与える影響を検討する。

図-C.5に、地震応答解析より得られた各モデルの最大応答層間変形の比較を示す。最大速度振幅が50cm/secの入力に対しては、応答値が降伏変形を超えるものについては、降伏後の剛性の無い復元力Ⅱの層間変形の応答値は層によって変形集中を起こし、それ以外の層で変形が小さくなっている。最大速度振幅が75cm/secの入力に対する応答は、応答値が降伏変位を越えるものがほとんどであり、復元力Ⅱの応答変形は発散状態にある。

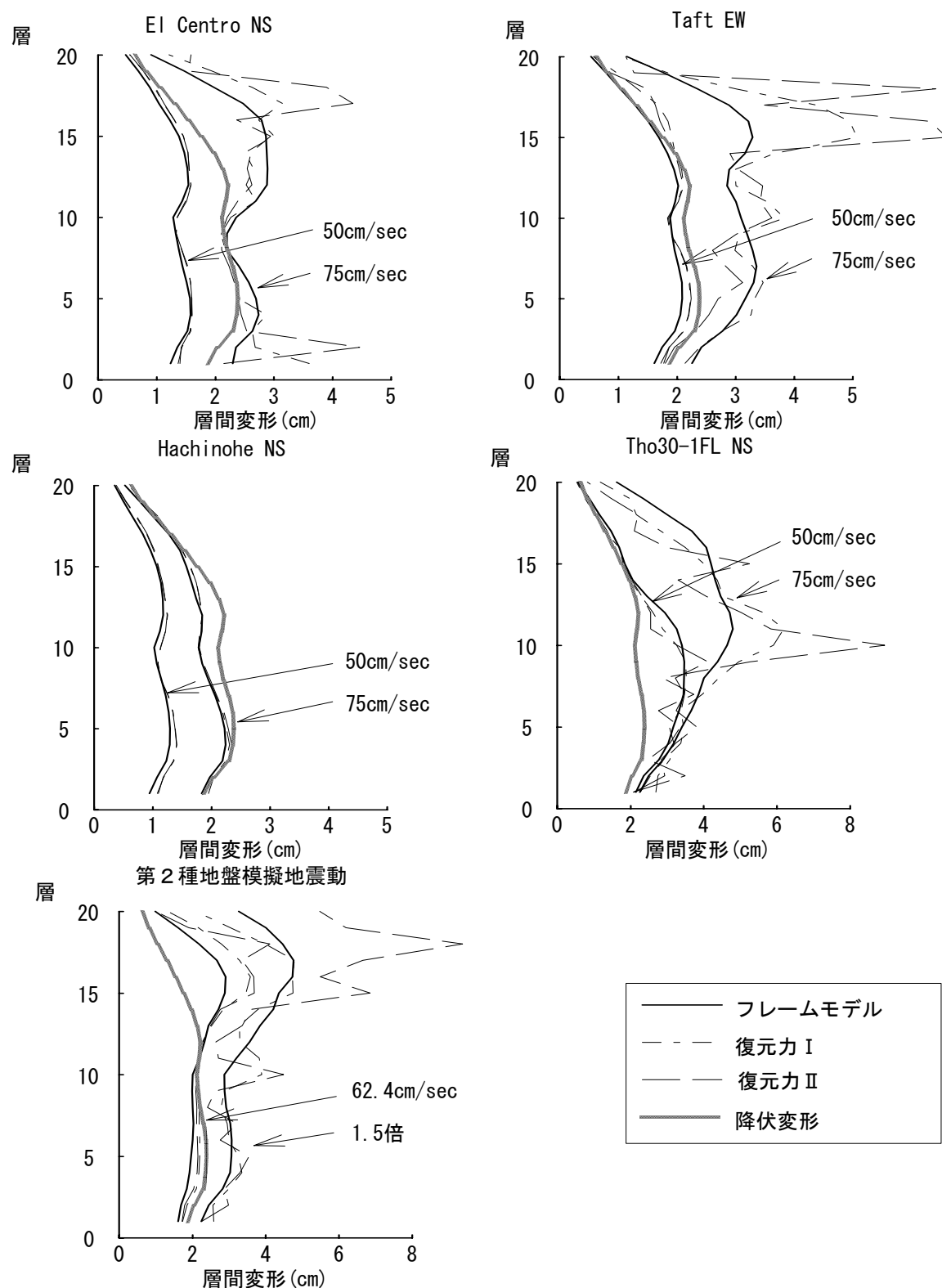


図-C.5(a) 復元力の設定による最大応答層間変位の相違 (20層建物)

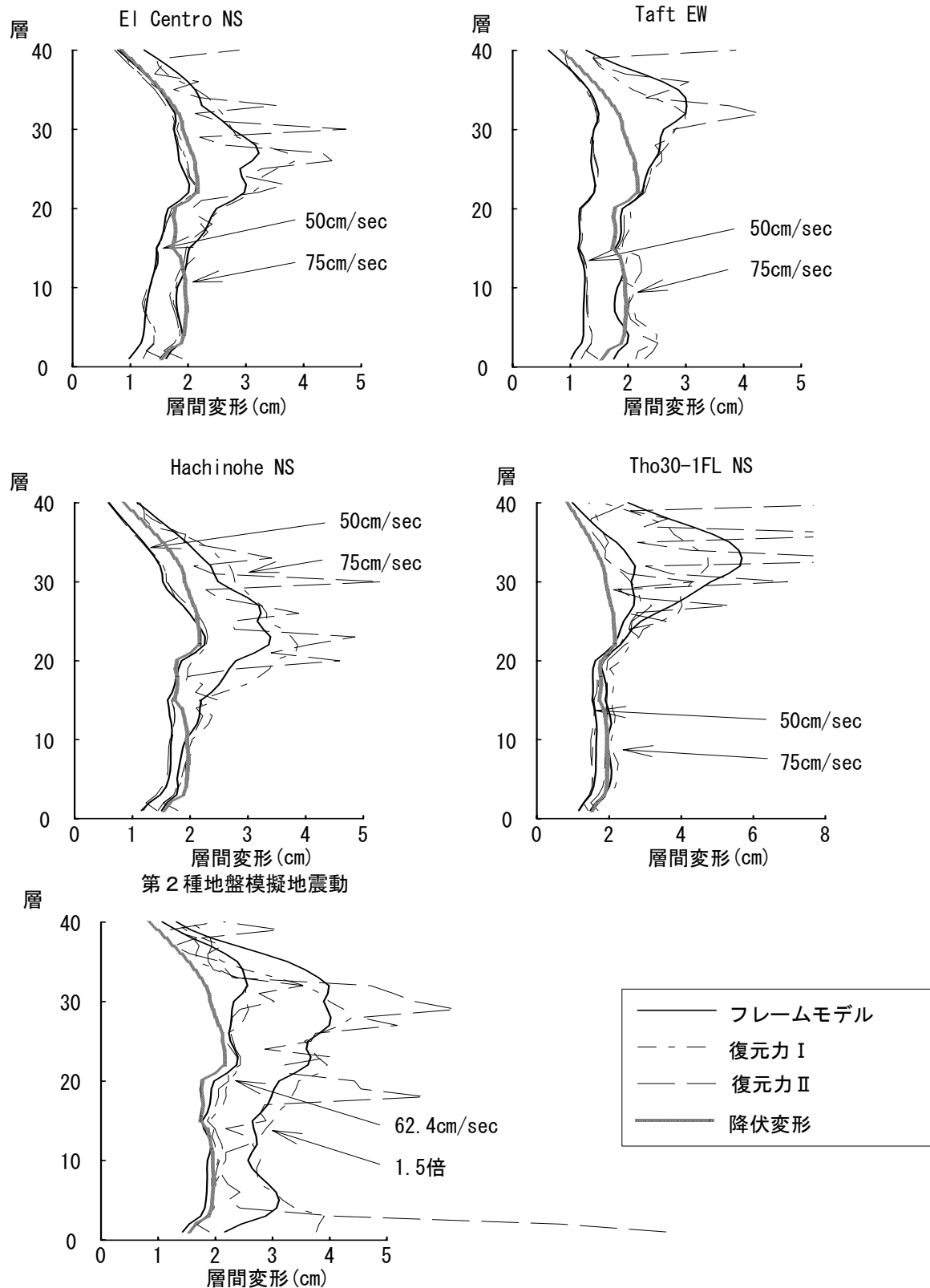


図-C.5(b) 復元力の設定による最大応答層間変位の相違 (40層建物)

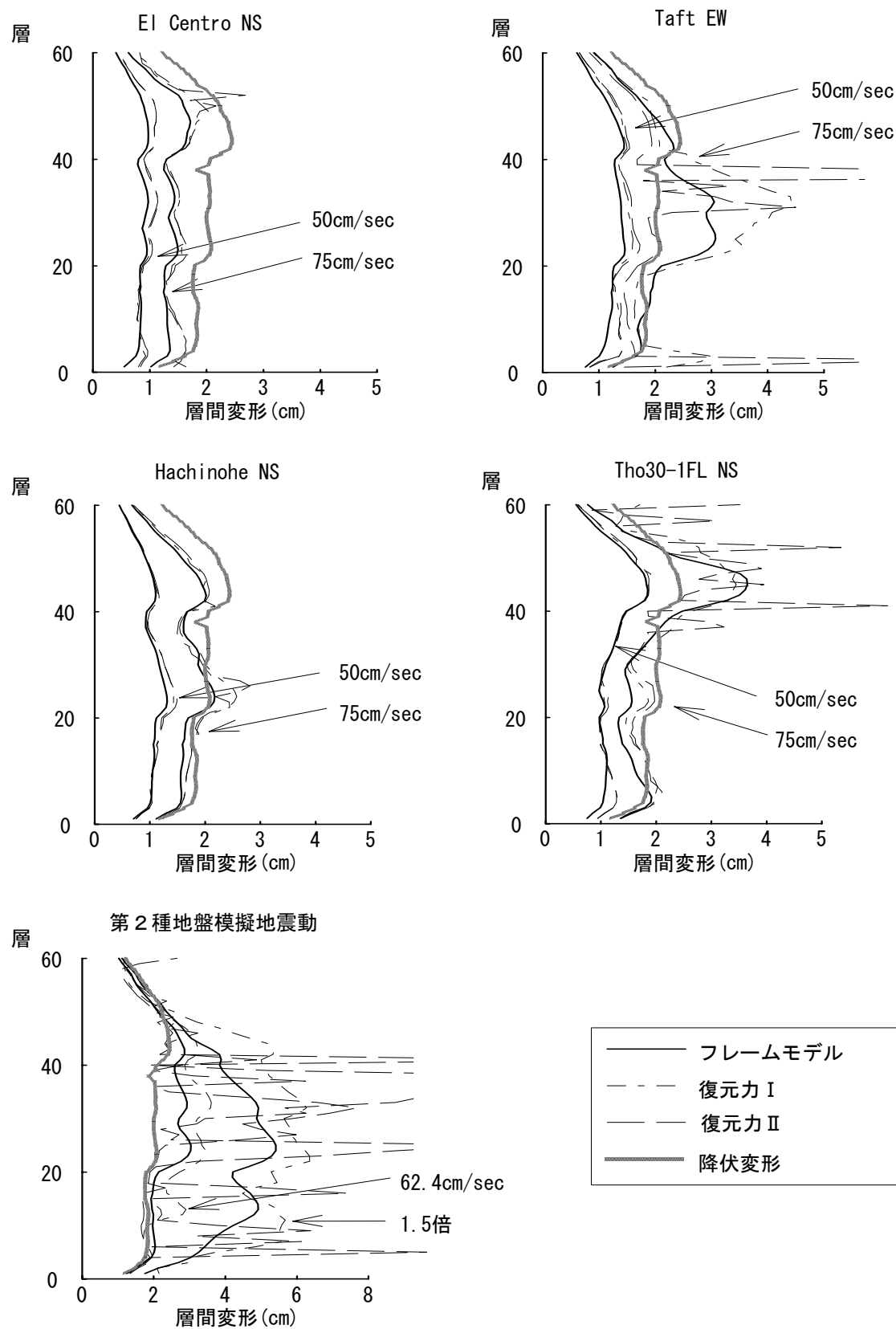


図-C.5(c) 復元力の設定による最大応答層間変位の相違 (60層建物)

表-C.1 解析モデルの弾性固有周期	220
図-C.1 解析モデルの弾性固有モード	220
図-C.2 トリリニアール化した復元力特性	221
図-C.3 曲げ変形成分とせん断変形成分の比較	222
図-C.4(A) 各モデルの最大応答層間変位（20層建物）	224
図-C.4(B) 各モデルの最大応答層間変位（40層建物）	225
図-C.4(C) 各モデルの最大応答層間変位（60層建物）	226
図-C.5(A) 復元力の設定による最大応答層間変位の相違（20層建物）	228
図-C.5(B) 復元力の設定による最大応答層間変位の相違（40層建物）	229
図-C.5(C) 復元力の設定による最大応答層間変位の相違（60層建物）	230

Appendix D 曲げせん断モデルと固有モード

4.2.3で扱った等価せん断剛性分布は、曲げせん断系で表せる一般的な高層建物の剛性分布としている。しかし、この分布形は図-4.3に示した曲げせん断系の等価せん断剛性分布と比較して、頂部での剛性低下を無視している。この部分が、頂部の変形性状に与える影響を検討するため、曲げせん断モデルを用いて、曲げせん断系としての固有モードを検討する。

想定するモデルは、質量、階高が全層にわたって均一なモデルとし、まず曲げ剛性とせん断剛性が全層均一なものを検討する。パラメータとして頂部での曲げ変形($_{TOP}\delta_M$)とせん断変形($_{TOP}\delta_Q$)の比とし、 $_{TOP}\delta_M/_{TOP}\delta_Q$ が0.2,0.5,1.0,2.0,3.0の5種となるよう曲げ剛性とせん断剛性の比を定める。

これらの固有モードと層間変形角モードを図-D.1,D.2に示す。1次モードにおいては、曲げ変形の増大に伴って固有モードが基部で膨らむ形状から頂部で拡大する形状へと変化している。頂部での曲げ変形とせん断変形が同じの時には、図-4.2に示したように中層階で層間変形角モードが最大となっている。これより曲げ変形が少ないときには基部で、曲げ変形が多いときには頂部で層間変形角が最大となる形状になっており、曲げ変形成分が多いほど頂部の変形が大きくなることを示している。高次モードでは、変形成分の差によるモード形の変動は少なくなっており、3次モードにおいては層間変形角モードにおいても差がほとんど無い。これより、曲げ変形成分は主として1次モードのみに影響を与えることがわかる。

次に、剛性が上層に向かって低下する場合の固有モードを検討する。検討パラメータとする剛性分布としては、せん断剛性が上層に向かって直線的に低下する分布形を考える。(4.1)(4.2)式によれば、曲げ剛性は柱断面積に、せん断剛性は柱断面積の2乗に比例するので、曲げ剛性はせん断剛性低下率の平方根に比例して低下させる。パラメータとする頂部でのせん断剛性低下率は、1.0,0.5,0.2,0.1,0.05（曲げ剛性低下率はそれぞれ1.0,0.71,0.45,0.32,0.22となる）の5種とする。なお、曲げ剛性を均一としたときの検討も行ったが、同様の傾向であったので省略する。

得られた固有モードと層間変形角モードを1次～3次モードまで図-D.3、D.4に示す。曲げ変形成分が少ないときには剛性低下に伴う固有モードの変化が大きく、

剛性低下に伴い頂部が振れやすくなる形状になっていく。曲げ変形成分の多い場合には、剛性低下に伴う固有モードの変化は少ない。これは、図-4.4に示した等価せん断剛性分布の傾向と同様である。1次の層間変形角モードは、 $_{TOP}\delta_M / _{TOP}\delta_Q$ が0.2～1.0の時には、頂部のせん断剛性が基部の0.5倍以上の時は上層部の変形が大きくなる。 $_{TOP}\delta_M / _{TOP}\delta_Q$ が2以上の時には、全層均一であっても上層部の変形角が大きく、上層部のせん断剛性の低下に伴い、その傾向が増している。

頂部の振れ易さという観点よりモード形をみると、頂部のせん断剛性を基部の0.05倍にしたものを除き、頂部では層間変形角モードが減少する形状となっている。したがって、せん断剛性分布が頂部で基部の0.05になる直線分布形からなる剛性分布以下でない限り、頂部が特に振れることにはならないと考えられる。これより、4章で与えた目標等価せん断剛性分布による断面設定で、むち振り現象は防げるものと考えられる。また、目標せん断剛性から求めたせん断剛性が過大な値や負の値になったときには、下層階と同じせん断剛性としても、頂部が過度に振れる現象は生じないと考えられる。

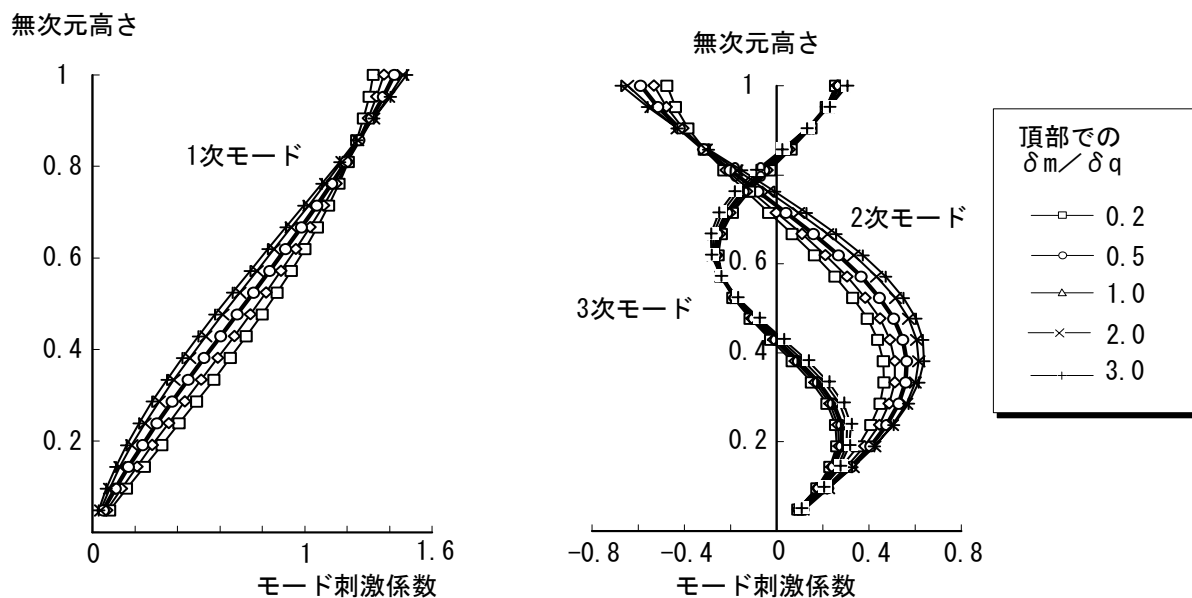


図-D.1 変形成分と固有モード

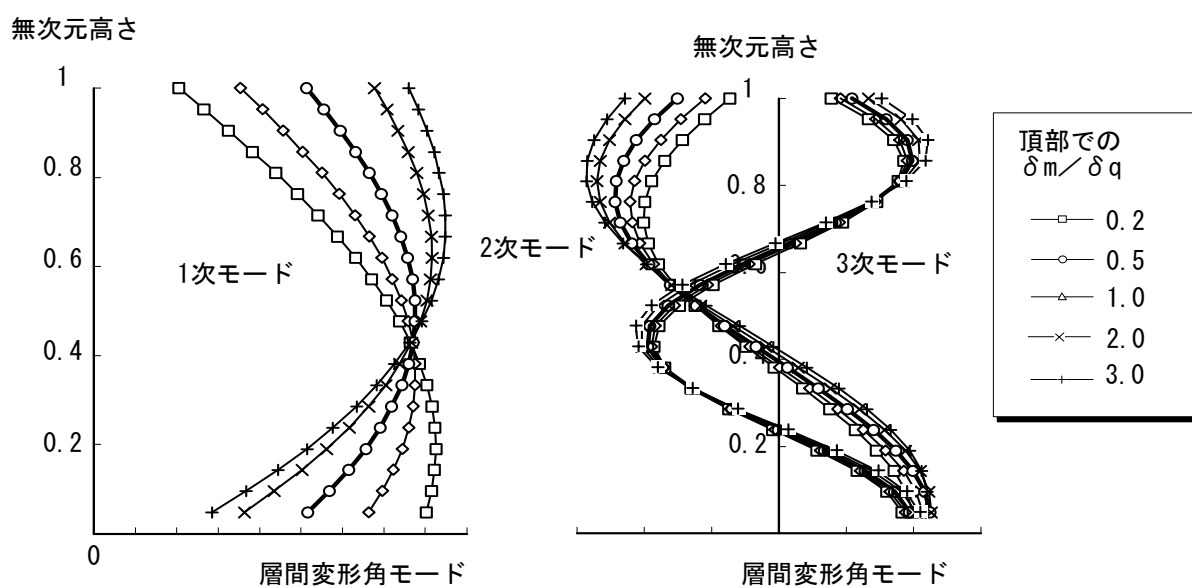


図-D.2 変形成分と層間変形角固有モード

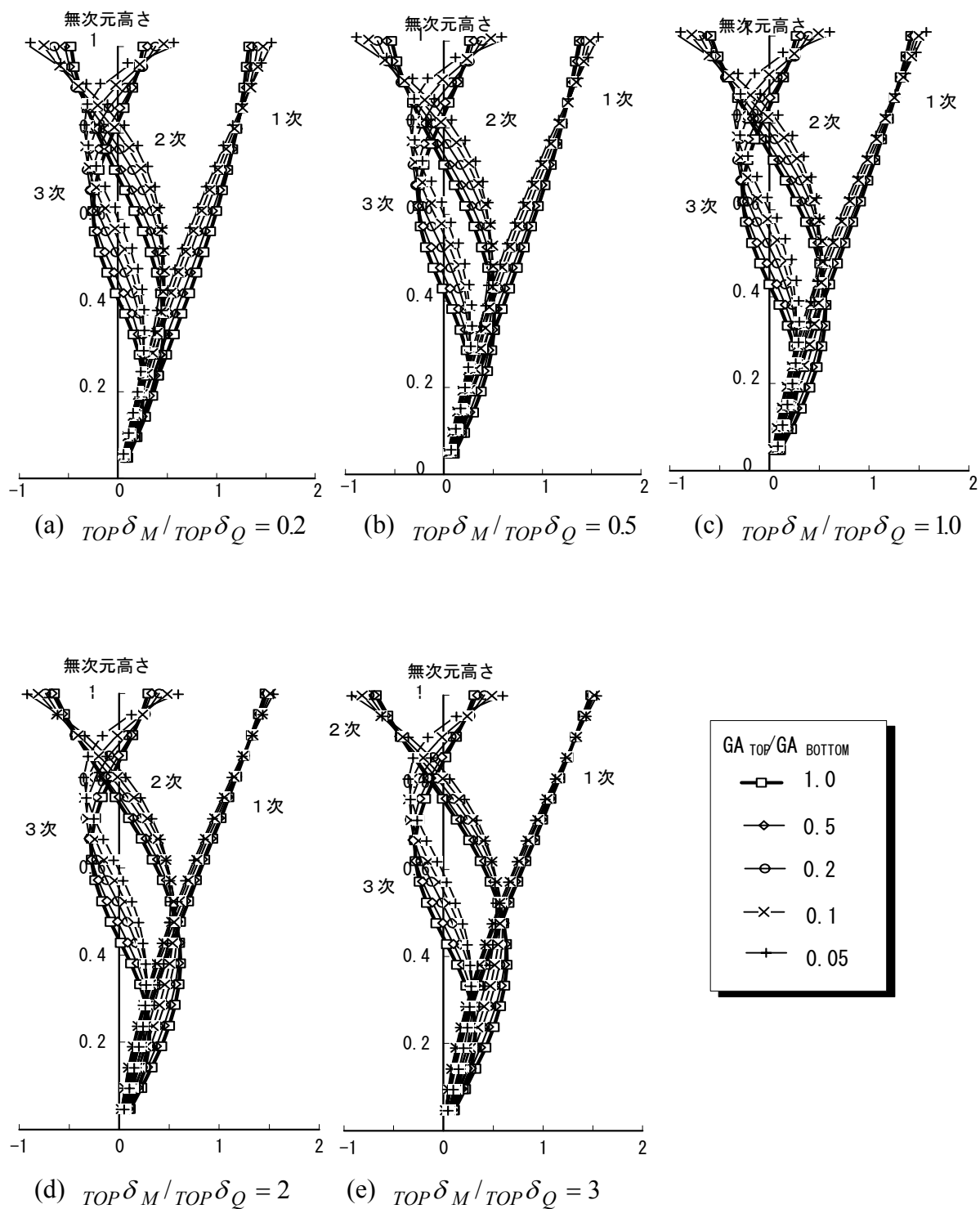


図-D.3 剛性低下による固有モードの変化

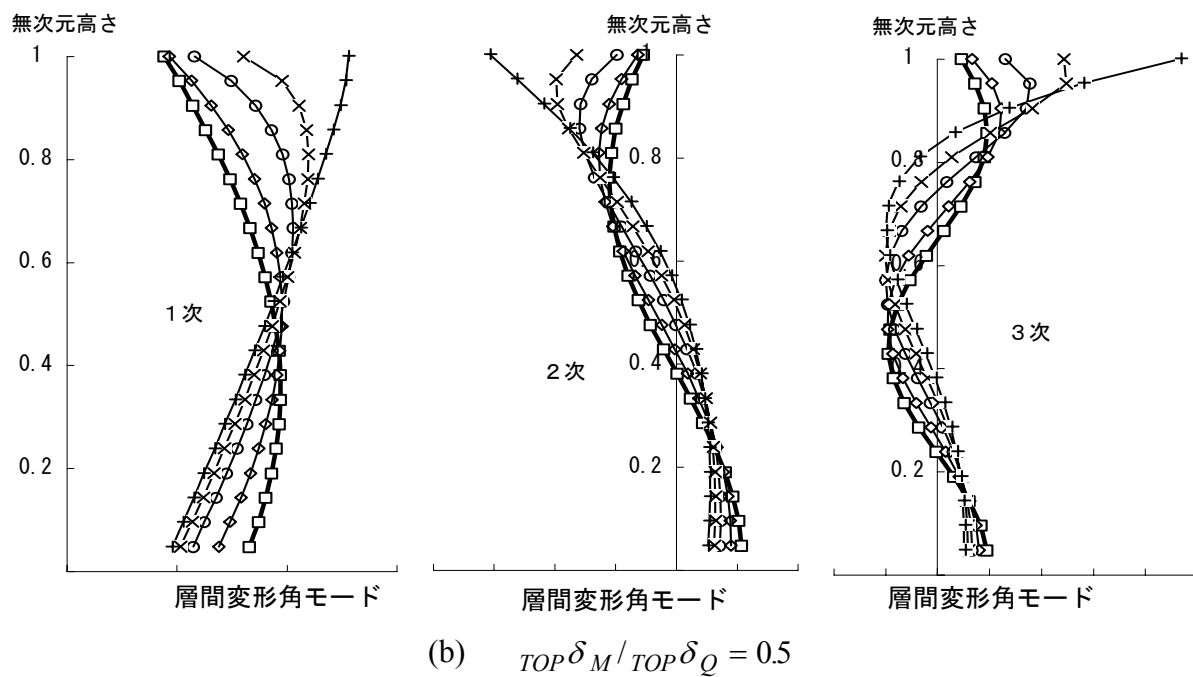
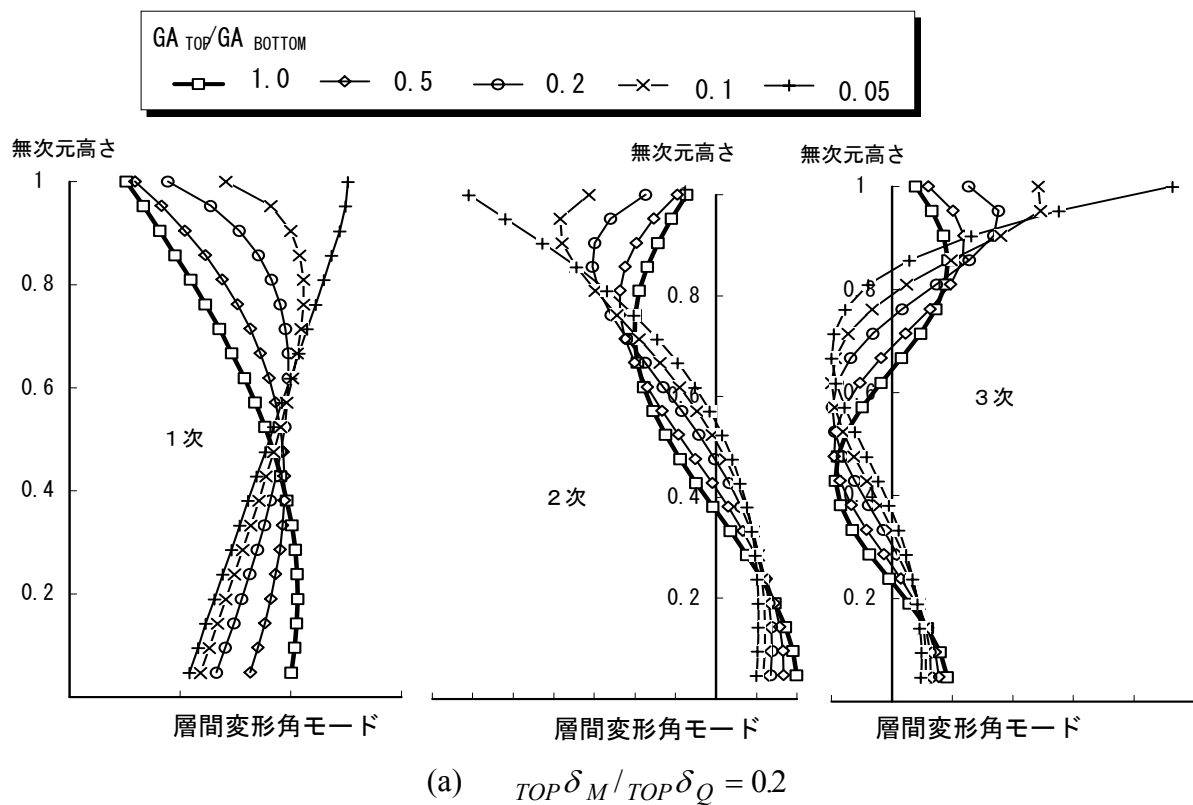


図-D.4 剛性低下による固有層間変形角モードの変化 (1)

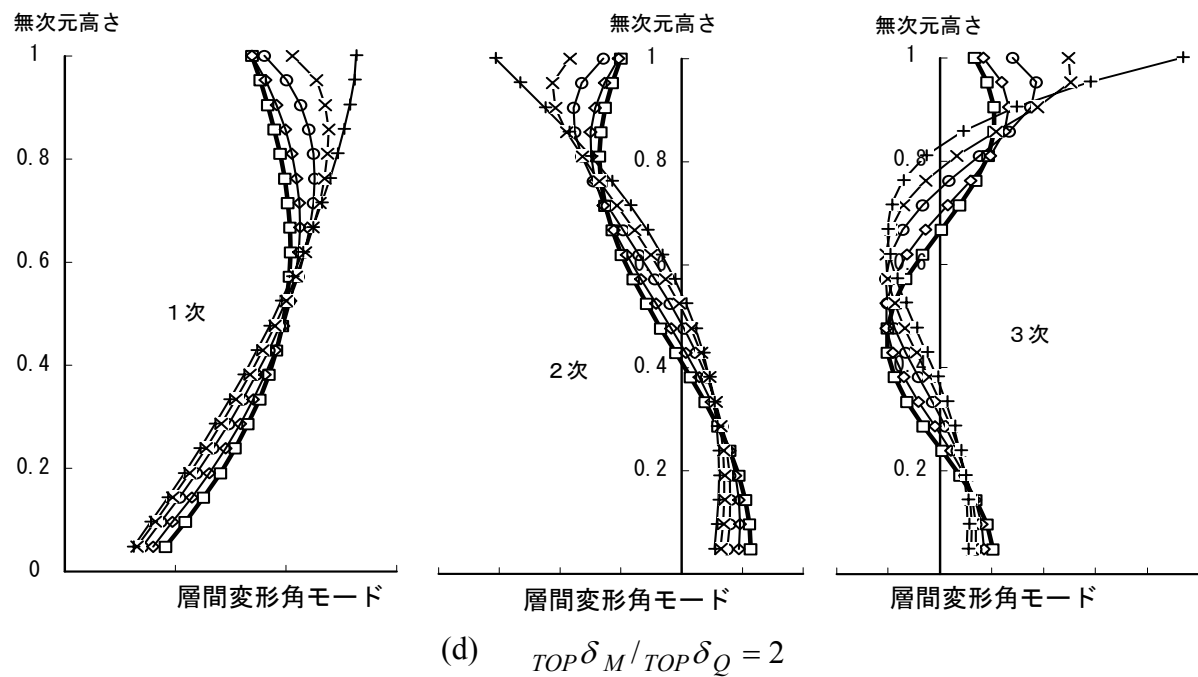
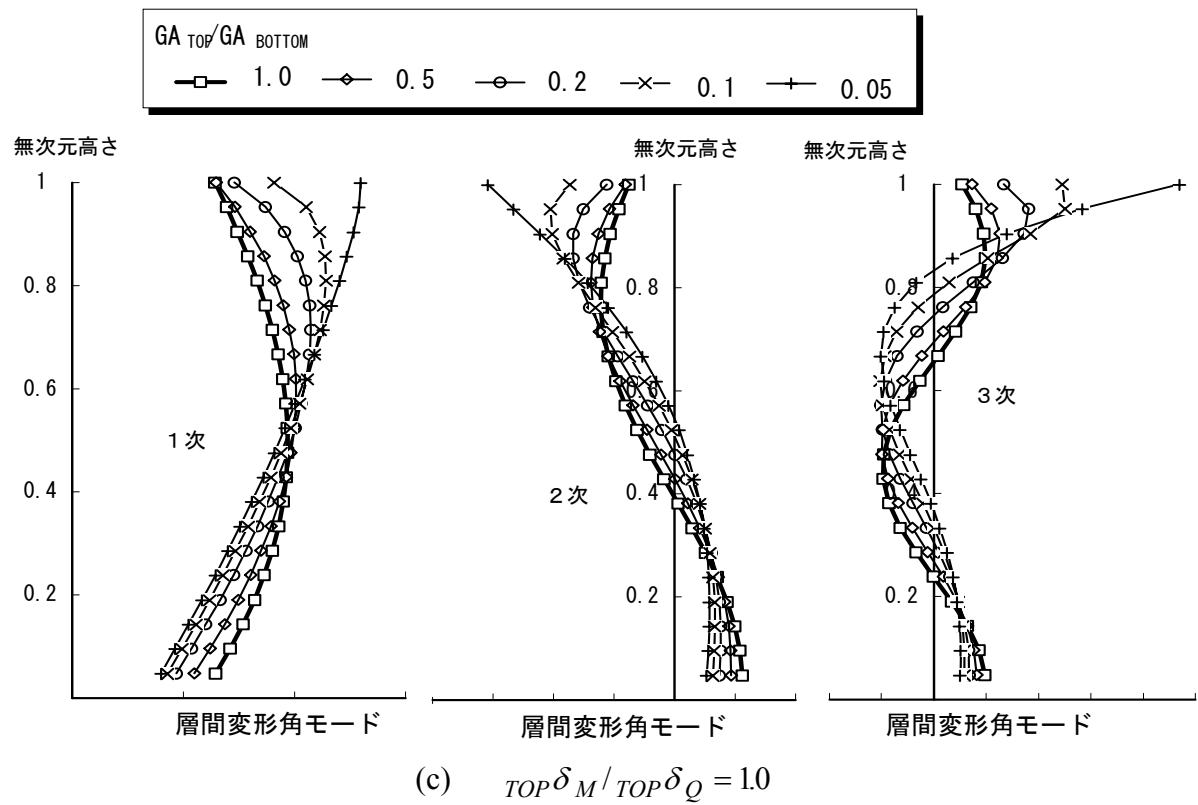


図-D.4 剛性低下による固有層間変形角モードの変化 (2)

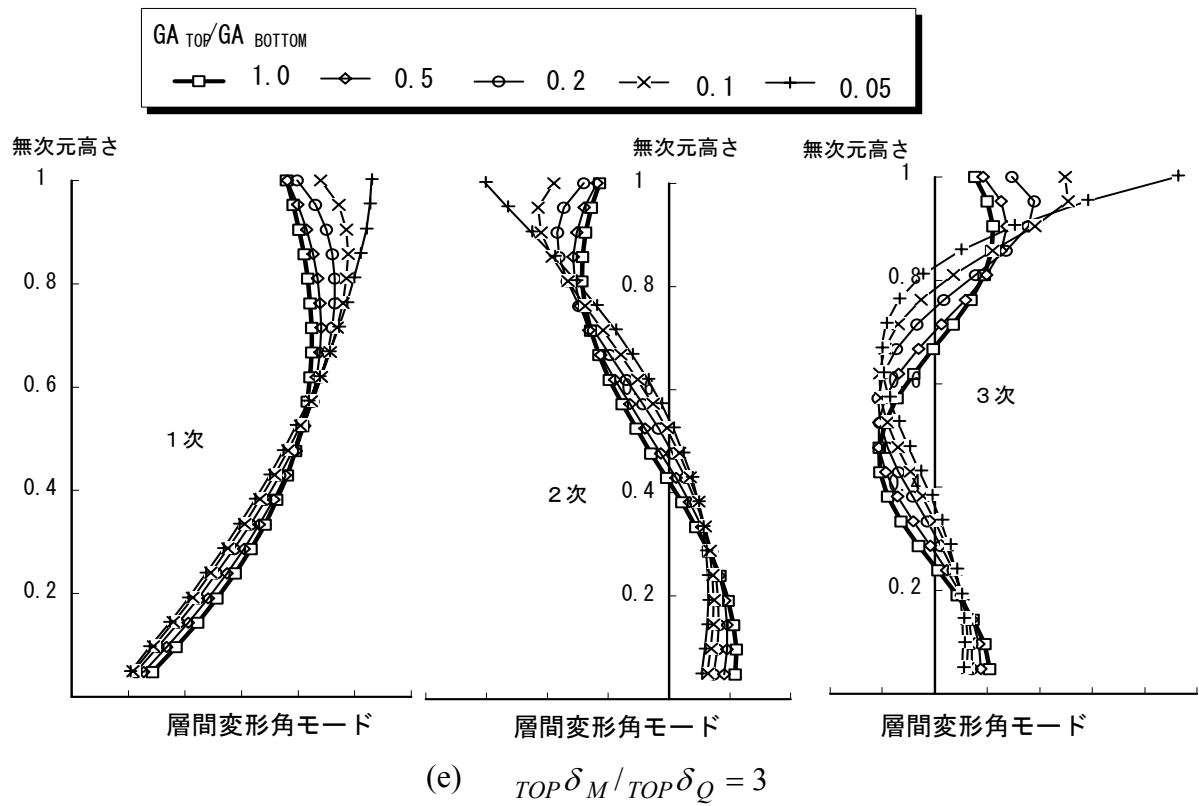


図-D.4 剛性低下による固有層間変形角モードの変化 (3)

図-D.1	変形成分と固有モード.....	233
図-D.2	変形成分と層間変形角固有モード.....	233
図-D.3	剛性低下による固有モードの変化.....	234
図-D.4	剛性低下による固有層間変形角モードの変化（１）	235
図-D.4	剛性低下による固有層間変形角モードの変化（２）	236
図-D.4	剛性低下による固有層間変形角モードの変化（３）	237