

名古屋工業大学博士論文
甲第601号(課程修了による)
平成19年3月24日授与

博士論文

塑性応答に着目した多層建物の損傷に関する研究

名古屋工業大学大学院 工学研究科 博士後期課程
社会工学専攻

日比野 陽

2007 年 1 月

論文内容の要旨

本論文は「塑性応答に着目した多層建物の損傷に関する研究」と題し、以下の6章から構成される。

第1章 序論

第2章 RC造骨組の地震時塑性率に及ぼす柱梁耐力比の影響

第3章 鋼構造骨組の地震時塑性エネルギー分布に及ぼす柱梁耐力比の影響

第4章 強震を受ける2層鋼構造建物で塑性変形が卓越する際の応答

第5章 強震を受ける剛滑り支承戸建て免震建物の応答

第6章 結論

以下に各章の概要を示す。

第1章「序論」では、わが国の耐震設計の変遷および建物の地震応答評価手法の対象と事例について述べ、柱と梁の耐力比や地震入力エネルギーに着目して損傷評価を行う手法の事例、低層建物および免震建物の損傷予測手法の事例について言及し、塑性応答に着目した損傷評価手法の必要性を示し、本研究の目的と意義を述べている。

第2章「RC造骨組の地震時塑性率に及ぼす柱梁耐力比の影響」では、RC造建物について柱と梁の耐力比（柱梁耐力比）と塑性率の関係について考察している。両者の関係から、弱点層をする建物と有しない建物で層崩壊機構を防ぐために必要な柱梁耐力比について検討を行い、柱梁耐力比の有効性について述べている。結論では、強度が相対的に弱い階が存在すると、層崩壊機構を防ぐために大きな柱梁耐力比が要求されるが、明確な弱点階が存在する建物であっても、その上限は存在する。また、明確な弱点階を有する建物の層崩壊機構を防ぐために必要な柱梁耐力比は、弱点階を有しない建物で必要な柱梁耐力比より0.4~0.6程度大きくなり、建物の強度分布が同じである場合には地震力の大きさによって大きな影響を受けると述べている。

第3章「鋼構造骨組の地震時塑性エネルギー分布に及ぼす柱梁耐力比の影響」では、3,9層鋼構造骨組を対象に、柱梁耐力比に着目し、梁の耐力を一定としたまま柱の耐力を種々変化させることで、エネルギー分布と柱梁耐力比の関係および柱梁耐力比の定義について検討を行っている。その結果、全階ほぼ均等な中低層魚骨型鉄骨骨組において、柱梁耐力比は柱と梁の節点の上下左右の柱梁強度の和で定義するのが適当であると述べている。また、柱梁耐力比が1を超えると柱の強度分布や層の位置にかかわらず層降伏エネルギーが減少しはじめる。周期の長い建物の高層部で大きな増幅率が要求されるとされる従来の動的増幅係数は、エネルギーの面から見る限りでは各層均等に必要であり、建物の強度分布が A_i 分布から著しく異なる建物では、柱梁耐力比のみで部分降伏の制御が困難な場合があることを述べている。

第4章「強震を受ける2層鋼構造建物で塑性変形が卓越する際の応答」では、ベースシア係数0.2~0.3程度の層降伏型の2層鋼構造建物を対象に、パルス的な入力を想定した人工地震動を用いて地震応答解析を行い、建物の強度分布とベースシア係数の関係から、2層鋼構造建物の応答について考察を行っている。その結果、強震を受け塑性変形が卓越した場合の応答は剛塑性応答に近づくこと、剛塑性理論に基づく応答から、強震時の塑性変形が卓越した際の1,2階の変形は、地動加速度と1,2階のせん断力係数から求まる条件から予測可能であることを述べている。また、実地震動に対する応答解析結果と比較して、提案した手法の有効性について述べている。

第5章「強震を受ける剛滑り支承戸建て免震建物の応答」では、基礎部に剛滑り支承型復元力特性の免震層をもつ2層戸建て住宅が、地震動を受けた際に変形する条件について、剛塑性理論を用いて検討を行っている。その結果、上部構造と免震層の復元力特性を剛塑性と仮定すると、上部構造と免震層の変形は、地動加速度と免震層および1階のせん断力係数の関係から求まる条件によって予測可能であると述べている。また、上部構造の復元力特性を完全弾塑性と仮定すると、提案した条件は応答の上限となることを述べている。

第6章「結論」では、本研究で得られた結果を総括して述べている。

目次

目次	V
図目次	VIII
表目次	XII
第 1 章 序論	1
1.1 背景	1
1.2 既往の研究	4
1.2.1 柱梁耐力比と損傷に関する研究	4
1.2.2 多層骨組のエネルギー入力に関する研究	5
1.2.3 多層骨組の損傷分布予測に関する研究	6
1.2.4 免震建物の応答に関する研究	7
1.3 目的	9
第 2 章 RC 造骨組の地震時塑性率に及ぼす柱梁耐力比の影響	11
2.1 はじめに	11
2.2 解析モデル	12
2.3 入力地震波	14
2.4 層間変形と層せん断力	15
2.5 最大層間変形	15
2.6 階高の設定	18
2.7 塑性化分布と柱梁耐力比 (均等モデル)	19
2.8 塑性化分布と柱梁耐力比 (不均等モデル)	19
2.9 まとめ	22
第 3 章 鋼構造骨組の地震時塑性エネルギー分布に及ぼす柱梁耐力比の影響	23
3.1 はじめに	23
3.2 解析モデル	24
3.3 柱梁耐力比の定義	27
3.4 入力地震波	28

3.5	崩壊エネルギー	30
3.5.1	全消費エネルギー	30
3.5.2	層崩壊エネルギー	30
3.5.3	全体崩壊エネルギー	30
3.6	静的弾塑性解析結果	31
3.7	応答最大層間変形角	32
3.8	柱と梁の塑性率	35
3.9	エネルギーの入力割合	36
3.9.1	平均値と標準偏差	36
3.9.2	柱梁耐力比の定義に関する検討	36
3.9.3	地震波の種類が異なる場合	38
3.9.4	曲げ強度の設定が異なる場合	38
3.9.5	地震波の強さが異なる場合	39
3.9.6	層崩壊エネルギーの合計	39
3.9.7	3層骨組の場合	40
3.10	まとめ	41
第4章	強震を受ける2層鋼構造建物で塑性変形が卓越する際の応答	43
4.1	はじめに	43
4.2	解析モデル	44
4.3	入力地震動	45
4.4	パルス波に対する応答	48
4.4.1	上層型強度分布をもち $C_1 = 0.3$ となるモデルの時刻歴応答	48
4.4.2	下層型強度分布をもち $C_1 = 0.3$ となるモデルの時刻歴応答	50
4.4.3	下層型強度分布をもち $C_1 = 0.2$ となるモデルの時刻歴応答	52
4.4.4	2階に変形が生じる条件	54
4.4.5	2階のせん断力係数と最大応答変位	56
4.4.6	ベースシア係数と最大応答変位	56
4.4.7	ベースシア係数と最大応答変位 (質量比の異なる場合)	56
4.5	実地震動に対する応答	60
4.5.1	ベースシア係数と最大応答変位 (上層型強度分布モデル)	60
4.5.2	ベースシア係数と最大応答変位 (下層型強度分布モデル)	63
4.6	まとめ	66
第5章	強震を受ける剛滑り支承戸建て免震建物の応答	67
5.1	はじめに	67
5.2	解析モデル	68
5.3	入力地震動	68

5.4	パルス波に対する応答	71
5.4.1	免震建物の時刻歴応答	71
5.4.2	剛塑性モデルの時刻歴応答	71
5.5	基礎に免震層をもつ2層剛塑性建物に変形が生じる条件	74
5.6	免震層のせん断力係数と最大応答変位の関係	76
5.6.1	剛塑性モデルの応答	76
5.6.2	免震建物の応答	77
5.6.3	上部構造の固有周期の影響	79
5.6.4	入力地震動強さの影響	81
5.7	実地震動に対する応答	82
5.8	まとめ	86
第6章	結論	87
	参考文献	89
	発表論文リスト	97

目次

序論	1
RC 造骨組の地震時塑性率に及ぼす柱梁耐力比の影響	11
2.1 骨組モデル	13
2.2 復元力特性	13
2.3 地震波形（告示波）	14
2.4 加速度応答スペクトル ($h = 5\%$)	14
2.5 層間変形－層せん断力関係 (A9)	16
2.6 層間変形－層せん断力関係 (T9)	16
2.7 層間変形－層せん断力関係 (T9')	16
2.8 最大層間変形 (A9)	17
2.9 最大層間変形 (T9)	17
2.10 最大層間変形 (T9')	17
2.11 1階階高と1,2階柱頭の塑性率 (A3)	18
2.12 1階階高と1,2階柱頭の塑性率 (A9)	18
2.13 柱梁耐力比と柱の塑性率 (A3)	19
2.14 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T3)	19
2.15 柱梁耐力比と柱の塑性率 (A9)	20
2.16 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T9)	20
2.17 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T3')	20
2.18 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T9')	21
2.19 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T9', $h_1 = 9\text{ m}$)	21
2.20 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T3', $V_{\max} = 0.5\text{ m/s}$)	21
2.21 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T9', $V_{\max} = 0.5\text{ m/s}$)	22
鋼構造骨組の地震時塑性エネルギー分布に及ぼす柱梁耐力比の影響	23
3.1 骨組モデル	24
3.2 復元力特性	24
3.3 地震波形（告示波）	28
3.4 加速度応答スペクトル（告示波, $h = 5\%$ ）	28

3.5	地震波形 (ELCE)	29
3.6	加速度応答スペクトル (ELCE, $h = 5\%$)	29
3.7	地震波形 (KOBE)	29
3.8	加速度応答スペクトル (KOBE, $h = 5\%$)	29
3.9	崩壊エネルギーの定義箇所	30
3.10	静的弾塑性解析結果 (A_i 分布)	31
3.11	静的弾塑性解析結果 (逆三角形分布)	32
3.12	地震応答解析結果 (A_i 基本モデル A1-9, 告示波)	33
3.13	地震応答解析結果 (A_i 同一モデル A2-9, 告示波)	33
3.14	地震応答解析結果 (逆三角形同一モデル T2-9, 告示波)	34
3.15	地震応答解析結果 (逆三角形基本モデル T1-9, $\psi_i = 1.0$, ELCE, KOBE)	34
3.16	塑性率の変化 (告示波)	35
3.17	逆三角形基本モデル T1-9 のエネルギー入力割合 (告示波, 平均値・標準偏差)	37
3.18	逆三角形基本モデル T1-9 のエネルギー入力割合 (告示波, 耐力比 I・II)	37
3.19	逆三角形同一モデル T2-9 のエネルギー入力割合 (告示波, 耐力比 I・II)	37
3.20	逆三角形基本モデル T1-9 のエネルギー入力割合 (ELCE, KOBE)	38
3.21	A_i モデル A-9 のエネルギー入力割合 (告示波)	39
3.22	A_i 同一モデル A2-9 のエネルギー入力割合 (告示波, 最大速度: 0.5 m/s)	40
3.23	逆三角形基本モデル T1-9 の層崩壊エネルギー合計 W_{ps} と W_p の比 (告示波)	40
3.24	逆三角形 T-3 のエネルギー入力割合 (告示波)	41
強震を受ける 2 層鋼構造建物で塑性変形が卓越する際の応答		43
4.1	復元力特性	44
4.2	強度分布	44
4.3	パルス波の時刻歴	45
4.4	PEER 波の加速度応答スペクトル ($h = 5\%$)	47
4.5	PEER 波の有効継続時間と卓越周期	47
4.6	完全弾塑性モデルの時刻歴応答 (上層型強度分布, $C_1 = 0.3$, パルス波)	48
4.7	剛塑性モデルの時刻歴応答 (上層型強度分布, $C_1 = 0.3$, パルス波)	49
4.8	完全弾塑性モデルの時刻歴応答 (下層型強度分布, $C_1 = 0.3$, パルス波)	50
4.9	剛塑性モデルの時刻歴応答 (下層型強度分布, $C_1 = 0.3$, パルス波)	51
4.10	完全弾塑性モデルの時刻歴応答 (下層型強度分布, $C_1 = 0.2$, パルス波)	52
4.11	剛塑性モデルの時刻歴応答 (下層型強度分布, $C_1 = 0.2$, パルス波)	53
4.12	1, 2 階に変形が生じる条件	55
4.13	せん断力係数と最大応答変位 (パルス波, $C_1 = 0.2$)	57
4.14	せん断力係数と最大応答変位 (パルス波, $C_1 = 0.3$)	57
4.15	ベースシア係数と最大応答変位 (上層型強度分布, パルス波)	58
4.16	ベースシア係数と最大応答変位 (下層型強度分布, パルス波)	58

4.17	ベースシア係数と最大応答変位 (パルス波, 質量比 1:2)	59
4.18	ベースシア係数と最大応答変位 (パルス波, 質量比 2:1)	59
4.19	ベースシア係数と最大応答変位 (上層型強度分布, 宝塚波)	61
4.20	ベースシア係数と最大応答変位 (上層型強度分布, 鷹取波)	61
4.21	2 階と 1 階の層間変位の比率 (剛塑性モデル, 上層型強度分布)	62
4.22	2 階と 1 階の層間変位の比率 (完全弾塑性モデル, 上層型強度分布)	62
4.23	ベースシア係数と最大応答変位 (下層型強度分布, 宝塚波)	64
4.24	ベースシア係数と最大応答変位 (下層型強度分布, 鷹取波)	64
4.25	2 階と 1 階の層間変位の比率 (剛塑性モデル, 下層型強度分布)	65
4.26	2 階と 1 階の層間変位の比率 (完全弾塑性モデル, 下層型強度分布)	65
強震を受ける剛滑り支承戸建て免震建物の応答		67
5.1	復元力特性	69
5.2	パルス波の時刻歴	70
5.3	PEER 波の加速度応答スペクトル ($h = 5\%$)	70
5.4	PEER 波の有効継続時間と卓越周期の関係	70
5.5	パルス波に対する時刻歴応答 (等分布, $C_0 = 0.05$)	72
5.6	パルス波に対する時刻歴応答 (等分布, $C_0 = 0.1$)	72
5.7	パルス波に対する時刻歴応答 (等分布, $C_0 = 0.15$)	73
5.8	パルス波に対する時刻歴応答 (等分布, 剛塑性)	73
5.9	免震建物の変形条件 ($C_1 \leq C_2$ の場合)	75
5.10	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, 剛塑性)	76
5.11	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, 弾塑性)	77
5.12	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (逆三角形分布, 弾塑性)	78
5.13	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, 弾塑性, 上部構造剛性大)	79
5.14	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (逆三角形分布, 弾塑性, 上部構造剛性大)	80
5.15	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, 2 倍の入力波)	81
5.16	判別条件 (KJM000, SYL360)	82
5.17	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, KJM000)	83
5.18	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (逆三角形分布, KJM000)	83
5.19	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, SYL360)	84
5.20	免震層のせん断力係数と最大応答変位 (逆三角形分布, SYL360)	84
5.21	判別条件に用いるせん断力係数	84
5.22	1 階の変形が 15 mm (1/200) になるときのせん断力係数 C_A	85
5.23	免震層の変形が 15 mm (1/200) になるときのせん断力係数 C_B	85
5.24	応答解析結果から求めた判別条件	86

表目次

序論	1
RC 造骨組の地震時塑性率に及ぼす柱梁耐力比の影響	11
2.1 強度設定	13
鋼構造骨組の地震時塑性エネルギー分布に及ぼす柱梁耐力比の影響	23
3.1 モデルの構成	25
3.2 基本モデルの強度	25
3.3 同一モデルの強度	26
3.4 柱梁耐力比の定義	27
強震を受ける2層鋼構造建物で塑性変形が卓越する際の応答	43
4.1 モデル名称とパラメータ	44
4.2 PEER 波の詳細	46
強震を受ける剛滑り支承戸建て免震建物の応答	67
5.1 モデル詳細	69
5.2 PEER 波の詳細	69

第1章

序論

1.1 背景

近年、敷地の制約や使用目的の多様化により、平立面形状が複雑な建物や不連続な剛性および強度分布を持つ建物が多くなってきている。また、鉄筋コンクリートや鋼構造の技術革新や施行技術の向上に伴い、超高層鉄筋コンクリート造建物などが数多く建設されている。わが国は世界有数の地震大国であり、地震動を受けた際にいずれの建物も倒壊しないことが重要であり、耐震規定によって正しく定める必要がある。

現在の建築構造物の設計法は、建築基準法などの各種規準を満足するように設計を行う、仕様規定型設計法が主流となっている。しかしながら、1995年の兵庫県南部地震の被害を契機として、所定の性能を満足すれば、認めるという性能規定型の設計法が認められる方向にある。性能評価型設計法は、建物の耐震性能を評価するため、不整形な構造にも適用しやすい。その結果、設計の自由度が高くなるというメリットがあるなど、現在の設計法よりも合理的である。性能評価型耐震設計法は、米国のATC-40¹⁾やFEMA-273²⁾、我が国の建築規準法³⁾に代表され、想定した地震動に対する建物の非線型応答の推定は最も重要な項目の1つである。FEMA-273では、NSP(Nonlinear Static Procedure)²⁾として、2001年の改正建築基準法³⁾では、等価線形化法と応答スペクトル法を組み合わせた限界耐力計算法⁴⁾として取り入れられている。これら性能評価型設計に用いられる、等価1自由度系モデルによる応答推定手法は簡便ではあるが、強震時に単一の代表的なモードで振動しなくなる可能性のある不整形な建物に対しては適用が難しいという問題があり、地震応答解析によって確かめる必要がある。

1981年より施行されている建築基準法における許容応力度等設計法は、建物が強震動を受けたときに、部材の強度や応答が設計の意図通りに発揮されなければ意味がない。許容応力度等設計法で用いられる保有水平耐力の検討は、構造物の危険断面に塑性変形が生じ、弾性応力解析の応力が降伏に伴い再配分されることを考慮し、構造物が崩壊機構を形成するときの最大耐力が設計用の外力に比べて大きくなることを確認する方法である。従来用いられてきた終局強度設計法が部材としての最大強度を考えるのに対して、構造物全体としての最大耐力を用いる点が大きく異なり、構造物に必要な耐力を把握することは重要である。

許容応力度設計法から終局強度型設計法へと移行しつつある現在では、地震時における各部材の詳細な変形や応力を求めることが必要となってきている。兵庫県南部地震によって、現在までの地震被害からで

は考えられなかった中間階の崩壊やピロティ形式の建物の1階崩壊などが数多く見られ⁵⁻⁷⁾、想定以上の損傷を受けた建物が多く見られ、耐震規定でも倒壊の危険性を回避できない可能性があることを示唆した。終局強度型設計法では、作用荷重を荷重係数で割り増した設計用荷重を用いて、弾性解析により計算される最大の部材応力を上回る終局強度を確保するように設計する。そのため、構造物が靱性のある塑性変形をすることを考えていることから、弾性系の地震応答を大幅に低減して地震荷重を設定しているなど、塑性変形に伴う応力の再配分については略算的に考慮することがあり、問題を生じる可能性がある。よって、塑性変形の応答の影響をはかる必要がある。

靱性に依存した耐震設計では、地震入力エネルギーを特定層ではなく、建物全体の降伏ヒンジで吸収するような、梁曲げ先行型の全体降伏機構を形成するような設計が望ましいとされている。鉄筋コンクリート構造においては、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説⁸⁾」で、設計時に想定した梁曲げ降伏先行型全体降伏機構を確実に実現させるために、ヒンジ部材に対しては十分な靱性を確保し、非ヒンジ部材には曲げ降伏ヒンジの発生などの脆性的な破壊が生じないように部材設計を行うこととしている。同様に、鋼構造においても、「冷間成形角形鋼管設計・施行マニュアル⁹⁾」において、層数やクライテリアによっては梁崩壊型機構を達成するために必要な柱梁耐力比が規定されており、柱梁耐力比は建物の耐震性能を確保するために有効であるとされている。しかしながら、骨組を構成する梁および柱部材の耐力は、使用する材料強度のばらつきや耐力評価式の精度などから、ある程度の不確定性を有すると考えられ、柱と梁の耐力比にもばらつきが生じる。その結果、設計された骨組全体の耐震性能もある程度のばらつきを有することになる。また、地震動の影響によっては、想定した強度以上の応力が生じ、柱が降伏する可能性もあり、規定されている柱梁耐力比が充分であるとの確証はなく、把握できていない問題もあると考えられる。以上のような問題から、梁崩壊型機構が達成するための柱梁耐力比を実務設計において、いくらに設定すればよいかとなると、骨組の形態や層数、想定する地震動に応じてその値が変化することもあり、設計に直接供せるだけの簡便な情報は必ずしも蓄積されていない。

2005年の建築基準法によって告示されたエネルギー法¹⁰⁾は地震エネルギーの釣合いによって建物の応答を把握する手法であり、Housner^{11,12)}が予見し、秋山^{13,14)}によって具現化されたエネルギー理論が元になっている。地震時の総入力エネルギーは、建物の全質量と主要振動周期のみにほぼ依存する安定した量であり、耐震設計や診断において有力な指標であるとされている。不整形な建物等にも適用できることから、エネルギー法は今後、設計法の主流になると考えられ、エネルギーの建物への入力性状や、エネルギー法の適用範囲をおよび、その特性を把握することは重要な課題である。

エネルギー理論によって建物の応答を把握する手法は、地震により建物に投入されるエネルギー入力と、アイソレータとダンパーで吸収されるエネルギー量を等値とすることで、免震層の最大応答変位や最大せん断力を簡便に予測することができる¹⁵⁾ため、包絡解析法として、免震構造設計指針¹⁶⁾に取り入れられてきている。このように免震建物を簡易なモデルに置き換えて、その応答を評価する手法は、簡便に応答を予測できるため、基本設計に用いる際には有効である。

また、兵庫県南部地震による被害や、建築基準法の改正にともなう、2000年の免震関連告示によって、建築物普及のための条件が整備されてきたことから¹⁷⁻¹⁹⁾、免震建物が増加してきているとともに、免震建物の応答予測に関して研究が多く行われてきている。この流れから、旧基準法ではコストの面で負担の大きかった戸建て住宅の免震設計も、新たな設計ルートにより、ますます推進されていくものと考えられる。免震建物に用いられる免震装置は種々用いられてきており、アイソレーターとダンパーの復元力特性

を元に地震応答解析を行うことが多い。近年では、戸建住宅において、滑り支承を用いた免震装置が多く用いられるようになってきており、その応答予測法が必要とされている。免震建物の設計において一般的に用いられる包絡解析法¹⁶⁾は、基礎免震建物の適用する際に、上部構造を十分な重量をもつ剛体として扱うことが基本にあることや、上部構造の固有周期と免震周期の比によって、十分な予測ができない場合もある¹⁵⁾。また、限界耐力計算法による方法では、設計の負担が大きくなるという問題があり、戸建て免震住宅の応答評価法には検討の余地がある。

以上のように、柱と梁の耐力比や地震時のエネルギー入力および、それらの関係について把握することは、今日の耐震設計において重要な課題の1つである。しかしながら、その性質に関して十分な言及がなされていない部分があることは、耐震設計における危険性のリスクを見過ごすことになり、無視できない問題である。

1.2 既往の研究

1.2.1 柱梁耐力比と損傷に関する研究

耐震安全性を確保するために、梁崩壊型機構ができるだけ達成できるように設計することがある。その場合、梁崩壊型機構の形成を確保するために、梁の全塑性モーメントに対する柱梁耐力比をいくら以上にすればよいのかという問題が派生する。

梁崩壊機構を満足するために必要な柱梁耐力比に関する既往の研究には、静的水平下において梁崩壊型機構を形成させるために必要な柱梁耐力比に着目した流れと、動的応答において、柱の塑性化を最小限に留めるために必要な柱梁耐力比に着目した流れがある。前者では、水平力の層方向分布変動や、部材耐力のばらつきを考慮した信頼性解析がいくつもみられる²⁰⁻³⁶⁾。いずれも、種々の変動を考慮してもなお、梁崩壊機構を形成させるためには、相当大きな柱梁耐力比が必要であること、また、層数が多くなるほど大きな比が必要であることを示している。また、後者の層方向への荷重の大きさ、方向、分布が時々刻々変動し、骨組部材に複雑な載荷・除荷履歴を誘発する地震応答において、崩壊機構を定義することは容易ではないため、柱の塑性化が極く限られた応答を保証するための柱梁耐力比についても多くの検討がなされている³⁷⁻⁵⁹⁾。

また、柱梁耐力比による崩壊機構の形成条件から、損傷との関係について論じた研究は多くあり、層ごとに扱う柱梁耐力比を高さ方向の耐力分布との関係づけ、耐力変化層と損傷との関係について検討を行っている。山田ら⁴⁹⁾や兼光ら⁵⁰⁾、加藤⁵¹⁾は、柱降伏型の骨組では、第1層および耐力変化層への損傷集中現象が起ることを報告している。寺本ら⁵³⁾は柱梁耐力比、高さ方向の耐力分布形として、連続分布・階段状分布の2種類をパラメータとして、網構造10層ラーメン骨組の弾塑性応答解析を行い、梁降伏型骨組では柱降伏型骨組より損傷集中が緩和され、耐震的に有利であること、柱梁耐力比が1.5の場合には柱材には塑性ヒンジが発生せず、安全な梁降伏型架構となること、耐力の高さ方向分布が A_1 分布に比例して連続的に変化する場合には、応答が特定層に集中することなく安定した応答性状を示すこと、実際の建物を想定した階段状に高さ方向耐力が分布する場合には、耐力が不連続な層に応答が集中する可能性があることを明らかにした。しかしながら、これらの研究は、梁の剛性がある程度確保されたモデル及び柱脚を固定した骨組について、高さ方向の各層の耐力分布に対する損傷分布を扱っており、十分な検討ではなかった。それに対し、呉ら⁴⁸⁾は半剛接骨組の応答解析を行い、同じ耐力を持つ骨組でも梁の剛性が柱に比べ非常に小さい場合は、最下層部または耐力変化層への損傷集中をもたらすことを明らかにしている。小堀ら³⁷⁾は梁降伏型架構が成立するために必要な柱部材と梁部材の曲げ耐力比について3層骨組を対象に研究を行い、梁強度和を柱強度和より小さく、柱・梁強度比を0.5~0.7程度にとどめることにより、柱の応答は梁の応答に比較して十分制御すると述べている。秋山ら⁵⁶⁾は塑性化が部材端にのみ生じ完全弾塑性型復元力特性の塑性ヒンジを持つ、5層1スパンの骨組モデルを用いて、弾塑性応答解析を行い、柱の多少の塑性化を許容し、第1層柱脚固定の場合の1層を除いて柱で吸収されるエネルギーがその層で吸収されるエネルギーの0.1以下となることを梁降伏型がほぼ成立しうる条件に対して、基本骨組の柱強度に対する比率が1.3倍以上の柱強度があればよいと述べている。張ら⁵⁷⁾は耐力を2層、3層で変化させた5層フレームモデルの応答解析を直下型、海洋型地震動に対して行い、層の強度が弱い、1層、

3層で損傷集中が生じ、いずれの地震動においても、第3層が最初に耐力劣化すること、直下型地震動は単調荷重と同様に複数の層にほぼ同時に降伏や耐力劣化をさせ、損傷は構造系全体に分散する。一方、海洋型地震動は繰り返し荷重と同じく、各層で小さな変形を繰り返させ、初期に降伏や耐力劣化をした層に損傷が集中することを示している。中島ら^{54,55)}は、低中層鉄骨骨組を対象に梁崩壊型機構を指向し、柱の塑性化を許さないために必要な柱梁耐力比について研究を行い、柱の塑性化を許さないための柱梁耐力比は、地震動の入力レベルが高くなるほどほぼ線形に増加すること、必要な柱梁耐力の上限を持ちにくい理由を、1次モードに弾性2次モード的な増分挙動が重畳されることに起因すること、現行の耐震設計による多くの低中層鉄骨骨組が有する柱梁耐力比（例えば文献⁶⁰⁾によれば、1.0~1.2程度が多い）よりも大きいことを明らかにしている。前田ら⁶¹⁾は中低層鋼構造骨組の大地震時における動的応答性状について、中低層骨組の層の損傷は降伏せん断力係数と降伏せん断力係数の影響が支配的であること、骨組の中柱では柱梁耐力比が1.5以上であれば柱に損傷がほとんど生じないこと、柱梁耐力比が1以下であっても、接合部パネルの損傷負担が増加するために、柱の損傷はあまり増加しないことを示した。

以上をまとめると、耐力比の変化層では変形集中が起こること、必要な柱は耐力比は入力やモデルによって大きく異なることがいえる。しかしながら、このような多数の柱梁耐力比と損傷に関する研究のいずれもエネルギー応答に関連づけたものはなく、エネルギーの観点から考察する必要がある。

1.2.2 多層骨組のエネルギー入力に関する研究

エネルギー入力に関する研究はこれまでも多くあり、エネルギー法の施行¹⁰⁾により、エネルギー入力に基づく建物の耐震設計は法規化され、エネルギーによる応答評価が現実の設計で用いられるようになってきた。Housner¹¹⁾はエネルギーに基づく耐震設計に関する先駆的な研究を行い、秋山^{13,14)}はこのHousnerの方法を発展させ、エネルギー入力に基づく耐震設計の方法を提示している。秋山^{13,14)}は完全弾塑性型の多質点系において、地震によるエネルギー入力と損傷の分布に付いて、1次固有周期、総質量が等しい振動系へ入力される総エネルギーは一定であり、強度・変形特性にはよらないとし、ある1つの層の強度が他層に比べて著しく小さい場合には他層は塑性変形せずに弾性範囲にとどまり、エネルギーの超過分は弱いそうに集中して入力されることを示した。Parkら^{62,63)}は応答最大変形及び履歴消費エネルギーの両者によって構造物の損傷レベルを評価する指標を提案し、実験及び実際の地震被害との対応性の検討を行っている。堀ら⁶⁴⁾は1自由度系に縮訳したモデルを用いてエネルギー的見地からRC造建物の地震時エネルギー応答性状および応答最大塑性率とエネルギー消費の両者を考慮した耐震設計手法の検討を行い、地震入力エネルギーは、構造特性に対しては安定した値であり、地震動の破壊力指標として用いることができるとし、エネルギー応答は、地震動の繰り返し効果を考慮する指標として有効であると述べている。衣笠ら⁶⁵⁾は地震動の威力をエネルギー入力量とエネルギー入力速度とにより評価し、1質点にモデル化された鉄筋コンクリート構造物の応答変位量がある値以下となるに必要な耐力算出法の提案を行っている。向井ら⁶⁶⁾は、最大応答変移を振幅とする定変位振動時エネルギー入力速度と実際の応答におけるエネルギー入力速度が等しくなると仮定し、地震動の威力をエネルギー入力速度とエネルギー入力量で捉えることにより、地震時の繰り返し回数と応答変形の片寄りを示す係数を用いた建物の必要耐力算出式を提案している。丸橋らは向井ら⁶⁷⁾や松森ら⁶⁸⁾、小林ら⁶⁹⁾による多層骨組を等価1自由度系に縮約して、損傷予測を行う手法は、地震特性が部材の損傷分布に影響を与えることから、高精度の予測が困難

であるとして、文献⁷⁰⁾による「層せん断余裕率」という指標を用い、エネルギー法¹⁴⁾に基づいた耐震安全性検証手法の提案を行っており、エネルギー分布と層せん断余裕率分布との間に強い相関性があることを示した⁷¹⁾。

このように、エネルギー入力に関する研究は多くあるあるが、柱梁耐力比に対してや動的増幅係数^{8,72)}などの係数との関連付けを行ったものはなく検討の余地がある。

1.2.3 多層骨組の損傷分布予測に関する研究

一般的に損傷が集中する崩壊系は層の崩壊及び構造物の倒壊の危険性が高いことから耐震設計上、避けなければならないものの1つである。近年の兵庫県南部地震では層崩壊したRC構造物が数多く報告されており^{5,6)}、崩壊層を有する建物の危険性が再認識された。一方、性能評価型耐震設計にとって構造物を合理的かつ簡易的に評価することが重要であり、そのためには多層建物の地震応答解析を行わないことがその条件といえる。

多層骨組の損傷分布予測に関する研究には、等価1自由度系に縮訳して、その応答から損傷分布を予測する手法がある。限界耐力計算法⁴⁾は、多層建築物の地震時における各層あるいは各部材の最大応答値を当該建築物の構造特性を代表する等価1自由度系の最大応答値に基づいて評価する手法である。想定する地震動に対して建築物の塑性変形量に応じた等価粘性減衰を考慮した応答スペクトル (Demand Spectrum) と建築物の構造特性を表す耐力曲線 (Capacity Spectrum) を重ね合わせ、その交点を想定する地震動に対する建築物の応答代表値とし、その代表値から各層の応答値を推定している。上記の応答評価法はいずれも地震動の効果を各種の応答スペクトルで表し、弾性系の応答から弾塑性系の応答を推定するものである。

また、構造物の耐震安全性に係わる大きな変形レベルの地震応答は、弾性系の応答よりも完全弾塑性系の応答に関連性が高いと思われる。倉本ら^{73,74)}は多層建築物の時刻歴地震応答結果に基づいた振動モード分解法によって1次モード成分と高次モード成分を求め、層せん断力および層間変形の時刻歴が略算式により精度よく予測できることを示し、限界耐力計算における耐震性能評価法に対して高次モードの影響を考慮することを目的として、多層建築物の最大層せん断力および最大層間変形の評価式を提案している。向井ら⁷⁵⁾は多層骨組にモデル化された中間層崩壊を含む層崩壊型RC構造物を対象に、等価1質点系を用いることで骨組モデルの地震応答解析を直接行わない簡易予測手法を提案している。Chopraら⁷⁶⁾は等価1自由度系による地震応答評価法である Capacity Spectrum Method⁷⁷⁾を2次および3次モードに拡張し、モーダルアナリシスにより高次モードを考慮した応答値評価を行っている。森ら^{78,79)}は、1次モード応答に等価1自由度系の弾塑性応答解析結果を用い、2次および3次の応答スペクトルを組み合わせたモーダルアナリシスによる評価法を提案している。

多層骨組の損傷を層ごとに扱う研究において、秋山¹⁴⁾は建物の実際の降伏せん断力分布の最適な降伏せん断力分布からの隔たりにより損傷分布則を定量化し、任意の層の損傷は降伏せん断力の分布により推定され、さらにその損傷は当該層の崩壊機構により変化するとしており、当該層の崩壊機構が柱崩壊機構となる場合、損傷が促進されることを示した。松森ら⁶⁸⁾は与えられた設計スペクトルに対するRC造骨組各部に生じる、最大地震応答変形を高次モードの外力を考慮した漸増載荷解析による変形に増幅係数を乗じる方法によって予測する手法を提案しており、異なる地震動に対して部材の最大応答を推定するに

は、全層に一樣な増幅係数で割り増す必要があること、および、増幅係数や推定誤差は外力分布形として層せん断力分布係数 A_i 分布あるいは1次モード比例外力分布を用いた場合に比べて、著しく向上することを示している。

これらの応答手法は地震応答予測を複数の地震応答解析結果と比較して、結果について統計的に扱ったものであり、安全側の評価を行うことに主眼が置かれていることなどから、塑性応答の影響を概略的に考慮しているに過ぎない。また、高層建物では、地震動によっては高次モードの影響により、上層階で応答値が変化する場合もある。このような理由から、塑性応答の影響を考慮することは重要であるといえる。

また、低層鋼構造建物に特化した研究も行われている^{61,80-83)}が、限界耐力計算に関する既往の研究では、弾性一次固有周期が1秒以上の中高層建物を対象としていることが多く、固有周期が1秒以下であることが示されている鉄鋼系工業化住宅への適用には問題が生じる可能性もある。

構造物の地震応答は、地震動波形と復元力特性さえ与えられれば時刻歴解析に基づいて精度良く求めることが可能であるが、時刻歴による特解よりも、地震動と構造物を少ない特性値で関連付け、陽な一般解を提供することは依然に大きな意味を持つと考えられており、

地震動の入力の単純化並びに構造物応答に関する仮定の元に求められている。例えば、等価線形解析法⁸⁴⁾やエネルギー法⁸⁵⁾の場合、構造物の定常振動の仮定、速度スペクトルやエネルギースペクトルとしての地震動入力が与えられることが前提となっている。しかしながら、構造物に大きな被害をもたらす直下型地震の特徴として、大きな速度パルスが地震動波形に含まれていることが指摘されている⁸⁶⁾おり、大きな塑性化が生じた場合には応答の偏りが顕著になるものと考えられる。応答の非定常性に着目し、瞬間エネルギー⁸⁷⁾やエネルギー入力率⁸⁸⁾により最大応答を予測する方法も提案されているが、いずれも論理的に予測しているとはいえない。

上記に示した研究は、いずれも、塑性応答による影響を論理的に扱ったものではなく、塑性変形の及ぼす影響については依然として未知の部分が多い。

1.2.4 免震建物の応答に関する研究

現在では、高耐震性を確保する構造形式として、免震構造が広く採用されるようになり、種々の適用方法が提案されている。免震層の設計においては、積層ゴムと弾性すべり支承の組合せ、高減衰ゴム系や鉛プラグ挿入型積層ゴムとオイルダンパーを組み合わせるなど、多様化が進んでおり、構造種別に応じて応答予測式が提案されている。

積層ゴムと履歴ダンパーを組み合わせた場合の応答予測式では、秋山によるエネルギーの釣合に基づく包絡解析法^{14,16)}が有名である。免震構造を上部構造の剛性は免震層の剛性に比べて十分に大きく、1質点振動系とみなすことができるとして、一定のエネルギー入力の下での基本応答をエネルギーの釣合式に基づいて求め⁸⁹⁾、免震層のせん断力係数と免震層変位の関係について示している。秋山の提案式^{14,16)}は、その簡便さから概略計算に適しており、多くの数値計算をせず、最適な設計諸元の目安をつけることが可能な応答評価法でもあることや、地震の総エネルギー入力を用いるため、地震波の特性に依存しない手法として免震構造の地震時応答予測には有効であるとされている。小林ら^{90,91)}は秋山の基礎免震構造の応答予測式^{13,14,16)}について、下部構造部の減衰の影響を評価するとともに、応用し、中間層免震構造の免震層位置に無関係に成立する応答予測式を提案し、その評価を行っている。北村ら⁹²⁾は弾性すべり支承と

積層ゴムを組み合わせた免震構造について、弾性すべり支承で支持する建物重量の割合や、弾性すべり支承の摩擦係数、積層ゴムと弾性滑り支承の水平剛性比、弾性滑り支承と積層ゴムの負担せん断力比等を用いて、エネルギーの釣合に基づく応答予測式を提案するとともに、免震層の応答せん断力係数を最小とする最適値を求めている。東野ら⁹³⁾は粘性ダンパー・履歴ダンパーと積層ゴムの免震構造について、千葉ら⁹⁴⁾は、粘性ダンパー・履歴ダンパーと積層ゴムを組み合わせた場合についてエネルギーの釣合に基づく応答予測式を提案している。また、村上ら⁹⁵⁾は多層建物の中間層免震構造の応答を下部構造を1質点、免震層の上部構造を剛体として、免震層とあわせて1質点とする2質点系モデルに置換して予測する手法を提案している。

建築基準法の改正¹⁰⁾により、近年では戸建て免震住宅への適用も増えつつあり、滑り支承の免震構造が戸建て住宅から高層建物に至るまでの広範囲の建物に適用されるようになってきた。滑り支承を用いた住宅に関する研究はこれまでに数多く行われてきており⁹⁶⁻¹¹⁴⁾、建物の設計が仕様規定から性能規定に変わろうとしている現状から、滑り支承免震建物の性能評価が必要になってきている。しかしながら、滑り支承の摩擦力が剛塑性型の復元力特性を呈するため、その非線型特性が地震応答解析を難解にし、数値解析精度を損なう原因になっている^{115,116)}。滑り支承免震建物の性能評価を正確に行うことは容易ではなく、剛滑り支承建物の地震応答解析法が種々提案されてきた。提案手法は半解析的方法^{117,118)}と履歴型復元力近似法¹¹⁹⁾が多用されているが、これらの手法は精度よく、安定した数値解が得られることを目的としているため、複雑であり、数値積分法を用いて導かなければならない¹²⁰⁾など、適用は容易ではない。

これに対し、花井ら^{121,122)}は、地震応答解析を用いて行う、建物の地盤特性と建物の構造から限界耐力計算法を用いた簡易応答評価法を提案しているが、その他に滑り支承戸建て免震建物の応答を評価する手法は見当たらない。

1.3 目的

塑性応答を表す指標として、弾性限界に対する塑性変形の割合である塑性率が用いられる。その一方で、性能評価型設計に移行するのに伴い、建物の損傷を表す指標として最大応答変形が用いられるようになってきている。最大応答変形が小さくなることが、建物の損傷を小さくすることと等価であるとともに、大変形が生じても建物が倒壊しないように設計されるよう、柱と梁の耐力比も考慮して、柱に大きな損傷が生じないようにすることが望ましい。建物の倒壊を生じないような条件を考察することは重要な事項であるとされるようになってきている。同時に近年では、建築基準法の改正¹⁰⁾により、建物に入力されるエネルギーが建物の塑性応答と一定の関係を表す指標として認知されてきている。エネルギー応答性状の把握は性能評価型設計において重要であるといえる。以上から、柱梁耐力比と塑性率およびエネルギーの関係を求めることは、建物の耐震性能を評価する上で重要である。

兵庫県南部地震では、多くの低層建物が倒壊したことを考えると、その応答を把握することは重要である。しかしながら、このような低層建物が震度7クラスの強震を受け、塑性応答が卓越した場合には、大変形が生じる可能性があり、その応答を把握する必要がある。一般に、応答の把握には地震応答解析を行うことが有効であるが、設計者にとって負担が大きく、好ましくない。そのため、低層建物の応答を簡便に予測する方法が必要である。一方で、塑性応答を特定層に集中させることで、他層への損傷集中を回避する免震構造建物において、塑性応答を把握することは、免震層の変形を予測することとほぼ等価であると考えられる。よって、免震建物の応答は、塑性変形が卓越した場合の応答に近づくと考えられ、塑性応答に着目することでその応答を把握できると考えられる。

そこで、本論文では「塑性変形に着目した多層建物の損傷に及ぼす影響に関する研究」と題し、多層建物の塑性率と柱梁耐力比との関係および、入力エネルギーと柱梁耐力比の関係から、層崩壊を生じさせないための柱梁耐力比について検討を行う。また、低層建物の塑性変形が卓越する際の応答および、低層免震建物の応答を剛塑性理論に基づいた応答解析から明らかにすることを目的とする。

第2章

RC造骨組の地震時塑性率に及ぼす柱梁耐力比の影響

2.1 はじめに

一般的に損傷が集中する崩壊系は層の崩壊及び構造物の倒壊の危険性が高いことから耐震設計上、避けなければならないものの1つである。近年の兵庫県南部地震では層崩壊したRC構造物が数多く報告されており^{5,6)}、崩壊層を有する建物の危険性が再認識された。

梁の全塑性モーメントに対する柱の全塑性モーメントの比を求める「柱梁耐力比」は既往の研究において、崩壊機構の形成条件や、損傷との関係について論じられ、層ごとに扱う柱梁耐力比を高さ方向の耐力分布との関係づけて、耐力変化層と損傷との関係などについて多くの検討がなされてきた³⁷⁻⁵⁹⁾。1999年以降の米国コンクリート建物設計基準¹²³⁾は、柱の曲げ強度の和がスラブ筋を考慮した梁強度の1.2倍以上となることを規定している。柱梁耐力比は、建物全体の強度分布を判断することはできないが、各層毎に、層崩壊の余裕度を制御できる指標であり、層崩壊機構の判別には有効である。

柱梁耐力比を鋼構造建物について検討した研究は数多くある。寺本ら⁵³⁾は柱梁耐力比、高さ方向の耐力分布形をパラメータとして、鋼構造10層ラーメン骨組の弾塑性応答解析を行っている。解析の結果から、梁降伏型骨組では柱降伏型骨組より損傷集中が緩和され、耐震的に有利であること、柱梁耐力比が1.5の場合には柱材には塑性ヒンジが発生せず、安全な梁降伏型架構となること、耐力の高さ方向分布が A_i 分布に比例して連続的に変化する場合には、応答が特定層に集中することなく安定した応答性状を示すことなどを明らかにしている。小堀ら³⁷⁾は梁降伏型架構が成立するために必要な柱部材と梁部材の曲げ耐力比について3層骨組を対象に研究を行い、梁強度和を柱強度和より小さく、柱・梁強度比を0.5~0.7程度にとどめることにより、柱の応答は梁の応答に比較して十分制御できると述べている。これらの研究のように、建物のある状態に留めるために必要な柱梁耐力比は、層数や地震動の大きさに依存すると同時に、要求水準に大きく依存し、1階柱脚を除く全ての柱を弾性域に収めるための柱梁耐力比などと定義した場合には、非現実的な耐力比となる。そこで、本章では層崩壊機構を防ぐための柱梁耐力比を扱う。また、これらの研究は整形な建物を対象としており、ピロティ形式などの不整形な建物の応答に言及したものは多くない。弱点階を有するような不整形な骨組においても、整形な建物と同様に柱梁耐力比による応答の評価が有効であるかについて検討する必要がある。

そこで、本章では、1階の階高を主なパラメータとして、弱点層を有する建物と有しない建物について地震応答解析を行い、塑性率と柱梁耐力比の関係から、層崩壊機構を防ぐために必要な柱梁耐力比について考察を行う。弱点層を有する建物でも、柱梁耐力比によって、層崩壊機構を制御することが可能であるかどうかは重要な検討課題であるといえる。

2.2 解析モデル

解析モデルは、階高が全階一様なモデル（以下、均等モデル）と、均等モデルの最下階の階高のみ異なるモデル（以下、不均等モデル）を設定する。

均等モデルは、スパン8m、階高4m、各階重量840kNの3、9層の純ラーメン構造とし、柱、梁を材端弾塑性バネでモデル化した魚骨骨組（図2.1）とした。復元力特性はトリリニア型の修正武田モデルとし、降伏時剛性及び、降伏後剛性はそれぞれ、初期剛性の0.3倍、0.001倍、ひび割れ強度 M_c は、降伏強度 M_y の1/3倍とした（図2.2）。各階の柱と梁の断面2次モーメント I は、次の3条件のもとでベースシア係数が0.2となる時、建物の全体変形角が1/1000となるように定めた。

- ヤング係数 $E = 2.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- 梁の断面2次モーメント I は柱の2倍とする（スラブの影響を考慮）
- 各階の柱と梁の断面2次モーメント I は、 A_i 分布によって定まる層せん断力の分布に比例させる。ただし、基礎梁は1階梁の10倍とする。

粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は弾性1次モードに対して5%とした。 $P-\Delta$ 効果は考慮しない。

各部材の曲げ強度は、 A_i 分布および逆三角形分布荷重による静的弾性解析を行い、ベースシア係数が0.3となる時の梁の曲げモーメントを梁の曲げ強度とした。ただし、最上階の梁の曲げ強度は直下の階の梁の1.5倍とし、基礎梁の曲げ強度は1階の梁の3倍とした。柱の曲げ強度は、各階柱頭、柱脚の曲げモーメントの平均とした。（我が国で逆三角形荷重が用いられることはないが、部材の強度を A_i と少し変えた場合、という程度の意味である。実際の建物の強度が必ずしも A_i 分布に従わない場合もあり、その影響を考慮するために用いた。）

A_i 分布、逆三角形分布により強度を定めたモデルをそれぞれ、A、Tとし、骨組の層数を末尾に付加してA3、T9のように命名する。最後に、各モデルについて、各階の柱に35種類の強度係数 ψ_i （0.5～2.2まで0.05刻み）を乗じ、柱と梁の強度比の異なるモデルを作成した。剛性はすべて同一とした。表2.1に $\psi_i = 1.0$ の場合の柱と梁の強度を示す。表中の柱梁耐力比は、「（節点上下の柱強度の平均値）/（梁強度）の比（ACI規準¹²³）と同じ定義」とする。中間階では柱頭・柱脚で上記の比を算出し、そのうち小さい方を「当該層の柱梁耐力比」とする。最上階では柱脚のみ、最下階では柱頭のみで評価する。

不均等モデルの曲げ強度、剛性、ヤング係数等のパラメータは均等モデルと同様とし、1階の階高のみ異なるモデルとなる。1階の階高については、地震応答解析から2.6節で求める。

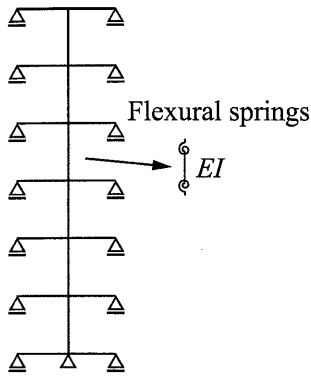


図 2.1: 骨組モデル

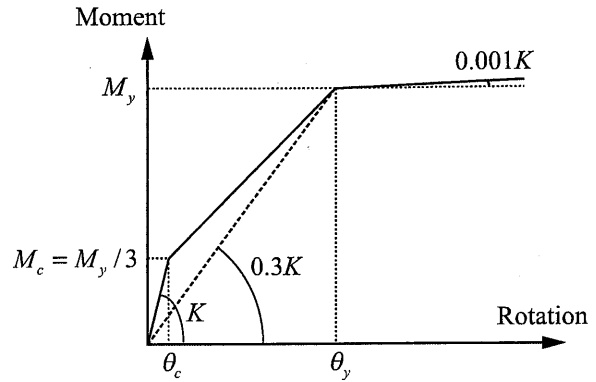


図 2.2: 復元力特性

表 2.1: 強度設定

(a) 3層骨組 ($T_1 = 0.36$ s)

	A_i			逆三角形		
	曲げ強度		柱梁耐力比	曲げ強度		柱梁耐力比
	柱	梁		柱	梁	
3	706	869	1.1	756	935	1.1
2	1150			1260		
1	1512	1020	1.3	1512	1067	1.3

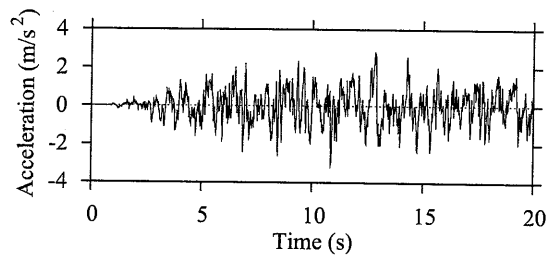
(b) 9層骨組 ($T_1 = 0.64$ s)

	A_i			逆三角形		
	曲げ強度		柱梁耐力比	曲げ強度		柱梁耐力比
	柱	梁		柱	梁	
9	396	494	1.0	302	435	1.0
8	618			570		
7	800	704	1.0	806	682	1.0
6	956	876	1.0	1008	901	1.0
5	1094	1026	1.0	1176	1087	1.0
4	1216	1153	1.0	1310	1235	1.0
3	1326	1260	1.0	1410	1344	1.0
2	1424	1316	1.0	1478	1380	1.0
1	1512	1169	1.3	1512	1199	1.2

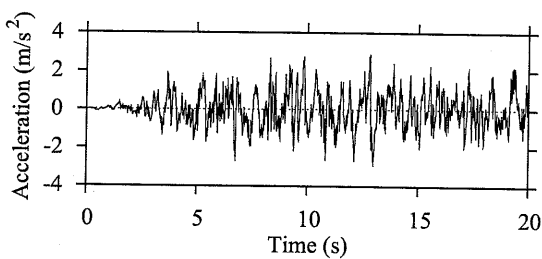
(単位: kN · m)

2.3 入力地震波

入力地震波は、位相特性を一様乱数とした、「国土交通省告示1461号に定める極めて稀に発生する地震動（レベル2）の解放工学的基盤における応答スペクトル¹²⁴⁾」を満たす地震波を基準とし、ウェーブレット変換¹²⁵⁾により、応答スペクトルは同様で、位相特性のみ異なる模擬地震波を50波作成した。模擬地震波は、最大速度を1.0 m/sに基準化するため、2倍して入力した。減衰定数5%に対する模擬地震波の加速度応答スペクトルを図2.4に示す。告示波を用いる理由は、応答スペクトルが平坦で、地震応答時の建物への特定の周波数特性による応答変動の影響を排除できるからである。

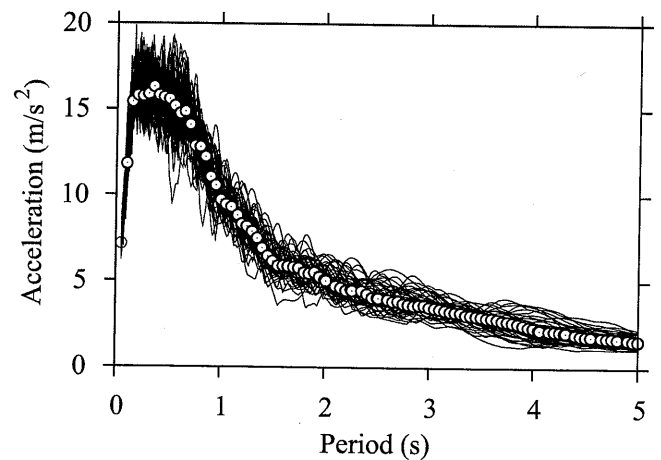


(a) 原波



(b) 模擬地震波

図 2.3: 地震波形 (告示波)

図 2.4: 加速度応答スペクトル ($h = 5\%$)

2.4 層間変形と層せん断力

外力を逆三角形分布荷重とし、荷重制御により静的弾塑性解析を行った。強度係数 $\psi_i = 0.5$, $\psi_i = 2.2$ とした場合の、9層骨組の均等、不均等モデルにおいて、層間変形の平均値が1%になるまでの解析結果を図2.5、図2.6、図2.7に示す。

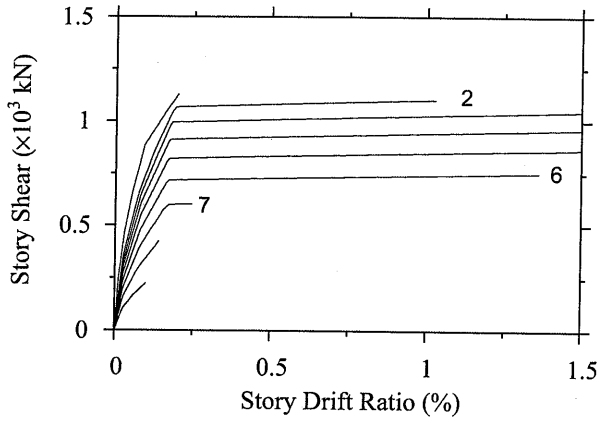
A_i 均等モデル (図2.5(a)) は、2~7階で層崩壊を生じた。図2.5(b)では、全層で梁が降伏し、全体崩壊機構を形成した。また、 $\psi_i = 0.5$ の逆三角形均等モデル (図2.6(a)) では、全層で層崩壊機構を形成し、 $\psi_i = 2.2$ の場合 (図2.6(b)) では、全体崩壊機構を形成した。 $\psi_i = 0.5$ の場合の逆三角形不均等モデル (図2.7(a)) では、1階のみが層崩壊を形成したが、 $\psi_i = 2.2$ の場合 (図2.7(b)) では、全層の梁が降伏し、全体崩壊機構を形成した。

いずれのモデルも、強度係数が大きくなるにつれて崩壊型が層崩壊型から、全体崩壊型へと変化した。

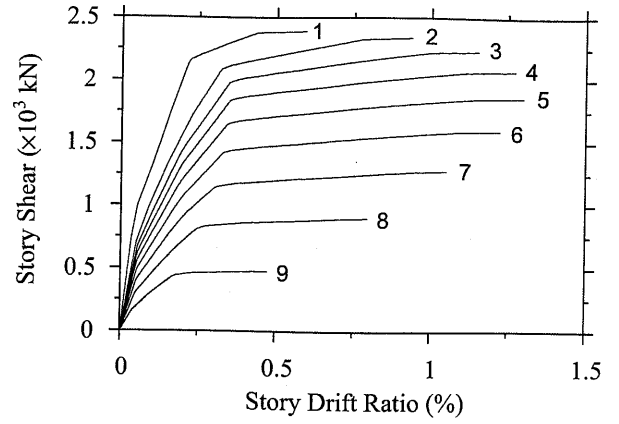
2.5 最大層間変形

地震応答解析結果から得られた最大層間変形をモデル毎に、強度係数 $\psi_i = 0.5$, $\psi_i = 2.2$ の場合について図2.8、図2.9、図2.10に示す。○はその平均を表す。

A_i モデルと逆三角形モデルを比較すると、 A_i モデル A9 (図2.8(a), (b)) よりも逆三角形モデル T9 (図2.9(a), (b)) の方が頂部の変形が大きくなっており、強度分布による応答の違いが表れている。強度係数が小さい場合 (図2.8(a), 図2.9(a)) では、最下階が弱点階となり、変形が集中する。対して、強度係数が大きい場合 (図2.8(b), 図2.9(b)) では、柱梁耐力比が大きくなるため、最下階への変形集中はなくなり、各層に変形が分散し、最大応答変形は小さくなる。また、逆三角形不均等モデル T9' (図2.10) では、 $\psi_i = 0.5$ では、1階の層崩壊が顕著であるが、 $\psi_i = 2.2$ (図2.10(b)) では、1, 2階の変形が他階よりも大きい。図2.10(a)と比較すると、その変形は小さく、層崩壊は生じていない。1階階高を9mにした場合も層間変形の分布はほとんど同じであった。

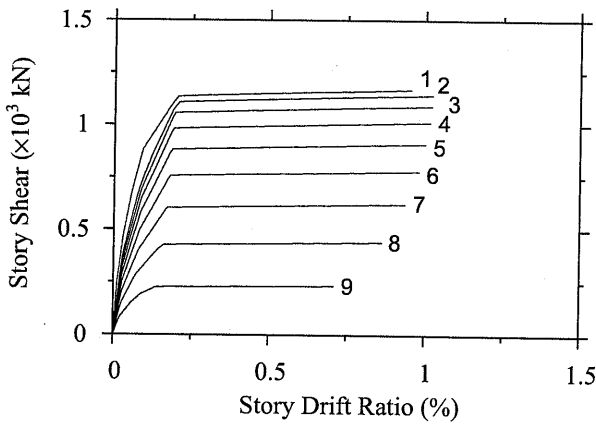


(a) $\psi_i = 0.5$

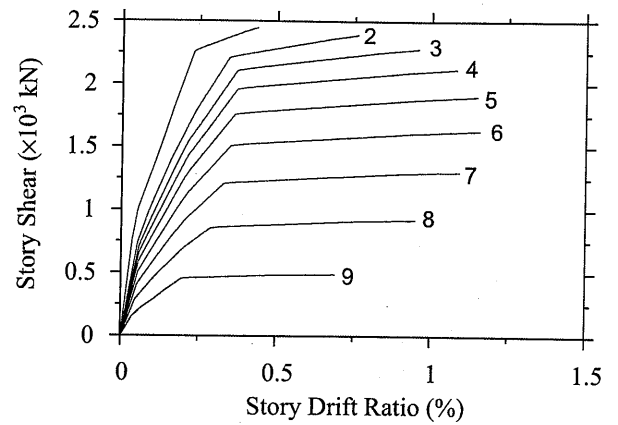


(b) $\psi_i = 2.2$

図 2.5: 層間変形 - 層せん断力関係 (A9)

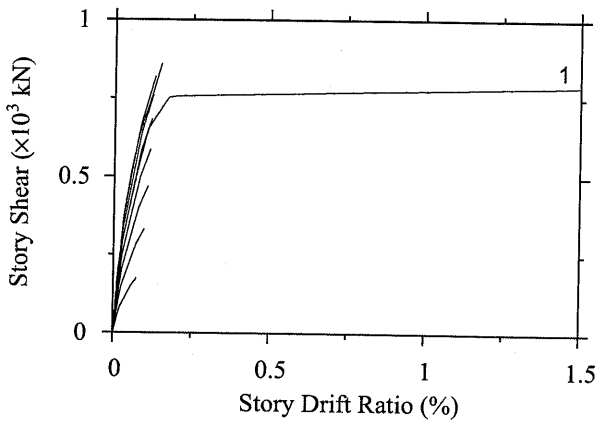


(a) $\psi_i = 0.5$

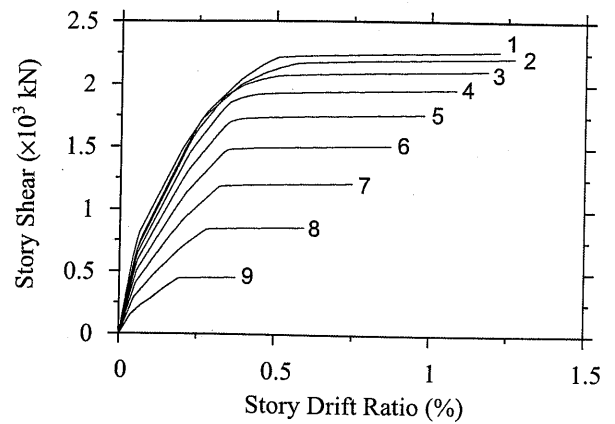


(b) $\psi_i = 2.2$

図 2.6: 層間変形 - 層せん断力関係 (T9)



(a) $\psi_i = 0.5$



(b) $\psi_i = 2.2$

図 2.7: 層間変形 - 層せん断力関係 (T9')

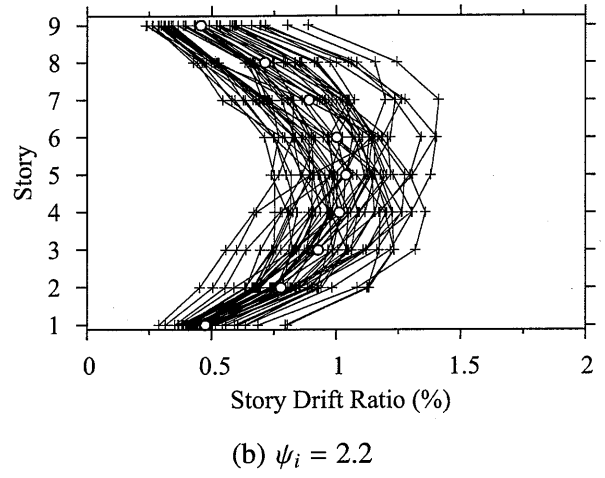
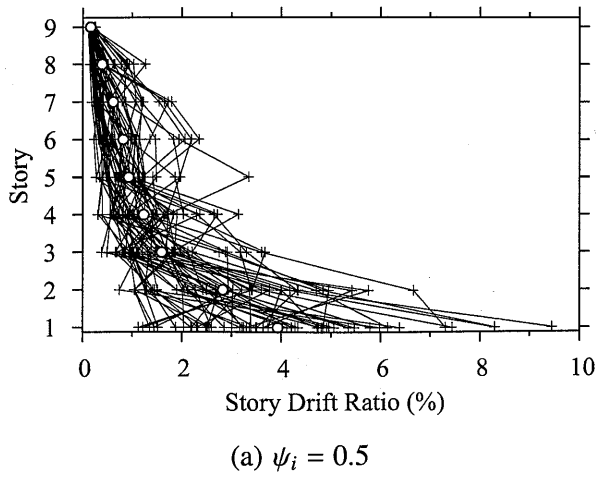


図 2.8: 最大層間変形 (A9)

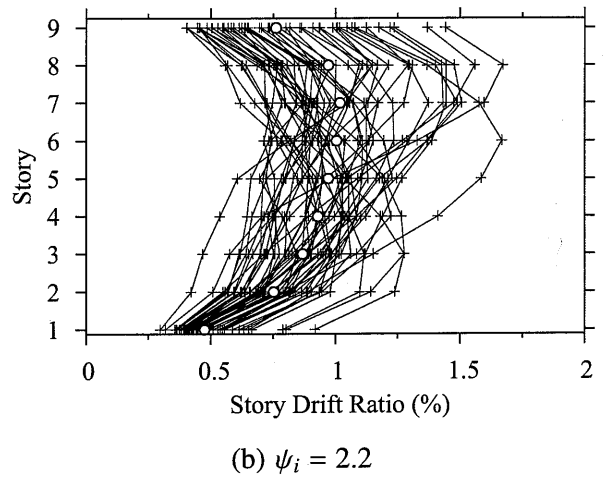
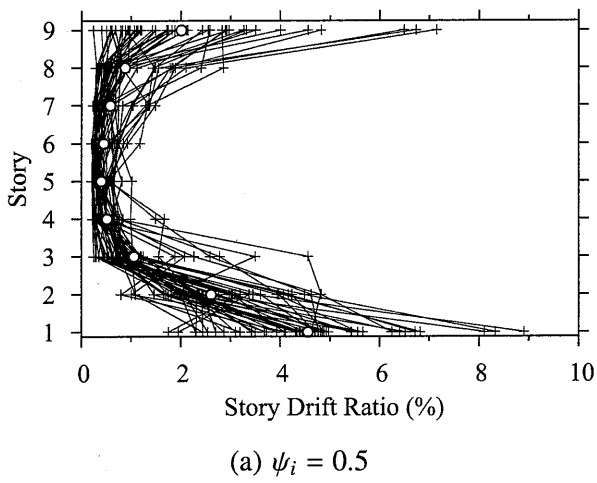


図 2.9: 最大層間変形 (T9)

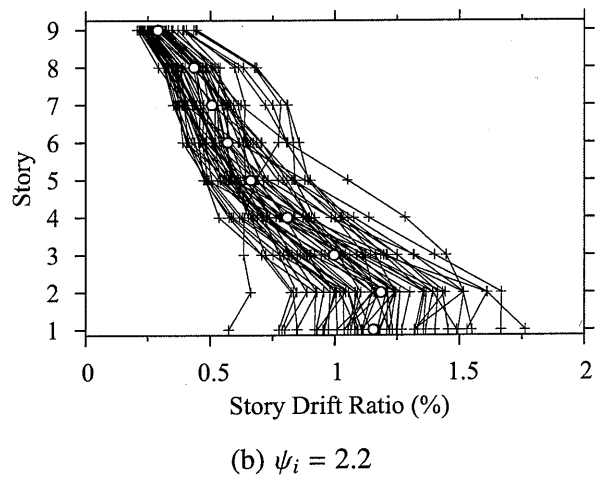
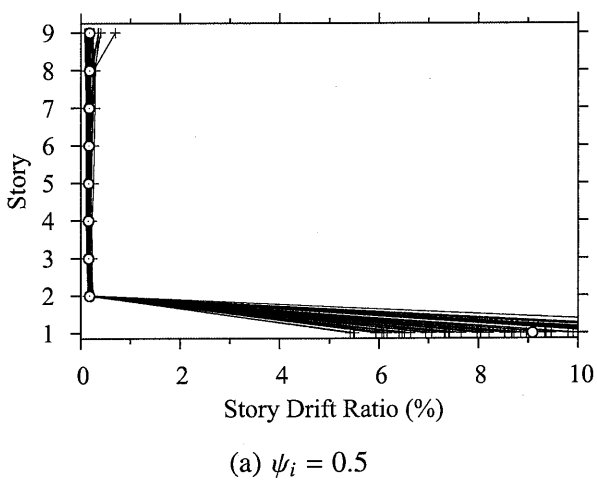


図 2.10: 最大層間変形 (T9')

2.6 階高の設定

不均等モデルの1階の階高を設定するため、柱の強度と剛性は前述のままとして、最下階の階高を1.5m~9mまで変化させ、地震応答解析を行った。強度係数 $\psi_i = 1.0$ の場合について、地震波20波を用いた。図2.11、図2.12に3層および9層 A_i モデルの1階の階高と塑性率の関係を示す。1,2階の柱頭の塑性率を記号で、実線と破線でそれぞれの平均を表す。塑性率は各階の柱頭の値を用いた。

3層 A_i モデル(図2.11)において、1階の塑性率は階高が3m以上になると急激に増加し、1階に変形が集中し始める。階高が6m以上になると、塑性率は一定の値以上増加しなくなるが、その塑性率は大きく、1階への変形集中が避けられなくなる。また、2階の塑性率は、階高3m以上になると、急激に減少する。9層 A_i モデル(図2.12)も同様に、階高6m以上になると、1階に変形が集中する。逆三角形モデルについても、 A_i モデルと同様に階高6m以上で、1階への変形集中が避けられなくなった。

以上の結果から、不均等モデルにおける最下階の階高は、3層、9層骨組ともに6mと設定した。不均等モデルは、階高以外は均等モデルと同様であり、強度係数を乗じて、柱梁耐力比が変化する場合の塑性率分布を考察し、階高が異なる建物であっても、柱梁耐力比が有効であるか検討する。なお、階高を変更したモデルの名称は均等モデルの末尾に「r」をつけて表す。

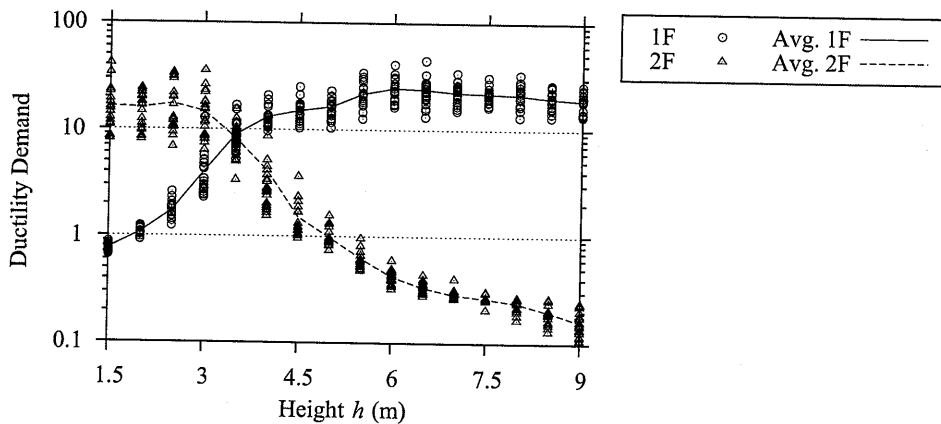


図 2.11: 1階階高と1,2階柱頭の塑性率(A3)

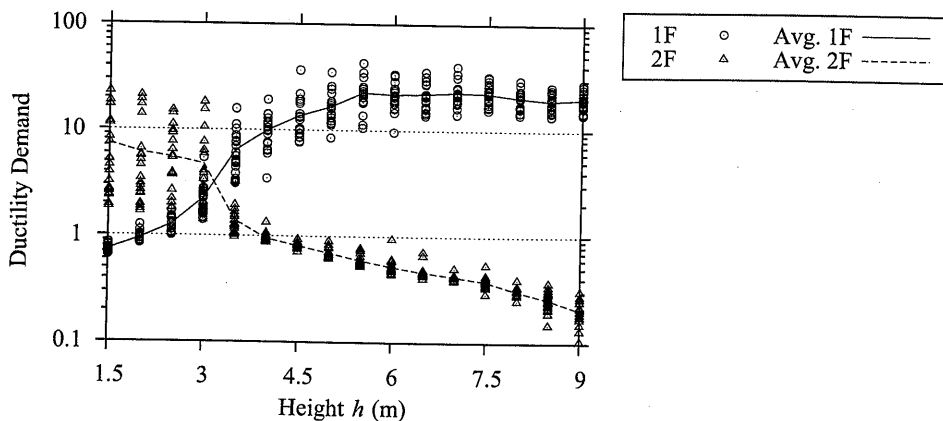


図 2.12: 1階階高と1,2階柱頭の塑性率(A9)

2.7 塑性化分布と柱梁耐力比 (均等モデル)

均等モデルの各階の塑性率と柱梁耐力比の関係を図 2.13～図 2.16 に示す。層崩壊の有無を調べるため、塑性率は各階の柱頭・柱脚のうち小さい方を用いた。また、地震波の違いによる応答のバラツキを考慮するため、50 波による地震応答解析結果の平均値に、標準偏差を加えた値とした。

図 2.13, 図 2.14 より, A_i 逆三角形 3 層モデルを比較すると, 両モデルとも, 柱梁耐力比が 2 以上になると, おおむね各階の塑性率は 1 以下となり, その変形は弾性範囲内に収まる。詳しくみると, 逆三角形モデルでは, 1 階の塑性率が A_i モデルよりも大きい。これは, 強度設定に起因するものと考えられ, 2～3 階の強度が A_i モデルより高く, 1 階に変形が集中してしまうためである (表 2.1 参照)。

A_i 9 層モデル A9 (図 2.15) では, 柱梁耐力比 1.3 以上で全階の柱の塑性率がほぼ 1 以下になり, 層崩壊が生じなくなる。同様に, 逆三角形 9 層モデル T9 (図 2.16) では, 柱梁耐力比 1.7 以上で塑性率がほぼ 1 以下になる。また, A_i 逆三角形モデルを比較すると, 9 階の塑性率の変化が大きく異なることがわかる。 A_i モデル A9 では, 柱梁耐力比が変化しても, 9 階はほとんど塑性化していないが, 逆三角形モデル T9 では, 9 階も他階と同様に塑性率が柱梁耐力比とともに大きく変化する。原因として, 3 層骨組と同様に, 強度設定の違いによる影響がある。 A_i モデルは頂部の強度が他階と比べて大きいいため, 柱梁耐力比に関わらず, 変形が小さいといえる。

以上をまとめると, 相対的に弱い階において層崩壊を防ぐためには, 大きな柱梁耐力比が必要であるといえる。これは, 文献⁵³⁾の結果と一致しており, 本章で用いたモデルにおいても A_i 分布に比例する連続した強度分布となる場合には, 応答が特定層に集中することなく, 安定した応答性状を示すことを示した。

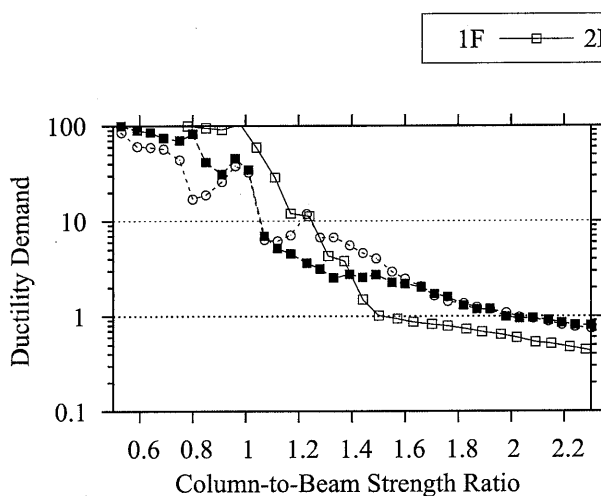


図 2.13: 柱梁耐力比と柱の塑性率 (A_3)

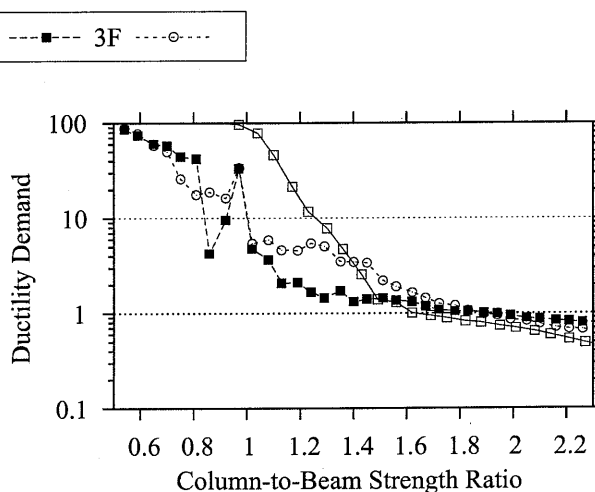


図 2.14: 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T3)

2.8 塑性化分布と柱梁耐力比 (不均等モデル)

不均等モデルの各階の塑性率と柱梁耐力比の関係を図 2.17, 図 2.18 に, 1 階の階高 h_1 を 9 m とした場合について, 図 2.19 に示す。また, 地震力の影響を考慮するため, 地震波の最大速度 V_{max} を 0.5 m/s に

基準化して入力した場合について図 2.20, 図 2.21 に示す。塑性率は各階の柱頭・柱脚のうち小さい方を用い、解析結果の平均に標準偏差を加えた値とした。

逆三角形3層モデル T3' (図 2.17) の1階の塑性率は、柱梁耐力比が1.5~2.0で大きく減少する。柱梁耐力比が2.2以上になると塑性率はほぼ1となり、層崩壊が生じなくなる。また、2,3階は、塑性率が柱梁耐力比に関わらず、常に1以下となり、層崩壊を生じない。逆三角形9層モデル T9' (図 2.18) の1階の塑性率も3層モデルと同様な傾向を示し、柱梁耐力比が2以上になると、塑性率は1以下になる。一方、7,8,9階は、柱梁耐力比が1以下の場合に塑性化するが、柱梁耐力比が1以上になると、1階を除く全ての階が層崩壊を生じない。A_iモデルについても、逆三角形モデルと同様な傾向を示し、必要柱梁耐力比は2となった。

また、1階の階高が9mの場合(図 2.19)についても階高6mとした場合(図 2.18)と同様に、1階の塑性率は柱梁耐力比2以上で1以下になる。他階はいずれの柱梁耐力比でも層崩壊を生じない。この結果から、明確な弱点階が存在する建物であっても、必要柱梁耐力比には上限が存在するといえる。これまで

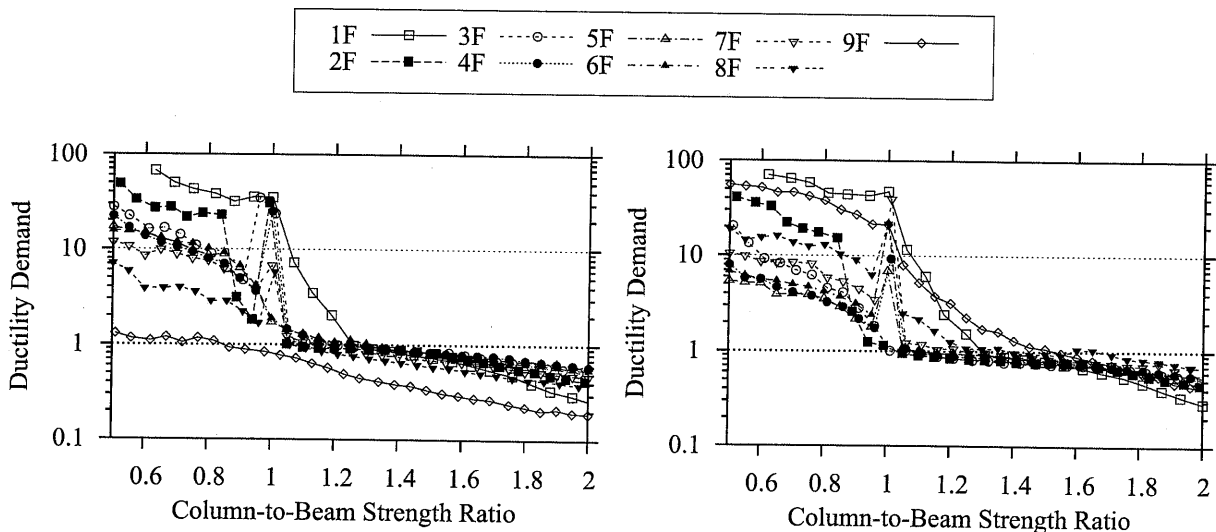


図 2.15: 柱梁耐力比と柱の塑性率 (A9)

図 2.16: 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T9)

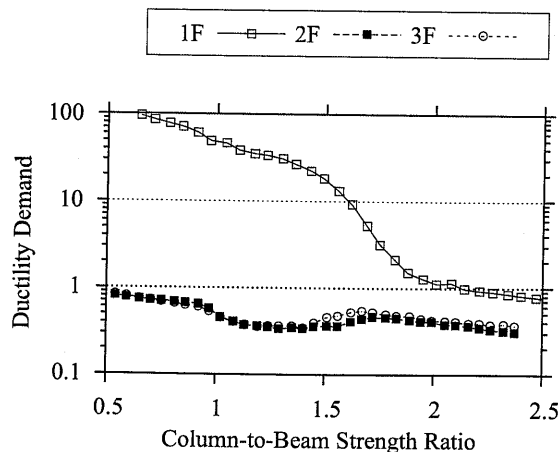


図 2.17: 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T3')

の研究において、明確な弱点階を有する建物における柱梁耐力比について扱った研究はなく、文献⁶⁰⁾などによって示された柱梁耐力比よりもかなり大きくなった。

地震波の最大速度 V_{max} を 0.5 m/s に基準化して入力した場合における逆三角形 3 層モデル T3' (図 2.20) では、1 階の塑性率は図 2.17, 図 2.18 と比較して小さく、柱梁耐力比に対して緩やかに減少し、柱梁耐力比 1.8 で 1 以下になる。他階の塑性率は、柱梁耐力比が小さい場合 (0.5 付近) でも塑性化しない。これは、地震力が半分になった影響であるといえる。逆三角形 9 層モデル T9' (図 2.21) も 1 階の塑性率は緩やかに減少するが、柱梁耐力比 1.5 以上で 1 以下になる。地震力を半分にすると、必要柱梁耐力比は減少することは明らかであり、この結果は均等モデルについても同様であった。

以上の結果から、不均等モデルにおいて層崩壊を防ぐためには、階高が一樣な建物の必要柱梁耐力比を 0.4~0.6 程度大きくする必要があるといえる。また、この結果は、文献^{54,55)}で述べているように、柱の塑性化を許さないための柱梁耐力比が地震動の入力レベルに比例することが明らかになった。

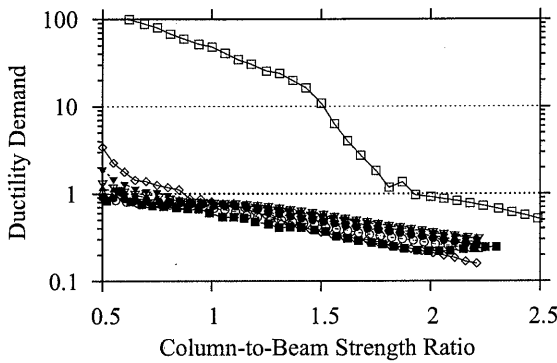
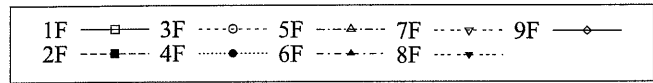


図 2.18: 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T9')

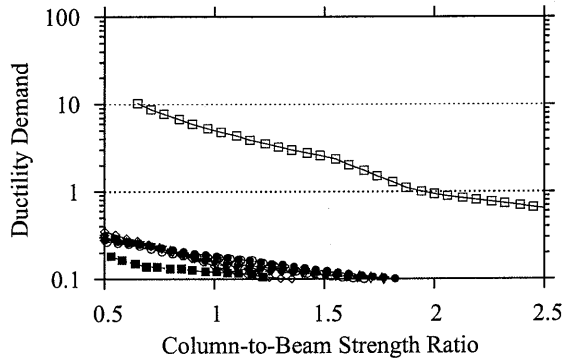


図 2.19: 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T9', $h_1 = 9$ m)

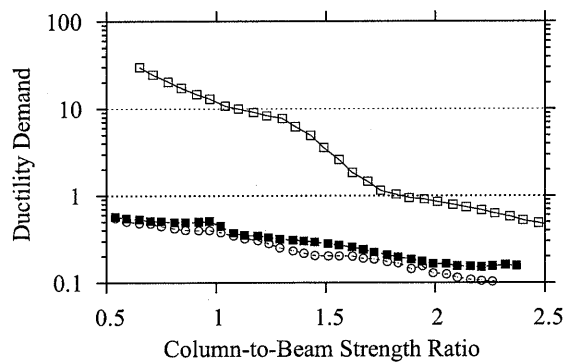
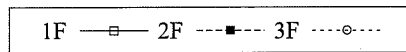


図 2.20: 柱梁耐力比と柱の塑性率 (T3', $V_{max} = 0.5$ m/s)

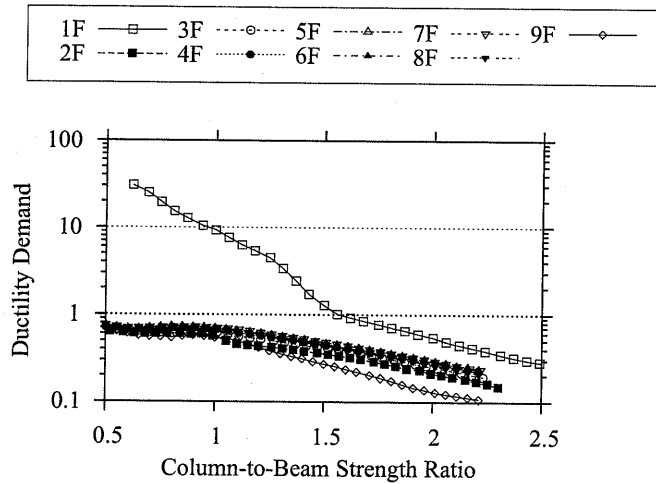


図 2.21: 柱梁耐力比と柱の塑性率 ($T9'$, $V_{\max} = 0.5 \text{ m/s}$)

2.9 まとめ

本章では柱梁耐力比と塑性率分布の関係から層崩壊機構を形成しないために必要な柱梁耐力比について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

1. 逆三角形分布型強度分布をもつ建物の頂部の強度のように、強度が相対的に弱い階が存在すると、層崩壊機構を防ぐために大きな柱梁耐力比が要求されるが、明確な弱点階が存在する建物であっても、その上限は存在する。
2. 最大速度 1.0 m/s 程度の地震波において、明確な弱点階を有する建物の層崩壊機構を防ぐために必要な柱梁耐力比は、弱点階を有しない建物で必要な柱梁耐力比より $0.4 \sim 0.6$ 程度大きくなる。
3. 層崩壊機構を防ぐための柱梁耐力比は、建物の強度分布が同じである場合には地震力の大きさに大きく影響を受ける。

第3章

鋼構造骨組の地震時塑性エネルギー分布 に及ぼす柱梁耐力比の影響

3.1 はじめに

秋山¹³⁾が示したように、地震時の総入力エネルギーは、建物の全質量と主要振動周期のみにほぼ依存する安定した量であり、耐震設計や診断において有力な指標である。さらに秋山は、各層の累積塑性エネルギー W_{pi} が次式で与えられるとした。

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{s_i p_i^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n}} \quad (3.1)$$

ここで、 W_p は建物全体の累積塑性エネルギー、 N は建物の階数、 s_i は i 層の質量や剛性に関わる係数、 p_i は i 層の強度に関わる係数である。 n は定数で、柱降伏型の骨組では 12 程度、梁降伏型では 6 程度とされる。相対的に弱い層 (p_i が小さい層) に累積塑性エネルギー W_{pi} が集中するという理論である。この理論は、免震建物やピロティのように明らかに弱い層を持つ建物には明快である。しかし、梁降伏型の建物では、不明確な点が多い。静的漸増解析によって得られる各層の強度比は外力分布形によって決まってしまうし、仮に柱の強度の和を層の強度と定義するとしたら、中島・澤泉^{54,55)}が対象としたような「柱が無限に強い骨組」のエネルギー分布を予測できないことになってしまう。(柱が無限に強い建物は現実に存在しないが、柱が十分に強く降伏しない建物があり得る。この場合も柱の強度はエネルギー分布に影響を与えない。) 呉・山田・秋山¹²⁶⁾は、梁柱強度比と剛性比を考慮して p_i を定義しているが、この定義でも同様の疑問が残る。

このように考えると、地震時の累積塑性エネルギー W_p は、層ごとに $W_p = W_{pi}$ と分解するのではなく、各層の層崩壊エネルギー W_{psi} と全体崩壊エネルギー W_{pt} に分解する ($W_p = W_{psi} + W_{pt}$) のがより合理的であると思われる。柱が梁より弱い建物では W_{psi} が卓越し、柱が強い建物では W_{pt} が卓越するはずである。その中間的な形として、 W_{psi} と W_{pt} が併存する場合もあり得る。なお、建物の一部の層で部分的に梁降伏が生じる場合もあり得るから、 W_{psi} と W_{pt} だけですべてを説明できるわけではないが、ここでは考えないことにする。

梁崩壊機構を形成する条件を研究した論文は数多くある。たとえば、Paulay⁷²⁾は、静的解析時の柱の曲げモーメントに乗ずる係数として「動的増幅係数」を提案し、ニュージーランドや我が国の設計指針⁸⁾に取り入れられた。1999年以降の米国コンクリート建物設計規準¹²³⁾は、柱の曲げ強度の和がスラブ筋を考慮した梁強度の1.2倍以上となること、鋼構造においては、冷間成形角形鋼管設計・施行マニュアル⁹⁾で、柱梁耐力比が1.5以上となることが要求されている。中島・澤泉^{54,55)}は、柱梁耐力比をパラメータ(0.8から無限大)とした解析を行い、層間変形角や梁・柱の累積塑性回転角に及ぼす影響を調べた。しかし、上記のようなエネルギー分布に着目した論文は少ない。

そこで本章では、3階および9階建物を対象に、梁の耐力を一定としたまま柱の耐力を種々変化させ、柱梁耐力比に着目してエネルギー分布を検討する。さらに、柱梁耐力比の定義についても検討を行う。

3.2 解析モデル

解析の対象は、スパン8m、階高4m、各階重量840kNの3,9層の純ラーメン構造とし、柱、梁を材端弾塑性バネでモデル化した魚骨骨組とした(図3.1)。復元力特性はバイリニア型(図3.2)とし、降伏後剛性は初期剛性の0.01倍とした。各階の柱と梁の断面2次モーメントは、次の3条件のもとでベースシア係数が0.2となるときの、建物の全体変形角が1/250となるように定めた。

- ヤング係数 $E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
- 梁の断面2次モーメントは柱の2倍とする(スラブの影響を考慮)
- 各階の柱と梁の断面2次モーメント I は、 A_i 分布によって定まる層せん断力の分布に比例させる。ただし、基礎梁は1層梁の10倍とする。

粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は弾性1次モードに対して2%とした。 $P-\Delta$ 効果は考慮しない。

各部材の曲げ強度 M_y は、表3.1のように外力と強度の分布を2種類ずつ設定することにより、4種類の方法で定めた。外力分布については、 A_i 分布および逆三角形分布荷重による静的弾性解析を行い、ベースシア係数が0.3となるときの梁の曲げモーメントを梁の曲げ強度とした。ただし、最上層の梁の曲げ強度は直下の層の梁の1.5倍とし、基礎梁の曲げ強度は1層の梁の3倍とした。柱の曲げ強度は、各層柱頭、柱脚の曲げモーメントの平均とした(我が国で逆三角形荷重が用いられることはないが、部材の強度

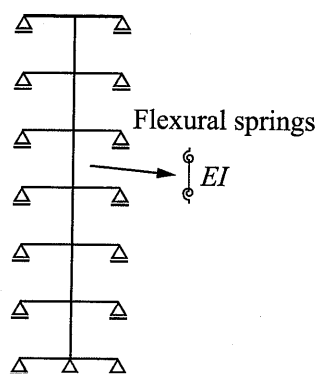


図 3.1: 骨組モデル

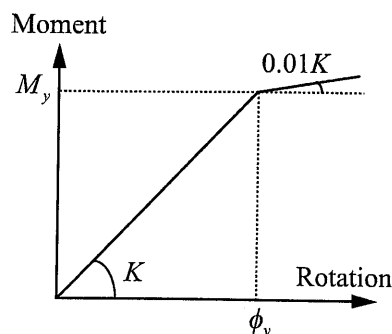


図 3.2: 復元力特性

を A_i と少し変えた場合、という程度の意味であり、実際の建物の強度が必ずしも A_i 分布に従わない場合もあり、その影響を考慮するために用いた)。以上のように設定したモデルを各骨組の「基本モデル」とし、解析結果を考察するための基本とする。このように定めた柱と梁の強度を表 3.2 に示す。表中の「柱梁耐力比」については 3.3 節で述べる。

表 3.1: モデルの構成

略称	階数	外力分布	強度分布
A1-3	3	A_i	基本モデル
A1-9	9		
A2-3	3		同一モデル
A2-9	9		
T1-3	3	逆三角形	基本モデル
T1-9	9		
T2-3	3		同一モデル
T2-9	9		

表 3.2: 基本モデルの強度

(a) 3 層骨組

	A_i				逆三角形			
	曲げ強度		柱梁強度比		曲げ強度		柱梁強度比	
	柱	梁	I	II	柱	梁	I	II
3	706	1304	1.1	0.8	756	1403	1.1	0.8
2	1150	869	1.1	1.1	1260	935	1.1	1.2
1	1512	1019	1.3	1.5	1512	1067	1.3	1.4
基礎		3058				3202		

(b) 9 層骨組

	A_i				逆三角形			
	曲げ強度		柱梁強度比		曲げ強度		柱梁強度比	
	柱	梁	I	II	柱	梁	I	II
9	1188	2221	1.0	0.8	906	1956	1.0	0.7
8	1864	1481	1.0	0.9	1710	1304	1.0	0.8
7	2400	2111	1.0	0.9	2418	2047	1.0	0.9
6	2868	2628	1.0	0.9	3024	2702	1.0	0.9
5	3282	3077	1.0	1.0	3528	3261	1.0	1.0
4	3648	3458	1.0	1.0	3930	3704	1.0	1.0
3	3978	3781	1.0	1.0	4230	4030	1.0	1.0
2	4272	3947	1.1	1.1	4434	4140	1.1	1.1
1	4536	3509	1.3	1.3	4536	3598	1.3	1.3
基礎		10528				10793		

次に、現実の設計において、各層毎に柱や、梁の寸法を変更することは少なく、3層分ほど、まとめて同じ部材を配することが多い^{48,53-55}。そこで、基本モデルを3層毎に分割し、それぞれの最下層の強度・剛性を3層同一とした「同一モデル」を設定した。たとえば、9層骨組同一モデルでは、基本モデルの1層、4層、7層の強度・剛性が、1層～3層、4層～6層および7～9層の値となる。このように定めた柱と梁の強度を表3.3に示す。「同一モデル」では、「基本モデル」よりも剛な骨組となるため、1次固有周期は若干短くなる。

表3.1のように、 A_i 分布、逆三角形分布により強度を定めたモデルをそれぞれ、A、Tとし、「基本モデル」はA1、T1、「同一モデル」はA2、T2とする。骨組の層数は末尾に層数を付加してそれぞれのモデルを表す。最後に、各モデルについて、各階の柱に17種類の強度係数 ψ_i (0.5～1.3まで0.05刻み)を乗じ、柱と梁の強度比の異なるモデルを作成した。

表 3.3: 同一モデルの強度

(a) 3層骨組

	A_i				逆三角形			
	曲げ強度		柱梁強度比		曲げ強度		柱梁強度比	
	柱	梁	I	II	柱	梁	I	II
3	1512	1029	1.5	1.5	1512	1067	1.4	1.4
2			1.5	1.5			1.4	1.4
1			1.5	1.5			1.4	1.4
基礎		3058			3202			

(b) 9層骨組

	A_i				逆三角形			
	曲げ強度		柱梁強度比		曲げ強度		柱梁強度比	
	柱	梁	I	II	柱	梁	I	II
9	2400	2111	1.1	1.1	2418	2047	1.2	1.2
8			1.1	1.1			1.2	1.2
7			0.9	0.7			0.9	0.7
6	3648	3458	0.9	1.1	3930	3704	0.9	1.1
5			1.1	1.1			1.1	1.1
4			1.1	1.0			1.1	1.1
3	4536	3509	1.2	1.3	4536	3598	1.2	1.3
2			1.3	1.3			1.3	1.3
1			1.3	1.3			1.3	1.3
基礎		10528			10793			

3.3 柱梁耐力比の定義



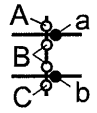
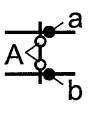


柱梁耐力比の定義は以下に示す2通りとした（表 3.4 参照）。梁の強度は●，柱の強度は○で表す。

1. (節点上下の柱強度の平均値) / (梁強度) の比: 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル⁹⁾, ACI 規準¹²³⁾ と同じ定義
2. (算出層の柱の強度) / (梁強度) との比

いずれの定義でも中間層では柱頭・柱脚で上記の比を算出し、そのうち小さい方を「当該層の柱梁耐力比」とする。最上層では柱脚のみ、最下層では柱頭のみで評価する。

このように定義した柱梁耐力比を表 3.2, 3.3 中に示す。9 層骨組の場合、表 3.2 の基本モデルでは、ほぼ全層で柱梁耐力比 I が一様に 1.0 となる。耐力比 II は、上層で小さな値になる。表 3.3 の同一モデルでは、第 7 層で、耐力比 I, II の相違が著しい。

表 3.4: 柱梁耐力比の定義

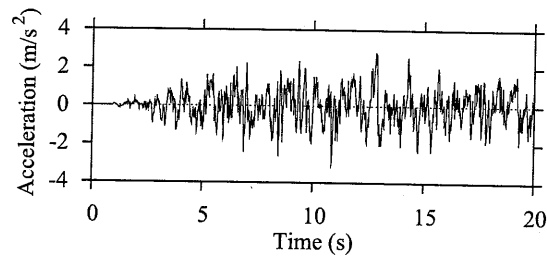
	I	II
最上層	 $\frac{A+B}{2a}$	 $\frac{A}{a}$
中間層	 $\frac{A+B}{2a} \text{ or } \frac{B+C}{2a}$ <p>小さい方を用いる</p>	 $\frac{A}{a} \text{ or } \frac{A}{b}$ <p>小さい方を用いる</p>
最下層	 $\frac{A+B}{2a}$	 $\frac{A}{a}$

3.4 入力地震波

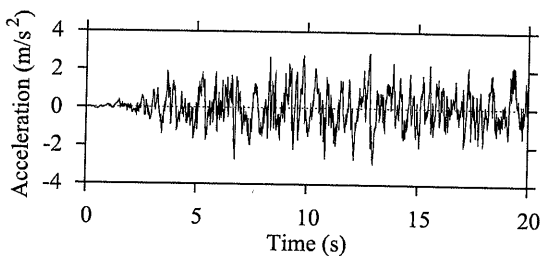
入力地震波は、下記の3波を基準とし、それぞれの地震波について、ウェーブレット変換¹²⁵⁾により、応答スペクトルは同様で、位相特性のみ異なる模擬地震波を50波作成した。

- 位相特性を一様乱数とした、「国土交通省告示1461号に定める極めて稀に発生する地震動（レベル2）の解放工学的基盤における応答スペクトル¹²⁴⁾」を満たす地震波（以下、告示波）
- El Centro NS（1940）（以下、ELCE）
- 神戸海洋気象台 NS（1995）（以下、KOBE）

各模擬地震波の入力倍率は、最大速度を1.0 m/sに基準化するため、告示波は2倍、ELCEは2.62倍、KOBEは1倍とした。告示波の原波と模擬地震波の波形（0秒～20秒）を図3.3に、加速度応答スペクトルを図3.4に示す。また同様にEl Centro NSの波形、加速度応答スペクトルを図3.6, 3.5に、神戸海洋気象台波NSの波形、加速度応答スペクトルを図3.8, 3.7にそれぞれ示す。告示波を用いる理由は、応答スペクトルが平坦で、地震応答時の建物への特定の周波数特性による応答変動の影響を排除できるからである。ELCEは遠方型、KOBEは直下型地震を代表する地震と考える採用した。

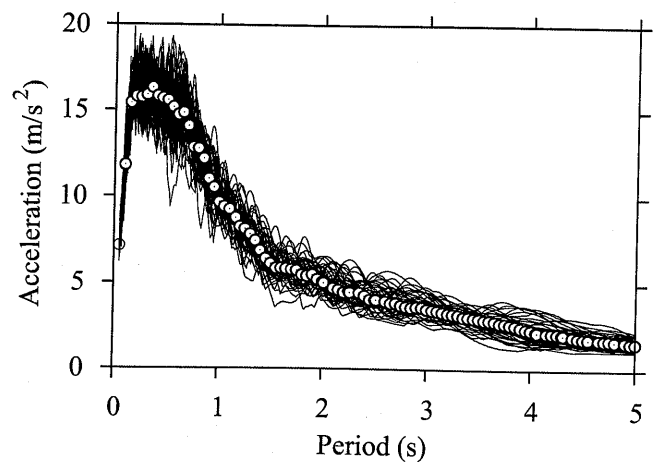


(a) 原波



(b) 模擬地震波

図3.3: 地震波形（告示波）

図3.4: 加速度応答スペクトル（告示波, $h = 5\%$ ）

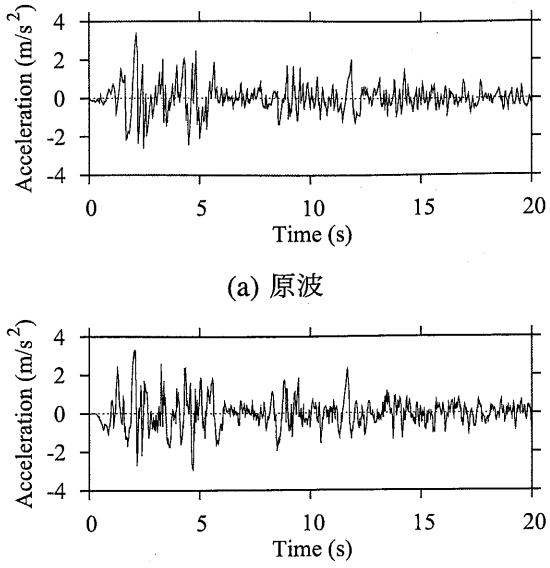


図 3.5: 地震波形 (ELCE)

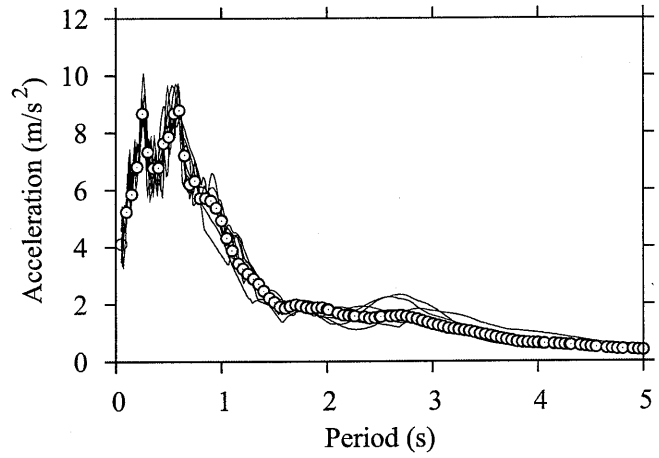


図 3.6: 加速度応答スペクトル (ELCE, $h = 5\%$)

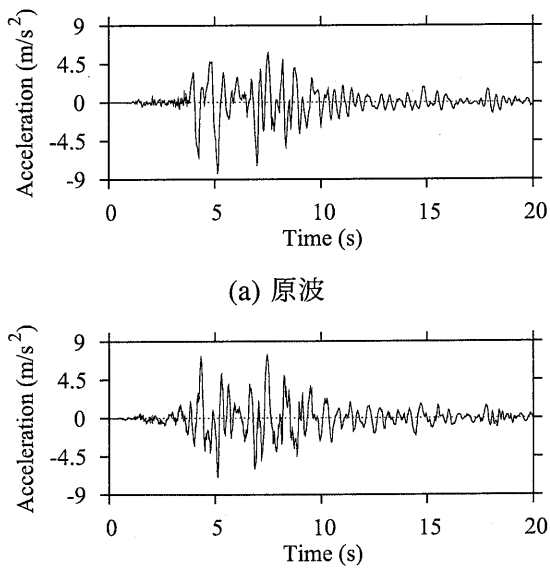


図 3.7: 地震波形 (KOBE)

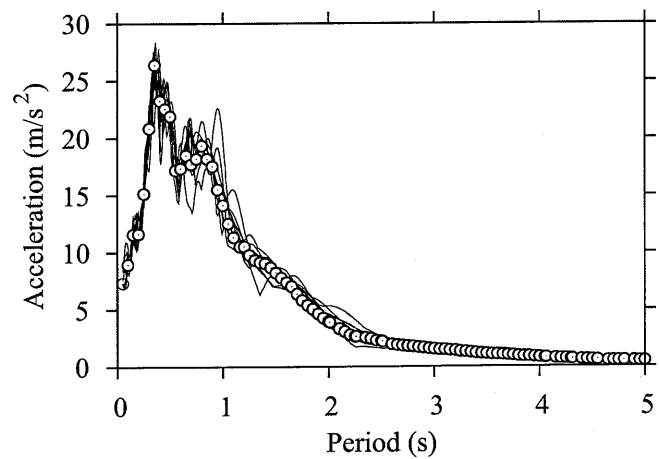


図 3.8: 加速度応答スペクトル (KOBE, $h = 5\%$)

3.5 崩壊エネルギー

3.5.1 全消費エネルギー

図 3.9 に示す，すべての降伏ヒンジで消費される累積塑性歪エネルギーの合計を建物の全消費エネルギー W_p と定義する。

3.5.2 層崩壊エネルギー

図 3.9(a) に示す降伏箇所消費される累積塑性歪エネルギーを i 層の層崩壊エネルギー W_{psi} と定義し，式 3.2 で表す。

$$W_{psi} = \sum_c W_{psi} \quad (3.2)$$

総和記号は，柱頭と柱脚についての足しあわせを意味する。ただし，1 階柱脚のエネルギーは層崩壊と全体崩壊の両方に関わるため，1 階の層崩壊エネルギーとしては，柱頭のエネルギーの 2 倍，すなわち， $W_{ps1} = 2_c W_{ps1}$ とする。最上層も同様に柱脚分のみを 2 倍，つまり $W_{psn} = 2_c W_{psn}$ とする。

3.5.3 全体崩壊エネルギー

図 3.9(b) に示す降伏箇所消費される累積塑性歪エネルギーの合計を全体崩壊エネルギー W_{pt} と定義する。ただし，1 層柱脚と最上層柱頭のエネルギーから層崩壊に関わる分を差し引く必要がある。ここでは，1 層柱頭の最上層柱脚のエネルギーがこれに対応すると考え，式 3.3 で表す。

$$W_{pt} = {}_c W_{pt1} + {}_c W_{ptn} + \sum_{i=2}^n {}_b W_{pti} - ({}_c W_{ps1} + {}_c W_{psn}) \quad (3.3)$$

上記の結果，式 3.4 が成り立つ。

$$W_p = \sum W_{psi} + W_{pt} \quad (3.4)$$

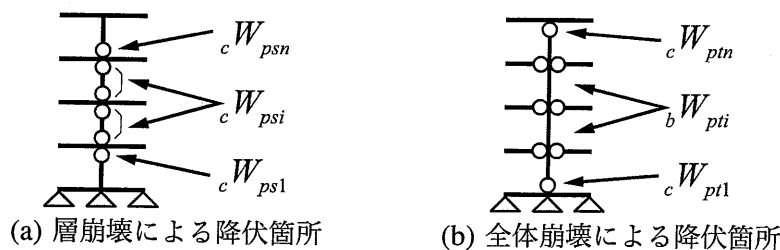


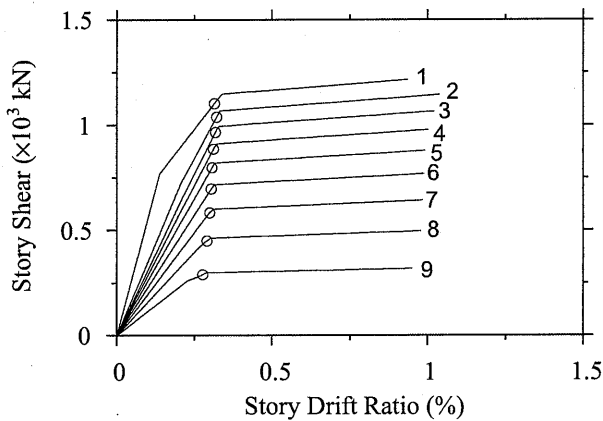
図 3.9: 崩壊エネルギーの定義箇所

3.6 静的弾塑性解析結果

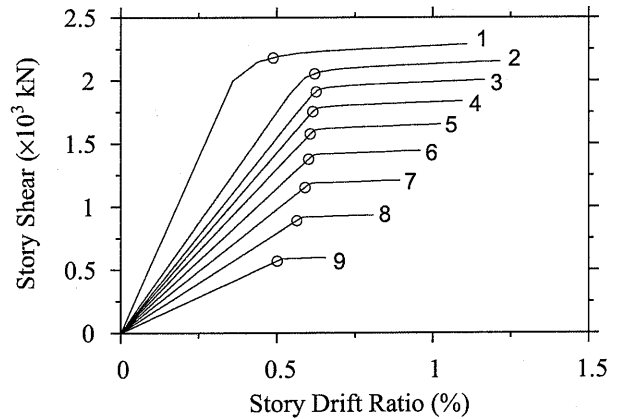
設定した各モデルについて、外力を A_i 分布荷重とした静的弾塑性解析を行った。強度係数 ψ_i を 0.5, 1.3 とした場合について、層間変形角の平均値が 1% になるまでの層せん断力と層間変形角の関係を図 3.10, 3.10 に示す。図中の数字は階を、印は降伏メカニズムが形成された点を表す。

A_i 分布型の基本モデル A1-9 (図 3.10(a), 3.10(b)) では、強度係数が増加すると、全層一様に柱降伏型から梁降伏型へと変化した。逆三角形型の基本モデル T1-9 (図 3.11(a), 3.11(b)) では、上層部の柱降伏型から上層部の部分降伏型へ変化した。同一モデル A2, T2 の $\psi_i = 0.5$ の場合 (図 3.10(c), 3.11(c)) では、3 層ごとの強度が変化する層 (1, 4, 6 層) と 2 階で柱降伏が生じた。 $\psi_i = 1.3$ の場合 (図 3.10(d), 3.11(d)) では、下層部の梁が降伏し、部分降伏型となった。

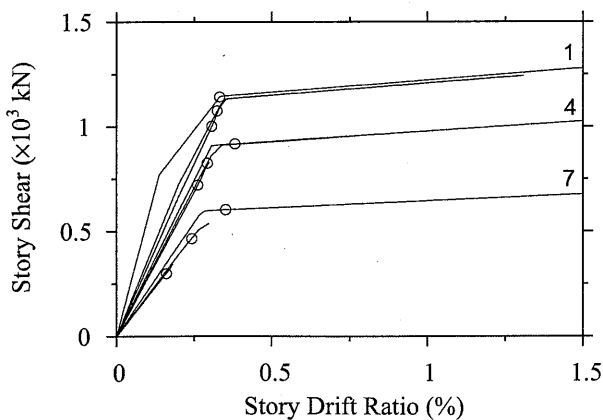
強度係数 $\psi_i = 0.5$ と 1.3 の違いは強度の大きさに表れており、強度係数 $\psi_i = 0.5$ の場合には層せん断力の最大は 1.25×10^3 kN 程度であるのに対して、強度係数 $\psi_i = 1.3$ の場合では 2.5×10^3 kN 程度となる。



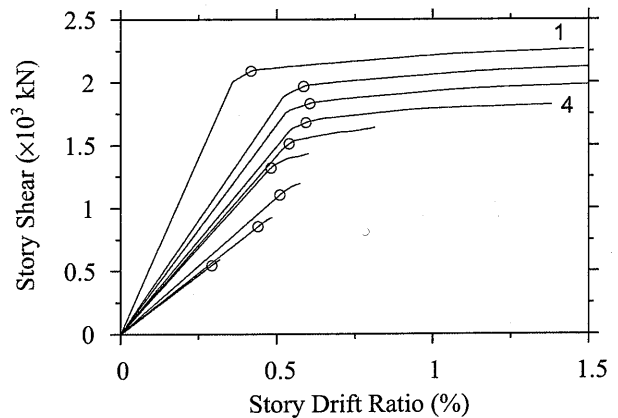
(a) A_i 基本モデル A1-9 ($\psi_i = 0.5$)



(b) A_i 基本モデル A1-9 ($\psi_i = 1.3$)



(c) A_i 同一モデル A2-9 ($\psi_i = 0.5$)



(d) A_i 同一モデル A2-9 ($\psi_i = 1.3$)

図 3.10: 静的弾塑性解析結果 (A_i 分布)

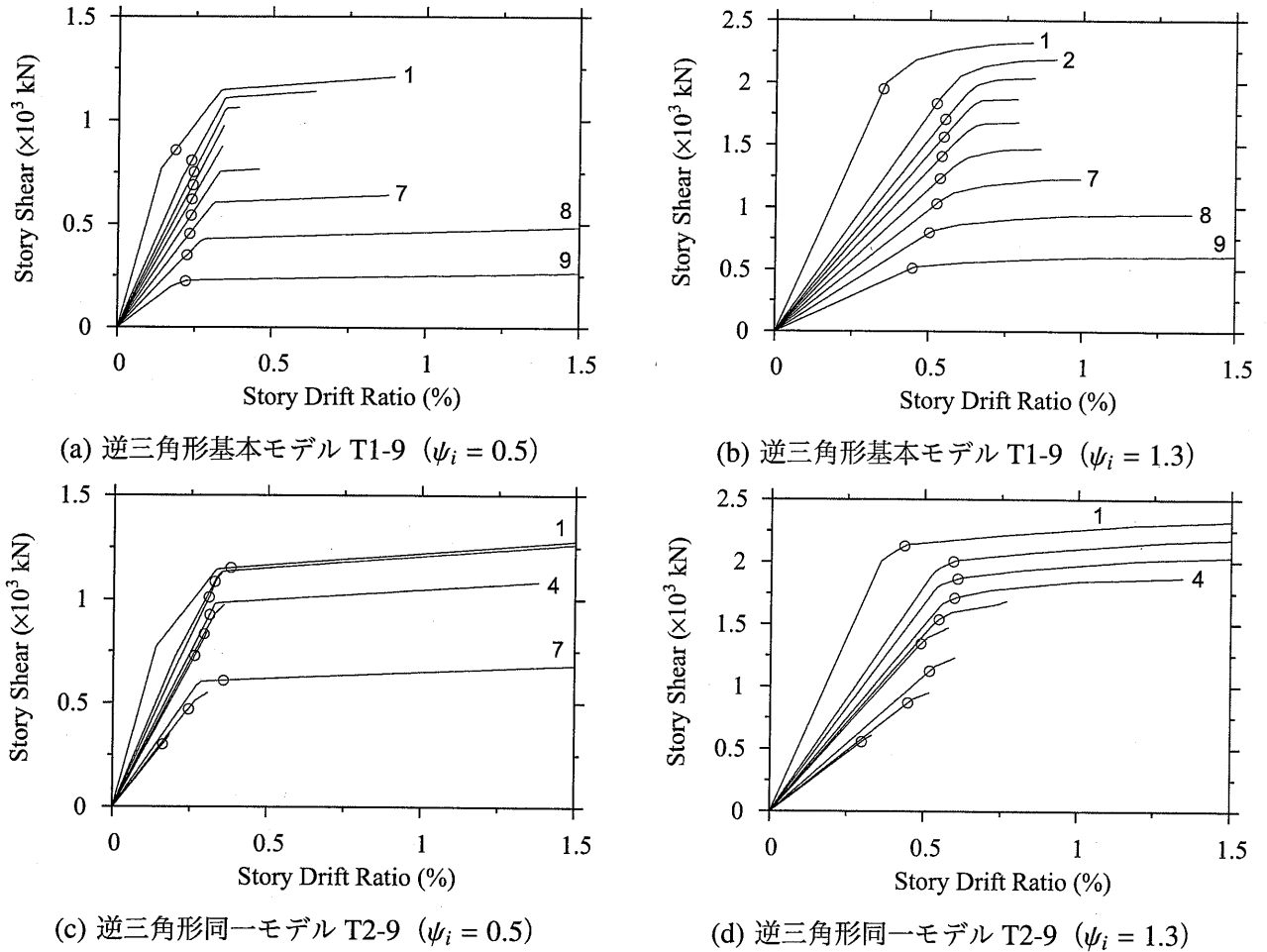


図 3.11: 静的弾塑性解析結果 (逆三角形分布)

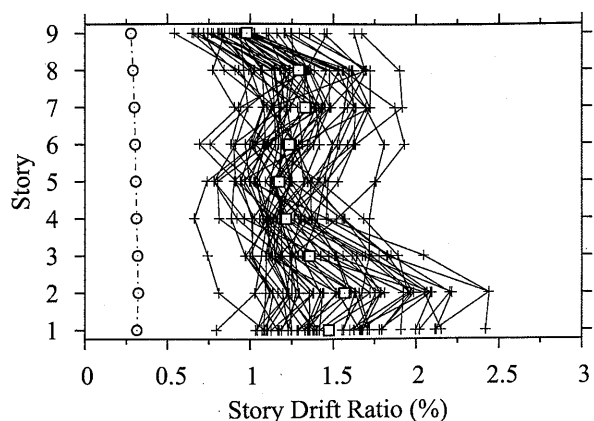
3.7 応答最大層間変形角

A_i 基本モデル (A1-9) の告示波に対する地震応答を図 3.12 に示す。実線は 50 波の地震応答解析結果、丸印がその平均、一点鎖線が降伏メカニズム時の変形を表す。

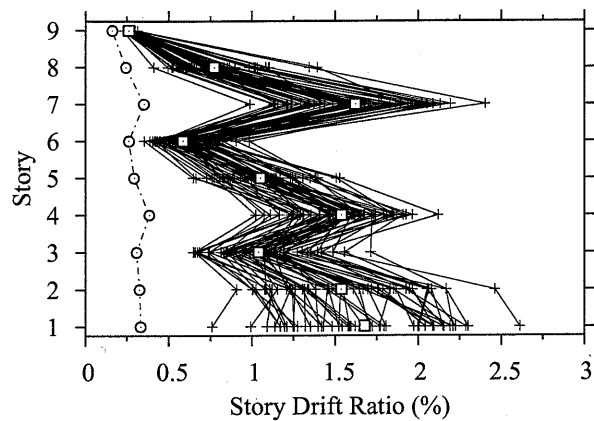
図より、強度係数 ψ_i が 1.0 から 1.3 に増大すると、各層の応答のバラツキが小さくなる。強度係数 $\psi_i = 1.0$ では、特にバラツキが大きく、柱と梁の強度がほぼ同様であるため、柱と梁が降伏しているからであると考えられる。

A_i 同一モデル (A2-9) と逆三角形同一モデル (T2-9) の結果を図 3.13, 3.14 に示す。いずれも、強度係数 ψ_i が 0.5 の場合に弱点階 (1, 2, 4, 7 層) に応答が集中するが、強度係数 ψ_i が 1.3 に増大すると集中の度合いは小さくなり、バラツキも小さくなる。

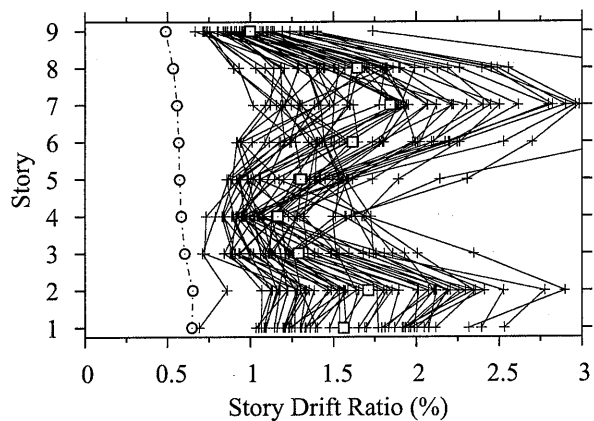
逆三角形基本モデル (T1-9) に ELCE, KOBE を入力した結果を図 3.15 に示す。図より、地震波は異なるものの応答の相違は小さいものとなっている。応答値は KOBE の方が ELCE に比べ、6, 7 層の変形角が僅かに大きい程度である。



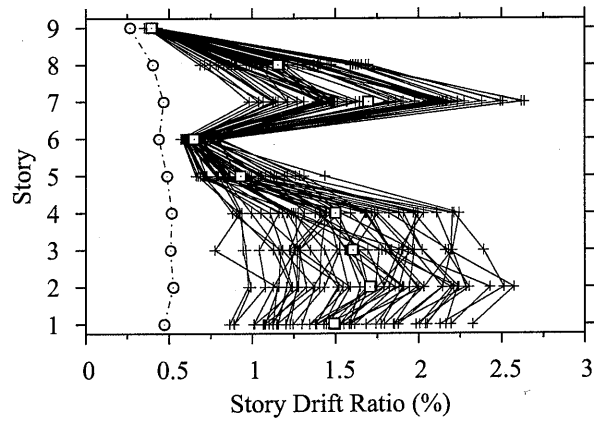
(a) $\psi_i = 0.5$



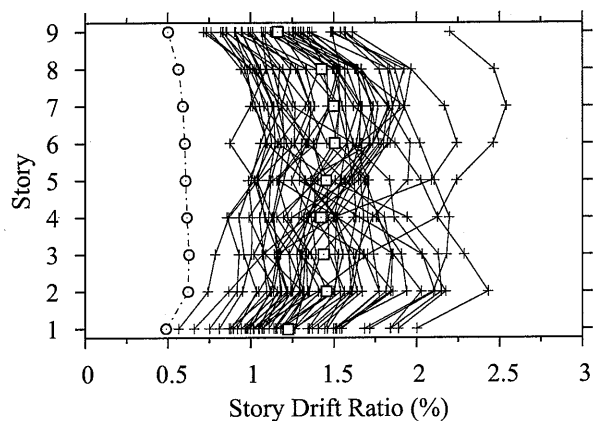
(a) $\psi_i = 0.5$



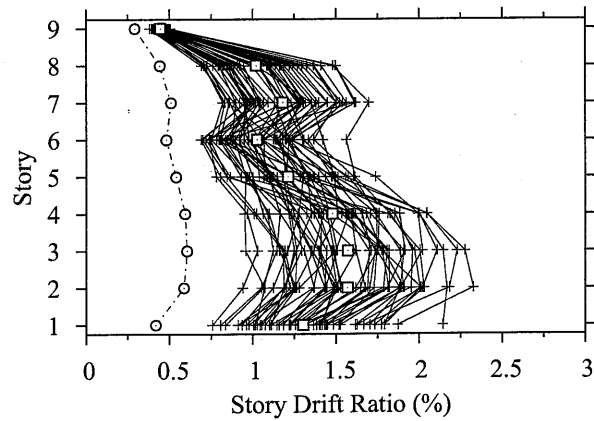
(b) $\psi_i = 1.0$



(b) $\psi_i = 1.0$



(c) $\psi_i = 1.3$



(c) $\psi_i = 1.3$

図 3.12: 地震応答解析結果 (A_i 基本モデル A1-9, 告示波)

図 3.13: 地震応答解析結果 (A_i 同一モデル A2-9, 告示波)

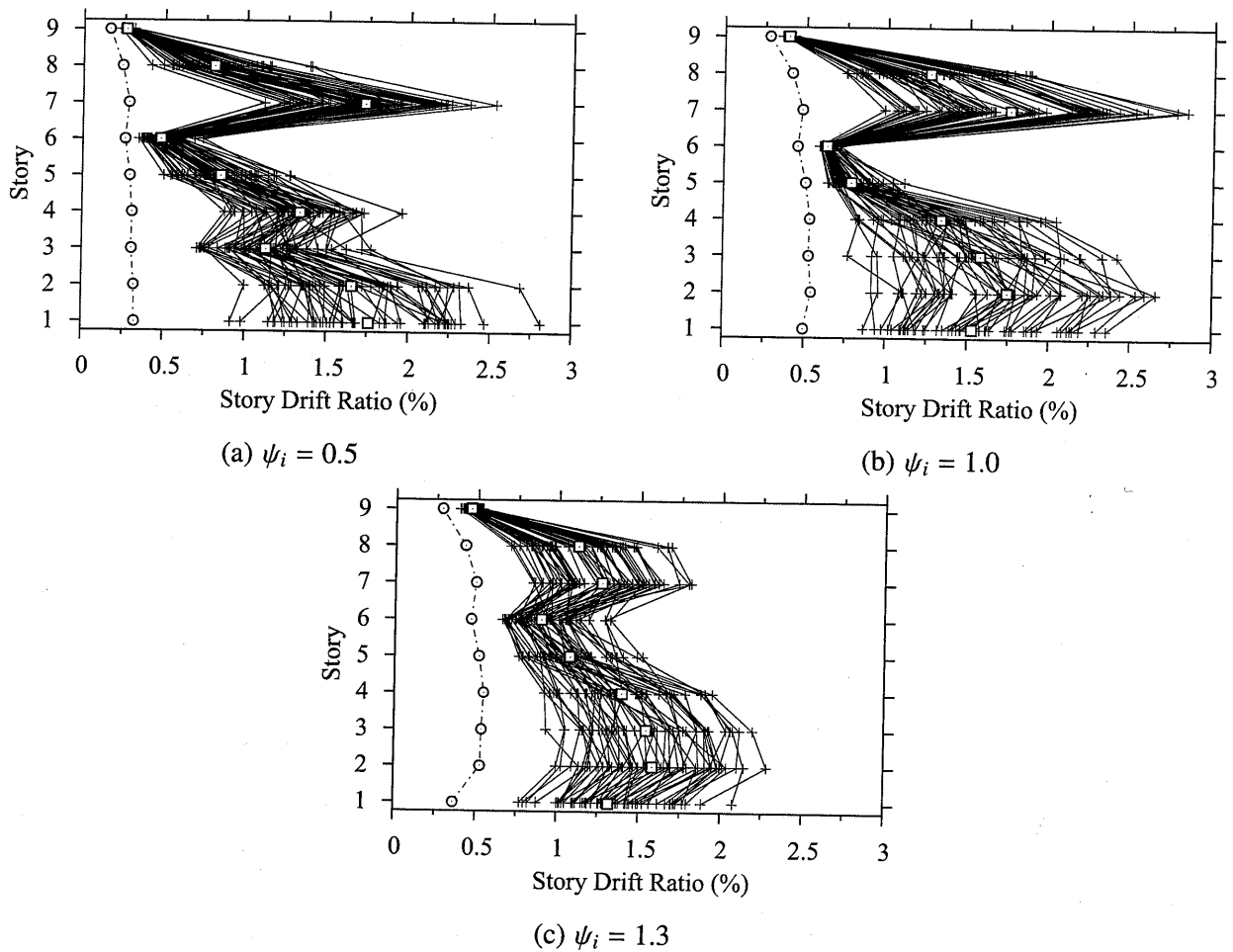
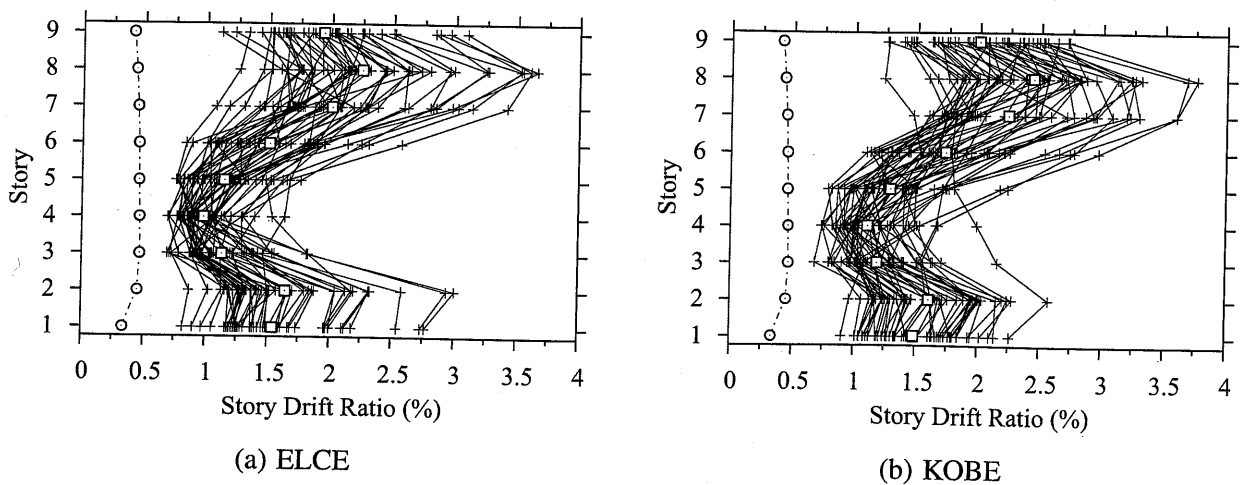


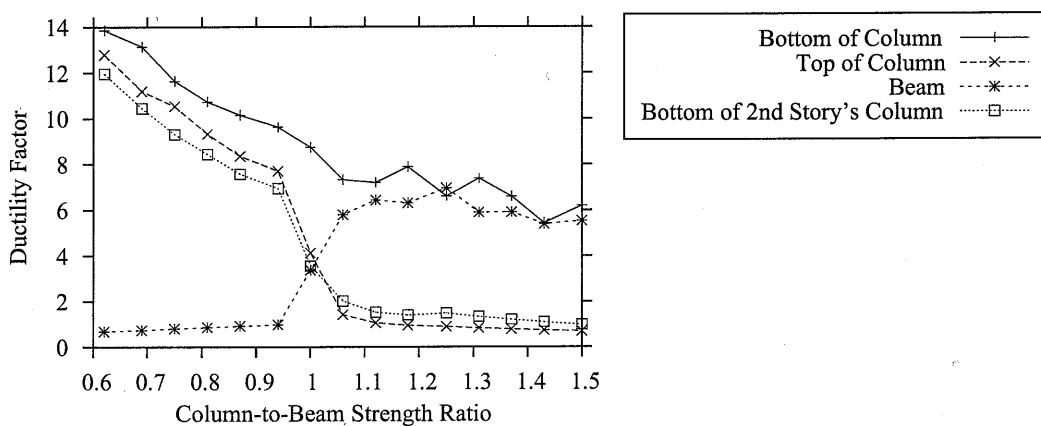
図 3.14: 地震応答解析結果 (逆三角形同一モデル T2-9, 告示波)

図 3.15: 地震応答解析結果 (逆三角形基本モデル T1-9, $\psi_i = 1.0$, ELCE, KOBE)

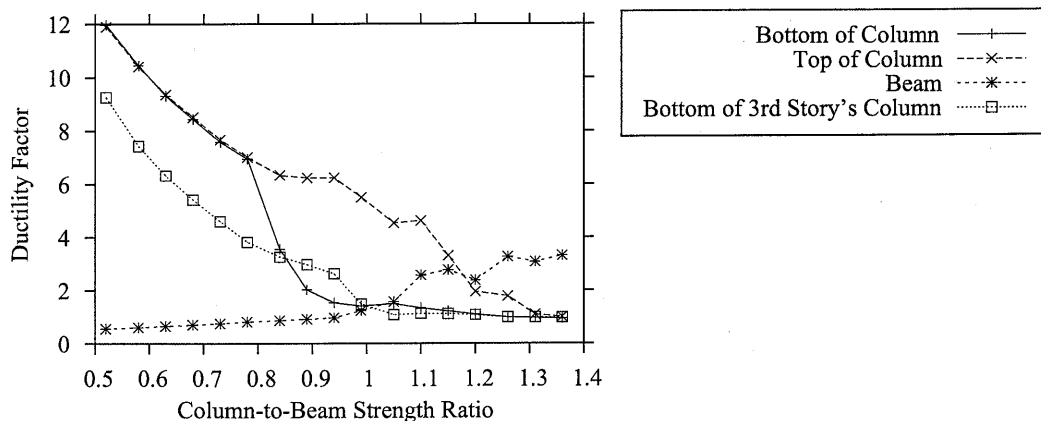
3.8 柱と梁の塑性率

累積塑性エネルギーについて論じる前に、柱と梁の最大応答塑性率を検討する。9層の逆三角形基本モデル(T1-9)について、1, 2層での柱梁耐力比と塑性率の関係を図3.16に示す。図3.16(a)に1階の、図3.16(b)に2階の柱と梁の塑性率を示す。線種の違いは、降伏ヒンジ箇所の違いを表し、1階については、1階の柱頭・柱脚、2階の柱脚および梁の塑性率を、2階については、2階の柱頭・柱脚、3階の柱脚および梁の塑性率を表す。ただし、柱梁耐力比の定義は表3.4のIによる。入力波は、告示波50波のうち1波である。

図3.16(a)より、1階柱脚の塑性率は、全体崩壊と層崩壊の両方に関わるため、強度係数を増加してもあまり減少しない。1階梁の塑性率は、柱梁耐力比1.0前後で劇的に増加し、1階柱頭の塑性率は劇的に減少する。図3.16(b)の2階の柱・梁も同様な変化を示すが、1階に比べるとその変化は緩やかであり、特に2階柱頭の塑性率は柱梁耐力比が1.3を上回ったあたりでようやく1.0に漸近する。これは、1, 2階で部分崩壊が生じたためであるといえる。



(a) 1階



(b) 2階

図3.16: 塑性率の変化 (告示波)

3.9 エネルギーの入力割合

3.9.1 平均値と標準偏差

各層のエネルギー入力割合, W_{psi}/W_p を求め, 柱梁耐力比と比較する。図 3.17 に逆三角形基本モデル (T1-9) で耐力比 I の場合のエネルギーの入力割合を示す。図 3.17(a), 3.17(b) はそれぞれ, 各層のエネルギー入力割合の解析結果 50 波における平均値と標準偏差を表す。

平均値 (図 3.17(a)) はほとんど右肩下がりであるのに対して, 標準偏差 (図 3.17(b)) は 1.0 付近で右肩上がりになる層が多い。これは, 柱梁耐力比 1.0 付近で梁降伏が混在し始めるためである。全体的に見て, 標準偏差は平均値に対してかなり小さいが, 柱梁耐力比 1.0 付近で大きくなるなど, 無視できる量でもない。そこで, 本章では以後, 平均値に標準偏差を加えたものをエネルギーの入力割合として扱うものとする。

3.9.2 柱梁耐力比の定義に関する検討

表 3.4 で定義した 2 種類の柱梁耐力比について, どちらの定義が適切かについて考察を行う。逆三角形 9 層基本モデル (T1-9) のエネルギー入力割合を図 3.18 に示す。線種の違いは, 層の違いを表し, 50 波の平均に標準偏差を加えたものである。

図 3.18(a) の耐力比 I では, 全層がほぼ一様に柱梁耐力比 1.0 前後で急激に減少し始める。これに対し, 図 3.18(b) の耐力比 II では減少具合が一様でなくなる。特に, 9 階つまり最上階のエネルギーは耐力比 0.6~0.8 で突出して減少する。

次に, 同一モデル (T2-9) に関する比較を図 3.20 に示す。基本モデル (T1-9) と同様に, 耐力比 I では各層のエネルギー割合が均一に低下するが, 耐力比 II では, 7 階 (柱・梁の強度が 2/3 に激減する階) で上記と同様の現象が見られ, 耐力比 II の定義では, エネルギー割合に対して均一ではない。

以上から, 各階の層崩壊エネルギーを均一に評価するには, 耐力比 II より耐力比 I の方が適当であるといえる。つまり, 層崩壊エネルギーは, 当該層の柱強度だけでなく, 隣接層の柱強度の影響をも強く受けることがわかる。ただし, ピロティ建物のように, ある階の強度と剛性が極端に低い場合には, 隣接階の柱強度にかかわらず弱点階が層降伏する。したがって, 上記の結論は, 今回の解析対象のように比較的整形な建物に限定されるものと思われる。今後, より広範囲なパラメータ解析により, 上記結論の適用範囲を明らかにすることが必要である。

なお, 図 3.19(a), 3.19(b) とも, 8 階に着目すると, 柱耐力比が 1.4 まで大きくなっても 3% 程度の層崩壊エネルギーが残存しているが, これは, 図 3.14(c) にみられた部分崩壊によるものであり, 応答性状に深刻な影響を及ぼすものではない。また, 文献^{8,72)}の動的増幅係数は, 建物の上層部ほど大きな値をとることになるが, 今回のように累積塑性エネルギーに着目すると, そのような必要性は見られなかった。

上記の結果から, 本章では以後, 柱梁耐力比 I を用いてエネルギー割合について考察することとする。

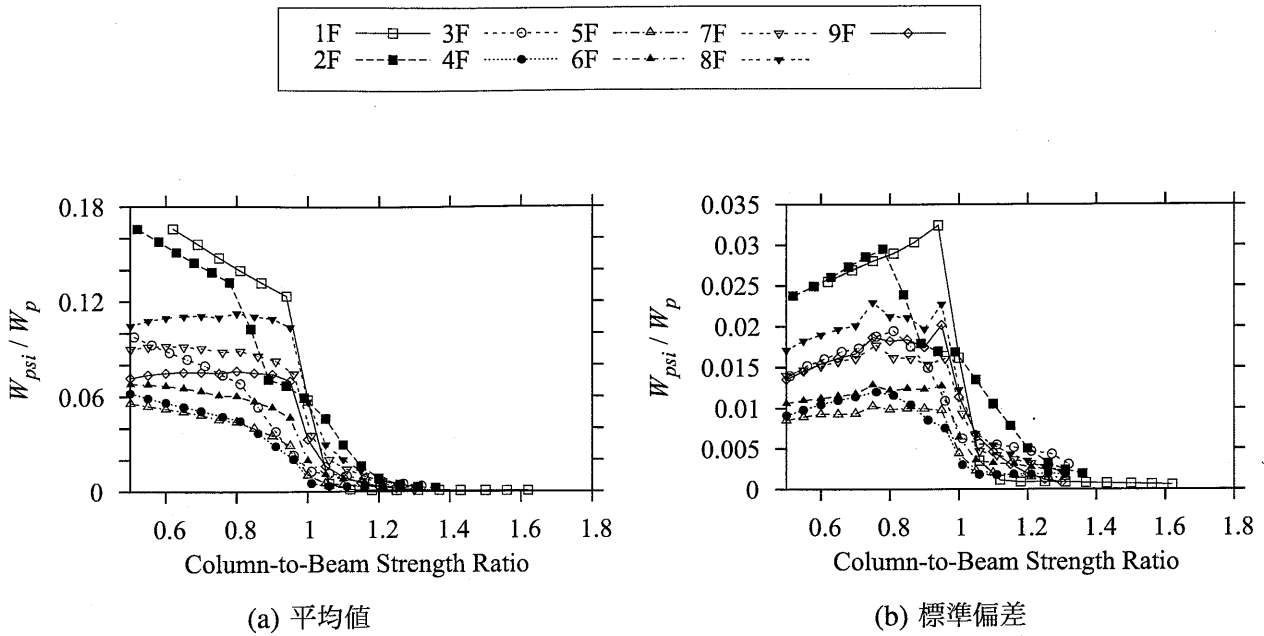


図 3.17: 逆三角形基本モデル T1-9 のエネルギー入力割合 (告示波, 平均値・標準偏差)

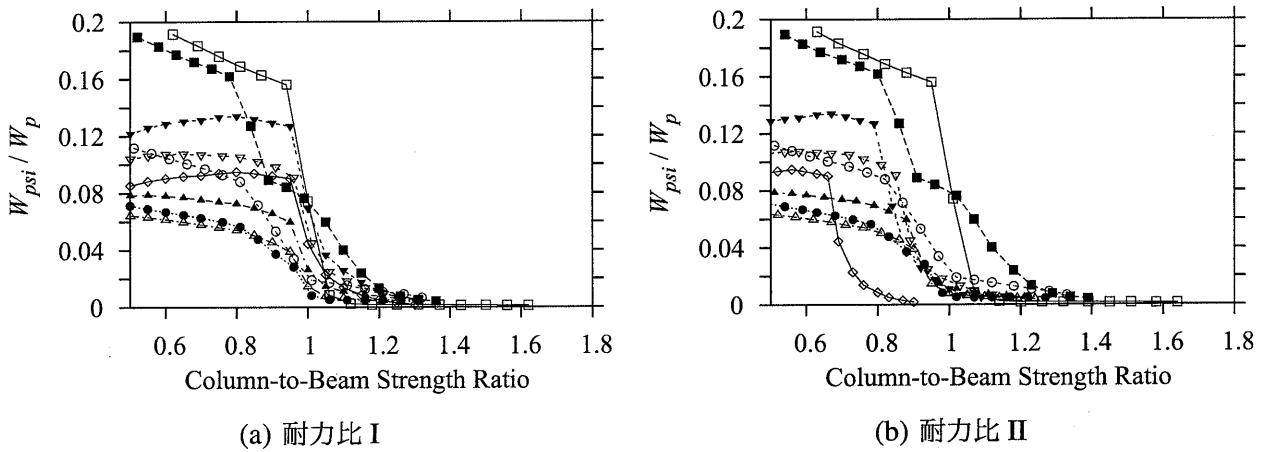


図 3.18: 逆三角形基本モデル T1-9 のエネルギー入力割合 (告示波, 耐力比 I・II)

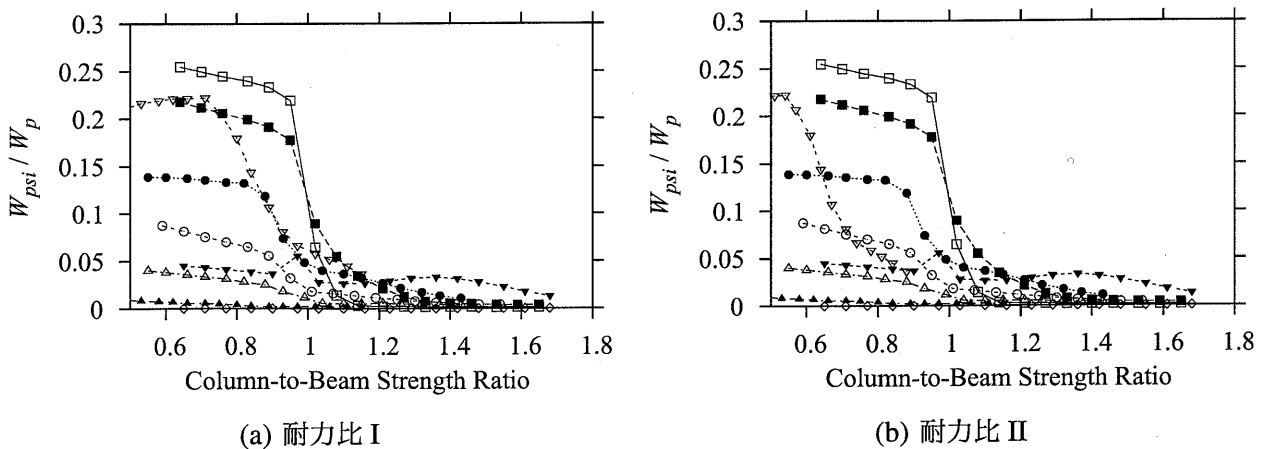


図 3.19: 逆三角形同一モデル T2-9 のエネルギー入力割合 (告示波, 耐力比 I・II)

3.9.3 地震波の種類が異なる場合

地震波 ELCE, KOBE において、耐力比 I を用いた場合のエネルギー割合を図 3.20 に示す。線種の違いは層の違いを表し、耐力比の定義は I を用いる。

告示波の結果 (図 3.18(a)) と比較すると、ELCE, KOBE のいずれも耐力比 0.9 付近で 8 階のエネルギーが大きくなり、告示波の結果とは異なる結果となった。これは、図 3.15(a), 3.15(b) で 8 階の層間変形が大きかったことによるものと考えられる。しかしながら、耐力比 1.0 以上でのエネルギー割合の減少具合は告示波とよく似た結果となった。この結果により、地震波が異なっても、耐力比 I により層降伏エネルギーの制御が可能であるといえる。すなわち、柱梁耐力比をある値以上にすることで、地震波が異なる場合であっても、層へのエネルギー集中を減らすことが可能であるといえる。

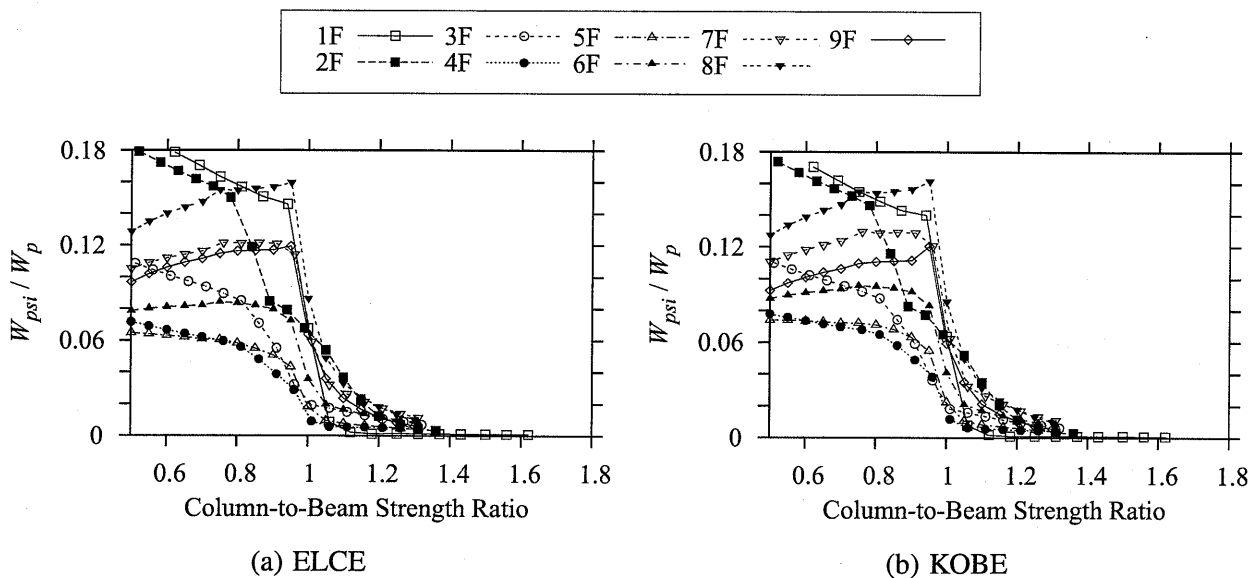
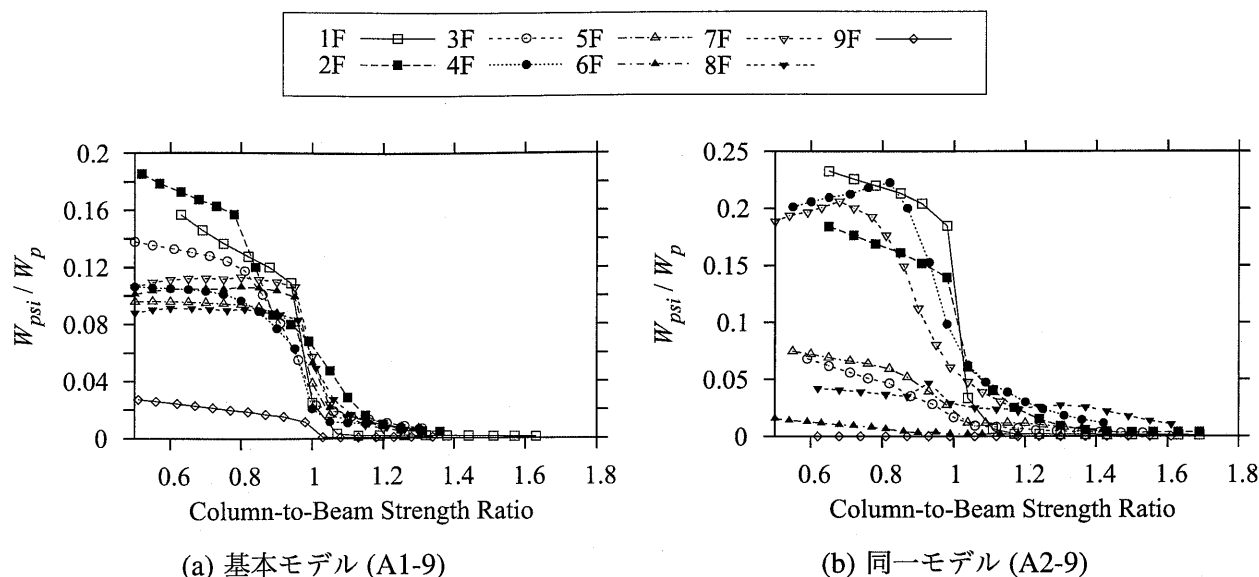


図 3.20: 逆三角形基本モデル T1-9 のエネルギー入力割合 (ELCE, KOBE)

3.9.4 曲げ強度の設定が異なる場合

曲げ強度の設定が異なる場合のエネルギー入力について比較する。図 3.21 に逆三角形モデル A1, A2 の耐力比 I を用いた場合のエネルギー入力割合を示す。線種の違いは層の違いを表す。

逆三角形基本モデル T1-9 (図 3.18(a)) と A_i 基本モデル A1-9 (図 3.21) を比較すると、 A_i 基本モデル A1-9 での 9 階のエネルギー入力が逆三角形基本モデル T1-9 に比べ、極端に小さいことがわかる。これは、 A_i 分布外力の頂部の強度が高いことに起因しており、 A_i 分布の特徴によるものである。また、 A_i 同一モデル A2-9 (図 3.21(b)) についても、8 階と 9 階でエネルギー入力が非常に小さく、 A_i 分布による影響がみられる。しかしながら、耐力比 1.0 前後での減少具合は、逆三角形モデルと同様である。基本モデル (図 3.21) と同一モデル (図 3.21(b)) を比較すると、エネルギーの入力割合が大きくなる層が耐力変化層 (1, 4, 7 層) に集中していることがわかり、耐力変化層には大きな変形が生じる可能性も示唆している。

図 3.21: A_i モデル A-9 のエネルギー入力割合 (告示波)

3.9.5 地震波の強さが異なる場合

本章では、入力した地震波の最大速度を 1.0 m/s に基準化して入力しているが、実際の耐震設計においては、「極めて稀に発生する地震動¹²⁴⁾」として定められた最大速度 0.5 m/s 程度の入力であることが多いため、最大速度 1.0 m/s という地震波はあまり現実的ではないという問題がある。そこで、最大速度 0.5 m/s の入力に対するエネルギーの入力割合を求め、地震波の強さが異なる場合について比較する。図 3.22 に逆三角形モデル (A2-9) の告示波 (最大速度: 0.5 m/s) の耐力比 I を用いた場合のエネルギー入力割合を示す。

A_i 同一モデル (図 3.21(b)) と比較すると、最大速度 0.5 m/s の地震波を入力した場合には、最大速度 1.0 m/s の地震波が入力された場合に比べて、各層のエネルギー入力割合が小さくなる。また、最大速度 1.0 m/s の場合には、全層において耐力比が 1.0 以上になるとエネルギーが減少するのに対して、最大速度 0.5 m/s の地震波が入力された場合には柱梁耐力比 1.2 以上でも第 2 層などでエネルギーの上昇が見られる。

3.9.6 層崩壊エネルギーの合計

柱梁耐力比がもっとも均一な A_i 基本モデル (A1-9) モデルについて、層崩壊エネルギーの合計 W_{ps} を図 3.23 に示す。横軸は、全層のうち最も小さい耐力比を表す。図中の破線は平均値を、一点鎖線は平均値に標準偏差を加えたものを表す。

柱梁耐力比が 1 を超えると、層降伏エネルギーの合計は 50 % 以下になり、柱梁耐力比が 1.2 を超えると 10 % 以下となることがわかる。前節まで示したように、各層に入力される層降伏エネルギーは柱梁耐力比を大きくすることで、制御可能であるといえる。

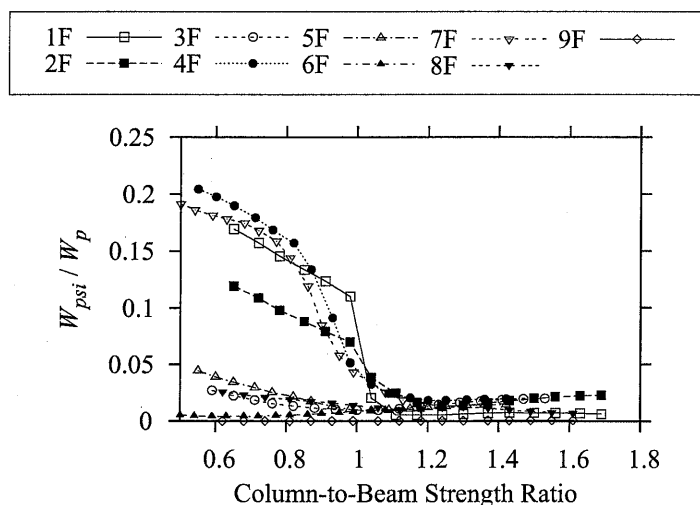


図 3.22: A_i 同一モデル A2-9 のエネルギー入力割合 (告示波, 最大速度: 0.5 m/s)

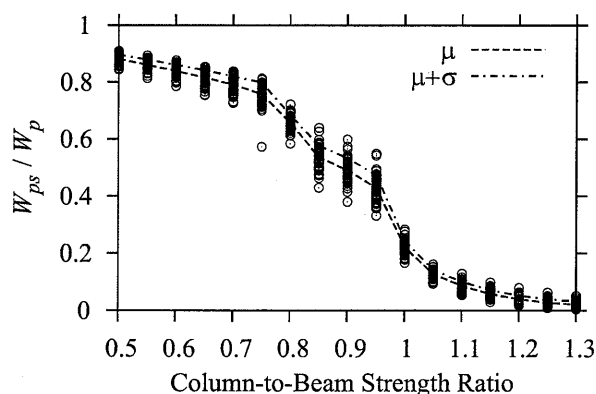


図 3.23: 逆三角形基本モデル T1-9 の層崩壊エネルギー合計 W_{ps} と W_p の比 (告示波)

3.9.7 3層骨組の場合

3層骨組におけるエネルギー入力割合を図 3.24 に示す。線種の違いは、層の違いを表す。

基本モデル T1-3 (図 3.24(a)) では耐力比 I が 1 より大きくなると、各階の層崩壊エネルギーが全体的に減少する。しかしながら、同一モデル T2-3 (図 3.24(b)) のように全層が同じ強度である場合には、2階の層崩壊エネルギーはあまり減少しない。これは、1, 2階間で部分崩壊が生じているためである。耐力比の定義を II にした場合もまったく同じ結果になり、柱梁耐力比のみでは、部分崩壊の可能性を判断できない場合もあることを示している。

また、9層骨組と比べると、3層骨組では層崩壊エネルギーの減少が緩やかである。動的増幅係数^{8,72)}では、周期の長い建物ほど大きな耐力比を必要とするが、本章で行った解析では逆の傾向となった。

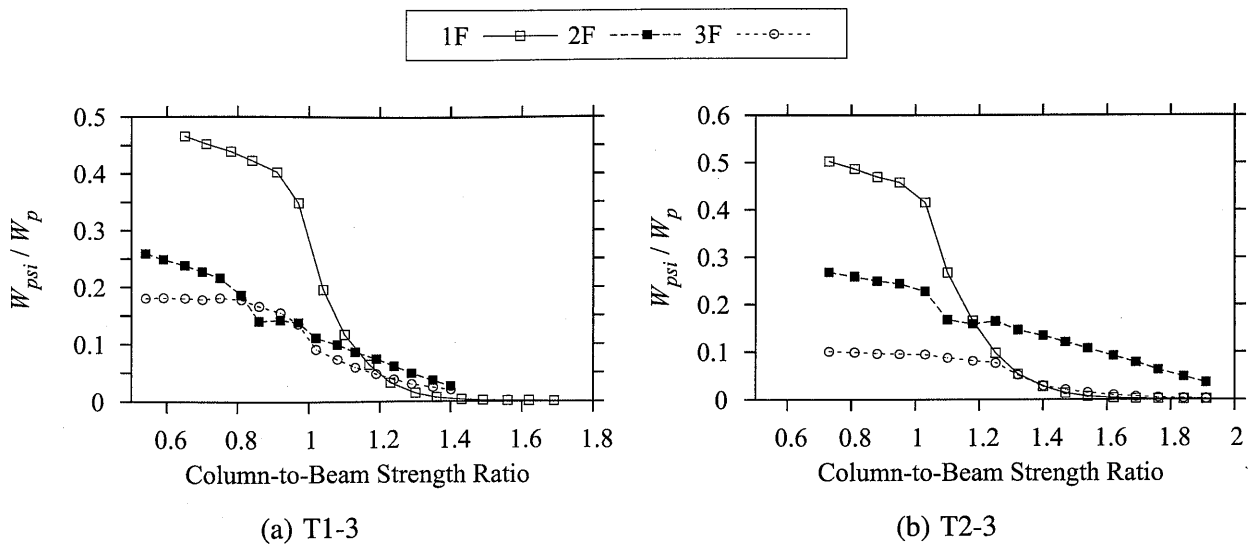


図 3.24: 逆三角形 T-3 のエネルギー入力割合 (告示波)

3.10 まとめ

本章では全階ほぼ均等な中低層魚骨型鉄骨骨組で、遠方型および直下型の地震波に対する応答解析を行い、次の結論を得た。

1. 柱梁耐力比は、冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル⁹⁾ および ACI 規準¹²³⁾ のように節点の上下左右の柱梁強度の和で定義するのが適当である。(表 3.3 の定義 I 参照)。
2. 上記の定義による柱梁耐力比が 1 を超えると、柱の強度分布や層の位置にかかわらず層降伏エネルギーが減少し始める。特に、1 階での減少が急激である。従来の動的増幅係数^{8,72)} では、周期の長い建物の高層部で大きな増幅率が要求されるが、エネルギーの面から見ると、そのような傾向は見られなかった。
3. 強度分布が A_i 分布から著しく異なる建物では、柱梁耐力比のみで部分降伏の制御が困難な場合がある。

第4章

強震を受ける2層鋼構造建物で塑性変形が卓越する際の応答

4.1 はじめに

現行の耐震設計法に従うと、低層建物のベースシア係数の最小値は0.20である。地域係数によってはこれより低い強度の建物もありえる。このような建物が震度7クラスの激震を受けるときの応答に関する研究は意外に少ない。1995年の兵庫県南部地震で、多くの低層建物が倒壊している^{7,127)}ことを考えると、その応答に関する研究はさらに必要である。

既往の研究において、低層鋼構造建物を対象とした地震応答解析は種々行われている。長谷川ら⁸⁰⁾は、ベースシア係数、柱梁強度比、パネル降伏比をパラメータとして地震応答解析を行い、強震時における中・低層鋼構造骨組の塑性変形性能を評価する方法を提案している。中尾ら⁸¹⁾は、インパルス応答による1次モード解から中・低層鋼構造骨組の塑性ヒンジ回転角分布を求める近似解析法を提案している。前田ら⁶¹⁾は、地震時の層間変形角の応答値と降伏せん断力係数や地震応答時のせん断力係数分布との関連性があることを示し、その関係式を導いた。張⁸²⁾は、中・低層鋼構造骨組の弾性限界、劣化限界及び倒壊限界の三つの限界状態に至らせる地震動の波形や強さなどの入力特性を解明した。

以上のような研究はいずれも低層鋼構造建物の損傷分布の予測を目的としたものであるが、地震動やモデルによっては精度が高くなく、正確な予測とはなっていないものもある。原因として、建物の耐力が、弾性時の応答による A_i 分布¹²⁴⁾などの震度分布に従っていることなどが挙げられる。建物が強震を受け、塑性変形が支配的となった場合にはその影響はさらに多くなると予想でき、塑性応答により建物が倒壊する可能性がある。よって、建物の塑性変形性能を把握することは重要であるといえる。

そこで本章では、ベースシア係数0.2~0.3程度の層降伏型の2層鋼構造建物を対象に、パルス的な入力を想定した人工地震動を用いて地震応答解析を行う。そして、建物の強度分布とベースシア係数の関係から、塑性変形が卓越する層を予測する方法について検討を行う。また、実在の地震動に対する応答についても若干の考察を行う。

4.2 解析モデル

解析モデルは質量1tのせん断2質点系モデルとする。表4.1にモデル名称とパラメータを示す。第一のパラメータは、復元力特性（完全弾塑性モデル（図4.1(a)）および剛塑性モデル（図4.1(b)）とする（表4.1の2列目）。剛塑性モデルの長所は、剛性 k が存在しないため、塑性変形の発生メカニズムを理論的に把握しやすい点である¹²⁸⁾。ベースシア係数が小さい場合の剛塑性応答は弾塑性応答に近いと予想できる。第二のパラメータは、各階の強度を決定するための外力分布であり、上層の外力が大きい上層型（図4.2(a)）、下層の外力が大きい下層型（図4.2(b)）の2種類を用いる（表4.1の3列目）。前者では2階が、後者では1階が比較的強いモデルとなる。第三のパラメータは1階の層せん断力係数とする（表4.1の4列目）。減衰は0%とし考慮しない。完全弾塑性復元力特性モデルの初期剛性 k は鉄骨造建物を想定した固有周期0.2秒から求めた。

表4.1: モデル名称とパラメータ

名称	復元力特性	強度分布	層せん断力係数		固有周期
			1階	2階	
Ei0.2	完全弾塑性	上層型	0.20	0.27	0.2秒
Ei0.3			0.30	0.40	
Et0.2		下層型	0.20	0.13	
Et0.3			0.30	0.20	
Ri0.2	剛塑性	上層型	0.20	0.27	0秒
Ri0.3			0.30	0.40	
Rt0.2		下層型	0.20	0.13	
Rt0.3			0.30	0.20	

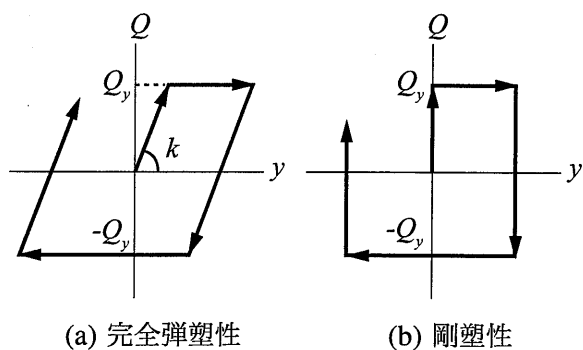


図4.1: 復元力特性

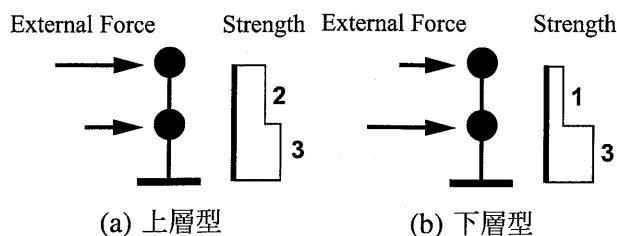


図4.2: 強度分布

4.3 入力地震動

入力地震動にはパルス的な波形を持つ単純波¹²⁸⁾ (以下、パルス波とする) と実地震動を用いた。図 4.3 にパルス波の加速度と速度および変位の時刻歴を実線で示す。この波は、神戸 JMA 波の一部 (時刻 8.2 秒から 9.8 秒の区間、破線で表示) を単純化したものであり、最大速度を 0.6 m/s とし、図 4.3(b) の a 区間、b 区間が 3:1 となるように定めた。パルス波の特徴は、正負の最大加速度が一定で、加速度履歴が矩形となることである。実地震動は PEER Strong Motion Database¹²⁹⁾ の最大加速度が 5 m/s^2 以上かつ最大速度が 50 cm/s である 58 波を用いた (以下、PEER 波とする)。表 4.2 にその名称と最大地動加速度および最大地動速度を示す。また、図 4.4 に減衰 5% における実地震動 58 波の加速度応答スペクトルを示す。図中の白丸は中央値を表す。図 4.5 には PEER 波の有効継続時間と加速度応答から求めた卓越周期の関係を示す。図より、PEER 波 58 波は有効継続時間、卓越周期とも様々であることがわかる。なお、地震波の有効継続時間はパワースペクトル $\int \ddot{y}_0^2 dt$ が全パワースペクトルの 10%~90% となる時間とした。

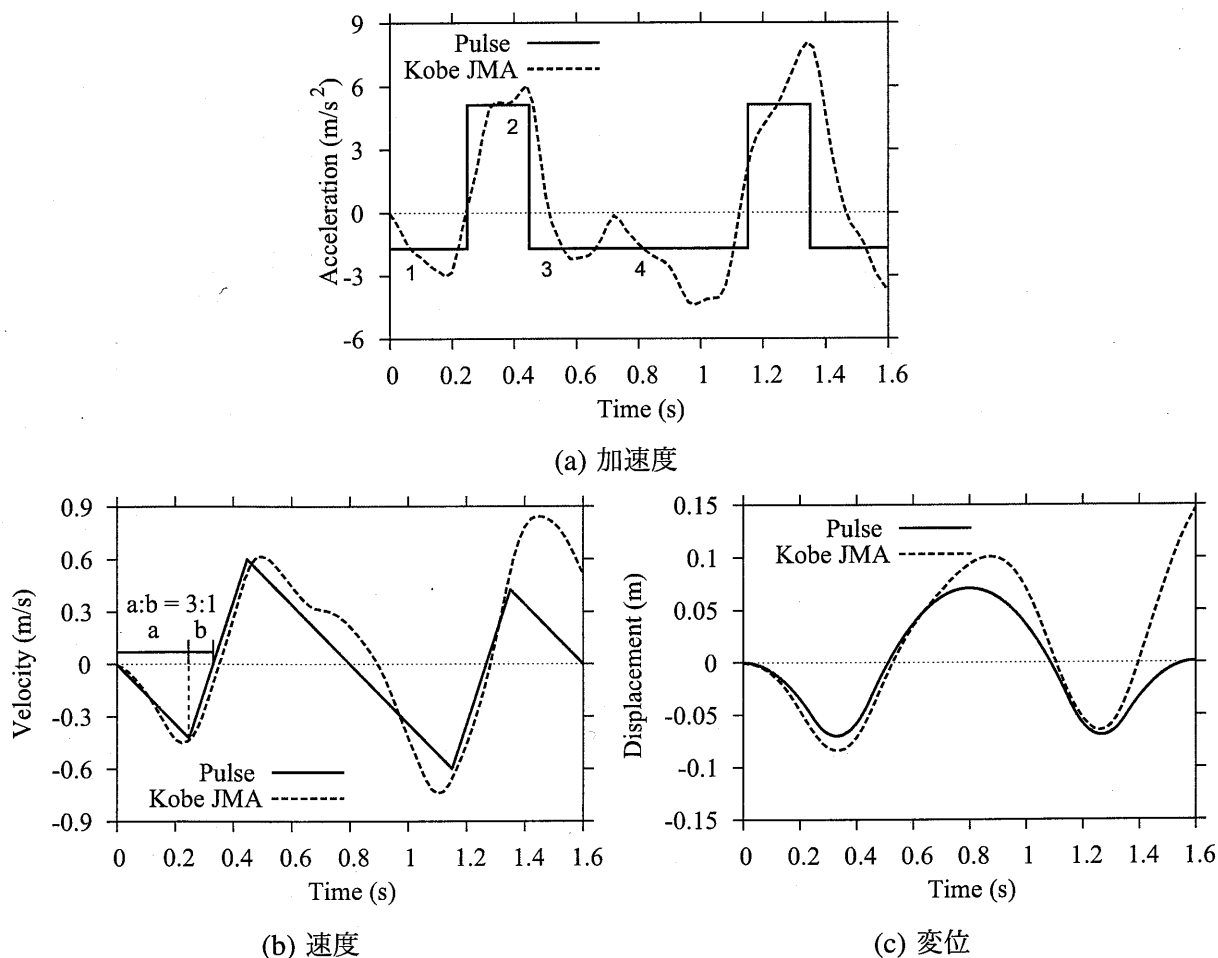


図 4.3: パルス波の時刻歴

表 4.2: PEER 波の詳細

Earthquake	Station	Name	PGA (m/s ²)	PGV (m/s)
Cape Mendocino, 92/04/25	89005 Cape Mendocino	CPM000	14.67	1.27
Chi-Chi, Taiwan, 99/09/20	CHY028	CHY028-N	8.05	0.67
		CHY028-W	6.40	0.73
	CHY080	CHY080-N	7.10	0.49
		CHY080-W	8.84	1.02
	TCU065	TCU065-N	5.91	0.79
		TCU065-W	7.98	1.26
	TCU067	TCU067-W	4.93	0.80
	TCU068	TCU068-W	5.55	1.77
	TCU071	TCU071-N	6.42	0.69
	TCU074	TCU074-W	5.90	0.73
	TCU079	TCU079-W	7.27	0.61
	TCU084	TCU084-W	11.34	0.69
	TCU129	TCU129-W	9.90	0.60
WNT	WNT-E	9.39	0.69	
Coalinga, 83/05/02	1162 Pleasant Valley P.P.	H-PVY045	5.80	0.60
Duzce, Turkey, 99/11/12	Bolu	BOL000	7.13	0.56
		BOL090	8.06	0.62
Erzincan, Turkey, 92/03/13	95 Erzincan	ERZ-NS	5.05	0.84
Gazli, USSR, 76/05/17	9201 Karakyr	GAZ000	5.96	0.65
		GAZ090	7.04	0.72
Imperial Valley, 79/10/15	942 El Centro	H-E08140	5.90	0.54
Kobe, 95/01/16	0 KJMA	KJM000	8.05	0.81
		KJM090	5.87	0.74
	0 Takarazuka	TAZ000	6.79	0.68
		TAZ000	6.80	0.85
	0 Takatori	TAK000	5.99	1.27
		TAK090	6.04	1.21
Landers, 92/06/28	24 Lucerne	LCN275	7.07	0.98
Loma Prieta, 89/10/18	57007 Corralitos	CLS000	6.31	0.55
	16 LGPC	LGP000	5.93	0.95
		LGP090	5.52	0.51
Morgan Hill, 84/04/24	57217 Coyote Lake Dam	CYC195	6.97	0.52
		CYC285	12.72	0.81
N. Palm Springs, 86/07/08	5070 North Palm Springs	NPS210	5.82	0.73
Northridge, 94/01/17	24278 Castaic	ORR090	5.57	0.52
		ORR360	5.04	0.52
	90013 Beverly Hills	MUL279	5.06	0.63
	24279 Newhall	NWH090	5.71	0.76
		NWH360	5.78	0.97

表 4.2: PEER 波の詳細 (つづき)

Earthquake	Station	Name	PGA (m/s^2)	PGV (m/s)
Northridge, 94/01/17	24514 Sylmar	SYL090	5.92	0.78
		SYL360	8.26	1.30
	24436 Tarzana	TAR360	9.20	0.78
	00000 LA Dam	LDM064	5.01	0.64
	24207 Pacoima Dam	PUL104	15.53	0.56
		PUL194	12.59	1.04
	0 Pardee	PAR-L	6.44	0.75
	0655 Jensen Filter Plant	JEN292	5.81	0.99
	77 Rinaldi Receiving Sta	RRS228	8.21	1.66
	0637 Sepulveda VA	SPV270	7.38	0.85
		SPV360	9.20	0.77
	74 Sylmar	SCS052	6.00	1.17
		SCS142	8.79	0.47
SCE018		8.11	1.18	
San Fernando, 71/02/09	279 Pacoima Dam	PCD164	11.00	0.11
		PCD254	11.27	0.54
Tabas, Iran, 78/09/16	9101 Tabas	TAB-LN	8.19	0.98
		TAB-TR	8.35	1.21

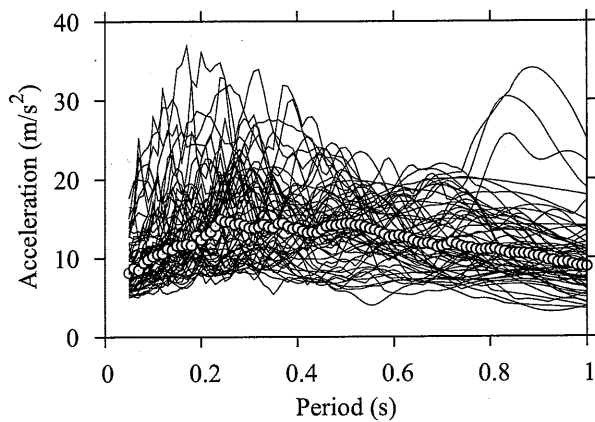
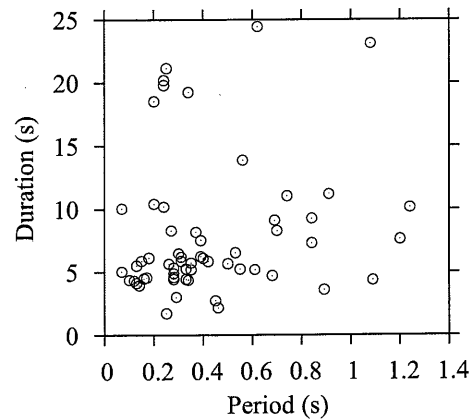
図 4.4: PEER 波の加速度応答スペクトル ($h = 5\%$)

図 4.5: PEER 波の有効継続時間と卓越周期

4.4 パルス波に対する応答

4.4.1 上層型強度分布をもち $C_1 = 0.3$ となるモデルの時刻歴応答

完全弾塑性モデル Ei0.3 の層間変位の時刻歴を図 4.6 に示す。1 階が負方向に大きく変形したが、2 階には変形がほとんど生じなかった。また、図 4.3(a) の地動加速度の変化により、時刻 0.4 秒と 1.2 秒付近で変形が増大した。

剛塑性モデル Ri0.3 の変位時刻歴を図 4.7(a) に示す。1 階の変形は完全弾塑性モデル Ei0.3 よりやや小さいが、ほぼ同様であるといえる。2 階には変形は全く生じなかった。

剛塑性モデルの場合、各階が動き出す前の 1, 2 階の絶対加速度は地動加速度 a_g に等しい。よって、1, 2 階のせん断力 Q_1, Q_2 は次式で表わすことができる。

$$Q_1 = -2m \cdot a \cdot g \quad (4.1)$$

$$Q_2 = -m \cdot a \cdot g \quad (4.2)$$

せん断力が強度 Q_{u1}, Q_{u2} に達すれば降伏し、変形が生じる。Ri0.3 モデルの場合、1, 2 階の強度はそれぞれ 6 kN, 4 kN である。

時刻 0 秒から 0.25 秒まで (図 4.7(a) の 1) は地動加速度が -1.71 m/s^2 であり、 $Q_1 = 3.42 \text{ kN} < Q_{u1}$ となるため、1 階には相対加速度は生じない (図 4.7(c) の 1)。2 階も同様である。時刻 0.25 秒から地動加速度 a_g は 5.12 m/s^2 となる。1 階のせん断力は $Q_1 = -10.24 \text{ kN}$ となり Q_{u1} を超えるため、1 階は負方向に動き始める。このとき 2 階も降伏強度を超え、負方向に動き始める。1, 2 階の相対加速度を a_1, a_2 とすると、1, 2 階の絶対加速度は $(a_g + a_1), (a_g + a_1 + a_2)$ である。従って、各階のせん断力は次式で表される。

$$Q_1 = -m \cdot (2a_g + 2a_1 + a_2) \quad (4.3)$$

$$Q_2 = -m \cdot (a_g + a_1 + a_2) \quad (4.4)$$

よって、1 階の相対加速度は $a_1 = (Q_{u1} - Q_1)/m - a_g = -3.12 \text{ m/s}^2$ となる (図 4.7(c) のスパイク A)。すなわち 1 階はさらに負方向に動く。一方、2 階では $a_2 = (2Q_{u2} - Q_1)/m = 2 \text{ m/s}^2$ という逆向きの相対加

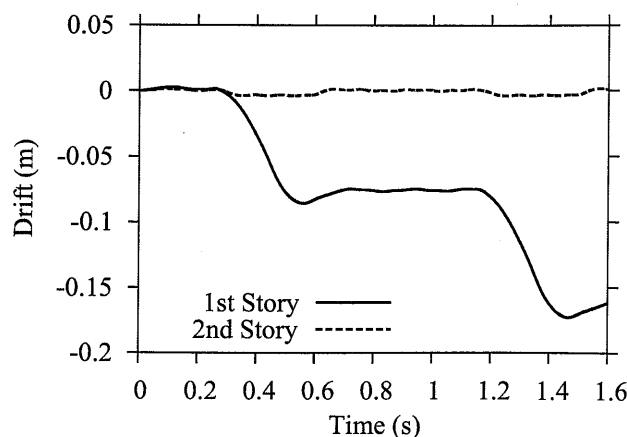


図 4.6: 完全弾塑性モデルの時刻歴応答 (上層型強度分布, $C_1 = 0.3$, パルス波)

速度 (図 4.7(c) のスパイク B) になり、停止する。1 階はその後加速度 $a_1 = Q_{u1}/(2m) - a_g = -2.12 \text{ m/s}^2$ により、引き続き負方向に動き続ける (図 4.7(c) の 2)。2 階のせん断力は降伏強度を下回るため、加速度は生じない。時刻 0.45 秒以降は、地動加速度 -1.71 m/s^2 により、1 階には正方向の相対加速度 $a_1 = 4.71 \text{ m/s}^2$ が生じ (図 4.7(c) の 3)、速度が減少する (図 4.7(b) の 3)。そして、時刻 0.54 秒で速度がゼロに達し停止する (図 4.7(b) の C)。その後、時刻 1.15 秒までは式 4.3, 4.4 のせん断力が Q_{u1}, Q_{u2} を下回るので建物の変形は生じない (図 4.7(b), 4.7(c) の 4)。完全弾塑性モデルも同様のメカニズムが生じていると考えられる。

一般的な低層鉄骨造建物では、 A_i 分布のように上層のせん断力係数がベースシア係数より大きくなるケースが多いため、1 階が弱点階となる可能性が強いと見える。

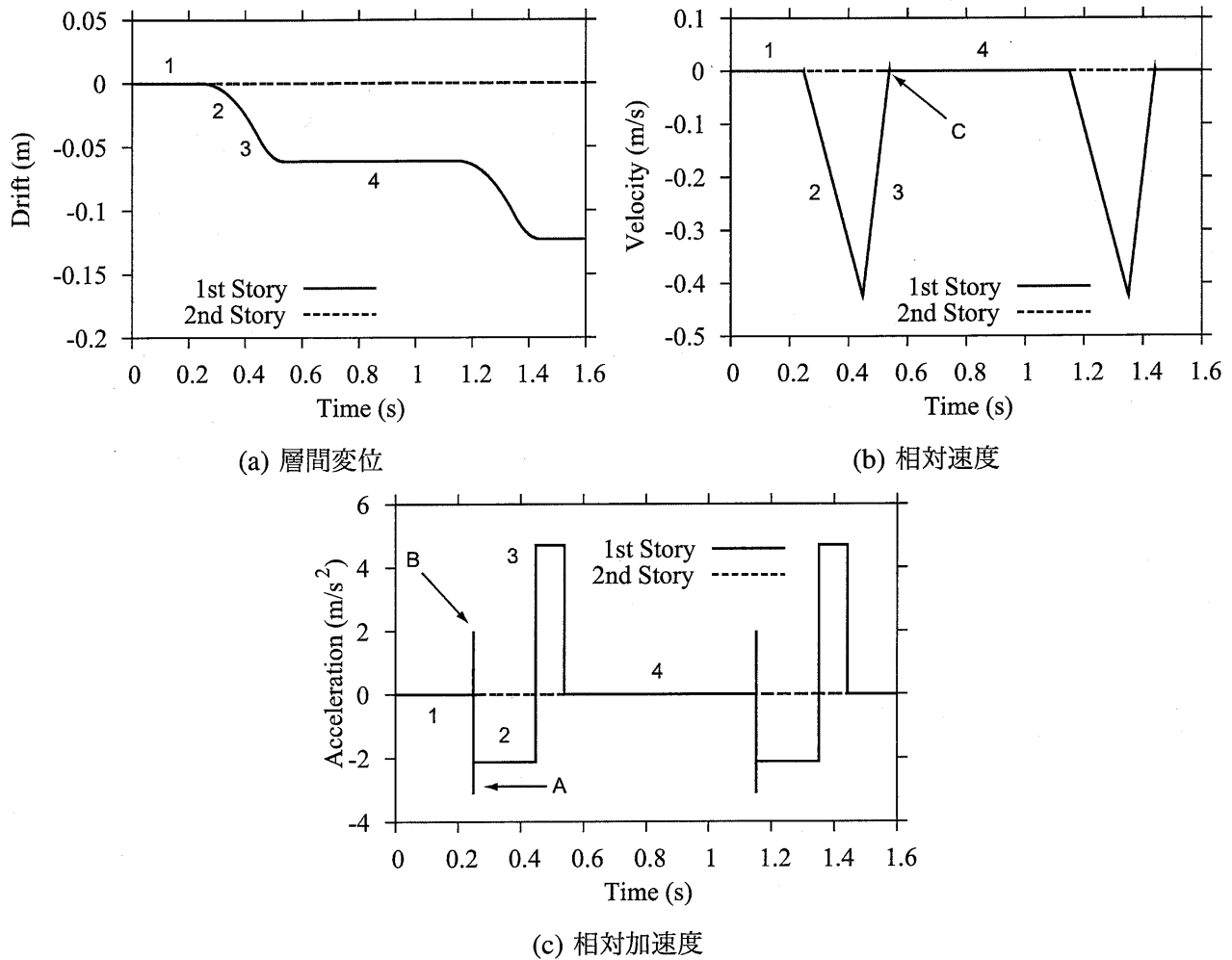


図 4.7: 剛塑性モデルの時刻歴応答 (上層型強度分布, $C_1 = 0.3$, パルス波)

4.4.2 下層型強度分布をもち $C_1 = 0.3$ となるモデルの時刻歴応答

前節で用いた上層型強度分布モデルでは1階の変形が卓越したため、本節では2階が弱い下層型強度分布モデルについて検討する。

完全弾塑性モデル Et0.3 の変位時刻歴応答を図 4.8 に示す。 $C_1 > C_2$ にもかかわらず、1階にも大きな変形が生じた。ただし、最大応答変位は2階のほうが大きくなった。時刻 0.6 秒から 1.2 秒までの1階の変形はほぼ一定になるが、2階では正方向への揺り戻し変形が起きた。

図 4.9(a) に剛塑性モデル Rt0.3 の変位時刻歴応答を示す。Et0.3 と同様に1階と2階が変形した。ただし、2階の変形に Et0.3 のような揺り戻し変形は見られなかった。Et0.3 でのみ揺り戻し変形が起こった原因については次節で説明する。

剛塑性モデルの応答を詳しく見ると、0.25 秒までは前節と同じく変形は生じない。時刻 0.25 秒で各階に負方向の相対加速度が生じる (図 4.9(c) の A)。加速度は、1階よりも2階の方が大きい。時刻 0.45 秒では、地動加速度が反転するため、1階の加速度が逆転し (図 4.9(c) の B)、1階の相対速度が減少し始める (図 4.9(b) の B)。1階の相対速度がゼロになると (図 4.9(b) の C)、2階の加速度にも逆転が生じて (図 4.9(c) の C)、2階の相対速度が減少し始める (図 4.9(b) の C')。その後、速度はゼロになるまで減少する (図 4.9(b) の D)。つまり、2階に1階よりも大きな変形が生じたのは、

1. 1階より2階の相対加速度が大きかったため
2. 1階が停止した後も2階が動き続けたため

の2点が原因である。このメカニズムは、完全弾塑性モデルでもほぼ同様に起こったと考えられるが、2階に揺り戻し変形が起きている点は剛塑性モデルと異なる。

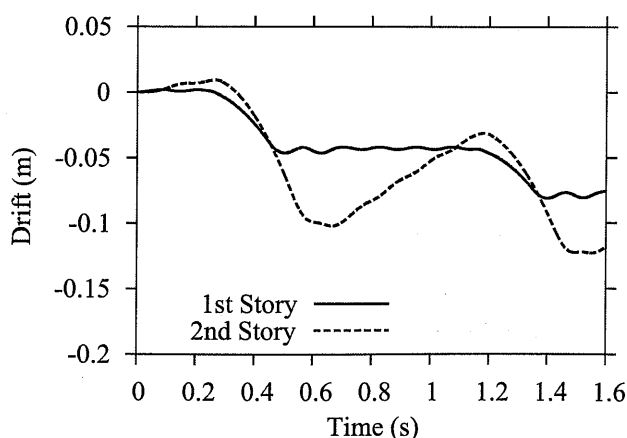
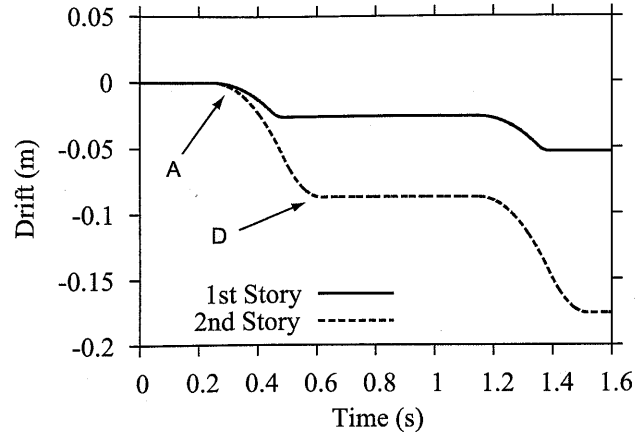
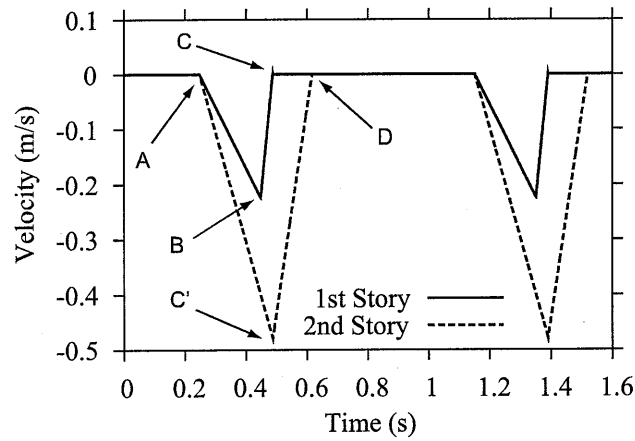


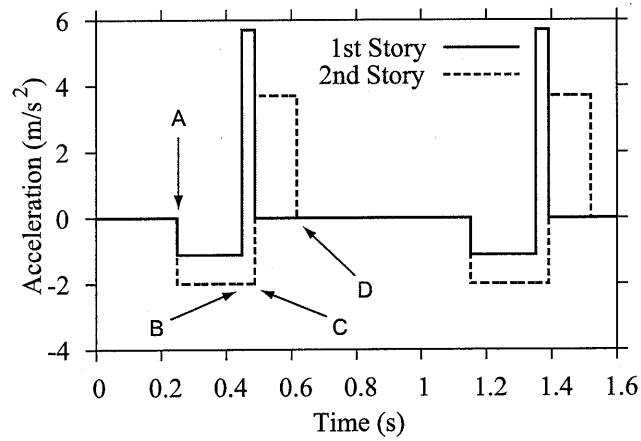
図 4.8: 完全弾塑性モデルの時刻歴応答 (下層型強度分布, $C_1 = 0.3$, パルス波)



(a) 層間変位



(b) 相対速度



(c) 相対加速度

図 4.9: 剛塑性モデルの時刻歴応答 (下層型強度分布, $C_1 = 0.3$, パルス波)

4.4.3 下層型強度分布をもち $C_1 = 0.2$ となるモデルの時刻歴応答

ベースシア係数が0.2の弾塑性モデル Et0.2 の変位時刻歴応答を図 4.10 に示す。 $C_1 > C_2$ にもかかわらず、1階にはより大きな変形が生じた。図 4.8 との違いはベースシア係数のみであり、ベースシア係数によって1, 2階の変形の割合が変化したといえる。また、図 4.8 と同様に、2階に正方向への揺り戻し変形が生じ、その変形は Et0.3 よりも大きくなった。

剛塑性モデル Rt0.2 の変位時刻歴を図 4.11(a) に示す。完全弾塑性モデルと同様に、2階より1階の変形が大きかった。また、2階には Et0.3, Et0.2 と同様の正方向への揺り戻し変形が生じた。

時刻0秒から0.25秒では、地動加速度と2階の強度の関係から2階が降伏し、正方向の加速度が生じる(図 4.11(c) の1)。そのため、正方向への速度が増加し(図 4.11(b) の1)、2階は正方向に変形する(図 4.11(a) の1)。その後、逆方向への地動加速度により、1階と2階で負方向の相対加速度が生じ(図 4.11(c) の2)、負方向への変形が生じる(図 4.11(a) の2,3)。その後、時刻0.68秒で2階の速度がゼロになる(図 4.11(b) のA)と、2階には再び正方向の加速度が生じ(図 4.11(c) の4)、変形も正方向に戻る(図 4.11(a) の4)。弾塑性モデル Et0.2 の2階に生じた揺り戻しも、同様のメカニズムで起こったと考えられる。弾塑性モデルの揺り戻しが大い原因は、図 4.11(c) の4の区間で1階の弾性抵抗の反作用により2階の相対加速度が大きくなるためである。図 4.8 において、Et0.3 モデルの2階に揺り戻し変形が生じたのも、1階の弾性変形の影響である。

以上まとめると、1階のせん断力係数が2階より大きい建物でも1階の塑性変形が卓越することがありえる。

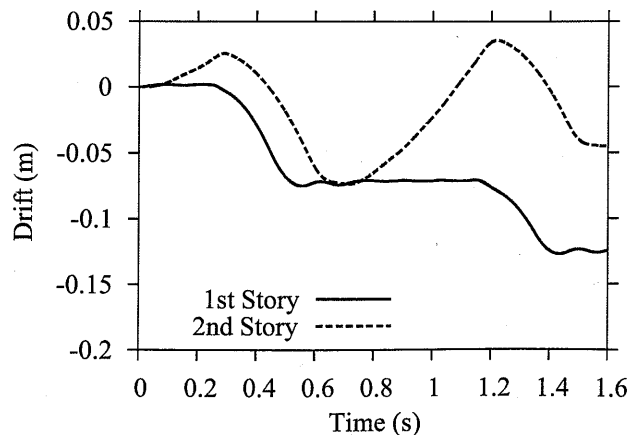
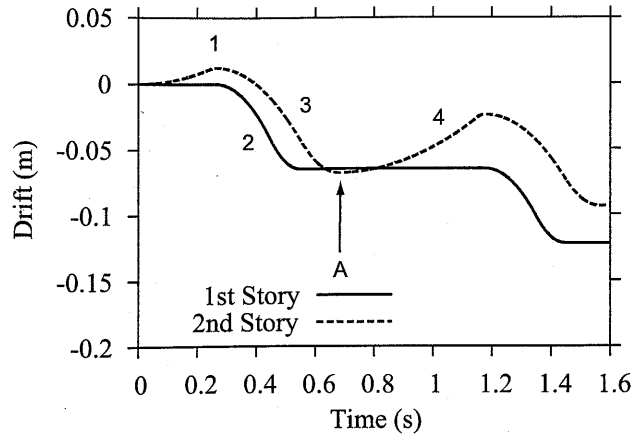
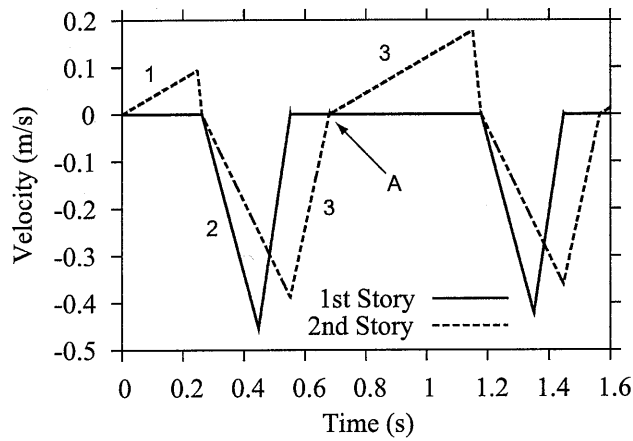


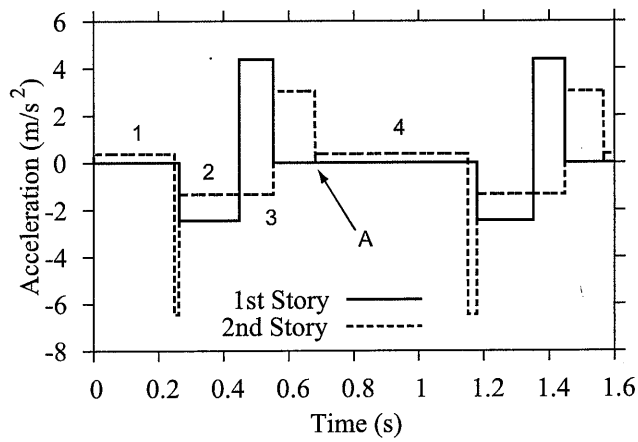
図 4.10: 完全弾塑性モデルの時刻歴応答 (下層型強度分布, $C_1 = 0.2$, パルス波)



(a) 層間変位



(b) 相対速度



(c) 相対加速度

図 4.11: 剛塑性モデルの時刻歴応答 (下層型強度分布, $C_1 = 0.2$, パルス波)

4.4.4 2階に変形が生じる条件

剛塑性モデルについて、1, 2階が同方向の相対加速度を持つと仮定すると、運動方程式より各階の加速度は次式のようになる。

$$\frac{|a_1|}{g} = \frac{m_1 + m_2}{m_1}(C_g - C_1) - \frac{m_2}{m_1}(C_g - C_2) \quad (4.5)$$

$$\frac{|a_2|}{g} = \frac{m_1 + m_2}{m_1}(C_1 - C_2) \quad (4.6)$$

ここに、 $C_g = a_g/g$ 、 C_i : i 階のせん断力係数、 m_i : i 階の重量

1階の相対加速度が2階よりも大きくなる条件、すなわち $|a_1| > |a_2|$ となる条件は、式4.5, 4.6から、次式となる。

$$\frac{C_g - C_2}{C_g - C_1} > \frac{2(m_1 + m_2)}{m_1 + 2m_2} \quad (4.7)$$

そこで、図4.12(a)のように、横軸と縦軸を $C_g - C_1$ 、 $C_g - C_2$ に取ると、式4.7は原点を通る直線OBより下の領域を表すことになる。逆に、直線OBより上の領域は2階の相対加速度が1階より大きくなる範囲を表す。

次に、式4.5において、 $|a_1| > 0$ が成り立つためには、

$$\frac{C_g - C_2}{C_g - C_1} < \frac{m_1 + m_2}{m_2} \quad (4.8)$$

となる必要がある。図4.12(a)で直線OCより上の領域においては、式4.8を満足しないため、1階に相対加速度が生じない(2階のみが変形する)ことになる。図4.12(a)の第2象限も同様である。

次に、式4.6において、 $|a_2| > 0$ が成り立つためには、 $C_1 > C_2$ である必要がある。図4.12(a)で直線OAより下の領域においては、 $C_1 > C_2$ を満足しないため、2階に相対加速度が生じない(1階のみが変形する)ことになる。図4.12(a)の第4象限も同様である。なお、図4.12(a)の第3象限では、1, 2階とも変形が全く生じない。

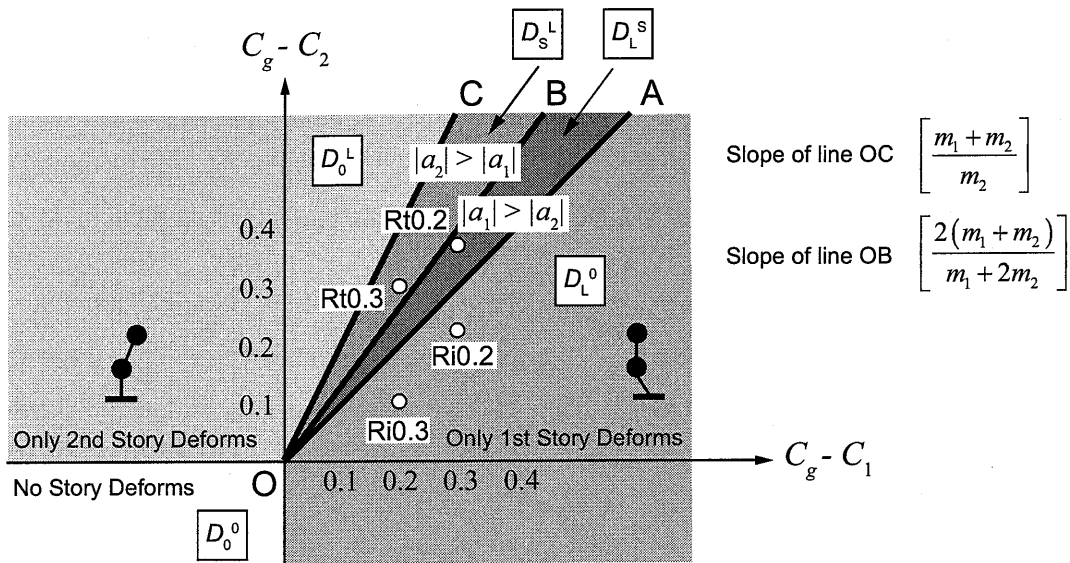
以上から、次のように分類できる。

- 1, 2階とも変形が生じない領域 : 図4.12(a)の第3象限 (D_0^0 と呼ぶ)
- 1階のみ変形が生じる領域 : 図4.12(a)のOAより下側 (D_L^0 と呼ぶ。上付きのゼロは2階の変形がゼロ、下付きのLは1階の変形が大きいことを示す。)
- 2階のみ変形が生じる領域 : 図4.12(a)のOCより左側 (D_0^L と呼ぶ)
- 1階の変形が2階より大きい領域 : 図4.12(a)のAOB (D_L^S と呼ぶ)
- 2階の変形が1階より大きい領域 : 図4.12(a)のBOC (D_S^L と呼ぶ)

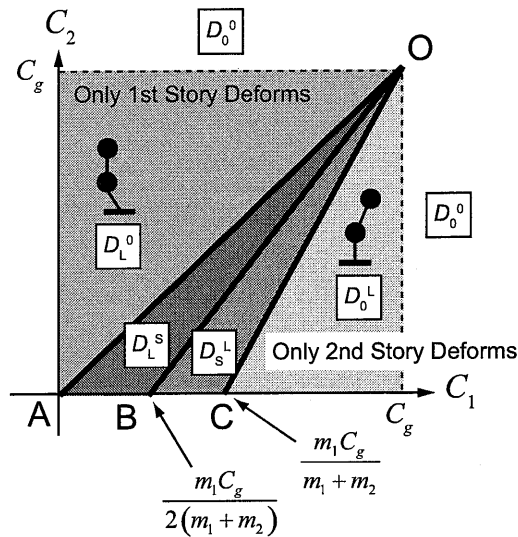
上記の妥当性を確認するため、前節までに検討したモデルの値を図中にプロットした。ベースシア係数が同じモデルは縦軸方向に並ぶ。上層型強度分布をもつ Ri0.2, Ri0.3 モデルはいずれも1階のみ変形する領

域内にプロットされる。この結果は図 4.7 の結果と当てはまる。また、下層型強度分布のモデル Rt0.3 は直線 OB より上の領域に、Rt0.2 は面積 OAB 内にプロットされる。この結果についても、Rt0.3 モデルでは図 4.9 において 2 階に大きな変形が生じ、Rt0.2 モデルでは図 4.11 において 1 階に大きな変形が生じたという結果に当てはまり、上記で示した判別条件が妥当であることをがわかる。

また、縦軸に C_1, C_2 を用いて、判別条件を表すと図 4.12(b) のようになる。 C_1, C_2 が C_g より大きくなる場合には、1, 2 階に変形は生じないことになる。領域名は図 4.12(a) と対応している。



(a) 座標軸を $C_g - C_1, C_g - C_2$ とした場合



(b) 座標軸を C_1, C_2 とした場合

図 4.12: 1, 2 階に変形が生じる条件

4.4.5 2階のせん断力係数と最大応答変位

本節では、ベースシア係数 C_1 が 0.2, 0.3 となるように1階の強度を定め、2階のせん断力係数のみを変化させ、2階のせん断力係数と各階の最大応答変位の関係を検討する。

図 4.13(a), 4.13(b) にベースシア係数 0.2 の弾塑性・完全剛塑性モデルの結果を示す。図 4.13(c) は、図 4.12(b) の判別条件を 90 度回転して、反転させ、図 4.13(a), 4.13(b) の横軸に対応させたものである。このパルス波では $C_g = 5.12/9.8 = 0.52$ であり、モデルは $C_1 = 0.2, C_2 = 0 \sim 0.5$ であるため、図 4.13(c) 中の破線が図 4.13(a), 4.13(b) の横軸に対応する。図 4.13(c) の記号は直線 OA, OB, OC との交点であり、図 4.13(b) の記号に対応している。

図 4.13(b), 4.13(c) を比較すると、 D_L^0 領域では2階の変形がゼロ、 D_L^S 領域では1階の変形が卓越し、 D_S^L 領域では2階の変形が卓越しており、判別条件の正しいことがわかる。図 4.13(a) は図 4.13(b) と類似しており、弾塑性モデルにも判別条件が適用できるといえる。

次に、ベースシア係数 0.3 の場合について図 4.14 に示す。ここでも図 4.14(c) の判別条件と図 4.14(b) の剛塑性応答は完全に一致した。図 4.14(a), 4.14(b) を比較すると、2階の変形に関して若干の相違が見られる。特に、せん断力係数 0.2 付近では剛塑性モデルの応答が完全弾塑性モデルの2倍近くになる。これは図 4.6 で見られた揺り戻し現象による。しかし、1階と2階の最大変形量が入れ替わる点に関しては図 4.14(c) の判別条件とよく一致した。

4.4.6 ベースシア係数と最大応答変位

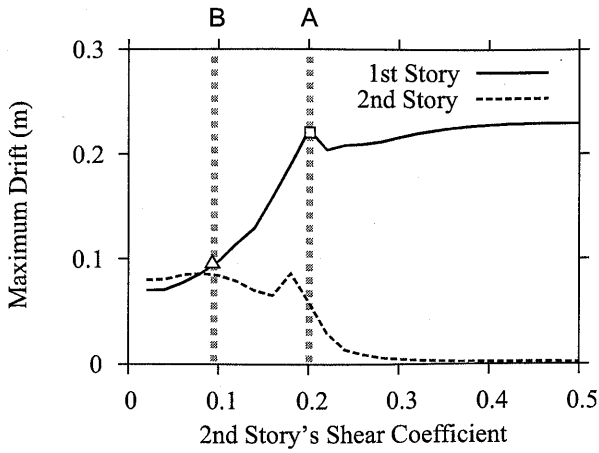
上層型強度分布をもつモデルのパルス波に対するベースシア係数と最大応答変位の関係を図 4.15 に示す。完全弾塑性モデル、剛塑性モデルとも、ベースシア係数にかかわらず、1階の変形が卓越した。これは図 4.15(c) の判別条件と一致する。

下層型強度分布をもつモデルの応答を図 4.16 に示す。このケースでも、1階の変形が卓越する条件に関する判別条件は有効であった。

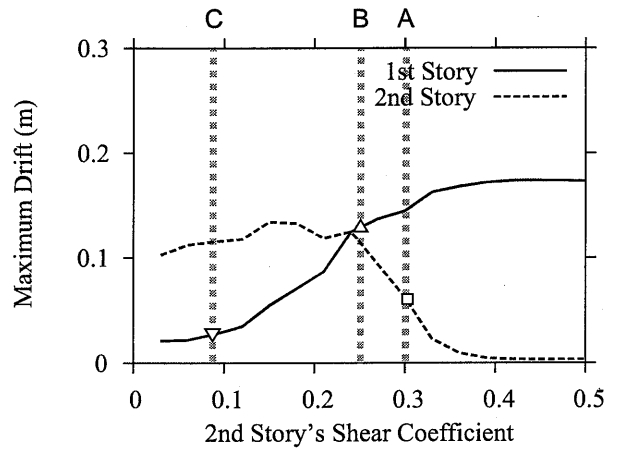
4.4.7 ベースシア係数と最大応答変位（質量比の異なる場合）

図 4.12(b) に示す判別条件は質量比によっても異なる。よって、質量比が異なる場合における応答と判別条件について比較を行う。1階と2階の質量比を 1:2 および 2:1 とした場合のパルス波に対する応答からベースシア係数と最大応答変位の関係を求める。2階のせん断力係数は 0.2 に固定し、ベースシア係数のみ変化させた場合の関係について図 4.17, 4.18 に示す。図 4.17(c), 4.18(c) は解析範囲と判別条件を表す。

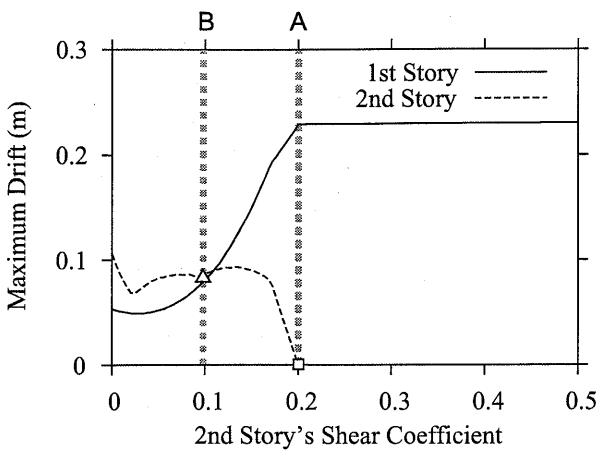
図 4.17(b), 4.18(b) より、質量比を変化させた場合にも剛塑性モデルの応答は、判別条件と一致する。また、完全弾塑性モデルの応答についてもおおよそ一致しており、判別条件によって、応答の判別が可能であるといえる。



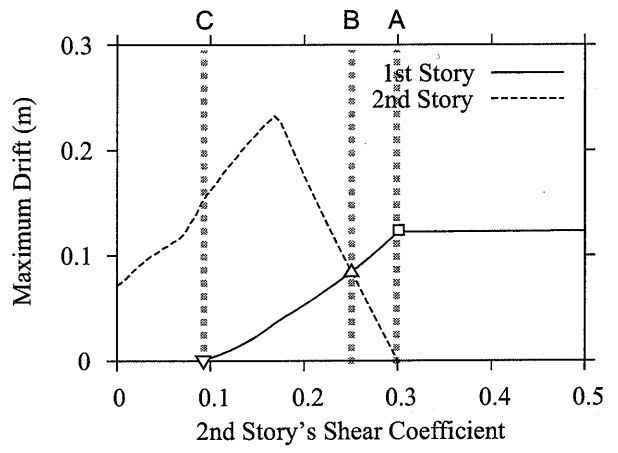
(a) 完全弾塑性モデル



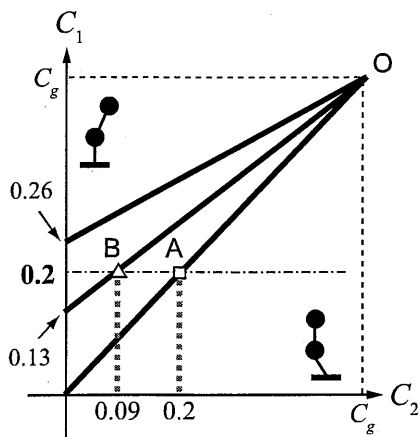
(a) 完全弾塑性モデル



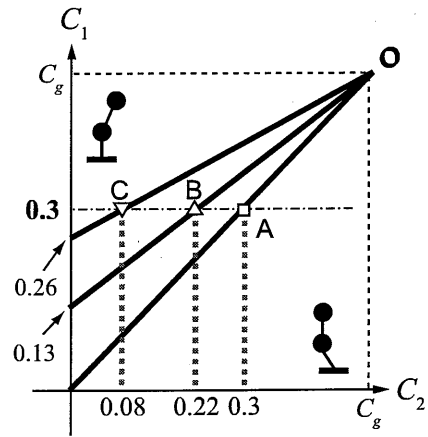
(b) 剛塑性モデル



(b) 剛塑性モデル



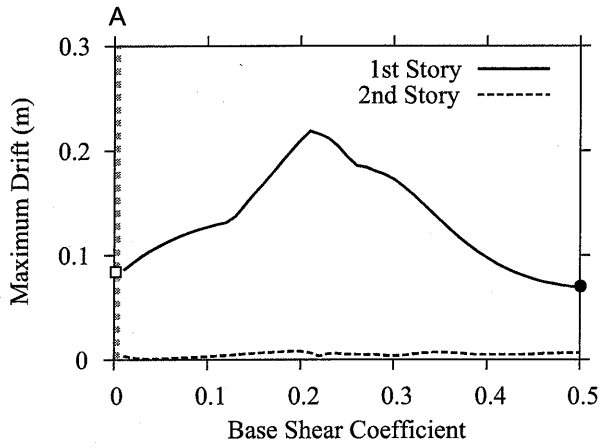
(c) 解析範囲



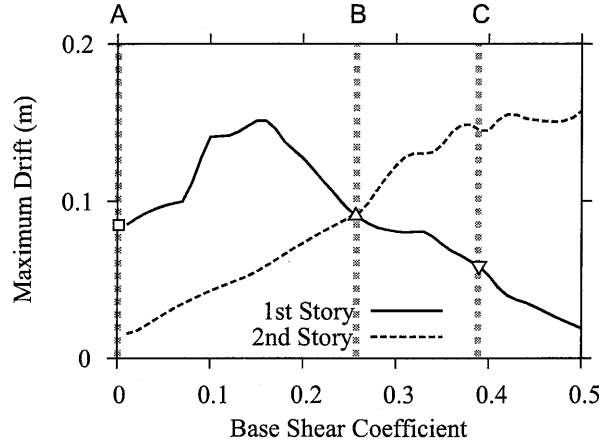
(c) 解析範囲

図 4.13: せん断力係数と最大応答変位 (パルス波, $C_1 = 0.2$)

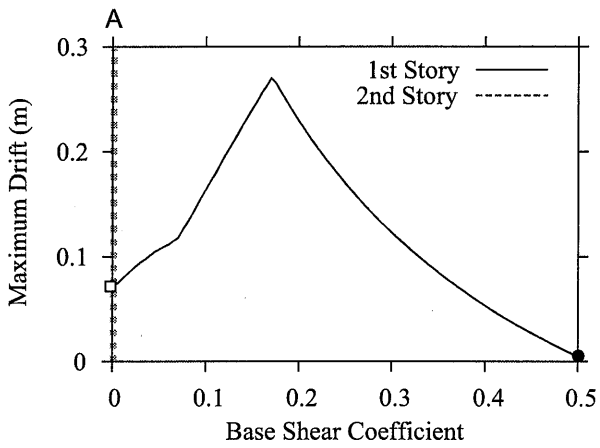
図 4.14: せん断力係数と最大応答変位 (パルス波, $C_1 = 0.3$)



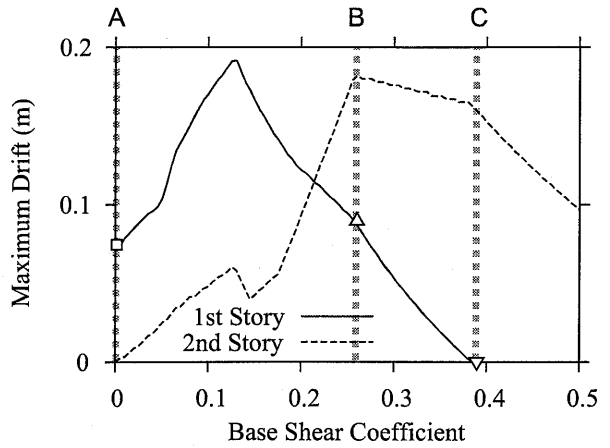
(a) 完全弾塑性モデル



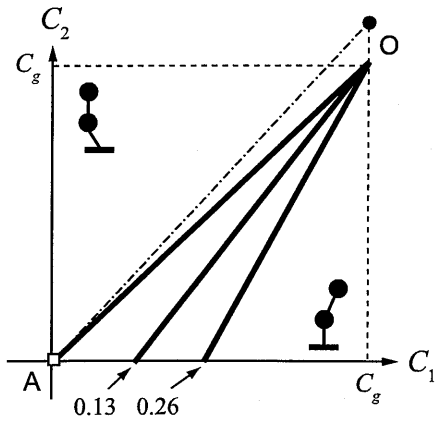
(a) 完全弾塑性モデル



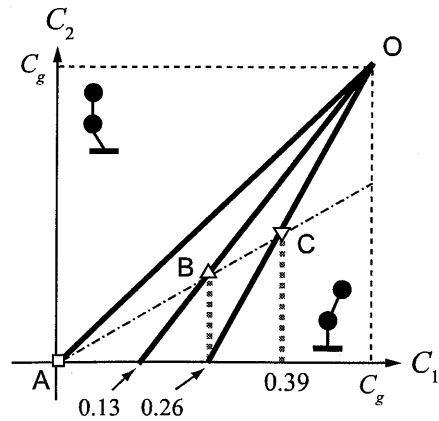
(b) 剛塑性モデル



(b) 剛塑性モデル



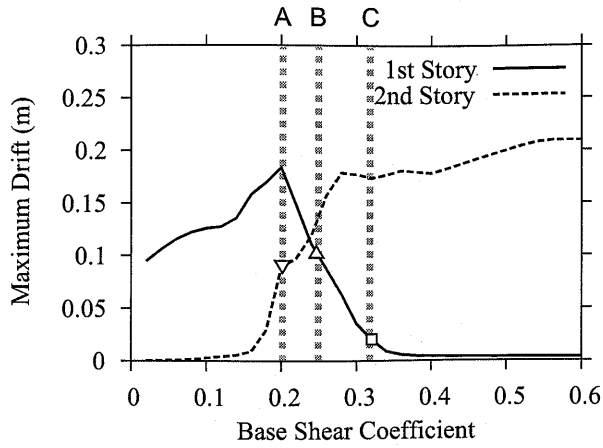
(c) 解析範囲



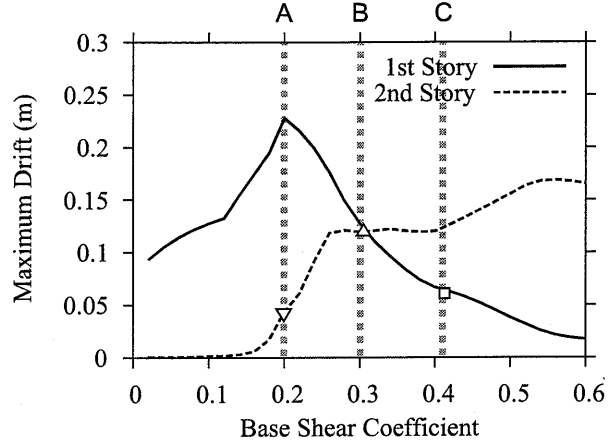
(c) 解析範囲

図 4.15: ベースシア係数と最大応答変位 (上層型強度分布, パルス波)

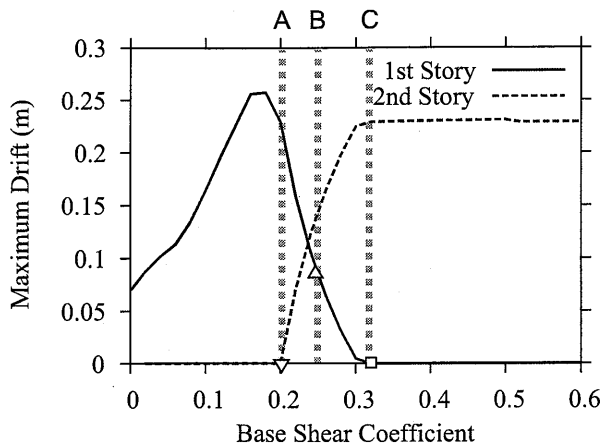
図 4.16: ベースシア係数と最大応答変位 (下層型強度分布, パルス波)



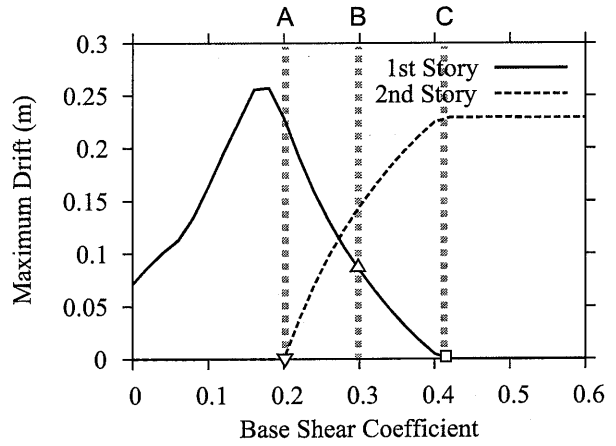
(a) 完全弾塑性モデル



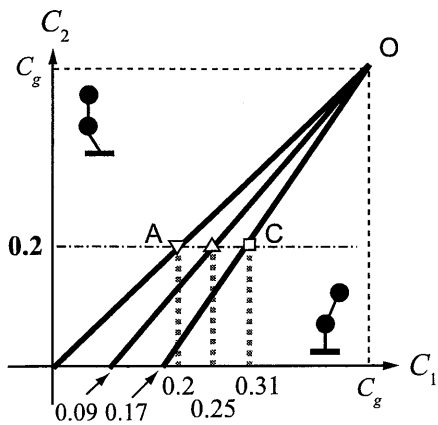
(a) 完全弾塑性モデル



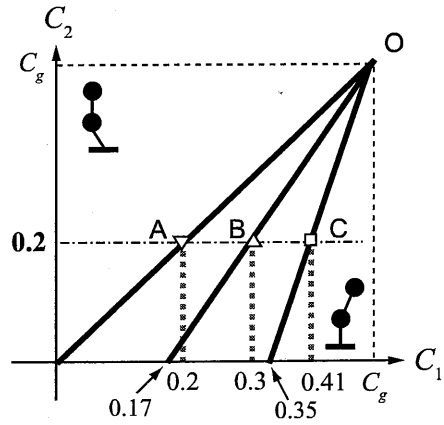
(b) 剛塑性モデル



(b) 剛塑性モデル



(c) 解析範囲



(c) 解析範囲

図 4.17: ベースシア係数と最大応答変位 (パルス波, 質量比 1:2)

図 4.18: ベースシア係数と最大応答変位 (パルス波, 質量比 2:1)

4.5 実地震動に対する応答

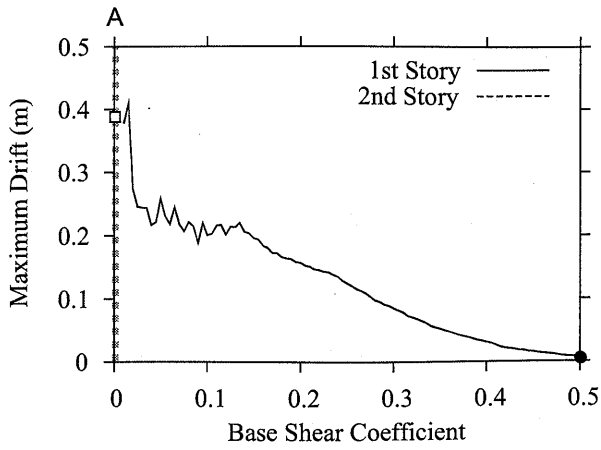
4.5.1 ベースシア係数と最大応答変位（上層型強度分布モデル）

実地震動に対しても解析を行い、前節までの結論が成り立つのか否か検討した。上層型強度分布をもつ剛塑性および完全弾塑性モデルについて PEER 波の兵庫県南部地震における宝塚波 (TAZ000) および鷹取波 (TAK000) に対する解析結果から求めたベースシア係数と最大応答変位の関係を図 4.19, 4.20 に示す。宝塚波, 鷹取波の最大地動加速度は 6.8 m/s^2 , 5.99 m/s^2 である。図 4.19(c), 4.20(c) は両地震波の解析範囲を表す。

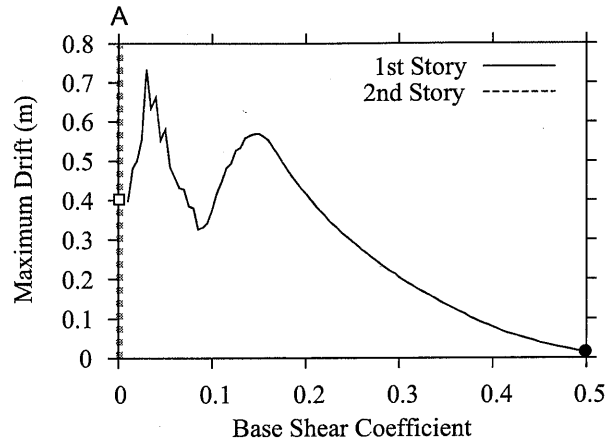
剛塑性モデルの応答の両波 (図 4.19(a), 4.20(a)) で、図 4.15 のパルス波に対する応答結果と同様に、ベースシア係数にかかわらず1階の変形が卓越した。上層型強度分布では2階のせん断力係数がベースシア係数を上回るからである。また、完全弾塑性モデルの応答 (図 4.19(b), 4.20(b)) について両波ともベースシア係数にかかわらず、1階の変形が卓越し、剛塑性モデルの結果と同様であるといえる。すなわち、完全弾塑性モデルでも、2階のせん断力係数がベースシア係数を上回る場合には、1階にのみ変形が生じるという結論が成り立つ。ただし、剛塑性モデルの応答 (図 4.19(a), 4.20(a)) と比較すると、完全弾塑性モデル (図 4.19(b), 4.20(b)) では2階にも変形が生じている点異なる。特に、ベースシア係数が小さい場合において2階に変形が生じる。

次に、すべての PEER 波に対する応答から、ベースシア係数 0.2, 0.3 の場合における2階の層間変位に対する1階の層間変位の比率とその頻度の関係を剛塑性および完全弾塑性モデルについて図 4.21, 4.22 に示す。横軸は対数で比率を、縦軸はその頻度を表す。ただし、この比が0になる場合は0.01に分類した。

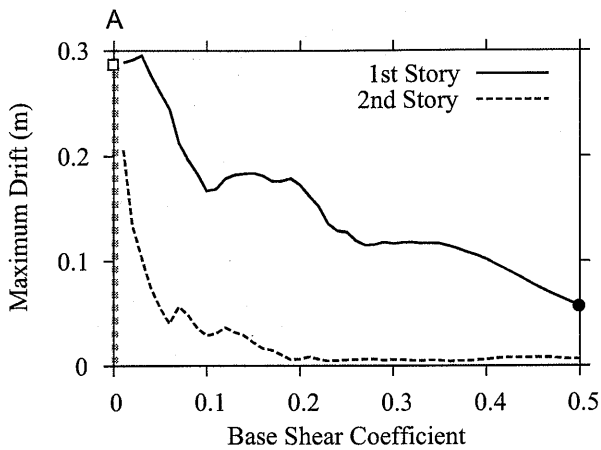
剛塑性モデル (図 4.21) において、ほぼ全ての地震動において、その比率が0.1未満となり、1階の変形が卓越しており、剛塑性モデルにおいて、一般の地震動でも、2階のせん断力係数がベースシア係数を上回る場合には1階にのみ変形が生じることがわかった。また、完全弾塑性モデル (図 4.22) の場合についても、図 4.22(a), 4.22(b) ともにすべての地震動で1階の変形が卓越した。2階の変形は1階の1/10前後と小さい値であった。



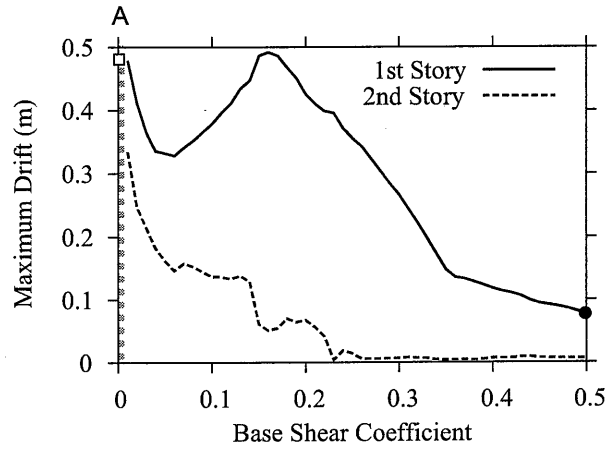
(a) 剛塑性



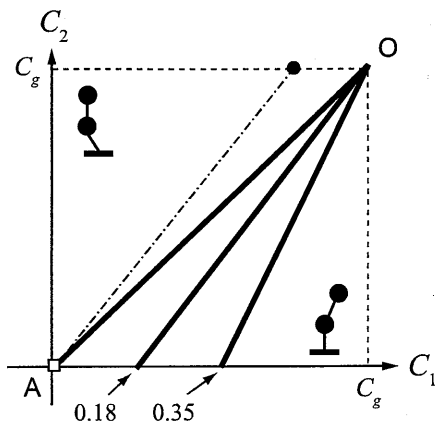
(a) 剛塑性



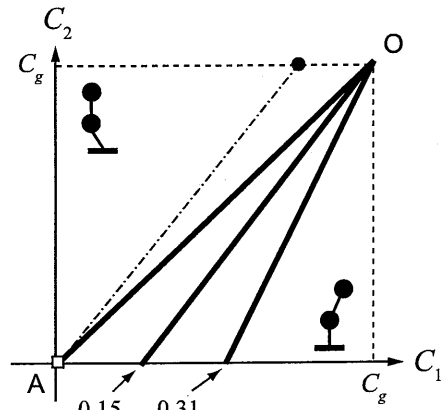
(b) 完全弾塑性



(b) 完全弾塑性



(c) 解析範囲



(c) 解析範囲

図 4.19: ベースシア係数と最大応答変位 (上層型強度分布, 宝塚波)

図 4.20: ベースシア係数と最大応答変位 (上層型強度分布, 鷹取波)

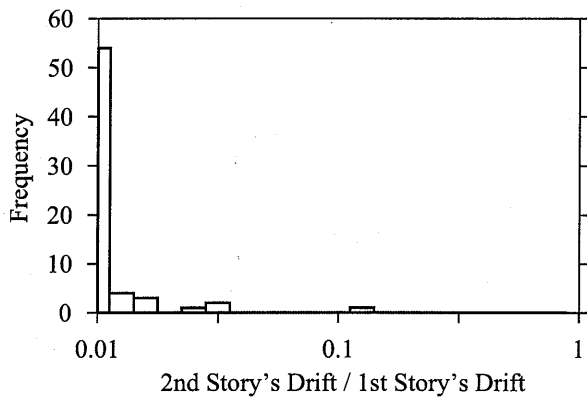
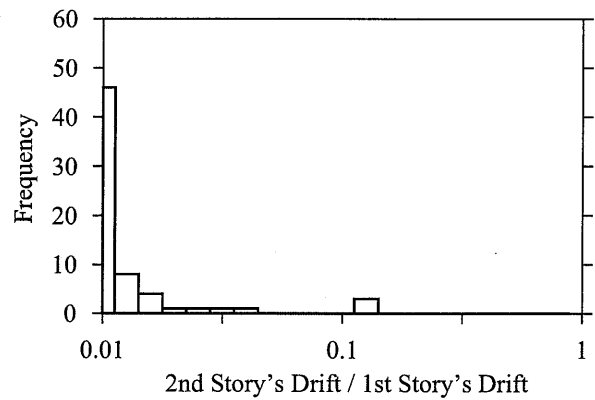
(a) $C_1 = 0.2$ (b) $C_1 = 0.3$

図 4.21: 2階と1階の層間変位の比率 (剛塑性モデル, 上層型強度分布)

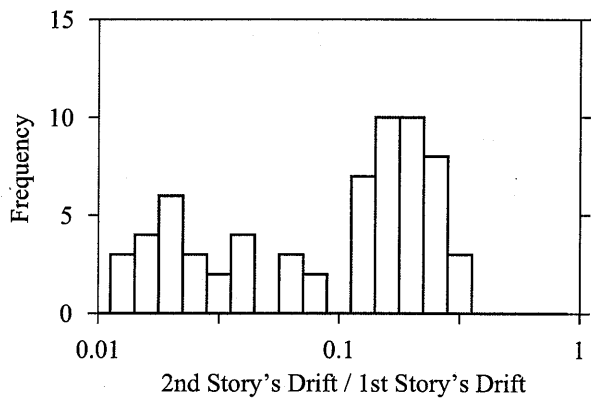
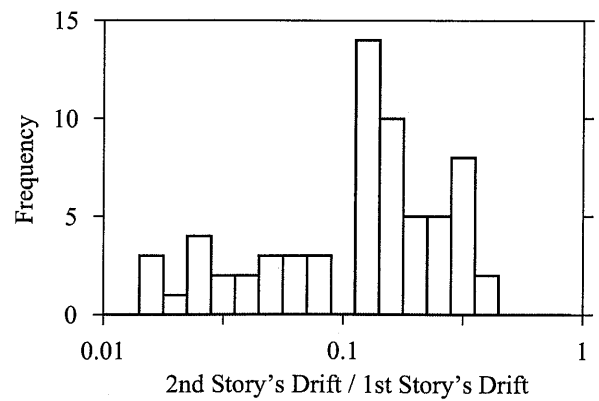
(a) $C_1 = 0.2$ (b) $C_1 = 0.3$

図 4.22: 2階と1階の層間変位の比率 (完全弾塑性モデル, 上層型強度分布)

4.5.2 ベースシア係数と最大応答変位（下層型強度分布モデル）

下層型強度分布をもつ剛塑性および完全弾塑性モデルに関して、宝塚波および鷹取波の応答解析結果から求めた、ベースシア係数と最大応答変位の関係を図 4.23, 4.24 に示す。

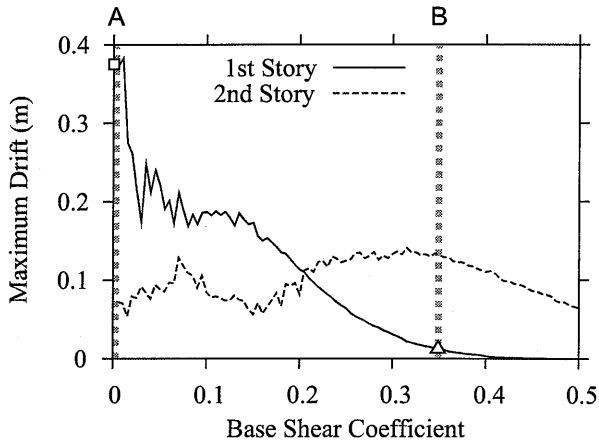
剛塑性モデルについて、いずれの波でもベースシア係数 0.2 以下で 1 階の変形が卓越した。4.4 節で用いた a_g に最大地動加速度を適用すると、1 階の変形が卓越する条件は宝塚波、鷹取波で $C_1 < 0.35$, $C_1 < 0.30$ となり、図 4.23(a), 4.24(a) の結果とは一致しない。この原因は、実際の地震動が最大地動加速度よりも小さな振幅の波を多く含むためであると考えられる。すなわち、図 4.12(b) の判別条件の D_5^L 領域に属するような波が多いため、結果として 2 階の変形が卓越したためと思われる。

完全弾塑性モデルの応答（図 4.23(b), 4.24(b)）では、剛塑性モデル（図 4.23(a), 4.24(a)）とは若干異なる応答性状を示しているが、ベースシア係数が小さい場合に 1 階の変形が卓越するのは、同様である。1 階の変形が卓越するときのベースシア係数は、図 4.23(a) では 0.2 であったのに対して、図 4.23(b) で 0.25 程度であった。また、図 4.24(b) では 0.2 であったのに対して図 4.24(b) では 0.15 となった。しかしながら、大局的には剛塑性モデルと完全弾塑性モデルの応答は類似していると言える。

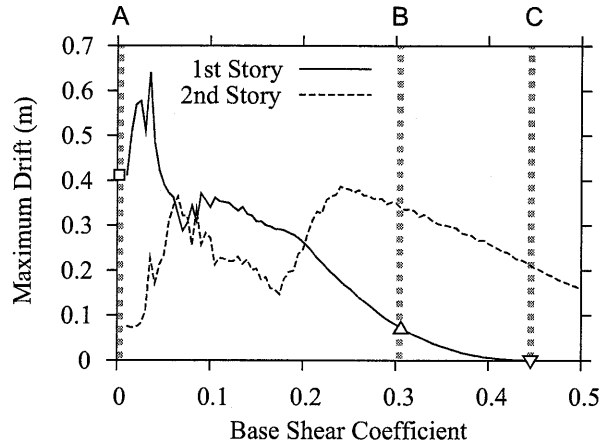
前節と同様に、すべての PEER 波について 2 階に対する 1 階の応答変形の比率とその頻度の関係を図 4.25 に示す。

ベースシア係数 0.2 の場合、2 階と 1 階の変形の比率は 1 から 3 程度の範囲に集中している。ベースシア係数が 0.3 になると、比率はずっと大きくなる。比率が 1 を下回るケース（1 階の変形が卓越するケース）はほとんどなくなる。この傾向は図 4.21, 4.22 と同様である。

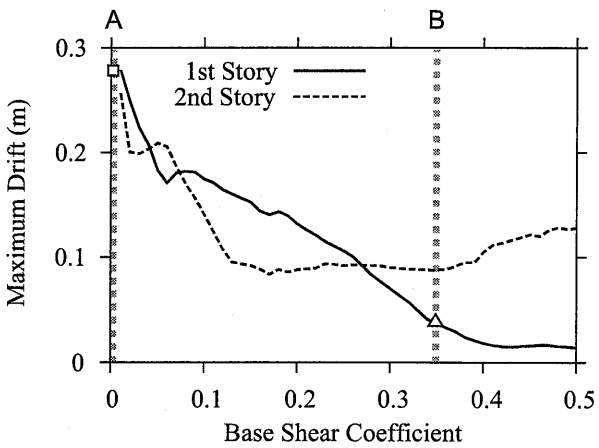
完全弾塑性モデルの応答（図 4.26）についても、ほとんどの地震動で、1 階が 2 階と同様に変形しており、1 階が卓越する地震動もある。ベースシア係数 0.3 になると、ほとんどの地震動で 2 階の変形が卓越する。この点でも剛塑性モデルと完全弾塑性モデルの応答は類似した。



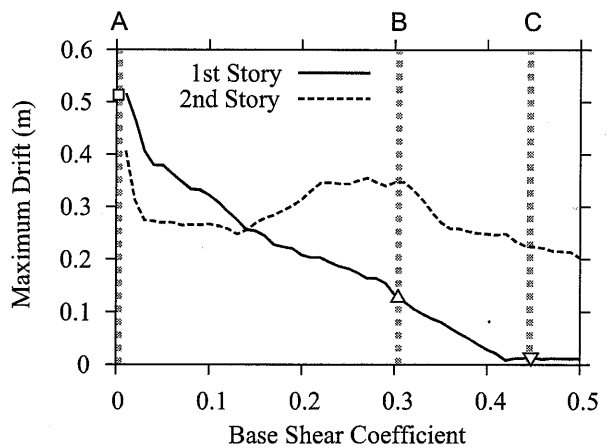
(a) 剛塑性



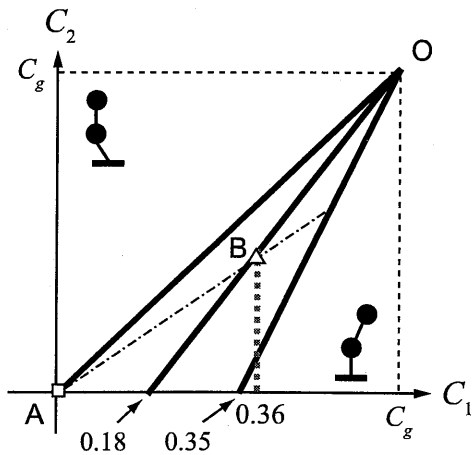
(a) 剛塑性



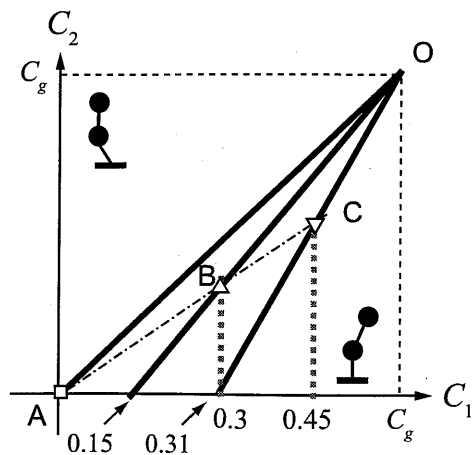
(b) 完全断塑性



(b) 完全弾塑性



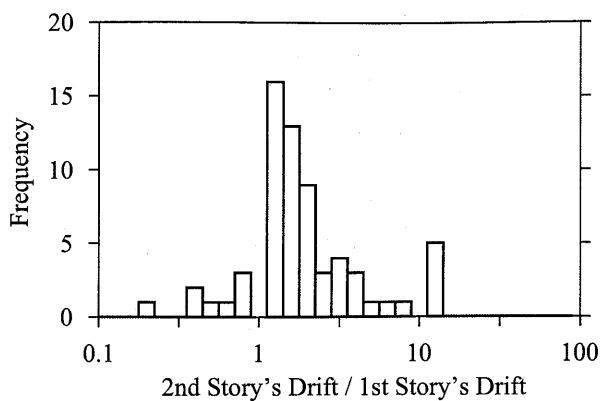
(c) 解析範囲



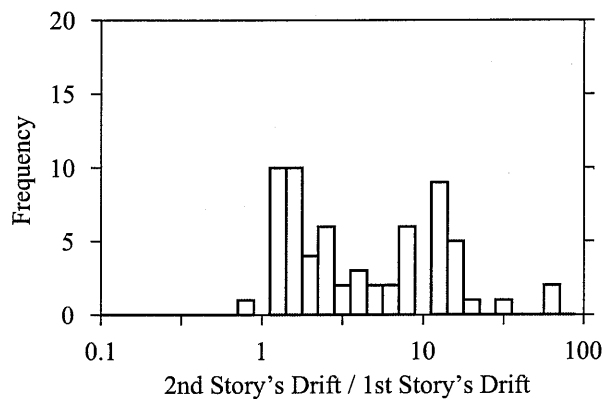
(c) 解析範囲

図 4.23: ベースシア係数と最大応答変位 (下層型強度分布, 宝塚波)

図 4.24: ベースシア係数と最大応答変位 (下層型強度分布, 鷹取波)

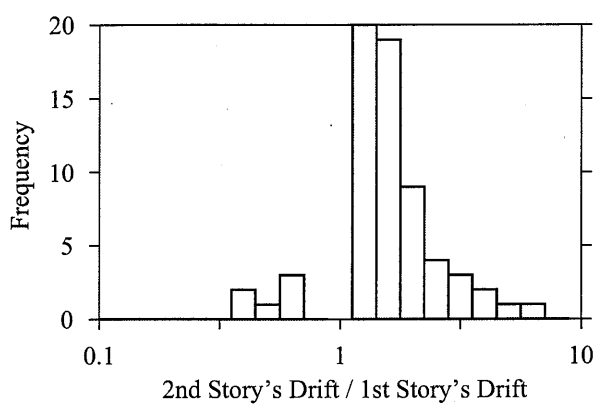


(a) $C_1 = 0.2$

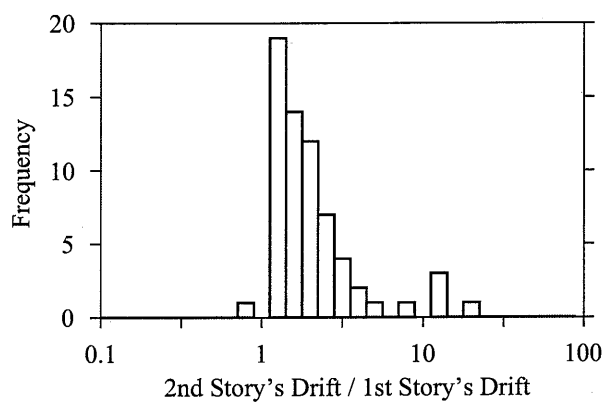


(b) $C_1 = 0.3$

図 4.25: 2 階と 1 階の層間変位の比率 (剛塑性モデル, 下層型強度分布)



(a) $C_1 = 0.2$



(b) $C_1 = 0.3$

図 4.26: 2 階と 1 階の層間変位の比率 (完全弾塑性モデル, 下層型強度分布)

4.6 まとめ

剛塑性および完全弾塑性の復元力特性を持ち、固有周期が0.2秒以下の層降伏型2層鋼構造建物が図4.3のようなパルス状の地震動を受ける場合の応答について次の結論を得た。

1. 2階のせん断力係数がベースシア係数を上回る場合、塑性変形は1階にのみ生じる。これは、1階と2階の質量が異なる場合にも当てはまる。(図4.12(b)の領域 D_L^0)
2. 2階のせん断力係数がベースシア係数を下回る場合、塑性変形は2階にも生じる。どの階で応答が卓越するかは、1, 2階のせん断力係数と地動加速度の大きさおよび質量比によって決まる。図4.12(b)の領域 D_L^S では1階の変形が卓越し、領域 D_S^L , D_O^L では2階の変形が卓越する。

上記の結論は、2層鋼構造建物が一般的な地動を受ける場合に対してもほぼあてはまる。ただし、一般の地震動では、加速度の振幅が刻々変化するので、最大地動加速度で領域 D_L^S と判定される場合でも、2階の応答が卓越する場合が多い。また、本章で示した建物の崩壊条件を、鋼構造以外の建物や、2層以上の建物に適用できれば、より多くの建物の応答が把握できると考えられる。

第5章

強震を受ける剛滑り支承戸建て免震建物の応答

5.1 はじめに

兵庫県南部地震以後、免震構造物への需要が高まってきており、免震工法の適用が増大している。免震工法には基礎に免震層を設けた基礎免震構造と建物の中間階に免震層を設置した中間層免震構造があり、中高層建物に対して多く採用されるなど、既存建物の耐震改修で免震レトロフィットとして適用する事例も増えてきている。建築基準法の改正¹⁰⁾により、近年では戸建て免震住宅の需要も増えつつある。

免震構造に関する研究はこれまで数多くある。秋山^{14,16,89)}は基礎免震構造を上部構造を剛体とした1質点振動系とみなし、免震層に損傷が集中することから、エネルギーの釣り合いによって建物の最大応答値を類推する包絡的解析法を提案している。村上⁹⁵⁾は中間層免震構造を2質点系に縮約して応答予測を行う方法を提案している。このように、免震建物を簡易なモデルに置き換えて、その応答を評価する手法は、簡便に応答を予測できるため、基本設計に用いる際には有効であるとされる。しかしながら、基礎免震建物に適用する際に、上部構造を十分な重量をもつ剛体として扱うことが基本にあることや、上部構造の固有周期と免震周期の比によって、十分な予測ができない場合がある¹⁵⁾。

近年では、戸建て住宅の免震化が進み、免震装置には滑り支承型の免震装置が用いられるようになってきており⁹⁶⁻¹¹⁴⁾、滑り支承免震建物の性能評価が必要とされている。しかしながら、滑り支承は摩擦力が剛塑性型の復元力特性を呈するため、その非線型特性が地震応答解析を難解にし、数値解析精度を損なう原因になっている^{115,116)}など、滑り支承免震建物の性能評価を正確に行うことは容易ではない。これまでに滑り支承免震建物の性能評価をより正確に行える精度の高い応答解析法が提案されてきている。応答解析法として半解析的方法^{117,118)}と履歴型復元力近似法¹¹⁹⁾が多用されているが、これらの手法は精度よく安定した数値解が得られる解析手法としていることから、複雑¹²⁰⁾で、適用が容易ではないという問題がある。一方で、簡易応答予測法として、花井ら^{121,122)}は、地震応答解析を行い、建物の地盤特性と建物の構造から限界耐力計算法を用いる手法を提案している。しかしながら同様に、限界耐力計算法は設計者に負担が大きいなど、簡便であるとは言い難い部分もあり、剛滑り支承を有する戸建て免震住宅の応答を簡便に評価する他の手法は見当たらない。

剛滑り支承の復元力特性は、初期剛性を持たず、降伏後の剛性のみ存在することから、降伏後の剛性が

小さくなる場合には剛塑性型の復元力特性に近い応答を示すと考えられる。4章で提案を行った剛塑性理論に基づく応答予測手法¹³⁰⁾を拡張することで適用できる可能性がある。提案手法を拡張した応答予測法によって、免震建物の応答評価を行うことができれば、応答解析を行うことなく、計算が難解な剛滑り支承型免震装置をもつ戸建て免震住宅の応答を把握できるため、設計時に有効であると考えられる。

そこで本章では、4章で示した剛塑性理論に基づく建物の応答評価方法から、建物の強度と質量によって、戸建て免震住宅の応答を予測する手法の提案を行う。

5.2 解析モデル

本研究では、基礎免震を施した2階建て戸建て住宅を想定し、3質点系のせん断質点系モデルに縮訳する。具体的には以下の条件とする。

- 免震層と1階、2階の質量は20tとする。
- 1,2階の復元力特性は完全弾塑性型(図5.1(a))と剛塑性型(図5.1(b))とし、ベースシア係数は0.2,2階の層せん断力係数は0.2および0.3とする(一部のモデルでベースシア係数に0.3および0.4,2階の層せん断力係数0.45および0.6も用いる)。初期剛性は1,2階で同様とした。
- 免震部材の復元力特性は、文献¹²²⁾と同様のすべり支承に線形復元力を組み合わせたバイリニア型(図5.1(c))とする。すべり支承の強度と線形復元力の剛性はパラメータとする。

表5.1にモデルの詳細を示す。免震層および上部構造の粘性減衰は考慮せず0%とする。上部構造のモデルの名称は上部構造の2階の強度に準ずるものとし、2階のせん断力係数 C_2 が0.2のモデルは等分布、0.3となるモデルは逆三角形分布とする。

5.3 入力地震動

入力地震動には4.3節と同様のパルス的な波形を持つ単純波¹²⁸⁾(以下、パルス波とする)と実地震動を用いた。実地震動はPEER Strong Motion Database¹²⁹⁾の最大加速度が 8 m/s^2 以上かつ最大速度が 80 cm/s 以上である16波を用いた(以下、PEER波とする)。表5.2にその名称を示す。図5.3に減衰5%における実地震動15波の加速度応答スペクトルを示す。図中の白丸は中央値を表す。また、図5.4にPEER波の有効継続時間と加速度応答から求めた卓越周期の関係を示す。図5.4より、PEER波15波は有効継続時間、卓越周期とも様々であることがわかる。なお、地震波の有効継続時間についても4.3節と同様にパワースペクトル $\int \ddot{y}_0^2 dt$ が全パワースペクトルの10%~90%となる時間とした。

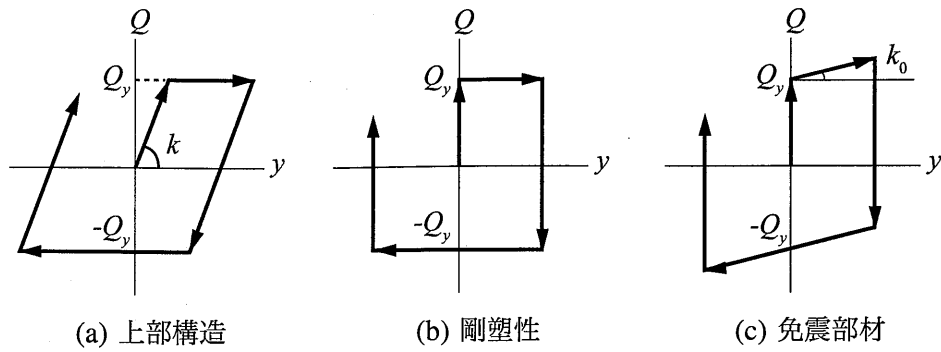


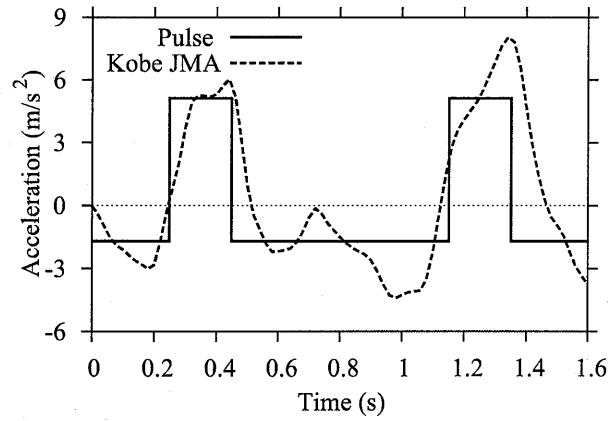
図 5.1: 復元力特性

表 5.1: モデル詳細

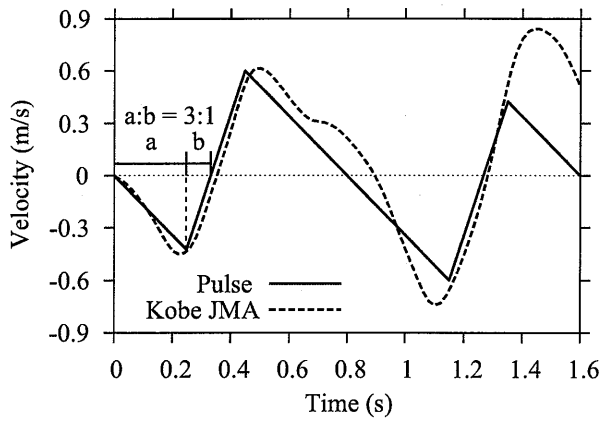
モデル	免震層の復元力特性	上部構造の復元力特性	せん断力係数		免震周期	上部構造の固有周期
			1 階 C_1	2 階 C_2		
等分布	バイリニア	完全弾塑性	0.2	0.2	2 秒	0.28 秒
					3 秒	
					4 秒	
	∞	∞	0 秒			
逆三角形	バイリニア	完全弾塑性	0.2	0.3	2 秒	0.25 秒
					3 秒	
					4 秒	
	∞	∞	0 秒			

表 5.2: PEER 波の詳細

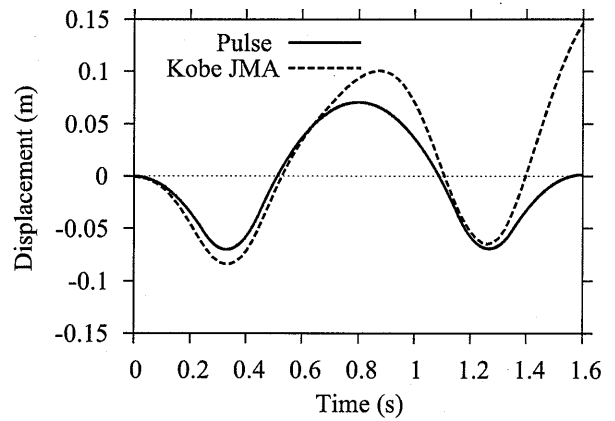
Earthquake	Station	Name	PGA (m/s ²)	PGV (m/s)
Cape Mendocino, 92/04/25	89005 Cape Mendocino	CPM000	14.67	1.27
Chi-Chi, Taiwan, 99/09/20	CHY080	CHY080-N	7.10	0.49
		CHY080-W	8.84	1.02
	TCU065	TCU065-N	5.91	0.79
	TCU084	TCU084-W	11.34	0.69
Kobe, 95/01/16	0 KJMA	KJM000	8.05	0.81
Morgan Hill, 84/04/24	57217 Coyote Lake Dam	CYC285	12.72	0.81
Northridge, 94/01/17	24514 Sylmar	SYL360	8.26	1.30
	24207 Pacoima Dam	PUL194	12.59	1.04
	0 Pardee	PAR-L	6.44	0.75
	77 Rinaldi Receiving Sta	RRS228	8.21	1.66
	74 Sylmar	SCS142	8.79	0.47
SCE018		8.11	1.18	
San Fernando, 71/02/09	279 Pacoima Dam	PCD164	11.00	0.11
Tabas, Iran, 78/09/16	9101 Tabas	TAB-LN	8.19	0.98
		TAB-TR	8.35	1.21



(a) 加速度



(b) 速度



(c) 変位

図 5.2: パルス波の時刻歴

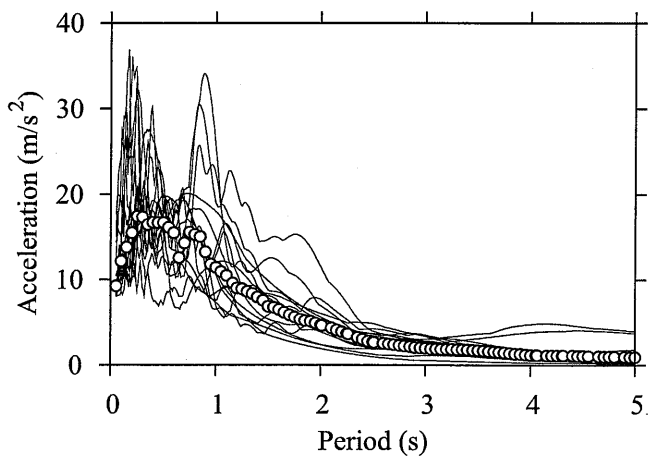


図 5.3: PEER 波の加速度応答スペクトル ($h = 5\%$)

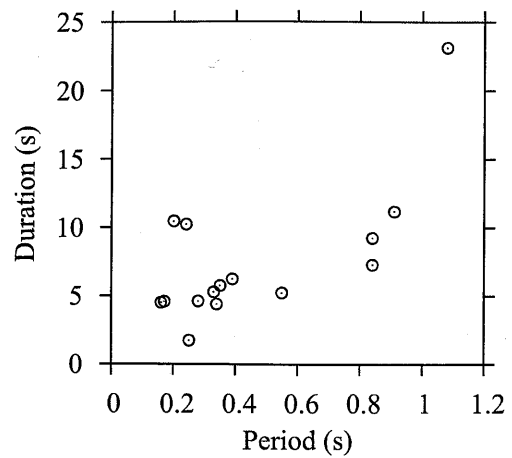


図 5.4: PEER 波の有効継続時間と卓越周期の関係

5.4 パルス波に対する応答

5.4.1 免震建物の時刻歴応答

上部構造に完全弾塑性型復元力特性をもつ等分布モデルについて、免震層のせん断力係数 $C_0 = 0.05$, $C_0 = 0.1$, $C_0 = 0.15$ となる時のパルス波に対する時刻歴応答を免震周期毎に図 5.5, 5.6, 5.7 に示す。図中の線種の違いは層の違いを表し、実線、破線、一点鎖線がそれぞれ免震層、上部構造 1 階、上部構造 2 階の変形を表す。免震層のせん断力係数 C_0 が 0.05 と小さい場合 (図 5.5) には、免震周期にかかわらず、免震層のみが大きく変形する。この結果は、免震層のせん断力係数が上部構造よりも充分小さく、免震層に変形が集中するためであり、妥当であるといえる。また、免震層のせん断力係数 C_0 が 0.1 の場合 (図 5.6) にも、 $C_0 = 0.05$ の場合と同様に、免震層のみが変形する。いずれの免震周期においても、免震層のみが変形し、免震建物として成立しているといえる。ただし、せん断力係数 C_0 が 0.15 となる場合 (図 5.7) において、免震周期が短い場合 (図 5.7(a), 5.7(b)) には、上部構造にも変形がみられ、免震建物として成立しているとは言い難い。

5.4.2 剛塑性モデルの時刻歴応答

剛塑性モデルの時刻歴応答を図 5.8 に示す。線種の違いは層の違いを表す。

図より、いずれの免震周期の場合においても、免震層にのみ変形が生じている。図 5.5, 5.6 の応答と比較すると、免震周期が 2 秒以上の応答とよく似ており、免震建物の応答がおおよそ似ていることが分かる。これは、免震周期が大きくなり、免震剛性の影響が小さくなったことによるといえる。

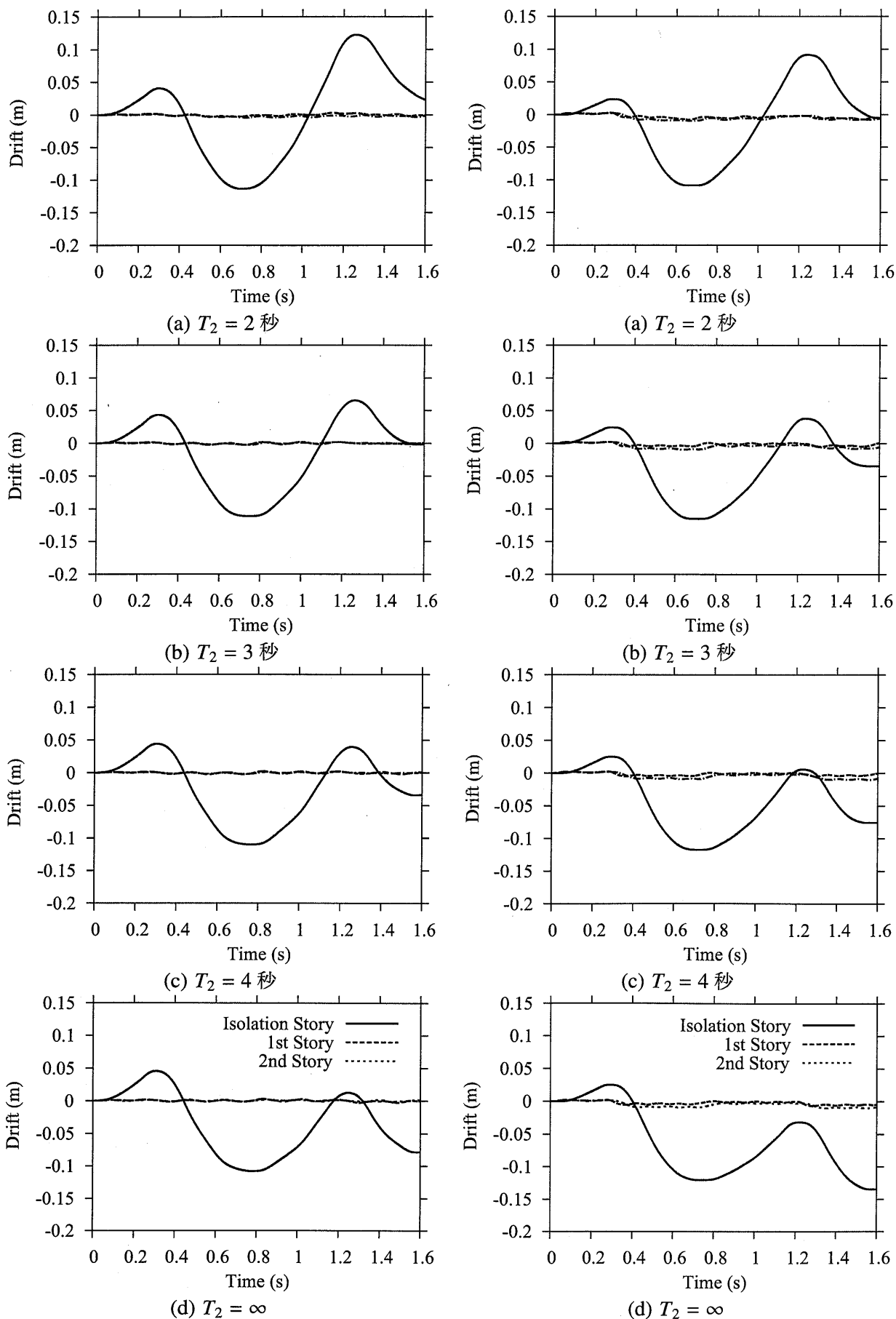


図 5.5: パルス波に対する時刻歴応答 (等分布, $C_0 =$ 図 5.6: パルス波に対する時刻歴応答 (等分布, $C_0 =$

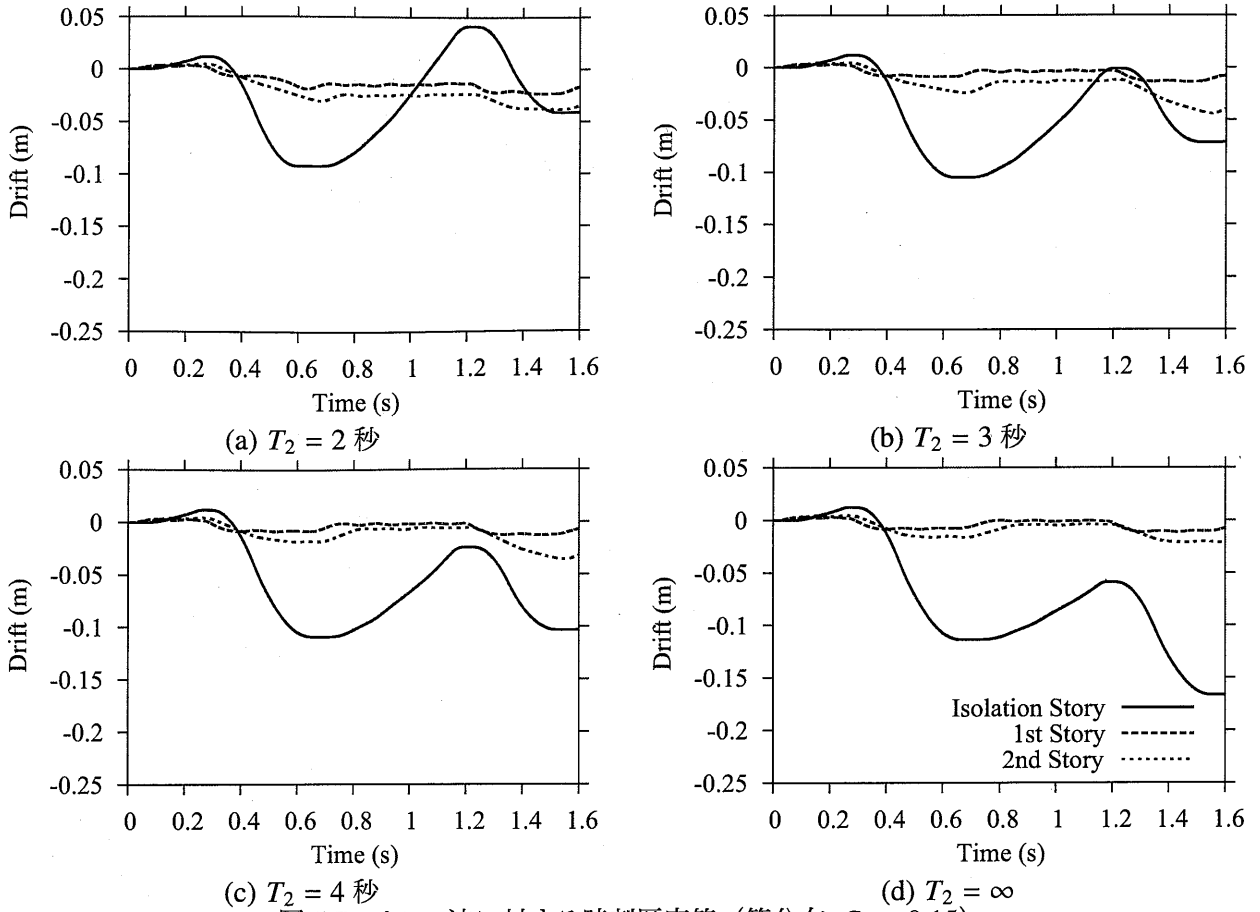
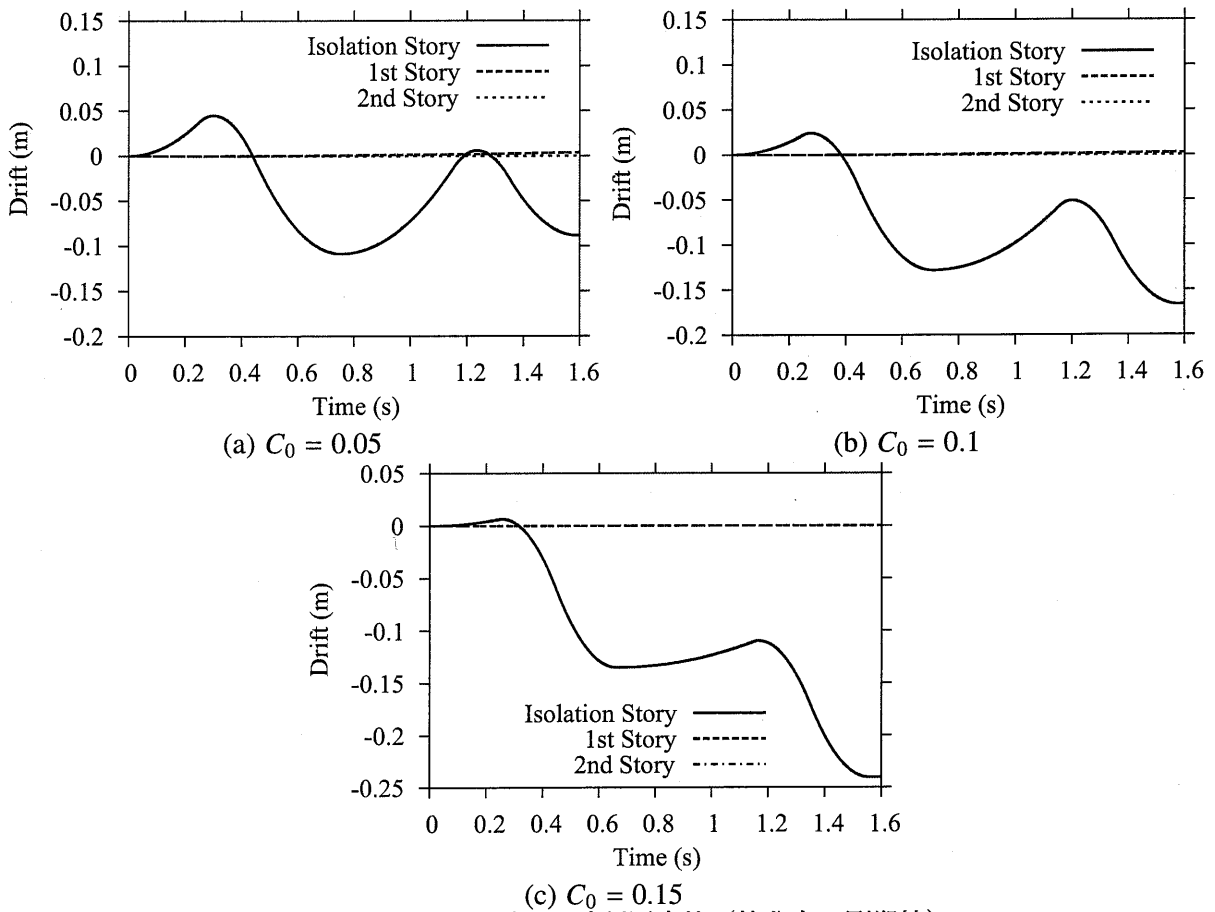


図 5.7: パルス波に対する時刻歴応答 (等分布, $C_0 = 0.15$)



5.5 基礎に免震層をもつ2層剛塑性建物に変形が生じる条件

剛塑性建物の各階が同方向の層間加速度をもつと仮定すると、運動方程式より各階の層間加速度は次のようになる。

$$\frac{|a_1|}{g} = \frac{(m_1 + m_2 + m_3)}{m_1}(C_g - C_1) - \frac{(m_2 + m_3)}{m_1}(C_g - C_2) \quad (5.1)$$

$$\frac{|a_2|}{g} = -\frac{(m_1 + m_2 + m_3)}{m_1}(C_g - C_1) + \frac{(m_2 + m_3)}{m_1}(C_g - C_2) + \frac{(m_2 + m_3)}{m_2}(C_g - C_2) - \frac{m_3}{m_2}(C_g - C_3) \quad (5.2)$$

$$\frac{|a_3|}{g} = \frac{(m_2 + m_3)}{m_2}(C_2 - C_3) \quad (5.3)$$

ここに、 a_0 : 免震層の層間加速度、 a_i : i 階の層間加速度、 g : 重力加速度、 m_0 : 基礎の重量、 m_i : i 階の重量、 C_g : 地動加速度 a_g/g 、 C_0 : 免震層のせん断力係数、 C_i : i 階のせん断力係数

これらの式から免震建物の変形条件を求めると次のようになる。

(a) $a_0 = a_1 = a_2 = 0$ となる必要十分条件 (どの層も変形しない)

$$C_0 > C_g \text{ かつ } C_1 \geq C_g \text{ かつ } C_2 \geq C_g \quad (5.4)$$

(b) $a_0 \neq 0, a_1 = 0, a_2 = 0$ となる必要十分条件 (免震層のみ変形する)

$$C_0 < C_g \text{ かつ } C_0 \leq C_1 \text{ かつ } C_1 \leq C_2 \quad (5.5)$$

(c) $a_0 = 0, a_1 \neq 0, a_2 = 0$ となる必要十分条件 (1階のみ変形する)

$$\frac{C_g - C_1}{C_g - C_0} \geq \frac{(m_0 + m_1 + m_2)}{(m_1 + m_2)} \text{ かつ } C_0 \geq C_g \text{ かつ } C_1 \leq C_2 \quad (5.6)$$

(d) $a_0 \neq 0, a_1 \neq 0, a_2 = 0$ となる必要十分条件 (免震層と1階が変形する)

$$\frac{C_g - C_1}{C_g - C_0} < \frac{(m_0 + m_1 + m_2)}{(m_1 + m_2)} \text{ かつ } C_0 \geq C_g \text{ かつ } C_1 \leq C_2 \quad (5.7)$$

(e) $a_2 \neq 0$ となる必要条件 (2階が変形する)

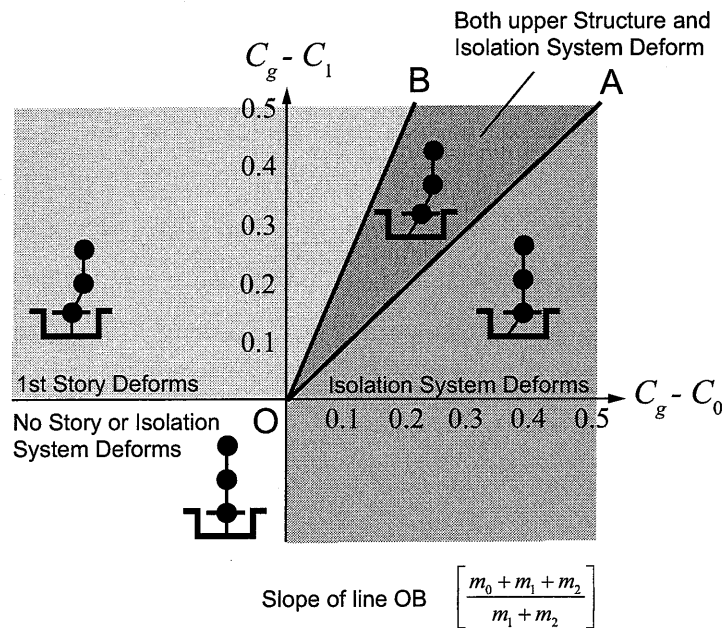
$$C_1 > C_2 \quad (5.8)$$

ただし、本章で用いた等分布や逆三角形分布に近い強度分布となる一般の建物において、式(5.8)となる条件は現実的ではないことや、4章で示したように、2層建物において、1階のせん断力係数が2階よりも大きくなる場合においても、1階に変形が生じることからなどから、本章では $a_2 = 0$ として免震条件を示す。ここで、縦軸、横軸をそれぞれ $(C_g - C_1)$ 、 $(C_g - C_0)$ とし、 $C_1 \geq C_2$ となる場合における判別条件を図5.9(a)に示す。式5.5により線分OAが、式5.6により線分OBが求まる。よって、線分OAより下の領域では免震層の相対加速度がゼロになり、線分OBより上の領域では1階の相対加速度がゼロになる。また、領域AOBでは免震層と、1階の両方が変形し、式5.4に当てはまる第3象限ではどちらも変形しない。

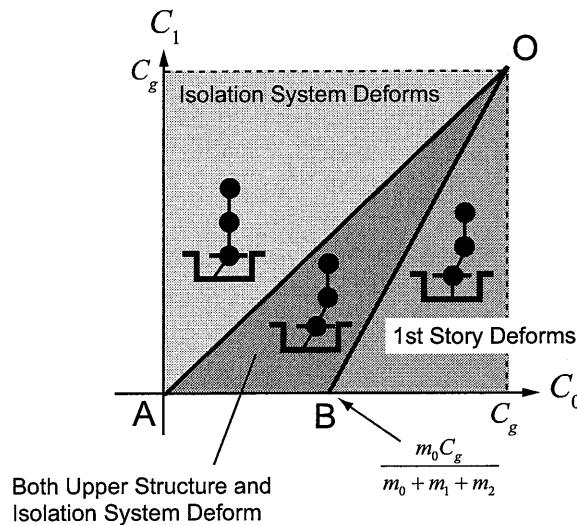
次に、縦軸に C_1 、横軸に C_0 を用いて判別条件を表すと、図 5.9(b) のようになる。ここでは次のように分類できる。

- 免震層のみ変形が生じる領域：図 5.9(b) の OA より左側
- 1 階のみ変形が生じる領域：図 5.9(b) の OB より右側
- 免震層、1 階とも変形が生じる領域：図 5.9(b) の AOB

本条件により、剛塑性型の復元力特性を持つ建物の各階の変形は各階のせん断力係数と地動加速度および各階の質量の関係のみによって求まることがわかる。次節でその有効性について検討を行う。



(a) 座標軸を $(C_g - C_0)$, $(C_g - C_1)$ とした場合



(b) 座標軸を C_0 , C_1 とした場合

図 5.9: 免震建物の変形条件 ($C_1 \leq C_2$ の場合)

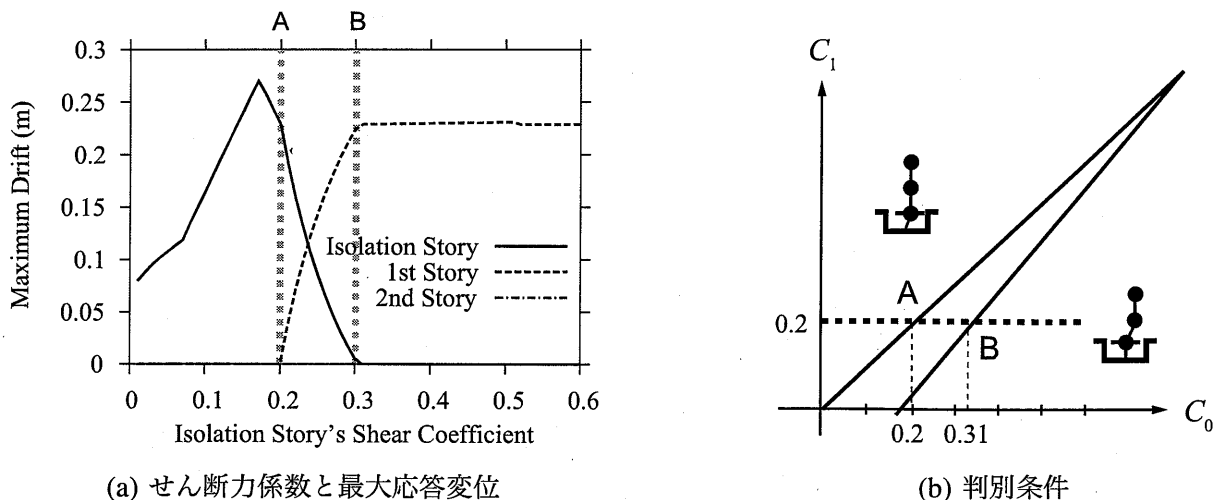
5.6 免震層のせん断力係数と最大応答変位の関係

5.6.1 剛塑性モデルの応答

パルス波に対する応答から求めた、剛塑性モデルの免震層のせん断力係数と最大応答変位との関係を図 5.10 に示す。図中の線種の違いは層の違いを表す。1, 2 階のせん断力係数を 0.2 に固定し、免震層のせん断力係数 C_0 を 0 から 0.6 まで設定した。図 5.10(b) は図 5.9(b) の判別条件を示しており、図中の太破線は解析範囲を表す。すなわち、このパルス波では $C_g = 5.12/9.8 = 0.52$ であり、モデルは $C_0 = 0.2$, $C_1 = 0 \sim 0.6$ であるため、図 5.10(b) 中の太破線が図 5.10(a) の横軸と対応する。また図 5.10(b) 中の記号 A, B は解析範囲と判別条件との交点を示しており、図 5.10(a) の縦破線に対応する。

図 5.10(a) より、免震層のせん断力係数 $C_0 = 0.2$ で 1 階に変形が生じ始める。これは、1 階のせん断力係数が 0.2 であることに起因しており、免震層の強度が 1 階の強度より大きくなったためであると考えられる。1 階に変形が生じる始める時のせん断力係数は図 5.9(b) の判別条件が示す解析範囲と線分が交わる点 A と一致する。また、図 5.10(a) では、 $C_0 = 0.31$ 以上で免震層に変形が生じなくなり、1 階にのみ変形が生じる。この結果についても、図中の交点 B から求まる判別条件と一致している。2 階のせん断力係数が 0.3 となる逆三角形分布の結果についても図 5.10 と同様、判別条件 (図 5.10(b)) と一致した。

以上の結果により、剛塑性モデルの応答に対する判別条件は妥当であり、強度と質量比によって、建物が変形する条件を判別できるといえる。



(a) せん断力係数と最大応答変位

(b) 判別条件

図 5.10: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, 剛塑性)

5.6.2 免震建物の応答

上部構造に完全弾塑性型の復元力特性をもつ免震建物のパルス波に対する応答から求めた、免震層のせん断力係数と最大応答変位の関係を図 5.11 に示す。図中の線種の違いは層の違いを表す。図 5.11 の条件は上部構造 1, 2 階のせん断力係数を 0.2 に固定し、免震層のせん断力係数を 0~0.6 まで設定しており、判別条件は図 5.10(b) の条件と同様となる。免震周期毎に各図を示す。

いずれの免震周期の場合においても、免震層のせん断力係数 C_0 がおよそ 0.3 以上になると免震層は変形しなくなる。この結果は剛塑性モデルの結果 (図 5.10) と一致する。また、判別条件 (図 5.10(b)) と一致し、交点 B は免震層が変形する条件と交わる。また、免震層のせん断力係数 C_0 が 0.15 以下の場合に、免震層の変形が 1 階よりも大きくなり、免震層の変形が卓越し、剛塑性モデルおよび判別条件の値 ($C_0 = 0.2$) よりも若干小さくなる。免震周期 $T_2 = 2$ (図 5.11(a)) と $T_2 = \infty$ (図 5.11(d)) の差が顕著なことから、この原因は、免震剛性の影響によるものと考えられる。

また、本モデルでは、2 階にも大きな変形が生じており、2 階に変形が生じていない剛塑性モデルの応答

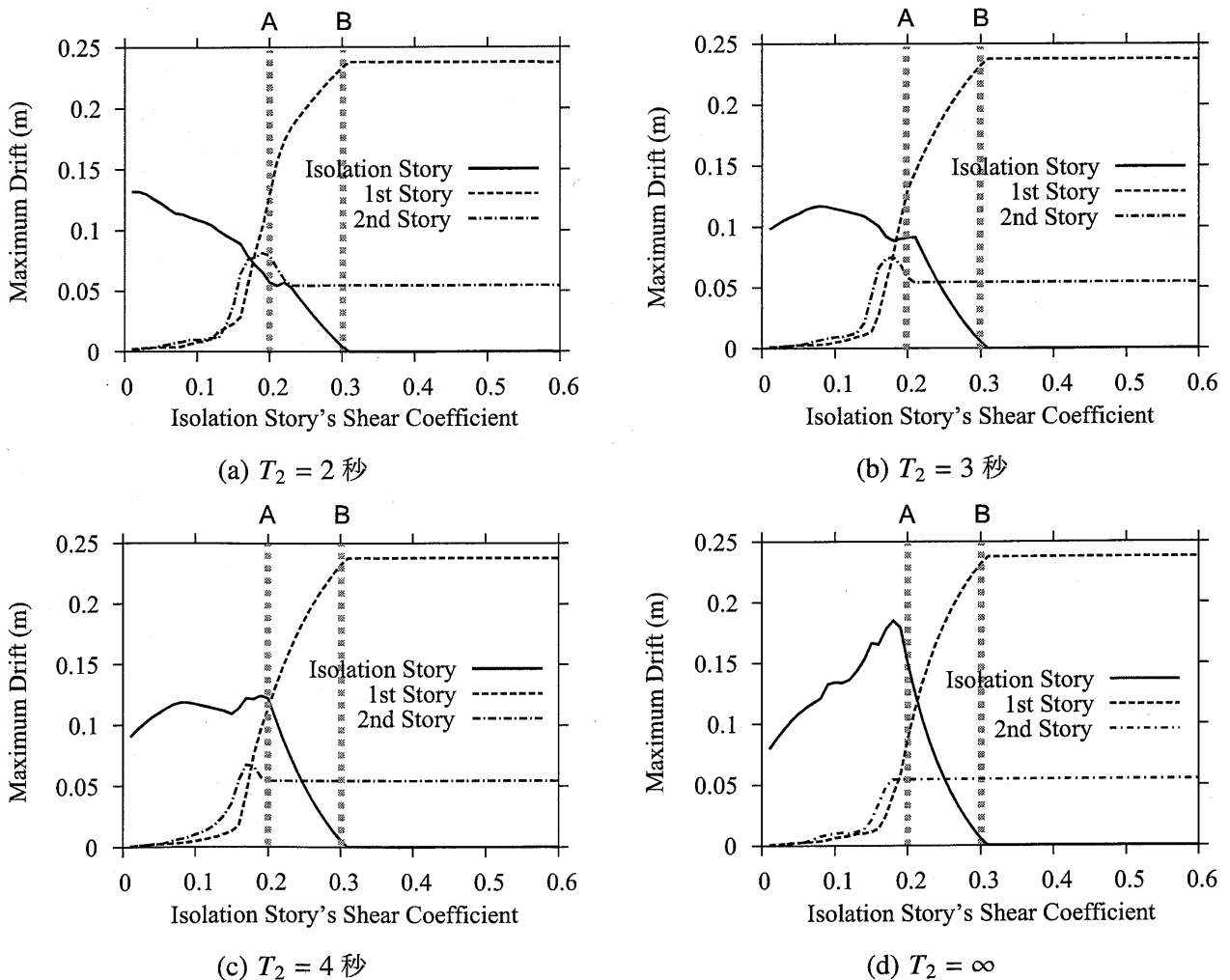


図 5.11: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, 弾塑性)

(図 5.10) とは異なる結果となった。2 階のみが変形する条件は式 5.8 が成り立つことであるが、 $C_1 = C_2$ となる本モデルとは一致しなかった。この原因は、上部構造の弾性剛性の影響であると考えられる。しかしながら、1 階と 2 階のせん断力係数を同値にすることはあまり現実的ではないため、本結果について詳しくは言及しない。

次に、2 階のせん断力係数 C_2 を 0.3 としたときの免震層のせん断力係数と最大応答変位の関係を図 5.12 に示す。免震層と 1 階の変形はいずれの免震周期の場合においても、等分布モデルの応答 (図 5.11) とほぼ同様の応答性状を示し、免震層の変形がゼロになるときの免震層のせん断力係数は判別条件 (図 5.10(b)) と完全に一致する。また、1 階に変形が生じ始めるときの免震層のせん断力係数も等分布モデルと同様に若干小さくなる。また、2 階には変形が生じておらず、等分布モデル (図 5.11) とは異なる。この結果は、2 階のせん断力係数が大きいことであることに起因している。

以上の結果から、図 5.9(b) の条件は、上部構造が完全弾塑性型の復元力特性をもつ免震建物の応答をおおよそ判別でき、条件から免震建物において 1 階が変形するか否かを予測することが可能であるといえる。ただし、上部構造の弾性変形の影響により、免震層および 1 階が変形する条件は条件よりも小さくなる。

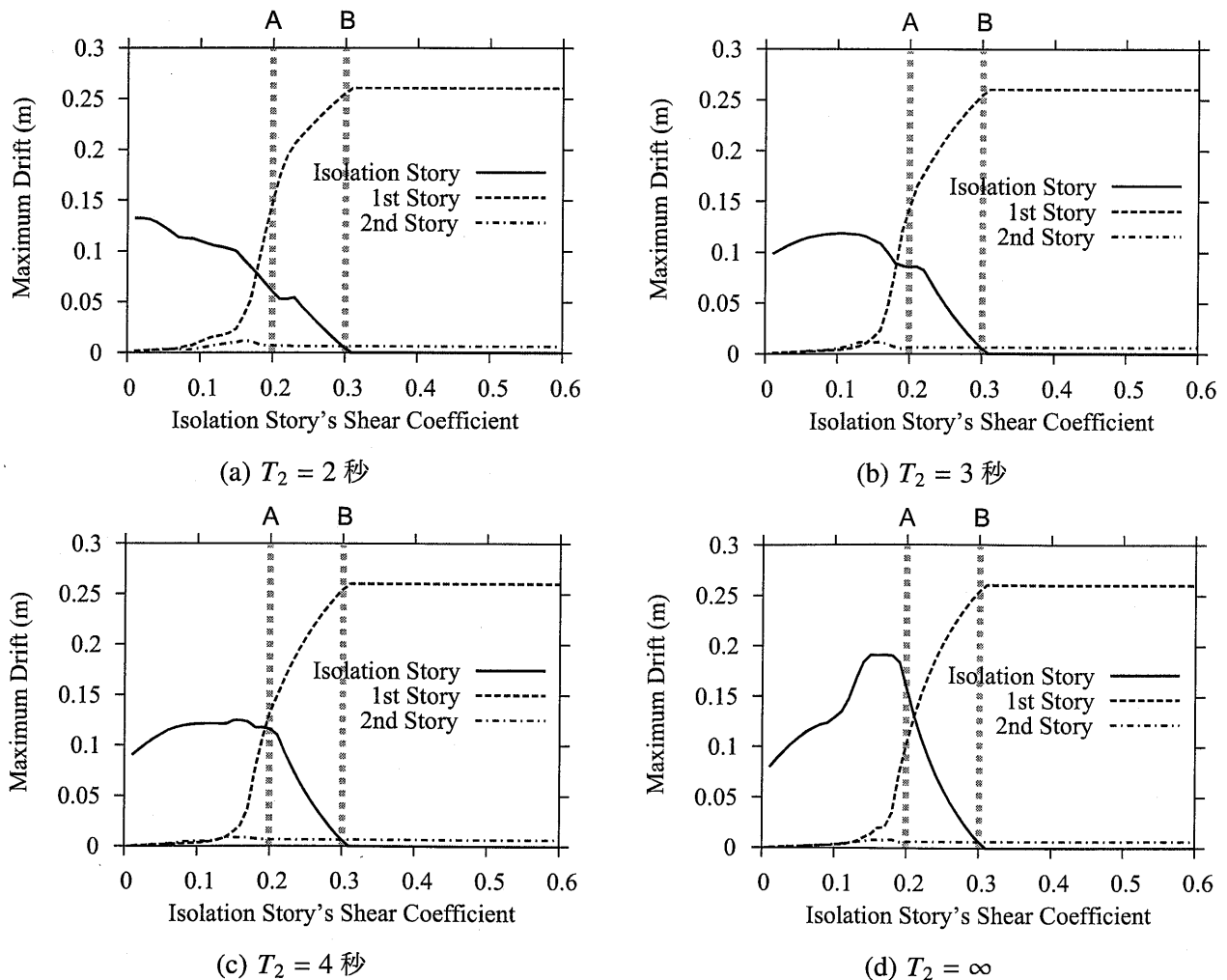


図 5.12: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (逆三角形分布, 弾塑性)

5.6.3 上部構造の固有周期の影響

上部構造の固有周期が大きくなった場合、すなわち、上部構造の剛性が小さい場合と比較し、上部構造の固有周期が免震層の応答に与える影響について考察する。等分布および逆算角形分布モデルの上部構造の剛性を1,2階それぞれ10倍した場合の免震層のせん断力係数と最大応答変位の関係を図5.13, 5.14に示す。このときの上部構造の固有周期はそれぞれ、0.71秒および0.51秒となる。

等分布モデルの応答(図5.13)を、上部構造の固有周期が異なる場合と比較すると、いずれの免震周期の場合でも、上部構造の固有周期が長くなることでその応答も大きく異なることがわかる。特に、2階の変形は免震層のせん断力係数が小さい場合($C_0 \leq 0.1$)にも大きく変形しており、免震層を十分に機能させるためには、免震層のせん断力係数をかなり小さく($C_0 \leq 0.05$ 程度)する必要がある。本モデルの結果においても、免震層が十分に機能するためのせん断力係数が免震周期によって大きく作用されることもわかる。免震周期 $T_2 = 2$ 秒(図5.13(a))では免震層のせん断力係数 $C_0 = 0.01$ の場合に、上部構造2階の変形が1階の変形よりも大きくなる。しかしながら、免震周期 $T_2 = 4$ 秒(図5.11(d))になると、1,2

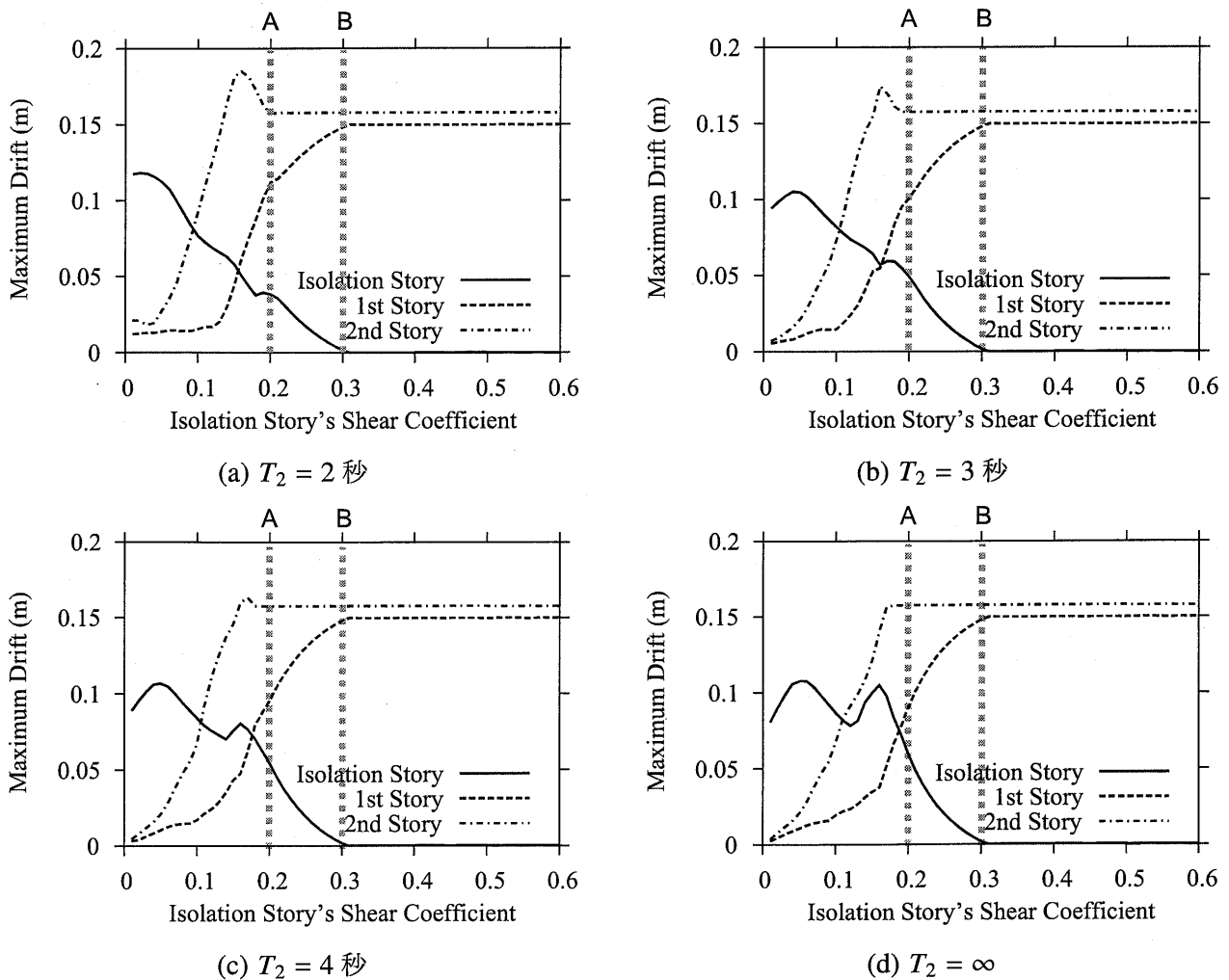


図 5.13: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, 弾塑性, 上部構造剛性大)

階の変形はほぼ同様になり、変形量も小さくなる。いずれの免震周期の場合においても、せん断力係数 C_0 が 0.1 以上になると免震層の変形と上部構造の変形が等しくなり、免震建物として成立しなくなる。

判別条件 (図 5.10(b)) との比較では、免震層に変形が生じなくなる際の免震層のせん断力係数は 0.3 となり、ほぼ一致しており、判別条件により免震層の変形範囲を判別できている。しかしながら、1 階に変形が生じる際のせん断力係数は、判別条件よりもかなり小さい。上部構造の剛性が小さいため、変形が生じていると考えられる。

また、逆三角形分布モデル (図 5.14) も同様に、免震層に変形が生じなくなる時のせん断力係数は判別条件 (B) と一致するが、1 階が変形し始めるときのせん断力係数は判別条件 (A) よりも小さくなる。

以上の結果により、上部構造の固有周期が長いと、上部構造の強度分布によっては、1 階の変形を小さくし免震層を十分作用させるためには、かなり小さなせん断力係数が必要となる。その値は、上部構造の固有周期が短いモデルほど小さくなり、上部構造の固有周期に対して比例的に小さくなる傾向があるため、免震層を確実に作用させるためには、上部構造の影響も考え、免震層のせん断力係数はかなり小さくする必要がある。

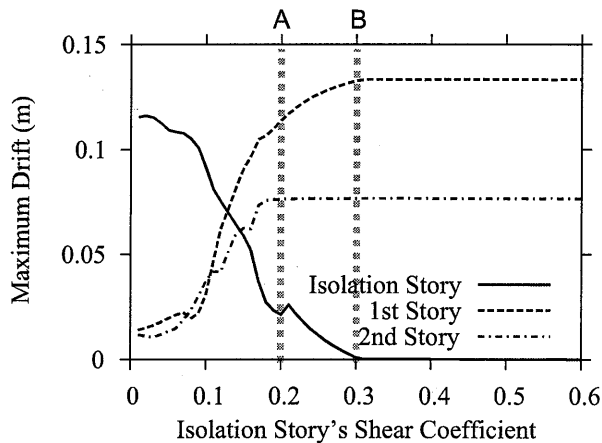
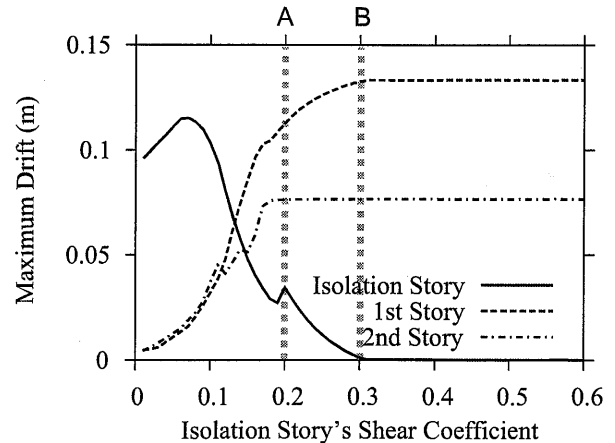
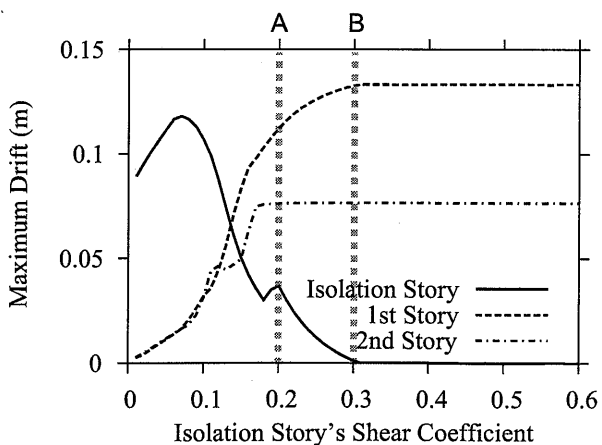
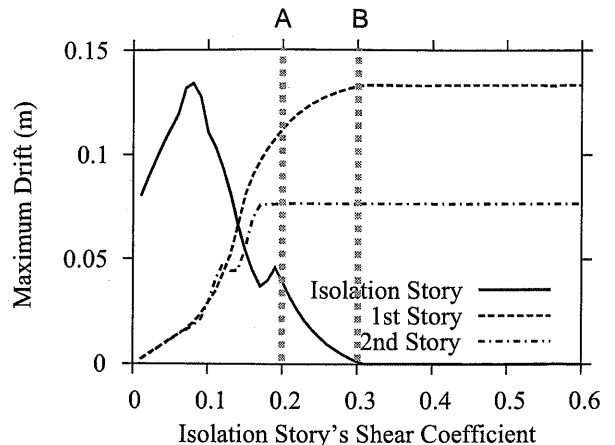
(a) $T_2 = 2$ 秒(b) $T_2 = 3$ 秒(c) $T_2 = 4$ 秒(d) $T_2 = \infty$

図 5.14: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (逆三角形分布, 弾塑性, 上部構造剛性大)

5.6.4 入力地震動強さの影響

入力地震動の強さが変化した場合に判別条件が有効か否か検討するため、パルス波の入力を2倍にして解析を行った。図 5.15(a) に剛塑性モデル、図 5.15(b), 5.15(c) に完全弾塑性モデルの応答を示し、図 5.15(d) に判別条件を示す。入力が1倍の場合の判別条件(図 5.10(b))と比較すると、1階の強度が同様で、最大地動加速度が異なるため、判別条件(B)のみが0.48となり異なる。

剛塑性モデルの応答(図 5.15(a))と判別条件(図 5.15(d))を比較すると、入力が2倍になったことで、免震層のせん断力係数 $C_0 = 0.48$ まで免震層が変形するが、1階の変形は地震の強さにかかわらずほぼ同様の応答性状となり、いずれも判別条件と一致する。また、地震動の入力が1倍の場合の応答(図 5.10(a))と比較すると、変形の最大値は大きくなるが、2階に変形が生じないなど、よく似た傾向を示した。

弾塑性モデルの応答(図 5.15(b), 図 5.15(c))についても、ほぼ同様の傾向を示しており、免震層に変形が生じなくなるときのせん断力係数は判別条件と一致し、判別条件(図 5.15(d))に近い値を示した。

以上の結果から、免震層建物において、免震層の応答が地震動の影響を受け、1階に変形が生じる際の

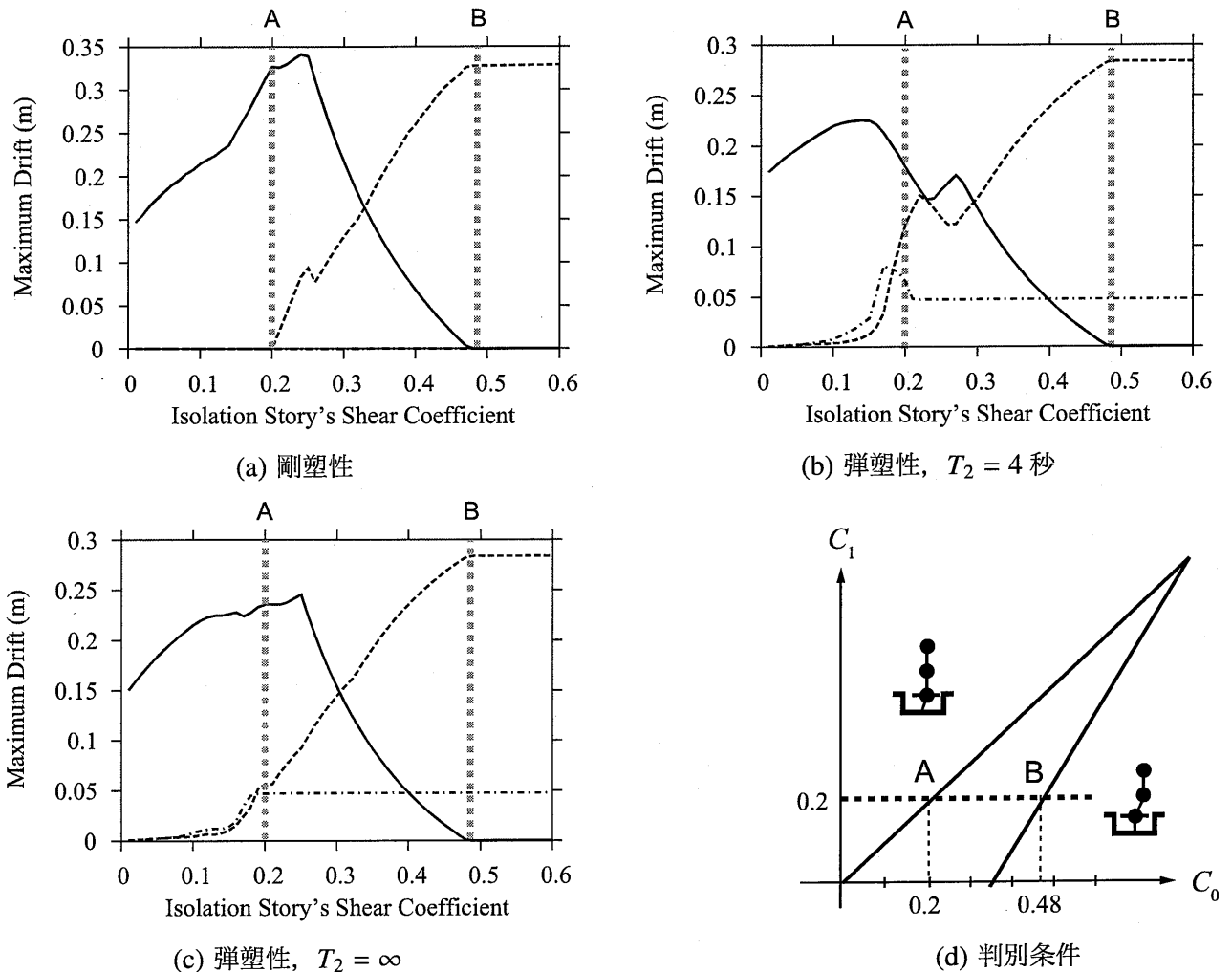


図 5.15: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, 2倍の入力波)

応答は、免震層のせん断力係数と1階のせん断力係数に大きく依存するといえる。

5.7 実地震動に対する応答

実地震動に対する応答が判別条件と一致するかどうか検討するため、PEER波に対する免震層のせん断力係数と最大応答変位の関係を求めた。PEER波のうち、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台波 (KJM000) およびノースリッジ地震のシルマー波 (SYL360) について示す。ただし、 C_g には地震動の最大地動加速度を用いた。それぞれの地震動の最大地動加速度は 8.05 m/s^2 , 8.26 m/s^2 であるため、判別条件による値は同様になる。判別条件について図 5.16 に示す。また、応答の結果について図 5.17, 図 5.18, 図 5.19, 図 5.20 に示す。

図 5.17(a) では、1階の変形は、パルス波と同様に免震層のせん断力係数がほぼ 0.1 以上になると生じる。剛塑性モデルの応答 (図 5.17(b)) についてもパルス波に対する応答と同様に、免震層のせん断力係数が1階のせん断力係数を上回ると1階に変形が生じる。この結果は判別条件 (図 5.16) にほぼ当てはまり、1階が変形する条件は入力地震動ではなく、免震層の強度に依存することを裏付けている。ただし、完全弾塑性モデルでは1階に変形が生じる際の免震層のせん断力係数は、判別条件よりも小さくなる。免震層に変形が生じなくなる時の免震層のせん断力係数は C_g を最大値動加速度を用いて算出した場合の判別条件によって、ほぼその上限を押さえており、免震層が作用する条件は最大地動加速度を用いて判別条件を算出すればよいといえる。逆三角形分布の場合 (図 5.18) についても、2階の変形が異なるのみで、等分布の場合とほぼ同様に判別条件と一致する。

図 5.19 のシルマー波に対する応答についても神戸海洋気象台波と同様に、1階に変形が生じ始めるときの免震層のせん断力係数は 0.2 よりわずかに小さい。逆三角形分布の場合 (図 5.20) についても同様である。

次に PEER 波の他の地震動の応答について検討を行う。地震応答解析から免震層のせん断力係数と最大応答変位の関係を求め、それぞれの地震動について、免震層および1階、2階が変形する条件を導き、判別条件と比較する。判別条件に用いる地動加速度には最大値を用いる。比較する際に用いるせん断力係数の算出方法について図 5.21 に示す。免震層のせん断力係数 C_0 を判別条件に用い、1, 2階どちらかの層

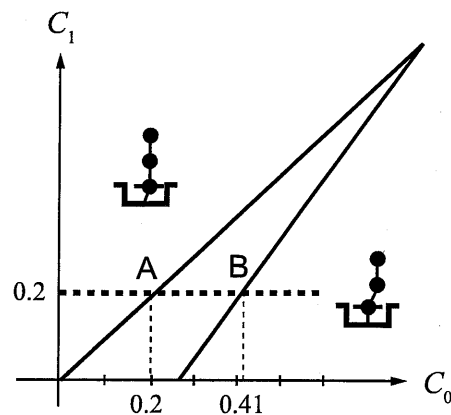
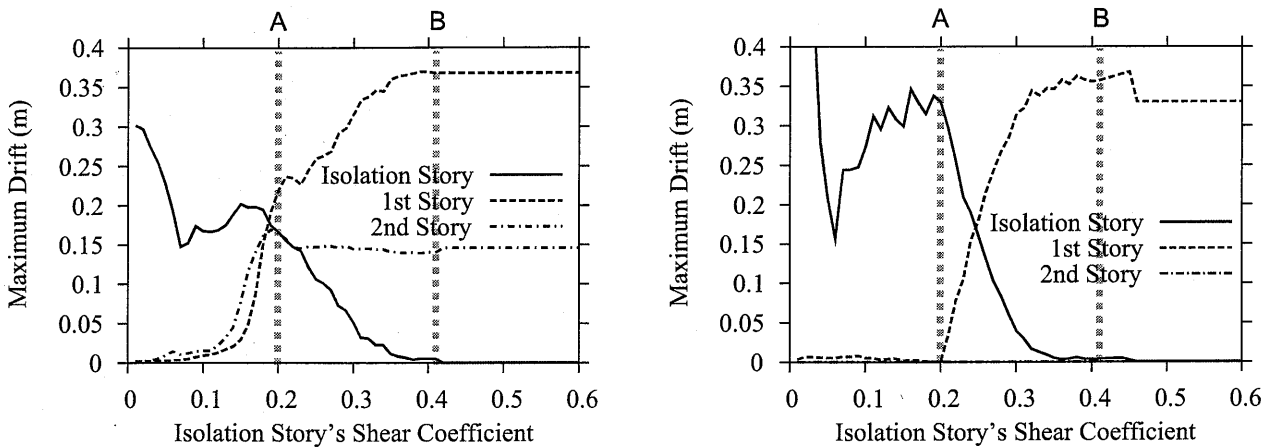


図 5.16: 判別条件 (KJM000, SYL360)

間変形が 15 mm (1/200) になるときのせん断力係数を C_A 、1 階の変形が卓越し、免震層の変形が 15 mm (1/200) になるときのせん断力係数を C_B とする。これらの値を図 5.9 の判別条件による予測値と比較する。図 5.22, 5.23 に予測値と応答値の関係を示す。図 5.22 は C_A 、図 5.23 は C_B の関係を示す。比較の対象とするモデルは 1 階のせん断力係数が 0.2, 0.3, 0.4 となる等分布および逆三角形強度分布モデルの免震周期 4 秒のモデルとした。(a) に等分布モデル、(b) に逆三角形モデルの結果を示す。点種の違いはモデルの違いを表し、図中の直線 $f(x)$ は解析値を回帰する直線を表す。図 5.22 の予測値は常に 1 階のせん断力係数となるため、0.2 か 0.3 か 0.4 となり、図 5.23 では、地動加速度によって異なる。

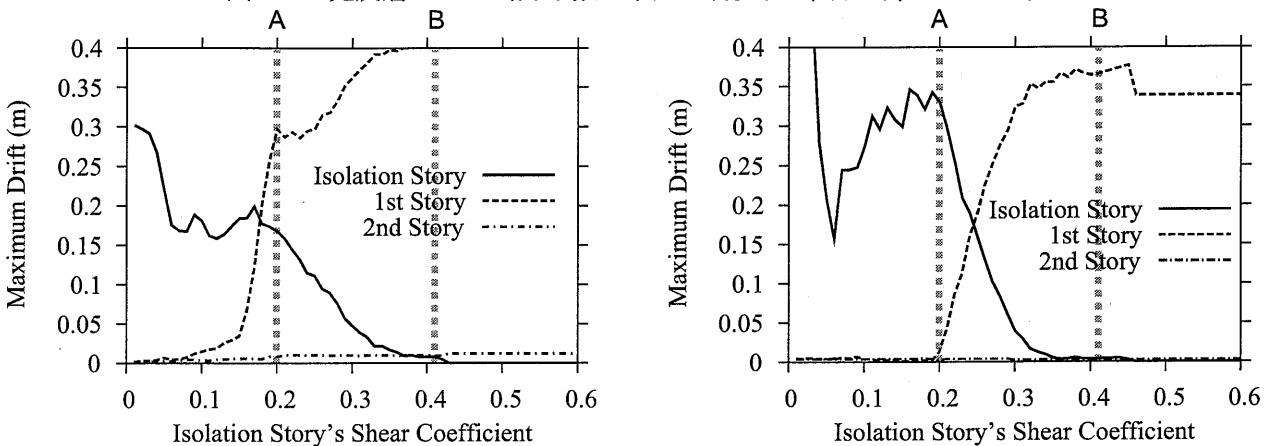
1 階に変形が生じない条件 C_A について、図 5.22 より、ほぼすべてのモデルで、応答値が予測値よりも小さくなるのが分かる。これは前節までの結果と同様の傾向であり、実地震動に対する応答についても、免震層のせん断力係数が 1 階のせん断力係数よりも小さい場合であっても、1 階に変形が生じる。応答値はおおむね予測値の半分程度となり、回帰線 $f(x)$ からその傾向が読みとれる。ただし、図 5.22(b) の逆三角形分布モデルの応答値のほうが予測値に近い。この違いは、強度分布の違いにより、免震層の応答が異なることを示している。



(a) 弾塑性, $T_2 = 4$ 秒

(b) 剛塑性

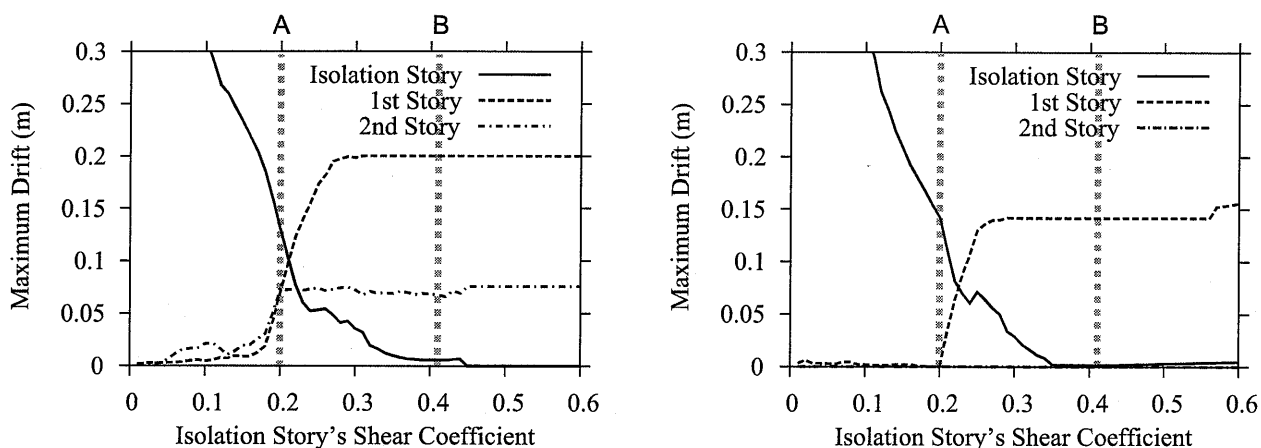
図 5.17: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, KJM000)



(a) 弾塑性, $T_2 = 4$ 秒

(b) 剛塑性

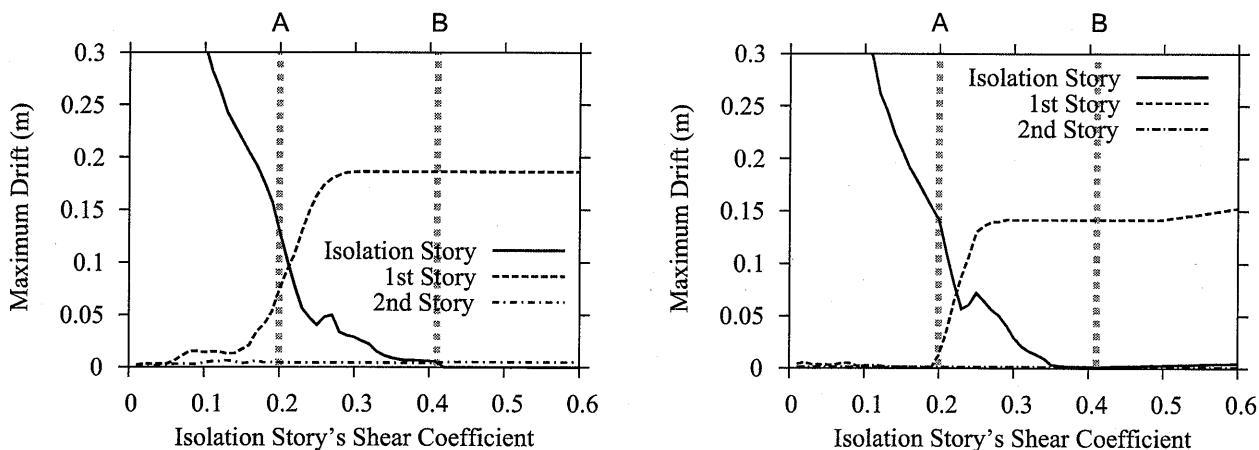
図 5.18: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (逆三角形分布, KJM000)



(a) 弾塑性, $T_2 = 4$ 秒

(b) 剛塑性

図 5.19: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (等分布, SYL360)



(a) 弾塑性, $T_2 = 4$ 秒

(b) 剛塑性

図 5.20: 免震層のせん断力係数と最大応答変位 (逆三角形分布, SYL360)

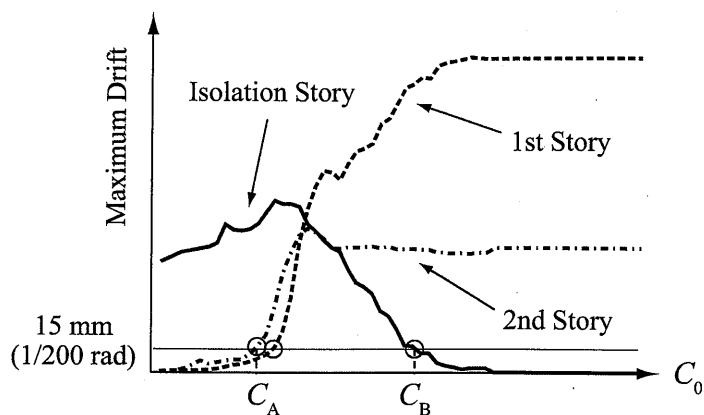


図 5.21: 判別条件に用いるせん断力係数

免震層が変形する条件の比較 (図 5.23) についても、予測値に比べて応答値は小さくなる。これは地動加速度として最大値を用いているためであり、多数の振幅をもつ波が含まれる実地震動の強さを過大に評価しているためであると考えられる。よって、予測値は応答値を危険側に評価しており、実地震動に対して、免震層が作用する条件を求める際に、図 5.9 の判別条件で地動加速度の最大値を用いることは耐震設計上危険であるといえる。そこで、解析結果の下限値をとる直線 $g(x)$ を求め、図 5.22, 5.23 中に示した。下限値の傾きはいずれの図においても 0.4 となり、解析値の最小は予測値の 0.4 倍となる。また、直線 $g(x)$ から求めた応答の下限値の判別条件を図 5.24 に示す。この判別条件は地震応答に対する応答の下限値を求めることができ、応答を安全側で予測することが可能である。図 5.22, 5.23 において、下限値と予測値の範囲内にはほぼすべての解析結果がおさまっており、予測値が上限値となっている。図 5.22 では、1 階が変形しないための免震層のせん断力係数を、図 5.23 では免震層が変形する条件を予測できている。

以上の結果から、戸建て免震建物の実地震動に対する応答は、図 5.9 に示した判別条件を応答解析結果

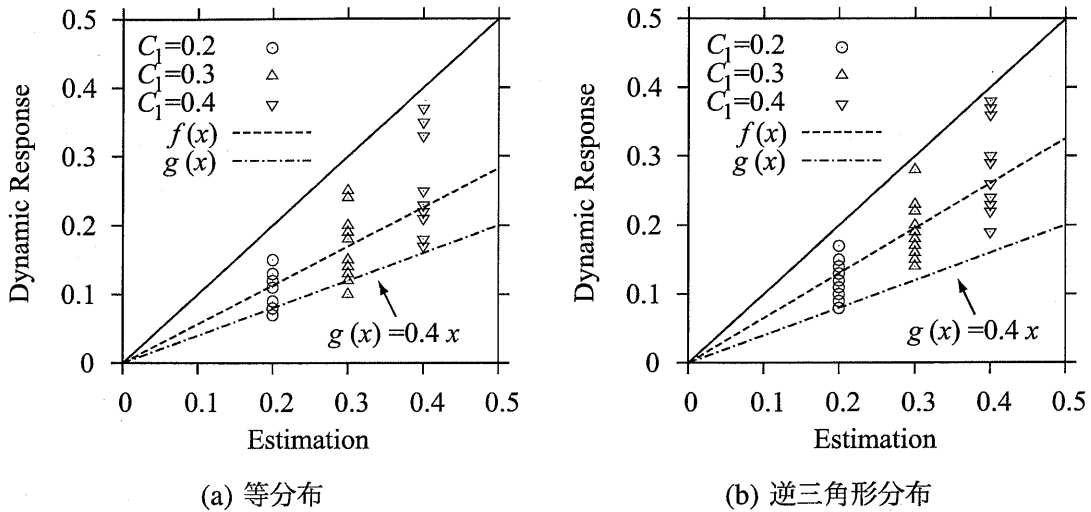


図 5.22: 1 階の変形が 15 mm (1/200) になるときのせん断力係数 C_A

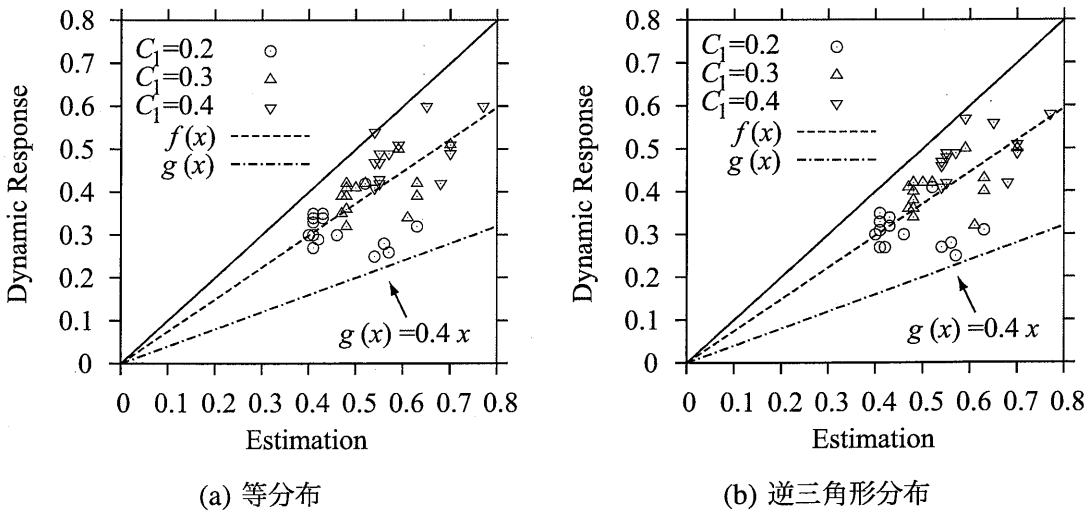


図 5.23: 免震層の変形が 15 mm (1/200) になるときのせん断力係数 C_B

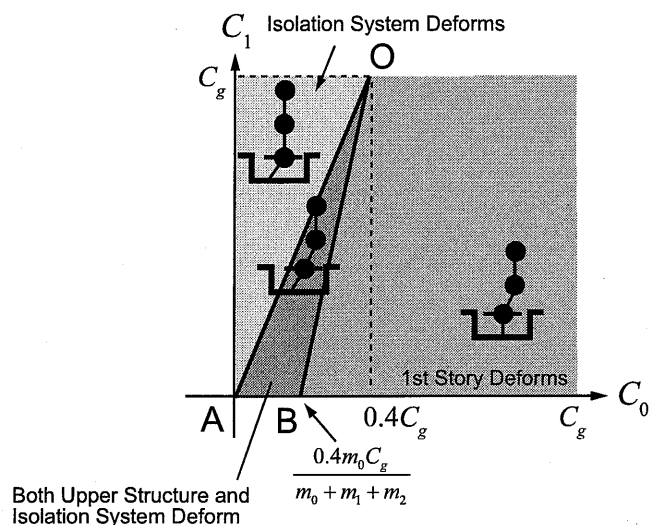


図 5.24: 応答解析結果から求めた判別条件

の下限値から求めた補正值によって修正した図 5.24 の判別条件によっておおよそ予測でき、免震建物の応答を予測する一つの指標になりうるといえる。

5.8 まとめ

本章では基礎部に剛滑り支承型復元力特性の免震層をもつ 2 層戸建て住宅が、地震動を受けた際に変形する条件について検討を行い、以下の結論を得た。

1. 上部構造と免震層の復元力特性を剛塑性と仮定すると、上部構造と免震層の変形は図 5.9(b) の判別条件で予測できる。ここで、 $C_g = (\text{地動加速度 } a_g) / (\text{重力加速度 } g)$ 、 C_0 : 免震層のせん断力係数、 C_1 : 1 階のせん断力係数である。
2. 上部構造の復元力特性を完全弾塑性と仮定すると、本章で検討した範囲内ではおおよそ図 5.24 程度の判別条件で安全側に予測できた。また、図 5.9(b) の判別条件は応答の上限値となる。

ただし、本章で示した図 5.24 の判別条件は上部構造の応答特性に依存していると考えられるため、他の応答特性もつ上部構造の場合に、判別条件にどのような影響を与えるのかについての検討は必要である。

第6章

結論

本論文では、多層建物の応答を把握するにあたり、塑性変形に着目してその応答を解析し、それらの把握を行い、塑性変形が建物の損傷に及ぼす影響について、論理的に明らかにした。以下に本論文で得られた結論を示す。

1. 全階ほぼ均等な中低層魚骨型 RC 造骨組において、最大速度 1.0 m/s 程度の地震波において、強度が相対的に弱い階が存在すると、層崩壊機構を防ぐために大きな柱梁耐力比が要求されるが、明確な弱点階が存在する建物であっても、その上限は存在する。また、明確な弱点階を有する建物の層崩壊機構を防ぐために必要な柱梁耐力比は、弱点階を有しない建物で必要な柱梁耐力比より 0.4～0.6 程度大きくなり、層崩壊機構を防ぐための柱梁耐力比は、建物の強度分布が同じである場合には地震力の大きさによって大きな影響を受ける。
2. 全階ほぼ均等な中低層魚骨型鉄骨骨組で、遠方型および直下型の地震波に対する応答解析から、柱梁耐力比は節点の上下左右の柱梁強度の和で定義するのが適当である。また、上記の定義による柱梁耐力比が 1 を超えると、柱の強度分布や層の位置にかかわらず層降伏エネルギーが減少傾向になる。動的増幅係数をエネルギーの面から見た場合には、ほぼ全階同様に増幅する必要がある。建物の強度分布が A_i 分布から著しく異なる建物では、柱梁耐力比のみで部分降伏の制御が困難な場合がある。
3. 剛塑性および完全弾塑性の復元力特性を持ち、固有周期が 0.2 秒以下の層降伏型 2 層鋼構造建物が最大加速度が一定のパルス状の地震動を受ける場合の応答では、1 階と 2 階の強度と質量および地動加速度のみによって求まる条件 (図 4.12(b)) によって、判別することが可能である。
4. 基礎部に剛滑り支承型復元力特性の免震層をもつ 2 層戸建て住宅が、地震動を受けた際に変形する条件として、上部構造と免震層の復元力特性を剛塑性と仮定すると、上部構造と免震層の変形は免震層と 1 階の強度、質量および地動加速度のみによって求まる条件 (図 5.9(b)) で予測できる。また、上部構造の復元力特性を完全弾塑性と仮定すると、本論文で検証した強震動に対してはおおよそ図 5.24 の条件程度で安全側に予測でき、図 5.9(b) の判別条件は応答の上限値となる。

参考文献

- 1) Applied Technology Council: *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Report ATC-40, Redwood City, CA, 1996.
- 2) Federal Emergency Management Agency: *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273, 1997.10.
- 3) 建設省住宅局建築指導課: 改正建築基準法法令集, 2000.7.
- 4) 官報: 建設省告示第 1457 号, 平成 12 年 5 月 31 日.
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 (編): 阪神・淡路大震災調査報告 建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物. 日本建築学会, 1997.7.
- 6) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計. 日本建築学会, 1998.10.
- 7) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告 建築編 —3 鉄骨造建築物 シェル空間構造 容器構造. 日本建築学会, 1997.10.
- 8) 日本建築学会 (編): 鉄筋コンクリート建物の靱性保証型設計指針. 日本建築学会, 1999.
- 9) 日本建築センター (編): 冷間成形角形鋼管設計・施行マニュアル. 日本建築センター, 改訂版, 2004.
- 10) 官報: 国土交通省告示第 631 号, 平成 17 年 6 月 28 日.
- 11) G.W Housner: Limit Design of Structures to Resist Earthquakes. In *Proc. of the World Conference on Earthquake Engineering*, No. 5, 1956.1.
- 12) G.W. Housner: Behavior of structures during earthquakes, *ASCE*, Vol. 85, No. EM4, pp. 109–129, 1959.10.
- 13) 秋山宏: 建築物の耐震極限設計. 東京大学出版会, 第 2 版, 1987.
- 14) 秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計. 技報堂出版, 2002.4.
- 15) 高山峯夫: 4 秒免震への道—免震構造設計マニュアル—. 理工図書, 1997.8.
- 16) 日本建築学会: 免震構造設計指針. 日本建築学会, 1993.
- 17) 国土交通省住宅局, 建築研究所, 日本建築センター (編): 2001 年度版限界耐力計算法の計算例とその解説. 工学図書, 2001.3.
- 18) 国土交通省建築研究所 (編): 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景. ぎょうせい, 2001.3.
- 19) 国土交通省技術政策総合研究所, 建築研究所, 日本建築行政会議, 日本免震構造協会, 日本建築センター (編): 免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説平成 16 年改正告示の追加分—戸建て免震住宅を中心として—. 日本建築センター, 2005.10.
- 20) 桑村仁, 佐々木道夫, 加藤勉: 降伏耐力のばらつきを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計, 日本建

築学会構造系論文集, No. 401, pp. 151–162, 1989.7.

- 21) 小川厚治: 鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究 (その1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力), 日本建築学会論文報告集, No. 323, pp. 13–22, 1983.1.
- 22) 小川厚治: 鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究 (その2 動的応答解析例による検討), 日本建築学会論文報告集, No. 328, pp. 18–25, 1983.6.
- 23) 小野徹郎, 趙衍剛, 吉原和宏: 確率極限解析法を用いた平面骨組構造物の COF 評価法, 構造工学論文集, Vol. 43B, pp. 377–382, 1997.3.
- 24) 趙衍剛, 小野徹郎, 石井清, 吉原和宏: 鉄骨骨組の全体崩壊機構に要求される柱・梁耐力比に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, No. 558, pp. 61–67, 2002.8.
- 25) 森口英樹, 中埜良昭, 藤原薫: 部材強度のばらつきを考慮した柱梁耐力比と柱ヒンジ発生確率, 日本建築学会構造系論文集, No. 509, pp. 119–126, 1998.7.
- 26) 有角行二, 河野昭彦, 松井千秋, 清水るみ: 地震動を受ける鋼構造骨組が梁崩壊するための柱梁耐力比に関する信頼性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 815–816, 1997.
- 27) 奥山隆, 趙衍剛, 小野徹郎: 鉄骨骨組構造物における柱・梁耐力比の確率論的評価. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp. 29–30, 2000.
- 28) 趙衍剛, 小野徹郎, 上里智之: 梁降伏先行型骨組の柱・梁耐力比に関する確率論的評価– その1 目標信頼性指標, 変動係数などによる目標 COF 値の変化. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp. 11–12, 2001.
- 29) 上里智之, 趙衍剛, 小野徹郎: 梁降伏先行型骨組の柱・梁耐力比に関する確率論的評価– その2, 鉛直荷重による影響の考察. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp. 13–14, 2001.
- 30) 趙衍剛, 吉原和宏, 小野徹郎: 鉛直荷重を考慮した骨組の柱・梁耐力比に関する一考察. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp. 63–64, 2002.
- 31) 西本佳弘, 趙衍剛, 吉原和宏, 小野徹郎: 鉄骨骨組の層崩壊機構を回避させる柱・梁耐力比の確率論的考察 その1 層崩壊機構の検討. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 649–650, 2003.
- 32) 金桂花, 趙衍剛, 吉原和宏, 小野徹郎, 西本佳弘: 鉄骨骨組の層崩壊機構を回避させる柱・梁耐力比の確率論的考察 その2 変動係数が目標 COF に与える影響. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 651–652, 2003.
- 33) 井上裕介, 吉原和宏, 趙衍剛, 小野徹郎: 鉄骨骨組の層崩壊機構を回避させる柱・梁耐力比の確率論的考察 その3 相関係数が目標 COF に与える影響. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 653–654, 2003.
- 34) 吉原和宏, 趙衍剛, 小野徹郎: 鉄骨骨組の層崩壊機構を回避させる柱・梁耐力比の確率論的考察 その4 鉛直荷重が目標 COF に与える影響. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 655–656, 2003.
- 35) 山崎賢二, 井戸田秀樹: 骨組の吸収エネルギー量からみた柱梁耐力比に関する確率論的考察. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp. 213–214, 2004.
- 36) 吉原和宏, 趙衍剛, 井上裕介, 小野徹郎: モンテカルロ法による鉄骨骨組の目標柱・梁耐力比の検証静的弾塑性解析による検証. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 955–956, 2004.
- 37) 小堀鐸二, 南井良一朗, 藤原悌三: 弾塑性ジョイントを含む架構の地震応答 (梁柱の強度分布と応答分布の関係), 京都大学防災研究所年報, No. 12A, 1969.3.

- 38) 湯本昇, 中島正愛, 丹羽謙貴, 阪口理: 梁崩壊型地震応答を確保するための必要柱梁耐力比 (その 1: 柱の塑性化を一切許さないために必要な柱梁耐力比). 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 899-900, 1998.
- 39) 丹羽謙貴, 中島正愛, 湯本昇, 阪口理: 梁崩壊型地震応答を確保するための必要柱梁耐力比 (その 2: 柱の部分的な塑性化が応答に及ぼす影響). 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 901-902, 1998.
- 40) 松宮智央, 中島正愛, 浅野幸一郎: 断層近傍強震動を受ける鋼構造骨組に要求される柱梁耐力比. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 513-514, 2001.
- 41) 前田憲太郎, 増田浩志, 田中淳夫: 鋼構造骨組の柱部材の損傷に柱梁耐力比が与える影響. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 953-954, 2004.
- 42) 川島敏夫, 友澤悟史, 小川厚治: 現実的な鋼構造骨組における柱梁剛性比及び柱梁耐力比の検討 その 1 検討概要と柱梁剛性比. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 713-714, 2006.
- 43) 友澤悟史, 川島敏夫, 小川厚治: 現実的な鋼構造骨組における柱梁剛性比及び柱梁耐力比の検討 その 2 柱梁耐力比. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 714-715, 2006.
- 44) 木村竜馬, 小川厚治: 2 方向水平地動を受ける鋼構造骨組の柱梁耐力比が地震応答に及ぼす影響. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 717-718, 2006.
- 45) 久保哲夫, 中瀬知幸: 梁崩壊制御の靱性 RC 造構造物の柱・梁耐力比に関する基礎研究 (その 1: モデルの設定と動的応答結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 695-696, 1986.8.
- 46) 久保哲夫, 中瀬知幸: 梁崩壊制御の靱性 RC 造構造物の柱・梁耐力比に関する基礎研究 (その 2: 動的割り増しと高次モードの影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 697-698, 1986.8.
- 47) 滝沢春男, 関弘義: 梁崩壊型 RC 骨組を実現する柱・梁の曲げ耐力比, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 2203-2204, 1984.10.
- 48) 呉相勳, 山田哲, 秋山宏: 梁柱耐力比及び剛性比を考慮した梁降伏型鋼構造多層骨組の損傷分布則, 日本建築学会構造系論文集, No. 506, pp. 171-177, 1998.4.
- 49) 山田哲, 秋山宏: 局部座屈を伴う鋼部材の挙動に立脚したせん断型多層骨組の弾塑性応答解析, 日本建築学会構造系論文集, No. 463, pp. 125-133, 1994.9.
- 50) 兼光知巳, 矢部喜堂, 真瀬伸治: 地震力を受けるせん断型多層骨組の損傷分布に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 37B, pp. 101-110, 1991.3.
- 51) 加藤勉, 秋山宏: 地震時におけるせん断型多層骨組の倒壊条件, 日本建築学会論文報告集, No. 244, pp. 33-39, 1976.6.
- 52) 秋山宏: はり降伏型鋼構造多層剛接骨組の D_s 値, 日本建築学会構造系論文集, No. 332, pp. 38-45, 1983.10.
- 53) 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-柱/はり耐力比と高さ方向耐力分布が応答に与える影響-, 日本建築学会構造系論文集, No. 363, pp. 57-66, 1986.5.
- 54) 中島正愛, 澤泉伸一: 鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響 (その 1: 梁崩壊機構を形成するために必要な柱梁耐力比), 鋼構造論文集, Vol. 6, No. 23, pp. 117-132, 1999.9.
- 55) 中島正愛, 澤泉伸一: 鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響 (その 2: 柱の塑性化を許す鉄骨骨組の地震応答), 鋼構造論文集, Vol. 6, No. 23, pp. 133-148, 1999.9.
- 56) 秋山宏: 地震時における鋼構造ラーメン骨組の損傷分布則, 日本建築学会論文報告集, No. 309,

- 1981.11.
- 57) 張惠雲: 中低層鉄骨ラーメン構造の耐震性評価における構造モデルと入力地震動の研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 575, pp. 129–135, 2004.1.
 - 58) 木村竜馬, 友澤悟史, 小川厚治: 鋼構造骨組の柱梁耐力比が変形集中に及ぼす影響その1 ラーメン骨組. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 939–940, 2005.
 - 59) 友澤悟史, 小川厚治: 鋼構造骨組の柱梁耐力比が変形集中に及ぼす影響 その2 履歴型ダンパー付骨組. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 941–942, 2005.
 - 60) 金谷弘, 田中淳夫, 田淵基嗣: 建築に関する研究及び研究助成報告書. 日本建築センター, 1992.3.
 - 61) 前田憲太郎, 増田浩志, 田中淳夫: 実在中低層鋼構造骨組の耐震性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 558, pp. 205–210, 2002.8.
 - 62) Park Y.J., Ang, A.H.S.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No. 4, pp. 722–739, 1985.4.
 - 63) Park Y.J., Ang, A.H.S., Wen.Y.K.: Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No. 4, pp. 740–757, 1985.4.
 - 64) 堀則男, 井上範夫, 柴田明德: 鉄筋コンクリート造建物の地震時エネルギー応答性状及び応答最大塑性率とエネルギー消費に基づく所要耐力の検討, 日本建築学会構造系論文集, No. 481, pp. 17–25, 1996.3.
 - 65) 衣笠秀行, 野村設郎: RC 構造物のエネルギーに基づく設計法開発のための基礎的研究 (その2 設計限界を保証するために必要な耐力と対繰返し劣化能力), 日本建築学会構造系論文集, No. 514, pp. 169–176, 1998.12.
 - 66) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: 地震動を受ける RC 構造物の限界応答変形量を保証するために必要な耐力算定法とその精度検証, 日本建築学会構造系論文集, No. 532, pp. 137–143, 2000.6.
 - 67) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: 梁降伏型 RC 構造物の層間変形分布及びヒンジ部材の損傷予測, 構造工学論文集, Vol. 48B, pp. 197–204, 2002.3.
 - 68) 松森泰造, 壁谷沢寿海, 小谷俊介, 塩原等: RC 造骨組の地震時変形の漸増載荷解析による評価方法, 構造工学論文集, Vol. 48B, pp. 205–210, 2002.3.
 - 69) 小林克至, 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: ヒンジ部材の変形制御を考慮した梁降伏型純ラーメン RC 構造物の設計法, 構造工学論文集, Vol. 48B, pp. 211–219, 2002.3.
 - 70) 市之瀬敏勝, 梅村恒, 籠橋英伸, ティン ヴァントゥアト: 鉄筋コンクリート建物の耐震診断における形状指標, 日本建築学会構造系論文集, No. 560, pp. 155–160, 2002.10.
 - 71) 丸橋奈々子, 本上忠, 梅村恒, 市之瀬敏勝: 層せん断余裕率を用いたエネルギー法による RC 骨組の耐震安全性検証, 構造工学論文集, Vol. 49B, pp. 203–208, 2003.3.
 - 72) Paulay, T and Priestley, M.J.N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Wiley Interscience, 1992.
 - 73) 倉本洋: 多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, No. 580, pp. 61–68, 2004.6.
 - 74) 倉本洋: 限界耐力計算による多層建築物の最大地震応答評価における高次モードの考慮, 日本建築学会構造系論文集, No. 587, pp. 69–76, 2005.1.

- 75) 向井智久, 菊本衛, 衣笠秀行, 野村設郎: 地震時繰り返し挙動を考慮したエネルギーの釣合手法に基づく層崩壊型 RC 構造物の最大応答変形予測, 日本建築学会構造系論文集, No. 563, pp. 153–159, 2003.1.
- 76) Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel: A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 561–582, 3 2002.3.
- 77) Freeman S.A.: Prediction of response of concrete buildings to serve earthquake motion. In *Proceedings of Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, Publication SP-55, Detroit, Michigan, U.S.A, 1978. American Concrete Institute.
- 78) 森保宏, 山中貴司, 中島正愛: 降伏後のモード形を考慮した鋼構造骨組の変位応答評価法, 構造工学論文集, Vol. 50B, pp. 425–434, 2004.3.
- 79) Yasuhiro Mori, Takashi Yamanaka, Nicolas Luco, and C. Allin Cornell: A static predictor of seismic demand on frames based on a post-elastic deflected shape, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 1295–1318, 2006.8.
- 80) 長谷川隆, 山内泰之: 強震時における中低層鋼構造骨組の損傷分布に基づく部材の必要塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集, No. 460, pp. 169–177, 1994.6.
- 81) 中尾好昭: 中・低層フレーム構造の弾塑性地震応答近似解析, 日本建築学会構造系論文集, No. 500, pp. 21–28, 1997.10.
- 82) 張惠雲: 中低層鉄骨ラーメン構造の耐震性評価における構造モデルと入力地震動の研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 575, pp. 129–136, 2004.1.
- 83) 池田勝利, 青木博文, 錦織雅夫: 鉄鋼系低層建築物の地震応答性状に関する研究限界耐力計算における等価線形化法の検討, 構造工学論文集, Vol. 50B, pp. 411–418, 2004.4.
- 84) 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会 (編): 兵庫県南部地震強震記録と設計用地震動との関係報告書. 日本建築学会, 1999.
- 85) 日本建築学会 (編): 地震荷重 – その現状と将来の展望. 日本建築学会, 1987.
- 86) 三浦弘之, 翠川三郎: 3次元深部地下構造がやや長周期地震動の特性に及ぼす影響 – 横浜市とその周辺地域における検討, 地震第2輯, Vol. 54, pp. 381–395, 2001.
- 87) 佐藤智美, 植竹富一, 菅原良次: 群遅延時間を用いたやや長周期地震動の経験的経時特性モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 493, pp. 31–39, 1997.3.
- 88) 小嶋英治, 杉村義広, 栗田哲: やや長周期地震動評価のための半経験的地震動合成法, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 499, pp. 47–52, 1997.9.
- 89) 秋山宏: 第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No. 400, pp. 77–84, 1989.6.
- 90) 小林正人, 洪忠憲: 中間層免震構造の地震応答予測と耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, No. 558, pp. 109–116, 2002.8.
- 91) 小林正人, 洪忠憲: 中間階免震構造の地震応答予測と動的設計の合理化, 日本建築学会構造系論文集, No. 592, pp. 51–57, 2005.6.
- 92) 北村春幸, 千葉陽一: 積層ゴムと弾性すべり支承を組合せた免震構造のエネルギーの釣合に基づく地震応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No. 562, pp. 37–44, 2002.12.

- 93) 東野さやか, 北村春幸: 粘性ダンパーを付与した免震構造のエネルギーの釣合に基づく応答評価法, 日本建築学会構造系論文集, No. 588, pp. 79-86, 2005.2.
- 94) 千葉陽一, 薩川恵一, 北村春幸, 小山慶樹: 低摩擦型すべり支承と積層ゴム・履歴ダンパーを組み合わせた免震構造のエネルギーの釣合に基づく応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No. 575, pp. 65-72, 2004.1.
- 95) 村上勝英, 北村春幸, 松島豊: 2 質点中間層免震構造モデルの地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No. 549, pp. 51-58, 2001.11.
- 96) 石崎洋治, 完山利行, 井上隆二, 平井義行, 井上清孝, 神船行生: 住宅用免震装置の開発に関する研究 その 1 剛塑性履歴特性を有する免震装置の振動実験. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 649-650, 1998.
- 97) 完山利行, 石崎洋治, 井上隆二, 平井義行, 井上清孝, 神船行生: 住宅用免震装置の開発に関する研究 その 2 弾塑性履歴特性を有する免震装置の開発. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 651-652, 1998.
- 98) 中島徹, 富島誠司, 池永雅良, 井上哲士朗, 渡辺富夫, 増田正樹: 両面すべり支承を用いた住宅免震システムの開発 その 1 装置概要及び基本性能試験. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 第 B-2 巻, pp. 687-688, 1999.
- 99) 高木政美, 久野雅祥, 富島誠司, 欄木龍大, 井上哲士朗, 中島徹, 増田正樹: 両面すべり支承を用いた住宅免震システムの開発 その 2 振動台実験. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 689-690, 1999.
- 100) 橋本昭夫, 田村昌仁, 飯場正紀, 藤井衛: PCa 布基礎下にすべり機構を設けた住宅用免震基礎に関する研究. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 707-708, 1999.
- 101) 坂本功, 大橋好光, 平野茂, 岡村光裕, 深堀美英, 花井勉: 木造免震住宅の実振動台実験 その 1 実験の概要. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 715-716, 1999.
- 102) 深堀美英, 久保孝治, 平野茂, 高橋武宏, 花井勉, 坂本功: 木造免震住宅の実振動台実験 その 2 免震装置とその力学特性. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 717-718, 1999.
- 103) 加茂和世, 三宅辰哉, 平野茂, 落合誠, 竹内貞光, 坂本功: 木造免震住宅の実振動台実験 その 3 入力地震動. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 719-720, 1999.
- 104) 高橋武宏, 平野茂, 竹内貞光, 萩原勲, 花井勉, 坂本功: 木造免震住宅の実振動台実験その 4 免震層の応答水平変形. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 721-722, 1999.
- 105) 落合誠, 平野茂, 久保孝治, 萩原勲, 花井勉, 坂本功: 木造免震住宅の実振動台実験その 5 層せん断力係数, 偏心の影響および垂直変形. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 723-724, 1999.
- 106) 竹内貞光, 久保孝治, 平野茂, 岡村光裕, 花井勉, 坂本功: 木造免震住宅の実振動台実験 その 6 ストッパーの効果. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 725-726, 1999.
- 107) 岡村光裕, 平野茂, 吉井邦章, 花井勉, 皆川隆之, 坂本功: 木造免震住宅の実振動台実験 その 7 対風トリガの効果. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 727-728, 1999.
- 108) 皆川隆之, 三宅辰哉, 高橋武宏, 吉井邦章, 関瓦, 坂本功: 木造免震住宅の実振動台実験 その 8 時刻歴応答解析. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 729-730, 1999.
- 109) 三宅辰哉, 花井勉, 平野茂, 深堀雅英, 大橋好光, 坂本功: 木造免震住宅の実振動台実験 その 9 応答解

- 析に基づく考察とまとめ. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 731-732, 1999.
- 110) 飯場正紀, 緑川光正, 山田親文, 関雅英, 長谷川治, 八橋元治, 安井義信, 井上清孝, 秋元将男, 大森裕: 住宅用免震装置の3次元振動台実験(その1) 実験の位置づけと実験概要. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 第B-2巻, pp. 741-742, 1999.
- 111) 山田親文, 飯場正紀, Myslimaj Bujar, 井上清孝, 関雅英, 長谷川治, 八橋元治, 安井義信, 秋元将男: 住宅用免震装置の3次元振動台実験(その2) 水平2方向および上下動の免震装置. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 743-744, 1999.
- 112) 井上清孝, 飯場正紀, Myslimaj Bujar, 山田親文, 長谷川治, 関雅英, 八橋元治, 安井義信: 住宅用免震装置の3次元振動台実験(その3) 偏心荷重の影響. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 745-746, 1999.
- 113) 安井義信, 飯場正紀, Myslimaj Bujar, 山田親文, 井上清孝, 関雅英, 榎本孝雄: 住宅用免震装置の3次元振動台実験(その4) 変位抑制装置の効果. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 747-748, 1999.
- 114) 指田郁子, 飯場正紀, Myslimaj Bujar: 住宅用免震装置の3次元振動台実験(その5) 風用固定装置の地震時トリガー機能確認. 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 749-750, 1999.
- 115) A. Vafai, M. Hamidi, and G. Ahmadi: Numerical modeling of MDOF structures with sliding supports using rigid-plastic link, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 30, pp. 27-42, 2000.12.
- 116) 沢辺浩, 栗田哲, 杉村義広: 剛滑り支承免震建物の地震応答解析法に関する基礎的研究, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp. 1689-1694, 2002.
- 117) 玉木利裕, 小川一志: 摩擦減衰型免震装置の実験的研究(その1 振動台実験). 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 695-696, 1998.
- 118) 柴田康弘, 奥岳史, 坂田利史, 岡本修一, 柴田耕一: すべり摩擦型免震構造の振動応答解析に関する研究 摩擦係数の分布とディンプルすべり支承上の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, No. 545, pp. 63-69, 2001.7.
- 119) 山本利弘, 藤谷義信, 藤井大地: 摩擦・接触要素を含む構造物の非線型振動解析について 多自由度系と免震への適用, 日本建築学会構造系論文集, No. 483, pp. 71-79, 1996.5.
- 120) 栗田哲, 千葉大輔, 杉村義広: 剛滑り支承建物のせん断多質点系応答解析法, 日本建築学会構造系論文集, No. 574, pp. 69-76, 2003.12.
- 121) 花井勉, 福和伸夫, 森保宏, 皆川隆之: 地盤周期に着目した戸建て免震戸建て住宅の簡易応答評価法, 日本建築学会構造系論文集, No. 555, pp. 51-58, 2002.5.
- 122) 花井勉, 福和伸夫, 森保宏, 皆川隆之: 免震層変位を制限した戸建て免震住宅の耐震等級対応法とライフサイクルコスト評価, 日本建築学会構造系論文集, No. 572, pp. 89-96, 2003.10.
- 123) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99), Chapter 21 Special Provisions for Seismic Design, *American Concrete Institute*, 2005.
- 124) 官報: 建設省告示第1461号, 平成12年5月31日.
- 125) 梅村恒, Dinh V. Thuat, 市之瀬敏勝: RC建物の地震応答変位評価 —その1 応答スペクトル及び包絡形状が等しい模擬地震動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 677-678, 2001.9.
- 126) 呉相勲, 山田哲, 秋山宏: 梁柱耐力比及び剛性比を考慮した梁降伏型鋼構造多層骨組の損傷分布則, 日

- 本建築学会構造系論文集, No. 506, pp. 171–177, 1998.4.
- 127) 林康裕, 宮腰淳一, 田村和夫, 川瀬博: 1995年兵庫県南部地震の低層建物被害率に基づく最大地動速度の推定, 日本建築学会構造系論文集, pp. 59–66, 1997.10.
- 128) 丸橋奈々子, J.L.D. コスタ, M.P. ニールセン, 市之瀬敏勝: 剛塑性モデルを用いた地震応答の非対称性に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 598, pp. 75–80, 2005.12.
- 129) Pacific Earthquake Engineering Research Center Strong Motion Database: Website of the pacific earthquake engineering research center. <http://peer.berkeley.edu/smcat/>.
- 130) 日比野陽, 市之瀬敏勝: 強震を受ける2層鋼構造建物で塑性変形が卓越する層を予測する方法, 日本建築学会構造系論文集, No. 606, pp. 105–111, 2006.8.

発表論文リスト

本研究に関連して著者が発表した論文

審査有り論文

1. 日比野陽, 市之瀬敏勝: 鋼構造骨組の地震時塑性エネルギー分布に及ぼす柱梁耐力比の影響, 構造工学論文集, Vol.51B, pp.277-284, 2005.3
2. 日比野陽, 市之瀬敏勝 RC 骨組の地震時塑性率に及ぼす柱梁耐力比の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.27, No.2, 2005.6
3. 日比野陽, 市之瀬敏勝: 強震を受ける 2 層鋼構造建物で塑性変形が卓越する層を予測する方法, 日本建築学会構造系論文集, No.606, pp.105-111, 2006.8
4. 日比野陽, 市之瀬敏勝: 強震を受ける戸建て免震建物の応答-剛塑性理論に基づく検討-, 構造工学論文集, Vol.53B, 2007.3 (査読・審査中)

審査無し論文

1. 日比野陽, 梅村恒, 市之瀬敏勝: 鋼構造骨組の地震エネルギー入力則, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), 2004.8
2. 日比野陽, 市之瀬敏勝: 鋼構造骨組の柱梁耐力比と地震時塑性エネルギー分布, 日本建築学会大会東海支部研究報告集, No.43, 2005.2
3. 日比野陽, 戸澤高志, J.L. Domingues Costa, Mogens Peter Nielsen, 市之瀬敏勝: Dynamic Response of Rigid-Plastic Model (Part2: Column Collapse Type Model), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.391-392, 2005.9
4. 戸澤高志, 日比野陽, J.L. Domingues Costa, Mogens Peter Nielsen, 市之瀬敏勝: Dynamic Response of Rigid-Plastic Model (Part3: Beam Collapse Type Model), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.393-394, 2005.9
5. 日比野陽, 市之瀬敏勝: 強震を受ける 2 層鋼構造建物で塑性変形が卓越する層を予測する方法, 日本建築学会学術講演梗概集 (関東), 2006.9
6. 日比野陽, 市之瀬敏勝: 強震を受ける剛滑り支承免震戸建て住宅の応答-剛塑性理論に基づく検討-, 日本建築学会東海支部研究報告集, No.45, 2007.2 (投稿中)

本研究に関連せず著者が発表した論文

審査有り論文

1. 脇田直弥, 日比野陽, 早瀬友晴, 市之瀬敏勝: 構造力学教育ソフトウェアの開発, 日本建築学会技術報告集, No.17, pp.525-530, 2003.6
2. Yo HIBINO, Nanako MARUBASHI, Hisashi UMEMURA, Toshikatsu ICHINOSE: EVALUATION OF SEISMIC RESPONSE FOR BUILDINGS USING STORY-SHEAR-SAFETY FACTOR BASED ON ENERGY PRINCIPLE, Proceedings of the ninth East Asia-pacific conference on Structural Engineering and Construction, 2003.12
3. Nanako MARUBASHI, Yo HIBINO, Hisashi UMEMURA, Toshikatsu ICHINOSE: PROBABILISTIC ESTIMATION OF SEISMIC RESPONSE OF BUILDINGS CONSIDERING UNCERTAINTY OF COLLAPSE MODE, Proceedings of the ninth East Asia-pacific conference on Structural Engineering and Construction, 2003.12
4. Yo HIBINO, Hisashi UMEMURA, Toshikatsu ICHINOSE: New Method for Estimating Seismic Response of Frame Structures Considering Collapse Mechanism, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, pp.2357, 2004.8

審査無し論文

1. 脇田直弥, 早瀬友晴, 市之瀬敏勝, 日比野陽: 構造力学教育ソフトウェアの開発 (その 1: ソフトウェアの概要), 日本建築学会大会東海支部研究報告集, No.40, pp.149-152, 2002.2
2. 早瀬友晴, 脇田直弥, 市之瀬敏勝, 日比野陽: 構造力学教育ソフトウェアの開発 (その 2: ソフトウェアを使用した授業の提案), 日本建築学会大会東海支部研究報告集, No.40, pp.152-156, 2002.2
3. 日比野陽, 脇田直弥, 市之瀬敏勝, 田川歩: 模型実験を用いた構造力学教育の提案, 日本建築学会大会東海支部研究報告集, No.41, 2003.2
4. 日比野陽, 脇田直弥, 市之瀬敏勝, 山崎良太郎: 模型実験を用いた構造力学教育の提案 (その 1 模型実験の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 2003.9
5. 日比野陽, 脇田直弥, 市之瀬敏勝, 山崎良太郎: 模型実験を用いた構造力学教育の提案 (その 2 模型実験を用いた授業), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 2003.9
6. 日比野陽, 梅村恒, 市之瀬敏勝, 伊藤陽祐: 多層骨組の地震応答と崩壊エネルギー, 日本建築学会大会東海支部研究報告集, No.42, 2004.2
7. 花井伸明, 戸澤高志, 高橋憲之, 市之瀬敏勝, 日比野陽: RC 小梁主筋の定着方法に関する提案, 日本建築学会東海支部研究報告集, No.44, pp.237-240, 2006.2
8. 花井伸明, 青木裕哉, 西健太郎, 日比野陽, 市之瀬敏勝, 小杉一正, 谷垣正治: 粗い間隔でアラミド繊維補強を施した壁付き RC 柱に関する実験その 1 高軸力化における変形性能, 日本建築学会東海支部研究報告集, No.45, 2007.2 (投稿中)

9. 西健太郎, 三吉怜, 花井伸明, 日比野陽, 市之瀬敏勝, 小杉一正, 谷垣正治: 粗い間隔でアラミド繊維補強を施した壁付き RC 柱に関する実験 その 2 付着割裂柱と極短柱, 日本建築学会東海支部研究報告集, No.45, 2007.2 (投稿中)

謝辞

本論文は名古屋工業大学教授・市之瀬敏勝博士の御指導のもとで行った研究をまとめたものです。市之瀬敏勝先生には、学部4年生から約6年間に渡り、研究についてのみならず、研究者となるために必要な知識や取組む姿勢等、私の大学生活の多岐にわたり、終始的確な御指導を頂きました。昨年は、米国Purdue大学への短期留学をさせて頂き、米国の研究者との交流や、授業への参加など、数多くの貴重な経験をさせて頂きました。今日の私があるのは、先生の御陰であるといっても過言ではありません。心より感謝と御礼申し上げます。

本論文の審査にあたり適切なる御指導を賜りました、名古屋工業大学教授・後藤芳顯博士、同助教授・井戸田秀樹博士、並びに趙衍剛博士には心より御礼申し上げます。

本研究にあたり、名古屋工業大学助教授・梅村恒博士には研究室に配属されてから今日まで、研究や大学生活等に関して数々の御指導、御助言を頂きました。今日、研究者として歩んでこられたことは梅村恒先生の御指導、御助言によるところが多く、私を導いて頂きました。約6年間に渡り、本当に多くを教えて頂きました。心より感謝と御礼申し上げます。同助手・佐藤篤司博士には様々な御助言や御意見を頂きました。佐藤篤司先生のいつも絶やさぬ笑顔と前向きな御姿勢は幾度も私の心を和まし、勇気づけていただきました。研究に対するひたむきさや熱心さは研究者のお手本のように感じられました。心より感謝と御礼申し上げます。同技官・若松慎三氏には、大学生活や実験において多大なる御協力を頂きました。若松慎三氏とのフランクな会話にはいつも楽しませて頂きました。心より御礼申し上げます。

博士後期課程時代に研究室で共に生活した学生諸兄、諸氏には大変お世話になりました。川崎重工業株式会社・青野松雄氏には、研究中に終始温かい御言葉を頂き、そのたびに心が落ち着きました。いつも精力的に研究に取り組む御姿には驚かされるとともに、見るたびに私も頑張らねばという意欲が湧いてきました。心より感謝と御礼申し上げます。同期生の花井申明氏とは、研究についてや研究室の上級生としてお互いに数多くの意見を交わしました。実験を行った際には多くの御助言、御援助を頂き、無事に終えることができたことは偏に花井氏の御陰であると思っております。心より感謝と御礼申し上げます。学部・修士時代に生活をともにし、学びあった同期生、MID都市開発株式会社・中村和人氏、わかば東海エステートコンサルタンツ株式会社・野田聡氏には大変御世話になりました。研究室に配属されてから修了までに加え今日に至るまで、数多くの意見をかわし援助していただきました。心より感謝と御礼申し上げます。学部生時代からの同期生、丸橋奈々子さんとは、互いに切磋琢磨し、大学院生活の多くをともにするとともに、幾度も援助いただきました。丸橋奈々子さんの明るく元気な姿にはいつも元気づけられました。心から感謝と御礼申し上げます。博士前期課程2年の高橋憲之氏、同西健太郎氏、同新田兼也氏とは約3年間でしたが、分け隔てなく話のできる研究室の仲間として、多くを語り、楽しませて頂きました。

3氏とも弟のようで憎めないこともあり、手を焼いたこと覚えています。今日まで楽しく充実した研究室生活を送れたこと、心より感謝申し上げます。博士前期課程1年の何庸氏、馬舒羽氏とはすれ違いが多く、あまり多く話をするにはできませんでした。時に中国の話などをして談笑したことを覚えています。約2年間御世話になりました。心より感謝申し上げます。同1年の寺西優子さんとは約1年間だったにもかかわらず、数多くの話をし、共に笑いました。休日によく遊びに出掛けたことは、楽しく充実していたことを思い出します。私の最後の学生生活を楽しいものにしてくれたこと、心から感謝申し上げます。学部4年生の青木裕哉氏、鈴木浩章氏、三吉怜氏、Lukman氏、同・梅村研究室の本田健二氏とは学年こそ離れていましたが、友達のように話し、楽しませて頂きました。心より感謝申し上げます。最後に、志し半ばで亡くなった故戴鵬氏とは、共に研究をする予定であったのにそれができなかったことが無念でなりません。私自身ももっと真剣に向き合い、研究について助言できたのではないかと思ってしまうことは痛恨の極みであり、お詫びの言葉も見つかりません。どうか安らかにお休みください。そしてもし出来るならば、また元気に笑ってください。共にいる時間は本当にわずかでしたが、楽しく話をしたことを覚えています。心より感謝申し上げます。

一昨年まで研究室に在籍していた日揮株式会社・西村公佑氏、株式会社大林組・山崎良太郎氏、西松建設株式会社・久米敬之氏、大林組株式会社・佐藤和哉氏、鹿島建設株式会社・松井健氏、昨年まで在籍していた、日揮株式会社・伊藤陽祐氏、株式会社竹中工務店・平林聖尊氏、同・戸澤高志氏、大成建設株式会社・高木陽平氏、スターツCAM株式会社・野村麻美子さんらとは楽しい学生生活を送らせて頂きました。心より感謝申し上げます。

研究室元秘書・福島孝子さん、武田はやみさんには、事務手続きのお手伝いのみならず、私を含め、温かく接していただいたこと心より感謝と御礼申し上げます。

以上のほか、多くの方のご援助により本論文はまとめることができました。感謝の意を込めて厚く御礼申し上げます。最後に、私を育て、大学院博士後期課程に進学させてくれた父、母に心から感謝申し上げます。

2006年12月17日

日比野 陽