

弾塑性極限外乱法と制振システムを用いた
レジリエント建築の設計法

明橋 弘樹

目次

1章 序

1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	3
1.2.1 ダンパーの最適設計	3
1.2.2 極限外乱法とインパルスによる地震動の置換	5
1.2.3 レジリエンス	7
1.3 研究の目的	11
1.4 論文の構成	12
参考文献	19

I部: 極限的ダブルインパルスに対する最適設計

2章 極限的ダブルインパルスを受ける弾塑性多層建物に対する粘性ダンパー最適設計法

2.1 序	26
2.2 ダブルインパルス入力と弾塑性多層建物モデルに対するその極限性	28
2.2.1 ダブルインパルス (DI)	28
2.2.2 弾塑性多自由度系に対する入力タイミングの極限性	30
2.2.3 DIをダンパー設計に用いる意義と利点	31
2.3 粘性ダンパー最適設計問題とその解法	32
2.4 数値例題	35
2.4.1 建物モデル	35
2.4.2 提案手法の適用結果	36
2.5 ダンパー設計のための入力速度レベル決定法	41
2.5.1 弾性1自由度系へのDI及び記録地震動による入力エネルギー	42
2.5.2 弾性比例減衰多自由度系のDI及び記録地震動によるエネルギー応答	46
2.5.3 弾塑性多自由度系のDI及び記録地震動によるエネルギー応答と 変位応答の比較	50
2.5.4 エネルギー応答特性を考慮した粘性ダンパー設計法	52
2.6 結論	56
参考文献	58
Appendix 2-1 DIと1サイクル正弦波の入力レベル	61
Appendix 2-2 極限的DIに対する時刻歴応答解析	62

3 章 伝達関数及びダブルインパルスによるダンパー設計法の弾塑性応答への有効性に関する比較検討	
3.1 序	63
3.2 固有円振動数における伝達関数振幅を目的関数とするダンパー最適配置	64
3.3 極限的ダブルインパルス (DI) を用いるダンパー最適配置	65
3.4 ダンパー未設置モデルの弾塑性応答における弾性高次モードの影響	66
3.5 1-3 次モードダンパー最適配置及び DI によるダンパー配置の例	67
3.6 種々の基準で最適化されたダンパー配置の 1-3 次モードへの有効性	69
3.7 Incremental Dynamic Analysis (IDA) の実行例	70
3.8 ダンパー配置の違いが DIP に対する塑性変形特性に与える影響	72
3.9 結論	77
参考文献	78
Appendix 3-1 付加減衰係数の総量を変動させた場合のダンパー最適配置	79
4 章 極限的ダブルインパルスを受ける弾塑性多層建物に対する剛性・付加減衰の同時最適化	
4.1 序	82
4.2 弾塑性多層建物に対する層剛性・付加減衰の同時最適化問題	84
4.2.1 層剛性・付加減衰の同時設計の意義	84
4.2.2 層剛性・付加減衰の同時最適化問題とその解法	84
4.3 数値例題	87
4.4 設計後のモデルに対する DIP 解析	92
4.5 設計後モデルの等価 1 サイクル正弦波に対する加速度応答	94
4.6 記録地震動に対する層間変形の比較	96
4.7 結論	97
参考文献	97
II 部: 擬似ダブルインパルスによる弾塑性極限応答の近似閉形表現	
5 章 断層近傍地震動に対する多自由度系の弾塑性極限応答シミュレーションのための擬似ダブルインパルス	
5.1 序	99
5.2 DI に対する変位・エネルギー応答特性	100
5.2.1 弾性 1 自由度系の DI に対する変位・エネルギー応答	103

5.2.2	弾性比例減衰多自由度系の DI に対する変位・エネルギー応答	104
5.2.3	弾性非比例減衰多自由度系の DI に対する変位・エネルギー応答	104
5.3	擬似 DI の概念と多自由度系の変位・エネルギー応答特性	106
5.3.1	弾性比例減衰多自由度系の擬似 DI に対する変位・エネルギー応答	106
5.3.2	弾性非比例減衰多自由度系の擬似 DI に対する変位・エネルギー応答	107
5.3.3	擬似 DI の極限的入力タイミング	109
5.4	時刻歴応答解析による DI と擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する 弾性応答の比較	110
5.4.1	建物モデル	110
5.4.2	弾性応答の比較	111
5.5	時刻歴応答解析による擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する 弾塑性応答の比較	119
5.6	時刻歴応答解析による記録地震動・DI・擬似 DI・1 サイクル正弦波に対する弾 塑性多自由度系の応答の比較	123
5.7	結論	125
	参考文献	127
	Appendix 5-1 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する 1 自由度系の弾性応答	129
	Appendix 5-2 DI 及び擬似 DI に対するエネルギー伝達関数	131
	Appendix 5-3 DI 及び擬似 DI に対する加速度伝達関数	136
	Appendix 5-4 弾性比例減衰多自由度系の極限的擬似 DI に対する 最大応答の位相特性	140
	Appendix 5-5 高次モードに共振する場合の擬似 DI	142

6 章 断層近傍地震動を模擬した擬似ダブルインパルスを受ける多層建物の

弾塑性極限変位応答の近似閉形表現

6.1	序	144
6.2	擬似ダブルインパルス (擬似 DI)	145
6.2.1	DI と擬似 DI	146
6.2.2	影響ベクトルが非減衰 1 次刺激関数に等しい場合のモーダルカップリング	146
6.3	モード更新型エネルギーバランスアプローチ (Updated mode-controlled energy-based approach: UMEA)	148
6.3.1	UMEA の概念	148
6.3.2	モーダルカップリングと UMEA の関係	151
6.4	極限的擬似 DI に対する最大層間変形の近似閉形表現の導出	151

6.5	数値例題	157
6.5.1	擬似 DI に対する時刻歴応答解析結果と近似閉形表現の比較	158
6.5.2	等価 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析結果と近似閉形表現の比較	159
6.5.3	最大層間変形の極限性の検証	161
6.5.4	擬似 DI と 1 サイクル正弦波及び断層近傍の記録地震動に対する 応答の比較	163
6.6	結論	166
	参考文献	168
	Appendix 6-1 高層建物モデルに関する検討	169
	Appendix 6-2 構造減衰を有する弾塑性多自由度系の極限的擬似 DI に対する 最大層間変形の近似閉形表現	170
	Appendix 6-3 非減衰多自由度系に対する擬似 DI の極限的時間間隔の 近似閉形表現	174
	Appendix 6-4 弾塑性平面骨組への提案手法の適用	180

III 部：記録地震動及び伝達関数に対するダンパーの最適設計

7 章	マルチレベル地震動に対するロバストなダンパー設計と理想応答曲線	
7.1	序	182
7.2	理想応答曲線 IDRC 生成問題	183
7.2.1	IDRC とロバストなダンパー設計の概念	184
7.2.2	IDRC 生成問題の定式化	186
7.2.3	アルゴリズム	186
7.3	数値例題	189
7.3.1	モデル	189
7.3.2	粘性ダンパーの最適設計	189
7.3.3	粘性ダンパー設計後のモデルに対する IDA 解析	195
7.3.4	履歴ダンパーの最適設計	196
7.3.5	履歴ダンパー設計後のモデルに対する IDA 解析	202
7.4	ロバスト最適設計問題	203
7.4.1	最適化問題とアルゴリズム	203
7.4.2	数値例題	204
7.5	結論	205
	参考文献	206

8 章	下限伝達関数に基づく粘性ダンパー最適設計法と多数モードへの有効性	
8.1	序	208
8.2	最適設計問題	209
8.2.1	単一の振動数での伝達関数振幅を目的関数とするダンパー最適配置	211
8.2.2	下限伝達関数の意義とその作成法	211
8.2.3	幅広い振動数域を対象としたダンパー最適設計問題とその解法	214
8.3	せん断質点系に対する数値例題	216
8.4	平面骨組モデルに対する数値例題	220
8.5	結論	223
	参考文献	225
	Appendix 8-1 高層建物モデルに関する検討	226
9 章	大振幅レベル地震動を受ける弾塑性平面骨組へのダンパー逆置換を介した粘性ダンパー最適配置	
9.1	序	228
9.2	弾塑性平面骨組モデルに対する粘性ダンパー最適化問題とその意義	229
9.2.1	線形弾性平面骨組モデルと1次モードが等価なせん断質点系	231
9.2.2	付加減衰を有する等価せん断質点系の平面骨組モデルへの逆置換	233
9.2.3	粘性ダンパー最適配置問題	236
9.2.4	アルゴリズム	236
9.3	数値例題	238
9.3.1	モデル	239
9.3.2	最適化結果	240
9.3.3	理想応答曲線とIDA曲線の比較	244
9.4	結論	246
	参考文献	247
	Appendix 9-1 提案手法における近傍探索の詳細	248
	Appendix 9-2 極限的DIに対するダンパー最適設計	249
10 章	弾塑性多層建物に対する履歴ダンパーの実数値GAと局所探索を組み合わせた大域最適設計法	
10.1	序	257
10.2	履歴ダンパー最適配置問題と配置アルゴリズム	259
10.2.1	既往のダンパー設計法	259

10.2.2	実数値 GA の一般的な GA に対する利点	260
10.2.3	履歴ダンパー最適配置問題	262
10.2.4	実数値 GA と局所探索を組み合わせたダンパー設計アルゴリズム	262
10.3	数値例題による提案手法の精度検証	266
10.3.1	モデルパラメーター	266
10.3.2	数値例題	267
10.3.3	入力地震動の数が最適化に及ぼす影響	271
10.4	結論	276
	参考文献	276
	Appendix 10-1 付加剛性の総和一定下での個体のランダム生成法に関する補足	278

IV 部：不確実性を考慮したレジリエンスに基づく設計

11 章 系統別復旧シナリオに基づくレジリエンス性能評価モデルと 粘性ダンパーによるレジリエンス性能の改善

11.1	序	279
11.2	建物のレジリエンス・復旧時間モデル	280
11.2.1	レジリエンス・復旧時間モデルの基本的な考え方	280
11.2.2	設備・非構造の修復に要する時間の評価方法	280
11.2.3	構造体の修復に要する時間の評価方法	284
11.2.4	機能回復過程の例	284
11.3	異なる基準で最適化されたダンパー配置の違いが復旧時間に及ぼす影響	286
11.3.1	モデル	286
11.3.2	数値例題	288
11.3.2.1	変形及び頂部加速度を最適化するダンパー配置の比較	288
11.3.2.2	1-3 次モード最適ダンパー配置の比較	291
11.4	復旧時間を目的関数とするダンパー配置最適化	296
11.4.1	復旧時間最適化アルゴリズム	296
11.4.1.1	復旧シナリオを指定したアルゴリズム	297
11.4.1.2	復旧シナリオを指定しないアルゴリズム	300
11.4.1.3	ダンパー量を変動させた場合のアルゴリズム	300
11.4.2	数値例題	301
11.5	結論	306
	参考文献	307

12 章	長周期長時間地震動に対する弾塑性高層建物のレジリエンス評価のための 擬似マルチインパルス	
12.1	序	308
12.2	擬似マルチインパルス（擬似 MI）とその入力タイミングに関する極限性	310
12.2.1	擬似 MI	311
12.2.2	擬似 MI の入力タイミングに関する極限性	312
12.3	シングルインパルス（SI）に対する弾性多自由度系の変位応答と地動加速度及び 影響ベクトルが非減衰 1 次刺激関数に等しい水平外力に関する伝達関数	313
12.3.1	比例減衰系及び非比例減衰系の SI に対する弾性変位応答	313
12.3.2	比例減衰系及び非比例減衰系の地動加速度及び影響ベクトルが 非減衰 1 次刺激関数に等しい水平外力に関する伝達関数	315
12.4	数値例題	316
12.4.1	弾性モデル	316
12.4.2	弾塑性モデル	321
12.4.3	2 次モードに共振する場合への擬似 MI の適用性に関する検証	323
12.5	長周期長時間地震動下における弾塑性高層建物への入力エネルギー及び 累積塑性変形倍率に関する検討	325
12.5.1	擬似 MI による弾性モデル及び弾塑性モデルへの入力エネルギー増分	325
12.5.2	長周期長時間地震動下における弾塑性高層建物の累積塑性変形倍率	325
12.6	長周期長時間地震動下における弾塑性高層建物のレジリエンス評価	327
12.6.1	建物のレジリエンス評価法	327
12.6.2	数値例題	332
12.7	結論	339
	参考文献	340
	Appendix 12-1 長時間地震動に対する部材の疲労損傷限界に関する検討	342
13 章	結論	343
	発表論文リスト	351

1 章 序

1.1 研究の背景

近年、耐震性能の高い建物であっても被害を免れることのできないような、大振幅レベルの地震動が観測されており、設計時の想定レベルを上回るような地震動に対する安全性も考慮した設計が必要とされている。このような安全性を考慮した例として、従来の耐震建物を対象とした設計では基本的に全体崩壊系が指向されてきた。一方、制振建物の設計では通常、建物応答を弾性範囲に留めることが目標とされる。制振建物の設計手順においても一般に、部材等の安全率を考慮して弾性範囲で設計が行われる。このような背景もあり、ダンパー最適化に関する既往研究の多くでは建物の弾性応答のみを扱っており、弾塑性建物に対するダンパー最適化を扱った研究はほとんど存在しない。建物の弾性応答のみを考慮して設計を行う場合、最適化に用いたものよりも大きなレベルの地震動に対する安全性は、各部材に対して設定した安全率の大きさ及びそれらの間のバランスに依存する。単に法律で規定される最低値を安全率に採用してしまうと、ダンパー付加及び構造部材の塑性化による構造物全体の力学的特性の変化を十分に考慮できずに、耐力は高いが粘り強くはない設計となる恐れがある。このような設計の例を Fig. 1-1 に青色鎖線で示す。一方、同図中に示す赤色実線は、青色鎖線の設計よりも弾性耐力がわずかに低減するものの、優れた粘り強さを有する設計である。本論文では、このような設計をロバスト性の高い設計と呼ぶ。コスト面及び実用上の制約を考えれば弾性耐力を際限なく高めることは不可能であり、現実的なコストの範囲で大振幅レベル地震動に対してロバスト性の高い設計を実現する方法が構築されなければならない (Fig. 1-1)。

また上述の問題に関連して、最適化に用いる地震動の合理的な選択方法も確立されていない。最適化に用いる地震動は得られる設計に大きな影響を及ぼすため、慎重に選択する必要がある。例えば、ランダム位相地震動のみを用いて最適化を行った場合、長周期長時間地震動やパルス性地震動といった特徴的な性質を有する地震動に対して脆弱な性能低下を示す恐れがある。特に、継続時間の短いパルス性地震動に対する粘性ダンパーの応答低減効果は高いとはいえない。このような地震動に対しては、応答を弾性範囲に留めることが困難であったとしても、特定層への変形集中は防がなければならない。日本の都市部における高層建物は長周期長時間地震動やパルス性地震動を経験する可能性があるため、入力地震動の不確実性をダンパー最適化において合理的に扱う方法を確立し、様々な性質の地震動に対して安全性を確保する必要がある (Fig. 1-2)。

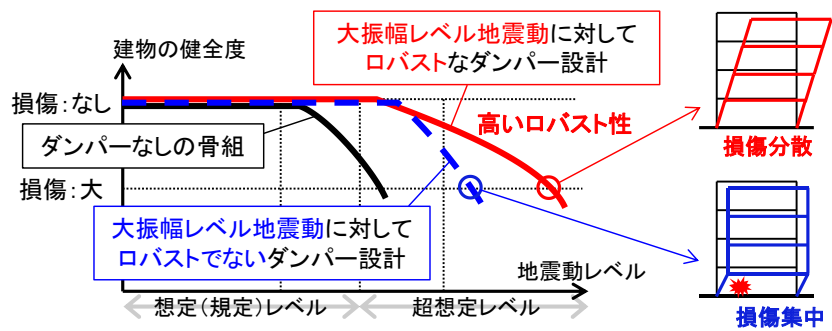


Fig. 1-1 ロバスト性の高いダンパー設計

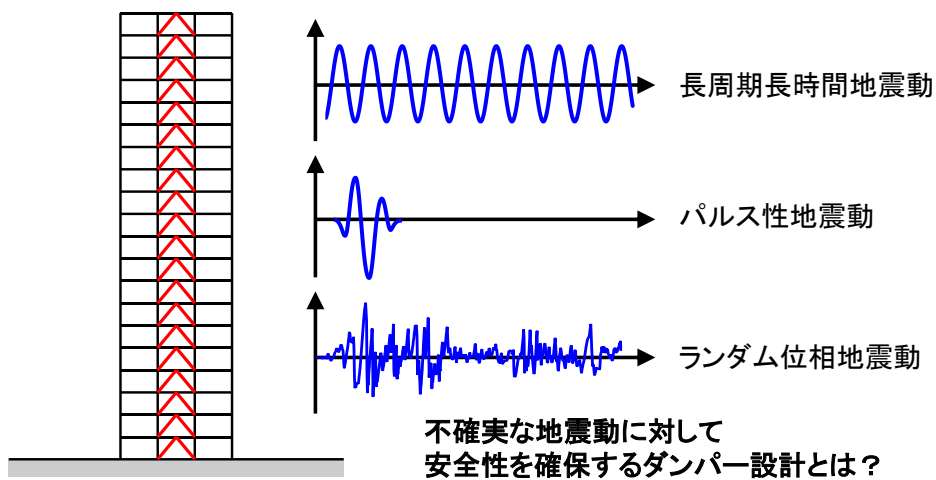


Fig. 1-2 ダンパーによる様々な性質の地震動に対する安全性の確保

以上のような構造安全性の議論に加えて、建物のレジリエンス性能、すなわち災害に対する早期復旧及び継続使用性への社会的な要求が近年高まりつつある。従来の制振建物の設計では構造体の損傷抑制が第一の目的とされてきたが、設備・非構造の損傷も建物の継続使用性や復旧性を阻害する。また、不確実性及び外的要因（復旧人員の不足、作業の遅延、ライフライン・インフラストラクチャーの機能障害、想定外事象の発生等）も建物のレジリエンス性能に影響する。従って、不確実性を考慮したレジリエンス性能評価法及び建物全体としての復旧性を考慮した構造設計法が確立されなければならない（Fig. 1-3）。

1.2 節では、以上に述べた本論文で解決すべき課題に関連して、ダンパー最適設計、極限外乱法及びレジリエンスに関する既往研究をまとめる。

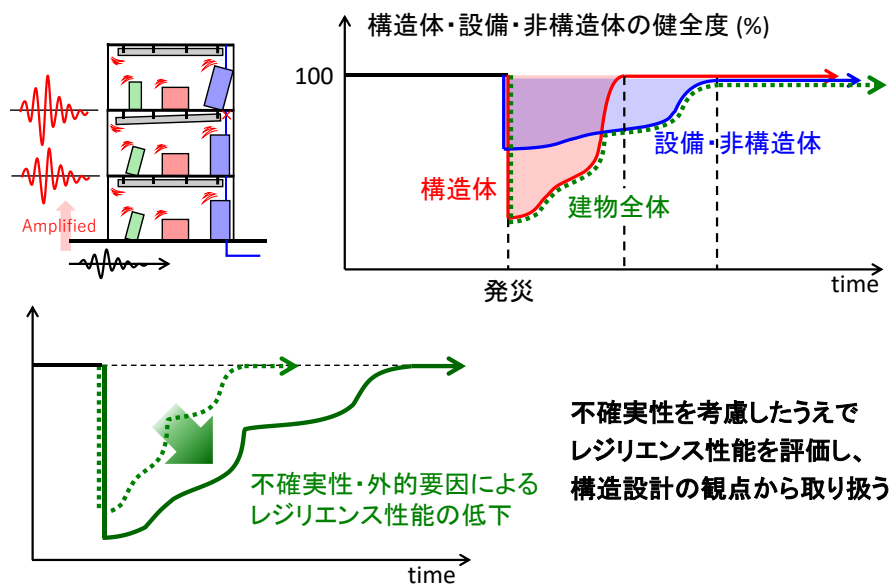


Fig. 1-3 建物のレジリエンス性能とその不確実性

1.2 既往の研究

1.2.1 ダンパーの最適設計

建物の層間に用いる振動制御装置として、様々な種類のパッシブダンパーが開発されてきた (Fig1-4)。特に粘性系ダンパーは、履歴ダンパー等の他種ダンパーと比べて高価であるものの、変形のみならず加速度応答も低減可能であるため、世界中で広く用いられている。粘性系ダンパーを中心として、パッシブダンパーの最適設計法及び合理的設計法に関する研究がこれまでに多くの研究者によって取り組まれてきた (総説として Takewaki (2009), Lagaros (2012), De Domenico et al. (2019), Takewaki and Akehashi (2021))。ダンパー設計法をアルゴリズムとして構築した研究は Zhang and Soong (1992)に端を発する。Zhang and Soong (1992)の提案した順次検索アルゴリズム (Sequential Search Algorithm: SSA) はダンパーの最適な位置を順序的に見出すもので、後に Garcia (2001)は SSA をさらにシンプルなものとした手法 (Simplified SSA: SSSA) を提案した。Takewaki (1997)は層間変形伝達関数の非減衰 1 次固有円振動数における振幅の総和を目的関数としたダンパー最適設計問題に対して、最適性条件を有効に扱った解法を提案した。Aydin et al. (2007)は Takewaki (1997)の方法をベアスシアに拡張している。Trombetti and Silvestri (2004)は質量比例減衰の実建物への適用性を検討している。ダンパー最適化問題では粘性系のダンパーが扱われることが多いものの、履歴系のダンパーに対する最適設計法も提案されている (Martínez et al. (2014))。また計算負荷・使用性・最適化精度等の観点から種々の最適化手法の比較研究も行われている (Silvestri and Trombetti (2007), Whittle et al. (2012))。

1.1 節で述べたように、ダンパーを用いる設計では建物応答を弾性範囲に留めることが目

標とされるため、弾塑性建物に対するダンパー最適化を扱った研究はほとんど存在せず、ごく限られている（例えば Attard (2007), Idels and Lavan (2020)）。日本、イタリア、カリフォルニアや台湾等の特定の国・地域を除く諸外国では、規模・頻度の観点から地震被害は差し迫った問題ではなく、弾塑性建物に対するダンパー最適化の意義は十分に理解されがたい。また弾塑性建物を対象としてダンパー最適化を行う場合、弾塑性応答に起因して最適化問題の非線形性が強くなるため、従来の設計法では十分な精度が保たれず、局所最適解に陥る恐れがある。しかし、近年日本で観測されている大振幅レベル地震動に対する安全性を保證するダンパー設計を実現するためには、弾塑性建物に対するダンパー最適設計法を構築する必要がある（Fig. 1-5）。

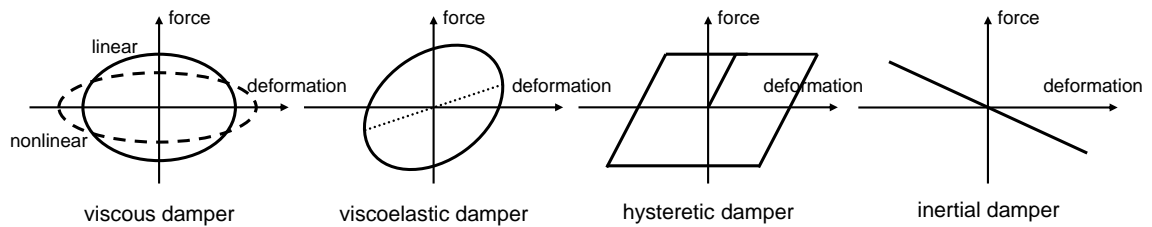


Fig. 1-4 様々な種類のパッシブダンパー

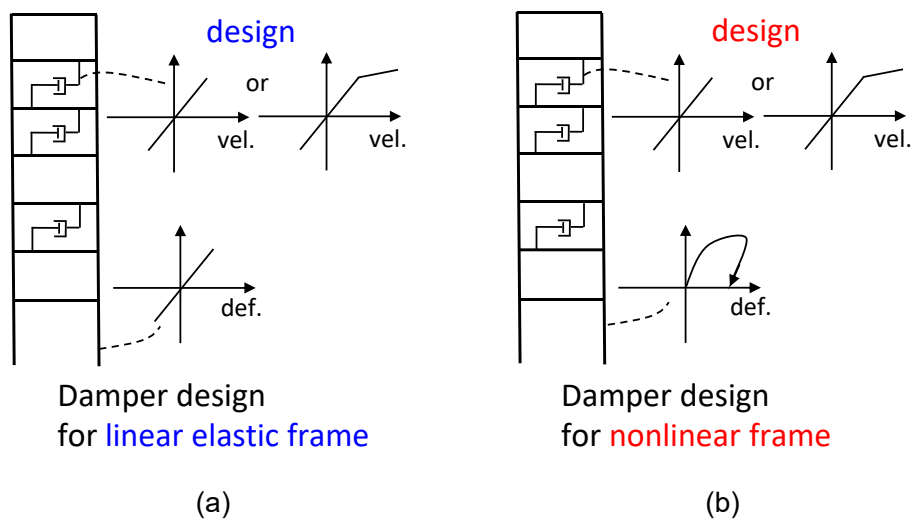


Fig. 1-5 構造モデルの弾塑性応答の考慮の有無によるダンパー設計法の分類, (a) 弾性建物を対象とした従来の設計, (b) 弾塑性建物に対する設計

1.2.2 極限外乱法とインパルスによる地震動の置換

構造物や制振装置、地盤、地震その他あらゆるモノ・現象の完全な計測・予測・モデル化は極めて困難であり、建築構造設計は様々な不確実性の下で行われなければならない。断層破壊・伝播特性・(表層・深部)地盤特性を考慮してもなお建物が経験する地震動を正確に予測することは現在の知見を以ってしても困難であり、また建築構造物は材料本来のばらつき・経年劣化・施工の精度等に起因する不確実性を有する。これらの不確かさを構造設計において的確に扱う方法として、極限外乱法が存在する (Drenick (1970), Shinozuka (1970), Iyengar and Manohar (1987), Srinivasan et al. (1991), Abbas and Manohar (2002), Au (2006), Takewaki (2013))。極限外乱問題は一般に、ある制約条件下で建物応答を最大化する最悪な地震動を見出す逆問題である。弾塑性系に対する極限外乱を扱った研究は限られている。また弾塑性系に対する極限外乱を見出すには通常、多数の繰り返しを伴う数値解析が必要である。Iwan は調和外乱に対する弾塑性系の応答を超越方程式として導き (Iwan (1961), (1965a, b))、Caughey は等価線形化法を用いて弾塑性系の最大応答を近似的に導いた (Caughey (1960a, b))。これらの方法では、各入力振幅レベルに対する共振振動数を見出すために、入力振動数を繰り返し変更して数値解析を行う必要がある (Fig. 1-6)。

一方、Kojima and Takewaki (2015a, b)は極限外乱法に基づいて、地震動をインパルスに置換する方法を提案した。特に、断層近傍地震動の *fling-step* 入力を置換したものをダブルインパルス (DI)、長周期長時間地震動を置換したものをマルチインパルス (MI) という (Fig. 1-7)。従来の等価線形化法は構造モデルを変換する方法であるのに対して、入力を変換して弾塑性応答を直接扱うという新しい発想に基づいている。通常の記録地震動を扱う場合とは異なり、インパルス入力は振幅 (入力速度 V) と周期 (インパルス時間間隔 t_0) を解析上切り分けて扱うことが可能である。またインパルス入力に対して構造物には瞬間的に速度応答の変化が与えられ、それ以降は自由振動のみが生じるため、1自由度系の弾塑性応答をエネルギー平衡の観点から扱うことが容易である (Fig. 1-8)。これらの特性を有効活用することで、 V 一定下で弾塑性1自由度系の変位応答を最大化する t_0 (極限的タイミング) を繰り返しなしで見出すことが可能であり、最大応答を閉形表現として評価可能となる。

上述したように、エネルギー平衡の観点からインパルス入力に対する弾塑性1自由度系の変位極限応答を扱うことは容易である。しかし弾塑性多自由度系を扱う場合、インパルス入力により全てのモードは同時にかつ同程度に励起され (Fig. 1-9)、また弾塑性応答及び高次モード応答に起因して各質点の応答には位相差が生じる。従って、弾塑性多自由度系へのエネルギー平衡則の適用は困難であり、また極限的タイミングを繰り返しなしで見出すことも困難である。

一方、ダンパー最適設計問題に極限外乱法を適用すると、地震応答の上限値が確実に低減可能となるため、信頼性の高い合理的な方法である。これまでに弾性モデルに対して極限外

乱法を用いた最適ダンパー設計問題は存在するものの (Takewaki (2000))、弾塑性応答を直接考慮する場合の設計法は存在しない。これは、ダンパーの付加及び弾塑性応答によるモデルパラメーター・特性の変更に伴って極限外乱も変化し、最適設計問題と極限外乱問題を同時に解くことの計算負荷が過大なものとなるためである。ダンパー最適化において入力地震動の不確実性を合理的に扱うためには、インパルスによる極限外乱法を高度化し、弾塑性多自由度系へ適用可能とする必要がある。

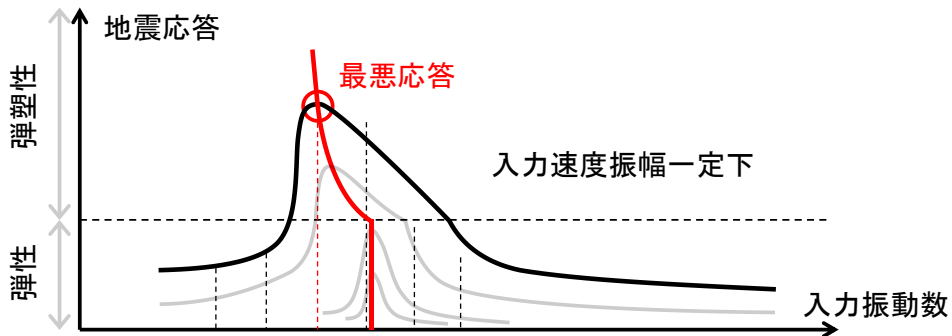


Fig. 1-6 入力速度振幅一定下における極限外乱

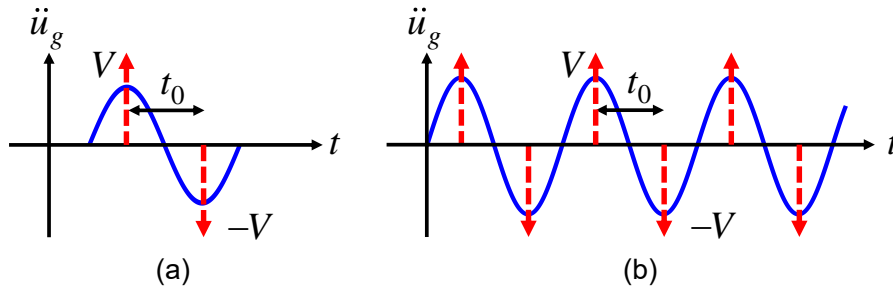


Fig. 1-7 インパルスによる地震動の置換, (a) ダブルインパルス, (b) マルチインパルス

Energy balance law

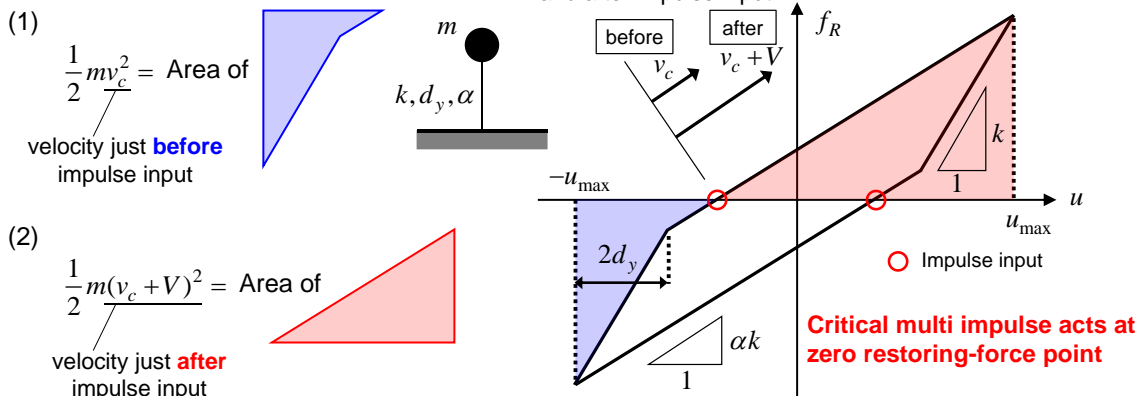


Fig. 1-8 極限的マルチインパルスに対する弾塑性 1 自由度系の最大変位応答導出の例

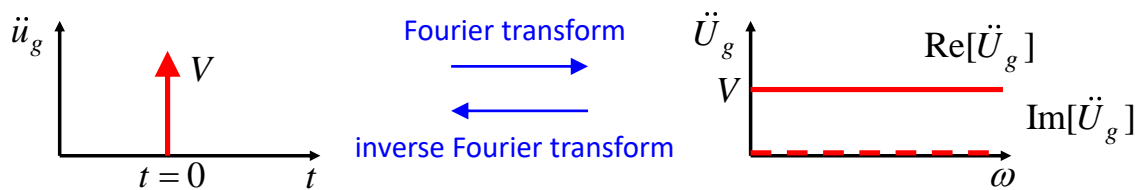


Fig. 1-9 単一のインパルス入力とそのフーリエ変換

1.2.3 レジリエンス

近年、建築・土木分野においてレジリエンスに関する研究が精力的に取り組まれている。当該分野においてレジリエンス評価を試みた代表的な研究として、Bruneau and Reinhorn (2006)の研究があげられる。Bruneau and Reinhorn (2006)はレジリエンスを表現する指標として、頑強性 (robustness)、冗長性 (redundancy)、資源可用性 (resourcefulness)、迅速性 (rapidity) の4つを挙げている。また、被災後から復旧までの建物・インフラストラクチャーの性能低下量の時間積分を小さくすることがレジリエンスを高めることになると定義している。米国では、Federal Emergency Management Agency (FEMA)と Applied Technology Council (ATC)の協働による性能設計法の開発が2006年頃より推し進められており、復旧時間が評価指標の一つとして取り入れられている (FEMA (2018))。性能評価が方法論として整理された他、計算ツール PACT が開発され、また構造部材・非構造・設備の脆弱性も収集されるなど、包括的な取り組みがなされている。日本においては、1994年ノースリッジ地震、1995年兵庫県南部地震及び1995年発行の Vision 2000 を経て、性能設計の考え方が広く普及していった。また、事業継続性 (BCP) の観点からの建物のレジリエンス性能 (能力) 評価法が検討されている (日本建築学会 (2020))。

レジリエンスという言葉の示す範囲は広く、対象とするモデル規模 (個々の建物、コミュニティ、ライフラインネットワーク等) 及び災害の種類 (台風、竜巻、水害、火災、感染症等) も様々である。建築構造分野のみで全てを尽くすことはできないが、以下では地震災害からの復旧に関する文献を中心として、既往研究を分類して取り上げる。

<レジリエンス性能の定量化に関する研究>

Cimellaro の研究グループはコミュニティのレジリエンス性能の定量化に精力的に取り組んでいる (Cimellaro et al. (2014), Cimellaro and Solari (2014), Zona (2020), Kammouh et al. (2020))。ここでいうレジリエンス性能とは復旧時間等の具体的なものではなく、resourcefulness や rapidity などの潜在的な能力を指す。Cimellaro et al. (2016)は人口、環境・生態系、組織、物理的・文化的社会資本、ライフスタイル、経済等を総合的に考慮したレジリエンス評価システム PEOPLES を構築している。

<建物の復旧時間に関する研究>

Comerio (2006)は downtime (使用できない時間) の rational, irrational な構成要素 (後者は不確実性が高くモデル化・予測が困難であるものをいう) について言及している。Mitrani-Reiser (2007)は性能設計法及びその評価指標を包括的に検討しており、間接的指標の1つとして downtime を扱っている。また irrational な構成要素が downtime に及ぼす影響も数値的に検討している。De Iuliis et al. (2019)はファジィロジックに基づいた建物の downtime 予測法を提案している。Cremen et al. (2020)は建物の修理時間の他に交通遮断・取引先企業の事業中断などの外的要因や回復性向上のための事前対策を含めた事業復旧時間の推定フレームワークを提案している。遠藤他 (2008)は設備機能の復旧過程の評価において、各機器の被害事象の相関を考慮することの重要性を主張している。山岸・仙名 (2012)は生産施設の復旧期間予測法として、イベントツリー解析を簡略化した手法を提案している。衣笠・向井 (2019)は理想修復時間という指標を提案しており、特に地震を受けた建物内における損傷の量・広がりや作業開始待ち時間を考慮している。岡野他 (2020)は建物の修復工程・修復期間のクリティカルパス法による算定法を提案した。特に、工種別の供給作業員数に関する制約を扱うことが可能な方法である。尚、クリティカルパス法は新規建設工事での工程管理手法として広く用いられる手法である。

尚、downtime, recovery time, repair time のいずれも復旧時間と訳すことが可能であるが、それぞれの意味には若干の違いが存在し、また文献によってニュアンスも異なるなど、完全な使い分けはされていない。

<リスク・レジリエンスの評価・分析に関する研究>

Porter et al. (2001)は建物の脆弱性 (vulnerability) を構成要素 (assembly) に基づいて評価する枠組みを提示した。Hutt et al. (2016)は構造体の改修・非構造体の耐力上昇・遅延の解消 (民間業者との事前契約による発災後の損傷検査の迅速化) 等の対策により、復旧時間及び経済的損失を大幅に低減可能であることを例証している。中村他 (2011)は建物構成要素の損傷相関が復旧時間に及ぼす影響について検討している。加藤他 (2014)は防災拠点ビルに必要な対策と機能をリスト化し、それらに基づいた機能評価法を提案している。片岡他 (2013)は各種インフラストラクチャーの相互依存性を考慮した復旧モデルを用いて、首都直下地震のケーススタディを行っている。鳥澤 (2014)は地震によるサプライチェーンの事業中断リスク評価法を構築し、ボトルネックとなる要素の特定及びリスク低減対策選定の意思決定支援が可能となることを示している。増田 (2014)は建物のレジリエンス向上に重要な観点を取りまとめたうえで、災害対応型の建物 (機能) 管理システムのインターフェースを紹介している。筒井他 (2016)は復旧日数を指標にした事業用建築物の地震リスク評価法を提案している。喜々津他 (2017)は東日本大震災での建物被害データを収集し、建物の継

続使用性及びその阻害要因の分析を行っている。伊藤 (2021)は地震を受けた鉄骨骨組の残余耐震性能診断法及び修復方法を整理している。これらの他、建設会社等の組織もレジリエンススペースの性能評価ツールの構築に取り組んでいる（例えば Beck et al. (1999), SEAONC Existing Buildings Committee (2011), Almufti and Willford (2013)）。

<インフラストラクチャー・ライフライン・コミュニティに関する研究>

Chang and Nojima (2001)は道路ネットワークの地震後復旧過程評価法を提案し、1994年 Northridge 地震及び兵庫県南部地震を対象とした数値例題を扱っている。Kang et al. (2008)はマトリックススペースの解析法により地震を受けた橋梁ネットワークの信頼性を評価している。Lantada et al. (2009)は個々の建物の損傷度を capacity spectrum を用いて評価し、都市のリスク解析を行っている。Cimellaro et al. (2010)は病院施設や地域の医療ネットワーク（病院施設群）の機能回復モデルを構築している。Porter and Ramer (2012), Guidotti et al. (2016), Kammouh et al. (2018)はライフライン・インフラストラクチャー（power, water, gas, telecom）の復旧時間を扱っており、特に Porter and Ramer (2012)は非構造要素の損傷も考慮した方法を示している。Burton et al. (2016)及び Lin and Wang (2017a, b)はコミュニティの復旧過程を個々の建物のレベルから扱っている。Ouyang (2014)は review 論文として、異なるインフラストラクチャー間の相互依存性を考慮した復旧過程モデリング・シミュレーション法に関する研究を総括している。Guidotti et al. (2019)は異なるライフライン間の（相互）依存性をそれらの復旧過程評価に組み込む方法を提案している。星谷・大野 (1987)は相互依存性を考慮してライフラインの復旧過程・機能評価を行っている。加藤・能島 (2015)は供給系ライフラインの地震時機能被害・復旧評価モデルを提案している。

<フラジリティーに関する研究>

金子他 (2003)は兵庫県南部地震の被害データから非構造部材の被害の程度・発生率を調査している。諏訪・神田(2007, 2008)は兵庫県南部地震の被害データを用いて建物補修期間の評価式及び建築設備のフラジリティーを構築した。金子 (2013)は兵庫県南部地震の被害データ及び摩擦係数の実測値を用いて家具の転倒率関数を構築した。鳥澤 (2019)は 2016年熊本地震における建築設備の被害データを用いて、計測震度・建物属性などと復旧日数の関係について統計的分析を行っている。

<復旧スケジューリングに関する研究>

Xu et al. (2007)は電力供給網の地震後復旧スケジューリングを確率的整数計画問題として記述し、遺伝的アルゴリズム (GA) による解法を示している。Nurre et al. (2012)はスケジューリング問題における新しいディスパッチングルール（ジョブ選択の優先規則）を提案し、

インフラストラクチャーの復旧スケジューリング問題へ適用した。Terzic et al. (2016)はクリティカルパス法による建物の修復スケジューリング法を提案している。宮本・金原 (2014)は並列 GA を用いて道路ネットワークの復旧過程の最適化を行っている。

<構造ヘルスマニタリングに関する研究>

構造ヘルスマニタリングは rapidity、すなわち発災後の即時対応力を向上させる手段の一つである (日本建築学会 (2020))。斎藤 (2013)はベイズ法により推定された各層の最大応答を用いて、非構造要素の損傷度を確率的に評価している。八百山他 (2020)は相関異常検知を用いた構造物群の相互モニタリングによる構造物・都市のレジリエンス向上を提案している。また近年では、カメラを用いた変位計測や画像解析によるローカルモニタリングにも注目が集まっている (三田 (2021))。

<地震以外の災害を対象とした研究>

Amirebrahimi et al. (2016)は洪水による建物の被害を 3D で可視化するために、BIM と GIS を統合したシステムを構築している。Sen and Dutta (2020)は、GIS とベイジアンネットワーク (確率的グラフィカルモデル) により道路ネットワークのレジリエンス性能を評価している。Cheng et al. (2017)はセンサーと BIM を用いたリアルタイムの防火・救援システムを構築している。Himoto and Suzuki (2021)は火災に対する建物のレジリエンス性能の評価モデルを提案している。

以上に挙げたレジリエンスの評価・推定に関する研究では、その不確実性が確率モデルとして表現されることがほとんどである。一方で、レジリエンス及び特にその不確実性を構造設計の観点から扱った研究はほとんど存在しない。従来の構造設計は、構造体の損傷抑制 (レジリエンスの一要素である抵抗力) に重きを置いたものであった。しかし、構造体の損傷のみならず、建物の機能性の阻害 (設備・非構造の損傷やインフラストラクチャーの被害等) も建物の継続使用を妨げ、復旧時間を長期化させる要因となる (Filiatrault and Sullivan (2014))。復旧性、継続使用性や不確実性を考慮したレジリエントな構造設計法が構築されなければならない。

1.3 研究の目的

本論文の目的は、1) 弾塑性構造物に対するダンパー最適設計法を展開し、また 2) インパルスを用いた極限外乱法を高度化することで、3) 大振幅レベルを含む多種多様な性質・レベルの地震動に対してレジリエンス性能を総合的に向上させる方法を確立することである。

1)に関連して、これまでに弾塑性構造物を対象としてダンパー最適化を行った研究はほとんど存在しない。弾塑性応答に起因して最適化問題の非線形性が強くなるため、従来の設計法では十分な精度を有する解が得られない恐れがある。本論文では弾塑性構造物にも適用可能な最適設計法を構築する。弾性構造物を対象とした従来のダンパー設計法との比較を行い、また入力地震動のレベル設定が及ぼす影響や設計レベルを超える地震動に対する安全性（ロバスト性）を検討し、弾塑性構造物を対象としてダンパー最適化を行うことの意義を示す。尚、本論文ではダンパー最適設計問題を応答最小化問題として扱う。Fig. 1-10 に設計変数を連続変数とした場合のコスト最小化問題及び応答最小化問題の概要を示す。法律で規定される設計用地震動を対象とした最適設計問題は通常、コスト最小化問題として扱われ、地震動レベルに応じた応答目標値が定められる（例えば $PGV=0.5 \text{ m/s}$ の場合に層間変形角 $1/150$ 以下等）。しかし、大振幅レベル地震動や弾塑性構造物を扱う場合、応答目標値を定めることは容易でない。問題設定（応答目標値、安全率、事象の想定範囲等）を失敗すると、余裕のない設計・過剰設計を招く恐れがある。また、ダンパーにより実現可能な減衰定数値には限界が存在し、減衰定数はコストあるいは総ダンパー量と相関があると考えられる。従って、本論文ではコストあるいは総ダンパー量に制約を設けた応答最小化問題を扱い、余裕のない設計及び過剰設計を回避しつつ、ロバストなダンパー設計を目指す。

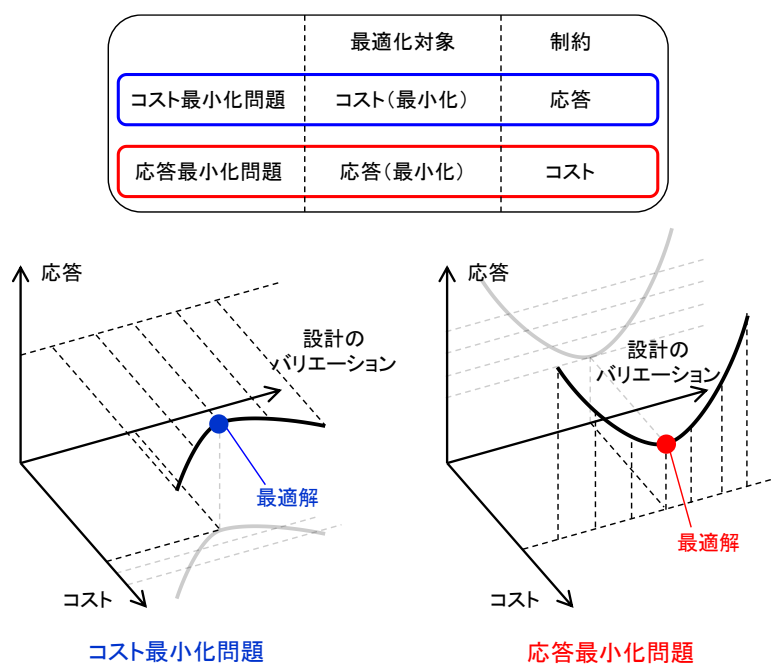


Fig. 1-10 最適設計問題の形式分類

2)に関連して、インパルスを用いた極限外乱法は従来、弾塑性1自由度系を対象として展開されてきたものの、弾塑性多自由度系への適用は困難であった。本論文では、弾塑性多自由度系に対するインパルス入力 of 極限的タイミングを導出(定義)し、そのタイミングを時刻歴応答解析中に繰り返しなしで見出せることを示すほか、記録地震動のエネルギースペクトルに基づくインパルス入力速度レベル調整法を提案する。これらは極限的DIのダンパー最適設計問題への適用を目的としている。また、インパルス入力の有する多モード励起特性を制御し、弾塑性応答に起因するモーダルカップリング効果を考慮した変位制御解析法とエネルギー平衡に基づいて、弾塑性多自由度系の層間変形極限応答を近似閉形表現として見出す方法を提案する。

3)に関連して、構造設計の観点からレジリエンス及びその不確実性を扱った研究はほとんど存在しない。本論文では、構造設計への適用が容易な建物のレジリエンス・復旧時間評価モデルを提案する。また、復旧シナリオの不確実性を非確率的に表現しつつ、その不確実性をダンパー設計に反映可能な方法を示す。さらに、共振的長時間地震動に対する超高層弾塑性建物モデルのレジリエンス評価を行い、ダンパー付加、設備システムの冗長性、ライフライン及び復旧シナリオの不確実性がレジリエンス性能に及ぼす影響を明らかにする。

1.4 論文の構成

本論文は序章と結論の章を含めて全13章で構成される。さらに、2~4章、5~6章、7~10章、11~12章はそれぞれI~IV部に分類される。1.3節で述べた本研究の目的1)はI, III部、目的2)はI, II部、目的3)はIII, IV部に対応する。各章の構成を以下に示す。また、各章の概要を入力・構造物・ダンパーの観点から整理したものを表1-1に、各章及びI~IV部の関係をFig. 1-11に示す。

1章では、研究の背景・目的及び論文の構成を示している。

I部(2~4章)では、極限的DIを受ける弾塑性多層建物に対する粘性ダンパー最適設計法及び構造物・ダンパーの同時設計法を展開する。

2章では、極限的DIを受ける弾塑性多層建物モデルに対する粘性ダンパー最適設計法を展開する。最適化過程では、極限的タイミングを有するDIを常に扱う。最適化アルゴリズムとして数値感度に基づくシンプルな手法を提案し、数値例題により提案手法の精度検証を行う。また、極限的DI及び記録地震動による1次モードへの入力エネルギーに基づいた入力速度調整法を提案する。これは、DIを粘性ダンパー設計過程でのactive earthquake(設定した入力地震動群の中で応答を最大化するもの)として機能させて、効率的かつ信頼性の高い設計を得ることを目的としている。この調整法はパルス性地震動のみならずランダム

位相地震動などに対しても適用可能である。レベル調整法の妥当性を検証し、ダンパー最適設計例を示す (Akehashi and Takewaki (2019), (2022b))。

3 章では、付加減衰分布の違いが多層建物の弾塑性応答に及ぼす影響を検討する。Takewaki (1997) の提案した伝達関数に基づくダンパー設計法を拡張し、高次モードに有効なダンパー配置を提案する。弾塑性応答特性を把握するための方法として、Incremental Dynamic Analysis (IDA) (Vamvatsikos and Cornell (2001)) 及びその概念を極限的 DI へと拡張した Double Impulse Pushover (DIP) を導入する。1-3 次モードそれぞれに有効なダンパー配置及び 2 章で提案した極限的 DI に対するダンパー最適配置との比較を伝達関数、IDA 及び DIP を用いて行い、DI をダンパー最適配置に用いることの有効性を示す (Akehashi and Takewaki (2020a))。

4 章では、極限的 DI を受ける弾塑性多層構造物に対する剛性分布と減衰分布の同時最適化手法を提案する。提案手法は数値感度解析に基づく方法であり、効率的である。入力レベルの設定が得られる設計に及ぼす影響を、数値例題を通じて明らかにする。また DIP 解析を通じて、設計に用いたものよりも高レベルな DI に対する塑性変形特性を明らかにする (Akehashi and Takewaki (2020b))。

II 部 (5~6 章) では、従来の DI を等価水平外力へと変換した「擬似ダブルインパルス」(擬似 DI) に関する極限外乱理論を展開し、最大層間変形の近似閉形表現を導出する。

5 章では、従来の地動加速度としての DI を拡張して、DI を等価水平外力とみなし、また高さ方向の分布を非減衰 1 次モードに比例させた入力、「擬似 DI」を提案する。擬似 DI は、1 次モード応答を主に励起させ、1 サイクル正弦波に対する応答との対応を良好にすることを目的とした入力である。DI (地動加速度) との差異を明確にするため、DI 及び擬似 DI に対する弾性 1 自由度系・弾性比例減衰多自由度系・弾性非比例減衰多自由度系の変位・速度応答及びエネルギー応答の数式表現を導く。時刻歴応答解析により、DI、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する弾性・弾塑性モデルの変位応答、加速度応答、エネルギー応答の比較を行い、3 入力に対する応答特性を明らかにする。記録地震動に対する応答との比較も行う (Akehashi and Takewaki (2021a))。

6 章では、極限的擬似 DI に対するバイリニア型復元力特性を有する非減衰多自由度系に対する最大層間変形の分布の近似閉形表現を導く。影響ベクトルが弾性 1 次モードに比例する水平衝撃外力に対するモーダルカップリングについての考察を行う。次に、擬似 DI に対する弾塑性多自由度系の最大層間変形の分布の近似閉形表現を導出するための解析手法として、Updated Mode-controlled Energy-based Approach (UMEA) を提案する。動的挙動におけるモーダルカップリングと UMEA の関係について考察を行い、その後最大層間変形の分布の近似閉形表現を導出する。最後に、擬似 DI、1 サイクル正弦波及び断層近傍の記録地震

動に対する時刻歴応答解析結果との比較により、近似閉形表現の精度検証を行う。Appendix では、高層建物モデル、構造減衰を有するモデル及び弾塑性平面骨組に対する提案手法の適用性を検討する。また、擬似 DI の極限的時間間隔の近似閉形表現を導く (Akehashi and Takewaki (2022d))。

III 部 (7~10 章) では、記録地震動及び伝達関数に対するダンパー設計法を展開する。

7 章では、マルチレベル地震動に対するロバストなダンパー設計を数理的に得る方法を展開する。7 章においては、「ロバストな設計」とは幅広いレベルの地震動に対して変形を有効に抑制可能な設計を意味する。ある設計がロバストであるかどうかの判断には、Ideal Drift Response Curve (IDRC) の概念が重要な役割を果たす。IDRC はダンパー量 (≒ダンパーコスト) 一定下での理想的変形性能を表す曲線で、変形ベースのダンパー設計の基準となるものである。IDRC 生成問題を定式化し、その解法を示す。数値例題により、入力地震動のレベルの設定がダンパー最適配置に与える影響や IDRC の特性を明らかにする。最終的にロバスト最適設計問題を展開し、局所探索ベースの解法を示す。目的関数には IDRC と IDA 曲線を用いたシンプルな (視覚的把握が容易な) 指標を用いる。ロバスト最適設計問題を解くことにより、幅広いレベルの地震動に対して層間変形がほぼ一様となる設計が得られることを示す (Akehashi and Takewaki (2021b))。

8 章では、下限伝達関数の概念と幅広い振動数領域で有効性の高いダンパー配置を数理的に得る方法を新たに提案する。下限伝達関数とは、ダンパー総コスト一定下での理想的応答制御性能を振動数領域で表現したものである。ダンパー配置を有するモデルの伝達関数振幅を下限伝達関数と併せて描くことで、その設計の各モードへの有効性を視覚的に判断できる。下限伝達関数の効率的生成法も提案する。また、提案するダンパー設計法は、多数のモードに対して有効性の高い配置を得ることを目的としている。提案設計法は振動数領域での最適化を行うものであり、目的関数の微分は解析的に得られるため、時刻歴応答解析を必要とするダンパー設計法よりも計算負荷が小さい。せん断質点系及び骨組モデルを対象とした数値例題を通して 1 次モードに対する最適配置及び提案手法による設計の比較を行い、提案設計法により弾性時の変形・床加速度応答を有効に低減する設計が得られることを示す。また、設計の過程では構造物の塑性化が直接的には考慮されないにもかかわらず、弾塑性応答時の変形も有効に低減可能であることを示す (Akehashi and Takewaki (2022c))。

9 章では、大振幅レベル地震動を受ける弾塑性平面骨組モデルへの粘性ダンパー最適設計法を提案する。せん断質点系への置換を有効に活用した効率的な方法である。提案手法では、付加減衰のない平面骨組モデルを 1 次モードが等価なせん断質点系に置換し、せん断質点系に対してダンパー最適化を行う。この操作は層方向のダンパー分布の探索に相当する。その後、付加減衰を有するせん断質点系を平面骨組モデルへと逆置換する。その際、地震時最

大層間変位と密接に関係する 1 次の減衰定数の略算値が最大化されるようにスパン方向のダンパー分布を決定する。このようにして得られた平面骨組モデルを初期設計として、近傍探索ベースの手法によってダンパー最適化を行う。最適化手順において弾塑性平面骨組モデルに対する時刻歴応答解析の必要回数は限定的であり、従来の方法と比べて解析時間の大幅な縮小を可能とする。また、付加減衰を有するせん断質点系の平面骨組モデルへの逆置換法も本論文で新たに提案するものである。数値例題を通して提案手法の有効性を検証する。最後に、最適設計後のモデルに IDA 解析を行い、設計に用いる地震動のレベルと塑性変形特性の関係を明らかにする。Appendix では、2 章の方法でレベル調整を行った DI に対して弾塑性骨組へのダンパー最適化を行う (Akehashi and Takewaki (2022a, b))。

10 章では、弾塑性多層建物モデルに対する履歴ダンパーの最適設計法を提案する。メタヒューリスティクス的一种である実数値遺伝的アルゴリズム (GA) と局所探索を組み合わせることにより、効率的かつ精度の高い設計を可能とする。メタヒューリスティクスと局所探索を組み合わせる手法自体は新しいとはいえないが、交叉法及び局所探索法は独自の手法を展開する。一般的な GA では設計変数をバイナリ表現する必要があるが、実数値 GA では設計変数もしくは関係のある値に対するベクトルまたは行列的な処理が交叉に相当し、またバイナリ表現が不要である。このためプログラミングが比較的容易であり、また個体の生成過程が感覚的にわかりやすい。さらに、実数値 GA における交叉において、ダンパーの総剛性量を一定とする制約を有効活用する方法を提案する。この制約には、探索範囲の次元を 1 小さくできることのほか、総剛性量が変動する場合よりも応答値の変動が比較的安定するという利点が存在する。数値例題により、提案設計法の有効性の検証及び 4 章での提案設計法との比較を行う (明橋・竹脇 (2021b))。

IV 部 (11~12 章) では、建物応答に基づくレジリエンス簡易評価モデルを提案する。また、I-III 部で展開した設計法及び極限外乱法を拡張し、不確実性を考慮したダンパー設計法の提案及び共振的長時間地震動を受ける弾塑性高層建物のレジリエンス評価を行う。

11 章では、建物のレジリエンス・復旧時間評価モデルを提案し、これらを指標とした粘性ダンパー最適設計法を構築する。提案するレジリエンス・復旧時間評価モデルは以下のような特徴を有する：1) 建物内の構成要素 (構造躯体・非構造・設備) を機能の観点から種々の系統に分類、2) 復旧力 (速度) を復旧人員数、すなわち要素の修復に取り組むことのできる人員数として考慮、3) 構造設計に適用可能。また、総復旧時間の正確な予測を直接の目的としてはいないため、遅延時間やインフラの被害などは考慮しない。11 章で提案するダンパー設計法は、10 章での提案手法を拡張したものである。また、復旧力 (復旧シナリオ) の不確実性を非確率的に表現しつつ、この不確実性をダンパー設計に反映させることが可能な方法を提案する。具体的には、復旧力が最小・最大の 2 ケースによる復旧時間の多目

的最適化を行っている。復旧力が最小・最大となる場合の復旧時間の（単目的）最適化はそれぞれ、構成要素の損傷の総和及び最大値の最小化に相当する。数値例題により、ダンパー配置の違いによる復旧時間の分析や提案設計法の有効性の検証を行う（明橋・竹脇 (2021a)）。

12 章では、MI を等価な水平外力とみなし、影響ベクトルに非減衰 1 次刺激関数を採用した入力、「擬似マルチインパルス」（擬似 MI）を提案する。時刻歴応答解析により MI、擬似 MI 及び等価マルチサイクル正弦波に対する弾性応答・弾塑性応答の比較を行う。また擬似 MI の概念を拡張し、2 次モードに共振する場合の検討も行う。さらに、長周期長時間地震動下での超高層建物に対する入力エネルギー及び累積塑性変形倍率に関する検討も行う。最後に、11 章で提案した建物の簡易的なレジリエンス評価モデルを拡張し、極限的擬似 MI を用いた弾塑性超高層建物のレジリエンス評価を行う。ダンパー付加、設備システムの冗長性、ライフラインの損傷及び復旧人員数の不確実性がレジリエンス性能に及ぼす影響を明らかにする（Akehashi and Takewaki (2022e, f)）。

13 章では、各章から得られた結論をまとめる。

表 1-1 各章の概要

	入力	構造物	ダンパー	その他・キーワード
2 章	DI	弾塑性せん断質点系	粘性ダンパー	入力速度レベルの基準化
3 章	DI・伝達関数	弾塑性せん断質点系 弾性せん断質点系	粘性ダンパー	DIP 解析 最適設計の比較
4 章	DI	弾塑性せん断質点系	粘性ダンパー	構造体とダンパーの同時設計
5 章	DI・擬似 DI	弾塑性せん断質点系	粘性ダンパー	弾塑性極限応答評価
6 章	擬似 DI	弾塑性せん断質点系	該当なし	弾塑性極限応答の近似閉形表現
7 章	記録地震動	弾塑性せん断質点系	粘性ダンパー 履歴ダンパー	マルチレベル地震動 最適設計の連続的生成
8 章	伝達関数 記録地震動	弾性せん断質点系 弾性骨組	粘性ダンパー	下限伝達関数 多モード適応
9 章	記録地震動・DI	弾塑性骨組	粘性ダンパー	大振幅レベル地震動 ダンパー逆置換
10 章	記録地震動	弾塑性せん断質点系	履歴ダンパー	実数値 GA
11 章	記録地震動	弾塑性せん断質点系	粘性ダンパー	実数値 GA レジリエンス
12 章	擬似 MI	弾塑性せん断質点系	粘性ダンパー	長周期長時間地震動 レジリエンス

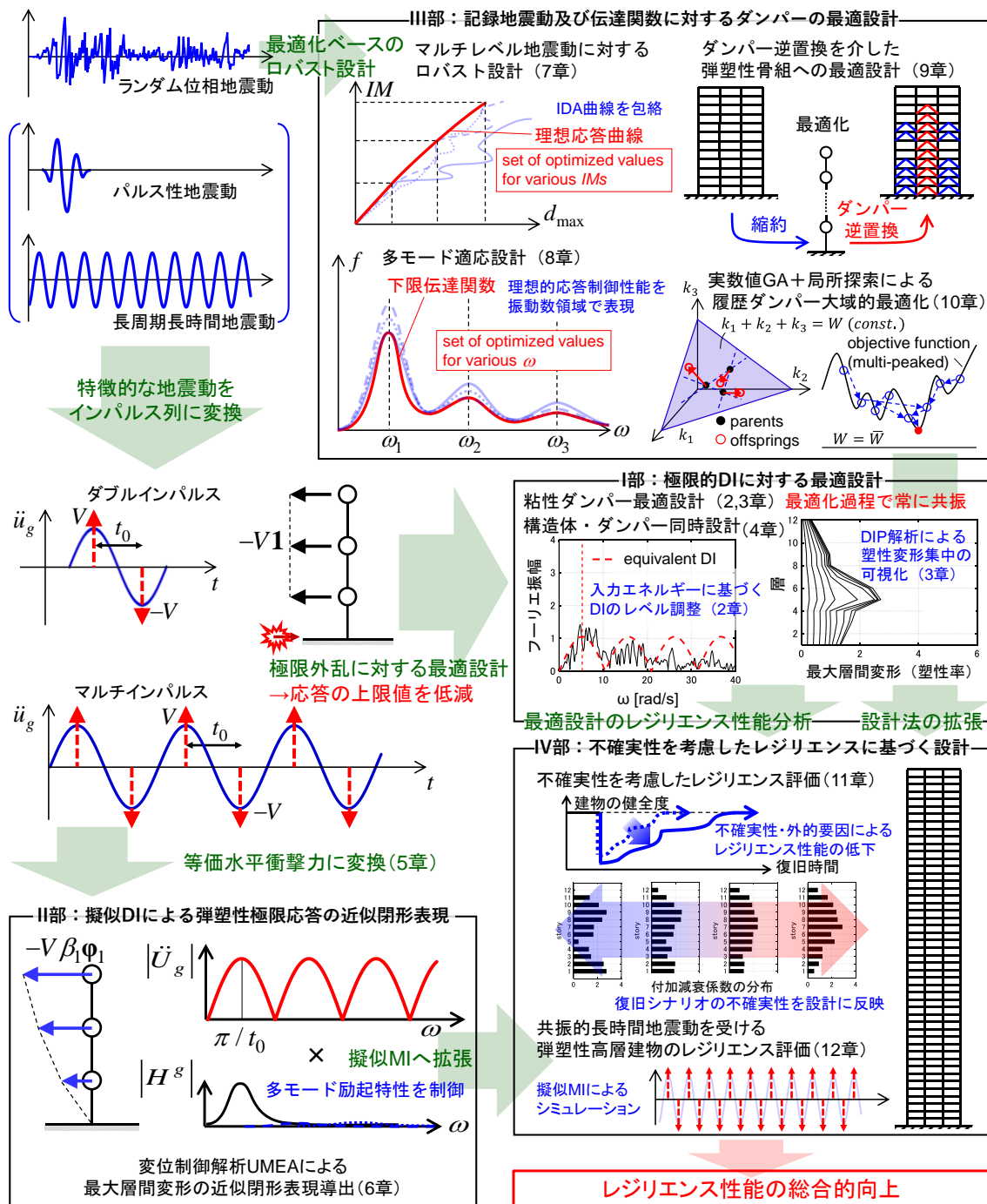


Fig. 1-11 各章の関係

各章の関係を詳細に説明する。

目的 1)に対応するものとして (I, III 部)、2-4 章では、DI が設計用地震動として優れていることを主張する。すなわち、最適化過程で常に弾塑性極限応答（共振応答）を扱って、局所最適設計及び応答スペクトルの谷を指向する設計を回避している。特に 3 章では伝達関数、IDA 解析及び DIP 解析を通じて、極限的 DI に対する粘性ダンパー最適配置が[A: ロバスト性（幅広いレベルの入力に対する有効性）]、及び[B: 幅広い振動数域での有効性]を持ち合わせることを示す。この[A], [B]が互いに強く関係する（一方を向上させるダンパー設計は他方も向上させる）という仮説を立て、検証・考察を行ったものが 7,8 章に相当する。7 章は[A]を指向する設計（IDRC に基づく設計）の振動数域での有効性を検証し、8 章は[B]を指向する設計（下限伝達関数に基づく設計）のロバスト性を検証している。9 章では、せん断質点系を介した弾塑性平面骨組に対する効率的粘性ダンパー設計法を提案しており、特に[A]に重きを置いている。一方 10 章は、最適設計法の精度向上に主眼を置いたものであり、IV 部で扱う多目的最適化への拡張を企図している。

目的 2)に対応するものとして (I, II 部)、I 部では弾塑性多自由度系に関するインパルス入力タイミングの極限性を定義・導出し、極限的入力に対する塑性変形特性の視覚的把握を目的とした DIP 解析を提案する。II 部では、弾塑性極限応答の高精度推定のための擬似 DI を提案する。特定層への塑性変形集中を表現する変位制御解析法 UMEA を用いた定式化により、最大層間変形を近似閉形表現で評価し、弾塑性極限変形応答メカニズムを明らかにする。本論文では[A]を通常の記録地震動も対象とした概念として定義しているが、I, II 部では特に共振的な場合の[A]を評価している。

目的 3)に対応するものとして (III, IV 部)、7,9 章ではロバスト性（上述の[A]）の観点から[C: レジリエンス性能]の向上を目指している（大振幅レベル地震動に対して変形の低減を最優先したものである）。11 章では、復旧シナリオの不確実性を考慮したレジリエンス評価モデルを構築し、その不確実性をダンパー設計に反映させる方法を提案する。さらに、[B], [C]も互いに強く関係することを示す。12 章では、擬似 DI の概念を拡張し、長時間地震動に対する極限応答を扱うための擬似 MI を提案する。また、極限的擬似 MI を受ける弾塑性超高層建物のレジリエンス評価を行い、[C]の向上に有効な方法を検討する。

以上、本論文全体としては、[A], [B], [C]のそれぞれを指向するダンパー設計は互いに強く関係することを主張する。提案ダンパー設計法には[A], [B], [C]を指向する複数のアプローチが存在し、どの場面でどの方法を選択すべきかということについては 13 章で述べる。

尚、一般に[C]を向上させる方法として、変形能力が担保された特定層に損傷を集中させる方法も考えられる（日本建築学会 (2020)）。この場合、[A]を追及するものではない。本論文は主に粘性系ダンパーの設計を扱い、また大振幅レベルの地震動も扱うため、[A], [C]の追及は両立する。

参考文献

- Abbas, A. M. and Manohar, C. S. (2002). Investigations into critical earthquake load models within deterministic and probabilistic frameworks. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(4), 813-832.
- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2019). Optimal viscous damper placement for elastic-plastic MDOF structures under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 5: 20.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020a). Comparative investigation on optimal viscous damper placement for elastic-plastic MDOF structures: Transfer function amplitude or double impulse. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 130, 105987.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020b). Simultaneous optimization of elastic-plastic building structures and viscous dampers under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 6, 623832.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2021a). Pseudo-double impulse for simulating critical response of elastic-plastic MDOF model under near-fault earthquake ground motion. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 150, 106887.
- Akehashi, H., Takewaki, I. (2021b). Ideal Drift Response Curve for Robust Optimal Damper Design for Elastic-Plastic MDOF Structures under Multi-Level Earthquakes. *CMES-Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 129(3), 1181-1207.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022a). Inverse optimal damper placement via shear model for elastic-plastic moment-resisting frames under large-amplitude ground motions. *Eng. Struct.*, 250, 113457.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022b). Bounding of earthquake response via critical double impulse for efficient optimal design of viscous dampers for elasticplastic moment frames. *Japan Architectural Review*, 5(2), 131-149.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022c). Frequency-domain optimal viscous damper placement using lower-bound transfer function and multi-modal adaptability. *Struct. Control Health Monit.*, 29(7), e2951.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022d). Closed-form critical response of undamped bilinear hysteretic MDOF system under pseudo-double impulse for estimating resonant response under one-cycle sine wave. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 157, 107254.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022e). Pseudo-multi impulse for simulating critical response of elastic-plastic high-rise buildings under long-duration, long-period ground motion. *Struct. Design Tall Spec. Build.*, 31(14), e1969.
- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2022f). Resilience evaluation of elastic-plastic high-rise buildings under resonant long-duration ground motion. *Japan Architectural Review*, 5(4), 373-385.

- 明橋弘樹, 竹脇出. (2021a). 系統別復旧シナリオに基づくレジリエンス性能評価モデルと粘性ダンパーによるレジリエンス性能の改善. 日本建築学会構造系論文集, 86(782), pp.577-588.
- 明橋弘樹, 竹脇出. (2021b). 弾塑性多層建物に対する履歴ダンパーの実数値 GA と局所探索を組み合わせた大域的最適設計法. 日本建築学会構造系論文集, 86(787), pp.1335-1344.
- Almufti, I. and Willford, M. (2013). Resilience-based Earthquake Design Initiative (REDi) for the Next Generation of Buildings. Arup.
<https://www.arup.com/perspectives/publications/research/section/redi-rating-system>
- Amirebrahimi, S., Rajabifard, A., Mendis, P., and Ngo, T. (2016). A BIM-GIS integration method in support of the assessment and 3D visualisation of flood damage to a building. *J. spatial science*, 61(2), 317-350.
- Attard, T.L. (2007). Controlling all interstory displacements in highly nonlinear steel buildings using optimal viscous damping. *J. Struct. Eng.*, ASCE, 133(9), 1331-1340.
- Au, S. K. (2006). Critical excitation of SDOF elasto-plastic systems. *J. Sound Vibr.*, 296(4-5), 714-733.
- Aydin, E., Boduroglu, M.H., and Guney, D. (2007). Optimal damper distribution for seismic rehabilitation of planar building structures. *Eng Struct.*, 29, 176-185.
- Beck, J.L., Kiremidjian, A., Wilkie, S., Mason, A., Salmon, T., Goltz, J., Olson, R., Workman, J., Irfanoglu, A. and Porter, K. (1999). Decision Support Tools for Earthquake Recovery of Businesses, Final Report, CUREe-Kajima Joint Res. Program Phase III. Richmond, CA.
- Bruneau, M., and Reinhorn, A. (2006). Overview of the resilience concept. In *Proc. of the 8th US National Conf. on Earthq. Eng.*, 2040, 18-22.
- Burton, H. V., Deierlein, G., Lallemand, D., and Lin, T. (2016). Framework for incorporating probabilistic building performance in the assessment of community seismic resilience. *J. Struct. Eng.*, 142(8), C4015007.
- Caughey, TK. (1960a). Sinusoidal excitation of a system with bilinear hysteresis. *J. Appl. Mech.* 27(4), 640-643.
- Caughey, TK. (1960b). Random excitation of a system with bilinear hysteresis. *J. Appl. Mech.* 27(4), 649-652.
- Chang, S. E., and Nojima, N. (2001). Measuring post-disaster transportation system performance: the 1995 Kobe earthquake in comparative perspective. *Transportation research part A: policy and practice*, 35(6), 475-494.
- Cheng, M. Y., Chiu, K. C., Hsieh, Y. M., Yang, I. T., Chou, J. S., and Wu, Y. W. (2017). BIM integrated smart monitoring technique for building fire prevention and disaster relief. *Automation in*

- Construction*, 84, 14-30.
- Cimellaro, G. P., Reinhorn, A. M., and Bruneau, M. (2010). Seismic resilience of a hospital system. *Struct. and Infrastructure Eng.*, 6(1-2), 127-144.
- Cimellaro, G. P., Solari, D., and Bruneau, M. (2014). Physical infrastructure interdependency and regional resilience index after the 2011 Tohoku Earthquake in Japan. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 43(12), 1763-1784.
- Cimellaro, G. P., and Solari, D. (2014). Considerations about the optimal period range to evaluate the weight coefficient of coupled resilience index. *Eng. Struct.*, 69, 12-24.
- Cimellaro, G. P., Renschler, C., Reinhorn, A. M., and Arendt, L. (2016). PEOPLES: a framework for evaluating resilience. *J. Struct. Eng.*, 142(10), 04016063.
- Comerio, M. C. (2006). Estimating downtime in loss modeling. *Earthq. Spectra*, 22(2), 349-365.
- Cremen, G., Seville, E., and Baker, J. W. (2020). Modeling post-earthquake business recovery time: An analytical framework. *Int. J. Disaster Risk Reduction*, 42, 101328.
- De Domenico, D., Ricciardi, G., and Takewaki, I. (2019). Design strategies of viscous dampers for seismic protection of building structures: A review, *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 118, 144–165.
- De Iuliis, M., Kammouh, O., Cimellaro, G. P., and Tesfamariam, S. (2019). Downtime estimation of building structures using fuzzy logic. *Int. J. Disaster Risk Reduction*, 34, 196-208.
- Drenick, R. F. (1970). Model-free design of aseismic structures. *J. Eng. Mech. Div.*, 96(4), 483-493.
- 遠藤透, 中村孝明, 萩原啓太, 大橋一正. (2008). 被害相関を考慮した建築設備の地震時復旧曲線の評価. 日本建築学会技術報告集, 14(28), 503-508.
- FEMA (2018), Seismic performance assessment of buildings (2018 Edition), CA, USA: Applied Tech. Council for the Federal Emergency Management Agency.
- Filiatrault, A., and Sullivan, T. (2014). Performance-based seismic design of nonstructural building components: The next frontier of earthquake engineering. *Earthq. Eng. Eng. Vibr.*, 13(1), 17-46.
- Garcia, D.L. (2001). A simple method for the design of optimal damper configurations in MDOF structures, *Earthq. Spectra*, 17(3), 387-398.
- Guidotti, R., Chmielewski, H., Unnikrishnan, V., Gardoni, P., McAllister, T., and van de Lindt, J. (2016). Modeling the resilience of critical infrastructure: The role of network dependencies. *Sustainable and resilient infrastructure*, 1(3-4), 153-168.
- Guidotti, R., Gardoni, P., and Rosenheim, N. (2019). Integration of physical infrastructure and social systems in communities' reliability and resilience analysis. *Reliability Eng. System Safety*, 185, 476-492.
- Himoto, K., and Suzuki, K. (2021). Computational framework for assessing the fire resilience of buildings using the multi-layer zone model. *Reliability Eng. System Safety*, 216, 108023.

- 星谷勝, 大野春雄. (1987). 震災時ライフラインの相互影響を考慮した復旧過程の機能評価法. 土木学会論文集, (386), 387-396.
- Hutt, C. M., Almufti, I., Willford, M., and Deierlein, G. (2016). Seismic loss and downtime assessment of existing tall steel-framed buildings and strategies for increased resilience. *J. Struct. Eng.*, 142(8), C4015005.
- Idels, O. and Lavan, O. (2020). Optimization based seismic design of steel moment resisting frames with nonlinear viscous dampers. *Struct. Control Health Monit.*, 28(1), e2655.
- 伊藤拓海 (2021). 震災鉄骨骨組の震災後プロセスにおける被災度調査・診断と修復・復旧. 2021 年度日本建築学会大会応用力学部門 PD「レジリエンスに着目した構造設計とは?」, 20-25.
- Iwan, W. D. (1961). *The dynamic response of bilinear hysteretic systems* (Doctoral dissertation, California Institute of Technology).
- Iwan, W. D. (1965a). The dynamic response of the one-degree-of-freedom bilinear hysteretic system, *Proc. of the Third World Conf. on Earthquake Eng.*, New Zealand.
- Iwan, W. D. (1965b). The steady-state response of a two-degree-of-freedom bilinear hysteretic system, *J. Applied Mech.*, 32(1), 151-156.
- Iyengar, R. N., and Manohar, C. S. (1987). Nonstationary random critical seismic excitations. *J. Eng. Mech.*, 113(4), 529-541.
- Kammouh, O., Cimellaro, G. P., and Mahin, S. A. (2018). Downtime estimation and analysis of lifelines after an earthquake. *Eng. Struct.*, 173, 393-403.
- Kammouh, O., Gardoni, P., and Cimellaro, G. P. (2020). Probabilistic framework to evaluate the resilience of engineering systems using Bayesian and dynamic Bayesian networks. *Reliability Eng. System Safety*, 198, 106813.
- 金子美香. (2013) 家具の転倒率関数を用いた住宅内の地震被害推定, 日本建築学会構造系論文集, 78(693), 1879-1886.
- 金子美香, 神原浩, 田村和夫. (2003). 1995 年兵庫県南部地震の被害調査に基づく非構造部材の耐震性評価, 日本建築学会技術報告集, 9(17), 563-566.
- Kang, W. H., Song, J., and Gardoni, P. (2008). Matrix-based system reliability method and applications to bridge networks. *Reliability Eng. System Safety*, 93(11), 1584-1593.
- 片岡正次郎, 白戸智, 牛島由美子, 高宮進. (2013). インフラシステムの災害復旧過程のモデル化と震災復旧シミュレーション. 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 69(1), 1-19.
- 加藤宏紀, 能島暢呂. (2015). 供給系ライフラインの地震時機能的被害・復旧評価モデル—市区町村別簡易評価法のシステム構築—. 日本地震工学会論文集, 15(7), 354-367.
- 加藤孝明, 渡邊仁, 小島知典. (2014). 防災拠点機能ビルの評価手法に関する研究-業務地区

- における総合的な災害対応力の強化を目指して. 日本建築学会計画系論文集, 79(696), 451-459.
- 喜々津仁密他. (2017). 建築物の地震後の継続使用に関する阻害要因の分析と要求性能の検討. 日本建築学会技術報告集, 23(53), 331-336.
- 衣笠秀行, 向井智久. (2019). 建築物の地震後機能回復性の観点からの損傷評価指標. 日本建築学会構造系論文集, 84(757), 425-435.
- Kojima, K., and Takewaki, I. (2015). Critical earthquake response of elastic-plastic structures under near-fault ground motions (Part 1: Fling-step input). *Frontiers in Built Environment*, 1: 12.
- Kojima, K., and Takewaki, I. (2015). Critical input and response of elastic-plastic structures under long-duration earthquake ground motions. *Frontiers in Built Environment*, 1:15.
- Lagaros, N. D. (Ed.). (2012). *Design optimization of active and passive structural control systems*. IGI Global.
- Lantada, N., Pujades, L. G., and Barbat, A. H. (2009). Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Natural Hazards*, 51(3), 501.
- Lin, P., and Wang, N. (2017a). Stochastic post-disaster functionality recovery of community building portfolios I: Modeling. *Structural Safety*, 69, 96-105.
- Lin, P., and Wang, N. (2017b). Stochastic post-disaster functionality recovery of community building portfolios II: Application. *Structural Safety*, 69, 106-117.
- Martínez, C. A., Curadelli, O., and Compagnoni, M. E. (2014). Optimal placement of nonlinear hysteretic dampers on planar structures under seismic excitation. *Eng. Struct.*, 65, pp. 89-98.
- Mathakari, S., Gardoni, P., Agarwal, P., Raich, A., and Haukaas, T. (2007). Reliability-based optimal design of electrical transmission towers using multi-objective genetic algorithms. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Eng.*, 22(4), 282-292.
- 増田幸宏. (2014). 重要業務継続を目的とした建物管理システムの開発. 日本建築学会環境系論文集, 79(700), 535-544.
- 三田彰 (2021). 建物モニタリングと地震災害レジリエンス. 2021年度日本建築学会大会振動部門 PD「地震災害のレジリエンスを支える強震観測と建物モニタリング」, 25-29.
- Mitrani-Reiser, J. (2007). *An ounce of prevention: probabilistic loss estimation for performance-based earthquake engineering* (Doctoral dissertation, California Institute of Technology).
- 宮本崇, 金原卓広. (2014). 並列遺伝的アルゴリズムによる道路ネットワークの災害復旧過程の最適化. 土木学会論文集 A2 (応用力学), 70(2), 595-602.
- 中村孝明, 境茂樹, 吉川弘道. (2011). 損傷相関を考慮した地震時システム性能評価に関する研究. 日本建築学会構造系論文集, 76(661), 713-719.
- 日本建築学会 (2013). 建築構造設計における冗長性とロバスト性. 応用力学シリーズ.

- 日本建築学会 (2020). 事業継続計画策定のための地震災害等に対する建物維持・回復性能評価指標の提案に向けて. 建物のレジリエンスと BCP レベル指標検討特別調査委員会報告書.
- Nurre, S. G., Cavdaroglu, B., Mitchell, J. E., Sharkey, T. C., and Wallace, W. A. (2012). Restoring infrastructure systems: An integrated network design and scheduling (INDS) problem. *European J. Operational Research*, 223(3), 794-806.
- 岡野創, 長屋和志, 中村正人, 長谷川幹, 日下彰宏. (2020). 工程論理ネットワークの自動生成による修復期間の評価. 日本建築学会構造系論文集, 85(775), 1233-1243.
- Ouyang, M. (2014). Review on modeling and simulation of interdependent critical infrastructure systems. *Reliability engineering and System safety*, 121, 43-60.
- Porter, K. A., Kiremidjian, A. S., and LeGrue, J. S. (2001). Assembly-based vulnerability of buildings and its use in performance evaluation. *Earthq. Spectra*, 17(2), 291-312.
- Porter, K., and Ramer, K. (2012). Estimating earthquake-induced failure probability and downtime of critical facilities. *J. Business Continuity Emergency Planning*, 5(4), 352-364.
- 斎藤知生. (2013). 建物モデルのベイズ更新を用いた地震応答推定と確率的被災度評価. 日本建築学会構造系論文集, 78(683), 61-70.
- Sen, M. K., and Dutta, S. (2020). An integrated GIS-BBN approach to quantify resilience of roadways network infrastructure system against flood hazard. *ASCE-ASME J. Risk Uncertainty Eng. Systems, Part A: Civil Eng.*, 6(4), 04020045.
- Shinozuka, M. (1970). Maximum structural response to seismic excitations. *J. Eng. Mech. Division*, 96(5), 729-738.
- Srinivasan, M., Ellingwood, B., and Corotis, R. (1991). Critical base excitations of structural systems. *J. Eng. Mech.*, 117(6), 1403-1422.
- Silvestri, S., and Trombetti, T. Physical and numerical approaches for the optimal insertion of seismic viscous dampers in shear-type structures. *J. Earthq. Eng.*, 11, 787-828.
- Structural Engineers Association of Northern California (SEAONC) Existing Buildings Committee. (2011). SEAONC rating system for the expected earthquake performance of buildings. In *SEAOC Convention Proceedings*.
- 諏訪仁, 神田順. (2007). 兵庫県南部地震の被害データを用いた建物補修期間の統計的検討. 構造工学論文集. B, 53, 311-316.
- 諏訪仁, 神田順. (2008). 兵庫県南部地震の地震被害データを用いた建築設備の被害率曲線. 日本建築学会構造系論文集, 73(633), 1935-1941.
- Takewaki, I. (1997). Optimal Damper Placement for Minimum Transfer Functions. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 26(11), 1113-1124.

- Takewaki, I. (2000). Optimal damper placement for critical excitation. *Prob. Eng. Mech.*, 15(4), 317-325.
- Takewaki, I. (2009). *Building Control with Passive Dampers: -Optimal Performance-based Design for Earthquakes-*, John Wiley & Sons Ltd.
- Takewaki, I. (2013). *Critical excitation methods in earthquake engineering*. Butterworth-Heinemann.
- Takewaki, I., and Akehashi, H. (2021). Comprehensive review of optimal and smart design of nonlinear building structures with and without passive dampers subjected to earthquake loading. *Frontiers in Built Environment*, 7, 631114.
- Terzic, V., Yoo, D., and Aryan, A. H. (2016). Repair time model for buildings considering the earthquake hazard. In *Proceedings of the 2016 SEAOC Convention, Maui, Hawaii*.
- 鳥澤一晃. (2014). 震災時の事業継続能力向上のためのサプライチェーン地震リスクマネジメント手法 (Doctoral dissertation, 横浜国立大学).
- 鳥澤一晃. (2019). 地震被害データに基づくリスク評価: 地震後の建築設備の復旧日数予測に向けた統計的分析. *空気調和・衛生工学会論文集*, 93(1), 37-40.
- Trombetti, T., and Silvestri, S. (2004). Added viscous dampers in shear-type structures: the effectiveness of mass proportional damping. *J. Earthq. Eng.*, 8(02), pp. 275-313.
- 筒井隆博, 前田拓生, 高口洋人. (2016). 復旧日数を指標にした事業用建築物の地震リスク評価. 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州) .
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), 491-514.
- Whittle, J.K., Williams, M.S., Karavasilis, T.L., and Blakeborough, A. (2012). A comparison of viscous damper placement methods for improving seismic building design. *J. Earthq. Eng.*, 16(4), 540-560.
- Xu, N., Guikema, S. D., Davidson, R. A., Nozick, L. K., Çağnan, Z., and Vaziri, K. (2007). Optimizing scheduling of post-earthquake electric power restoration tasks. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 36(2), 265-284.
- 山岸邦彰, 仙名修二. (2012). 生産施設を対象とした事業継続管理における復旧期間の簡易予測方法の提案. *日本建築学会構造系論文集*, 77(675), 783-790.
- 八百山太郎, 肥田剛典, 高田毅士. (2020). 広域地震災害における構造物群性能監視 拡張相関異常検知の適用性評価. *日本建築学会構造系論文集*, 85(767), 39-49.
- Zhang, R. H., and Soong, T. T. (1992). Seismic design of viscoelastic dampers for structural applications. *J. Struct. Eng.*, 118(5), 1375-1392.
- Zona, A., Kammouh, O., and Cimellaro, G. P. (2020). Resourcefulness quantification approach for resilient communities and countries. *Int. J. Disaster Risk Reduction*, 46, 101509.

2章 極限的ダブルインパルスを受ける弾塑性多層建物に 対する粘性ダンパー最適設計法

2.1 序

従来の構造設計では通常、ランダム位相地震動に近い性質を有する観測地震動が用いられてきた。しかし近年では、これらとは地震動特性の大きく異なる強震波形が観測されている。また特に、大きな破壊力を有するパルス性地震動により甚大な被害をもたらされることが危惧されている (Bertero et al. (1978), 久田 (2001), Sasani and Bertero (2000))。従って、ランダム位相地震動を想定した従来の設計用スペクトル等を用いた設計では、パルス性地震動に対する安全性が十分に確保されない恐れがある。パルス性地震動に対する耐震設計を進展させる第一歩として、ウェーブレットや三角関数を用いたパルス性地震動の特性化・簡略化が試みられている (日本建築学会 (2013), Mavroeidis and Papageorgiou (2003))。これらに関連して、Baker (2007)はウェーブレット変換を用いた速度パルスの抽出法を提案している。

一方、断層近傍地震動の fling-step 入力的主要部分は 1 サイクル正弦波でその特徴を効果的に表現できることが明らかになっている (Sasani and Bertero (2000), Makris and Black (2004), Kalkan and Kunnath (2006), Hayden et al. (2014))。これに対して、Kojima and Takewaki (2015) は fling-step 入力に対する弾塑性共振応答を扱うためにダブルインパルス (DI) を導入した。インパルス入力に対して構造物には瞬間的に速度応答の変化が与えられ、以降は自由振動のみが生じる。これには、1) 弾塑性 1 自由度系の変位応答をエネルギー平衡の観点から取り扱うことが容易、2) 入力の周期 $2t_0$ (t_0 : インパルス時間間隔) とインパルス入力速度振幅 V を解析上切り離して取り扱うことが可能、3) 入力エネルギーを最大化する t_0 の条件すなわち第 2 インパルスの入力タイミングの条件を数式として導出可能、かつ時刻歴応答解析中に容易に (繰り返しなしで) そのタイミングを得られる、といった利点が存在する。1 自由度系を中心として、様々なモデルの DI に対する弾塑性極限応答 (共振応答) が明らかにされてきた (例えば Hayashi et al. (2018), Tamura et al. (2019))。またこれらの性質は、設計用地震動として DI を用いることの合理性を保証するものである。すなわち、剛性の最適化や弾塑性モデルに対する設計を行う場合、最適化過程でモデルの (等価) 周期は変動する。一方、記録地震動を最適化に用いる場合、等価周期と入力地震動の卓越周期の関係によっては局所最適設計あるいは応答スペクトルの谷を指向する設計に陥る恐れがある。これに対して DI はモデル周期の変動に追従可能であるため、安定的かつ信頼性の高い設計を得ることができる。さらに、DI は継続時間の短い入力であり、応答解析に要する時間も短い。このため DI は設計用地震動としても優れている (Akehashi and Takewaki (2019, 2020))。

一方で、ダンパーの最適設計はこれまでに多くの研究者によって取り組まれてきた

(Takewaki (2009), Lagaros (2012), Domenico et al. (2019))。それらは 1) 振動数領域での最適化方法と、2) 応答スペクトルや過去に観測された記録地震動を用いる方法の概ね 2 つに分類される。1)の方法は伝達関数を用いた方法であり、最適性条件を有効に扱った研究 (Takewaki (1997))、Takewaki (1997)の方法をベースシアに拡張した研究 (Aydin et al (2007))、感度解析を用いる方法 (Takewaki et al. (1999))、極限外乱を用いる方法 (Takewaki (2000))、層間変形の伝達関数の最大値を目的関数とした研究 (Fujita et al. (2010))、付加減衰係数を離散変数としてダンパー最適化問題を混合整数計画問題として扱った研究 (Kanno (2013)) などが存在する。伝達関数はシステム特性を表すため、伝達関数を対象に設計・最適化を行うことは外力の性質に依存しないという利点が存在する。しかし、伝達関数に対する最適化ではシステムの応答履歴に依存する非線形性は考慮されない。建築構造の分野では一般に、過大入力に対する塑性化を考慮する必要があり、これを考慮した場合には伝達関数を用いた最適化が必ずしも有効であるとはいえない。2)の方法にも様々な既往研究が存在し (Lavan and Levy (2005, 2006), Lavan et al. (2008), Shioimi et al. (2018))、特に、オイルダンパーのリリーフ荷重を決定する方法 (Adachi et al. (2013))、異なる種類のダンパーの同時最適配置法 (Murakami et al. (2013))、構造特性の不確実性を考慮した方法 (Lavan and Avishur (2013), 藤田・安田 (2016))、随伴感度解析を有効活用した方法 (Pollini et al. (2017))、グランドストラクチャ法と ESO 法を用いたアルゴリズムを提案した研究 (野村他 (2017)) などが挙げられる。最適化過程において特定の地震動を用いることには、地震動の不確実性を考慮することができないという欠点がある。用いる地震動はダンパー設計結果に影響を与えるため、特定の地震動に対する最適配置は必ずしも他の地震動に対して有効な設計とは言えない。またこのような不実性を近似的に取り扱うためには、性質の異なる複数の地震動を扱う必要があり、多大な解析時間が必要となる。そのほか、種々の最適化手法の比較研究も行われている (Garcia (2001), Silvestri and Trombetti (2007), Whittle et al. (2012), Cetin et al. (2019))。

本章では、極限的 DI を受ける弾塑性多自由度系に対する粘性ダンパー最適配置問題を扱う。最適化過程では常に極限的なタイミングを有する DI を扱う。インパルス入力の弾塑性多自由度系に対する極限的タイミングの条件の導出も行う。最適化アルゴリズムとして、数値感度に基づくシンプルな手法を提案し、数値例題により提案手法の精度検証を行う。また DI を粘性ダンパー設計過程での active earthquake (設定した入力地震動群の中で応答を最大化するもの) として機能させることを目的として、極限的 DI 及び記録地震動による 1 次モードへの入力エネルギーに基づいた入力速度調整法を提案する。このレベル調整法は、パルス性地震動のみならずランダム位相地震動等に対しても適用可能である。この方法でレベル調整された極限的 DI 及び記録地震動に対する 1 自由度系・多自由度系のエネルギー応答及び弾性・弾塑性変位応答について比較・考察を行う。最後に、レベル調整された極限的 DI を用いたダンパー最適設計例を示す (Akehashi and Takewaki (2019, 2022))。

2.2 ダブルインパルスと弾塑性多層建物モデルに対するその極限性

本節では、断層近傍地震動の fling-step 入力を模擬した DI を導入する。また、インパルスの極限的タイミングを導出し、ダンパー設計に DI を用いることの意義を説明する。

2.2.1 ダブルインパルス (DI)

断層近傍地震動の fling-step 入力の主要部分は、1 サイクル正弦波によりその特徴を効果的に表現できることが明らかになっている (Sasani and Bertero (2000), Makris and Black (2004), Kalkan and Kunnath (2006), Hayden et al. (2014))。一方で DI は、fling-step 入力に対する弾塑性共振応答を扱うために Kojima and Takewaki (2015) によって提案された。DI の地動加速度はディラックのデルタ関数 $\delta(t)$ を用いて(2-1)式のように表現される (Fig. 2-1a)。

$$\ddot{u}_g(t) = V\delta(t) - V\delta(t - t_0) \quad (2-1)$$

ここで V, t_0 はそれぞれインパルスの入力速度、2 つのインパルスの時間間隔を表す。 $\delta(t)$ は時間の-1 乗の次元を有する (積分すると 1)。インパルス入力に対して構造物には瞬間的に大きさ V の速度変化が与えられ、以降は自由振動のみが生じる (Fig. 2-1b)。これには、

- 1) 弾塑性 1 自由度系の変位応答をエネルギー平衡の観点から取り扱うことが容易
- 2) 入力の周期 $2t_0$ と入力速度振幅 V を解析上切り離して取り扱うことが可能
- 3) 入力エネルギーを最大化する t_0 の条件すなわち第 2 インパルスの入力タイミングの条件を数式として導出可能、かつ時刻歴応答解析中に容易に (繰り返しなしで) そのタイミングを把握可能

といった利点が存在するため、DI による解析は弾塑性モデルの極限応答 (共振応答) の解明に優れた方法である。

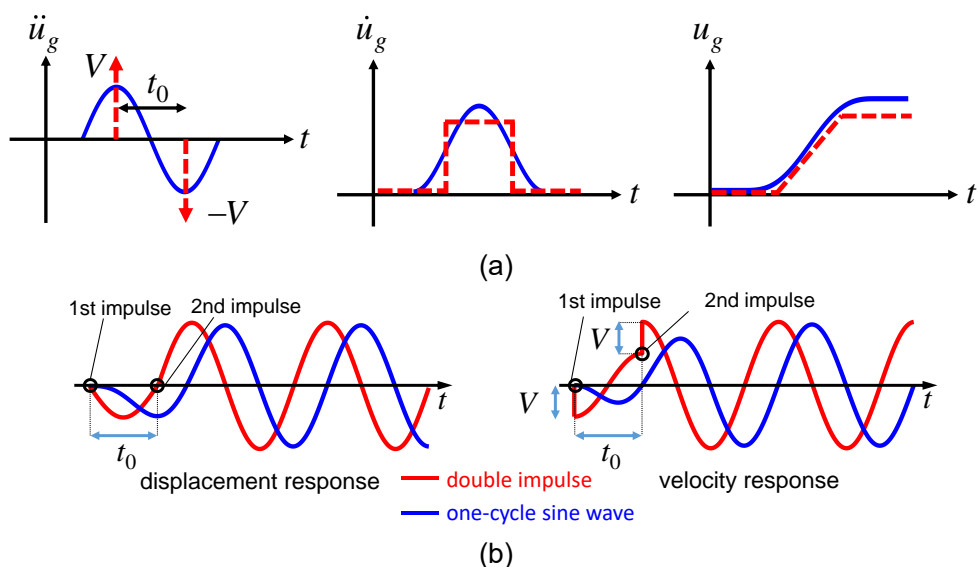


Fig. 2-1 DI とそれに等価な 1 サイクル正弦波, (a) 地動加速度、地動速度、地動変位, (b) 弾性非減衰 1 自由度系の変位・速度応答

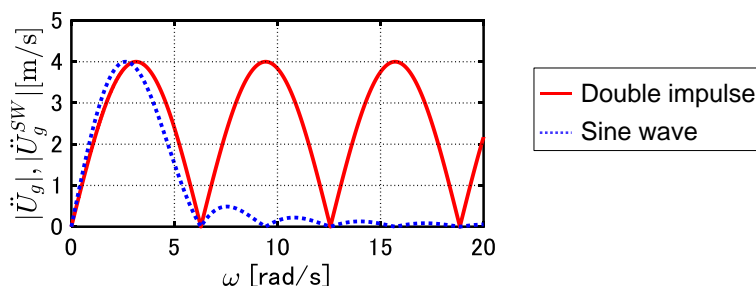


Fig. 2-2 DI ($V = 2$ [m/s], $t_0 = 1.0$ [s]) と等価 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトル

1 サイクル正弦波と DI の入力レベル調整に関して、フーリエ振幅スペクトルの最大値の等価性から決定するという基準が Kojima and Takewaki (2015)により示されている (調整法の詳細は Appendix 2-1 に示す)。この方法によりレベル調整された DI と 1 サイクル正弦波の地動加速度のフーリエ振幅スペクトルの一例を Fig. 2-2 に示す。両者のフーリエ振幅スペクトルは $0 \leq \omega \leq 2\pi/t_0$ の範囲で良好に対応していることが分かる。また特に、ばね-質点 1 自由度系の伝達関数が固有円振動数付近で卓越することを考えると、固有円振動数が π/t_0 よりも小さい場合 (入力の周期よりも 1 自由度系の方が長周期である場合)、両入力に対する応答がより良好に対応すると考えられる。また、DI は高振動数域に大きな成分を有するため、加速度応答や多自由度系の応答に関しては両入力の対応が良好でなくなる。

2.2.2 弾塑性多自由度系に対する入力タイミングの極限性

弾塑性 1 自由度系の場合、第 2 インパルス後の最大変位応答を最大化するインパルス入力タイミングの条件は復元力が 0 となる場合であることが明らかにされている (Kojima and Takewaki (2015))。本研究では、入力エネルギーが最大となる第 2 インパルスの入力タイミングを極限的タイミング、極限的タイミングで第 2 インパルスが入力される DI を極限的 DI と定義し、粘性減衰を有する弾塑性多自由度系の極限的タイミングの条件を導く。

N 層せん断質点系を考える。第 i 層の質量、減衰係数、復元力、水平変位をそれぞれ m_i, c_i, f_i, u_i とする。第 1 インパルスによる入力エネルギーは $\sum_{i=1}^N (1/2)m_i V^2$ で一定であるため、全入力エネルギーの最大化は第 2 インパルスによる入力エネルギー増分の最大化と同義である。速度振幅 V の第 2 インパルスによる入力エネルギー増分 E は(2-2)式のように表される (Fig. 2-3(a))。

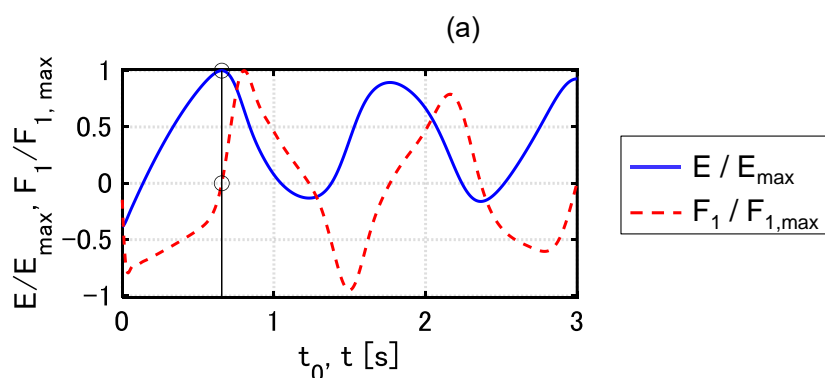
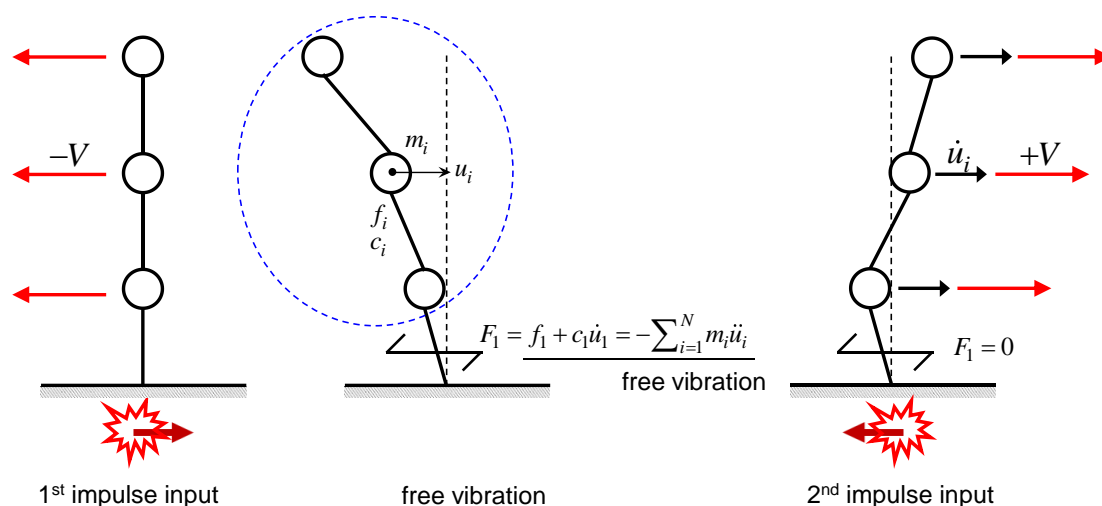


Fig. 2-3 DI による多自由度系への入力エネルギー、

(a) インパルス入力による速度応答の変化, (b) 第 1 層の層せん断力の時刻歴と第 2 インパルスの入力タイミング t_0 を変動させたときの入力エネルギー E の変動 ($V = 0.5[\text{m/s}]$)

$$E = \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} m_i (\dot{u}_i + V)^2 - \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} m_i \dot{u}_i^2 = V \sum_{i=1}^N m_i \dot{u}_i + \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} m_i V^2 \quad (2-2)$$

m_i, V は定数であるため、 $\sum_{i=1}^N m_i \dot{u}_i$ (第2インパルス入力直前での運動量の総和) が最大となるとき E も最大となる。 $\sum_{i=1}^N m_i \dot{u}_i$ が極値を取る条件は $\sum_{i=1}^N m_i \ddot{u}_i = 0$ と表される。 $\sum_{i=1}^N m_i \ddot{u}_i$ は慣性力の総和を表し、自由振動においては第1層の層せん断力 $F_1 = c_1 \dot{u}_1 + f_1$ に等しいため、極限的タイミングの条件は $F_1 = c_1 \dot{u}_1 + f_1 = 0$ と書き換えられる。この条件は $N=1$ でも成立し、また復元力特性の形状に関わらず条件は成立する。

Fig. 2-3(b)に、第1インパルスにより自由振動状態にある多自由度系の第1層の層せん断力 $F_1 = c_1 \dot{u}_1 + f_1$ の時刻歴、及び第2インパルスの入力タイミングを連続的に変化させたときの入力エネルギー増分 E を例示する (ただし、 F_1, E は振幅の絶対値が1となるように無次元化しており、また本論文の2.4節で用いた Model 4 を用いている)。以上のように、極限的タイミングの条件は簡潔に表されるため、時刻歴応答解析中に繰り返しなしで見出すことが可能である。極限的 DI に対する時刻歴応答解析の詳細は Appendix 2-2 に示す。

2.2.3 DI をダンパー設計に用いる意義と利点

2.2.1, 2.2.2 節では DI の特性を述べた。2.3 節で極限的 DI に対するダンパー設計問題を扱うのに先立って、DI をダンパー設計に用いる意義・利点を以下に示す。

- ・継続時間が短く (周期性を有する最小単位の入力)、計算負荷が小さい
- ・単純化された入力であるため、数値感度解析による最適化が容易
- ・高振動数域にも大きな成分を有するため (Fig. 2-2)、幅広い振動数域で有効な配置を得ることが可能 (このことは3章での検討により明らかにする)
- ・最適化過程において常に極限的入力 (入力エネルギーを最大化) を扱うことが可能、すなわち最適化過程でのダンパー量・分布の変化に伴う等価周期の変化に追従可能

極限的 DI に対する最大応答の計算を目的とする場合には、入力の継続時間をモデルの1次固有周期の2倍程度とすれば十分である。また特に入力エネルギーの最大化に関連して、一般に、地震動による総入力エネルギーは構造物の損傷の総量と対応することが指摘されている (秋山 (1987))。最大変位応答は応答履歴に依存するため、必ずしも総入力エネルギーに対応しない。しかし極限的 DI の場合は、総入力エネルギーが最大化されると同時に、第2インパルスによる入力エネルギー増分も最大化されるため、変位応答も概ね最大化される。従って、極限的 DI を用いることで応答の上限値を低減可能な設計が得られると考えられる。

2.3 粘性ダンパー最適設計問題とその解法

本節ではまず、弾塑性多自由度系に対する3種類の粘性ダンパー最適化問題 Problem 1, 2, 3 を定式化し、それぞれの解法として時刻歴応答解析と数値感度解析を用いた方法を展開する。Problem 1 は最大層間変形に関する制約を満たすようにダンパー量を最小化する問題である。Problem 2 は一定のダンパー量の下で各層層間変形の総和を最小化する問題である。Problem 3 は Problem 1, 2 を組み合わせた問題である。またこれらの問題では、極限的 DI のみを入力として用いる。すなわち、ダンパー減衰係数の変化する毎ステップで異なるインパルス時間間隔 t_0 を用いている。DI は継続時間の短い入力であるため、比較的計算負荷が小さい。提案手法の有効性は2.4節の数値例題を通して示す。

Problem 1 は次のように表される。

<Problem 1: 最大層間変形に関する制約の下で付加減衰係数の総和を最小化>

$$\text{Find } \mathbf{c}_{add} \quad (2-3)$$

$$\text{so as to minimize } \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} \quad (2-4)$$

$$\text{subject to: } d_{\max,i} \leq d_{\text{target},i}, \text{ for all } i \quad (2-5)$$

ここで $\mathbf{c}_{add}, d_{\max,i}, d_{\text{target},i}$ はそれぞれダンパーによる付加減衰係数ベクトル、第 i 層の最大層間変形とその目標値を表し、また $\mathbf{1}$ は要素がすべて 1 のベクトルを表す。 $d_{\text{target},i}$ には通常、各層降伏変位 $d_{y,i}$ を採用する。Problem 1 に対する解法は次のように表される。

<Algorithm 1>

Step 1 カウンター $j \leftarrow 0$ とする。付加減衰のない初期モデルに対して時刻歴応答解析により極限的 DI を入力し、各層の最大層間変形 $d_{\max,i}^j$ を計算。

Step 2 $d_{\max,i}^j > d_{\text{target},i}$ を満たす全ての層 i に対して、第 i 層のみ減衰係数を Δc 増加させたモデルを作成。極限的 DI を入力し (第2インパルスの入力タイミングはモデルごとに異なる)、第 i 層の最大層間変形 $d_{\max,i}^{\text{temp}}$ を計算。減衰係数を付加した層のみを対象とした感度 $s_i^j = d_{\max,i}^j - d_{\max,i}^{\text{temp}}$ を計算。尚、 $d_{\max,i}^j \leq d_{\text{target},i}$ となる i に対しては $s_i^j = 0$ とする。

Step 3 s_i^j の値が最大となる層 i に対して $c_i \leftarrow c_i + \Delta c$ としたモデルを得る。 $j \leftarrow j+1$ として $d_{\max,i}^j$ を記録。全ての i に対して $d_{\max,i}^j \leq d_{\text{target},i}$ を満たせばアルゴリズムを終了。そうでなければ、Step 2 へ戻る。

Algorithm 1 は層間変形の大きな層に集中的にダンパーを配置する方法であり、弾塑性モデルの塑性変形低減に対して有効に機能する。一方で、ダンパーによる付加減衰係数の総量が予め定められた問題を扱うことはできない。

Problem 2 は次のように表される。

<Problem 2: 付加減衰係数の総和一定の下で、各層の最大層間変形の総和を最小化>

$$\text{Find } \mathbf{c}_{add} \quad (2-6)$$

$$\text{so as to minimize } f = \sum_{i=1}^N d_{\max,i} \quad (2-7)$$

$$\text{subject to: } \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = W_c \text{ (const.)} \quad (2-8)$$

Problem 2 に対する解法は次のように表される。

<Algorithm 2>

Step 1 カウンター $j \leftarrow 0$ とする。付加減衰のない初期モデルに対して極限的 DI を入力し、目的関数 f^j を計算。

Step 2 第 i 層のみ減衰係数を Δc 増加させた N 個のモデルを作成。それぞれのモデルに対して極限的 DI を入力し、最大層間変形 $d_{\max,k}^{\text{temp}(i)}$ 及び感度 $f_i^j = f^j - \sum_{k=1}^N d_{\max,k}^{\text{temp}(i)}$ を計算。

Step 3 f_i^j の値が最大となる層 i に対して $c_i \leftarrow c_i + \Delta c$ としたモデルを得る。カウンター $j \leftarrow j+1$ として f^j を記録。 $\Delta c \cdot j = W_c$ であればアルゴリズムを終了。 $\Delta c \cdot j < W_c$ であれば Step 2 へ戻る。

各層の最大層間変形の総和 $f = \sum_{i=1}^N d_{\max,i}$ を目的関数として設定することにより近似的に $d_{\max} (= \max_i d_{\max,i})$ も低減可能であると期待されるため、Problem 2 のような問題設定を行っている。 d_{\max} の感度には複数層の変形が影響するため、ダンパー配置過程において相異なる複数の層で層間変形が等しくなる場合には d_{\max} の感度が停滞し、適切な減衰付加が妨げられる場合が存在する。 $f = \sum_{i=1}^N d_{\max,i}$ を目的関数に設定することにより、上記の現象を回避している。尚、目的関数として p ノルム ($p > 1$) を採用する方法も考えられるが、線形和とした場合でも d_{\max} が有効に低減されることを確認している。また、Algorithm 2 は付加減衰係数の総和の各レベルでの最適設計を求めており、最終的に得られる設計は確かに(2-8)式の制約を満たす。

Algorithm 1 は塑性変形の低減に対して有効に機能する。一方、Algorithm 2 は弾塑性モデルに対して必ずしも適当な配置を与えないが、弾性範囲では Algorithm 1 よりも有効に機能することを確認している。2つのアルゴリズムを適切に使い分けるため、次のような問題を設定する。

<Problem 3: Mixed Problem of Problem 1 & Problem 2>

まず最大層間変形を目標値 $d_{\text{target},i} (= d_{y,i})$ (for all i) まで低減させ (Problem 1)、その後、目的関数 $f = \sum_{i=1}^N d_{\max,i}$ を低減させる (Problem 2)。

組み合わせ問題に対する解法は次のように表される。

<Algorithm 3: Combination of Algorithm 1 & Algorithm 2>

まず全ての i に対して $d_{\max,i} \leq d_{\text{target},i} (= d_{y,i})$ を満たすまで Algorithm 1 を適用し、その後 Algorithm 2 を適用。尚、Algorithm 1 の適用中にダンパー量が W_c に達した場合、そ

の時点でアルゴリズムを終了する。

Algorithm 3 の概要を Fig. 2-4 に示す。Algorithm 3 は、Algorithm 1 により塑性変形を集中的に低減し、その後 Algorithm 2 により層間変形を全体的に低減するものである。

Δc の値は解の精度と計算負荷の両方に影響する。 Δc を小さくすると計算負荷は大きくなる。一方で、 Δc を小さくすればするほど解の精度が向上するわけではない。モデルにも依存するが、 Δc が小さすぎると解の収束性が悪くなる場合がある。 Δc の適切な値を前もって知ることはできず、経験的に決定する必要がある。本章では、1次減衰定数を目安として設定している（例えば、総量 $100\Delta c$ の減衰を剛性比例型に付加した場合に5%とする）。

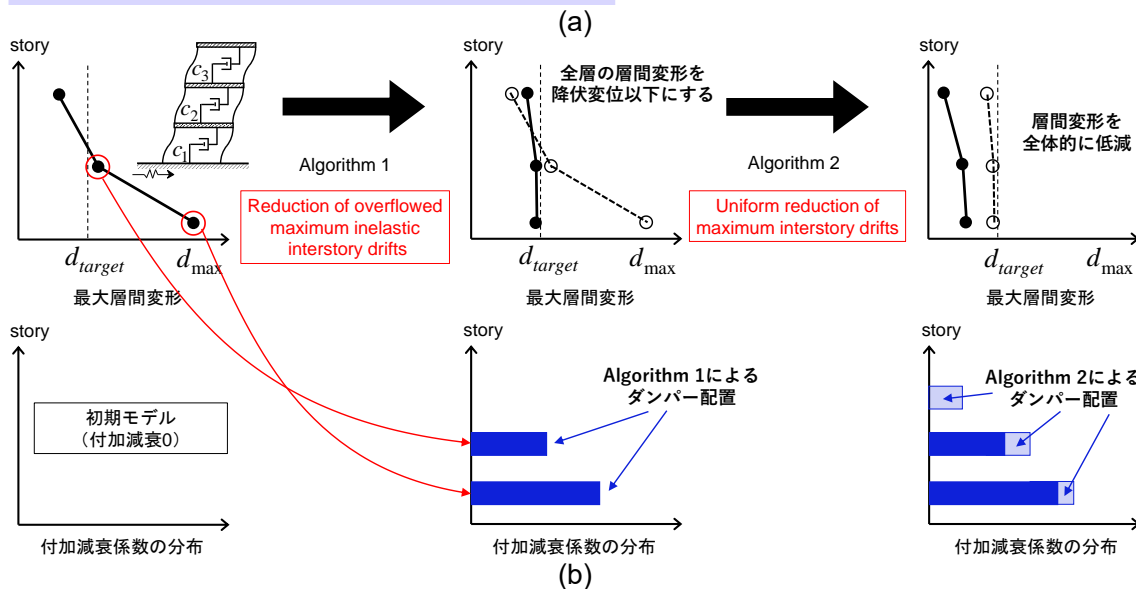
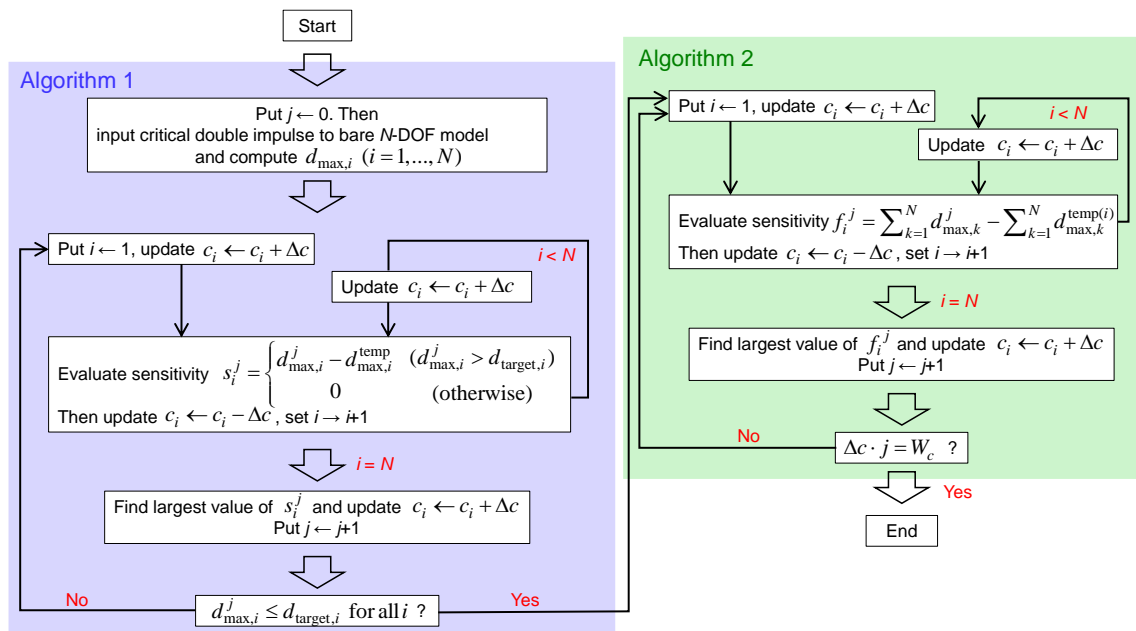


Fig. 2-4 ダンパー設計手法の概要, (a) アルゴリズムの適用手順, (b) Algorithm 1, 2 の概要

また、Murakami et al. (2013), Akehashi and Takewaki (2020)による Sensitivity-based algorithm (SBA)も提案手法と同様に感度に基づくダンパー設計法である。SBA では、まず全層に十分な量のダンパーが付加され、ダンパー総量に関する制約を満たすまでダンパーの除去が繰り返される。本提案手法と SBA の概要を Fig. 2-5 に示す。SBA を本問題に適用しない理由としては、アルゴリズムの初期には有用な解が得られないこと、過減衰モードの存在が DI の極限的タイミングに影響を及ぼしうること、設計目標とするダンパー総量が小さい場合には付加減衰 0 から開始する本提案手法の方が効率的であることなどが挙げられる。

尚、Problem 3 には Problem 1, 2 の両方が含まれるため、2.4 節の数値例題においては Problem 3 の結果のみを示す。

2.4 数値例題

2.4.1 建物モデル

12 層建物モデルを扱う。非減衰 1 次固有周期を 1.2s、全層等質量、構造減衰 1% (剛性比例)、各層高さ 4m、降伏変位 4/150m とし、全層において完全弾塑性型の復元力特性を仮定する。剛性分布は 4 通り (① 全層一様剛性, ② 1 次モードが直線モード, ③ 1-4, 5-8, 9-12 層の剛性がそれぞれ一定で、その比率が 2:1.5:1, ④ 第 1 層、第 12 層の剛性の比が 4:1 となる台形分布) を扱い、それぞれ Model 1, 2, 3, 4 と表記する。Model 1 (全層一様剛性) は低層部に変形が集中しやすいモデルである。Model 2 (1 次モードが直線モード) は高層部の剛性が比較的小さいモデルである。Model 3 (4 層ずつ剛性一定) は層剛性の切り替わる第 1, 5, 9 層に変形が集中しやすいモデルである。Model 4 (台形分布) は中高層部の剛性が比較的小さく、中高層部に塑性変形が集中しやすいモデルである。1-4 次の刺激関数と非減衰固有周期を Fig. 2-6 に示す。

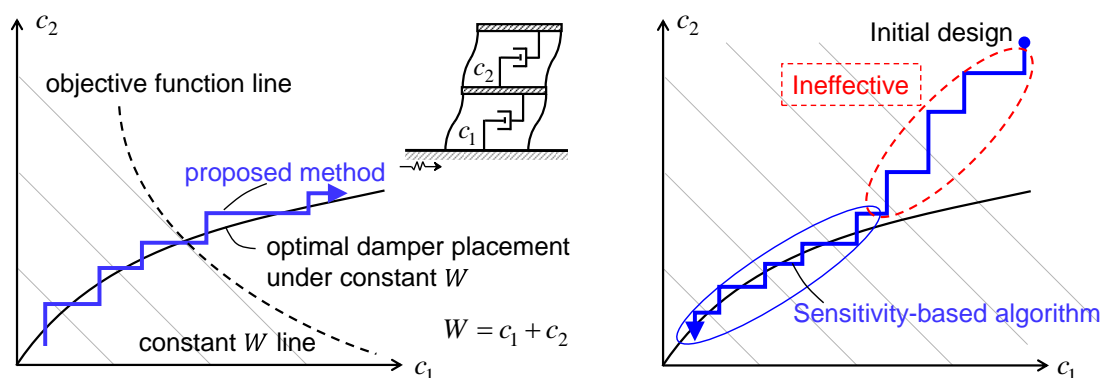


Fig. 2-5 提案手法と Sensitivity-based algorithm (SBA)の概要

2.4.2 提案手法の適用結果

本節では、数値例題を通して提案手法の有効性についての検証及び考察を行う。1 step 当りの付加減衰係数を $\Delta c = (10/120) \times 10^7$ [Ns/m] とする。DI の入力速度は $V = 0.5, 0.7$ [m/s] の 2 通りを扱い、 $V = 0.5$ [m/s] の場合は付加減衰係数の総和を $W_c = 120\Delta c$ (1 次減衰定数が概ね 5% となるように設定)、 $V = 0.7$ [m/s] の場合は付加減衰係数の総和を $W_c = 360\Delta c$ とする。

Algorithm 3 (Algorithm 1, 2 の組み合わせ) を Model 1, 2, 3, 4 に適用した結果を Fig. 2-7 ~ 2-14 に示す。モデルに依らず、Algorithm 1 の適用中には塑性変形の大きな層に集中的に減衰が付加され、最終的に層間変形を降伏変位以下に低減できている。各層変形の値は非単調に推移するものの、Algorithm 1 はこのような現象を許容して機能する。尚、Fig. 2-6 の場合 (Model 1) においては、最適化の開始時点で $V = 0.5$ [m/s] の DI に対する最大層間変形が降伏変位以下となるため、Algorithm 1 は適用されない。また Algorithm 2 の適用範囲では、全モデルの全層において変形が毎 step 低減されている。すなわち最大層間変形も毎 step 低減されている。従って、目的関数を各層最大変形の総和と設定することは妥当であるといえる。

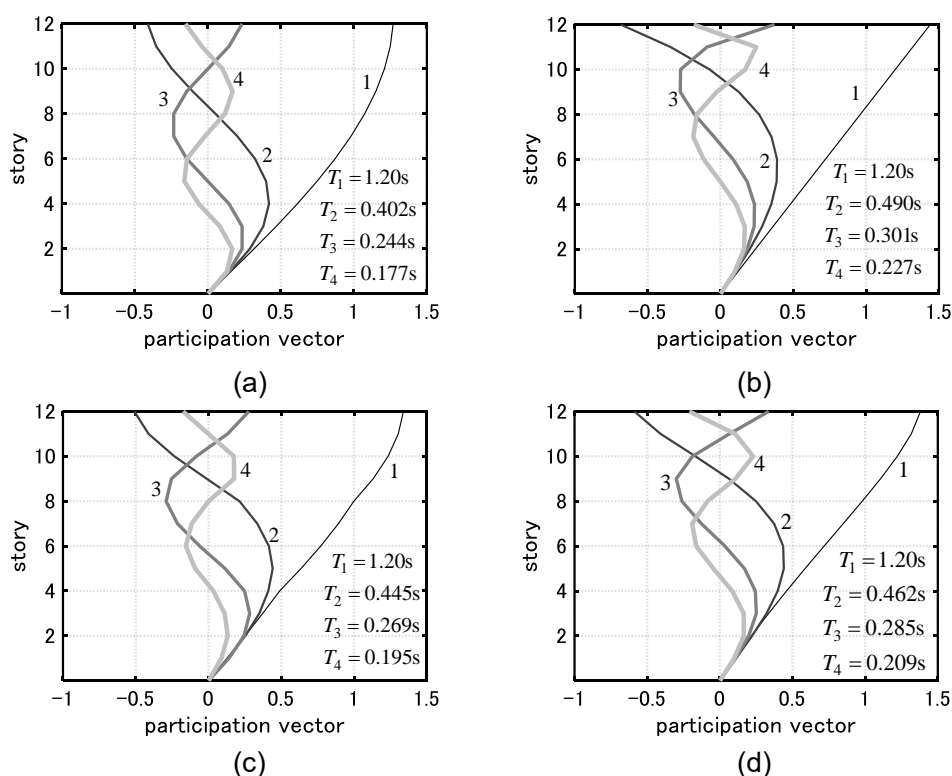


Fig. 2-6 非減衰固有周期と刺激関数,

- (a) Model 1 (全層剛性一様), (b) Model 2 (1 次モードが直線モード),
(c) Model 3 (4 層ずつ剛性一定), (d) Model 4 (台形分布)

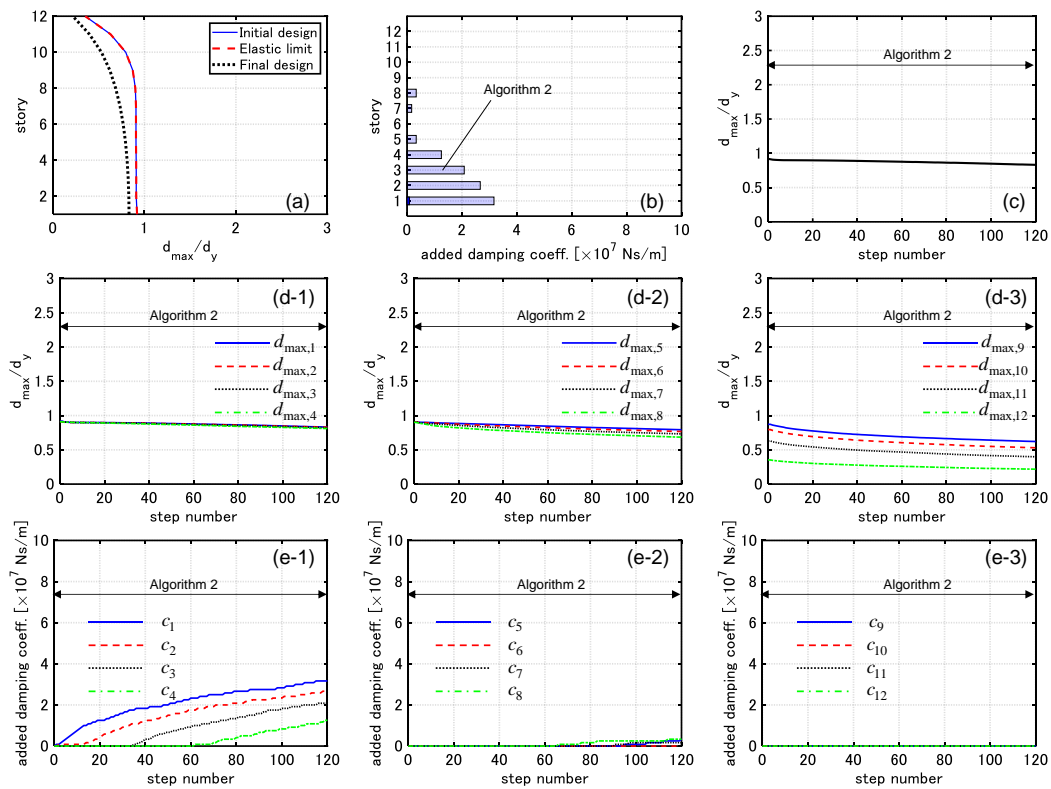


Fig. 2-7 提案手法の適用結果 (Model 1, $V = 0.5$ [m/s]) ,
 (a) 層間変形分布, (b) 付加減衰係数の分布, (c) 最大層間変形の推移,
 (d-1~d-3) 各層最大変形の推移, (e-1~e-3) 各層付加減衰係数の推移

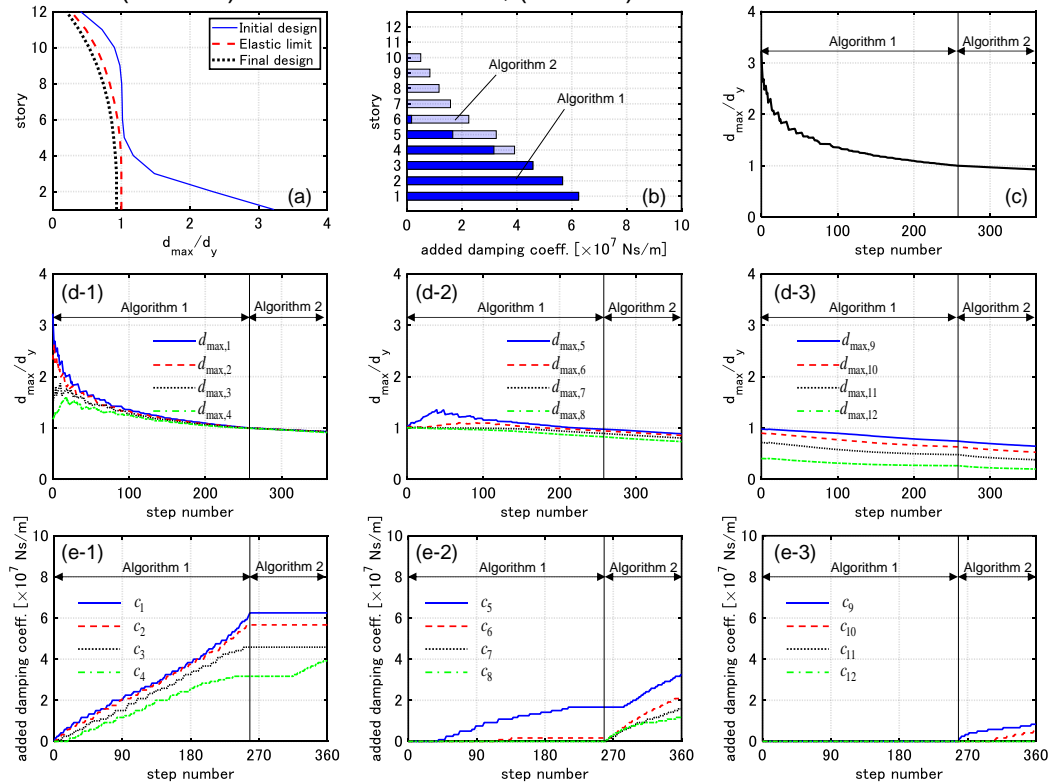


Fig. 2-8 提案手法の適用結果 (Model 1, $V = 0.7$ [m/s]) ,
 (a) 層間変形分布, (b) 付加減衰係数の分布, (c) 最大層間変形の推移,
 (d-1~d-3) 各層最大変形の推移, (e-1~e-3) 各層付加減衰係数の推移

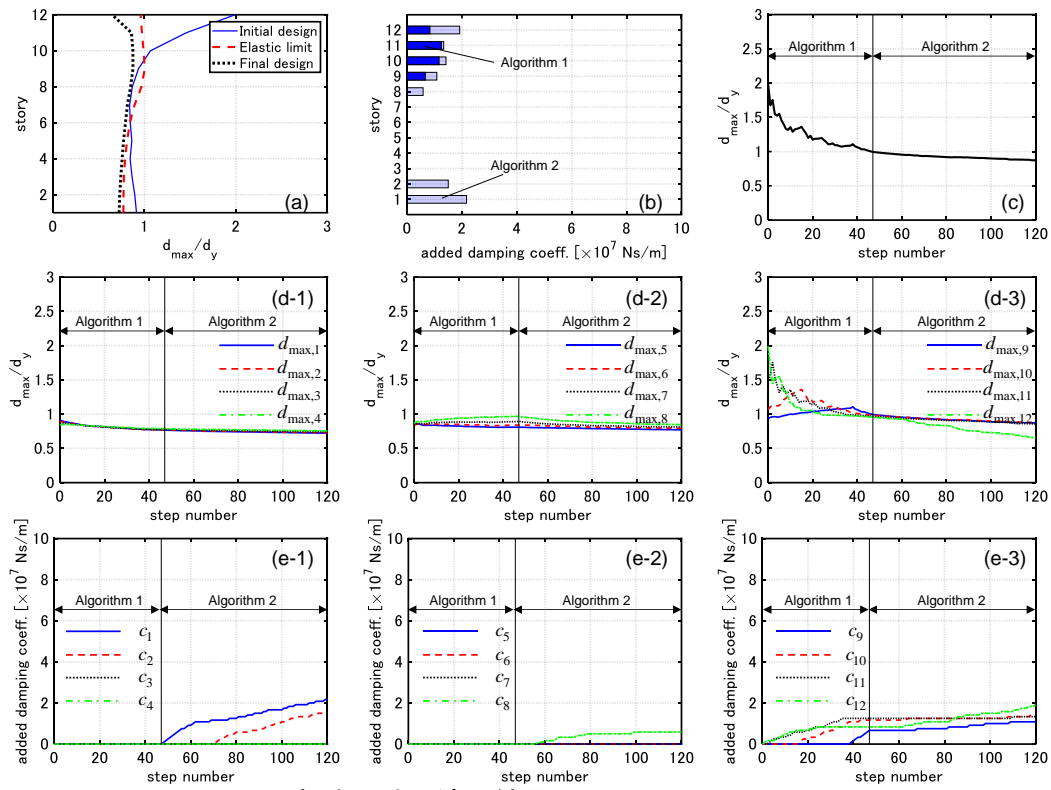


Fig. 2-9 提案手法の適用結果 (Model 2, $V = 0.5$ [m/s]) ,
 (a) 層間変形分布, (b) 付加減衰係数の分布, (c) 最大層間変形の推移,
 (d-1~d-3) 各層最大変形の推移, (e-1~e-3) 各層付加減衰係数の推移

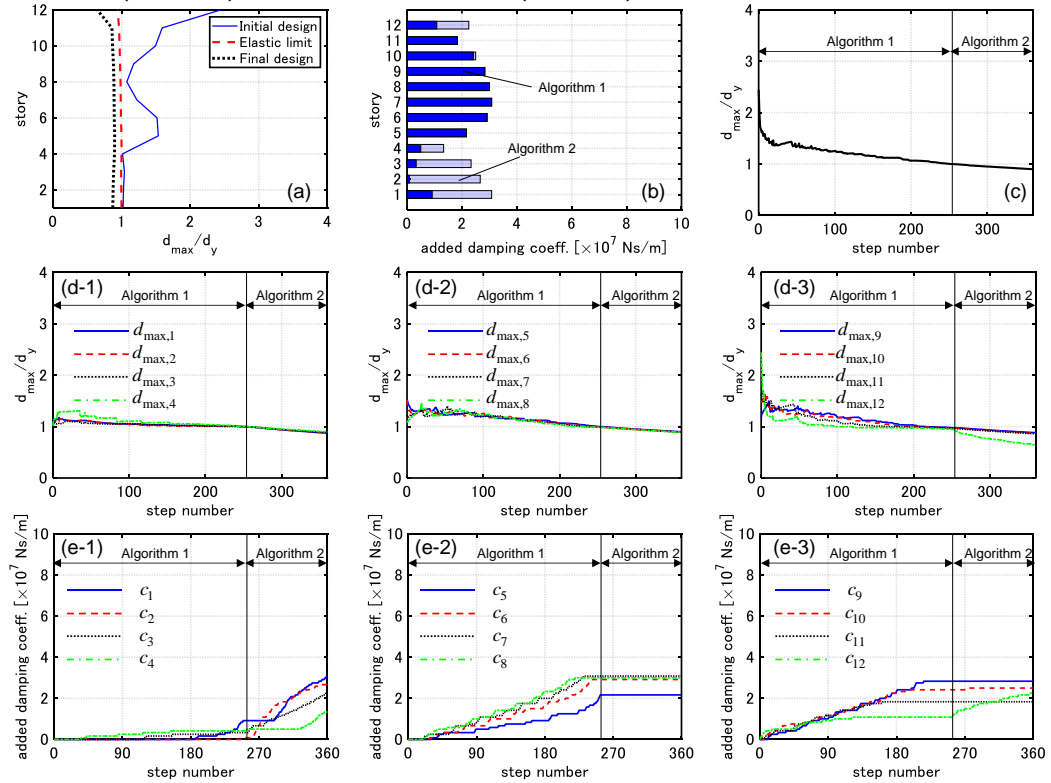


Fig. 2-10 提案手法の適用結果 (Model 2, $V = 0.7$ [m/s]) ,
 (a) 層間変形分布, (b) 付加減衰係数の分布, (c) 最大層間変形の推移,
 (d-1~d-3) 各層最大変形の推移, (e-1~e-3) 各層付加減衰係数の推移

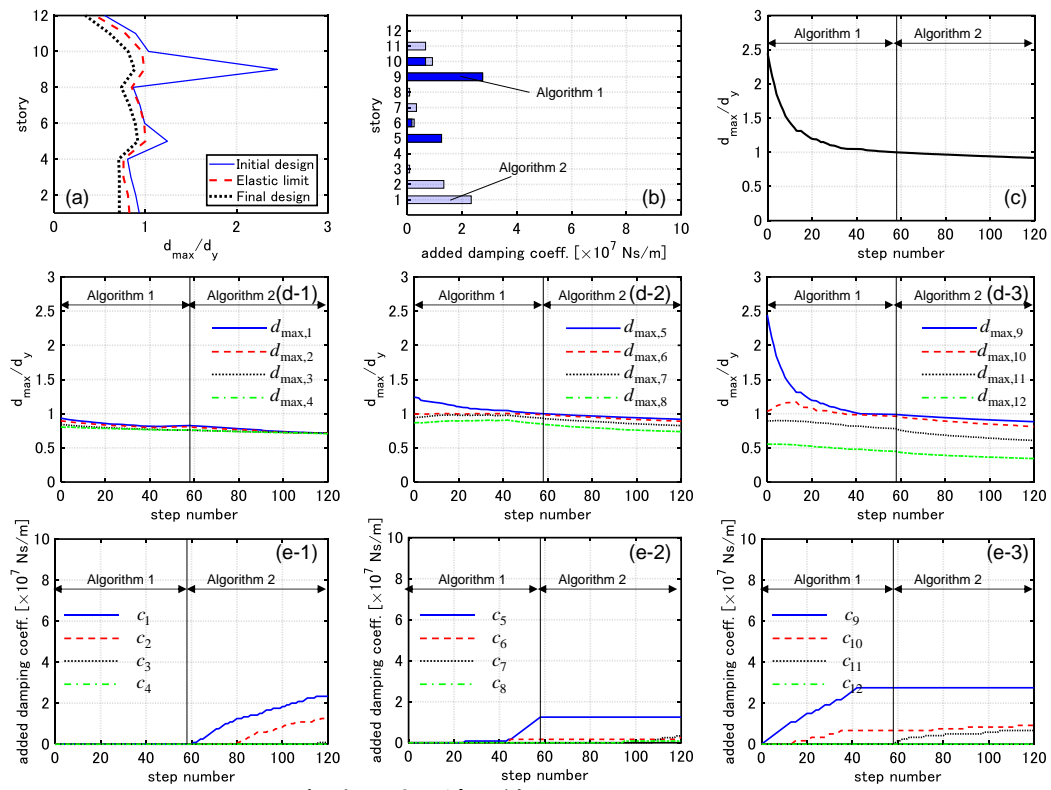


Fig. 2-11 提案手法の適用結果 (Model 3, $V = 0.5$ [m/s]),
 (a) 層間変形分布, (b) 付加減衰係数の分布, (c) 最大層間変形の推移,
 (d-1~d-3) 各層最大変形の推移, (e-1~e-3) 各層付加減衰係数の推移

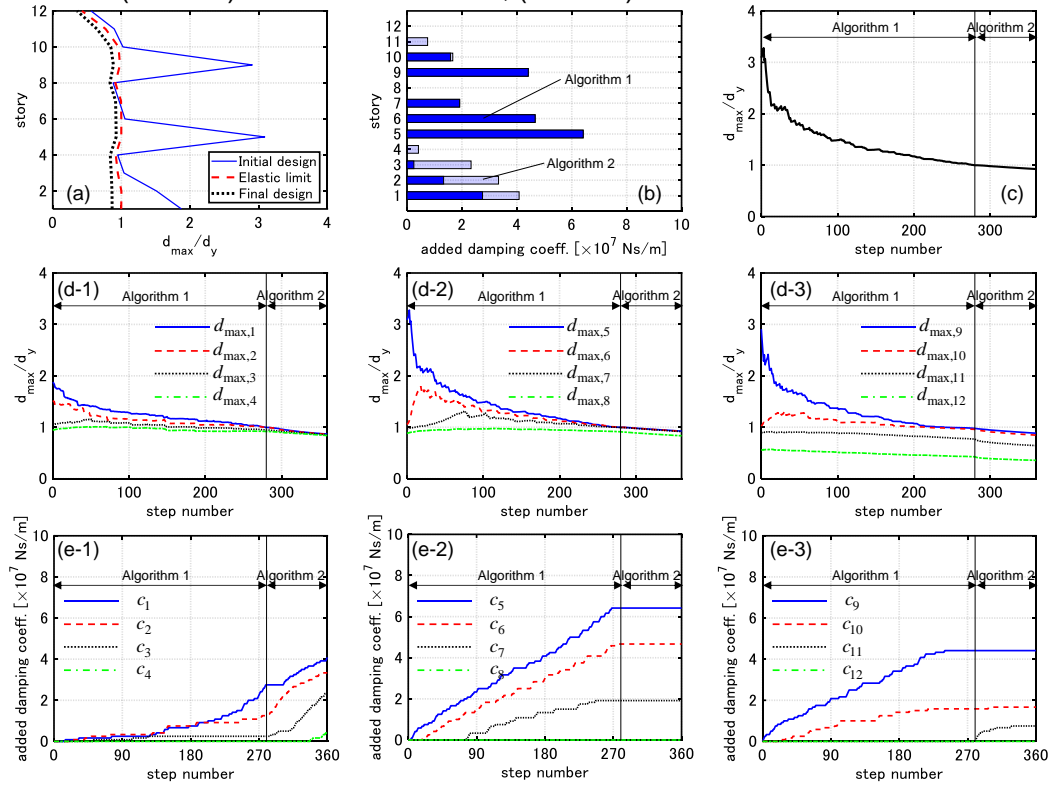


Fig. 2-12 提案手法の適用結果 (Model 3, $V = 0.7$ [m/s]),
 (a) 層間変形分布, (b) 付加減衰係数の分布, (c) 最大層間変形の推移,
 (d-1~d-3) 各層最大変形の推移, (e-1~e-3) 各層付加減衰係数の推移

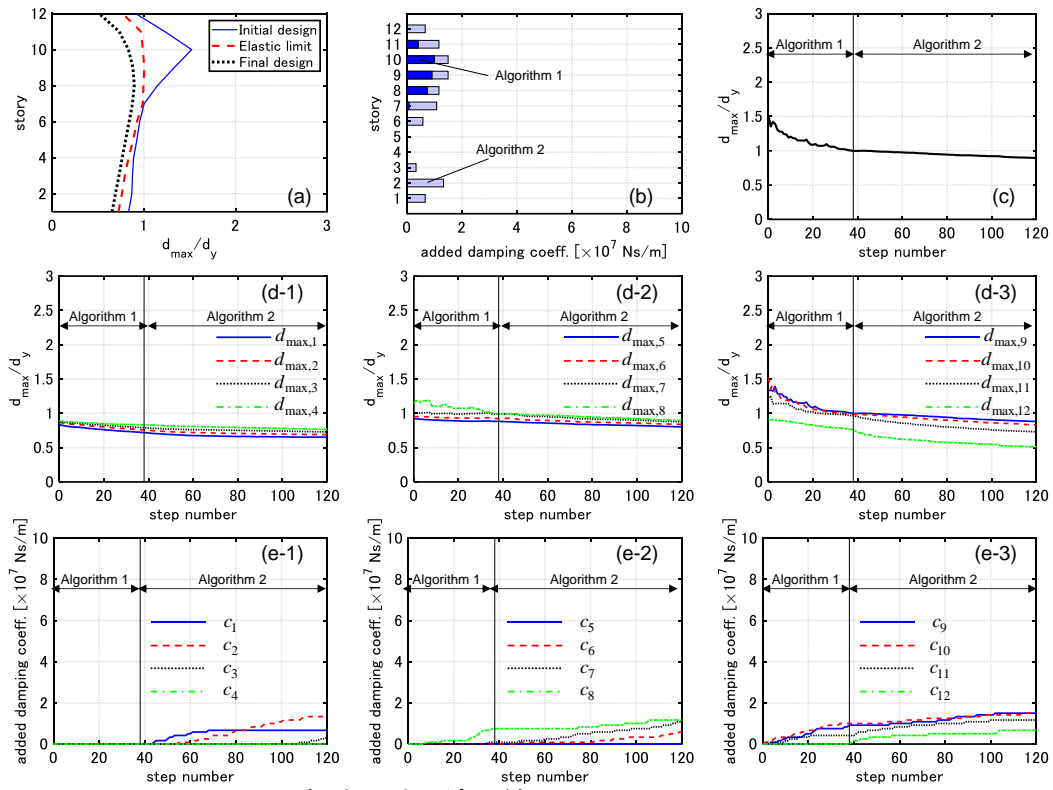


Fig. 2-13 提案手法の適用結果 (Model 4, $V = 0.5$ [m/s]) ,
 (a) 層間変形分布, (b) 付加減衰係数の分布, (c) 最大層間変形の推移,
 (d-1~d-3) 各層最大変形の推移, (e-1~e-3) 各層付加減衰係数の推移

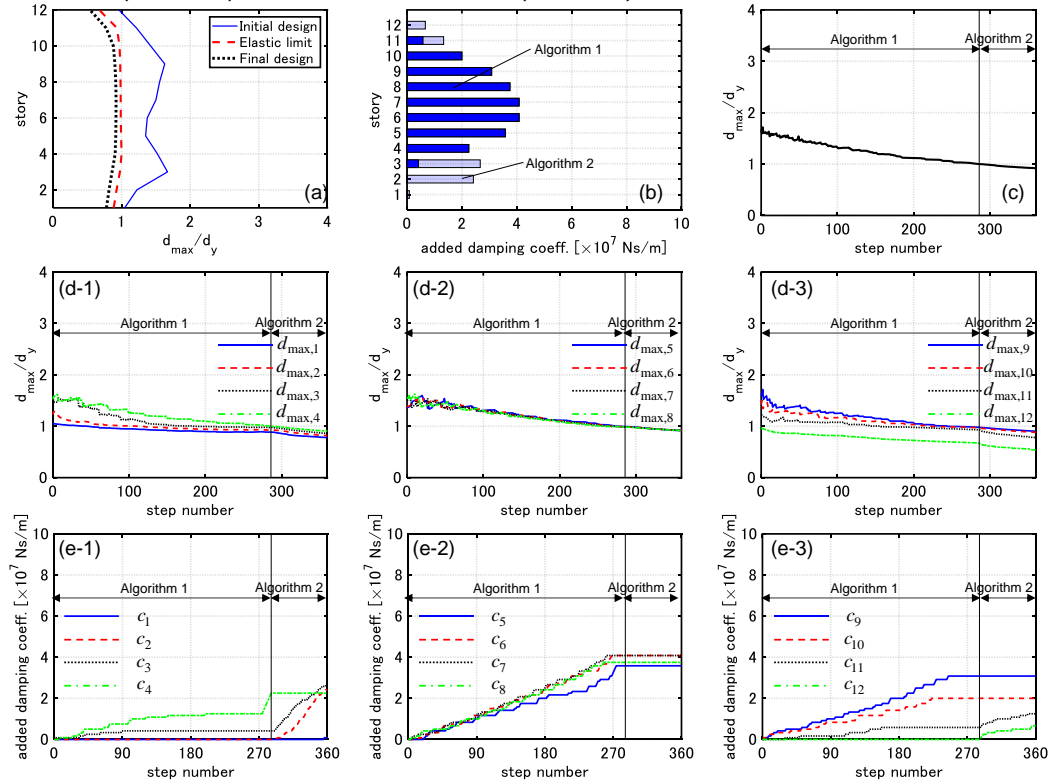


Fig. 2-14 提案手法の適用結果 (Model 4, $V = 0.7$ [m/s]) ,
 (a) 層間変形分布, (b) 付加減衰係数の分布, (c) 最大層間変形の推移,
 (d-1~d-3) 各層最大変形の推移, (e-1~e-3) 各層付加減衰係数の推移

2.5 ダンパー設計のための入力速度レベル決定法

本節では、粘性ダンパー最適化に用いることを目的として、極限的 DI 及び記録地震動による 1 次モードへの入力エネルギーの等価性に基づくインパルス入力速度のレベル調整法を提案する。提案手法は、パルス性地震動のみならず、ランダム位相地震動等に対しても適用可能である。尚、本レベル調整法は記録地震波形からパルス成分を抽出することを目的としたものではない。一方 Kojima and Takewaki (2015)は、記録地震波形からパルス成分を抽出し、抽出された 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅の最大値に基づいて等価な DI を得ている。Kojima and Takewaki の方法はパルス成分の卓越する加速度波形には適用可能であるが、比較的ランダム性の強い波形に対してはレベル調整を行うことが容易ではない。提案手法及び Kojima and Takewaki の方法の概要を Fig. 2-15 に示す。提案手法によりレベル調整された極限的 DI 及び記録地震動を受ける 1 自由度系・多自由度系のエネルギー応答及び弾性・弾塑性変位応答の比較と考察を行う。また、高次モードが変位応答に及ぼす影響についても考察を行う。

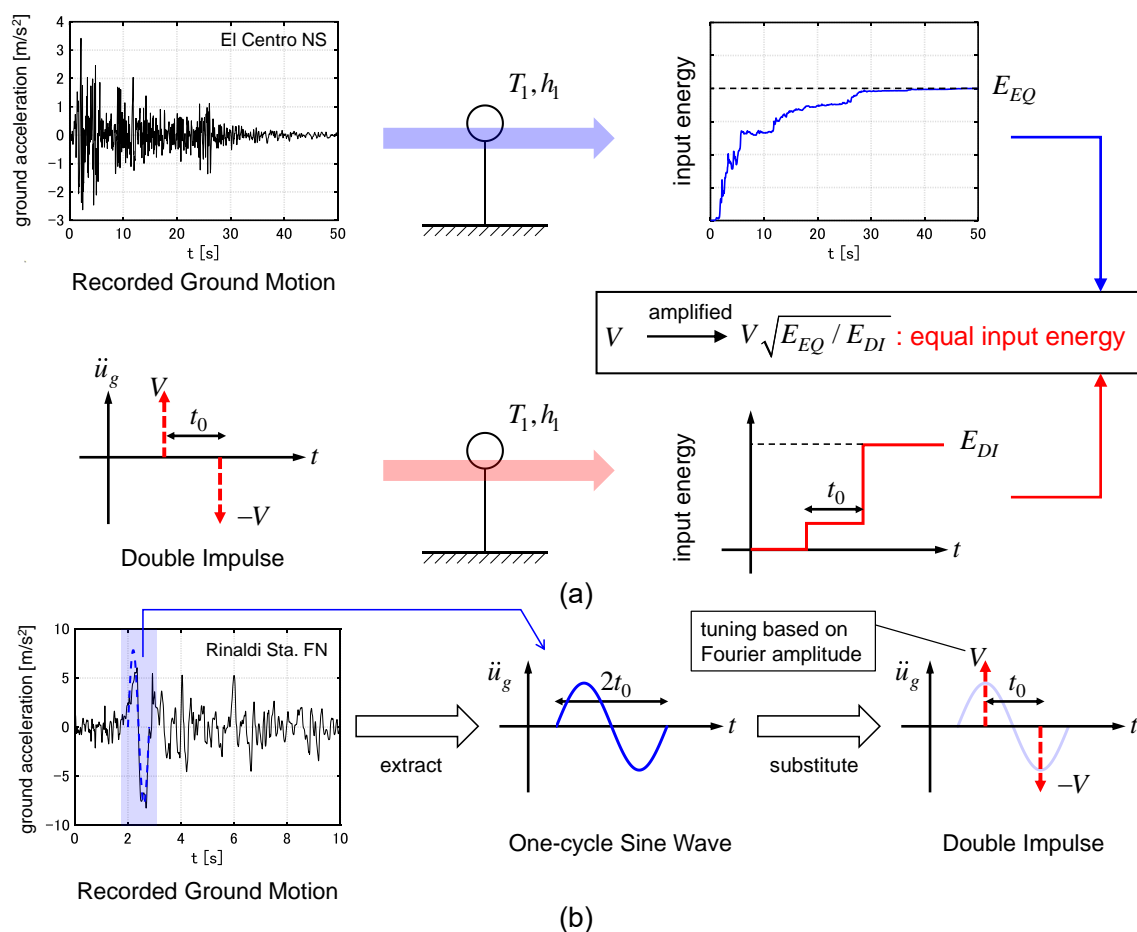


Fig. 2-15 記録地震動と DI のレベル調整法,
 (a) 提案手法, (b) Kojima and Takewaki (2015)の方法

2.5.1 弾性 1 自由度系への DI 及び記録地震動による入力エネルギー

弾性減衰 1 自由度系の第 2 インパルス後の正方向変位応答を最大化する第 2 インパルスの入力タイミングは減衰固有周期の丁度半分（変位応答が第 1 インパルス後に 0 となるタイミング）に相当し、減衰が大きくない場合には 2.2.2 節で定義した極限的タイミング（相対加速度応答が第 1 インパルス後に 0 となるタイミング）とほぼ等しいことが知られている（Kojima et al. (2017)）。入力速度 V の極限的 DI により減衰定数 h の弾性 1 自由度系へ入力されるエネルギー E_{DI} は(2-9)式のように表される。

$$E_{DI} = E_1 + E_2 = \frac{1}{2}mV^2 + \left\{ \frac{1}{2}m(V + v_c)^2 - \frac{1}{2}mv_c^2 \right\} = \frac{1}{2}mV^2 \left\{ 2 + 2 \exp\left(\frac{-\pi h}{\sqrt{1-h^2}} \right) \right\} \quad (2-9)$$

ここで E_1, E_2, v_c は第 1, 2 インパルスによる入力エネルギー（増分）及び第 2 インパルス入力直前に 1 自由度系が有する速度であり、(2-10)式のように表される。

$$v_c = V \exp\left(\frac{-\pi h}{\sqrt{1-h^2}} \right) \quad (2-10)$$

尚、第 2 インパルスは建物モデルの固有周期 T に応じたタイミングで入力されるため、 E_{DI} は T に依存しない。

次に、記録地震動による 1 自由度系への時刻 t までの入力エネルギー E_{EQ} を(2-11)式で定義する。

$$E_{EQ} = \int_0^t (-m\ddot{u} \ddot{u}_g) dt \quad (2-11)$$

ここで \dot{u}, \ddot{u}_g は質点の相対速度及び記録地震動の加速度時刻歴を表す。地面が構造物に対して為す仕事 $\int_0^t m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) \dot{u}_g dt$ として入力エネルギーを定義する方法も存在するが、(2-11)式の積分の上限値を t_e （記録地震動の終了時間）とすると両者は一致する。記録地震動による総入力エネルギー及び最大入力エネルギーは(2-12), (2-13)式のように表される。

$$E_{EQ} = \int_0^{t_e} (-m\ddot{u} \ddot{u}_g) dt = \frac{1}{2}mV_E^2 \quad (2-12)$$

$$\max_t \left\{ \int_0^t (-m\ddot{u} \ddot{u}_g) dt \right\} = \frac{1}{2}mV_{E,\max}^2 \quad (2-13)$$

V_E は総入力エネルギーの速度換算値を表す（秋山 (1987)）。最大入力エネルギーに関しても同様の表現 $V_{E,\max}$ を採用することが可能である。特に、1 自由度系の周期 T と減衰定数 h をパラメータとして $V_E(T, h)$ の推移をプロットした図はエネルギースペクトルと呼ばれる。

記録地震動及び DI による総入力エネルギーが等しい場合、(2-9), (2-12)式より(2-14)式の関係が得られる。

$$\frac{V}{V_E} = \left\{ 2 + 2 \exp\left(\frac{-\pi h}{\sqrt{1-h^2}} \right) \right\}^{-\frac{1}{2}} \quad (2-14)$$

両入力による総入力エネルギーが等しい場合、DI の入力速度と記録地震動のエネルギースペクトル（速度換算値）の比は h のみの関数となることを(2-14)式は表している。また(2-14)式の右辺の値は、 h の現実的な範囲においては変動が小さい（例として、 $h=0.03, 0.05, 0.1, 0.2$ の場合にはそれぞれ 0.5116, 0.5192, 0.5377, 0.5723 となる）。

Fig. 2-16a, 2-17a に $h=0.03, 0.1$ の場合の記録地震動の速度応答スペクトル S_V 、エネルギースペクトル V_E （速度換算値）及び最大入力エネルギーの速度換算値 $V_{E,max}(T, h)$ を示す。Fig. 2-16b, 2-17b には各地震動に対して(2-14)式で算定された DI の入力速度 V を示す。Fig. 2-16c, 2-17c には各記録地震動の変位応答スペクトル S_D 及び入力速度を調整した DI に対する最大変位応答 d_{max} も示す。各地震動の振幅は $PGV=0.5$ [m/s] となるように調整している。表 2-1 には用いた地震動を示している。 $h=0.1$ の場合、DI に対する最大変位応答 d_{max} は記録地震動 5 波全てに対する最大変位応答 S_D よりも大きい値を示している。これは総入力エネルギーに対する瞬間入力エネルギーの比率が大きい（総入力エネルギーが短時間でモデルに与えられる）ためである。El Centro NS 波、Taft EW 波及び Hachinohe NS 波に対する最大変位応答と DI に対する最大変位応答にはかなりの程度の差が存在し、後者は最大 2.5 倍程度前者よりも大きくなっている。一方で、Rinaldi Sta. FN 波及び Kobe Univ. NS 波に対する最大変位応答と DI に対する最大変位応答の差は、上述の 3 地震動よりも比較的小さくなっている。これは、El Centro NS 波、Taft EW 波及び Hachinohe NS 波はランダム位相地震動に近い性質を有する一方、Rinaldi Sta. FN 波及び Kobe Univ. NS 波は波数の少ないパルスの性質を有するためであると考えられる。尚、 $h=0.03$ の場合にも、 d_{max} はほぼ全ての T において S_D を上回っている。減衰が小さい場合には各スペクトルは十分に平滑化されておらず（Kuwamura et al. (1994)）、また $V_{E,max}$ が V_E よりも大きい場合には S_D が d_{max} を上回る場合も存在する。減衰が小さい場合、 V_E の代わりに $V_{E,max}$ を用いて V を算定すれば d_{max} は S_D を上回る。

表 2-1 Fig. 2-16, 2-17 で用いた記録地震動

Name of ground motion	Peak ground velocity (PGV)
(1) Imperial Valley 1940 El Centro NS	$PGV = 0.5$ [m/s]
(2) Kern County 1952 Taft EW	$PGV = 0.5$ [m/s]
(3) Tokachi-oki 1968 Hachinohe NS	$PGV = 0.5$ [m/s]
(4) Northridge 1994 Rinaldi Sta FN	$PGV = 0.5$ [m/s]
(5) Hyogoken-Nanbu 1995 Kobe Univ NS	$PGV = 0.5$ [m/s]

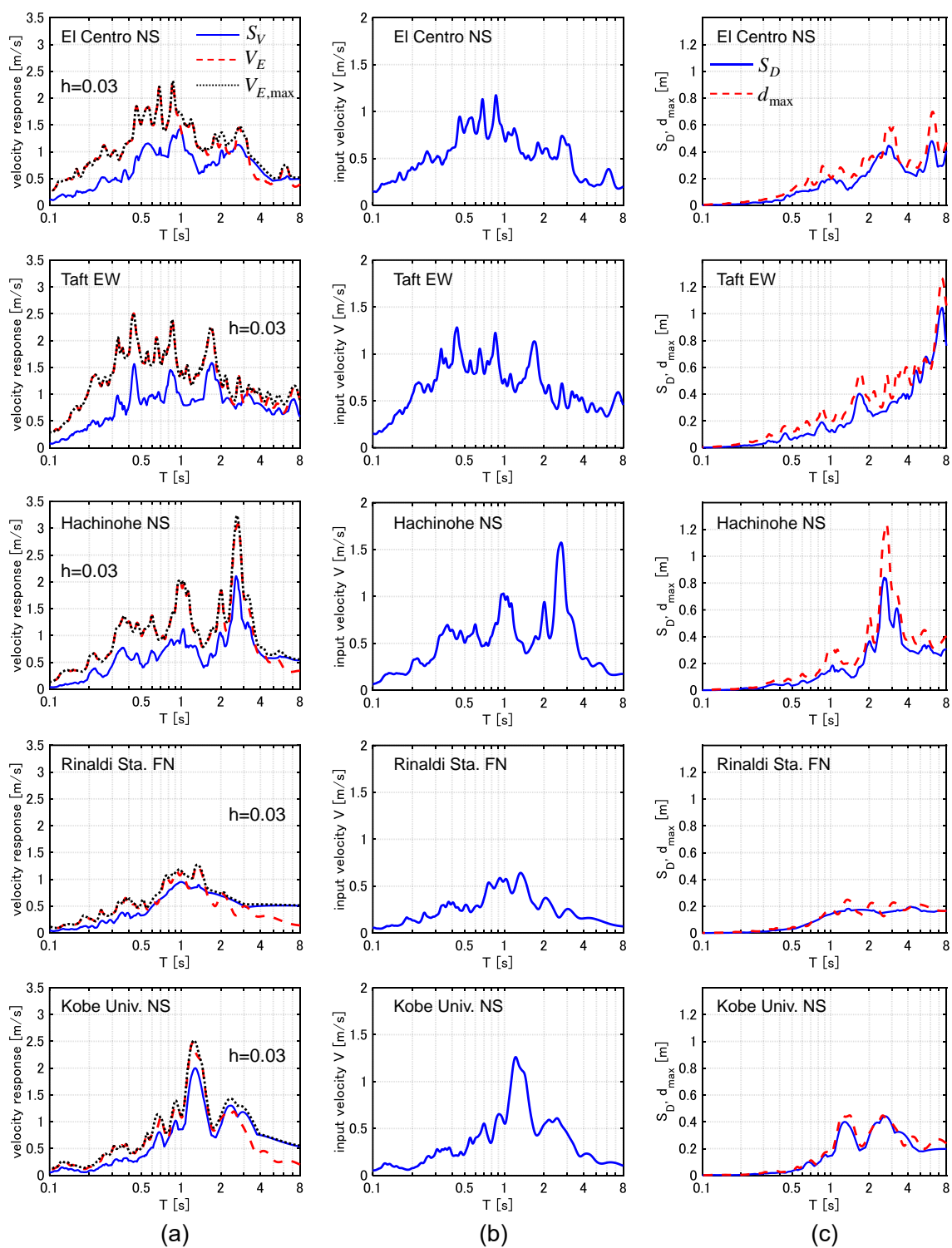


Fig. 2-16 記録地震動の各種スペクトルとDIの入力速度及び最大変位応答 ($h=0.03$),
 (a) エネルギースペクトル・最大入力エネルギーの速度換算値・速度応答スペクトル,
 (b) (2-14)式で算定されたDIの入力速度, (c) 記録地震動及びDIに対する最大変位応答

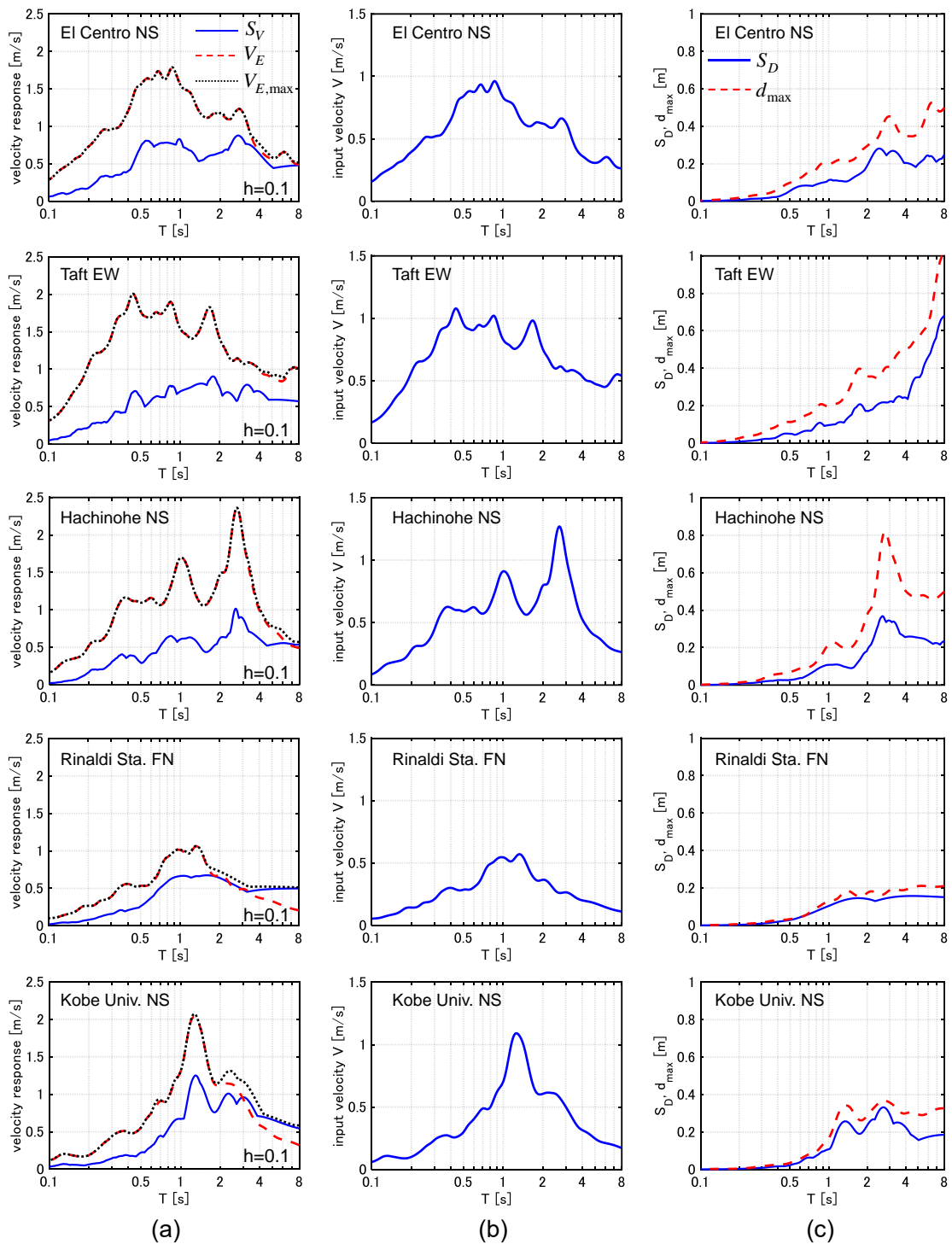


Fig. 2-17 記録地震動の各種スペクトルとDIの入力速度及び最大変位応答 ($h=0.1$),
 (a) エネルギースペクトル・最大入力エネルギーの速度換算値・速度応答スペクトル,
 (b) (2-14)式で算定されたDIの入力速度, (c) 記録地震動及びDIに対する最大変位応答

2.5.2 弾性比例減衰多自由度系の DI 及び記録地震動によるエネルギー応答

次に、記録地震動と DI に対する弾性多自由度系のエネルギー応答について検討する。弾性比例減衰多自由度系の DI に対する変位応答 \mathbf{u}_{DI} は(2-15)式で表される。

$$\mathbf{u}_{DI}(t) = \begin{cases} \sum_{i=1}^N -(\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i) \frac{V}{\omega'_i} e^{-h_i \omega_i t} \sin \omega'_i t & (t < t_0) \\ \sum_{i=1}^N -(\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i) \frac{V}{\omega'_i} \{e^{-h_i \omega_i t} \sin \omega'_i t - e^{-h_i \omega_i (t-t_0)} \sin \omega'_i (t-t_0)\} & (t > t_0) \end{cases} \quad (2-15)$$

ここで $\boldsymbol{\varphi}_i, \beta_i \boldsymbol{\varphi}_i, h_i, \omega_i$ はそれぞれ i 次モード、 i 次の刺激関数、 i 次の減衰定数、 i 次の非減衰固有円振動数を表し、 $\omega'_i = \sqrt{1-h_i^2} \omega_i$ である。(2-15)式より、第 1 インパルスに対する速度応答は(2-16)式のように得られる。

$$\dot{\mathbf{u}}_{DI}(t) = \sum_{i=1}^N -(\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i) \frac{V}{\sqrt{1-h_i^2}} e^{-h_i \omega_i t} \cos(\omega'_i t + \phi_i) \left(\phi_i = \arctan \frac{h_i}{\sqrt{1-h_i^2}}, t < t_0 \right) \quad (2-16)$$

一方で、DI による入力エネルギー E_{DI} は(2-17)式のように表される。

$$\begin{aligned} E_{DI} &= E_1 + E_2 = \frac{1}{2} V^2 \mathbf{1}^T \mathbf{M} \mathbf{1} + \left\{ \frac{1}{2} (\dot{\mathbf{u}}_{DI}(t_0) + V \mathbf{1})^T \mathbf{M} (\dot{\mathbf{u}}_{DI}(t_0) + V \mathbf{1}) - \frac{1}{2} \dot{\mathbf{u}}_{DI}^T(t_0) \mathbf{M} \dot{\mathbf{u}}_{DI}(t_0) \right\} \\ &= \dot{\mathbf{u}}_{DI}(t_0)^T \mathbf{M} (V \mathbf{1}) + V^2 \mathbf{1}^T \mathbf{M} \mathbf{1} \end{aligned} \quad (2-17)$$

(2-17)式に(2-16)式を代入し、さらに(2-18)式の関係と固有モードの質量行列に関する直交性を用いることで(2-19)式を得る。

$$\mathbf{1} = \beta_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \dots + \beta_N \boldsymbol{\varphi}_N \quad (2-18)$$

$$\begin{aligned} E_{DI} &= \sum_{i=1}^N \left\{ -\frac{V^2 ((\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i)^T \mathbf{M} (\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i))}{\sqrt{1-h_i^2}} e^{-h_i \omega_i t_0} \cos(\omega'_i t_0 + \phi_i) + V^2 (\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i)^T \mathbf{M} (\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i) \right\} \\ &= \sum_{i=1}^N E_{DI,i} \end{aligned} \quad (2-19)$$

ここで $E_{DI,i}$ は i 次モードへの入力エネルギーである。一方で、記録地震動による入力エネルギー E_{EQ} は(2-20)式のように表される。

$$E_{EQ} = \int_0^{t_e} (-\dot{\mathbf{u}}_{EQ}^T \mathbf{M} \mathbf{1} \ddot{u}_g) dt \quad (2-20)$$

ここで $\dot{\mathbf{u}}_{EQ}$ は記録地震動に対する速度応答を表す。 $\dot{\mathbf{u}}_{EQ}$ を(2-21)式のように各モード応答に分解し、これを(2-20)式に代入すれば(2-22)式が得られる。

$$\dot{\mathbf{u}}_{EQ} = \dot{u}_{EQ,1}(t) \beta_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \dots + \dot{u}_{EQ,N}(t) \beta_N \boldsymbol{\varphi}_N \quad (2-21)$$

$$\begin{aligned} E_{EQ} &= \sum_{i=1}^N \left\{ -\int_0^{t_e} (\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i)^T \mathbf{M} (\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i) \dot{u}_{EQ,i} \ddot{u}_g dt \right\} \\ &= \sum_{i=1}^N E_{EQ,i} = \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} (\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i)^T \mathbf{M} (\beta_i \boldsymbol{\varphi}_i) V_E^2(T_i, h_i) \end{aligned} \quad (2-22)$$

ここで $E_{EQ,i}$ は i 次モードへの入力エネルギーを表す。1 次モードに対する $E_{EQ,1}$ と $E_{DI,1}$ を等

置して(2-23a)式を得る。

$$\frac{1}{2}(\beta_1\phi_1)^T \mathbf{M}(\beta_1\phi_1) V_E^2(T_1, h_1) = -\frac{V^2((\beta_1\phi_1)^T \mathbf{M}(\beta_1\phi_1))}{\sqrt{1-h_1^2}} e^{-h_1\omega_1 t_0} \cos(\omega_1' t_0 + \phi_1) + V^2(\beta_1\phi_1)^T \mathbf{M}(\beta_1\phi_1) \quad (2-23a)$$

(2-23a)式を整理して(2-23b)式を得る。

$$\frac{V}{V_E(T_1, h_1)} = \left\{ 2 - \frac{2}{\sqrt{1-h_1^2}} e^{-h_1\omega_1 t_0} \cos(\omega_1' t_0 + \phi_1) \right\}^{-\frac{1}{2}} \quad (2-23b)$$

弾性比例減衰多自由度系を対象としているため、1次モードに対する極限的タイミングは弾性1自由度系の場合と同じである。 $t_0 = \pi / \omega_1'$ を(2-23)式に代入すれば(2-24)式が得られる。

$$\frac{V}{V_E(T_1, h_1)} = \left\{ 2 + 2 \exp \frac{-\pi h_1}{\sqrt{1-h_1^2}} \right\}^{-\frac{1}{2}} \quad (2-24)$$

(2-14)式において T_1, h_1 を用いたものが、(2-24)式と等価であることが確認される。

$PGV=0.5$ [m/s]のEl Centro NS波及びRinaldi Sta. FN波とDIに対するエネルギー応答時刻歴と各層最大層間変形の分布をFig. 2-18, 2-19に示す。建物モデルには2.4節で用いたModel 4 ($k_1/k_{12}=4$ の台形分布)を用いており、減衰は3通り ($h_1=0.01, 0.05, 0.1$ の剛性比例減衰)を扱っている。図中には全応答に加えて1次モード応答(破線)も併せて示す。DIの入力速度は(2-24)式により評価する。ただし第2インパルスの入力タイミングは2.2.2節で導いた極限的タイミングを採用しており、高次モード応答の影響により1次モードに対する極限的タイミングからはわずかにずれたものとなる。(2-24)式によるレベル調整を行うことにより、それぞれの記録地震動による1次モードへの総入力エネルギーと、対応するDIによる1次モードへの入力エネルギーはほとんど一致していることが確認される。El Centro NS波に対する総入力エネルギー及び最大入力エネルギーは h_1 が大きくなるほど小さくなる一方で、Rinaldi Sta. FN波に対する総入力エネルギーは h_1 が大きくなるほど増加している。このことは、 h_1 が大きくなるほどRinaldi Sta. FN波に対して(2-24)式で計算されるDIの入力速度が大きくなることに対応する。 $h_1=0.01$ の場合、Rinaldi Sta. FN波による総入力エネルギーは最大入力エネルギーよりもかなりの程度小さくなっている。これは、減衰が小さい場合には比較的長時間にわたって力学的エネルギーが大きく保たれるためである。同様の理由から、入力地震動の性質によっては、減衰の増大に伴って総入力エネルギーも増大する場合が存在する。尚、総入力エネルギーに関して、1自由度系のエネルギー伝達関数 $F(\omega)$ (速度伝達関数の実部と等価)(Takewaki(2004))を用いて考察することも可能である。 $F(\omega)$ は h_1 が大きくなるほどピーク値(モデルの固有円振動数付近)は減少するが、その周辺部では増大する(Fig. 2-20)。地震動による入力エネルギーは $\int_0^\infty F(\omega) |\ddot{U}_g(\omega)|^2 d\omega$ と表されるため、

$F(\omega)$ のピーク（モデルの固有円振動数付近）と $|\ddot{U}_g(\omega)|$ のピークがずれている場合には、周辺部の影響により入力エネルギーが増大する場合が存在する。

また最大層間変形に関して、El Centro NS 波及び DI に対しては減衰が小さい場合に高次モードの変位応答への影響が大きいものの、減衰が大きくなると 1 次モードの寄与が卓越する。これは El Centro NS 波及び DI は高振動数域にも比較的大きな成分を有しているためである。特に DI は高振動数域にも同程度の成分を有するため、高次モード応答は大きく励起される。減衰が大きくなると El Centro NS 波及び DI に対する高次モード応答は十分に低減し、1 次モードの寄与が卓越する。一方で、Rinaldi Sta. FN 波に対する最大層間変形は減衰の大きさに関わらず、1 次モードが支配的となっている。これは、Rinaldi Sta. FN 波がパルス波的性質を有し、またそのパルス周期がおよそ 0.8 [s] で、建物モデルの 1, 2 次周期の中間的な値であるためである。次に、DI に対する最大層間変形とそれぞれの記録地震動に対する最大層間変形の差を見比べれば、El Centro NS 波に対する最大変位応答は DI に対するその半分程度となっているが、Rinaldi Sta. FN 波に対する最大層間変形は DI に対するそれとかなり近いものとなっている。すなわち、瞬間入力エネルギーが大きいほど DI に近くなり最大層間変形が大きくなっている（Hori and Inoue (2002)）。

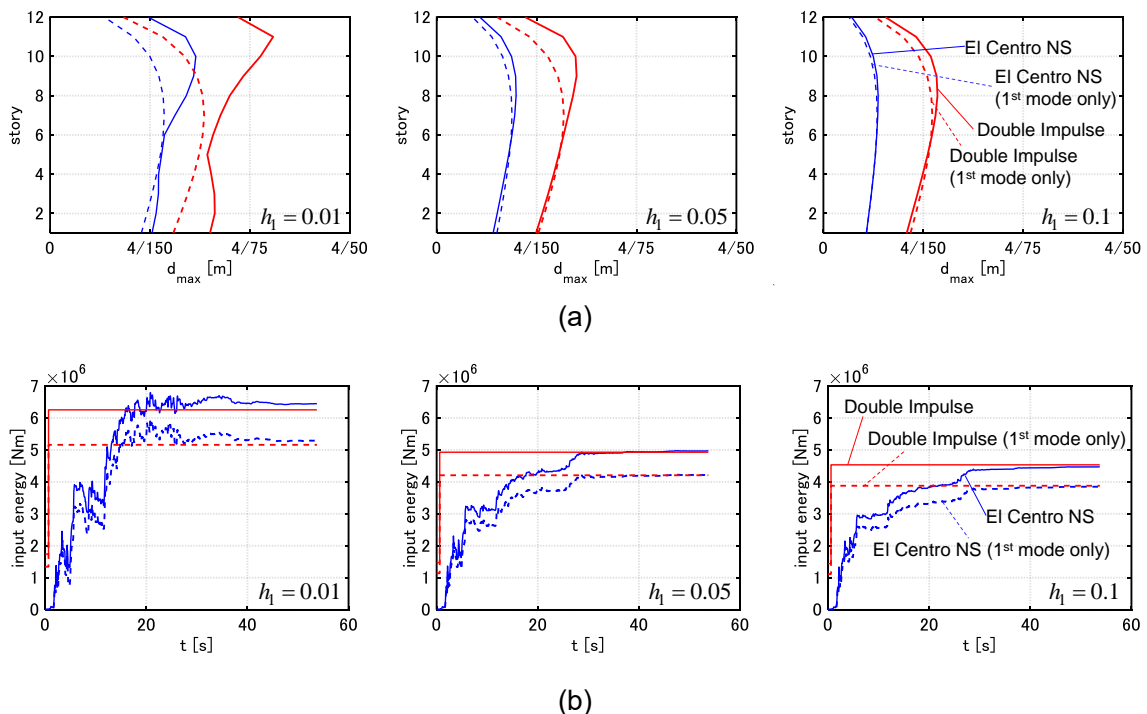


Fig. 2-18 El Centro NS 波と入力レベルを調整した DI に対する Model 4 の弾性応答の比較,
(a) 層間変形, (b) エネルギー応答時刻歴

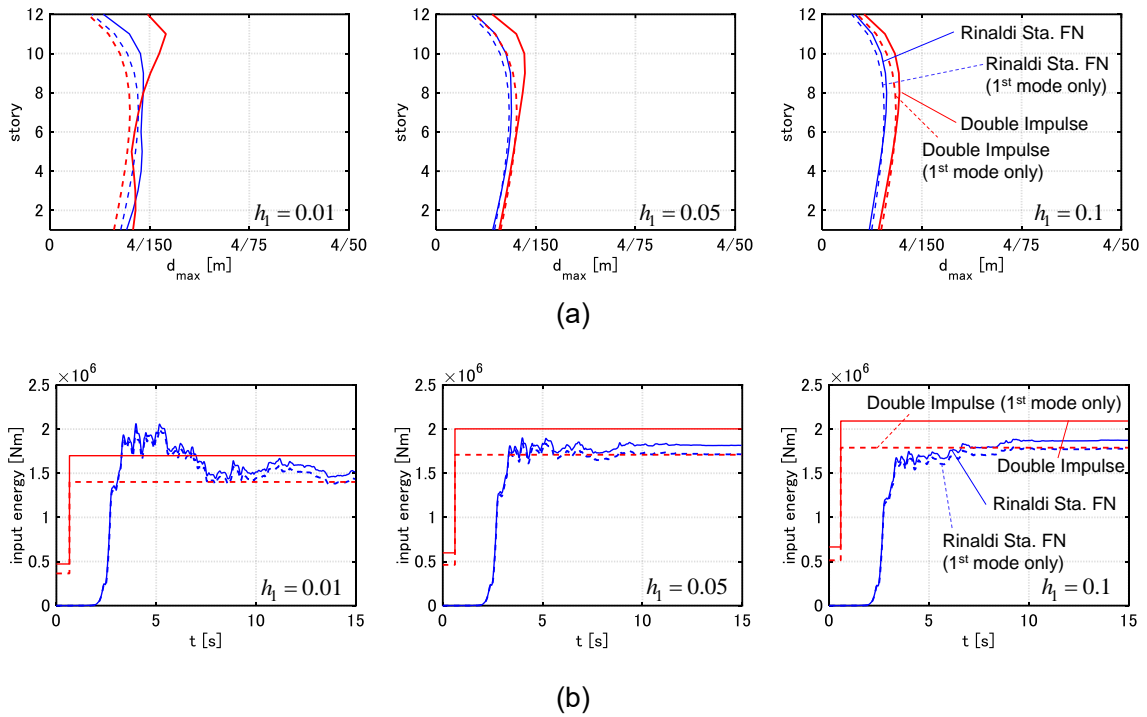


Fig. 2-19 Rinaldi Sta. FN 波と入力レベルを調整した DI に対する Model 4 の弾性応答の比較, (a) 層間変形, (b) エネルギー応答時刻歴

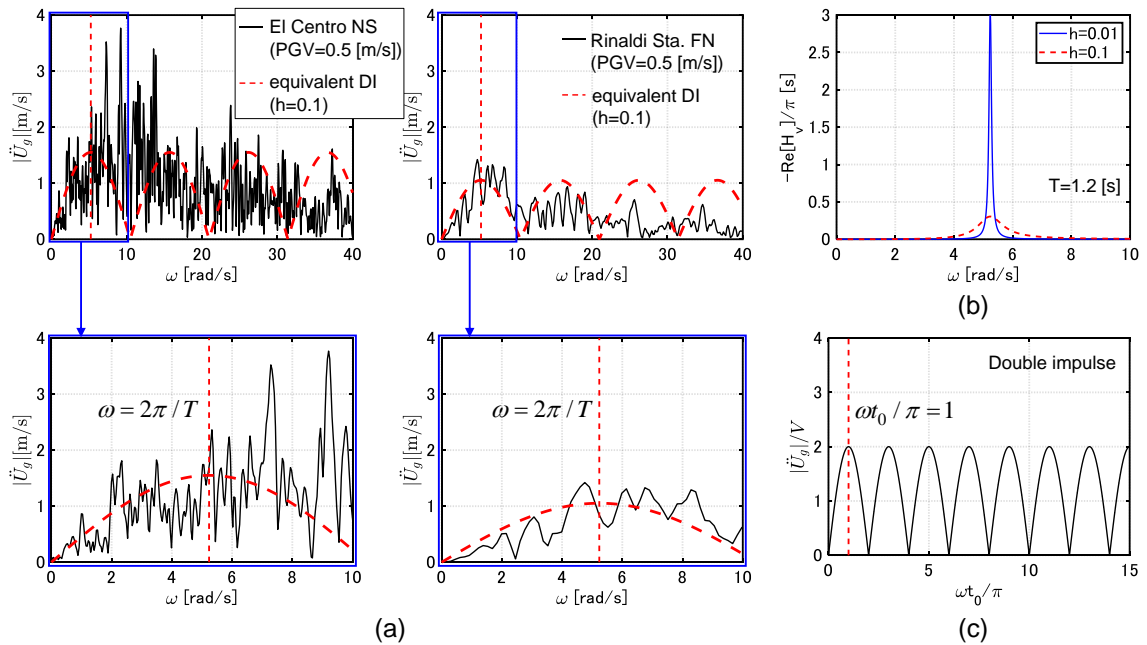


Fig. 2-20 入力地震動のフーリエ振幅と 1 自由度系 ($T=1.2$ [s]) のエネルギー伝達関数, (a) El Centro NS 波及び Rinaldi Sta. FN 波のフーリエ振幅, (b) 1 自由度系のエネルギー伝達関数, (c) DI のフーリエ振幅

2.5.3 弾塑性多自由度系の DI 及び記録地震動によるエネルギー応答と変位応答の比較

本節では、記録地震動と DI に対する弾塑性多自由度系のエネルギー応答に関する検討を行う。前節と同様、DI の入力速度は(2-24)式（弾性 1 次モードのみを考慮）を用いて評価する。一方、第 2 インパルスのタイミングには、2.2.2 節で定義した多層建物モデルに対する極限的タイミングを採用する。極限的タイミングは、高次モードのみならず弾塑性応答による影響を受ける。

$PGV=1.0$ [m/s] の El Centro NS 波及び Rinaldi Sta. FN 波と DI に対するエネルギー応答時刻歴と最大層間変形の分布を Fig. 2-21, 2-22 に示す。エネルギー応答時刻歴の図には躯体の履歴吸収エネルギーも併せて破線で示す。降伏変位は $4/150$ m（全層共通）とし、完全弾塑性型の復元力特性を有するものとした。弾塑性応答時には弾性モードのカップリングが生じるため、全応答のみを示す。 h_1 が小さい場合には、記録地震動に対する最大層間変形が DI に対するそれよりも大きくなる場合があり、また塑性変形の集中する層も異なる。入力毎に周期特性が異なり、また(2-24)式で算定する DI の入力速度は弾性応答のみを考慮したものであるため、塑性変形が大きい場合には入力レベルの調整が必ずしもうまくいかない。一方で、 h_1 が大きくなるとモデルの応答が低減し、等価な 1 次周期が弾性 1 次周期に近づくため、DI に対する最大層間変形が記録地震動に対するそれを全層で上回るようになる。また躯体の履歴吸収エネルギー応答に関しても、 h_1 が大きくなると DI に対する応答が記録地震動に対するそれを上回る。尚、骨組の復元力特性として完全弾塑性型は非現実的であり、バイリニア型を仮定する場合、二次剛性比の値としては $0.1\sim 0.3$ が妥当である。この場合、等価 1 次周期は完全弾塑性型の場合ほど伸長せず、また塑性変形の集中も緩和されるため、入力レベルの調整の精度は高くなる。

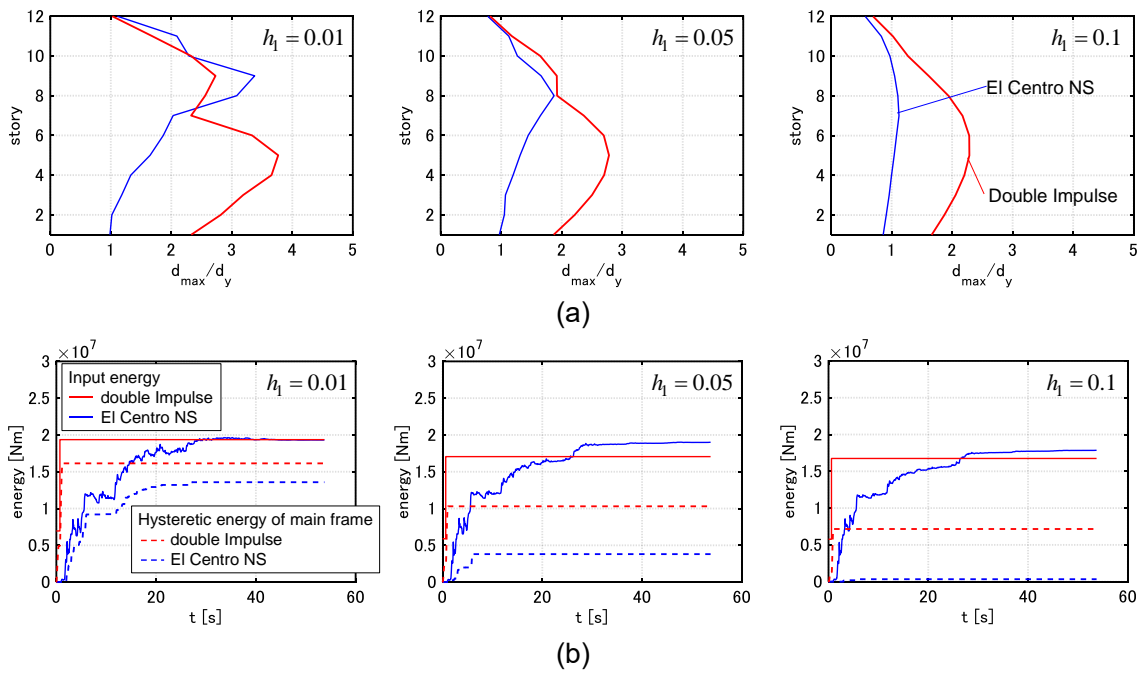


Fig. 2-21 El Centro NS 波と入力レベルを調整した DI に対する Model 4 の弾塑性応答の比較, (a) 最大層間変形, (b) エネルギー応答時刻歴

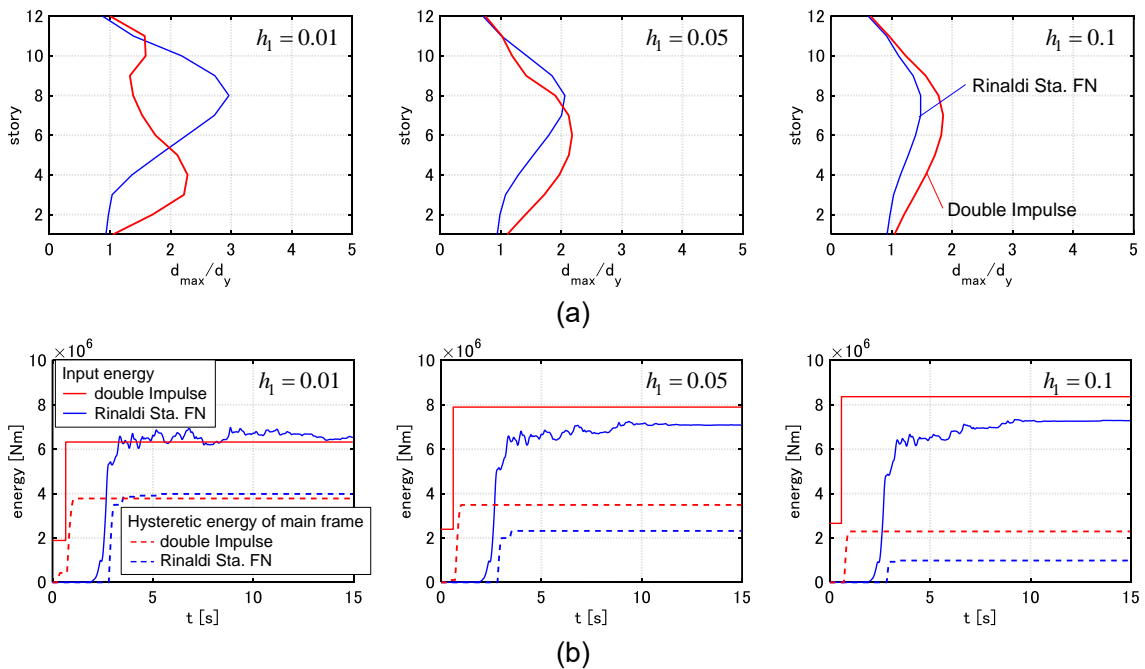


Fig. 2-22 Rinaldi Sta. FN 波と入力レベルを調整した DI に対する Model 4 の弾塑性応答の比較, (a) 最大層間変形, (b) エネルギー応答時刻歴

2.5.4 エネルギー応答特性を考慮した粘性ダンパー設計法

ダンパー最適化に用いる地震動の設定は、得られる設計に影響することはよく知られている。特性の異なる複数の地震動に対して最適化を行うと得られる設計の信頼性は高くなる一方で、計算負荷が増大するという困難点が存在する。このような観点から、最適化過程で active earthquake (設定した入力地震動群の中で応答を最大化するもの) (Akehashi and Takewaki (2020), Lavan and Levy (2005)) のみを用いる方法も存在する。特に、Lavan and Levy (2005)はエネルギースペクトルから active earthquake を選択する方法を提案している。しかし、総入力エネルギーが最大となる入力設計用地震動群において変形を最大化するとは限らない (Fig. 2-18, 2-19 の $h_1 = 0.1$ の場合では、Rinaldi Sta. FN 波による総入力エネルギーが El Centro NS 波よりも小さいにもかかわらず、Rinaldi Sta. FN 波に対する変形のほうが大きくなっている)。総入力エネルギーのみならず、瞬間入力エネルギーも最大変形に影響すると考えられる。2.5.1~2.5.3 節での検討を踏まえて、極限的 DI を用いた粘性ダンパー設計手順を以下に示す。

<極限的 DI を用いた粘性ダンパーの設計手順>

Step 1 設計用地震動群を用意。

Step 2 設計対象の建物モデルの弾性時非減衰 1 次固有周期 T_1 を用いてエネルギースペクトル $V_E(T_1, h_1)$ を計算。 h_1 の値にはエネルギー応答が安定する程度に大きな値を採用。もしくはダンパーによる付加減衰係数の総和の目標値を参考に設定。

Step 3 (2-24)式を用いて DI の入力速度を算定。

Step 4 Step 3 で得られた入力速度のうち最大のものを用いて、極限的 DI に対する粘性ダンパーを最適設計。

提案した設計手順は、active earthquake として極限的 DI を設計用地震動群に追加し、ダンパー最適化の過程では極限的 DI のみを入力として用いる方法である。複数の入力を扱う必要がないことに加えて、DI 自体が継続時間の短い入力であるため、最適化を効率的に行うことが可能である。また DI は高振動数域にも同程度の成分を有し、かつ瞬間入力エネルギーの大きな入力であるため、ダンパー設計終了時には active earthquake であることが期待される。従って、本手法により最大層間変形に関して安全側の粘性ダンパー設計が得られると考えられる。尚、超高層建物を扱う場合には、高次モードの影響も加味してレベル調整を行ってもよい (例えば 2 次モードを考慮する場合、 $E_{DI,2}, E_{EQ,2}$ が等しくなる V を計算。ただし、最適化には極限的タイミングを用いるため、 $t_0 = \pi / \omega_1'$ は変更しない)。また、(2-24)式において総入力エネルギーの代わりに最大入力エネルギーの速度換算値 $V_{E,max}$ を用いれば、DI の入力速度 V は大きめに見積もられる。ただし減衰が十分に付加されてエネルギー応答

が安定すれば、 V_E と $V_{E,max}$ に大きな差はなくなる。

また、Step 4 で得られる DI に対する設計が、設計用地震動に対して過剰に保守的なものとなる可能性が考えられる（後述の Fig. 2-24 の例において(1)~(3)の記録地震動のみを設計用地震動とする場合など）。このような場合には、以下に示す Step 5 を追加すればよい。

Step 5 Step 4 で得られた設計を初期解として Sensitivity-based algorithm (SBA; Akehashi and Takewaki (2020))を適用し、所定の応答性能が達成されるまで有効性の低い（数値感度により決定）ダンパーを連続的に除去する。このとき、入力には記録地震動のみを用い、DI は除外する。

Step 4 までの手順では DI のみに対して設計を行っており、複数の地震動を扱う必要がない。Step 5 を含める場合であっても、複数の地震動に対して SBA のみによる最適化を行う場合と比較して計算負荷はかなりの程度小さくなる。提案手法による粘性ダンパーの設計手順を Fig. 2-23a に示す。

尚、後述の数値例題では、記録地震動の振幅は総入力エネルギーに基づいて調整を行っているものの、構造設計実務の観点からは一般的ではない。記録地震動の PGV を基準化した場合の DI の入力速度調整の概要を Fig. 2-23b に示す。

数値例題として、提案設計手順により Model 4 に対して設計を行った例を Fig. 2-24 に示す。記録地震動には表 2-1 と同様の 5 波を用いた。記録地震動の PGV の設定値を表 2-2 に示す。記録地震動の PGV は、 $h=0.2$ の 1 次モードへの総入力エネルギーが 4.25×10^6 [Nm] となるように調整したものであり、DI の入力速度は 0.787 [m/s] に相当する。尚、現行の設計基準では PGV を一定とする方法が採用されているものの、ここでは総入力エネルギーに基づいて地震動振幅の調整を行っている。前者は超高層建物を対象とした統計的關係（変位一定則）に基づいており、後者は構造物及び各地震動の性質の關係（共振の有無や継続時間等）に基づくものである。ダンパー最適化における 1 step 当りの付加減衰係数を $\Delta c = (10/120) \times 10^7$ [Ns/m] とし、付加減衰係数の総和の目標値を $W_c = 480\Delta c$ とした。付加減衰係数の総和の目標値は 1 次の減衰が概ね 0.2 となるように設定したものであり、DI の入力速度算定においても $h=0.2$ を用いた。Algorithm 1, 2 のそれぞれの終了時点で DI に対する層間変形が記録地震動に対するそれを上回っており、提案設計法の有効性が確認できる。

(1)~(3)の記録地震動に対する最適化結果（Fig. 2-24 で得られた設計を初期解とした SBA により実行）を Fig. 2-25 に示す（上述の Step 5 に対応）。最大層間変形が $0.7d_y$ に等しくなるまでダンパーの除去を行った。Fig. 2-25 より、層間変形が有効に低減されていることが分かる。

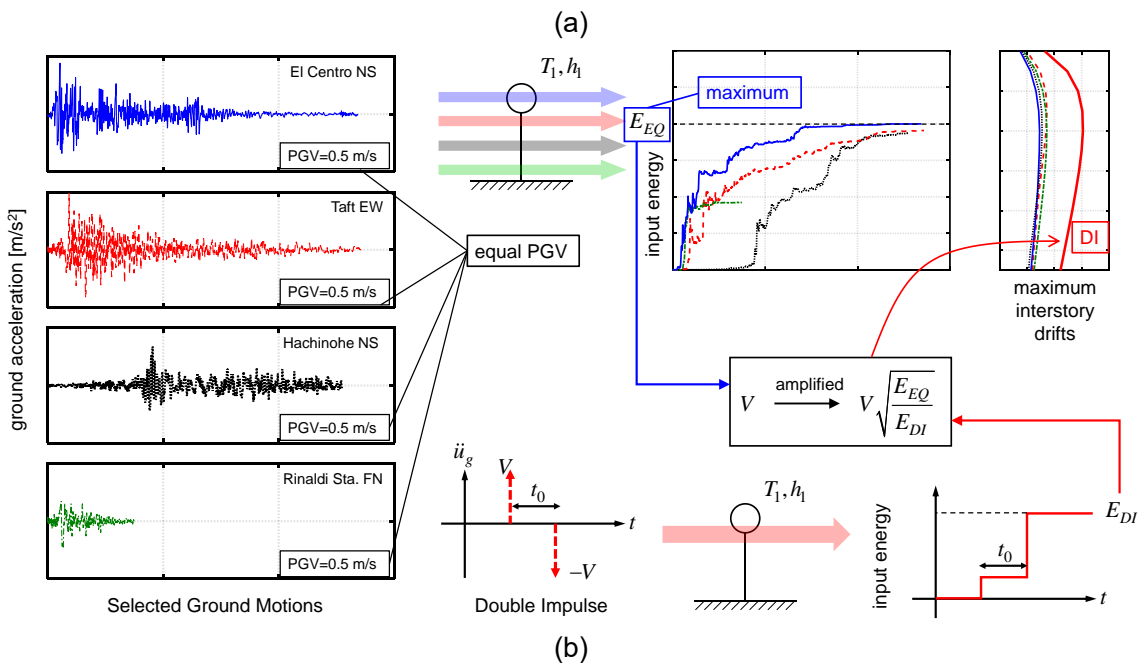
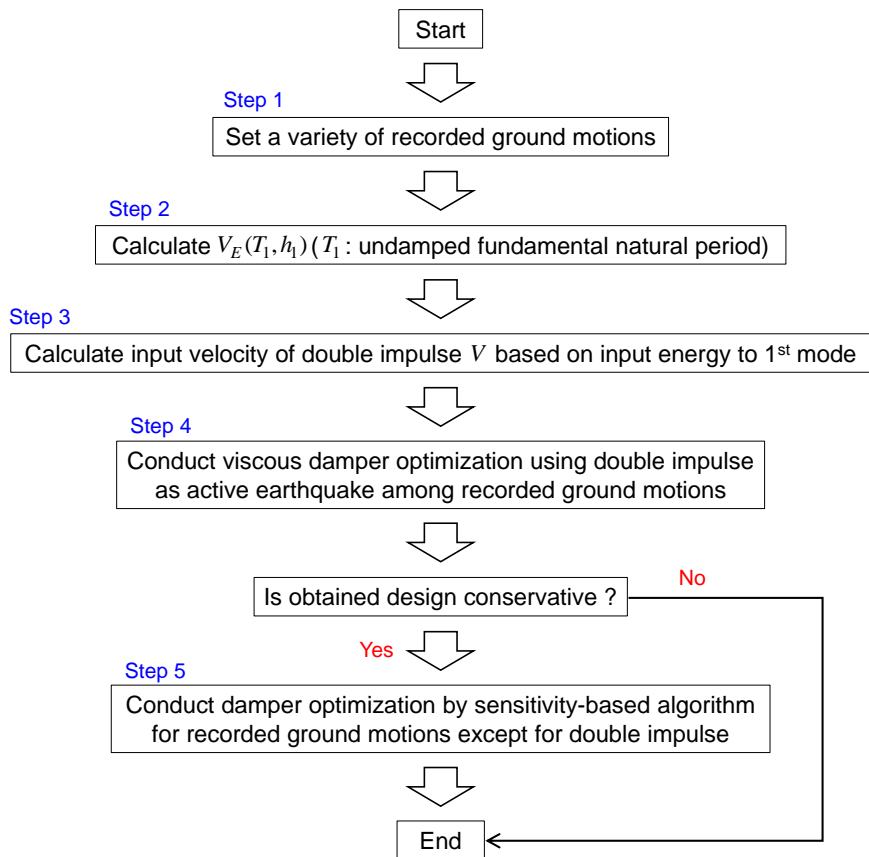


Fig. 2-23 提案手法による粘性ダンパーの設計手順, (a) 設計手順, (b) PGV の等しい 4 つの記録地震動に対する DI の入力速度調整の概要

次に、1次周期が2.4 sの24層せん断質点系を扱う。全層等質量、構造減衰1%（剛性比例）、各層高さ4m、降伏変位4/150mとし、全層において完全弾塑性型の復元力特性を仮定する。剛性分布は第1層、第24層の剛性の比が2.5:1となる台形分布とする。24層モデルに対する設計例をFig. 2-26に示す。記録地震動のPGVの設定値もFig. 2-26内に併せて示す。記録地震動のPGVは、 $h=0.1$ の1次モードへの総入力エネルギーが 8.4×10^6 [Nm]となるように調整したものであり、DIの入力速度は0.800 [m/s]に相当する。DIの入力速度はModel 4の場合（Fig. 2-24）とほとんど等しいものの、逆算される記録地震動のPGVはそれぞれ異なる。1 step当りの付加減衰係数を $\Delta c = (25/120) \times 10^7$ [Ns/m]とし、付加減衰係数の総和の目標値を $W_c = 480\Delta c$ とした。付加減衰係数の総和の目標値は1次の減衰が概ね0.1となるように設定したものであり、DIの入力速度算定においても $h=0.1$ を用いた。Algorithm 1の適用終了時点で W_c に達したため、Algorithm 2の適用前に解析を終了した。Fig. 2-26より、高次モードの影響によりRinaldi Sta. FN波に対する高層部の変形はDIに対するそれよりも少し大きくなっているものの、全層中の最大変形に関してはDIの方が大きくなる。また他の地震動に関しては、DIに対する層間変形が全層で上回っている。以上より、提案設計法の有効性が確認できる。

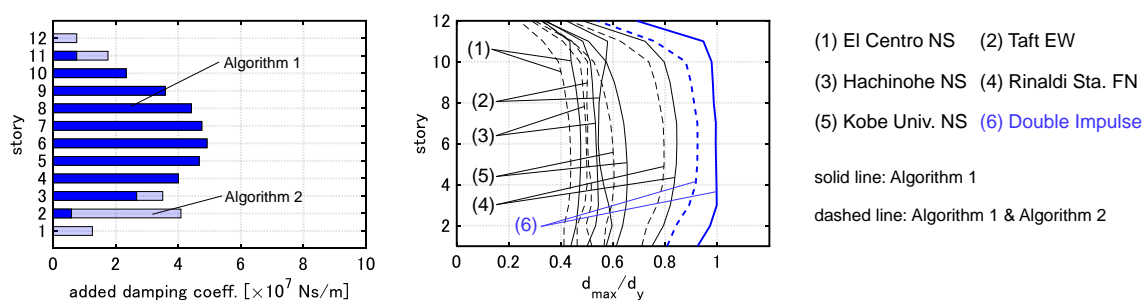


Fig. 2-24 レベル調整を行ったDIによる粘性ダンパーの設計例（Model 4）

表 2-2 記録地震動のPGVの設定

Name of ground motion	Peak ground velocity (PGV)
(1) Imperial Valley 1940 El Centro NS	$PGV = 0.508$ [m/s]
(2) Kern County 1952 Taft EW	$PGV = 0.519$ [m/s]
(3) Tokachi-oki 1968 Hachinohe NS	$PGV = 0.525$ [m/s]
(4) Northridge 1994 Rinaldi Sta FN	$PGV = 0.744$ [m/s]
(5) Hyogoken-Nanbu 1995 Kobe Univ NS	$PGV = 0.367$ [m/s]

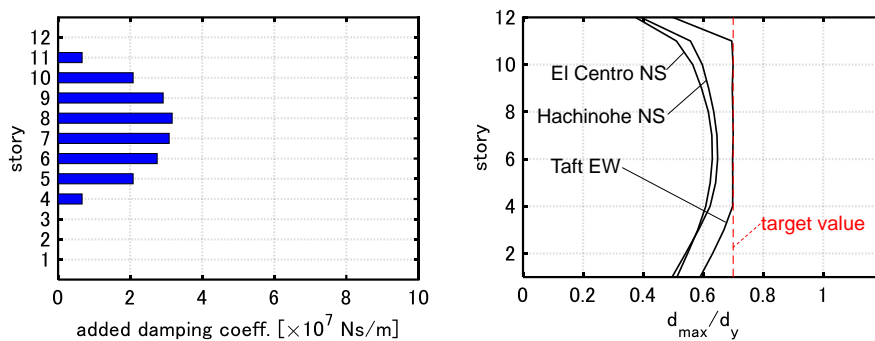


Fig. 2-25 Fig. 2-24 の設計に対する SBA の適用結果

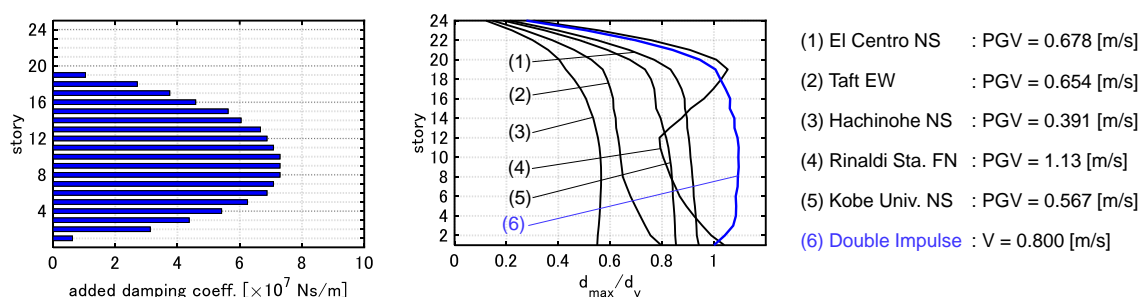


Fig. 2-26 レベル調整を行った DI による粘性ダンパーの設計例 (24 層モデル)

2.6 結論

本章では、極限的ダブルインパルス (DI) を受ける弾塑性多自由度系に対する粘性ダンパー最適配置問題を扱い、その解法を示した。主な結論は以下のようにまとめられる。

- (1) DI は断層近傍地震動の fling-step 入力を模擬した入力である (Kojima and Takewaki (2015))。DI は 2 つのパラメータ：入力速度 V とインパルス時間間隔 t_0 によって特徴づけられる。本研究では、入力エネルギーを最大化する DI のタイミングを極限的タイミングと定義し、その条件を導いた。極限的タイミングの条件は第 1 層の層せん断力が 0 に等しい場合である。
- (2) 数値感度に基づくダンパー最適配置アルゴリズムを提案した。提案手法は Algorithm 1, 2 を組み合わせて用いる手法である。前者は塑性変形を集中的に抑制することを目的としており、後者は層間変形を全体的に低減することを目的としている。数値例題を通して、提案手法が最大層間変形を有効に低減可能であることを示した。

- (3) 記録地震動のエネルギースペクトルを用いて、1次モードへの入力エネルギーが等しくなるDIの入力速度調整法を提案した。この調整法はダンパー設計のためのDIの入力速度決定を目的としたものであり、パルス性地震動のみならず、ランダム位相地震動等にも適用可能である。算定されるDIの入力速度は、同一の記録地震動を用いても、モデルの1次固有周期によって変動する。また、1次の減衰定数に対する変動は小さい。
- (4) ランダム位相地震動に近い記録地震動を扱う場合、レベル調整されたDIに対する弾性1自由度系の最大変位応答は記録地震動に対するそれを大きく上回る。パルス性地震動を扱う場合、レベル調整されたDIに対する弾性1自由度系の最大変位応答は記録地震動に対するそれを少し上回る。これは、最大変位応答は入力エネルギーのみならず、入力エネルギー率の大きさにも依存するためである。DIは入力エネルギー率の高い入力であるため、DIは総入力エネルギーの等しい入力群において active earthquake として機能する。
- (5) 減衰が十分に与えられた弾性多自由度系は、上記の1自由度系の場合と同様の傾向を示す。これは、減衰が十分に与えられると、変位応答においては1次モードが支配的となるためである。弾塑性多自由度系に関してはDIに対する応答が記録地震動に対する応答を必ずしも上回らないものの、減衰により応答が低減して等価周期が1次周期に近づくと、DIに対する応答が記録地震動に対する応答を上回るようになる。
- (6) 上記の性質を総合的に考慮して、DIを用いた粘性ダンパーの効率的設計法を提案した。提案した設計手順では、active earthquake として極限的DIを設計用地震動群に追加し、ダンパー最適化の過程では極限的DIのみを入力として用いる。数値例題により、提案手法が極限的DI及び設計用地震動群に対する最大層間変形を、有効かつ効率的に低減可能であることを示した。

提案したDIの入力速度決定法は1次モードへの入力エネルギーに基づくものである。定式化はしていないものの、高次モードへの入力エネルギーに基づいて入力速度を決定することも可能である(2.5.4節で説明)。超高層建物の2,3次周期は地震動の卓越周期と一致する可能性があり、このような場合、高次モードを考慮した入力速度決定が有効となると考えられる。

また、極限的DIを用いた設計が中小地震や他の地震動に対しても応答を有効に低減することを、3章の検討により示す。

参考文献

- Adachi, F., Yoshitomi, S., Tsuji, M., and Takewaki, I. (2013). Nonlinear optimal oil damper design in seismically controlled multi-story building frame. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 44, 1–13.
- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2019). Optimal viscous damper placement for elastic-plastic MDOF structures under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 5, 20.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020). Simultaneous optimization of elastic-plastic building structures and viscous dampers under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 6, 623832.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022). Bounding of earthquake response via critical double impulse for efficient optimal design of viscous dampers for elasticplastic moment frames. *Japan Architectural Review*, 5(2), 131-149.
- 秋山宏. (1987). 建築物の耐震極限設計.
- Aydin, E., Boduroglu, M.H., and Guney, D. (2007). Optimal damper distribution for seismic rehabilitation of planar building structures. *Eng Struct.*, 29, 176-185.
- Baker, J. W. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5), 1486-1501.
- Bertero, V.V., Mahin, S.A., and Herrera, R.A. (1978). Aseismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 6(1), 31–42.
- Cetin, H., Aydin, E., and Ozturk, B. (2019). Optimal Design and Distribution of Viscous Dampers for Shear Building Structures under Seismic Excitations. *Frontiers in Built Environment*, 5: 90.
- Domenico, D.D., Ricciardi, G., and Takewaki, I. (2019). Design strategies of viscous dampers for seismic protection of building structures: A review, *Soil Dyn Earthq. Eng.*, 118, 144–165.
- 藤田 皓平, 安田 圭佑 (2016). 制振建物における種々の構造物特性の変動を考慮したロバスト最適ダンパー配置. 構造工学論文集, 62(B), 387-394.
- Fujita, K., Yamamoto, K., and Takewaki, I. (2010). An evolutionary algorithm for optimal damper placement to minimize interstorey-drift transfer function in shear building. *Earthq. Struct.*, 1(3), 289-306.
- Garcia, D.L. (2001). A simple method for the design of optimal damper configurations in MDOF structures. *Earthq. Spectra*, 17, 387-398.
- Hayashi K., Fujita K., Tsuji M. and Takewaki I. (2018). A simple response evaluation method for base-isolation building-connection hybrid structural system under long-period and long-duration ground motion, *Frontiers in Built Environment*, 4, 2.
- Hayden, C. P., Bray, J. D., and Abrahamson, N. A. (2014). Selection of near-fault pulse motions. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 140(7), 04014030.
- 久田嘉章. (2001). 震源近傍の強震動-改正基準法の設計用入力地震動は妥当か?-. 第 29 回

- 地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, pp99-110.
- Hori, N., and Inoue, N. (2002). Damaging properties of ground motions and prediction of maximum response of structures based on momentary energy response. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(9), 1657-1679.
- Kalkan, E., and Kunnath, S.K. (2006). Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings, *Earthq. Spectra*, 22(2), 367–390.
- Kanno, Y. (2013). Damper placement optimization in a shear building model with discrete design variables: a mixed-integer second-order cone programming approach. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 42(11), 1657-1676.
- Kojima, K., and Takewaki, I. (2015). Critical earthquake response of elastic-plastic structures under near-fault ground motions (Part 1: Fling-step input), *Frontiers in Built Environment*, 1: 12.
- Kojima, K., Saotome, Y., and Takewaki, I. (2017). Critical earthquake response of SDOF elastic-perfectly plastic model with viscous damping under double impulse as substitute of near-fault ground motion. *J. Struct. Construct. Eng.*, 82(735), 643-652.
- Kuwamura, H., Kirino, Y., and Akiyama, H. (1994). Prediction of earthquake energy input from smoothed Fourier amplitude spectrum. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 23(10), 1125-1137.
- Lagaros, N. D. (Ed.). (2012). *Design optimization of active and passive structural control systems*. IGI Global.
- Lavan, O., and Avishur, M. (2013). Seismic behavior of viscously damped yielding frames under structural and damping uncertainties. *Bulletin Earthq. Eng.*, 11(6), 2309-2332.
- Lavan, O., Cimellaro, G.P., and Reinhorn, A.M. (2008). Noniterative optimization procedure for seismic weakening and damping of inelastic structures. *J Struct. Eng.*, ASCE, 134(10), 1638-1648.
- Lavan, O., and Levy, R. (2005). Optimal design of supplemental viscous dampers for irregular shear-frames in the presence of yielding. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 34(8), 889-907
- Lavan, O., and Levy, R. (2006). Optimal design of supplemental viscous dampers for linear framed structures. *Earthq. Eng Struct. Dyn.*, 35, 337-356.
- Makris, N., and Black, C. J. (2004). Dimensional analysis of rigid-plastic and elastoplastic structures under pulse-type excitations. *J. Eng. Mech.*, 130(9), 1006-1018.
- Mavroeidis, G. P., and Papageorgiou, A. S. (2003). A mathematical representation of near-fault ground motions. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 93(3), 1099-1131.
- Murakami, Y., Noshi, K., Fujita, K., Tsuji, M. and Takewaki, I. (2013). Simultaneous optimal damper placement using oil, hysteretic and inertial mass dampers, *Earthq. Struct.*, 5(3), 261-276.
- 日本建築学会. (2013). 大振幅地震動と建築物の耐震性評価-巨大海溝型地震・内陸地震に備

えて

- 野村将貴, 松本慎也, 崎野良比呂, 藤井大地. (2017). ESO 法を用いた高層ビルの制振ダンパー構面配置の最適化. 日本建築学会構造系論文集, 82(742), 1885-1891.
- Pollini, N., Lavan, O., and Amir, O. (2017). Minimum-cost optimization of nonlinear fluid viscous dampers and their supporting members for seismic retrofitting. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 46, 1941–1961.
- Sasani, M., and Bertero, V. V. (2000). Importance of severe pulse-type ground motions in performance-based engineering: Historical and critical. In *Proc. of the 12th World Conf. on Earthq. Eng., New Zealand Society for Earthq. Eng., Upper Hutt, New Zealand*.
- Shiomi, T., Fujita, K., Tsuji, M. and Takewaki, I. (2018). Dual hysteretic damper system effective for broader class of earthquake ground motions, *Int. J. Earthquake and Impact Eng*, 2(3), 175-202.
- Silvestri, S., and Trombetti, T. (2007). Physical and numerical approaches for the optimal insertion of seismic viscous dampers in shear-type structures. *J. Earthq. Eng.*, 11, 787-828.
- Takewaki, I. (1997). Optimal Damper Placement for Minimum Transfer Functions, *Earthq. Eng. Struct. Dyn*, 26(11), 1113-1124.
- Takewaki, I., Yoshitomi, S., Uetani, K., and Tsuji, M. (1999). Non-monotonic optimal damper placement via steepest direction search, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 28(6), 655-670.
- Takewaki, I. (2000). Optimal damper placement for critical excitation. *Probabilistic Eng. Mech.*, 15(4), 317-325.
- Takewaki, I. (2004). Bound of earthquake input energy. *J. Struct. Eng.*, 130(9), 1289-1297.
- Takewaki, I. (2009). *Building Control with Passive Dampers: -Optimal Performance-based Design for Earthquakes-*, John Wiley & Sons Ltd. (Asia).
- Tamura, G., Kojima, K., and Takewaki, I. (2019). Critical response of elastic-plastic SDOF systems with nonlinear viscous damping under simulated earthquake ground motions. *Heliyon*, 5(2), e01221.
- Whittle, J.K., Williams, M.S., Karavasilis, T.L., and Blakeborough, A. (2012). A comparison of viscous damper placement methods for improving seismic building design. *J. Earthq. Eng.*, 16(4), 540-560.

Appendix 2-1 DI と 1 サイクル正弦波の入力レベル

DI と 1 サイクル正弦波の入力レベルは、それぞれのフーリエ振幅スペクトルの最大値の等価性から決定可能である (Kojima and Takewaki (2015))。

DI と 1 サイクル正弦波の地動加速度はそれぞれ(2-1), (2A-1)式、それらのフーリエ変換はそれぞれ(2A-2), (2A-3)式のように表される。

$$\ddot{u}_g^{\text{SW}}(t) = A_p \sin(\omega_p t) \quad (0 \leq t \leq T_p = 2t_0) \quad (2A-1)$$

$$\ddot{U}_g(\omega) = V(1 - e^{-i\omega t_0}) \quad (2A-2)$$

$$\ddot{U}_g^{\text{SW}}(\omega) = \int_0^{2t_0} e^{-i\omega t} \{A_p \sin(\omega_p t)\} dt = \frac{\pi t_0 A_p}{\pi^2 - (\omega t_0)^2} (1 - e^{-2i\omega t_0}) \quad (2A-3)$$

ここで $A_p, T_p = 2t_0, \omega_p = 2\pi/T_p = \pi/t_0$ はそれぞれ 1 サイクル正弦波の加速度振幅、周期、円振動数である。DI と 1 サイクル正弦波の地動加速度のフーリエ振幅スペクトルは(2A-4), (2A-5)式のように表される。

$$|\ddot{U}_g(\omega)| = V\sqrt{2 - 2\cos(\omega t_0)} \quad (2A-4)$$

$$|\ddot{U}_g^{\text{SW}}(\omega)| = 2\pi t_0 A_p \left| \frac{1}{\pi^2 - (\omega t_0)^2} \sin(\omega t_0) \right| \quad (2A-5)$$

(2A-4)式の最大値は $2V$ である。(2A-5)式の最大値を求めるために(2-30)式のような x の関数 $f(x)$ を考える。

$$f(x) = \frac{1}{\pi^2 - x^2} \sin x \quad (2A-6)$$

(2A-6)式の最大値 f_{\max} と、 f_{\max} をとるときの x の値 x_0 は、(2A-7), (2A-8)式のように数値的に求められる。

$$x_0 = 2.63099585... \quad (2A-7)$$

$$f_{\max} = f(x_0) = 0.165802809 \quad (2A-8)$$

(2A-8)式より、(2A-5)式の最大値は $2\pi t_0 A_p f_{\max}$ であるため、これを(2A-4)式の最大値 $2V$ と等置すれば A_p と V の間に(2A-9)式のような、 t_0 に依存した関係が導かれる。

$$V / A_p = \pi t_0 f_{\max} \quad (2A-9)$$

一方、1 サイクル正弦波の地動最大速度 V_p は $V_p = 2A_p / \omega_p$ と求められるため、 V_p / V は(2A-10)式のように一定の値になる。

$$V_p / V = 2 / (\pi^2 f_{\max}) = 1.22218898... \quad (2A-10)$$

Appendix 2-2 極限的 DI に対する時刻歴応答解析

最初に、単一のインパルス地動入力 $\ddot{u}_g = V\delta(t)$ に対する時刻歴応答解析を考える。インパルスが作用する瞬間には相対加速度応答がデルタ関数となる（絶対加速度が 0 となる）が、応答解析では入力の直前・直後の状態変化のみを扱い、入力の瞬間は扱わない。インパルス入力直後には、地面に対する相対速度応答の変化 $-V\mathbf{1}$ が生じ（相対加速度応答の積分に相当）、またそれに起因する減衰力に釣り合う相対加速度応答 $-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}(-V\mathbf{1}) = (c_1V/m_1, 0, \dots, 0)^T$ が生じる。応答解析プログラムでは、これらの応答量の変化を与えた自由振動解析を行う。

極限的 DI に対する時刻歴応答解析では、まず第 1 インパルスに対する応答解析を行う。2.2.2 節で述べた極限的タイミングの条件： $F_1 = c_1\dot{u}_1 + f_1 = 0$ の判定を応答解析プログラムに組み込むことで、極限的タイミングが自動的に得られる。インパルス入力の瞬間以外は地動加速度が 0 であり、第 2 インパルス入力以前の応答は、 t_0 に依らず一意に決まる。従って、 t_0 を予め決めて応答解析を行う必要はなく、判定された極限的タイミングにおいて速度応答・加速度応答の変化を与えて引き続き応答解析を行えばよい。

尚、汎用の構造解析ソフトでは、応答解析中に速度応答・加速度応答の変化を与えることは容易でない。従って、汎用の構造解析ソフトで DI 入力を扱うためには、継続時間を十分に小さくした三角波等の地動加速度で近似する必要がある。また第 1 インパルスに対する応答解析の終了後に極限的タイミングを見出し、 t_0 を予め決めて再度応答解析を行う必要がある。

また、三角波等の地動加速度でインパルス入力を近似的に扱う場合、非常に短い時間で大きな外力が作用することになる。その結果応答の非線形性が強くなり、不釣り合い力の収斂計算のために計算負荷が高くなることが懸念される。しかし、極限的な時間間隔を有する DI の場合には、第 1, 2 インパルスともに系の弾性範囲で（各層の復元力がほぼ 0 となる範囲で）作用する。従って、極限的 DI を模擬した地動加速度に対しては、このような数値計算上の問題は生じない。ただし、非極限的なタイミングを有する DI を模擬した地動加速度を扱う場合、第 2 インパルスの作用するタイミングによっては収斂計算が必要となる場合がある。

3章 伝達関数及びダブルインパルスによる

ダンパー設計法の弾塑性応答への有効性に関する比較検討

3.1 序

断層近傍における強震動が建物に大きな被害をもたらす例が近年観測されている。建物の層間に作用させるパッシブ型ダンパーの中でも、履歴ダンパーは継続時間の短いパルス性地震動に対して有効であるといわれている（ただし、かえって応答を増大させる場合も存在）（Tirca et al. (2003), Xu et al. (2007), He and Agrawal (2008), Murakami et al. (2013)）。一方で、粘性系ダンパーは入力地震動の性質に依らず有効な制振装置であるものの、継続時間の短いパルス性地震動に対する効果が大きいとはいえない。従って、粘性系ダンパーを設計する場合、現実的なコスト・減衰定数の範囲で中小振幅の地震動やランダム位相地震動、長周期長時間地震動に対して有効であり、かつ、大振幅のパルス性地震動に対しては過大な変形を生じさせない設計が望ましい。

多自由度モデルの弾塑性応答特性を把握する方法として、静的プッシュオーバー解析が第一に挙げられる（Krawinkler and Seneviratna (1998), Chopra and Goel (2002)）。これに対して、Vamvatsikos and Cornell (2001)は Incremental Dynamic Analysis（動的プッシュオーバー解析、以下 IDA）の概念を提案している。IDA は多数の記録地震動の振幅を漸増させた非線形時刻歴応答解析により、地震動の不確実性を考慮しつつ、構造物の性能評価・耐震設計を行う手法である。IDA では普通、入力の振幅に相当するパラメータ（PGA, PGV, … など）を縦軸に、Engineering Demand Parameter（EDP: 最大層間変形など）を横軸に取った図を描く。IDA は数多くの研究で用いられているものの（例えば Han and Chopra (2006), Dolsek (2009)）、IDA を実際の耐力評価に用いることの難しさ（EDP が入力の振幅に対して単調に増加しないこと、入力地震動をどのように選択するのか、振幅の指標として何をを用いるのかなど）も指摘されている（Villaverde (2007), Baker (2015)）。

本章では、付加減衰分布の違いが多層建物の弾塑性応答に及ぼす影響を検討する。Takewaki (1997)の提案した伝達関数に基づくダンパー設計法を拡張し、高次モードに有効なダンパー配置を提案する。弾塑性応答特性を把握するための方法として、IDA 及びその概念を極限的ダブルインパルス（DI）へと拡張した Double impulse pushover (DIP)を導入する（Akehashi and Takewaki (2019)）。1-3 次モードに有効なダンパー配置と、本論文の 2 章で提案した極限的 DI に対する最適ダンパー配置の比較を伝達関数、IDA 及び DIP を用いて行い、DI をダンパー最適配置に用いることの有効性を示す（Akehashi and Takewaki (2020)）。

3.2 固有円振動数における伝達関数振幅を目的関数とするダンパー最適配置

Takewaki (1997)は層間変形伝達関数の1次固有円振動数での各層振幅の総和を目的関数としたダンパー最適配置アルゴリズムを展開している。この方法は1次モードの頂部水平変位を抑制するものとしてイメージ可能であり、すなわち1次モードの全体的な抑制に効果的な方法であるといえる (Fig. 3-1(a))。この目的関数における円振動数の値として n 次固有円振動数 ω_n を採用すれば、 n 次モードを抑制するダンパー最適配置に拡張可能である (Fig. 3-1(b), (c))。超高層建物の2,3次周期は地震動の卓越周期と一致する可能性があり、また弾塑性応答では高次モードが小さからず寄与するため、ダンパー配置の高次モードへの有効性を考えることは妥当である。弾塑性応答における高次モードの寄与については3.4節で検討を行う。

ダンパー付加減衰係数ベクトル及び第 l 層の層間変形伝達関数を $\mathbf{c}_{add}, \delta_l(\mathbf{c}_{add}, \omega)$ で表す。 N 層建物に対する1次モードダンパー最適配置問題は(3-1)式のように表される。

$$\begin{aligned} & \text{Find } \mathbf{c}_{add} \\ & \text{so as to minimize } f(\mathbf{c}_{add}, \omega_1) = \sum_{l=1}^N |\delta_l(\mathbf{c}_{add}, \omega_1)| \\ & \text{subject to } \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = \text{const.} \end{aligned} \quad (3-1)$$

1次モードダンパー最適配置問題はTakewaki (1997)が扱った問題である。当問題では、総ダンパー量 (ダンパーによる付加減衰係数の総和) がコストに概ね比例すると仮定して、総ダンパー量一定の制約を設けている。尚、ダンパー取り付け部材もコストに影響するため、ダンパー設置層の数もコストに影響する。ただし本論文では、付加減衰係数を大きくする場合に取り付け部材の剛性も大きくすることを想定している。

2次モードダンパー最適配置問題は(3-2)式のように表される。

$$\begin{aligned} & \text{Find } \mathbf{c}_{add} \\ & \text{so as to minimize } f(\mathbf{c}_{add}, \omega_2) = \sum_{l=1}^N |\delta_l(\mathbf{c}_{add}, \omega_2)| \\ & \text{subject to } \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = \text{const.} \end{aligned} \quad (3-2)$$

3次モードダンパー最適配置問題についても同様に(3-3)式のように表される。

$$\begin{aligned} & \text{Find } \mathbf{c}_{add} \\ & \text{so as to minimize } f(\mathbf{c}_{add}, \omega_3) = \sum_{l=1}^N |\delta_l(\mathbf{c}_{add}, \omega_3)| \\ & \text{subject to } \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = \text{const.} \end{aligned} \quad (3-3)$$

本章では、 $f(\mathbf{c}_{add}, \omega_n)$ を目的関数としたときの最適解を n 次モードダンパー最適配置と呼び、 $\mathbf{c}_{opt,n}$ とベクトル表記する。すなわち、(3-1)~(3-3)式的最適解はそれぞれ $\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}, \mathbf{c}_{opt,3}$ である。 $\mathbf{c}_{opt,n}$ はTakewaki (1997)の方法 ($n=1$ の場合を提示)により計算できる。Takewaki (1997)の方法は最適性条件を有効に扱う方法であり、また目的関数の微分表現が解析的に得られるため、計算負荷も大きくない。

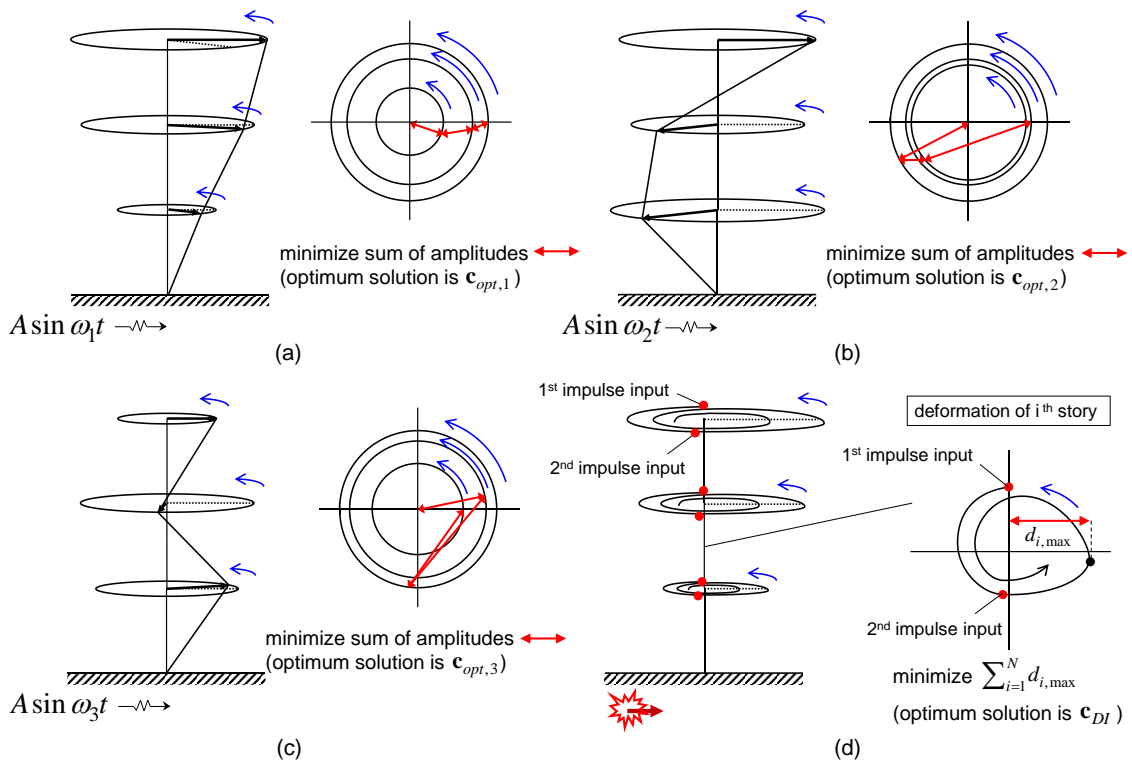


Fig. 3-1 各ダンパー最適配置の概念, (a) $\mathbf{c}_{opt,1}$, (b) $\mathbf{c}_{opt,2}$, (c) $\mathbf{c}_{opt,3}$, (d) \mathbf{c}_{DI}

3.3 極限的ダブルインパルス (DI) を用いるダンパー最適配置

本論文の第2章で展開した、極限的DIを用いるダンパー最適配置問題を再掲する。

$$\begin{aligned}
 & \text{Find } \mathbf{c}_{add} \\
 & \text{so as to minimize } \sum_{i=1}^N d_{\max,i} \\
 & \text{subject to } \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = \text{const.}
 \end{aligned} \tag{3-4}$$

本節では、(3-4)式の最適解を \mathbf{c}_{DI} と表記する。

$\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}, \mathbf{c}_{opt,3}, \mathbf{c}_{DI}$ を得る過程で用いる入力を Fig. 3-2 に示す。非減衰 n 次周期に等しい周期をもつ調和外乱は $\omega = \omega_n$ のみに振動数成分を有するが、DI は幅広い振動数域に成分を有する。また \mathbf{c}_{DI} を得る過程では、第2インパルスによる入力エネルギーの増分を最大化(全入力エネルギーの最大化と同義)するため、ダンパーによる付加減衰係数が与えられる毎ステップで異なるインパルス時間間隔 t_0 を用いることが特徴である。

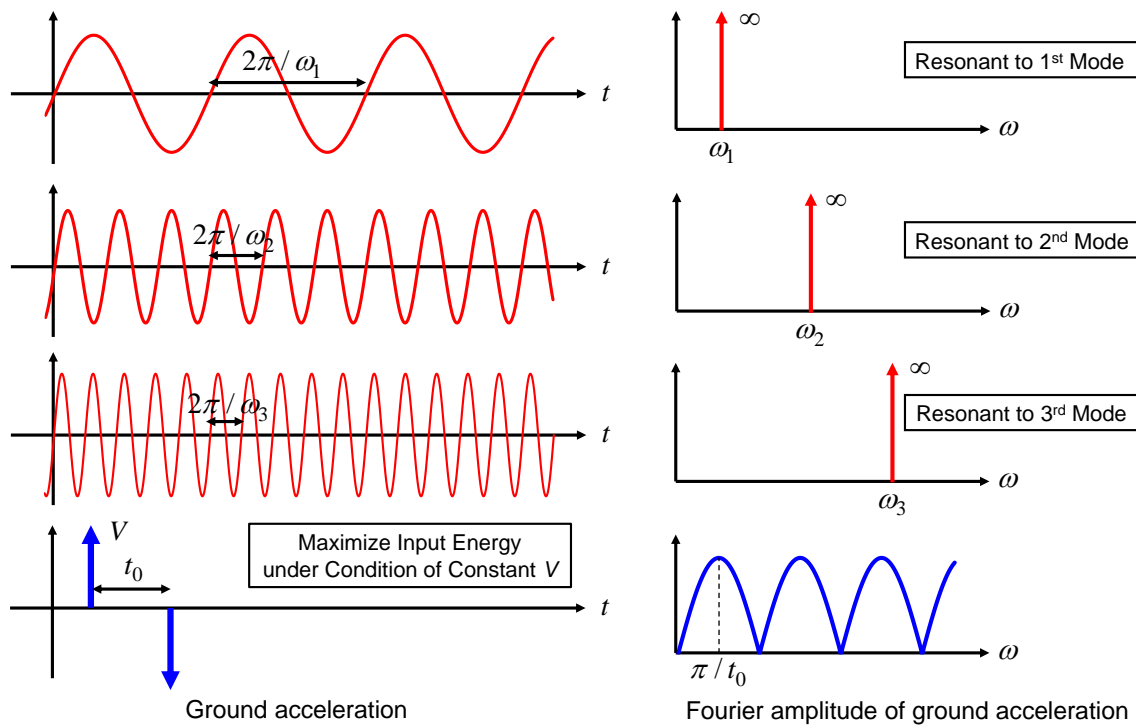


Fig. 3-2 最適化過程で用いる入力

3.4 ダンパー未設置モデルの弾塑性応答における弾性高次モードの影響

本節では、層間速度応答（層間変形増分に等価）を弾性モードで展開する（参照座標系を弾性モードに切り替える）ことで、弾性時及び弾塑性時における高次モードの寄与の度合いを検討する。弾塑性応答時には弾性モード間でカップリングが生じ、弾性高次モードとのエネルギーのやり取りが生じる。弾塑性域での弾性高次モードの寄与が大きいならば、1次モードのみならず高次モードを考慮した付加減衰分布が弾塑性応答に対して有効であると考えられる。言い換えると、高次モードに対して有効でないダンパー配置は弾塑性応答を十分に低減できないと考えられる。

弾性非減衰 n 次固有モード $\mathbf{u}_n (n=1, \dots, N)$ は互いに独立であり、任意の N 次元ベクトルは \mathbf{u}_n に関して一意に展開可能である。全質点の相対速度応答 $\mathbf{V}(t)$ を \mathbf{u}_n に関して展開すれば (3-5)式が得られる。

$$\mathbf{V}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n \dot{q}_n(t) \quad (3-5)$$

ここで $\dot{q}_n(t)$ は弾性 n 次モードに対応する基準速度応答である。両辺に $\mathbf{u}_m^T \mathbf{M}$ を左乗すれば (3-6)式が得られる（ \mathbf{M} に関する固有モードの直交性を用いる）。

$$\mathbf{u}_m^T \mathbf{M} \mathbf{V}(t) = \mathbf{u}_m^T \mathbf{M} \mathbf{u}_m \dot{q}_m(t) \Rightarrow \dot{q}_m(t) = \frac{\mathbf{u}_m^T \mathbf{M} \mathbf{V}(t)}{\mathbf{u}_m^T \mathbf{M} \mathbf{u}_m} \quad (3-6)$$

このようにして、 m 次モード速度応答 $\mathbf{u}_m \dot{q}_m(t)$ が得られる。以上の操作は、弾性応答のみならず、弾塑性応答にも適用可能である。また、このような操作は変位応答及びそれに起因する応力や加速度応答にも適用可能である（滝澤，関(1986)）。本研究では層間に設置する粘性ダンパーを扱っているため、層間「速度」応答に適用している。尚、本研究で層間「変形」にこの操作を適用しない理由は、塑性化しない層にも非零の平均成分が生じ（残留変形に起因）、結果の解釈に無用な手間が生じるためである。また、Adachi et al. (2013b)は超高層建物への粘性ダンパー最適配置における層間速度の最大値の重要性を指摘している。

Model 3（本論文の 2.4.1 節）の神戸大学波に対する最大層間変形、最大層間速度及び層間速度応答の時刻歴を Fig. 3-3 に示す。弾塑性応答は PGA を弾性限入力レベルの 3 倍として計算している。また層間速度応答時刻歴は、弾性・弾塑性モデルのそれぞれにおける最大層間速度で基準化している。図中には層間速度の全応答と 1 次モード応答を示しており、全応答と 1 次モード応答の差が高次モード応答の総和を表す。例示した全ての層について、弾性時の層間速度は特に $t \geq 35$ [s] の範囲で 1 次モードが支配的となるが、弾塑性時には 1 次モードの寄与が小さくなっている。特に、第 5 層、第 9 層は大きく塑性変形しており、また層間速度の高次モード応答も大きくなっている。従って、弾性 1 次モードのみならず高次モードも考慮した付加減衰分布は、弾塑性応答を有効に低減可能であることが期待される。

尚、本節での検討対象は Model 3 に限られている。ただし一般的に、塑性変形の集中は弾性 1 次モードのみでは記述できず、残余成分（弾性高次モード）は大きくなる。従って、塑性変形が全層にわたって分散されるようなモデルを除けば、弾塑性応答に起因する高次モードの励起の程度は小さくないと考えられる。

3.5 1-3 次モードダンパー最適配置及び DI によるダンパー配置の例

Model 1~3（本論文の 2.4.1 節）の 1-3 次モードダンパー最適配置 $\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}, \mathbf{c}_{opt,3}$ 及び DI によるダンパー最適配置 \mathbf{c}_{DI} の例を Fig. 3-4 に示す。付加減衰係数の総量は、剛性比例型にそれらを配した時の 1 次減衰定数が 0.2 となるように決定した（モデル毎に異なる）。尚、付加減衰係数の総量を変動させたときの配置は Appendix 3-1 に示している。 $\mathbf{c}_{opt,1}$ は低層部に集中的に減衰を付加する配置であり、またモデルによっては減衰が全く付加されない層が複数存在する配置である。 $\mathbf{c}_{opt,2}$ は低層部と高層部、 $\mathbf{c}_{opt,3}$ は低層部と中層部に比較的大きな減衰を付加する配置であることがわかる。一方、 \mathbf{c}_{DI} は比較的全層にわたって減衰を付加する配置であり、 $\mathbf{c}_{opt,1}$ の中低層部の付加減衰の一部を高層部に分散させるような配置である。また、Model 2（1 次モードが直線形）の $\mathbf{c}_{opt,1}$ と \mathbf{c}_{DI} はよく似たものが得られている。

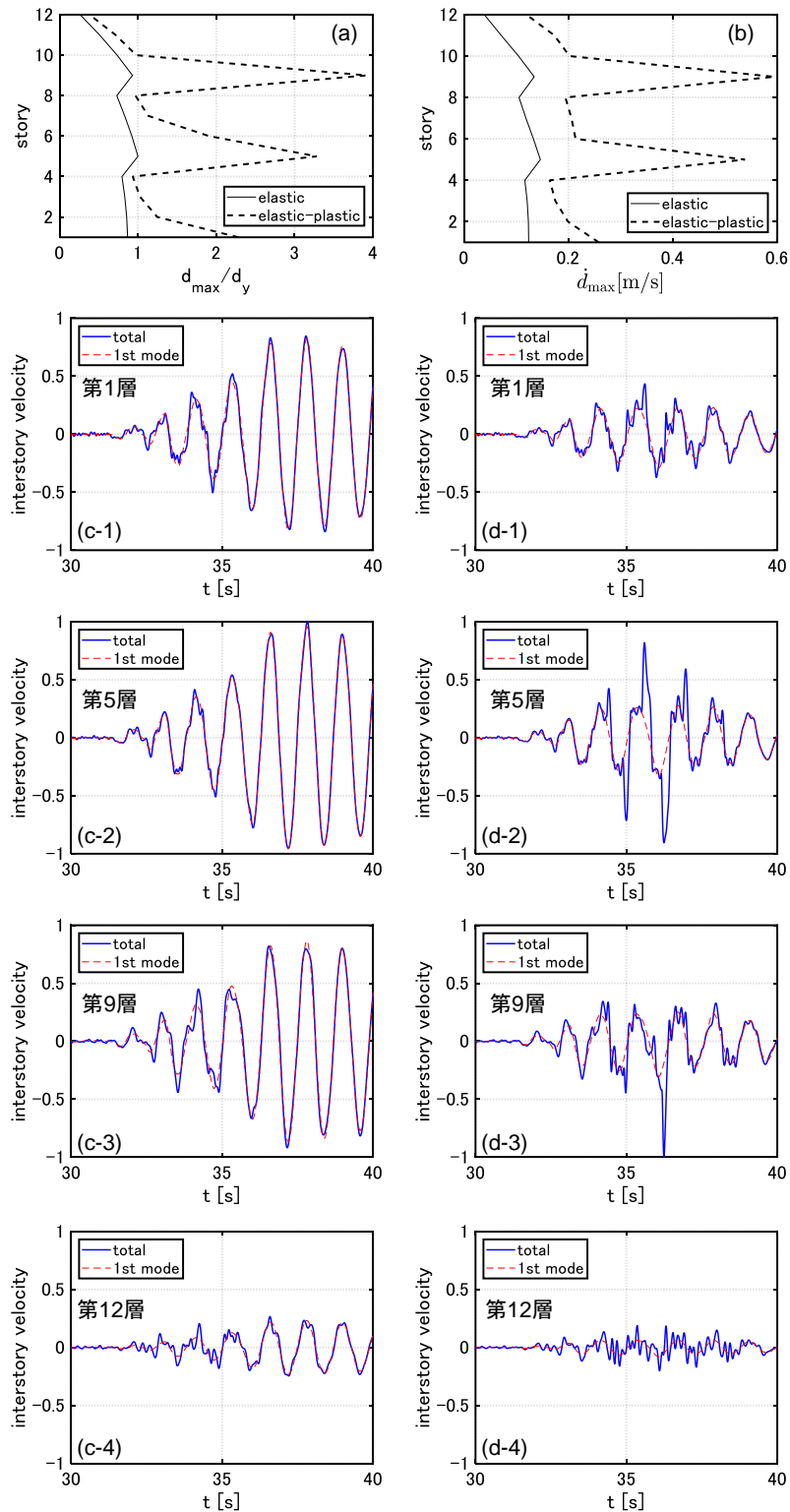


Fig. 3-3 神戸大学波に対する弾性・弾塑性応答の比較,
 (a) 最大層間変形, (b) 最大層間速度,
 (c-1~c-4) 層間速度応答時刻歴 (弾性), (d-1~d-4) 層間速度応答 (弾塑性)

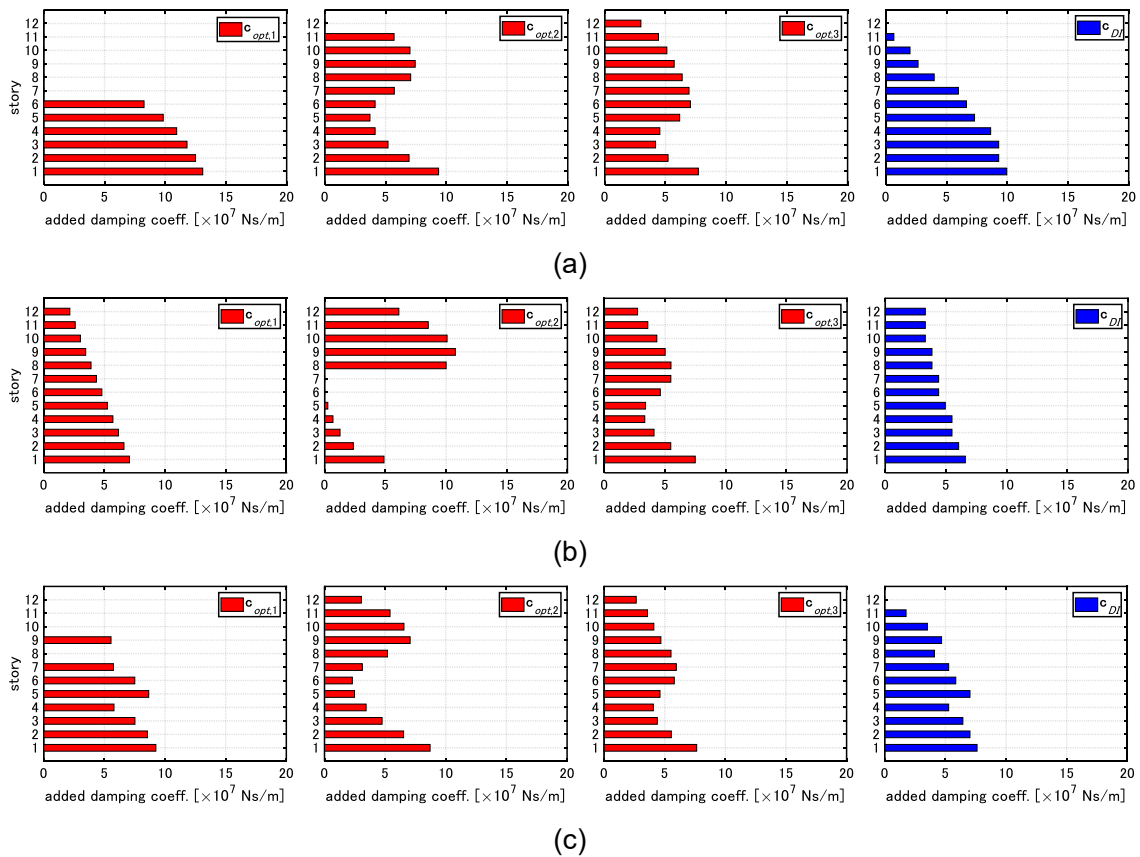


Fig. 3-4 $c_{opt,1}, c_{opt,2}, c_{opt,3}, c_{DI}$ の最適ダンパー配置の例,
(a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3

3.6 種々の基準で最適化されたダンパー配置の 1-3 次モードへの有効性

本節では、各ダンパー配置の 1-3 次モードへの有効性を検討する。層間速度の伝達関数の絶対値の総和 $\omega f(\mathbf{c}_{add}, \omega) = \sum_{l=1}^N \omega |\delta_l(\mathbf{c}_{add}, \omega)|$ を Fig. 3-5 に示す。ただし、 $\sum_{l=1}^N \omega_l \delta_l(\mathbf{c}_{opt,1}, \omega_l)$ で基準化している。 $\omega f(\mathbf{c}_{add}, \omega)$ を $\omega = \omega_1, \omega_2, \omega_3$ で見れば、1-3 次共振調和外乱 $\ddot{u}_g = \sin \omega_1 t, \sin \omega_2 t, \sin \omega_3 t$ に対する定常応答における各層の最大層間速度の総和、または PGV の等しい 1-3 次共振調和外乱 $\ddot{u}_g = \sin \omega_1 t, (\omega_2 / \omega_1) \sin \omega_2 t, (\omega_3 / \omega_1) \sin \omega_3 t$ に対する定常応答における各層の最大層間変形の総和に等価な量である。

$\omega f(\mathbf{c}_{add}, \omega)$ の値が幅広い振動数域で小さいほどダンパーの有効性が高いと考えられる。 $\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}, \mathbf{c}_{opt,3}$ はそれぞれ $\omega = \omega_1, \omega_2, \omega_3$ において ωf の値を最小化するものの、他の ω の範囲では ωf の値を十分に低減できておらず、必ずしも他のモードに有効ではないことが分かる。一方、 \mathbf{c}_{DI} では幅広い振動数域で有効性の高い配置が得られている。これは Fig. 3-2 に示したように、DI が幅広い振動数領域に成分を有するためであると考えられる。

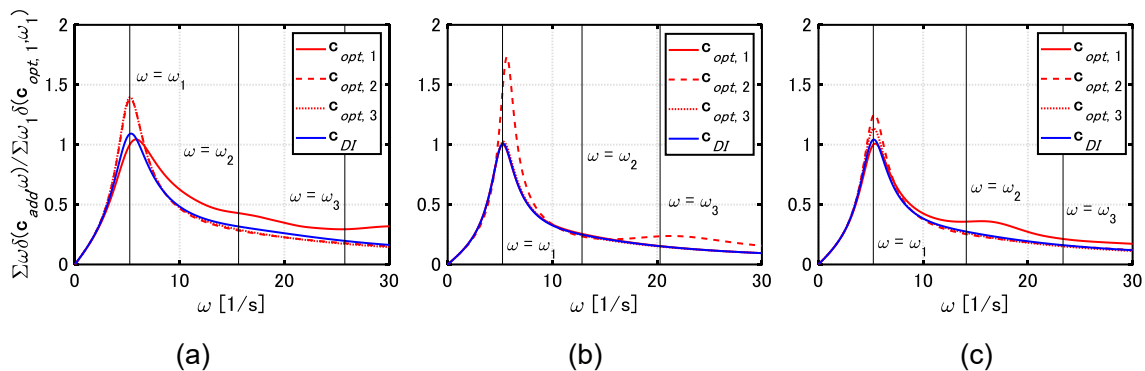


Fig. 3-5 基準化された層間速度の伝達関数絶対値の総和,
(a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3

3.7 Incremental Dynamic Analysis (IDA)の実用例

本節では、Incremental dynamic analysis (IDA)を行い、 $\mathbf{c}_{opt,1}$ 、 $\mathbf{c}_{opt,2}$ 、 $\mathbf{c}_{opt,3}$ 及び \mathbf{c}_{DI} のダンパー配置の弾塑性応答への有効性を検証する。

IDA で用いた地震動は Fig. 3-6 及び表 3-1 に示すように、パルス波を中心に選択している。PGA を 3 m/s/s、減衰定数を $h = 0.05$ としたときの速度応答スペクトルを Fig. 3-7 に示す。El Centro NS 波や Taft EW 波は日本の耐震設計においてよく用いられる地震動で、ランダム位相地震動に近い性質を有する。Rinaldi Sta FN 波、葺合波、神戸大学波は周期 1s、JMA 輪島波は周期 1.8s の卓越するパルス波である。益城町宮園 NS 波及び KMMH16EW 波は周期 1s 付近に、一の宮波は周期 3s、西原村小森波は周期 1s と 3s にピークを有するパルス波である。

IDA を Model 1-3 に適用した結果を Fig. 3-8 に示す。PGA は 10 m/s² まで 0.1 m/s² ずつ漸増させた。Fig. 3-8 より、 $\mathbf{c}_{opt,1}$ が与えられた場合に弾性限入力レベル ($d_{max} / d_y = 1$ となる PGA の大きさ) が最も高くなっている。 \mathbf{c}_{DI} が与えられた場合の弾性限入力レベルも、 $\mathbf{c}_{opt,1}$ が与えられた場合にほぼ等しい。一方、 $\mathbf{c}_{opt,1}$ が与えられた場合では、他の付加減衰分布が与えられたときよりも塑性化後の変形量が大きくなる場合が存在するが、 \mathbf{c}_{DI} が与えられた場合では塑性化後の変形が他の場合よりも抑えられている。 $\mathbf{c}_{opt,2}$ 、 $\mathbf{c}_{opt,3}$ が与えられた場合でも塑性化後の変形量が大きくなる場合が存在する。

Fig. 3-9 に IDA においてクリティカルとなる地震動 (PGA の等しい条件下で層間変形が最大となる地震動) の番号を示す。PGA の小さい範囲では神戸大学波が、PGA の大きい範囲では JMA 輪島波がクリティカルとなっている。上述したように、前者の卓越周期は約 1.2s、後者のそれは約 1.8s であり、塑性化による等価周期の伸長に起因してクリティカルとなる地震動が移り変わったと考えられる。

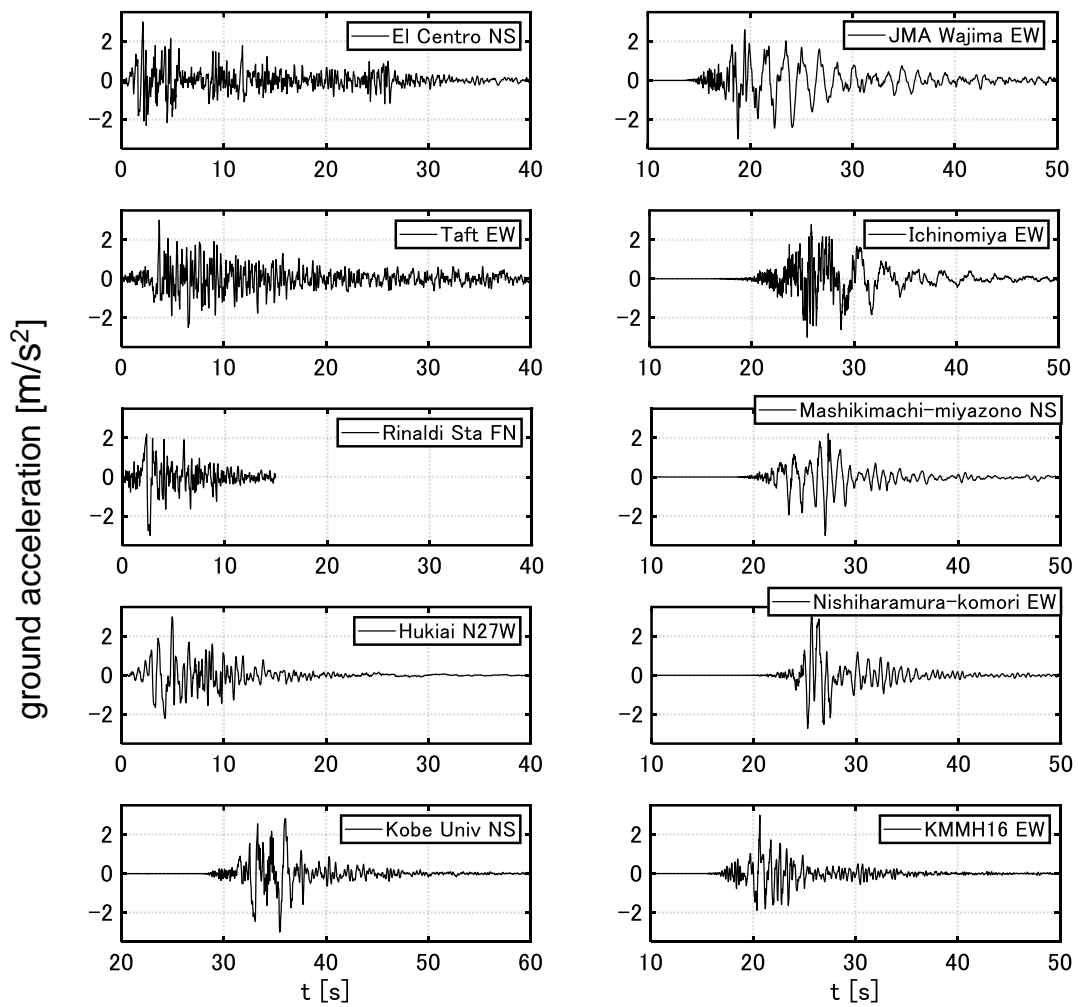


Fig. 3-6 IDAに用いた記録地震動 (PGA=3 m/s²に調整)

表 3-1 IDAに用いた記録地震動

1.	Imperial Valley 1940 El Centro NS	6.	Notohanto 2007 JMA Wajima EW
2.	Kern County 1952 Taft EW	7.	Kumamoto 4/16/2016 Ichinomiya EW
3.	Northridge 1994 Rinaldi Sta FN	8.	Kumamoto 4/16/2016 Mashikimachi-miyazono NS
4.	Hyogoken-Nanbu 1995 Hukiai N27W	9.	Kumamoto 4/16/2016 Nishiharamura-komori EW
5.	Hyogoken-Nanbu 1995 Kobe Univ NS	10.	Kumamoto 4/16/2016 KMMH16 EW

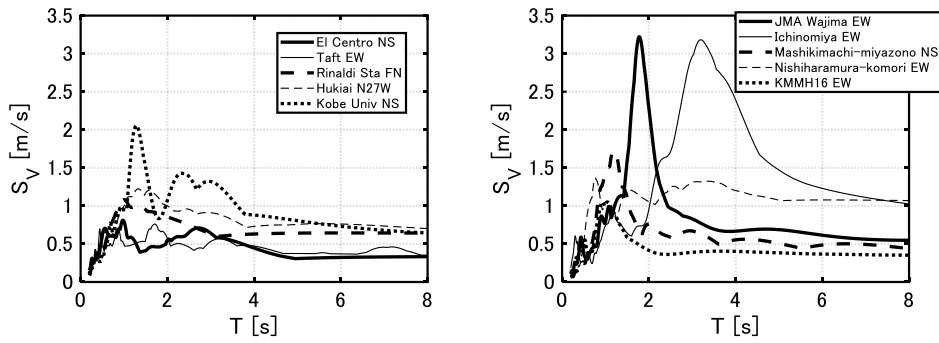


Fig. 3-7 IDAに用いた記録地震動の速度応答スペクトル (PGA = 3m/s², h = 0.05)

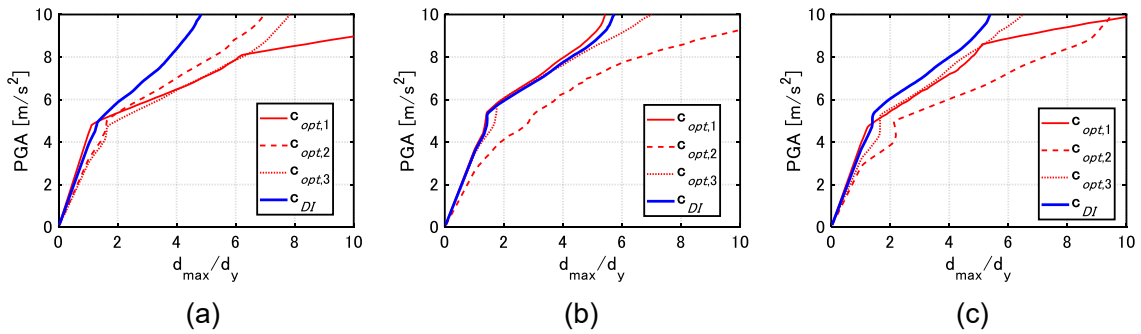


Fig. 3-8 IDAに対する最大層間変形,
(a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3

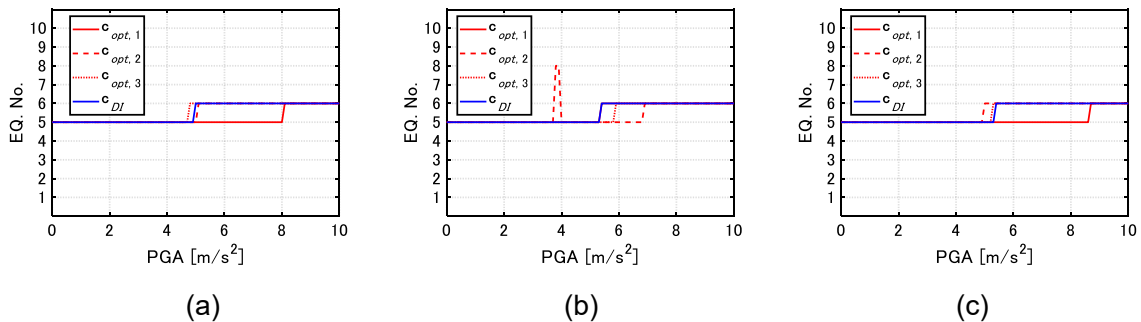


Fig. 3-9 IDAにおいてクリティカルとなる入力地震動の番号,
(a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3

3.8 ダンパー配置の違いがDIPに対する塑性変形特性に与える影響

本節では、IDA の概念を極限的 DI に拡張した Double impulse pushover (DIP)を導入し、 $c_{opt,1}$, $c_{opt,2}$, $c_{opt,3}$ 及び c_{DI} のダンパー配置を有するモデルの極限的 DI に対する弾塑性応答特性を検証する。

DIP とは、入力速度 v を漸増させるだけでなく、 v に応じた極限的タイミングで第 2 インパルスを入力する弾塑性時刻歴解析により最大層間変形を描いたものである (Akehashi and Takewaki (2019))。DIP は以下のような特徴を有する。

- 1) DI は単純化された入力であるため、最大変形を取るタイミングは、1) 第1インパルスの後か、2) 第2インパルスの後に限られる。このため d_{\max} は V に対して比較的安定的に推移する。一方 IDA では、入力の振幅に対して d_{\max} は複雑に推移する（細かなうねりを示す）。これは、1つの地震動のみを扱う場合でも塑性化のタイミング、最大変形を迎えるタイミングの変化や応答履歴が d_{\max} に大きく影響し、さらに複数の地震動に対してこれを繰り返すためである。
- 2) 極限的 DI に対して塑性変形の集中する層を視覚的に把握可能。
- 3) IDA は地震動の不確実性を考慮するという性格が強い。これに対して、DIP では常に極限的な入力（入力エネルギーを常に最大化）が扱われる。

3.1 節で述べたように、粘性ダンパーはパルス性の入力に対して有効性が高いとは言えず、弾塑性領域での変形特性を把握することは重要であると考えられる。以上のような理由から、本節では DIP により付加減衰の分布が塑性変形特性に与える影響について検討する。

Model 1-3 に DIP を実行した結果を Fig. 3-10~3-12 に示す。 V は 1.8 m/s まで 0.01 m/s ずつ漸増させた。図中の(b)では V を 0.2m/s から 1.8m/s まで 0.2m/s ずつ増加させたときの最大層間変形の分布を示しており、また、2次剛性比を $\alpha = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ で変動させたときの全層中の最大層間変形も示している。高層建物やスパン間の梁の変形量に大きな差の存在する建物では、地震時に全ての構造部材が塑性化することは現実的でなく、その結果2次剛性比が0（完全弾塑性）よりも高い値となることが一般的である。このため、2次剛性比が弾塑性応答に与える影響を検討する必要があると考えられる。Fig. 3-10~3-12 より以下のことが分かる。

- 1) 弾性限入力レベルは c_{DI} もしくは $c_{opt,1}$ が最も高い
- 2) 2次剛性比が高くなると特定の層への塑性変形の集中が緩和され、全層にわたって変形がなめらかになる。また最大層間変形が V に対して単調に増加するようになる
- 3) 必ずしも完全弾塑性の場合に d_{\max} が最大となるわけではない
- 4) 完全弾塑性で $c_{opt,1}$ が与えられた場合は、 $c_{opt,2}, c_{opt,3}$ が与えられた場合よりも塑性変形が大きくなる場合が存在する
- 5) 2次剛性比が高くなると $c_{opt,1}$ の場合の方が塑性変形は小さくなる（線形弾性に近づき、 $c_{opt,1}$ の有効性が高まる）
- 6) c_{DI} の場合、比較的広範囲の層に減衰が付加されており、塑性変形の集中が生じづらいため、層間変形が2次剛性比にあまり影響されない

c_{DI} が与えられた場合の弾性限入力レベルは高く、また塑性化後の変形も小さくなるため、 c_{DI} はロバスト（幅広いレベルの入力に対して有効）なダンパー配置であるといえる。

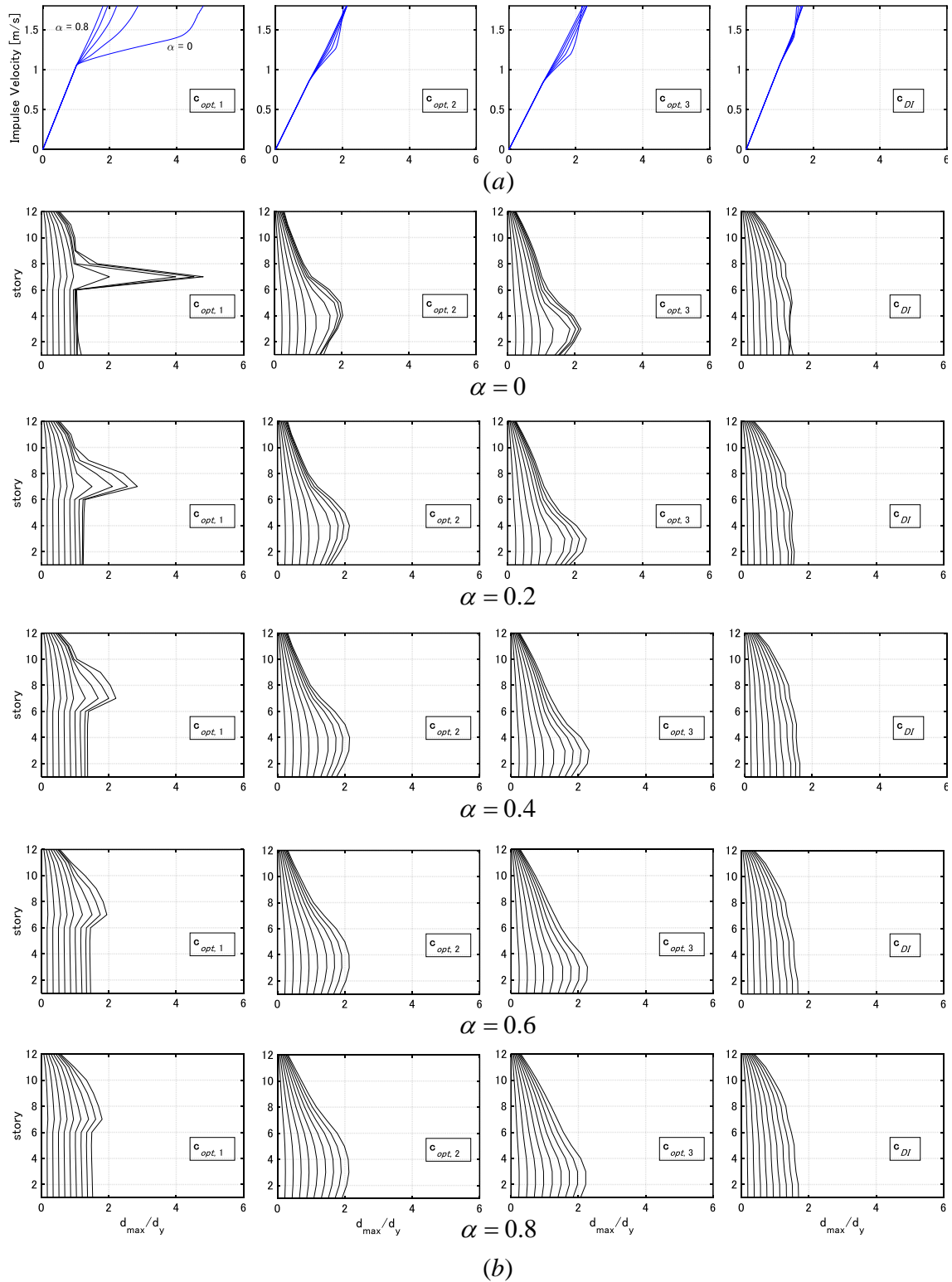


Fig. 3-10 DIP に対する Model 1 の最大層間変形, (a) 最大層間変形の推移, (b) v を 0.2-1.8m/s まで漸増させたときの各層最大変形の分布

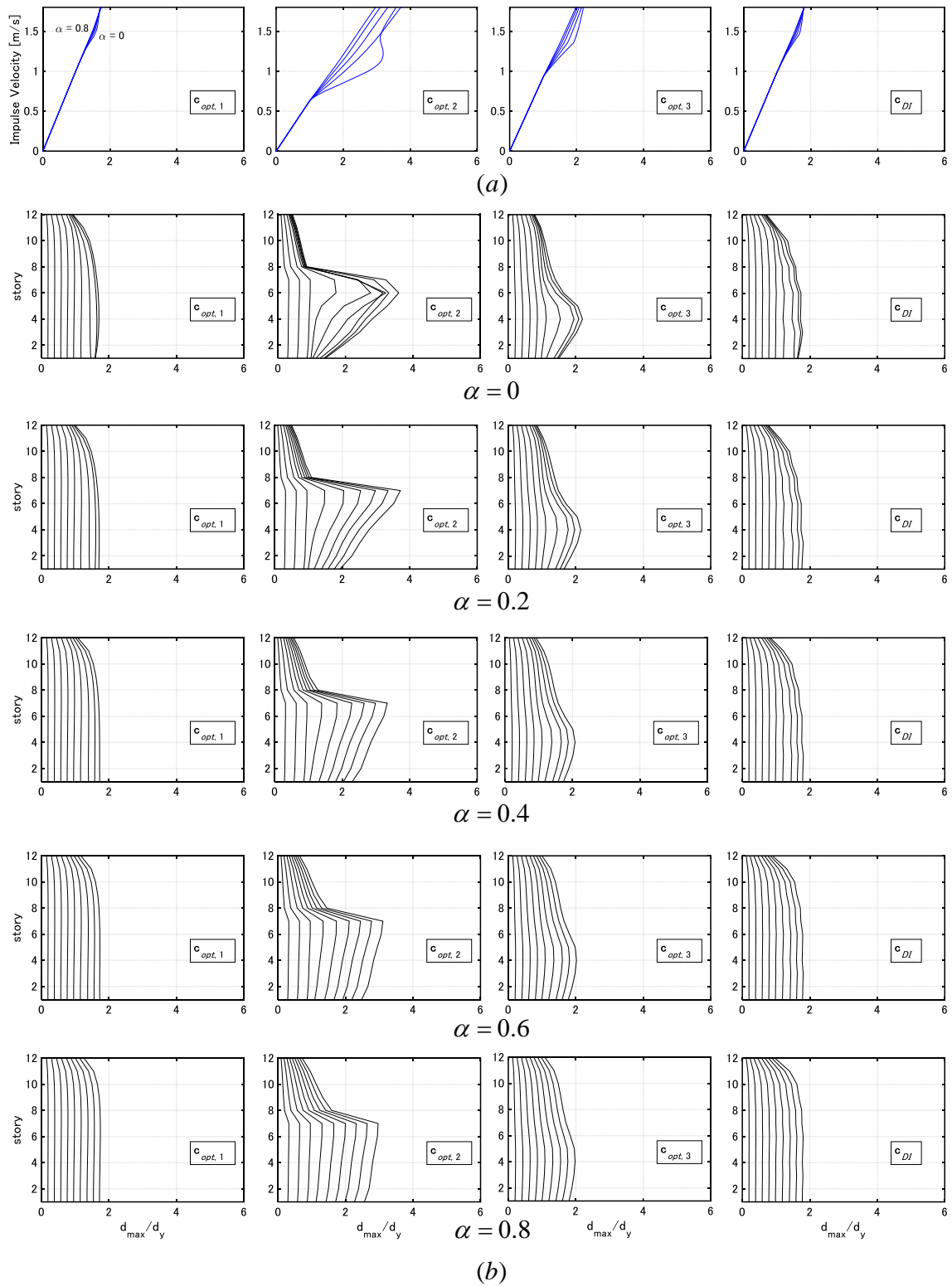


Fig. 3-11 DIP に対する Model 2 の最大層間変形, (a) 最大層間変形の推移, (b) V を 0.2-1.8m/s まで漸増させたときの各層最大変形の分布

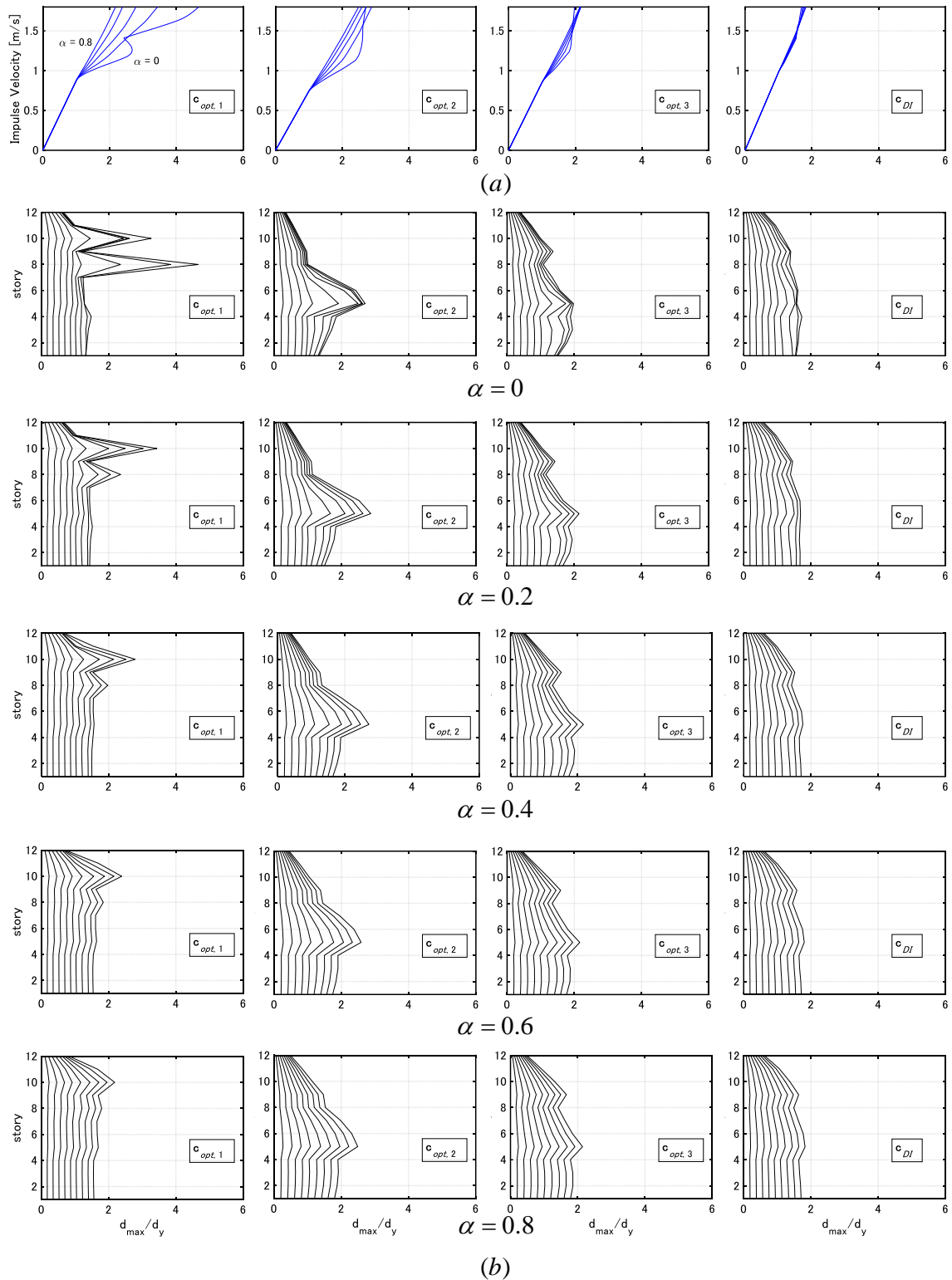


Fig. 3-12 DIP に対する Model 3 の最大層間変形, (a) 最大層間変形の推移, (b) V を 0.2-1.8m/s まで漸増させたときの各層最大変形の分布

3.9 結論

本章では、極限的ダブルインパルス (DI) に対する最適ダンパー配置の弾性・弾塑性両領域における有効性を、伝達関数振幅を目的関数としたダンパー配置との比較を通して示した。本章の結論を以下にまとめる。

- (1) Takewaki (1997)の方法を拡張し、非減衰 n 次固有円振動数における層間変形伝達関数の振幅の総和を目的関数とした n 次最適ダンパー配置の概念を提案した。
- (2) 層間速度を弾性モードで展開する数値的検討を行い、弾塑性応答に起因する高次モードの寄与が小さくないことを示した。
- (3) それぞれ異なる剛性分布を有する 3 つのモデルに対して、1-3 次モード最適ダンパー配置 $\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}, \mathbf{c}_{opt,3}$ と、本論文の 2 章で提案した極限的 DI に対する最適ダンパー配置 \mathbf{c}_{DI} の比較を行った。 $\mathbf{c}_{opt,1}$ は低層部に集中的に減衰を付加する配置であり、またモデルによっては減衰が全く付加されない層が複数存在する配置である。 $\mathbf{c}_{opt,2}$ は低層部と高層部、 $\mathbf{c}_{opt,3}$ は低層部と中層部に比較的大きな減衰を付加する配置である。一方 \mathbf{c}_{DI} は比較的広範囲の層にわたって減衰を付加する配置であり、 $\mathbf{c}_{opt,1}$ の中低層部の付加減衰の一部を高層部に分散させるような配置である。層間速度の伝達関数の振幅の総和を計算し、 $\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}, \mathbf{c}_{opt,3}$ と比較して \mathbf{c}_{DI} が幅広い振動数領域で有効性の高い配置であることを示した。
- (4) DI に対する弾塑性応答特性を把握するため、Incremental Dynamic Analysis (IDA) の概念を極限的 DI に拡張したダブルインパルス・プッシュオーバー (DIP) を導入した。DIP は、入力速度 V を漸増させるだけでなく、 V に応じた極限的タイミングで第 2 インパルスを入力する弾塑性時刻歴解析である。DIP により、DI に対する塑性変形特性 (特定の層における変形の集中など) を視覚的に把握可能である。
- (5) IDA や DIP を実行し、次のような結果が得られた。 $\mathbf{c}_{opt,1}$ が与えられた場合に弾性限入力レベル ($d_{max} / d_y = 1$ となる PGA の大きさ) が最も高く、 \mathbf{c}_{DI} が与えられた場合の弾性限入力レベルも $\mathbf{c}_{opt,1}$ が与えられた場合にほぼ等しい。 $\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}$ や $\mathbf{c}_{opt,3}$ が与えられた場合、設計レベルを超える入力に対して塑性変形量が大きくなる可能性がある。 \mathbf{c}_{DI} は塑性化後の変形も小さく抑えることが可能であり、高いロバスト性を有する (幅広いレベルの入力に対して有効) ダンパー配置である。

- (6) 2次剛性比が高くなると線形弾性に近づくため、塑性変形が特定の層に集中しなくなる。これは付加減衰分布に依らない。また、弾性モードのカップリングの程度が小さくなり、 $\mathbf{c}_{opt,1}$ の有効性が高まる。 \mathbf{c}_{DI} の場合、層間変形が2次剛性比にあまり影響されない。

参考文献

- Adachi, F., Fujita, K., Tsuji, M., and Takewaki, I. (2013). Importance of interstory velocity on optimal along-height allocation of viscous oil dampers in super high-rise buildings. *Eng Struct*, 56, 489-500.
- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2019). Optimal Viscous Damper Placement for Elastic-Plastic MDOF Structures under Critical Double Impulse. *Frontiers in Built Environment*, 5, 20.
- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2020). Comparative investigation on optimal viscous damper placement for elastic-plastic MDOF structures: Transfer function amplitude or double impulse. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 130, 105987.
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthq. Spectra*, 31(1), 579-599.
- Chopra, A. K., and Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), 561-582.
- Dolsek, M. (2009). Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 38(6), 805-825.
- Han, S. W., and Chopra, A. K. (2006). Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 35(15), 1853-1873.
- He, W. L., and Agrawal, A. K. (2008). Analytical model of ground motion pulses for the design and assessment of seismic protective systems. *J. Struct. Eng.*, ASCE, 134(7), 1177-1188.
- Krawinkler, H., and Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Eng. Struct.*, 20(4-6), 452-464.
- Murakami, Y., Noshi, K., Fujita, K., Tsuji, M., and Takewaki, I. (2013). Simultaneous optimal damper placement using oil, hysteretic and inertial mass dampers, *Earthq. Struct.*, 5(3), 261-276.
- Takewaki, I. (1997). Optimal Damper Placement for Minimum Transfer Functions, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 26(11), 1113-1124.
- 滝澤春男, 関弘義. (1986). 架構の塑性履歴応答結果に対するモード分解手法とその意義. 構造工学論文集. B, 32, 89-100.
- Tirca, L. D., Foti, D., and Diaferio, M. (2003). Response of middle-rise steel frames with and without passive dampers to near-field ground motions. *Eng. Struct.*, 25(2), 169-179.

Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), 491–514.

Villaverde, R. (2007). Methods to assess the seismic collapse capacity of building structures: State of the art. *J. Struct. Eng.*, 133(1), 57-66.

Xu, Z., Agrawal, A. K., He, W. L., and Tan, P. (2007). Performance of passive energy dissipation systems during near-field ground motion type pulses. *Eng. Struct.*, 29(2), 224-236.

Appendix 3-1 付加減衰係数の総量を変動させた場合のダンパー最適配置

付加減衰係数の総量を変動させたときの、1-3次モードダンパー最適配置 $\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}, \mathbf{c}_{opt,3}$ 及び DI によるダンパー最適配置 \mathbf{c}_{DI} と層間速度の伝達関数の絶対値の総和 $\omega f(\mathbf{c}_{add}, \omega) = \sum_{l=1}^N \omega |\delta_l(\mathbf{c}_{add}, \omega)|$ を Fig. 3A-1~3A-4 に示す (Fig. 3-4, 3-5 に対応)。ただし、付加減衰係数の総量は Fig. 3-4 の場合の 0.25, 0.5, 0.75 倍の値としており、これら3つのパターンを Pattern 1~3 のように表す。これらの図から、付加減衰係数の総量を変動させた場合にも Fig. 3-4 の例と同様に、 $\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}, \mathbf{c}_{opt,3}$ は必ずしも他のモードに有効ではなく、 \mathbf{c}_{DI} は幅広い振動数域で伝達関数振幅を有効に低減していることが分かる。

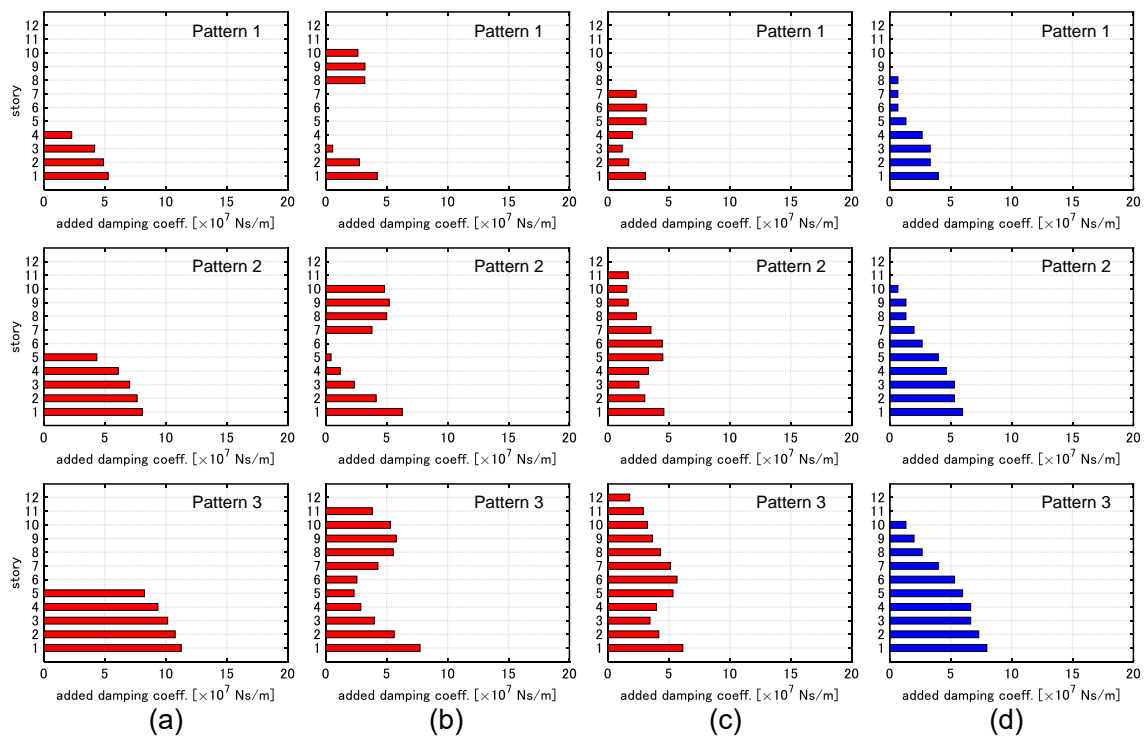


Fig. 3A-1 Model 1 における $\mathbf{c}_{opt,1}, \mathbf{c}_{opt,2}, \mathbf{c}_{opt,3}, \mathbf{c}_{DI}$ の最適ダンパー配置の例,
(a) $\mathbf{c}_{opt,1}$, (b) $\mathbf{c}_{opt,2}$, (c) $\mathbf{c}_{opt,3}$, (d) \mathbf{c}_{DI}

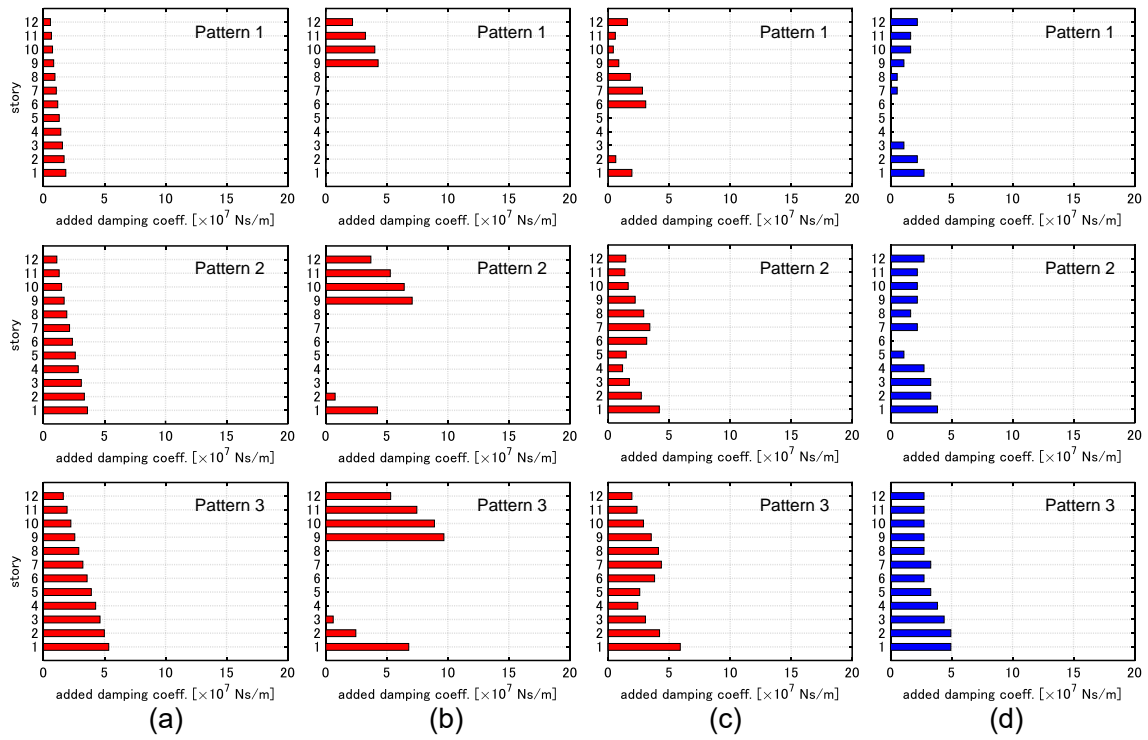


Fig. 3A-2 Model 2における $c_{opt,1}$, $c_{opt,2}$, $c_{opt,3}$, c_{DI} の最適ダンパー配置の例,
 (a) $c_{opt,1}$, (b) $c_{opt,2}$, (c) $c_{opt,3}$, (d) c_{DI}

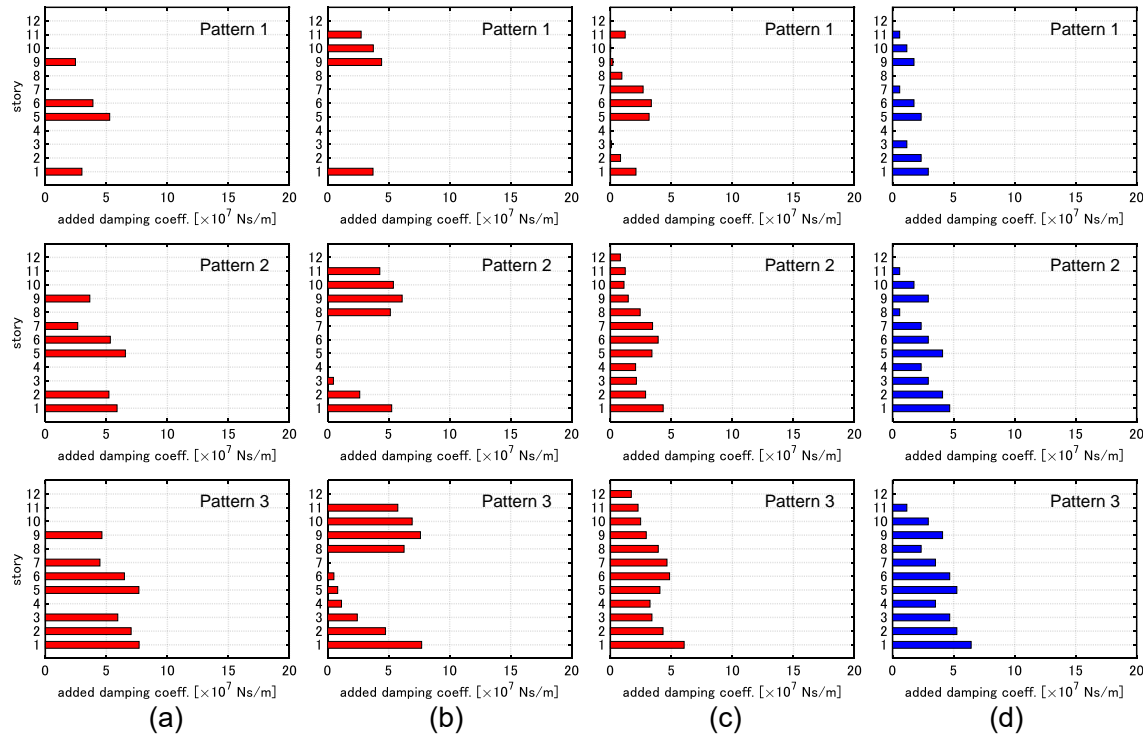


Fig. 3A-3 Model 3における $c_{opt,1}$, $c_{opt,2}$, $c_{opt,3}$, c_{DI} の最適ダンパー配置の例,
 (a) $c_{opt,1}$, (b) $c_{opt,2}$, (c) $c_{opt,3}$, (d) c_{DI}

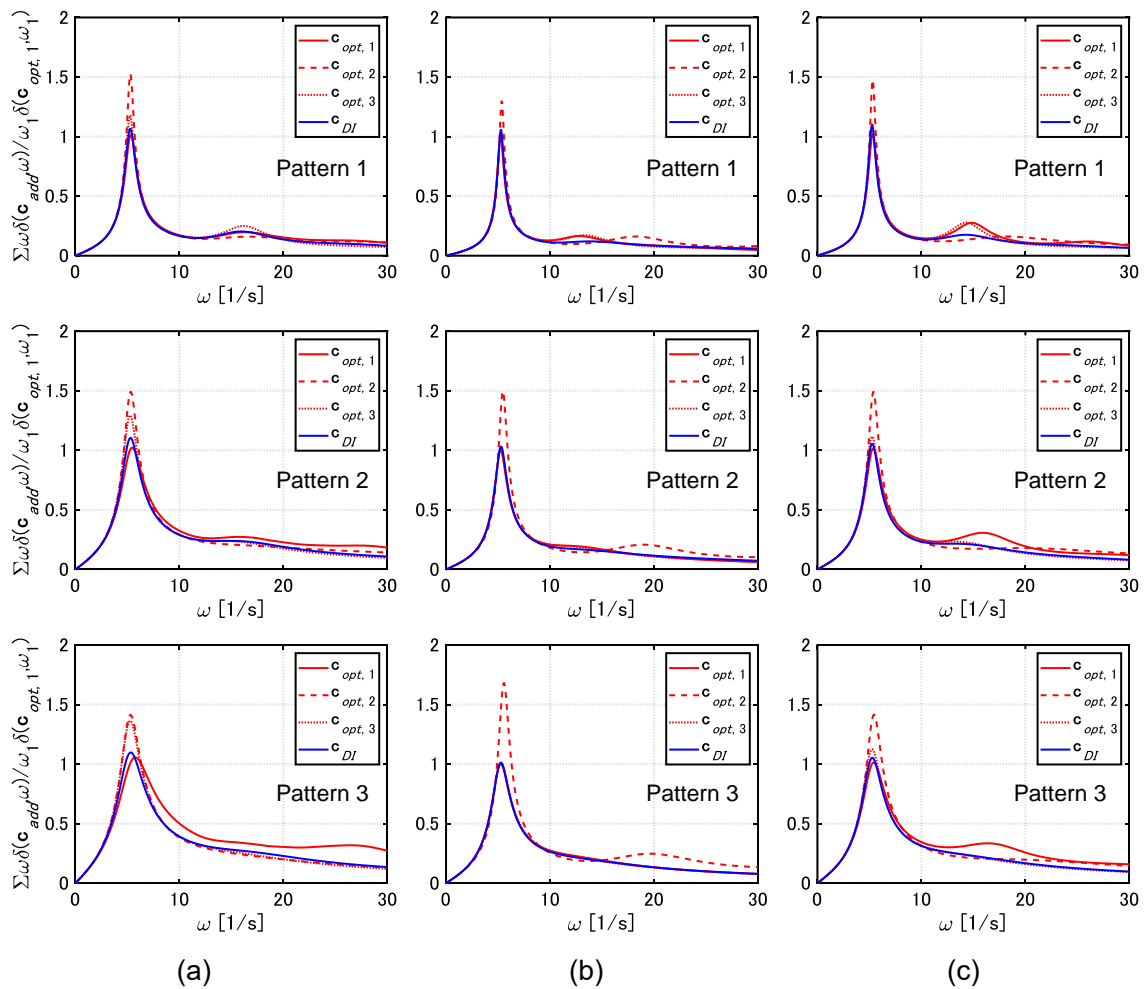


Fig. 3A-4 基準化された層間速度の伝達関数絶対値の総和,
 (a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3

4章 極限的ダブルインパルスを受ける弾塑性多層建物に 対する剛性・付加減衰の同時最適化

4.1 序

パッシブダンパーを用いる建物の構造設計の通常の手順では、まず長期荷重・短期荷重に対する構造的要件を満たすように断面設計が行われる。その後、地震外乱に対する構造性能を高めるためにダンパーの設計が行われる。断面設計とダンパーの設計を並行して行うことはまれであり、層剛性分布と減衰分布の同時設計を扱った研究もまたごく限られたものである。しかし、近年では両者の相互依存性を考慮した設計法が大きな関心を集めている。層剛性分布とダンパーの同時最適化を行うことにより、高い構造性能を有する設計や自由度の高い設計が可能となることが期待される。相互依存性を活用した設計の具体的な例として、エネルギー吸収効率の良い高耐力な設計や、終局耐力を大幅に向上させる設計などが可能となると考えられる。

層剛性分布とダンパーの同時最適化を扱った研究として Takewaki (1999)や Cimellaro (2007)の文献が挙げられる。Takewaki (1999)はパワースペクトルで定義される外乱に対して、最適性条件を有効活用した手法により層剛性分布と減衰分布の同時最適化を行っている。Cimellaro (2007)は Takewaki (1997, 1999)の方法を拡張している。これらの文献では振動数領域での最適化を行っており、最適化の対象は線形弾性構造物に限られる。また関連する研究として、Austin and Pister (1985)は摩擦ダンパーを用いた弾塑性鋼構造骨組の最適設計への設計支援ソフト適用例を示しており、Cimellaro and Retamales (2007)はダンパーの付加と softening によるレトロフィット技術の概念を提示している。Softening の手法としては例えば、柱梁接合部を弱める（解放する）ことが想定されている。Idels and Lavan (2020)は鋼構造骨組を対象として部材断面と非線形粘性ダンパーの同時最適化を扱っている。Idels and Lavan (2021)は粘性ダンパーと負剛性パッシブ装置の両方を用いた最適化問題を扱っている。また、同時最適化ではないものの関連のある研究として、Marzok and Lavan (2021)はマルチセンタリング機構の最適設計を行っている。

一方、ダンパーの最適設計法に関する研究はこれまでに広く行われており、本論文の1,2章で紹介したもの他、Uetani et al. (2003)は大規模建物に適用可能な履歴ダンパー及び粘性ダンパーの数理計画法に基づいた設計法を示している。Palermo et al. (2018)は preliminary seismic design (非線形時刻歴解析を行う前の予備設計)のための実際的かつ簡易的な粘性ダンパーの設計手順と提案手法の適用例を示している。De Domenico and Hajirasouliha (2021)は非線形粘性ダンパーの多段階性能設計問題を扱っている。Adachi et al. (2013)は、最大層間変形及び頂部加速度に関する制約下でオイルダンパーの最適リリース荷重の分布を求める方

法を提案している。Murakami et al. (2013)はオイル、履歴および慣性質量ダンパーを同時に使用した最適ダンパー配置問題を扱っている。Adachi et al. (2013)及び Murakami et al. (2013)はともに、Sensitivity-based algorithm (SBA)による最適化を行っている。

本章では、弾塑性多層構造物に対する剛性分布と減衰分布の同時最適化手法を提案する。入力地震動として記録地震動も適用可能な手法を提案しているが、本研究では極限的ダブルインパルス (DI) のみを用いている。弾塑性応答や剛性分布の変化に起因して、最適化過程ではモデルの(等価)周期が大きく変動するため、記録地震動を用いると局所最適解に陥る恐れがある。一方、DI はモデル周期の変動に追従可能であり、信頼性の高い設計が得られる。提案手法は数値感度に基づく方法であり、効率的かつシンプルな方法である。入力レベルの設定が得られる設計に及ぼす影響を、数値例題を通じて明らかにする。さらに3章で提案したDIP解析を通じて、設計に用いたものよりも高レベルなDIに対する塑性変形特性を明らかにする (Akehashi and Takewaki (2020))。

小さな入力レベルで設計を行った場合、弾性応答の範囲では最大層間変形を最も低減可能な設計が得られるものの、より高レベルの入力に対しては低中層部に変形が集中してしまう。一方高レベルの入力を用いて設計を行った場合、弾性応答の範囲では高層部の変形が大きくなるものの、弾塑性領域では変形を各層に分散させる設計が得られる。すなわち、入力レベルを適切に設定して提案設計法を適用することで、エネルギー吸収効率の良い高耐力な設計及び終局耐力を大幅に向上させる設計が可能となる。

尚、本章の検討は、入力レベルの大小と最適設計の剛性分布・減衰分布の傾向の把握を主な目的としており、二次剛性比・降伏変位を所与としたせん断質点系を扱って問題を単純化している。せん断質点系を骨組へと逆置換する方法 (竹脇他 (1998)) や、連続変数に近似した断面を用いて最適化を実行した後に近傍探索で離散断面設計に修正する方法 (山川他 (2004)) 等を用いることで、本章の提案手法をダンパー付骨組の設計法へと拡張可能である。特に後者の方法を用いる場合、目的関数を最大層間変形から部材塑性率へと置き換える。また、層剛性の総和を一定とする制約は、重量を一定とする制約に読み替える。

4.2 弾塑性多層建物に対する層剛性・付加減衰の同時最適化問題

本節ではまず、構造体とダンパーの同時設計を行う意義について述べる。同時最適設計問題を提示し、その解法を示す。

4.2.1 層剛性・付加減衰の同時設計の意義

本章では、層剛性分布と付加減衰分布の同時最適化手法を提案する。Fig. 4-1 にダンパーを用いない設計、既存躯体に対するダンパーのみの設計及びダンパーと層剛性の同時設計の概念を示す。既存躯体（層剛性分布の予め定まったモデル）にダンパーを用いた補強を行うことで、構造物の耐力を高めることが可能である。これに対して、層剛性分布とダンパーの相互依存性を考慮した設計は、より高い構造性能を有することが期待される。層剛性分布とダンパーの同時設計の例として、以下の2つが挙げられる。

- (1) 高降伏耐力設計：エネルギー消費効率が良く、弾性耐力の高い設計
- (2) 高限界耐力設計：終局耐力を大幅に向上させる設計

Takewaki (1999)や Cimellaro (2007)は層剛性分布と付加減衰分布の同時最適化を扱っているが、弾性構造物を対象としているため、(1)の設計を目指す手法であるといえる。これに対して、本章では弾塑性構造物を扱っており、高レベルの入力を設計に用いることで、(1)の設計のみならず(2)の設計を目指すことが可能である。また近年観測され、その危険性が指摘されている大振幅のパルス波に対しては、(2)の設計が有効であると考えられる。

4.2.2 層剛性・付加減衰の同時最適化問題とその解法

バイリニア型復元力特性を有する N 層せん断質点系を対象とする。層剛性分布と付加減衰分布の同時最適化問題は次のように表される。

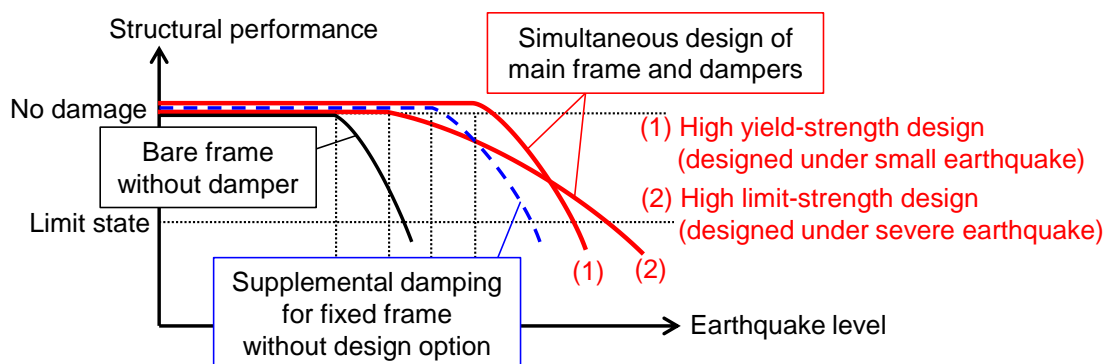


Fig. 4-1 構造体とダンパーの同時設計の概念

<Problem>

$$\begin{aligned} & \text{Find } \mathbf{k} \text{ and } \mathbf{c} \\ & \text{so as to minimize } d_{\max} = \max_i \{d_{\max,i}\} \\ & \text{subject to } \sum_{i=1}^N k_i = W_{kF}, \sum_{i=1}^N c_i = W_{cF} \\ & \quad k_i \geq 0, c_i \geq 0 \text{ for all } i = 1, \dots, N \end{aligned}$$

ここで $d_{\max,i}, k_i, c_i, W_{kF}, W_{cF}$ はそれぞれ第 i 層の最大変形、第 i 層の層剛性、付加減衰係数、各層剛性の総和の目標値及び付加減衰係数の総和の目標値である。 W_{kF}, W_{cF} の値は最終設計の1次周期及び1次減衰定数がある程度想定しておき、それらに基づいて決定する。尚、各層の二次剛性比及び降伏変位は一定とする。

次に最適設計アルゴリズムを示す。Adachi et al. (2013), Murakami et al. (2013)らがダンパー最適化に用いた Sensitivity-based algorithm (SBA) に基づく最適化を行う。SBA では、応答低減への有効性が低い剛性及び付加減衰係数が連続的に除去される。

<Algorithm>

Step 1 各層剛性の総和が $\sum_{i=1}^N k_i = W_{k0}$ 、付加減衰係数の総和が $\sum_{i=1}^N c_i = W_{c0}$ となる初期設計を与える。

Step 2 $k_i > 0$ を満たす全ての層 i を選択。ある1つの層の層剛性を Δk 低減させたモデルを、選択した層の数だけ作成。これらのモデルに対して時刻歴応答解析を行う。最大層間変形の増大が最も小さいモデルを新たなモデルとして更新。これらを n_k 回繰り返す。

Step 3 $c_i > 0$ を満たす全ての層 i を選択。1つの層の減衰係数を Δc 低減させたモデルを、選択した層の数だけ作成。これらのモデルに対して時刻歴応答解析を行う。最大層間変形の増大が最も小さいモデルを新たなモデルとして更新。これらを n_c 回繰り返す。

Step 4 Step 2, 3 を n_{kc} 回繰り返す。

Fig. 4-2 にアルゴリズムの概要を、Fig. 4-3 にアルゴリズム適用中の層剛性の総和及び付加減衰係数の総和の推移の様子を示す。Fig. 4-3 における $W_{k0} = W_{kF} + n_{kc} n_k \Delta k$, $W_{c0} = W_{cF} + n_{kc} n_c \Delta c$ はそれぞれ各層剛性の総和の初期値及び付加減衰係数の総和の初期値を表す。アルゴリズムの総ステップ数は $n_{kc}(n_k + n_c)$ である。層剛性の初期分布及び付加減衰係数の初期分布の設定は任意であるが、本章では層剛性・付加減衰ともに一様分布を初期分布に採用する。また、有効な設計を得るためには、 W_{k0}, W_{c0} の値は W_{kF}, W_{cF} よりも十分大きなものに設定する必要がある。 $\Delta k, \Delta c$ の値は経験的に決定する必要があるが、小さくするほど解の精度が向上するわけではないことを確認している。 $W_{kF}, W_{cF}, W_{k0}, W_{c0}, \Delta k, \Delta c$ の値を決定すると、 $n_{kc} n_k, n_{kc} n_c$ の値は $n_{kc} n_k = (W_{k0} - W_{kF}) / \Delta k, n_{kc} n_c = (W_{c0} - W_{cF}) / \Delta c$ と自動的に決まる。このとき、解の精度向上のため n_{kc} は可能な限り大きくすることが望ましい。

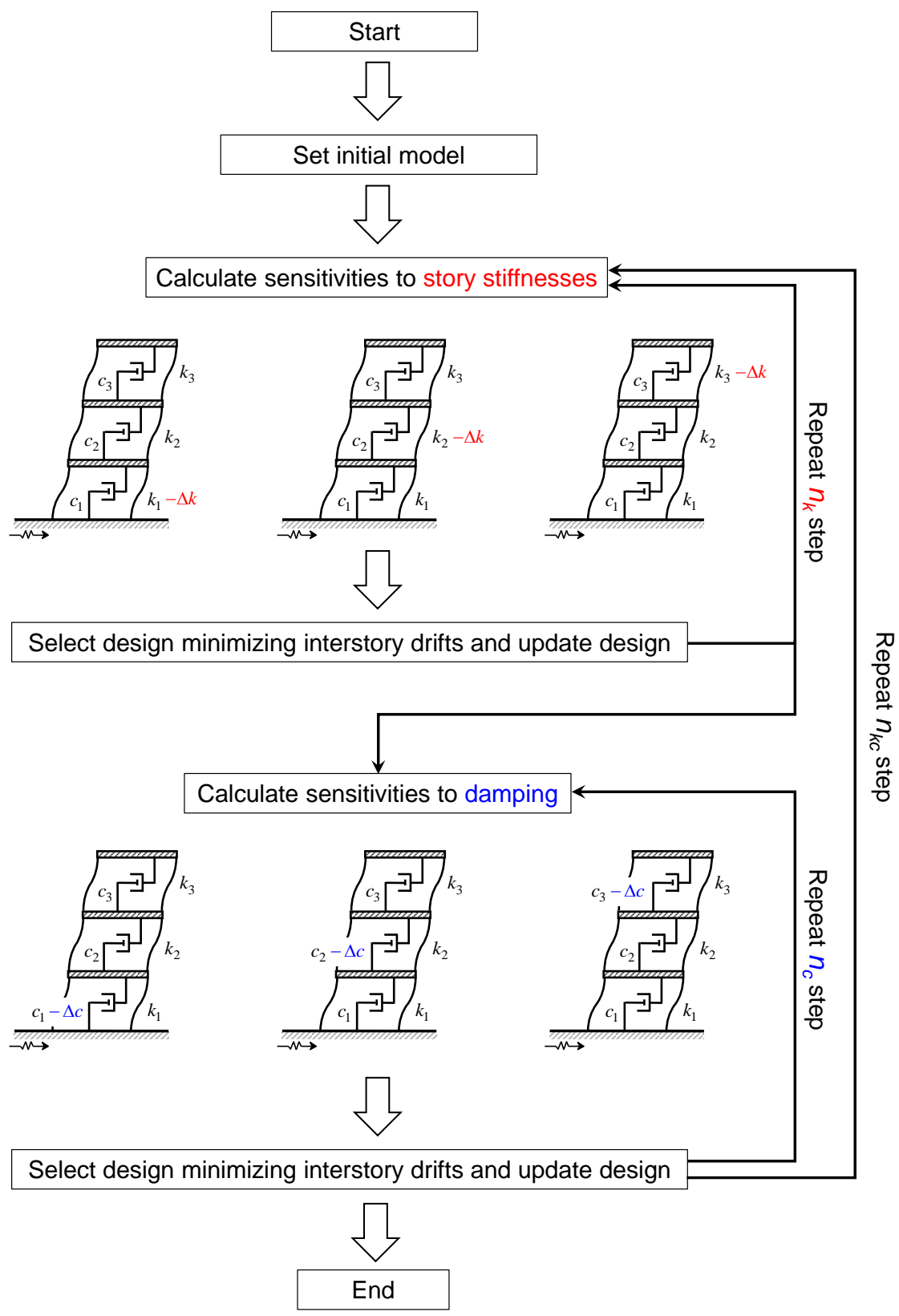


Fig. 4-2 提案アルゴリズムの概要

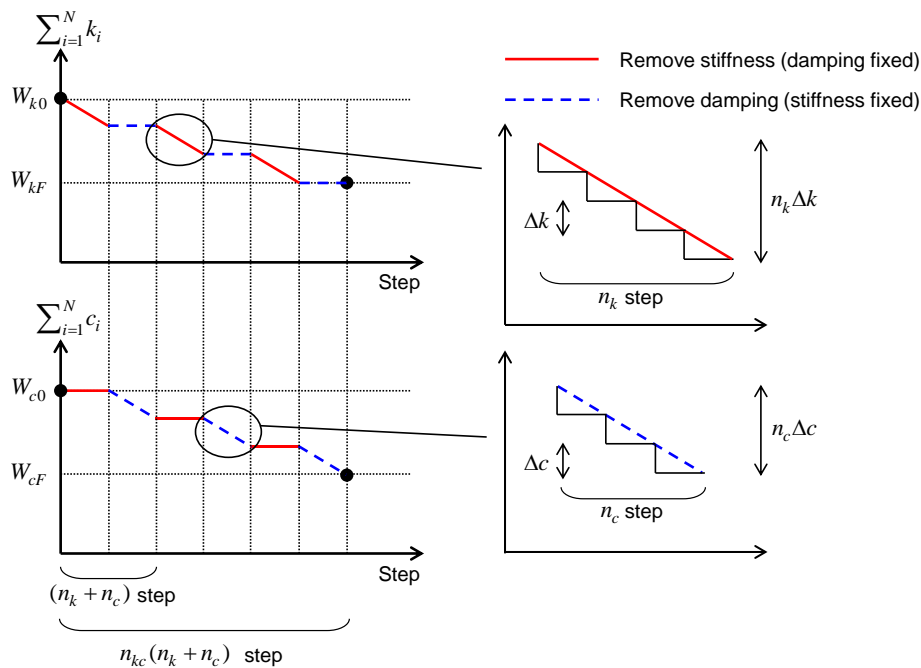


Fig. 4-3 アルゴリズム適用中の層剛性の総和及び付加減衰係数の総和の推移

提案手法は、各層剛性の総和と付加減衰係数の総和を段階的に変動させ、その各レベルにおいて最大層間変形が最小となる設計を順次求める方法である。従って、各層剛性の総和と付加減衰係数の総和は最終的に上記の最適設計問題の制約を満たしている。

提案手法は非常にシンプルなものであるため、使用者が制約条件を追加することも容易である。例として、各層剛性の下限値を定める、あるいは上層の剛性が下層よりも大きくなる、などの制約を与えることができる。

4.3 数値例題

本節では、極限的 DI (Kojima and Takewaki (2015)) に対する最適化を行い、入力レベルの設定が最終設計に及ぼす影響を数値例題により明らかにする。2.2.2 節で説明したように、モデル全体への入力エネルギーを最大化する第 2 インパルスのタイミングは入力速度 V_{DI} 及びモデル毎に一意に決定される。最適化の過程での層剛性の除去に伴いモデルの(等価)固有周期は大きく変化するが、入力に極限的 DI を用いることにより常に弾塑性極限応答(共振応答)を扱うことが可能である。尚、入力地震動として記録地震動も適用可能な手法を提案しているものの、これは扱わない。

バイリニア型復元力特性を有する 12 層せん断質点系を扱う。各層の階高を 4m、各層の降伏変位を $d_y = 4/150\text{m}$ 、二次剛性比を $\alpha = 0.2$ とする。各層等質量で $m = 400 \times 10^3 \text{ kg}$ とし、構造減衰はないものとする。各層剛性の総和の目標値は全ての例題で $W_{kF} = 7 \times 10^9 \text{ N/m}$ とす

る。この値は、最終的に得られる設計の非減衰 1 次周期が概ね 1.2s となるように調整したものである。DI の入力速度は $V_{DI} = 0.25, 1.0, 1.5 \text{ m/s}$ の 3 通りを扱う。 $V_{DI} = 0.25 \text{ m/s}$ の場合は弾性応答の範囲での最適化に相当する。

Fig. 4-4 に $W_{c0} = 65 \times 10^7 \text{ Ns/m}$, $W_{cF} = 20 \times 10^7 \text{ Ns/m}$ 、Fig. 4-5 に $W_{c0} = 55 \times 10^7 \text{ Ns/m}$, $W_{cF} = 10 \times 10^7 \text{ Ns/m}$ 、Fig. 4-6 に $W_{c0} = 50 \times 10^7 \text{ Ns/m}$, $W_{cF} = 5 \times 10^7 \text{ Ns/m}$ の場合の結果を示す。 $W_{c0} = 65 \times 10^7 \text{ Ns/m}$, $W_{cF} = 20 \times 10^7 \text{ Ns/m}$ の場合、初期設計の非減衰 1 次周期は 0.828s、1 次減衰定数は 0.238 であり、減衰分布は剛性比例型（両分布ともに一様分布）である。また、 $W_{cF} = 20 \times 10^7 \text{ Ns/m}$ は最終設計の 1 次減衰定数（複素固有値解析）は概ね 0.1 となるように設定したものである。アルゴリズムのその他のパラメータはいずれの場合も等しくしており、 $W_{k0} = 17.5 \times 10^9 \text{ [N/m]}$, $W_{kF} = 7.0 \times 10^9 \text{ [N/m]}$, $n_k = n_c = 1$, $n_{kc} = 600$ である。Fig. 4-4-4-6 のいずれにおいても $W_{c0} - W_{cF}$ の値が等しくなるように、すなわち 1 step 毎の付加減衰の除去量 Δc が等しくなるように W_{c0} の値を設定している。

Fig. 4-4-4-6 のいずれの場合においても、設計に用いる V_{DI} が大きいほど、比較的低層部の剛性が大きく、高層部の剛性が小さくなっている、すなわち一様剛性分布から遠ざかっている。この場合には、初期設計に比べて高層部の変形は増大するものの、低中層部の変形の増大の程度は比較的小さくなる。その結果、大きなレベルの入力に対して各層層間変形をほぼ一様にすることが可能となっている。また V_{DI} が大きくなるほど、低層部に集中していた付加減衰が低中層部に広がる。

Fig. 4-4-4-6 における Minimum deformation design は、アルゴリズムの適用過程において最大層間変形 $\max_i \{d_{\max,i}\}$ が最も小さくなった場合の設計を表す。Minimum deformation design を境として、これに達する以前では全層中の最大層間変形値は減少し、これ以降は最大層間変形値は増加する。Minimum deformation design ではいずれのケースにおいても、中低層部で層間変形の一様化が達成されている。このとき高層部の減衰の除去はかなりの程度進行しているものの、剛性の除去は十分に進行していないため、高層部の層間変形は中低層部よりも小さい。また Minimum deformation design に達する前後では最大層間変形はほとんど一定の値で推移している。このことは、剛性の除去により高層部の変形増大を促しても、低層部の変形が改善されない段階にあることを示している。

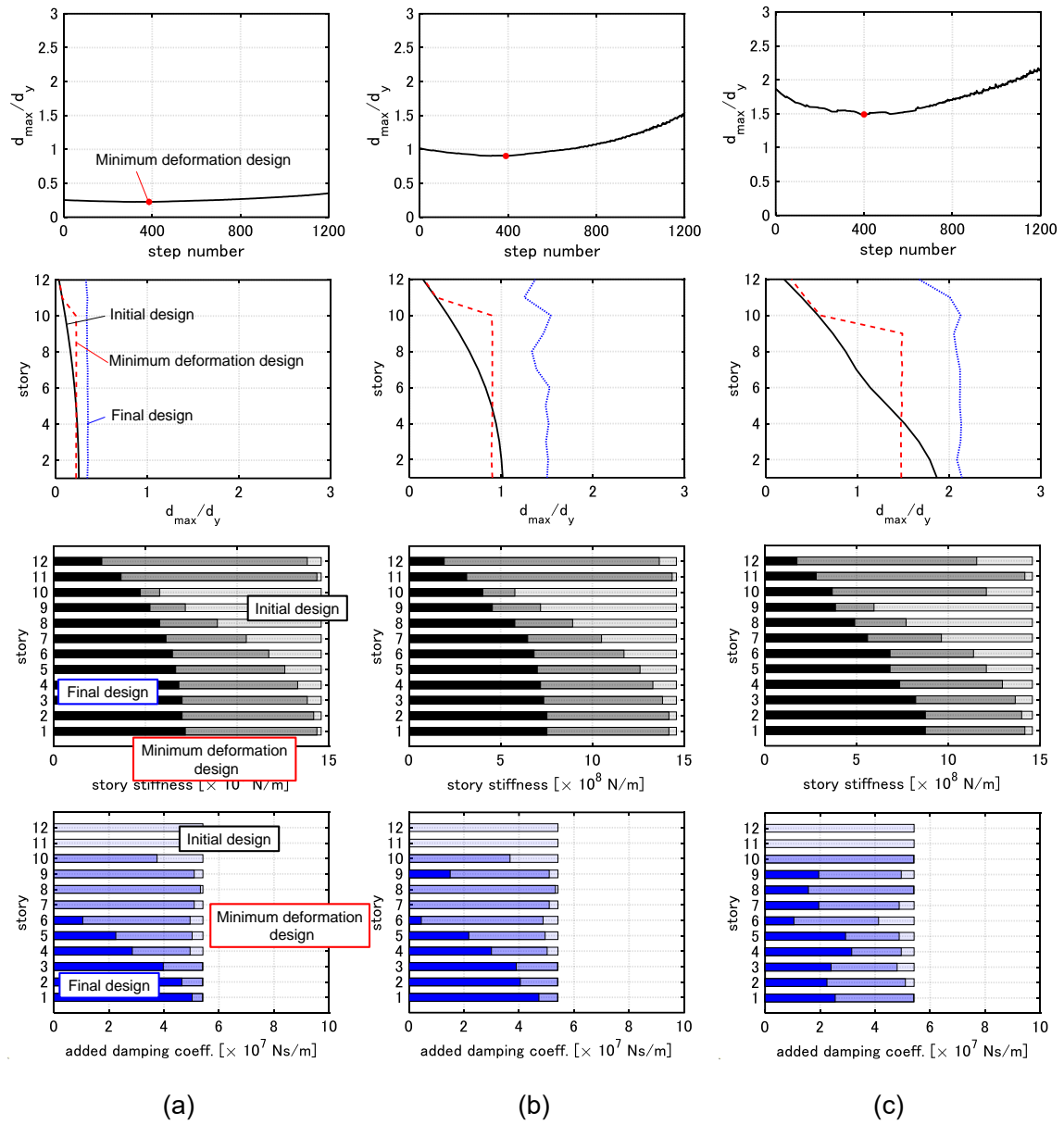


Fig. 4-4 3通りの入力速度を用いた最適設計の過程における層剛性、付加減衰係数及び層間変形 $d_{\max,i}/d_y$ の分布の推移 ($W_{CF} = 20 \times 10^7 \text{ Ns/m}$),

(a) $V_{DI} = 0.25 \text{ m/s}$ の DI を用いて設計,

(b) $V_{DI} = 1.0 \text{ m/s}$ の DI を用いて設計,

(c) $V_{DI} = 1.5 \text{ m/s}$ の DI を用いて設計

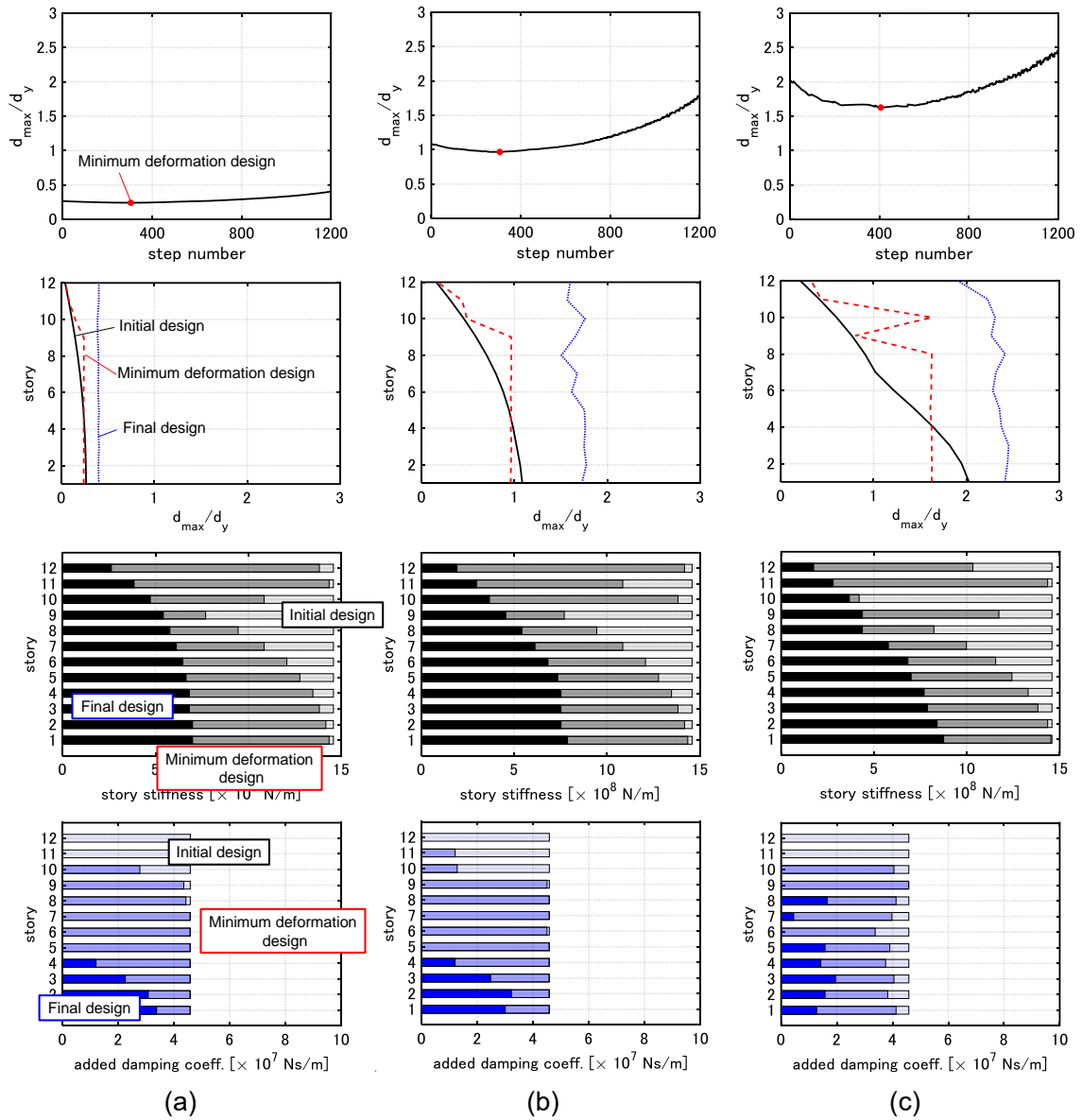


Fig. 4-5 3通りの入力速度を用いた最適設計の過程における層剛性、付加減衰係数及び

層間変形 $d_{\max,i} / d_y$ の分布の推移 ($W_{cF} = 10 \times 10^7 \text{ Ns/m}$),

(a) $V_{DI} = 0.25 \text{ m/s}$ の DI を用いて設計,

(b) $V_{DI} = 1.0 \text{ m/s}$ の DI を用いて設計,

(c) $V_{DI} = 1.5 \text{ m/s}$ の DI を用いて設計

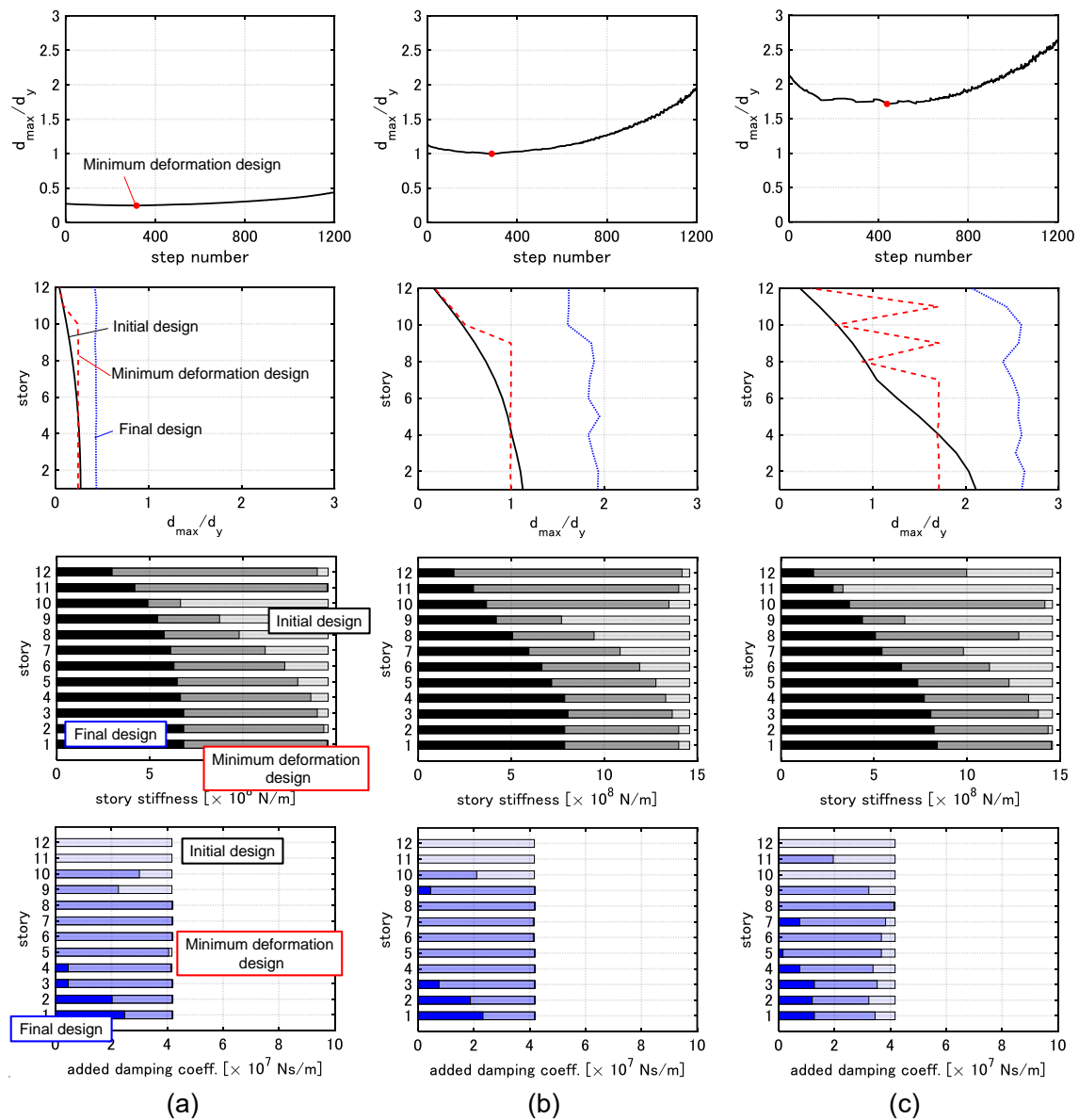


Fig. 4-6 3通りの入力速度を用いた最適設計の過程における層剛性の分布, 付加減衰係数の分布及び層間変形 $d_{max,i}/d_y$ の分布の推移 ($W_{cF} = 5 \times 10^7$ Ns/m),

- (a) $V_{DI} = 0.25$ m/s の DI を用いて設計,
- (b) $V_{DI} = 1.0$ m/s の DI を用いて設計,
- (c) $V_{DI} = 1.5$ m/s の DI を用いて設計

4.4 設計後のモデルに対する DIP 解析

本節では、Fig. 4-4~4-6 で得られた 9 つのモデルに対して DIP を行う。本論文の 3.8 節に述べたように、DIP とは入力速度を漸増させた DI に対する弾塑性時刻歴解析を繰り返す方法をいう。DIP では入力速度ごとに極限的なタイミングが常に採用される。また、入力速度ごとの層間変形の分布を描くことで、塑性変形特性を視覚的に把握することが可能となる。DIP は IDA (Vamvatsikos and Cornell (2001)) の概念を DI に拡張したものであり、DIP ではモデルの弾塑性極限応答を常に扱うことが可能である。

Fig. 4-4~4-6 で得られた 9 つのモデルに対する DIP の適用結果をそれぞれ Fig. 4-7~4-9 に示す。 V_{DI} は 0.5 m/s から 2 m/s まで 0.25 m/s ずつ増加させている。 $V_{DI} = 0.25$ m/s で設計されたモデルは弾性範囲では変形を最も抑制可能であるが、大きな V_{DI} の DI に対しては中低層部に変形が集中し、変形が最も増大している。これに対して $V_{DI} = 1.5$ m/s で設計されたモデルは、弾性範囲では高層部の変形が大きくなるものの、大きな V_{DI} の DI に対しては変形を高層部へと分散させることで、最も良い変形性能を示している。これらの傾向は W_{cF} によらない。4.2 節及び Fig. 4-1 で言及した High-yield strength design 及び High-limit strength design はそれぞれ $V_{DI} = 0.25$ m/s で設計されたモデル及び $V_{DI} = 1.5$ m/s で設計されたモデルに相当する。

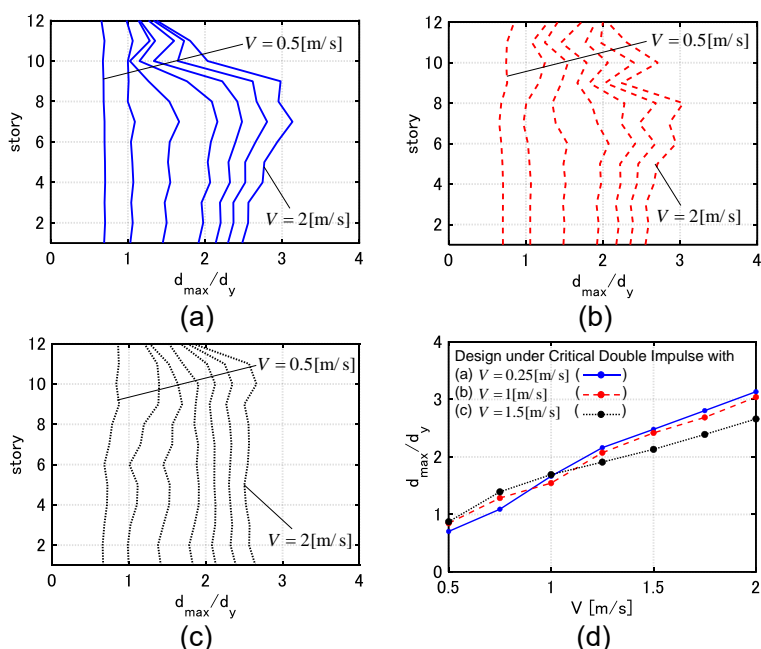


Fig. 4-7 付加減衰係数の総和が $W_{cF} = 20 \times 10^7$ Ns/m の 3 モデルに対する DIP 解析,
 (a) $V_{DI} = 0.25$ m/s の DI を用いて設計, (b) $V_{DI} = 1.0$ m/s の DI を用いて設計,
 (c) $V_{DI} = 1.5$ m/s の DI を用いて設計, (d) 3 モデルの最大層間変形の比較

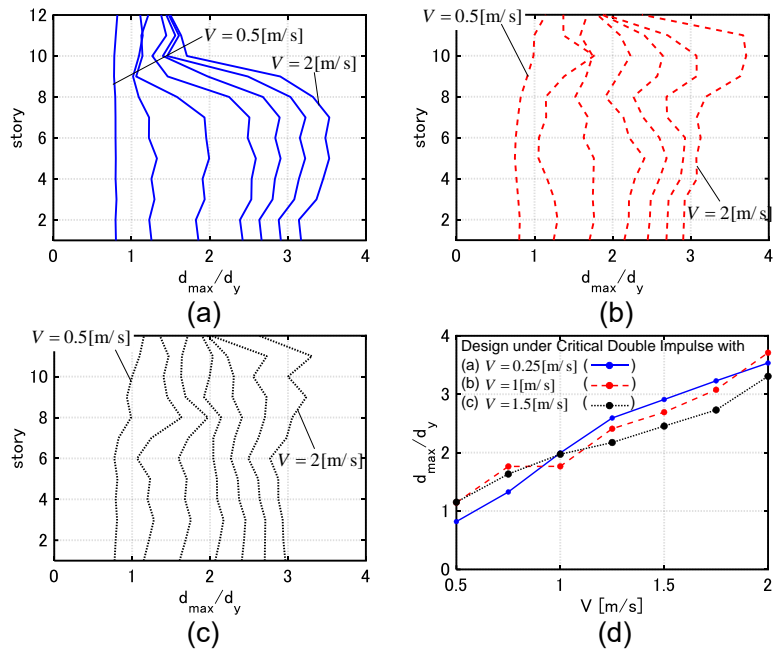


Fig. 4-8 付加減衰係数の総和が $W_{cF} = 10 \times 10^7$ Ns/m の 3 モデルに対する DIP 解析,
 (a) $V_{DI} = 0.25$ m/s の DI を用いて設計, (b) $V_{DI} = 1.0$ m/s の DI を用いて設計,
 (c) $V_{DI} = 1.5$ m/s の DI を用いて設計, (d) 3 モデルの最大層間変形の比較

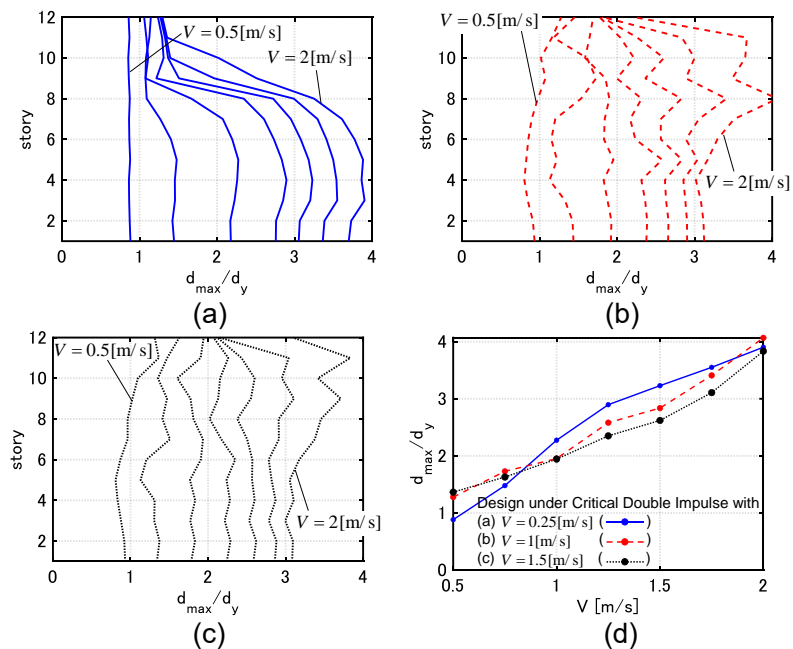


Fig. 4-9 付加減衰係数の総和が $W_{cF} = 5 \times 10^7$ Ns/m の 3 モデルに対する DIP 解析,
 (a) $V_{DI} = 0.25$ m/s の DI を用いて設計, (b) $V_{DI} = 1.0$ m/s の DI を用いて設計,
 (c) $V_{DI} = 1.5$ m/s の DI を用いて設計, (d) 3 モデルの最大層間変形の比較

4.5 設計後モデルの等価 1 サイクル正弦波に対する加速度応答

本節では、Fig. 4-4~4-6 で得られた 9 つのモデルに対して DI と等価な 1 サイクル正弦波 (Kojima and Takewaki (2015)) を入力し、最大床加速度の分布を調べる。DI は高振動数域に非常に大きな成分を有し、また入力直後に第 1 層のみに層間速度 V_{DI} を強制的に与えて低層部の加速度応答を極端に大きくするため、加速度応答の評価には不向きである。DI とは異なり、等価 1 サイクル正弦波は低振動数域 (弾性 1 次モードの範囲) のみに大きな成分を有する入力であるため、その加速度応答は非現実的なものとはならない。

Fig. 4-4~4-6 で得られた 9 つのモデルに対して $V_{DI} = 0.5, 1.0 \text{ m/s}$ の極限的 DI と等価な 1 サイクル正弦波を入力したときの最大床加速度の分布をそれぞれ Fig. 4-10~4-12 に示す。 $V_{DI} = 0.5 \text{ m/s}$ の極限的 DI と等価な 1 サイクル正弦波に対する応答範囲は、モデルによらずほとんど弾性範囲に留まっている。初期設計モデルの等価 1 サイクル正弦波に対する最大床加速度も併せて示す。いずれのモデルも、それぞれの初期設計モデルよりは最大床加速度が低減されている。これは層剛性が除去され、固有周期が伸びたためである。

W_{cF} が等しい場合、設計時の V_{DI} によらず頂部最大床加速度に大きな差はみられない。弾性時の最大床加速度の分布形状は設計時の V_{DI} によって多少異なるが、これは層剛性の分布 (あるいは 1 次モードの形状) に起因するものである。また $V_{DI} = 1.0 \text{ m/s}$ の極限的 DI と等価な 1 サイクル正弦波に対する最大床加速度の分布が滑らかな形状を取らないのは、塑性化に起因して高振動数成分が励起されるためである。

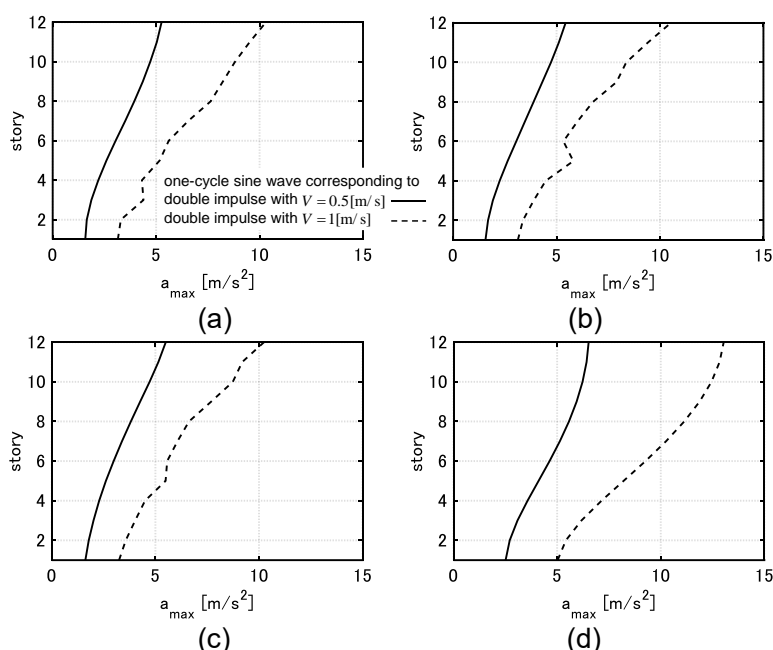


Fig. 4-10 初期設計モデル及び付加減衰係数の総和が $W_{cF} = 20 \times 10^7 \text{ Ns/m}$ の 3 モデルの等価 1 サイクル正弦波 ($V_{DI} = 0.5, 1.0 \text{ m/s}$) に対する床加速度の分布,
 (a) $V_{DI} = 0.25 \text{ m/s}$ の DI を用いて設計, (b) $V_{DI} = 1.0 \text{ m/s}$ の DI を用いて設計,
 (c) $V_{DI} = 1.5 \text{ m/s}$ の DI を用いて設計, (d) 初期設計モデル

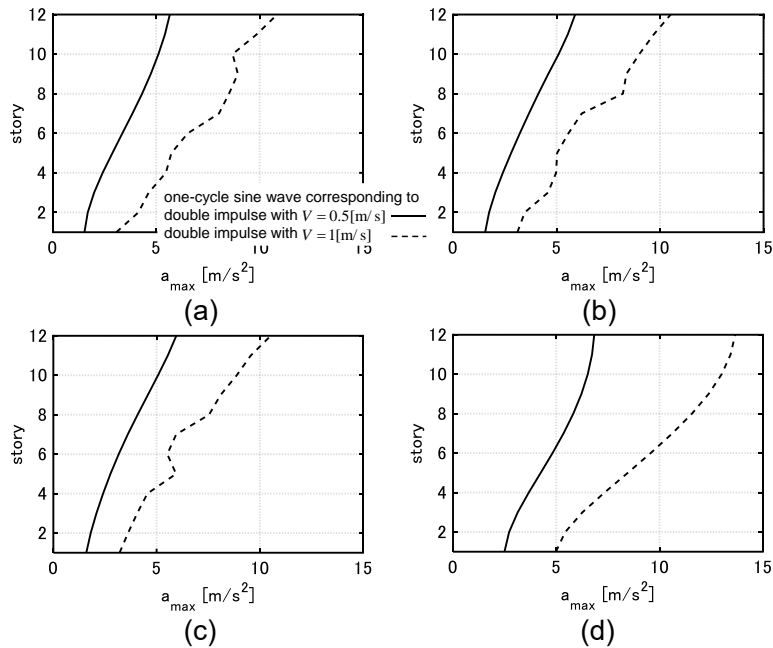


Fig. 4-11 初期設計モデル及び付加減衰係数の総和が $W_{cF} = 10 \times 10^7$ Ns/m の 3 モデルの等価 1 サイクル正弦波 ($V_{DI} = 0.5, 1.0$ m/s) に対する床加速度の分布,
 (a) $V_{DI} = 0.25$ m/s の DI を用いて設計, (b) $V_{DI} = 1.0$ m/s の DI を用いて設計,
 (c) $V_{DI} = 1.5$ m/s の DI を用いて設計, (d) 初期設計モデル

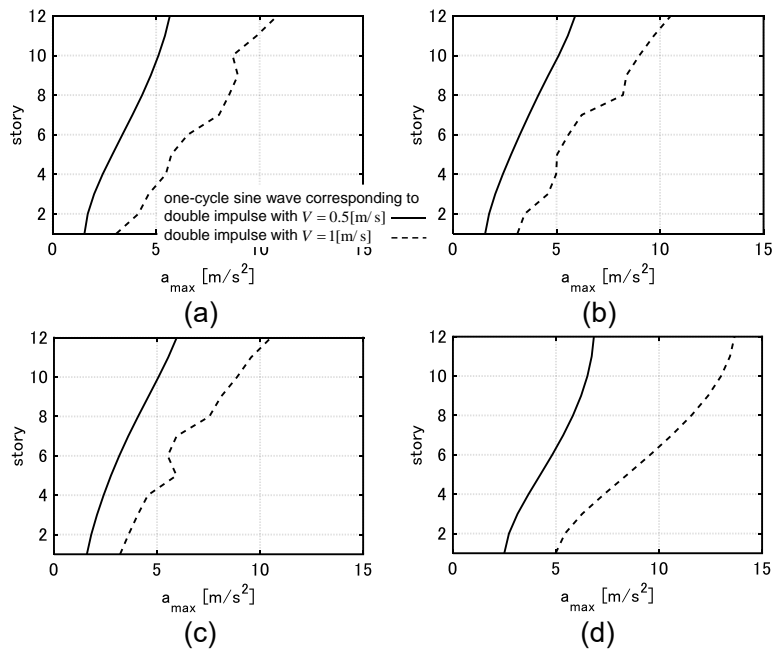


Fig. 4-12 初期設計モデル及び付加減衰係数の総和が $W_{cF} = 5 \times 10^7$ Ns/m の 3 モデルの等価 1 サイクル正弦波 ($V_{DI} = 0.5, 1.0$ m/s) に対する床加速度の分布,
 (a) $V_{DI} = 0.25$ m/s の DI を用いて設計, (b) $V_{DI} = 1.0$ m/s の DI を用いて設計,
 (c) $V_{DI} = 1.5$ m/s の DI を用いて設計, (d) 初期設計モデル

4.6 記録地震動に対する層間変形の比較

本節では、Fig. 4-4 で得られた3つのモデルの断層近傍の記録地震動に対する時刻歴応答解析を行い、最大層間変形分布の傾向を明らかにする。入力地震動には Kobe Univ. NS 波(1995)と Rinaldi Sta. FN 波(1994)を用いる。入力振幅は PGV=0.5 m/s から PGV=2.0 m/s まで 0.25 m/s ずつ増加させる。すなわち、単一の地震動に対する IDA 解析を行う。

付加減衰係数の総和が $W_{cF} = 20 \times 10^7 \text{ Ns/m}$ の3モデル (Fig. 4-4 で得られた3モデル) の記録地震動に対する最大層間変形の分布を Fig. 4-13 に示す。 $V = 0.25 \text{ m/s}$ で設計されたモデルの層間変形は中低層部において大きくなり、 $V = 1.5 \text{ m/s}$ で設計されたモデルの層間変形は中高層部において大きくなる。これらの傾向は 4.4 節における DIP 解析の結果と共通しており、このことから同時最適設計の入力地震動として極限的 DI を用いることは妥当であるといえる。

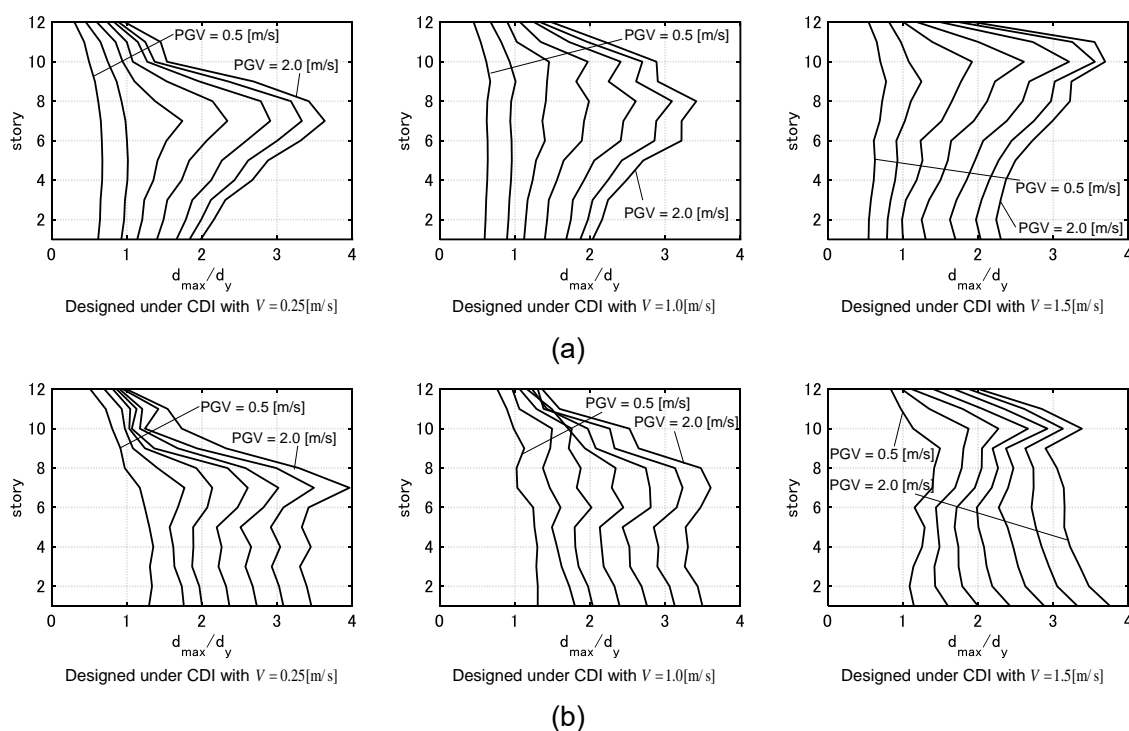


Fig. 4-13 記録地震動に対する層間変形分布, (a) Rinaldi Sta. FN 波, (b) Kobe Univ. NS 波

4.7 結論

本章では、弾塑性多層構造物の極限的ダブルインパルス (DI) に対する剛性分布と減衰分布の同時最適化手法を提案した。入力レベルの設定が得られる設計に及ぼす影響を、数値例題を通じて明らかにした。また DIP 解析により、設計に用いたものよりも高レベルな DI に対する塑性変形特性を明らかにした。結論は以下のようにまとめられる。

- (1) 弾塑性多層構造物の剛性分布と減衰分布の同時最適化手法として Sensitivity-based algorithm に基づくシンプルな手法を提案した。またモデルの等価周期の変動に追従可能な DI を入力地震動として扱っている。
- (2) 設計時の入力レベルが大きいくほど、比較的低層部の剛性が大きく、高層部の剛性が小さい設計が得られる。また入力レベルが小さい場合には付加減衰は低層部に集中した設計が得られるが、入力レベルが大きくなるほど付加減衰が低中層部に広がる。
- (3) 設計時の入力レベルの異なるモデルに対して DIP 解析を行い、塑性変形特性の違いを明らかにした。弾性設計を行った場合、高レベルの入力に対しては低中層部に変形が集中する。これは高降伏耐力設計に相当する。高レベルの入力を用いて設計した場合、弾性設計よりも弾性時に高層部の変形が大きくなるが、弾塑性領域では変形を各層に分散させることが可能である。こちらは高限界耐力設計に相当する。
- (4) 設計時の入力レベルが異なると弾塑性変形応答特性は異なるものとなる一方で、等価 1 サイクル正弦波に対する最大床加速度には大きな差は見られない。
- (5) 断層近傍の記録地震動に対する層間変形の分布の傾向は極限的 DI に対するそれと共通している。このことから同時最適設計の入力地震動として極限的 DI を用いることは妥当であるといえる。

参考文献

- Adachi, F., Yoshitomi, S., Tsuji, M. and Takewaki, I. (2013). Nonlinear optimal oil damper design in seismically controlled multi-story building frame. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 44(1), 1-13.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020). Simultaneous optimization of elastic-plastic building structures and viscous dampers under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 6, 623832.
- Austin, M. and Pister, K.S. (1985). Design of seismic-resistant friction-braced frame, *J. Struct. Eng.*,

- ASCE, 111(12), 2751-2769.
- Cimellaro, G. P. (2007). Simultaneous stiffness-damping optimization of structures with respect to acceleration, displacement and base shear. *Eng. Struct.*, 29(11), 2853-2870.
- Cimellaro, G. P., and Retamales, R. (2007). Optimal softening and damping design for buildings. *Struct. Control Health Monit.*, 14: 831-857.
- De Domenico, D., Hajirasouliha, I. (2021). Multi-level performance-based design optimisation of steel frames with nonlinear viscous dampers. *Bull Earthquake Eng.*, 19(12), 5015-5049.
- Idels, O. and Lavan, O. (2020). Optimization Based Seismic Design of Steel Moment Resisting Frames with Nonlinear Viscous Dampers. *Struct. Control Health Monit.*, e2655.
- Idels, O., and Lavan, O. (2021). Performance-based seismic retrofitting of frame structures using negative stiffness devices and fluid viscous dampers via optimization. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 1-22.
- Kojima, K., and Takewaki, I. (2015). Critical earthquake response of elastic-plastic structures under near-fault ground motions (Part 1: Fling-step input). *Frontiers in Built Environment*, 1:12.
- Marzok, A., and Lavan, O. (2021). Seismic design of multiple-rocking systems: A gradient-based optimization approach. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 50(13), 3460-3482.
- Murakami, Y., Noshi, K., Fujita, K., Tsuji, M., and Takewaki, I. (2013). Simultaneous optimal damper placement using oil, hysteretic and inertial mass dampers. *Earthq. Struct.*, 5(3), 261-276.
- Palermo, M., Silvestri, S., Landi, L., Gasparini, G., and Trombetti, T. (2018). A “direct five-step procedure” for the preliminary seismic design of buildings with added viscous dampers. *Eng. Struct.*, 173, 933-950.
- Takewaki, I. (1997). Optimal Damper Placement for Minimum Transfer Functions. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 26(11), 1113-1124.
- Takewaki, I. (1999). Displacement-acceleration control via stiffness-damping collaboration. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 28(12), 1567-1585.
- 竹脇出, 杉山哲彦, 辻聖晃, 上谷宏二. (1998). 縮約モデル-骨組逆置換法に基づく骨組設計法. 日本建築学会構造系論文集, 63(512), 119-125.
- Uetani, K., Tsuji, M., and Takewaki, I. (2003). Application of optimum design method to practical building frames with viscous dampers and hysteretic dampers. *Eng. Struct.*, 25(5), 579-592.
- Vamvatsikos D, Cornell CA (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), 491-514.
- 山川誠, 吉富信太, 上谷宏二. (2004). 混合主成分分析による部材断面表現を用いた鋼構造骨組の最適設計法. 日本建築学会構造系論文集, 69(583), 77-83.

5章 断層近傍地震動に対する多自由度系の弾塑性極限応答

シミュレーションのための擬似ダブルインパルス

5.1 序

近年、現行の法律で定められたレベルを大きく上回る地震動が観測されている。特に、パルス性地震動や長周期長時間地震動は、構造設計において通常想定されてきた地震動とは地震動特性が大きく異なるため、これらの地震動は甚大な被害をもたらす恐れがある (Bertero et al. (1978), Sasani and Bertero (2000), Takewaki et al. (2011))。従って、これらの地震動に対しては、従来とは異なった特別な設計的対応が必要である。パルス性地震動に対する耐震設計を発展させるためには、1) パルス性地震動の特性化・簡略化、2) 免震・制振機構の有効性の把握などが必要であると考えられる。1) に関して、これまでにウェーブレットや三角関数を用いた表現が提案されている (Mavroeidis and Papageorgiou (2003), Baker (2007))。地震動を規定するパラメーター (周期、振幅など) 及び構造パラメーターと応答値の関係が整理されれば、設計方針の決定の一助となる。2) に関して、構造物の弾塑性応答特性及び免制振による振動制御機構の有効性に関する研究が広く行われてきた (Hall et al. (1995), Jangid and Kelly (2001), Tirca et al. (2003), Alavi and Krawinkler (2004), Bray and Rodriguez-Marek (2004), Gicev and Trifunac (2007), Xu et al. (2007), He and Agrawal (2008), Yang et al. (2010), Matta (2013), Minasidis et al. (2014), Alonso-Rodríguez and Miranda (2015), Khaloo et al. (2015), Alhan and Öncü-Davas (2016), Mazza and Mazza (2016), Li et al. (2020))。

一方 Kojima and Takewaki (2015)は、fling-step 入力を表現するものとしてダブルインパルス (DI) を導入した。本論文の 1, 2 章で説明したように、インパルスによる地震動の表現 (置換) は、特徴的な地震動 (パルス性地震動や長周期長時間地震動) に対する極限応答の簡潔な導出を目的としている。1 自由度系の最大応答は良好な精度で推定可能である一方、多自由度系の最大応答を良好な精度で推定できないという困難が存在する。これはインパルスが高振動数域に大きな成分を有するためである。十分量の減衰が与えられる場合、高次モード応答が低減されて層間変形評価に関する精度は高くなるものの、低層部の床加速度は極めて大きくなる (地動加速度としてのインパルス入力は第 1 層の層間のみ速度変化を与え、それに起因する減衰力に釣り合う相対加速度応答が生じる)。ホワイトノイズとは異なり、インパルス入力の位相も床加速度の増大に寄与している。非減衰系や減衰が十分に付加されない場合、高次モード応答が十分に低減されず、変形は全層にわたって大きくなり、また高層部の床加速度も大きくなる。層間変形評価の重要性に関しては改めて指摘するまでもないが、加速度応答の適切な評価は室内被害・設備被害の評価精度の向上に直結するため、これもまた重要である (Rodriguez et al. (2002), Vukobratović and Fajfar (2016))。

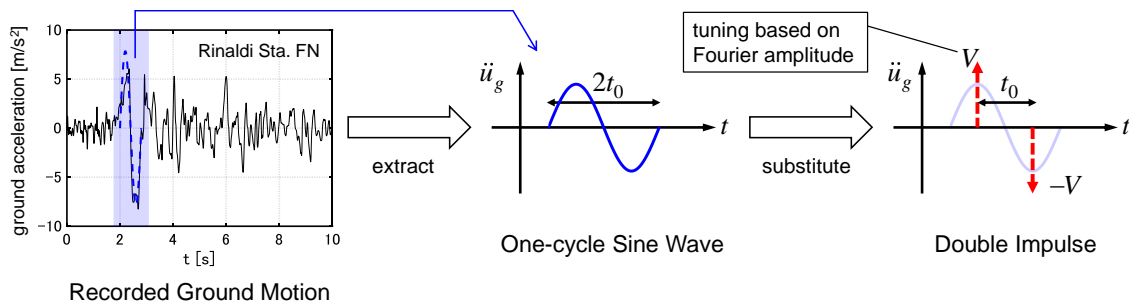
本章では、Kojima and Takewaki (2015)の提案した DI の概念を拡張して、DI を等価な水平外力とみなし、また影響ベクトルに非減衰 1 次モードの刺激関数を採用した（高さ方向の分布を非減衰 1 次モードに比例させた）入力「擬似ダブルインパルス」（擬似 DI）を提案する。擬似 DI は 1 次モード応答を主に励起させ、1 サイクル正弦波に対する極限応答の良好な精度での推定を目的とした入力である。まず DI（地動加速度）との差異を明確にするため、DI 及び擬似 DI に対する弾性 1 自由度系・弾性比例減衰多自由度系・弾性非比例減衰多自由度系の変位・速度応答及びエネルギー応答の数式表現を導く。時刻歴応答解析により DI、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する弾性・弾塑性モデルの変位応答、加速度応答、エネルギー応答の比較を行い、3 入力に対する応答特性を明らかにする。断層近傍の記録地震動に対する応答との比較も行う（Akehashi and Takewaki (2021)）。

5.2 DI に対する変位・エネルギー応答特性

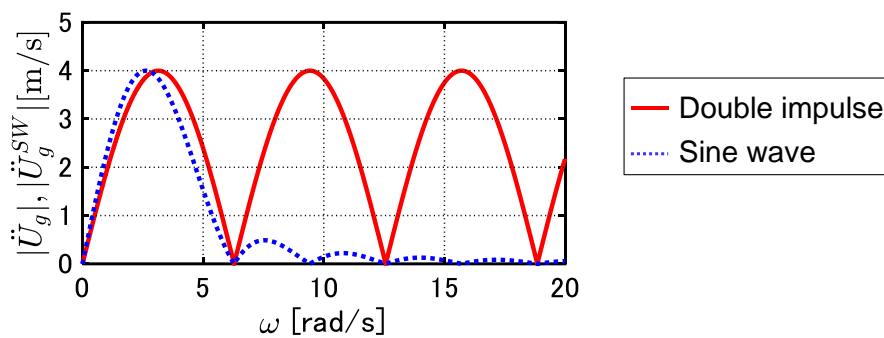
DI 及び 1 サイクル正弦波はともに、断層近傍地震動の fling-step 入力を模擬した入力である。フーリエ振幅スペクトルの最大値の等価性に基づいて 1 サイクル正弦波及び DI のレベル調整を行うことで、両入力のフーリエ振幅スペクトルは $0 \leq \omega t_0 / \pi \leq 2$ の範囲で良好に対応する（Fig. 5-1）。ただし本レベル調整法の詳細は、Appendix 2-1 において説明している。従って、入力周期が等価 1 次モードに共振するような場合、両入力に対する弾塑性 1 自由度系の応答は良好に対応する。一方、多自由度系の最大応答を良好な精度で推定できないという困難が存在する。以上を踏まえて、本章では「擬似 DI」を新たに提案する。擬似 DI とは、地動加速度としての DI を等価な水平外力（水平衝撃外力）とみなし、また影響ベクトルに非減衰 1 次モードの刺激関数を採用したものである。Kojima and Takewaki の提案した DI は地動加速度であり、インパルス入力直後には建物モデルの全質点に速度変化 v が与えられる。一方、擬似 DI により各質点に与えられる速度変化は 1 次モード形状に比例する。従って、擬似 DI は地動加速度ではなく、あくまで仮想的な水平衝撃外力である（Fig. 5-2）。

擬似 DI は 1 次モードを主に励起する入力である。尚、周期の短い 1 サイクル正弦波は、高次モードに共振応答を示す場合も考えられる。しかし多くの場合、1 次モードを主に励起させるものが変形等を最大化するため、ここではそのような場合を中心的に扱う。高次モードに共振する場合の検討は、Appendix 5-5 に示す。

5.3 節で扱う擬似 DI に対する弾性応答の数式との比較を行うため、5.2.1~5.2.3 節では DI（地動加速度）に対する弾性応答を解析的（数式的）に導く。



(a)



(b)

Fig. 5-1 パルス性地震動、1 サイクル正弦波及び DI の関係, (a) パルス性地震動の DI への置換, (b) DI ($V = 2[\text{m/s}], t_0 = 1.0[\text{s}]$) と等価 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトル

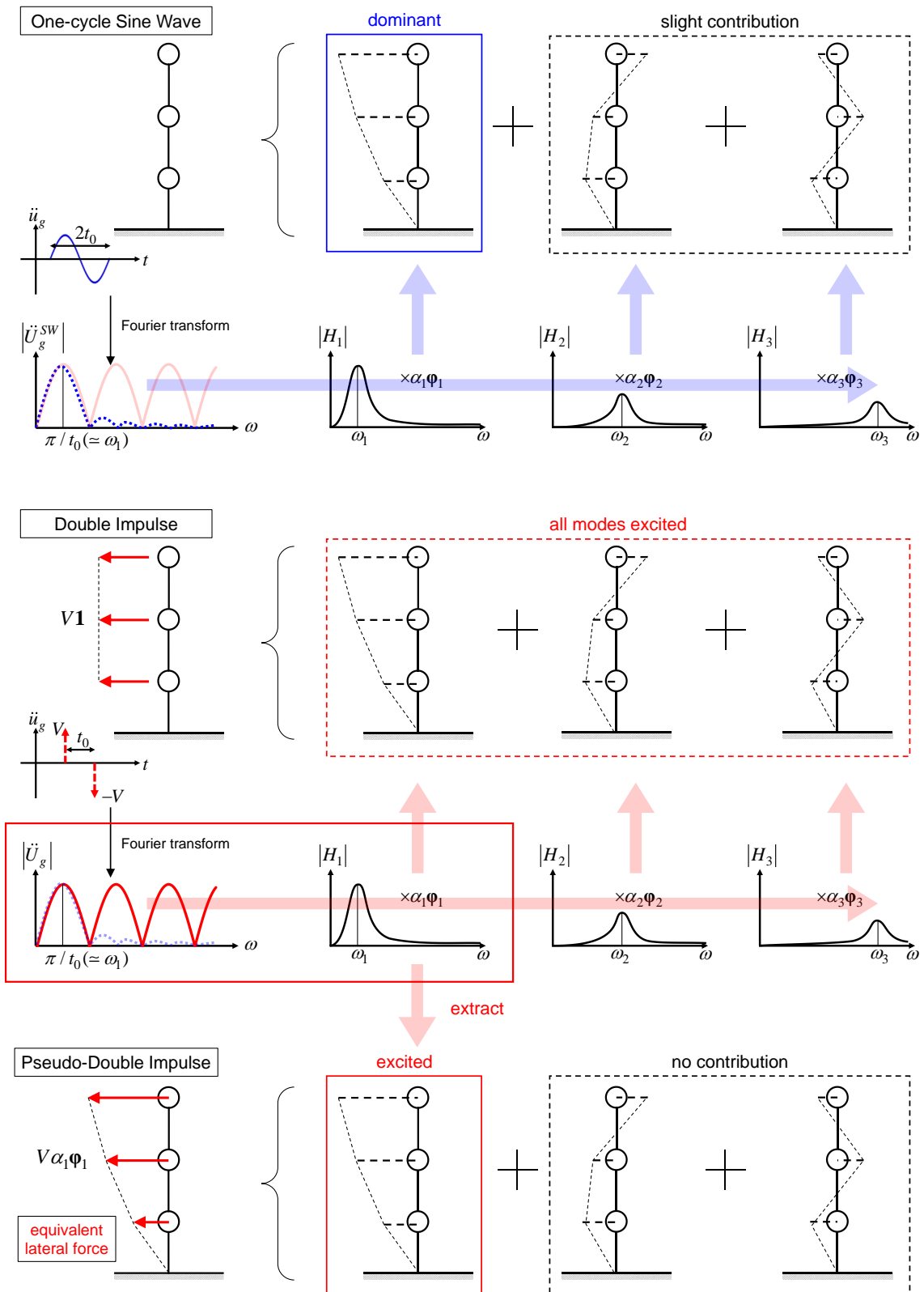


Fig. 5-2 1 サイクル正弦波・DI (地動加速度)・擬似 DI に対するモード応答の概要

5.2.1 弾性 1 自由度系の DI に対する変位・エネルギー応答

DI の地動加速度は(5-1)式のように表される。

$$\ddot{u}_g(t) = V\delta(t) - V\delta(t - t_0) \quad (5-1)$$

ここで V, t_0 はそれぞれインパルスを入力速度、2 つのインパルスの時間間隔を表す。DI に対する弾性 1 自由度系の変位応答は(5-2a), (5-2b)式のように表される。

$$u(t) = \frac{-Ve^{-h_1\omega_1 t}}{\omega_{D1}} \sin \omega_{D1} t \quad (0 < t < t_0) \quad (5-2a)$$

$$u(t) = \frac{-Ve^{-h_1\omega_1 t}}{\omega_{D1}} \sin \omega_{D1} t + \frac{Ve^{-h_1\omega_1(t-t_0)}}{\omega_{D1}} \sin \omega_{D1}(t-t_0) \quad (t > t_0) \quad (5-2b)$$

ここで ω_1, h_1 は非減衰固有円振動数、減衰定数を表し、また $\omega_{D1} = \omega_1 \sqrt{1-h_1^2}$ である。

速度応答は(5-3a), (5-3b)式のように表される。

$$\dot{u}(t) = \frac{-Ve^{-h_1\omega_1 t}}{\sqrt{1-h_1^2}} \cos(\omega_{D1} t + \phi_1) \quad (0 < t < t_0) \quad (5-3a)$$

$$\dot{u}(t) = \frac{-Ve^{-h_1\omega_1 t}}{\sqrt{1-h_1^2}} \cos(\omega_{D1} t + \phi_1) + \frac{Ve^{-h_1\omega_1(t-t_0)}}{\sqrt{1-h_1^2}} \cos(\omega_{D1}(t-t_0) + \phi_1) \quad (t > t_0) \quad (5-3b)$$

ここで

$$\phi_1 = \arctan \frac{h_1}{\sqrt{1-h_1^2}} \quad (5-3c)$$

である。

(5-3a, b)式より、第 1 インパルス及び第 2 インパルスによる入力エネルギー E_1, E_2 は(5-4a, b)式のように表される。

$$E_1 = \frac{1}{2} mV^2 \quad (5-4a)$$

$$\begin{aligned} E_2 &= \frac{1}{2} mV^2 \left\{ 1 - \frac{e^{-h_1\omega_1 t_0}}{\sqrt{1-h_1^2}} \cos(\omega_{D1} t_0 + \phi_1) \right\}^2 - \frac{1}{2} mV^2 \left\{ \frac{e^{-h_1\omega_1 t_0}}{\sqrt{1-h_1^2}} \cos(\omega_{D1} t_0 + \phi_1) \right\}^2 \\ &= \frac{1}{2} mV^2 \left\{ 1 - \frac{2e^{-h_1\omega_1 t_0}}{\sqrt{1-h_1^2}} \cos(\omega_{D1} t_0 + \phi_1) \right\} \end{aligned} \quad (5-4b)$$

m は 1 自由度系の質量を表す。(5-4a, b)式では、インパルス入力直前直後での運動エネルギーの差を取ることによって E_1, E_2 の表現を導いている。一方で、入力エネルギーは $-\int m\ddot{u}\ddot{u}_g dt$ のようにも表わされる。多自由度系を扱う際には、後者の表現と(5-5)式を組み合わせることで定式化が容易となる。

$$\int f(t)\delta(t) dt = \frac{1}{2} \{f(0-) + f(0+)\} \quad (5-5)$$

5.2.2 弾性比例減衰多自由度系の DI に対する変位・エネルギー応答

DI に対する弾性比例減衰多自由度系の変位応答は(5-6a, b)式のように表される。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-Ve^{-h_i \omega_i t}}{\omega_{Di}} (\alpha_i \boldsymbol{\varphi}_i) \sin \omega_{Di} t \quad (0 < t < t_0) \quad (5-6a)$$

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-Ve^{-h_i \omega_i t}}{\omega_{Di}} (\alpha_i \boldsymbol{\varphi}_i) \sin \omega_{Di} t + \sum_{i=1}^N \frac{Ve^{-h_i \omega_i (t-t_0)}}{\omega_{Di}} (\alpha_i \boldsymbol{\varphi}_i) \sin \omega_{Di} (t-t_0) \quad (t > t_0) \quad (5-6b)$$

$$\alpha_i = (\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{1}) / (\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i) \quad (5-7)$$

$$\mathbf{1} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \dots + \alpha_N \boldsymbol{\varphi}_N \quad (5-8)$$

ここで $\boldsymbol{\varphi}_n, h_n, \omega_n, \mathbf{M}$ はそれぞれ n 次の非減衰固有モード、減衰定数、非減衰固有円振動数及び質量行列を表し、また $\omega_{Dn} = \omega_n \sqrt{1-h_n^2}$ である。速度応答は(5-9a, b)式のように表される。

$$\dot{\mathbf{u}}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-Ve^{-h_i \omega_i t}}{\sqrt{1-h_i^2}} (\alpha_i \boldsymbol{\varphi}_i) \cos(\omega_{Di} t + \phi_i) \quad (0 < t < t_0) \quad (5-9a)$$

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{u}}(t) = & \sum_{i=1}^N \frac{-Ve^{-h_i \omega_i t}}{\sqrt{1-h_i^2}} (\alpha_i \boldsymbol{\varphi}_i) \cos(\omega_{Di} t + \phi_i) \\ & + \sum_{i=1}^N \frac{Ve^{-h_i \omega_i (t-t_0)}}{\sqrt{1-h_i^2}} (\alpha_i \boldsymbol{\varphi}_i) \cos(\omega_{Di} (t-t_0) + \phi_i) \end{aligned} \quad (t > t_0) \quad (5-9b)$$

ここで

$$\phi_i = \arctan \frac{h_i}{\sqrt{1-h_i^2}} \quad (5-10)$$

である。第1インパルス、第2インパルスによる入力エネルギー E_1, E_2 は、非減衰固有モードの質量行列に関する直交性を用いれば、(5-11a, b)式のように表される。

$$E_1 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N V^2 (\alpha_i \boldsymbol{\varphi}_i)^T \mathbf{M} \mathbf{1} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N V^2 (\alpha_i \boldsymbol{\varphi}_i)^T \mathbf{M} (\alpha_i \boldsymbol{\varphi}_i) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N M_i V^2 \quad (5-11a)$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N M_i V^2 \left\{ 1 - \frac{2e^{-h_i \omega_i t_0}}{\sqrt{1-h_i^2}} \cos(\omega_{Di} t_0 + \phi_i) \right\} \quad (5-11b)$$

$M_n = (\alpha_n \boldsymbol{\varphi}_n)^T \mathbf{M} (\alpha_n \boldsymbol{\varphi}_n)$ は一般に、 n 次の広義質量と呼ばれる。

5.2.3 弾性非比例減衰多自由度系の DI に対する変位・エネルギー応答

DI に対する弾性非比例減衰多自由度系の変位応答は(5-12a, b)式で表される。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N Ve^{-h_i^* \omega_i^* t} \{ \boldsymbol{\beta}_i^g \cos(\omega_{Di}^* t) - \gamma_i^g \sin(\omega_{Di}^* t) \} \quad (0 < t < t_0) \quad (5-12a)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{u}(t) = & \sum_{i=1}^N Ve^{-h_i^* \omega_i^* t} \{ \boldsymbol{\beta}_i^g \cos(\omega_{Di}^* t) - \gamma_i^g \sin(\omega_{Di}^* t) \} \\ & - \sum_{i=1}^N Ve^{-h_i^* \omega_i^* (t-t_0)} \{ \boldsymbol{\beta}_i^g \cos(\omega_{Di}^* (t-t_0)) - \gamma_i^g \sin(\omega_{Di}^* (t-t_0)) \} \end{aligned} \quad (t > t_0) \quad (5-12b)$$

ここで

$$\boldsymbol{\beta}_n^g + i\boldsymbol{\gamma}_n^g = \frac{-2\boldsymbol{\Psi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{2\lambda_n \boldsymbol{\Psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\Psi}_n + \boldsymbol{\Psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\Psi}_n} \boldsymbol{\Psi}_n \quad (5-13)$$

であり、 $\boldsymbol{\Psi}_n, \lambda_n = -h_n^* \omega_n^* + i\omega_{Dn}^* = -h_n^* \omega_n^* + i\omega_n^* \sqrt{1 - (h_n^*)^2}$, h_n^* はそれぞれ n 次の複素固有モード、 n 次の固有値及び n 次の減衰定数を表す。 ω_n^* は偽の (pseudo-) 固有円振動数であり、非減衰固有円振動数とは異なるものである。

$\boldsymbol{\beta}_n^g, \boldsymbol{\gamma}_n^g$ を、非減衰固有モードを用いて(5-14a, b)式のように展開する。

$$\boldsymbol{\beta}_n^g = \beta_{n,1}^g \boldsymbol{\alpha}_1 \boldsymbol{\Phi}_1 + \dots + \beta_{n,N}^g \boldsymbol{\alpha}_N \boldsymbol{\Phi}_N \quad (5-14a)$$

$$\boldsymbol{\gamma}_n^g = \gamma_{n,1}^g \boldsymbol{\alpha}_1 \boldsymbol{\Phi}_1 + \dots + \gamma_{n,N}^g \boldsymbol{\alpha}_N \boldsymbol{\Phi}_N \quad (5-14b)$$

さらに(5-15a, b)式のように $\mu_{n,j}^g, \theta_{n,j}^g$ を定義する。

$$\mu_{n,j}^g = \omega_{Dn}^* \sqrt{(\beta_{n,j}^g)^2 + (\gamma_{n,j}^g)^2} \quad (5-15a)$$

$$\theta_{n,j}^g = \arctan\left(\frac{\beta_{n,j}^g}{\gamma_{n,j}^g}\right) \quad (5-15b)$$

(5-14a, b), (5-15a, b)式を(5-12a, b)式に代入すれば、(5-16a, b)式が得られる。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-V e^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g (\boldsymbol{\alpha}_j \boldsymbol{\Phi}_j) \sin(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}^g) \quad (0 < t < t_0) \quad (5-16a)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{u}(t) = & \sum_{i=1}^N \frac{-V e^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g (\boldsymbol{\alpha}_j \boldsymbol{\Phi}_j) \sin(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}^g) \\ & + \sum_{i=1}^N \frac{V e^{-h_i^* \omega_i^* (t-t_0)}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g (\boldsymbol{\alpha}_j \boldsymbol{\Phi}_j) \sin(\omega_{Di}^* (t-t_0) - \theta_{i,j}^g) \end{aligned} \quad (t > t_0) \quad (5-16b)$$

(5-16a, b)式は比例減衰多自由度系の変位応答の表現 ((5-6a, b)式) と形式を統一したものである。 $\mu_{i,j}^g$ は、 i 次複素モード応答における j 次非減衰モードの重みに相当する。減衰分布の非比例の度合いが強くない場合には、 $\mu_{i,1}^g, \dots, \mu_{i,N}^g$ の中では $\mu_{i,i}^g$ が支配的となる。

速度応答は(5-17a, b)式で表される。

$$\dot{\mathbf{u}}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-V e^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\sqrt{1 - (h_i^*)^2}} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g (\boldsymbol{\alpha}_j \boldsymbol{\Phi}_j) \cos(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}^g + \phi_i^*) \quad (0 < t < t_0) \quad (5-17a)$$

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{u}}(t) = & \sum_{i=1}^N \frac{-V e^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\sqrt{1 - (h_i^*)^2}} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g (\boldsymbol{\alpha}_j \boldsymbol{\Phi}_j) \cos(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}^g + \phi_i^*) \\ & + \sum_{i=1}^N \frac{V e^{-h_i^* \omega_i^* (t-t_0)}}{\sqrt{1 - (h_i^*)^2}} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g (\boldsymbol{\alpha}_j \boldsymbol{\Phi}_j) \cos(\omega_{Di}^* (t-t_0) - \theta_{i,j}^g + \phi_i^*) \end{aligned} \quad (t > t_0) \quad (5-17b)$$

ここで

$$\phi_i^* = \arctan \frac{h_i^*}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \quad (5-18)$$

第1インパルス、第2インパルスによる入力エネルギー E_1, E_2 は(5-19a, b)式のように表される（非減衰固有モードの質量行列に関する直交性を用いる）。

$$E_1 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \frac{V^2}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g M_j \cos(-\theta_{i,j}^g + \phi_i^*) \quad (5-19a)$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \frac{V^2}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g M_j \cos(-\theta_{i,j}^g + \phi_i^*) \\ - \sum_{i=1}^N \frac{V^2 e^{-h_i^* \omega_i^* t_0}}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g M_j \cos(\omega_{Di}^* t_0 - \theta_{i,j}^g + \phi_i^*) \quad (5-19b)$$

5.3 擬似 DI の概念と多自由度系の変位・エネルギー応答特性

DI は当初、fling-step 入力を模擬した地動加速度として提案された。本節では、DI を等価な水平外力とみなし、さらに高さ方向の分布を影響ベクトル \mathbf{u} により表現する。特に $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ と表される場合を擬似 DI と定義し、擬似 DI に対する弾性モデルの応答を定式化する。

5.3.1 弾性比例減衰多自由度系の擬似 DI に対する変位・エネルギー応答

DI を等価な水平外力とみなした場合の運動方程式は(5-20)式のように表現される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{u}(V\delta(t) - V\delta(t-t_0)) \quad (5-20)$$

ここで \mathbf{C}, \mathbf{K} は減衰行列、剛性行列を表す。変位応答は(5-21a, b)式のように表される。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N -\left(\frac{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M}\mathbf{u}}{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M}\boldsymbol{\varphi}_i}\right) \frac{V}{\omega_{Di}} e^{-h_i \omega_i t} \sin \omega_{Di} t \quad (0 < t < t_0) \quad (5-21a)$$

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N -\left(\frac{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M}\mathbf{u}}{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M}\boldsymbol{\varphi}_i}\right) \frac{V}{\omega_{Di}} (e^{-h_i \omega_i t} \sin \omega_{Di} t - e^{-h_i \omega_i (t-t_0)} \sin \omega_{Di} (t-t_0)) \quad (t > t_0) \quad (5-21b)$$

特に $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ と表される場合、擬似 DI と定義する。擬似 DI に対する変位応答は(5-22a, b)式のように表される。

$$\mathbf{u}(t) = \frac{-Ve^{-h_1 \omega_1 t}}{\omega_{D1}} (\alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1) \sin \omega_{D1} t \quad (0 < t < t_0) \quad (5-22a)$$

$$\mathbf{u}(t) = \frac{-Ve^{-h_1 \omega_1 t}}{\omega_{D1}} (\alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1) \sin \omega_{D1} t + \frac{Ve^{-h_1 \omega_1 (t-t_0)}}{\omega_{D1}} (\alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1) \sin \omega_{D1} (t-t_0) \quad (t > t_0) \quad (5-22b)$$

(5-6a, b)式と見比べれば分かるように、DI（地動加速度）に対する1次モード応答のみが励起される。同様に、擬似 DI に対する速度応答は(5-23a, b)式で表される。

$$\dot{\mathbf{u}}(t) = \frac{-Ve^{-h_1\omega_1 t}}{\sqrt{1-h_1^2}} (\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1) \cos(\omega_{D1}t + \phi_1) \quad (0 < t < t_0) \quad (5-23a)$$

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{u}}(t) &= \frac{-Ve^{-h_1\omega_1 t}}{\sqrt{1-h_1^2}} (\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1) \cos(\omega_{D1}t + \phi_1) \\ &+ \frac{Ve^{-h_1\omega_1(t-t_0)}}{\sqrt{1-h_1^2}} (\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1) \cos(\omega_{D1}(t-t_0) + \phi_1) \end{aligned} \quad (t > t_0) \quad (5-23b)$$

擬似 DI の第 1 インパルス、第 2 インパルスによる入力エネルギーは(5-24a, b)式のように表される。

$$E_1 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N V^2 (\alpha_i\boldsymbol{\varphi}_i)^T \mathbf{M} (\alpha_i\boldsymbol{\varphi}_i) = \frac{1}{2} M_1 V^2 \quad (5-24a)$$

$$E_2 = \frac{1}{2} M_1 V^2 \left\{ 1 - \frac{2e^{-h_1\omega_1 t_0}}{\sqrt{1-h_1^2}} \cos(\omega_{D1}t_0 + \phi_1) \right\} \quad (5-24b)$$

5.3.2 弾性非比例減衰多自由度系の擬似 DI に対する変位・エネルギー応答

擬似 DI に対する弾性非比例減衰多自由度系の変位応答は(5-25a, b)式のように表される。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N Ve^{-h_i^* \omega_i^* t} \{ \boldsymbol{\beta}_i \cos(\omega_{Di}^* t) - \boldsymbol{\gamma}_i \sin(\omega_{Di}^* t) \} \quad (0 < t < t_0) \quad (5-25a)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{u}(t) &= \sum_{i=1}^N Ve^{-h_i^* \omega_i^* t} \{ \boldsymbol{\beta}_i \cos(\omega_{Di}^* t) - \boldsymbol{\gamma}_i \sin(\omega_{Di}^* t) \} \\ &- \sum_{i=1}^N Ve^{-h_i^* \omega_i^* (t-t_0)} \{ \boldsymbol{\beta}_i \cos(\omega_{Di}^* (t-t_0)) - \boldsymbol{\gamma}_i \sin(\omega_{Di}^* (t-t_0)) \} \end{aligned} \quad (t > t_0) \quad (5-25b)$$

ここで

$$\boldsymbol{\beta}_n + i\boldsymbol{\gamma}_n = \frac{-2\boldsymbol{\Psi}_n^T \mathbf{M} (\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1)}{2\lambda_n \boldsymbol{\Psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\Psi}_n + \boldsymbol{\Psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\Psi}_n} \boldsymbol{\Psi}_n \quad (5-26)$$

$\boldsymbol{\beta}_n, \boldsymbol{\gamma}_n$ を非減衰固有モードを用いて(5-27a, b)式のように展開する。

$$\boldsymbol{\beta}_n = \beta_{n,1} \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \dots + \beta_{n,N} \alpha_N \boldsymbol{\varphi}_N \quad (5-27a)$$

$$\boldsymbol{\gamma}_n = \gamma_{n,1} \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \dots + \gamma_{n,N} \alpha_N \boldsymbol{\varphi}_N \quad (5-27b)$$

さらに(5-28a, b)式のように $\mu_{n,j}, \theta_{n,j}$ を定義する。

$$\mu_{n,j} = \omega_{Dn}^* \sqrt{(\beta_{n,j})^2 + (\gamma_{n,j})^2} \quad (5-28a)$$

$$\theta_{n,j} = \arctan\left(\frac{\beta_{n,j}}{\gamma_{n,j}}\right) \quad (5-28b)$$

(5-27a, b), (5-28a, b)式を(5-25a, b)式に代入すると、(5-29a, b)式が得られる。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-Ve^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j} (\alpha_j \boldsymbol{\varphi}_j) \sin(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}) \quad (0 < t < t_0) \quad (5-29a)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{u}(t) = & \sum_{i=1}^N \frac{-Ve^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}(\alpha_j \boldsymbol{\varphi}_j) \sin(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}) \\ & + \sum_{i=1}^N \frac{Ve^{-h_i^* \omega_i^* (t-t_0)}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}(\alpha_j \boldsymbol{\varphi}_j) \sin(\omega_{Di}^* (t-t_0) - \theta_{i,j}) \end{aligned} \quad (t > t_0) \quad (5-29b)$$

次に、擬似 DI に対する速度応答は(5-30a, b)式で表される。

$$\dot{\mathbf{u}}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-Ve^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}(\alpha_j \boldsymbol{\varphi}_j) \cos(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j} + \phi_i^*) \quad (0 < t < t_0) \quad (5-30a)$$

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{u}}(t) = & \sum_{i=1}^N \frac{-Ve^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}(\alpha_j \boldsymbol{\varphi}_j) \cos(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j} + \phi_i^*) \\ & + \sum_{i=1}^N \frac{Ve^{-h_i^* \omega_i^* (t-t_0)}}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}(\alpha_j \boldsymbol{\varphi}_j) \cos(\omega_{Di}^* (t-t_0) - \theta_{i,j} + \phi_i^*) \end{aligned} \quad (t > t_0) \quad (5-30b)$$

擬似 DI の第 1 インパルス、第 2 インパルスによる入力エネルギーは(5-31a, b)式のように表される（非減衰固有モードの質量行列に関する直交性を用いる）。

$$E_1 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \frac{V^2}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \mu_{i,1} M_1 \cos(-\theta_{i,1} + \phi_i^*) \quad (5-31a)$$

$$\begin{aligned} E_2 = & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \frac{V^2}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \mu_{i,1} M_1 \cos(-\theta_{i,1} + \phi_i^*) \\ & - \sum_{i=1}^N \frac{V^2 e^{-h_i^* \omega_i^* t_0}}{\sqrt{1-(h_i^*)^2}} \mu_{i,1} M_1 \cos(\omega_{Di}^* t_0 - \theta_{i,1} + \phi_i^*) \end{aligned} \quad (5-31b)$$

$\mu_{i,1}$ は、 i 次複素モード応答における 1 次非減衰モードの重みに相当する。(5-31a, b)式は、擬似 DI による i 次複素モードへの入力エネルギーには $\mu_{i,1}$ のみが影響し、 $\mu_{i,2}, \dots, \mu_{i,N}$ に依らないことを示している。

以上のように、比例減衰モデルとは異なって、非比例減衰多自由度系の場合は 1 次モード以外のモードも励起される。しかし、減衰分布の非比例の度合いが強くない場合には、高次モードの励起は小さいと考えられる。5.4 節では、時刻歴応答解析を通じて高次モードの励起の度合いを検討する。

5.2, 5.3 節では、DI 及び擬似 DI に対する弾性応答を時間領域で扱った。Appendix 5-2, 5-3 では、伝達関数の観点から検討を行う。また Appendix 5-4 では、弾性比例減衰多自由度系の極限的擬似 DI に対する最大応答の位相特性を導く。

5.3.3 擬似 DI の極限的入力タイミング

Akehashi and Takewaki (2019)は、入力エネルギーを最大化する DI (地動加速度) を極限的 DI と定義し、その極限的入力タイミングの条件を導いている (本論文の 2.2.2 節で説明)。本研究においても Akehashi and Takewaki (2019)と同様に、入力エネルギーを最大化する DI と等価な水平外力 (影響ベクトルは \mathbf{v}) の入力タイミングの条件を導く。

第 1, 2 インパルスによる入力エネルギー E_1, E_2 のうち、 E_1 は定数であり、総入力エネルギーの最大化は E_2 の最大化と同義である。 E_2 は(5-32)式のように表される。

$$E_2 = \frac{1}{2}(\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{V}\mathbf{v})^T \mathbf{M}(\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{V}\mathbf{v}) - \frac{1}{2}\dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{M}\dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{M}(\mathbf{V}\mathbf{v}) + \frac{1}{2}\mathbf{V}^T \mathbf{v}^T \mathbf{M}\mathbf{v} \quad (5-32)$$

ここで $\dot{\mathbf{u}}$ は第 2 インパルス入力直前の速度応答を表す。 $\dot{\mathbf{u}}, \mathbf{v}$ を非減衰固有モードで(5-33a, b)式のように展開する。

$$\dot{\mathbf{u}} = p_1(t_0)\alpha_1\boldsymbol{\phi}_1 + \dots + p_N(t_0)\alpha_N\boldsymbol{\phi}_N \quad (5-33a)$$

$$\mathbf{v} = q_1\alpha_1\boldsymbol{\phi}_1 + \dots + q_N\alpha_N\boldsymbol{\phi}_N \quad (5-33b)$$

(5-32)式に(5-33a, b)式を代入すれば、(5-34)式が得られる。

$$\begin{aligned} E_2 &= V(p_1(t_0)\alpha_1\boldsymbol{\phi}_1 + \dots + p_N(t_0)\alpha_N\boldsymbol{\phi}_N)^T \mathbf{M}(q_1\alpha_1\boldsymbol{\phi}_1 + \dots + q_N\alpha_N\boldsymbol{\phi}_N) + \frac{1}{2}\mathbf{V}^T \mathbf{v}^T \mathbf{M}\mathbf{v} \\ &= V\{q_1M_1p_1(t_0) + \dots + q_NM_Np_N(t_0)\} + \frac{1}{2}\mathbf{V}^T \mathbf{v}^T \mathbf{M}\mathbf{v} \end{aligned} \quad (5-34)$$

(5-34)式を t_0 で微分して(5-35)式を得る。

$$\frac{\partial E}{\partial t_0} = V\{q_1M_1\dot{p}_1(t_0) + \dots + q_NM_N\dot{p}_N(t_0)\} \quad (5-35)$$

比例減衰系の場合、 $M_n\dot{p}_n$ は n 次モードの慣性力を表すため、(5-35)式は各モードによる慣性力の q_n による重み付き線形和を表す。 E_2 が極値を取る必要条件是(5-35)式が 0 に等しい場合である。非比例減衰系や弾塑性系の場合にも(5-33)-(5-35)式の関係は成立するものの、応答を各モードに厳密に分解するものではない (参照座標系の切り替えの意味が強い)。また $\dot{p}_n(t)$ は(5-36)式を用いて抽出可能であるため、極限的タイミングは時刻歴応答解析と並行して得ることが可能である (繰り返し計算は不要である)。

$$\boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) = \dot{p}_n(t)\alpha_n\boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}_n \Rightarrow \dot{p}_n(t) = \frac{\boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t)}{\alpha_n\boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}_n} \quad (5-36)$$

また特に、弾性比例減衰多自由度系に n 次モード比例 DI が入力される場合、入力エネルギーを最大化するタイミングは(5-37)式のように表される (Appendix 5-4)。

$$\frac{\pi - 2\phi_n}{\omega_{Dn}} \quad (5-37)$$

5.4 時刻歴応答解析による DI と擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する弾性応答の比較

本節では、時刻歴応答解析により DI、擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する弾性応答の比較を行う。1 サイクル正弦波の周期は $2t_0$ とし、また振幅は Kojima and Takewaki (2015) の方法を用いて調整する(レベル調整の詳細は Appendix 2-1 においても説明)。これにより、Fig. 5-1 のように 1 サイクル正弦波及び DI のフーリエ振幅が $0 \leq \omega \leq 2\pi/t_0$ の範囲で良好に対応する。尚、参考のために DI 及び 1 サイクル正弦波に対する 1 自由度系の弾性応答の比較を Appendix 5-1 に示している。

5.4.1 建物モデル

12 層建物モデルを対象とする。非減衰 1 次固有周期を 1.2s、全層等質量、各層高さ 4m とする。剛性分布は第 1 層、第 12 層の剛性の比が 4:1 となる台形分布とする。減衰分布は 2 通り (①剛性比例, ②全層一様) を扱い、前者を P-Model、後者を NP-Model と表記する。いずれの場合も減衰係数の総和を 10×10^7 [Ns/m] とする。P-Model の 1 次の減衰定数は 0.035 である。1-4 次の非減衰固有周期と刺激関数を Fig. 5-3 に示す。

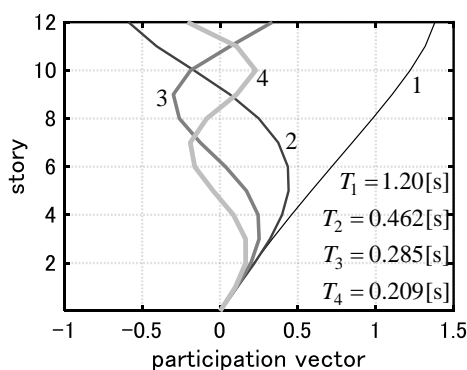


Fig. 5-3 非減衰固有周期と刺激関数

5.4.2 弾性応答の比較

DI、擬似 DI、等価 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形、最大床加速度及び入力エネルギーを Fig. 5-4~5-9 に示す。最大層間変形の図には、負方向最大応答（第 1 インパルスに対する応答）及び正方向最大応答（第 2 インパルスに対する応答）を示している。また DI と 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトルも併せて示す。Fig. 5-10 には、 $t_0 = 0.6[s]$ の場合の第 1 層及び最上層の加速度応答時刻歴を示している。DI の入力速度は $0.5 [m/s]$ とし、入力周期は $t_0 = 0.3, 0.6, 0.9[s]$ の 3 通りを扱った。 $t_0 = 0.6[s]$ は 1 次モード共振周期に相当する。DI に対する応答には、 t_0 に依らず高次モードが少なからず影響する。これは Fig. 5-2 に示したように、DI が高振動数域に大きな成分を有するためである。DI に対する応答は、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する応答との対応は良好でない。またインパルス入力直後には第 1 層のみに層間速度の変化が生じ、第 1 層のみに大きな減衰力が生じる。この減衰力に釣り合うだけの慣性力が必要であるため、低層部の加速度応答が極めて大きなものとなる。 $t_0 = 0.6[s]$ の場合、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する応答は良好に対応する。低層部の最大床加速度には若干の違いがみられるが、これは応答の位相差や地動加速度の有無によるものであると考えられる。 $t_0 = 0.9[s]$ の場合、擬似 DI に対する最大層間変形及び最大床加速度は、1 サイクル正弦波に対するそれらのおよそ 1.3 倍程度大きなものとなっている。前者による総入力エネルギーも後者のそれを大きく上回る一方で、両入力による総入力エネルギーはそれぞれの 1 次モードへの入力エネルギーにほとんど等しくなっている。 $t_0 = 0.9[s]$ の 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅のピークは、1 次モードの伝達関数のピーク値よりも $\omega = 0$ に近い側に存在する。Fig. 5-2 に示したように、1 サイクル正弦波のフーリエ振幅は ω が大きくなるほど減衰する一方で、DI は高振動数域に大きな成分を有する。伝達関数のピークが入力のピークとずれており、応答及び入力エネルギーへの高振動数成分の寄与が比較的大きくなる。時間領域において応答・入力エネルギーの差異を考察すれば、インパルス入力に対してはエネルギーが急激に入力されるのに対して、1 サイクル正弦波に対してはエネルギーが緩やかに入力されるためである。 $t_0 = 0.3[s]$ の場合、1 サイクル正弦波及び擬似 DI に対する応答の対応は良好でない。擬似 DI はほとんど 1 次モード応答のみを励起するが、 $t_0 = 0.3[s]$ の 1 サイクル正弦波は 2 次モード応答も励起するためである。

NP-Model の擬似 DI に対するエネルギー応答時刻歴の図から (Fig. 5-7~5-9)、高次モード応答はわずかに励起されるものの、ほとんど無視できる程度であることが分かる。またこの性質は t_0 に依らない。

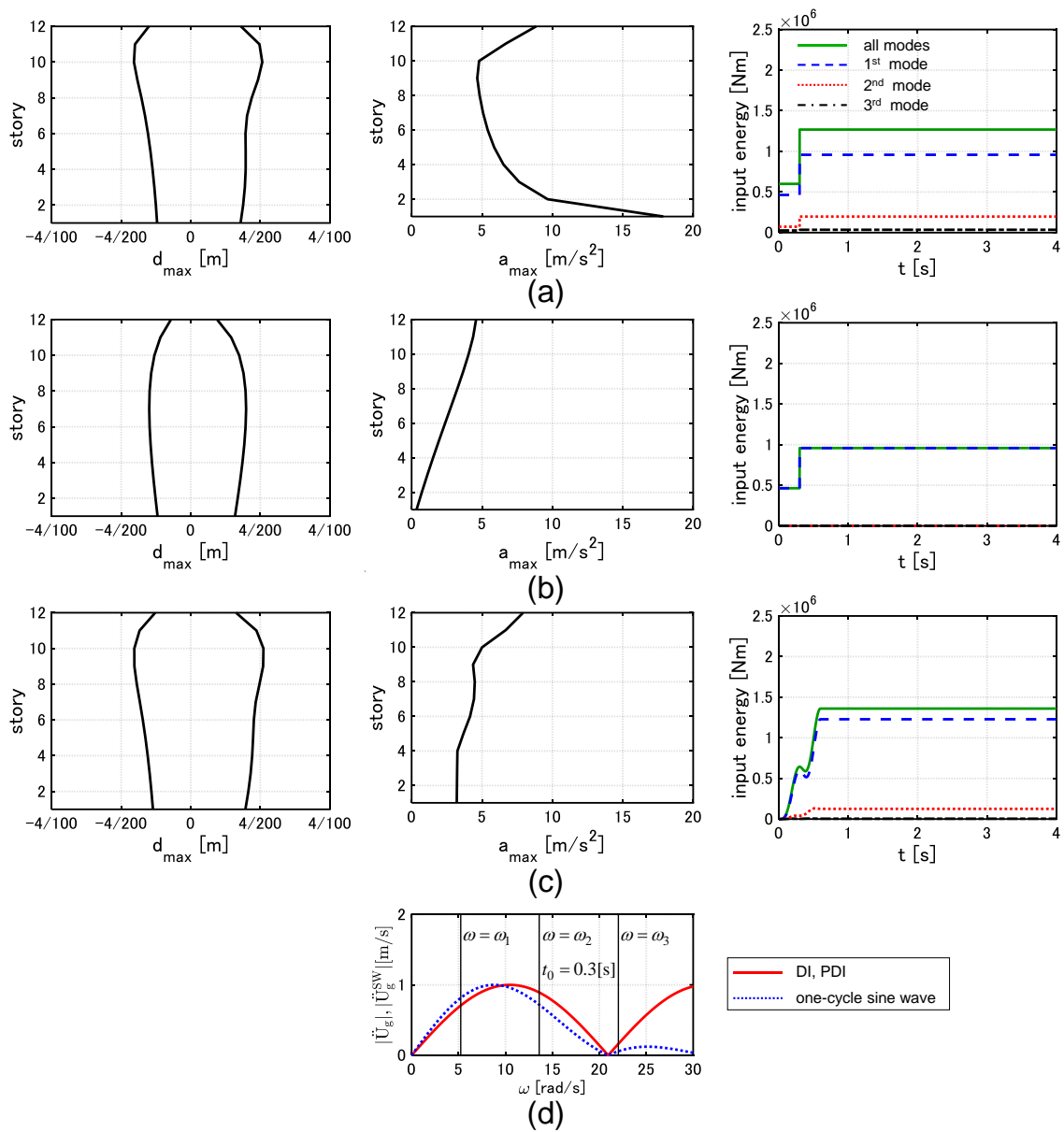


Fig. 5-4 最大層間変形、最大床加速度、エネルギー応答の比較 (P-Model, $t_0 = 0.3[s]$)
 及び DI と 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトル,
 (a) DI, (b) 擬似 DI, (c) 1 サイクル正弦波, (d) フーリエ振幅スペクトル

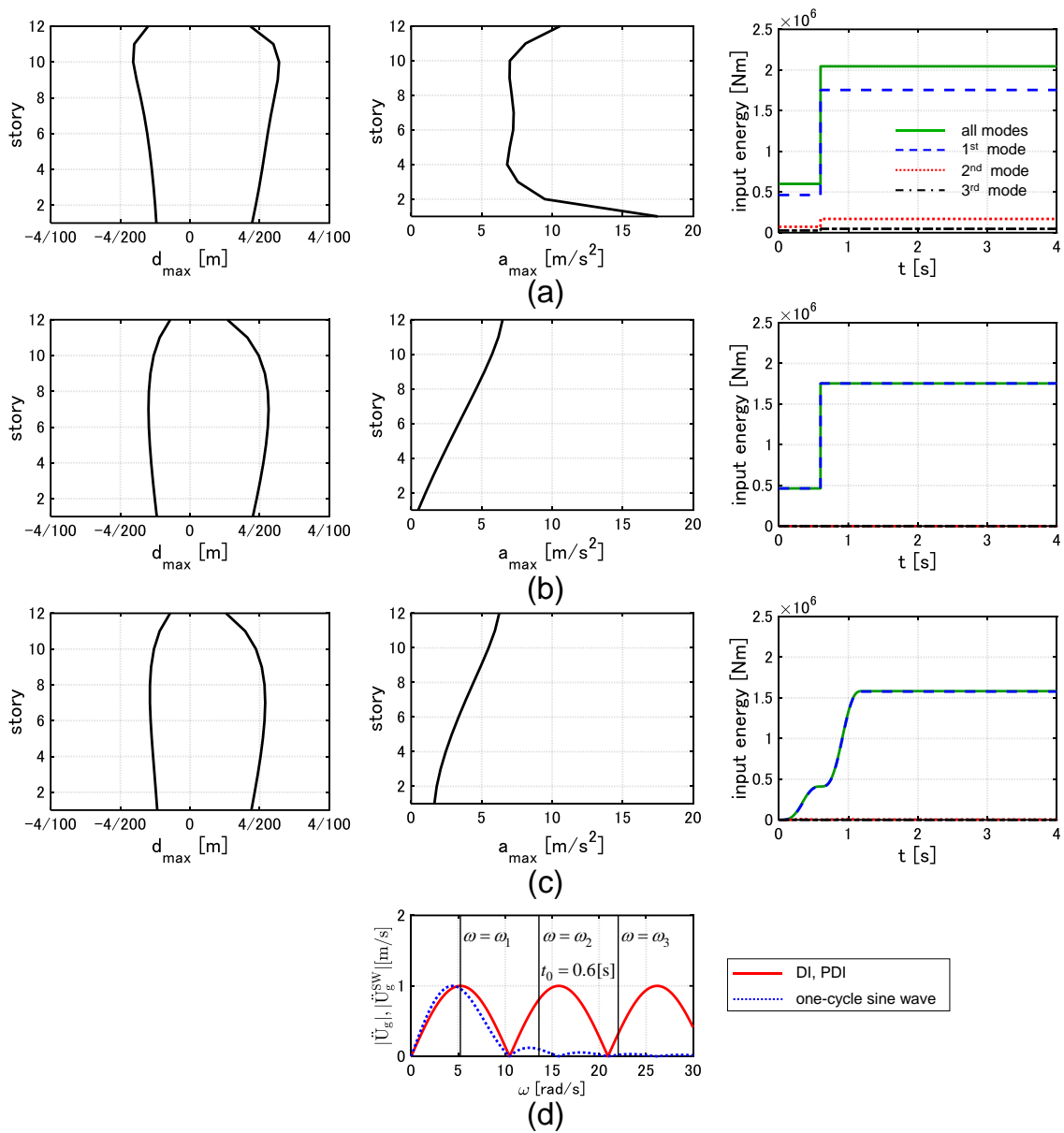


Fig. 5-5 最大層間変形、最大床加速度、エネルギー応答の比較 (P-Model, $t_0 = 0.6[s]$)
 及び DI と 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトル,
 (a) DI, (b) 擬似 DI, (c) 1 サイクル正弦波, (d) フーリエ振幅スペクトル

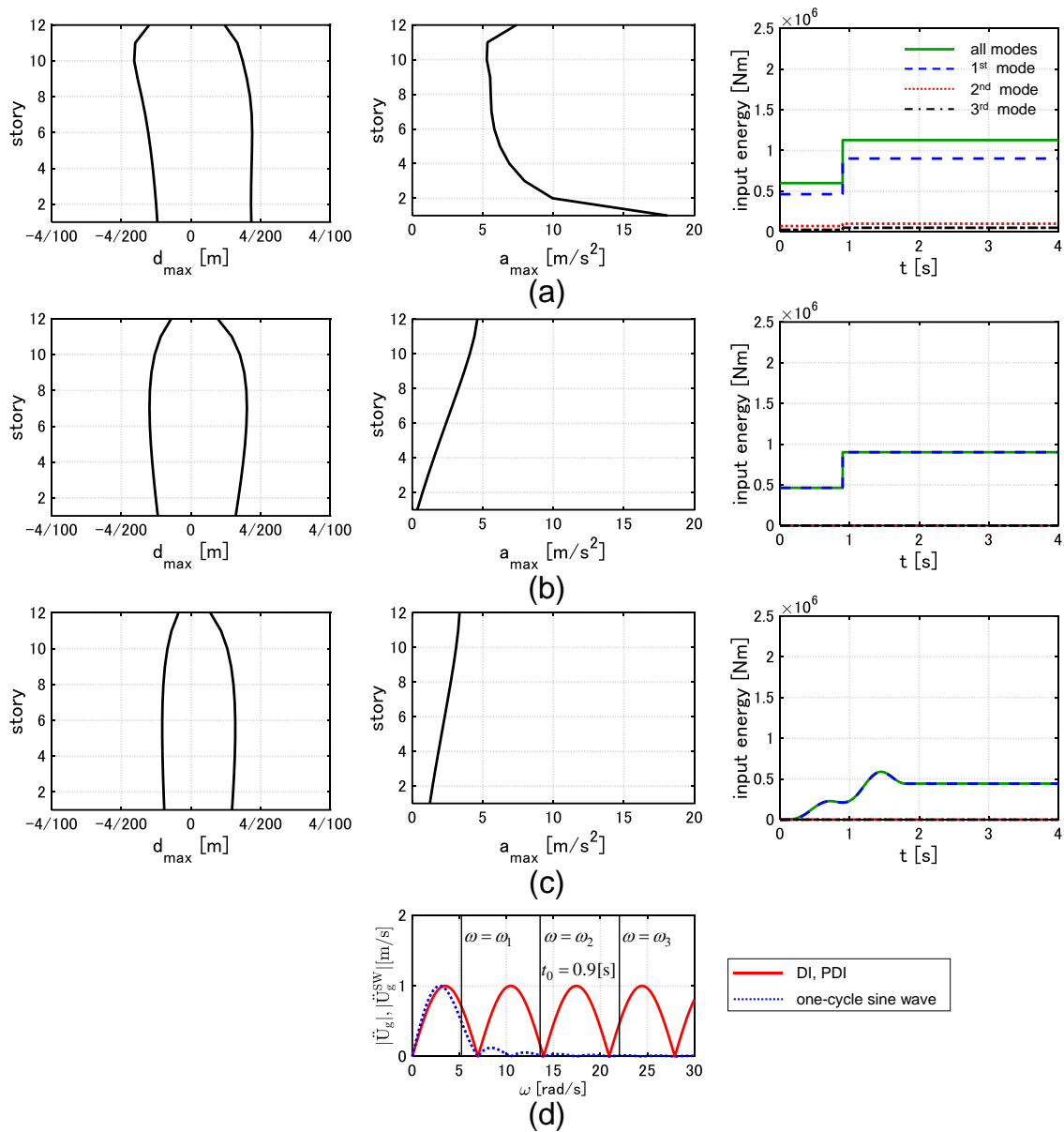


Fig. 5-6 最大層間変形、最大床加速度、エネルギー応答の比較 (P-Model, $t_0 = 0.9$ [s])

及び DI と 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトル,

(a) DI, (b) 擬似 DI, (c) 1 サイクル正弦波, (d) フーリエ振幅スペクトル

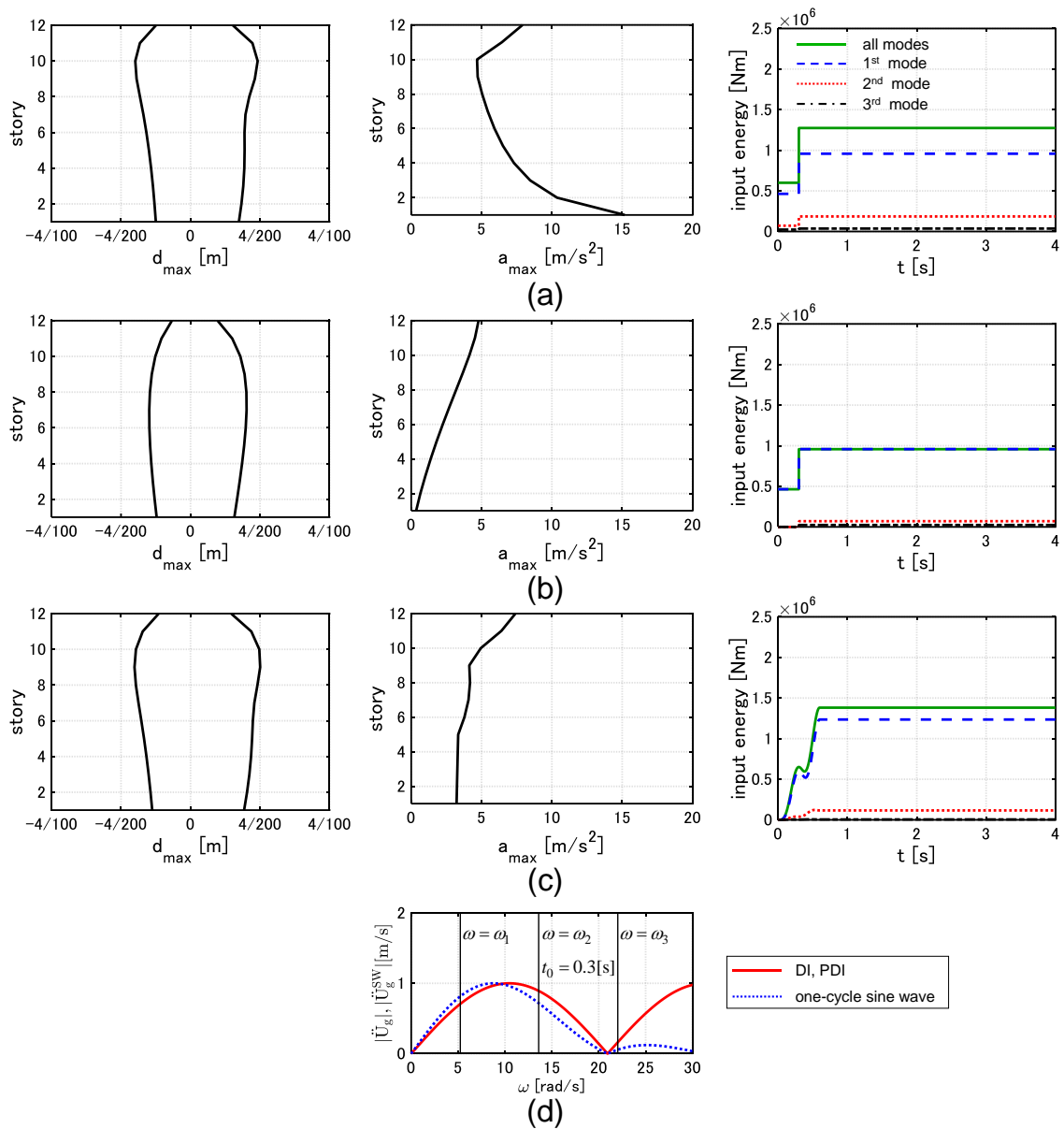


Fig. 5-7 最大層間変形、最大床加速度、エネルギー応答の比較 (NP-Model, $t_0 = 0.3[s]$)

及び DI と 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトル,

(a) DI, (b) 擬似 DI, (c) 1 サイクル正弦波, (d) フーリエ振幅スペクトル

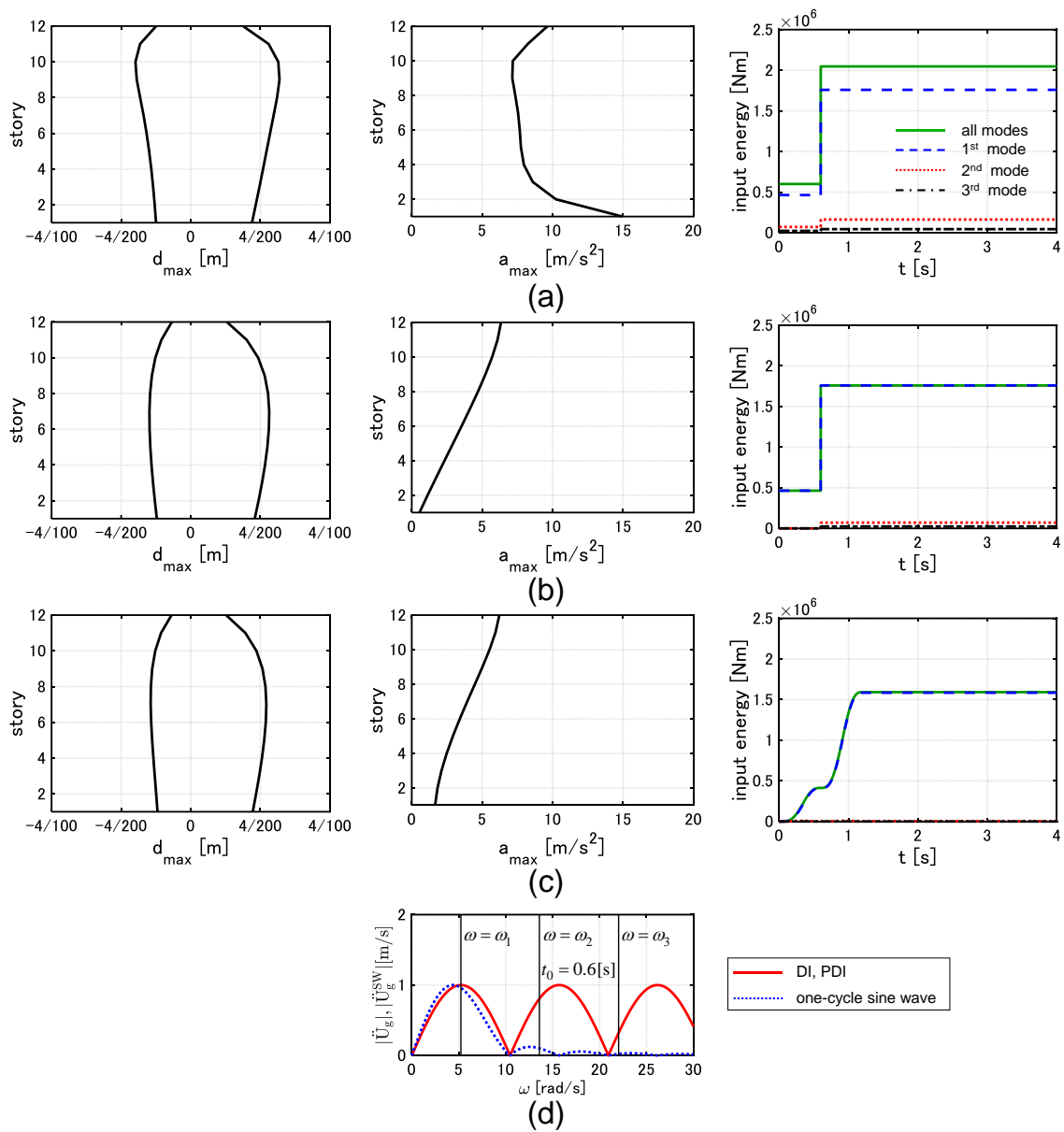


Fig. 5-8 最大層間変形、最大床加速度、エネルギー応答の比較 (NP-Model, $t_0 = 0.6$ [s])

及び DI と 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトル,

(a) DI, (b) 擬似 DI, (c) 1 サイクル正弦波, (d) フーリエ振幅スペクトル

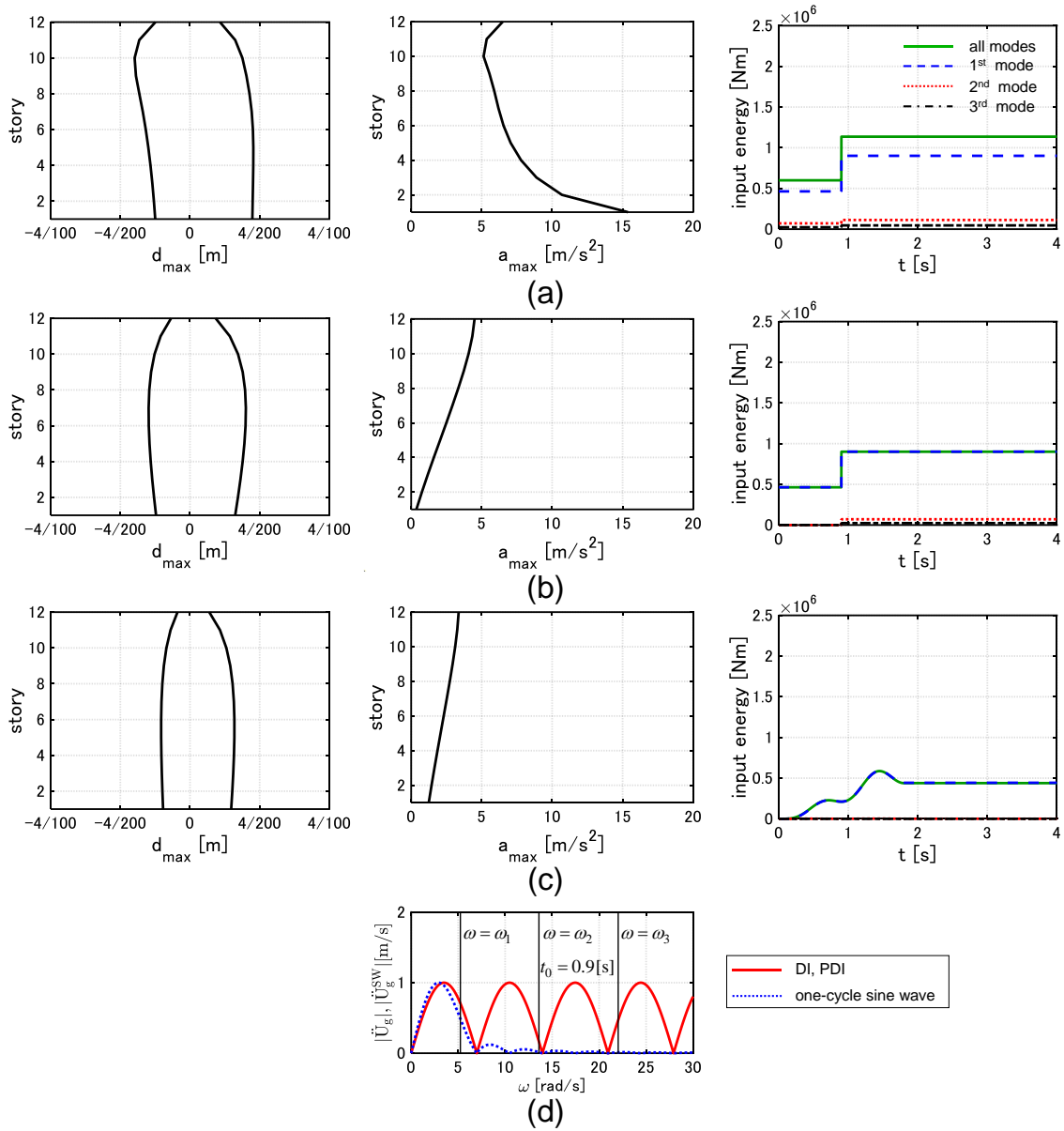


Fig. 5-9 最大層間変形、最大床加速度、エネルギー応答の比較 (NP-Model, $t_0 = 0.9$ [s])
 及び DI と 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトル,
 (a) DI, (b) 擬似 DI, (c) 1 サイクル正弦波, (d) フーリエ振幅スペクトル

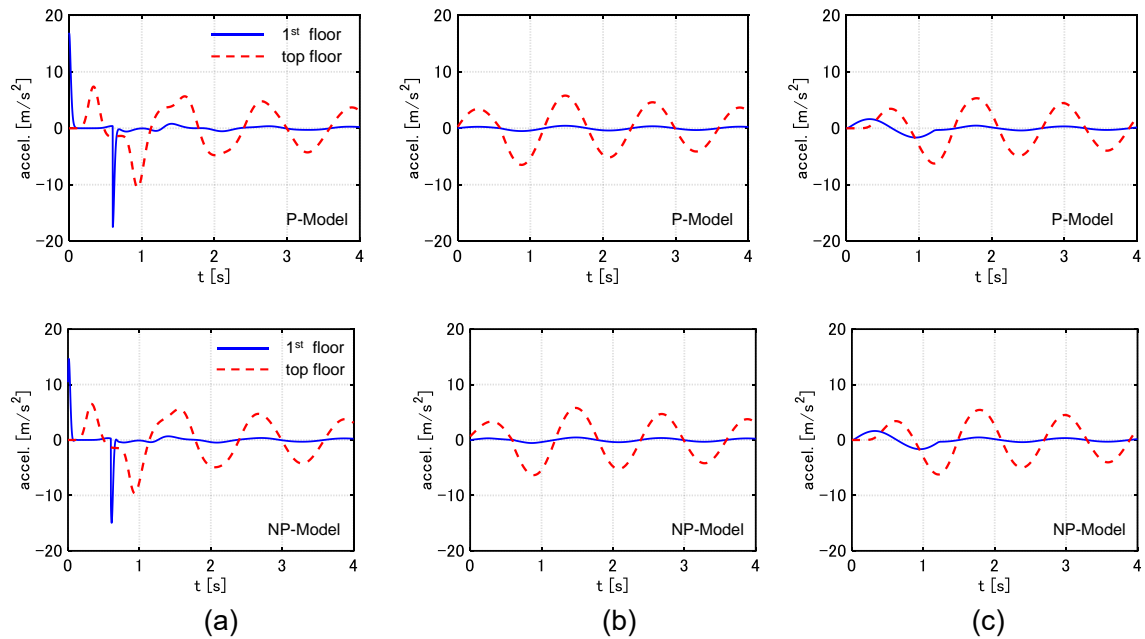


Fig. 5-10 第1層及び最上層の加速度応答時刻歴,

(a) DI ($t_0 = 0.6[s]$) , (b) 擬似 DI ($t_0 = 0.6[s]$) , (c) 1 サイクル正弦波 ($t_0 = 0.6[s]$)

次に、 t_0 に対する全層中の最大層間変形 d_{\max} の変動を Fig. 5-11 に示す。DI 及び擬似 DI の極限的タイミング（入力エネルギーを最大化するタイミング）も併せて示す。DI の極限的タイミングは 1 次周期の半分よりも少し大きく、また d_{\max} を最大化するタイミングは極限的タイミングよりも 1.1 倍程度大きい。これは高次モード応答の影響によるものである。擬似 DI の極限的タイミングは、1 次周期の半分よりもわずかに小さい。 d_{\max} を最大化するタイミングは 1 次周期の半分よりもわずかに大きいものの、極限的タイミングとほぼ一致している。1 サイクル正弦波の場合、 d_{\max} を最大化する周期 ($= 2t_0$) は 1 次周期の 0.8-0.9 倍となる。以上より、 d_{\max} を最大化するタイミングは 3 入力異なるが、 $\max_{t_0}(d_{\max})$ の値は 1 サイクル正弦波及び擬似 DI の場合でほぼ等しくなる。

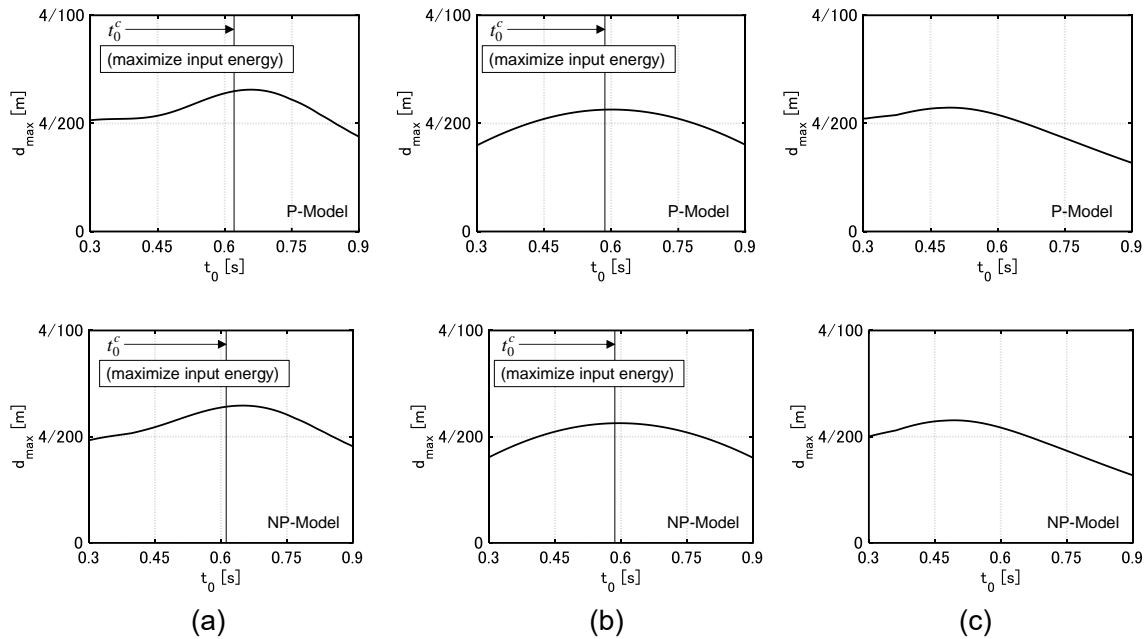


Fig. 5-11 t_0 に対する最大層間変形の変化, (a) DI, (b) 擬似 DI, (c) 1 サイクル正弦波

5.5 時刻歴応答解析による擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する弾塑性応答の比較

本節では、時刻歴応答解析により DI、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する弾塑性応答の比較を行う。5.4 節と同様に、1 サイクル正弦波の周期は $2t_0$ とし、速度振幅は Kojima and Takewaki (2015)の方法を用いて調整する。また、5.4 節で用いた P-Model, NP-Model を用いる。モデルの降伏変位は各層 $4/150\text{m}$ とし、また完全弾塑性型の復元力特性を仮定する。

弾塑性モデルを扱う場合、弾性時モードと塑性モード（降伏後剛性で計算されるモード）間にはカップリングが生じる。このカップリングの度合いには、丁度降伏するタイミングにおける系の状態量が影響する。擬似 DI 及び周期のある程度長い 1 サイクル正弦波に対する弾性モデルの応答には位相差が存在するものの、応答において 1 次モードが支配的であることは共通している。また、1 サイクル正弦波に対する塑性高次モード応答は降伏により生じる自由振動が卓越しており、強制振動はほぼ生じない（塑性高次モードの伝達関数のピークが入力のピークを避けているため）。一方、擬似 DI に対する塑性高次モード応答は、降伏により生じる自由振動のみであり、強制振動は全く生じない。従って、両入力に対するカップリングは近いものと考えられ、弾塑性最大応答も良好に対応することが期待される。

DI、擬似 DI、1 サイクル正弦波に対する応答の比較を Fig. 5-12~5-15 に示す。Fig. 5-12, 5-13 にはそれぞれ、 t_0 に対する総入力エネルギーの変化及び最大層間変形の変化を示す。各レベルにおいて総入力エネルギー及び層間変形を最大化する t_0 も併せて示す。Fig. 5-14, 5-

15 には、各レベルにおいて極限的（入力エネルギーを最大化）な DI 及び擬似 DI に対する層間変形及び床加速度の分布と、各レベルにおいて d_{\max} を最大化する周期の 1 サイクル正弦波に対する層間変形及び床加速度の分布を示す。DI の入力速度は 0.5, 0.6, ..., 2.0 [m/s] の全 16 通りを扱っている。Fig. 5-12 より、全てのモデルと入力に共通して、総入力エネルギーを最大化する t_0 は、速度振幅の増加に対して安定的に推移する（ほぼ単調に大きくなる）ことが分かる。特に擬似 DI の場合、 d_{\max} を最大化する t_0 及び極限的タイミングが良好に対応する。一方 DI 及び 1 サイクル正弦波の場合、 d_{\max} を最大化する t_0 の変動は安定的でない。特に DI の場合は、 d_{\max} を最大化する t_0 は局所的に非連続的な推移を示す。 $V \geq 1.3$ [m/s] の範囲では、1 サイクル正弦波に対する d_{\max} を最大化する t_0 と擬似 DI に対する極限的タイミングが良好に対応する。Fig. 5-13 より、DI に対する d_{\max} は等速度振幅下で多数のピークを有することが確認される。一方で、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波の場合、ピーク数は比較的少ない。また擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する $\max_{t_0}(d_{\max})$ の値は、全ての入力速度レベルにおいて良好に対応する。Fig. 5-14 より、1 サイクル正弦波に対する層間変形と擬似 DI に対する層間変形を比較すると、後者は低層部の塑性変形がより小さく、中層部の塑性変形がより大きくなっている。しかし、両入力に対する層間変形の分布は、比較的良好に対応する。一方で、DI に対する層間変形の分布は、他の 2 入力に対するそれとはかけ離れたものとなっている。Fig. 5-15 より、擬似 DI 及び 1 サイクルに対する床加速度の分布は良好に対応する。一方で、DI に対する床加速度は極めて大きなものとなる。

以上より、極限的擬似 DI に対する層間変形及び床加速度は、 d_{\max} を最大化する 1 サイクル正弦波に対する層間変形及び床加速度と良好に対応する。また、擬似 DI の極限的タイミングは繰り返しなしで（時刻歴応答解析と並行して）得ることができる。従って、擬似 DI を用いることで、各レベルにおいて d_{\max} を最大化する 1 サイクル正弦波に対する応答を良好な精度で、かつ効率的に見積もることが可能である。さらに v の大きな範囲では、両入力の t_0 が良好に対応する。従って、そのような範囲においては 1 サイクル正弦波の共振周期の推定も可能である。

尚、擬似 DI による応答評価精度は減衰の量・分布及び入力レベルにも依存する。減衰の量及びその分布の非比例の度合いがともに大きい場合（大量のダンパーを低層部に集中配置する場合等）、入力レベルの増大に伴って精度は低下する。1 サイクル正弦波と擬似 DI による高次モード応答の励起のメカニズムは異なり（前者は振動数成分、後者は影響ベクトルによる）、後者は特に減衰分布の影響を受けやすい（弾性・塑性高次モード応答の励起の程度が両入力に異なる）。ただしこのような場合であっても、塑性率が 2 を下回る範囲では良好な精度で評価可能であることを確認している（Akehashi and Takewaki (2022)）。

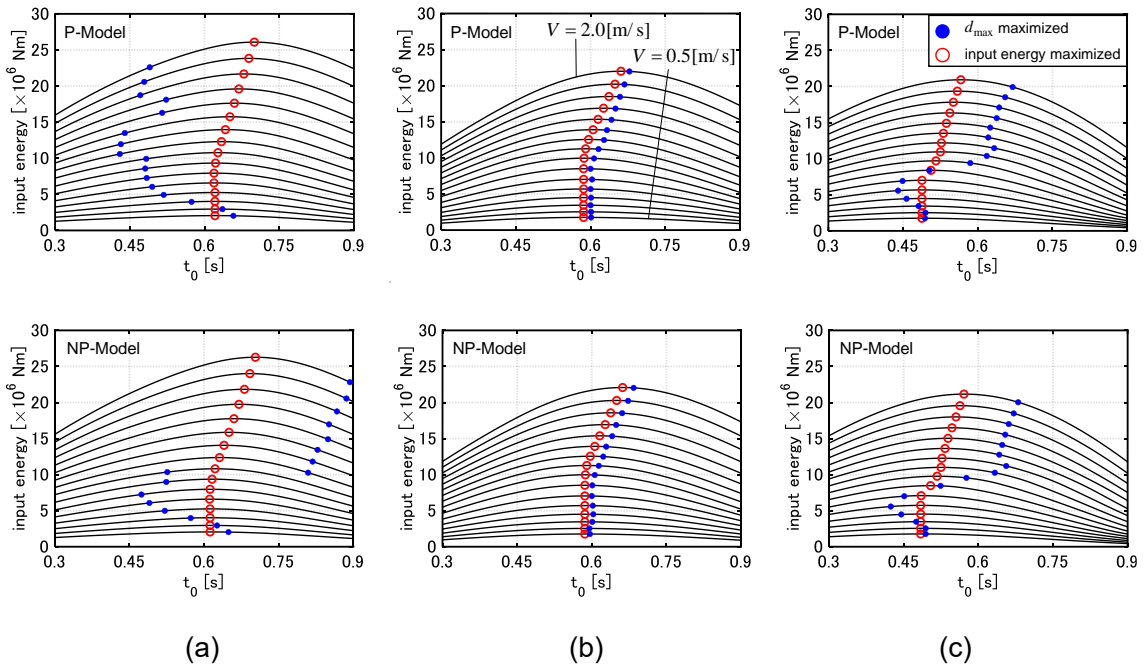


Fig. 5-12 t_0 に対する総入力エネルギーの変化, (a) DI, (b) 擬似 DI, (c) 1 サイクル正弦波

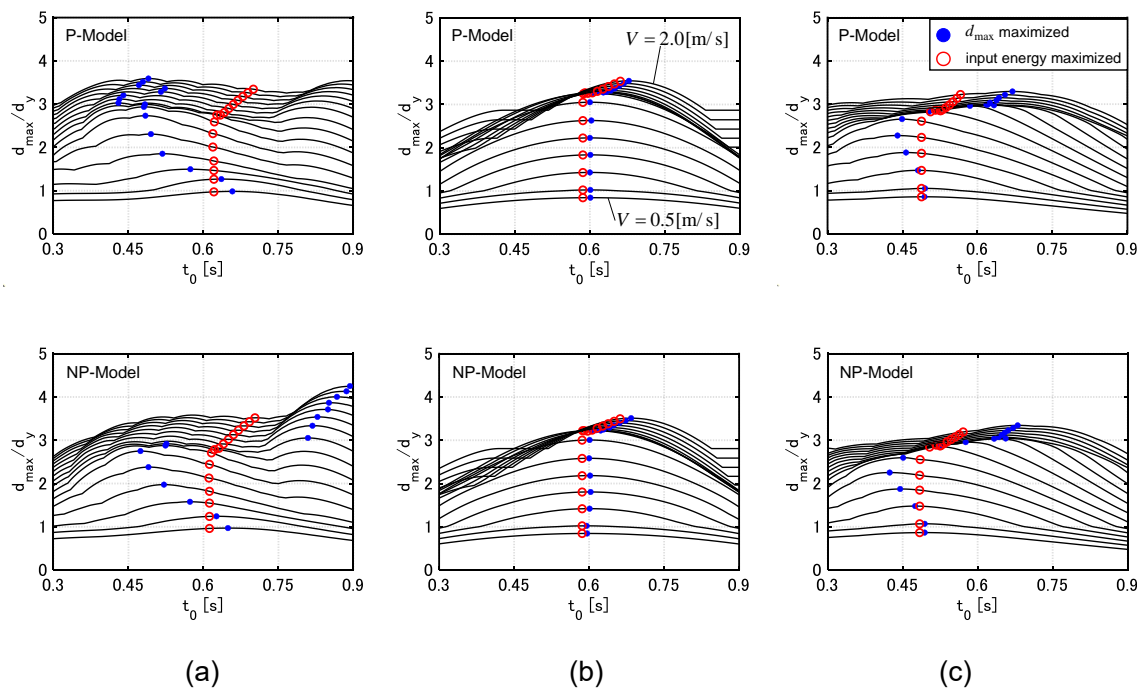


Fig. 5-13 t_0 に対する最大層間変形の変化, (a) DI, (b) 擬似 DI, (c) 1 サイクル正弦波

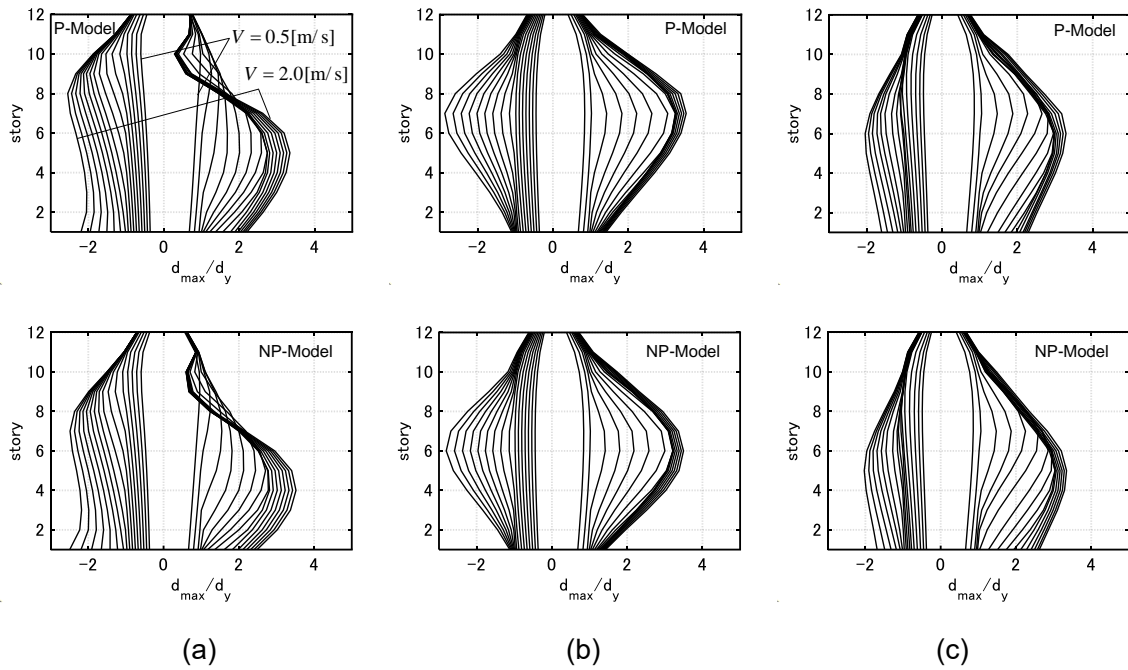


Fig. 5-14 各層変形の分布, (a) DI (入力エネルギーを最大化), (b) 擬似 DI (入力エネルギーを最大化), (c) 1 サイクル正弦波 (層間変形を最大化)

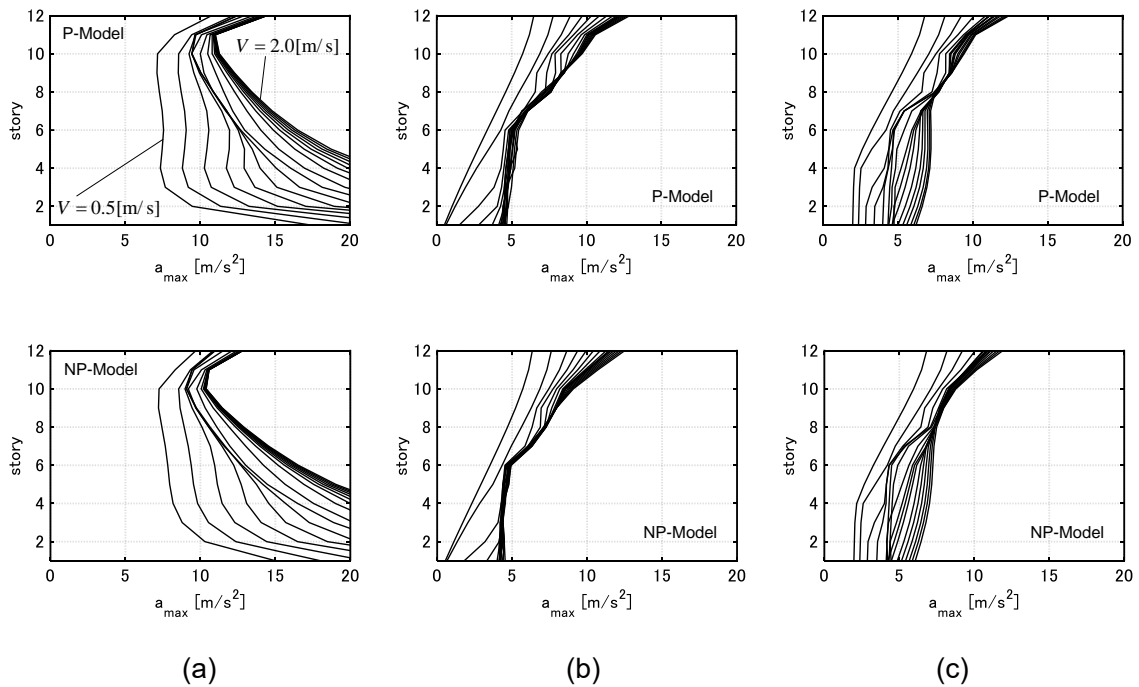


Fig. 5-15 床加速度の分布, (a) DI (入力エネルギーを最大化), (b) 擬似 DI (入力エネルギーを最大化), (c) 1 サイクル正弦波 (層間変形を最大化)

5.6 時刻歴応答解析による記録地震動・DI・擬似 DI・1 サイクル正弦波に対する弾塑性多自由度系の応答の比較

本節では、時刻歴応答解析による断層近傍地震動の記録地震動、DI、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する弾塑性多自由度系の応答の比較を行う。前節まででは、極限応答及び極限的（共振的）入力を中心に扱ってきた。記録地震動は必ずしも共振的なものとはならないため、擬似 DI に対する応答との対応性を検討する必要がある。

記録地震動には、1994 年 Northridge 地震における Rinaldi Station 波の FN 方向成分及び 1995 年兵庫県南部地震における神戸大学波の NS 方向成分を用いる。Kojima and Takewaki (2016)の方法に従うと、Rinaldi Sta. FN 波からは $A_p = 7.85[\text{m/s}^2]$ 、 $T_p = 0.8[\text{s}]$ の 1 サイクル正弦波が、神戸大学波からは $A_p = 2.6[\text{m/s}^2]$ 、 $T_p = 1.0[\text{s}]$ の 1 サイクル正弦波が抽出される。DI 及び擬似 DI のインパルス時間間隔は、各地震動に対して $t_0 = T_p / 2$ で与えられる。ただし、記録地震動及び 1 サイクル正弦波の振幅は、DI の速度振幅が $V = 0.25, 1.0[\text{m/s}]$ となるように調整する。 $V = 0.25[\text{m/s}]$ は弾性応答に相当する。 $V = 0.25[\text{m/s}]$ となるように調整された記録地震動及び抽出された 1 サイクル正弦波の加速度波形を Fig. 5-16 に示す。

DI、擬似 DI、1 サイクル正弦波及び Rinaldi Sta. FN 波に対する P-Model, NP-Model の応答の比較を Fig. 5-17 に示す。擬似 DI に対する最大層間変形及び最大床加速度は、1 サイクル正弦波及び Rinaldi Sta. FN 波に対するそれらよりもわずかに小さい。これは t_0 が極限的なタイミングではないためである。しかしながら、3 入力に対する応答はまずまず良好に対応しているといえる。一方で、DI は高次モード応答を大きく励起するため、DI に対する最大層間変形及び最大床加速度は他の 3 入力に対する応答とはあまり対応しない。

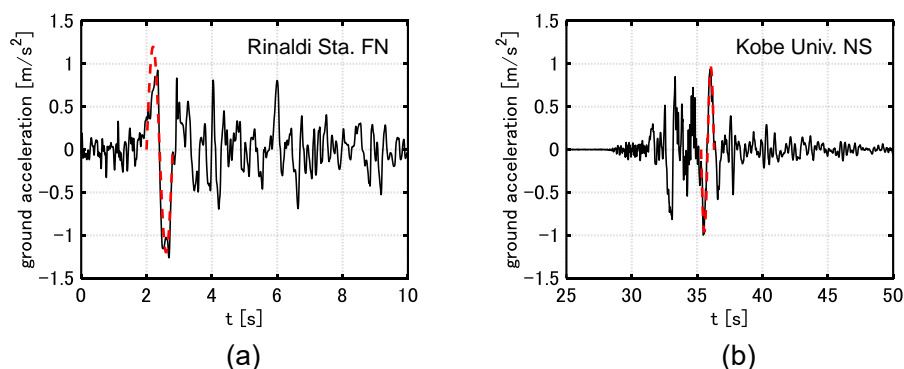


Fig. 5-16 等価な DI の速度振幅が $V = 0.25[\text{m/s}]$ となるように調整された記録地震動の加速度波形及びその加速度波形から抽出された 1 サイクル正弦波, (a) Rinaldi Sta. FN, (b) Kobe Univ. NS.

次に、DI、擬似 DI、1 サイクル正弦波及び Kobe Univ. NS 波に対する応答の比較を Fig. 5-18 に示す。擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形及び最大床加速度は良好に対応している。一方で、 $V = 0.25[\text{m/s}]$ (弾性応答) の場合には、Kobe Univ. NS 波に対する応答は 1 サイクル正弦波及び擬似 DI に対する応答の 1.6-1.7 倍程度大きなものとなっている。これは Kobe Univ. NS 波の波形には卓越した部分が複数存在し、また弾性範囲では塑性変形によるエネルギー消費 (等価減衰) がないためである。 $V = 1.0[\text{m/s}]$ の場合には、低層部の変形にはわずかな違いが見られるものの、累積変形の影響により最大層間変形は比較的良好に対応する。また最大床加速度は良好に対応している。一方で DI に対する最大層間変形及び最大床加速度は、他の 3 入力に対する応答とはあまり対応しない。

以上より、擬似 DI に対する応答は非共振的な断層近傍地震動に対しても比較的良好的な近似を与えることが示された。特に、DI に対する最大床加速度はかなり大きなものとなる一方で、擬似 DI に対する最大床加速度は記録地震動に対するそれと良好に対応する。

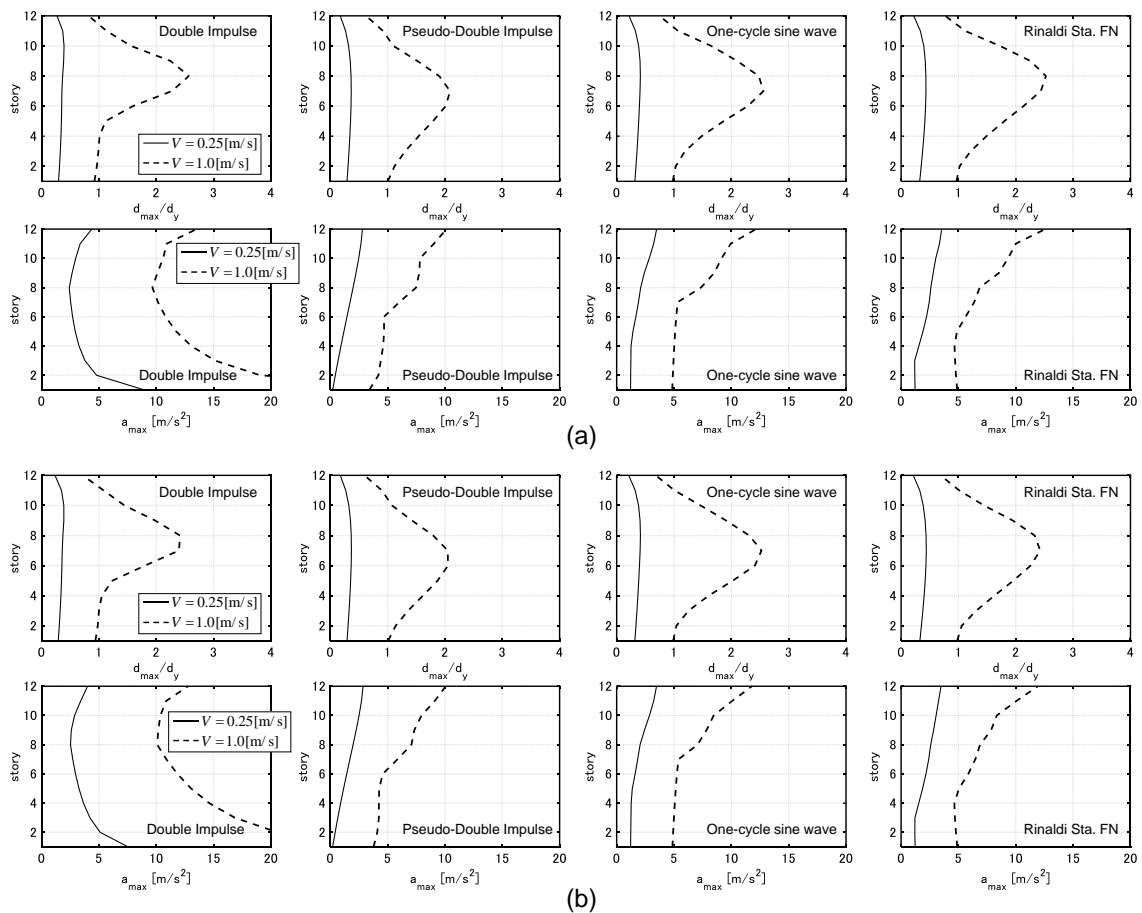


Fig. 5-17 Rinaldi Sta. FN 波から抽出された 1 サイクル正弦波及び 1 サイクル正弦波に等価な DI, 擬似 DI に対する層間変形と床加速度応答, (a) P-Model, (b) NP-Model

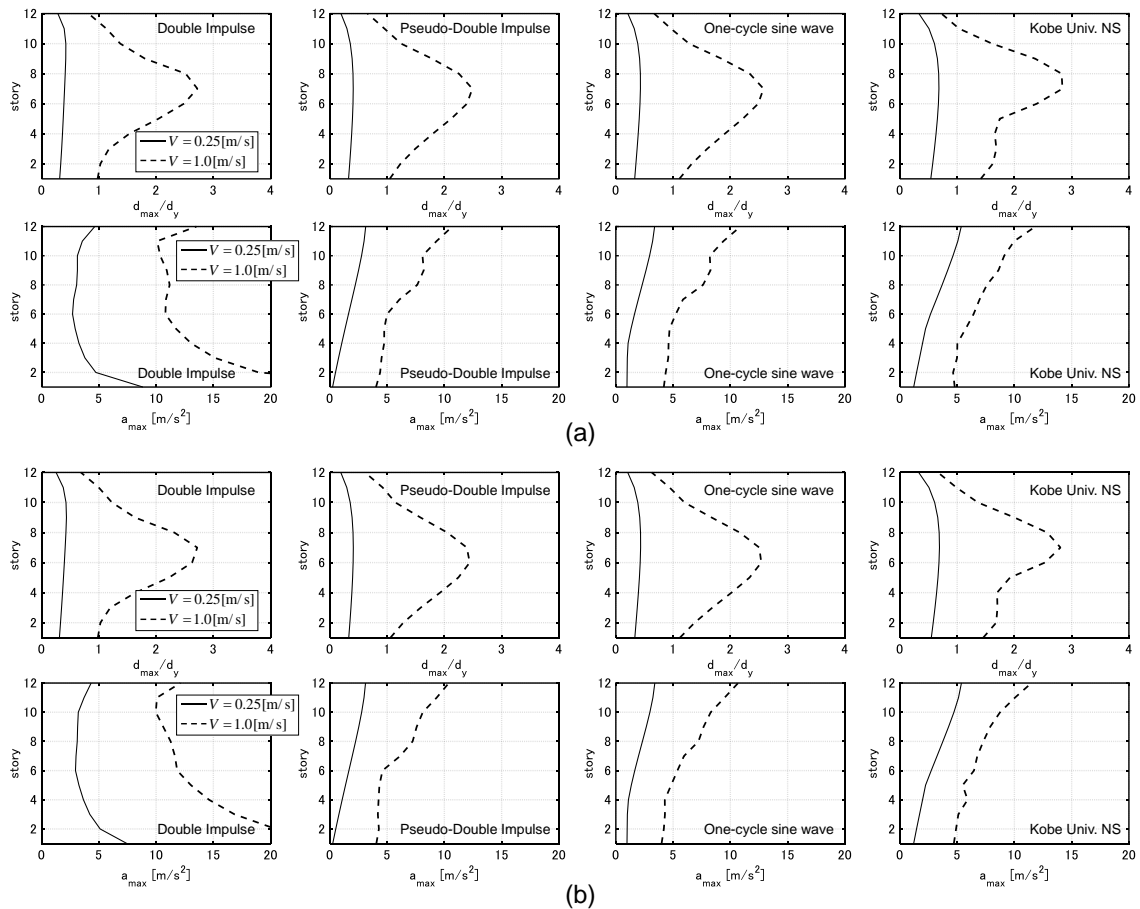


Fig. 5-18 Kobe Univ. NS 波から抽出された 1 サイクル正弦波及び 1 サイクル正弦波に等価な DI, 擬似 DI に対する層間変形と床加速度応答, (a) P-Model, (b) NP-Model

5.7 結論

本章では、ダブルインパルス (DI) を等価な水平外力とみなし、また影響ベクトルを非減衰 1 次モードに比例させた入力「擬似ダブルインパルス」(擬似 DI) を提案した。結論は以下のようにまとめられる。

- (1) DI は高振動数域に大きな成分を有する入力であるため、加速度応答や多自由度系の応答に関して、等価 1 サイクル正弦波との対応が良好でない。擬似 DI は 1 次モードを主に励起させ、1 サイクル正弦波に対する極限応答の良好な精度での推定を目的とした入力である。
- (2) DI 及び擬似 DI に対する弾性比例減衰多自由度系及び弾性非比例減衰多自由度系の変位・速度応答及びエネルギー応答の数式表現を導いた。擬似 DI に対する弾性比例減衰多自由

度系の応答は、DI（地動加速度）に対する1次モード応答に等しい。擬似DIに対する弾性非比例減衰多自由度系の応答には、複素高次モード応答も含まれる。しかし、減衰分布の非比例の度合いが強くない場合には、複素高次モード応答の励起は小さい。

- (3) 擬似DIの極限的タイミング（入力エネルギーを最大化）を導いた。極限的タイミングは時刻歴応答解析と並行して得ることが可能である（繰り返し計算は不要である）。特に比例減衰系を扱う場合、極限的タイミングの条件は1次モードの慣性力が0に等しい場合である。
- (4) 擬似DI及び1サイクル正弦波に対する弾性多自由度系の最大層間変形及び最大床加速度は、 t_0 が1次周期の半分に近い範囲では良好に対応する。 t_0 がより小さい場合、1サイクル正弦波により励起される高次モード応答の影響が無視できない。 t_0 がより大きい場合、両入力とも高次モード応答をほとんど励起しないが、擬似DIに対する応答と入力エネルギーは、1サイクル正弦波に対するそれらよりも大きくなる。
- (5) 極限的擬似DIに対する弾塑性多自由度系の最大層間変形及び最大床加速度の分布は、全層中の最大層間変形 d_{\max} を最大化する1サイクル正弦波に対する最大層間変形及び最大床加速度と良好に対応する。さらに V の大きな範囲では、両入力の t_0 が良好に対応する。従って、各レベルにおいて d_{\max} を最大化する1サイクル正弦波に対する最大応答及び共振周期は、擬似DIを用いることで一定の精度で見積もることが可能である。
- (6) 断層近傍地震動の記録地震動、DI、擬似DI及び1サイクル正弦波に対する弾塑性多自由度系の応答の比較を行った。擬似DIに対する応答は、非共振的な断層近傍地震動に対しても比較的良好的な近似を与えることが示された。特に、DIに対する最大床加速度はかなり大きなものとなる一方で、擬似DIに対する最大床加速度は記録地震動に対する最大床加速度と良好に対応する。

参考文献

- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2019). Optimal viscous damper placement for elastic-plastic MDOF structures under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 5, 20.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2021). Pseudo-double impulse for simulating critical response of elastic-plastic MDOF model under near-fault earthquake ground motion. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 150, 106887.
- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2022). Closed-form critical response of elastic-plastic shear building with viscous damper under pseudo-double impulse for simulating resonant response under near-fault flingstep motion. *Frontiers in Built Environment*, 8, 964867.
- Alavi, B., and Krawinkler, H. (2004). Behavior of moment - resisting frame structures subjected to near - fault ground motions. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 33(6), 687-706.
- Alhan, C., and Öncü-Davas, S. (2016). Performance limits of seismically isolated buildings under near-field earthquakes. *Eng. Struct.*, 116, 83-94.
- Alonso-Rodríguez, A., and Miranda, E. (2015). Assessment of building behavior under near-fault pulse-like ground motions through simplified models. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 79, 47-58.
- Baker, J. W. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5), 1486-1501.
- Bertero, V. V., Mahin, S. A., and Herrera, R. A. (1978). Aseismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 6(1), 31-42.
- Bray, J. D., and Rodriguez-Marek, A. (2004). Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 24(11), 815-828.
- Gicev, V., and Trifunac, M. D. (2007). Permanent deformations and strains in a shear building excited by a strong motion pulse. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 27(8), 774-792.
- Hall, J. F., Heaton, T. H., Halling, M. W., and Wald, D. J. (1995). Near-source ground motion and its effects on flexible buildings. *Earthq. Spectra*, 11, 569-605.
- He, W. L., and Agrawal, A. K. (2008). Analytical model of ground motion pulses for the design and assessment of seismic protective systems. *J. Struct. Eng.*, ASCE, 134(7), 1177-1188.
- Jangid, R. S., and Kelly, J. M. (2001). Base isolation for near-fault motions. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 30(5), 691-707.
- Khaloo, A. R., Khosravi, H., and Jamnani, H. H. (2015). Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using “modified fish-bone” models. *Advances in Structural Engineering*, 18(5), 603-627.
- Kojima, K., and Takewaki, I. (2015). Critical earthquake response of elastic-plastic structures under near-fault ground motions (Part 1: Fling-step input), *Frontiers in Built Environment*, 1: 12.

- Kojima, K., and Takewaki, I. (2016). Closed-form critical earthquake response of elastic-plastic structures with bilinear hysteresis under near-fault ground motions. *J. Struct. Construct. Eng.*, 726, 1209–1219.
- Li, C., Zuo, Z., Kunnath, S., and Chen, L. (2020). Orientation of the strongest velocity pulses and the maximum structural response to pulse-like ground motions. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 136, 106240.
- Matta, E. (2013). Effectiveness of tuned mass dampers against ground motion pulses. *J. Struct. Eng.*, 139(2), 188-198.
- Mavroeidis, G. P., and Papageorgiou, A. S. (2003). A mathematical representation of near-fault ground motions. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 93(3), 1099-1131.
- Mazza, F., and Mazza, M. (2016). Nonlinear seismic analysis of irregular rc framed buildings base-isolated with friction pendulum system under near-fault excitations. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 90, 299-312.
- Minasidis, G., Hatzigeorgiou, G. D., and Beskos, D. E. (2014). SSI in steel frames subjected to near-fault earthquakes. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 66, 56-68.
- Rodriguez, M. E., Restrepo, J. I. and Carr, A. J. (2002). Earthquake - induced floor horizontal accelerations in buildings. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31, 693-718.
- Sasani, M., and Bertero, V. V. (2000). Importance of severe pulse-type ground motions in performance-based engineering: Historical and critical. In *Proc. of the 12th World Conf. on Earthq. Eng., New Zealand Society for Earthq. Eng., Upper Hutt, New Zealand.*
- Takewaki, I. (2004). Bound of earthquake input energy. *J. Struct. Eng.*, 130(9), 1289-1297.
- Takewaki, I., Murakami, S., Fujita, K., Yoshitomi, S., and Tsuji, M. (2011). The 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake and response of high-rise buildings under long-period ground motions. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 31(11), 1511-1528.
- Tirca, L. D., Foti, D., and Diaferio, M. (2003). Response of middle-rise steel frames with and without passive dampers to near-field ground motions. *Eng Struct*, 25(2), 169-179.
- Vukobratović, V., and Fajfar, P. (2016). A method for the direct estimation of floor acceleration spectra for elastic and inelastic MDOF structures. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 45(15), 2495-2511.
- Xu, Z., Agrawal, A. K., He, W. L., and Tan, P. (2007). Performance of passive energy dissipation systems during near-field ground motion type pulses. *Eng. Struct.*, 29(2), 224-236.
- Yang, D., Pan, J., and Li, G. (2010). Interstory drift ratio of building structures subjected to near-fault ground motions based on generalized drift spectral analysis. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 30(11), 1182-1197.

Appendix 5-1 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する 1 自由度系の弾性応答

DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する弾性 1 自由度系 (非減衰周期 T_1 、減衰定数 $h=0.01$) の変位応答を Fig. 5A-1~Fig. 5A-4 に示す。インパルス時間間隔は $t_0 = T_1/4, T_1/2, 3T_1/4, 3T_1/2$ の 4 通りを扱っている。 $t_0 = T_1/2$ はほぼ極限的タイミングに等しく、 $t_0 = T_1/4, 3T_1/4$ は非共振タイミング (入力のフーリエ振幅スペクトルが $\omega = \omega_1 (= 2\pi/T_1)$ でピークを取らない場合) に相当する。 $t_0 = 3T_1/2$ は DI のフーリエ振幅スペクトルの 2 つ目のピーク ($\omega = 3\pi/t_0$) が ω_1 に等しい場合に相当する。図中には DI 及び 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトルと変位伝達関数も併せて示す。 $t_0 = T_1/2$ の場合、両入力に対する最大変位応答は良好に対応する。 $t_0 = T_1/4, 3T_1/4$ の場合、両入力に対する最大変位応答は比較的良好に対応する。尚、 $\omega = \omega_1$ における両入力のフーリエ振幅値の比は、両入力に対する最大変位応答値の比にはほぼ等しい。すなわち、 $t_0 = T_1/4$ の場合には 1 サイクル正弦波に対する応答値の方が大きく、 $t_0 = 3T_1/4$ の場合には DI に対する応答値の方が大きくなっている。 $t_0 = 3T_1/2$ の場合、1 サイクル正弦波に対する応答は DI に対する応答よりも極めて小さくなっている。これは 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅が $\omega \geq 2\pi/t_0$ の範囲で大きく減衰し、応答の励起が小さくなるためである。

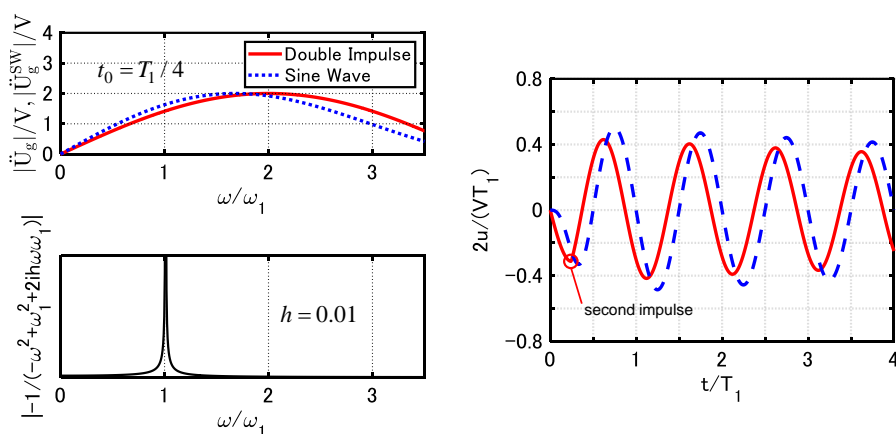


Fig. 5A-1 1 自由度系の変位応答及び DI 及び 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトルと変位伝達関数 ($t_0 = T_1/4$)

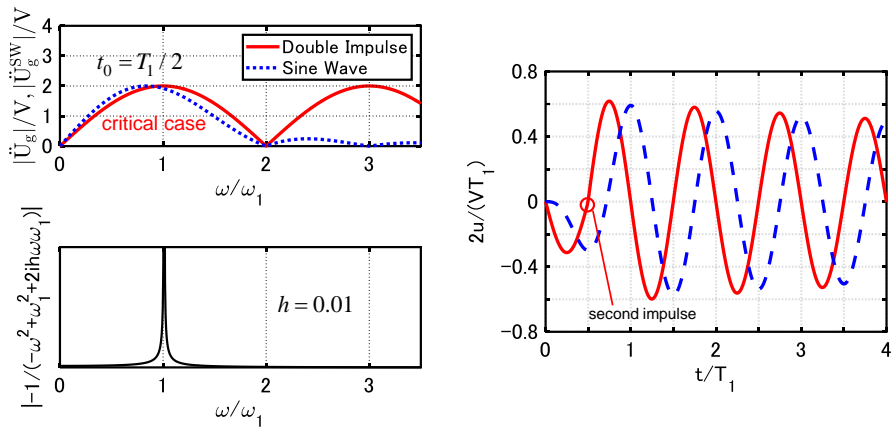


Fig. 5A-2 1 自由度系の変位応答及び DI 及び 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトルと変位伝達関数 ($t_0 = T_1 / 2$)

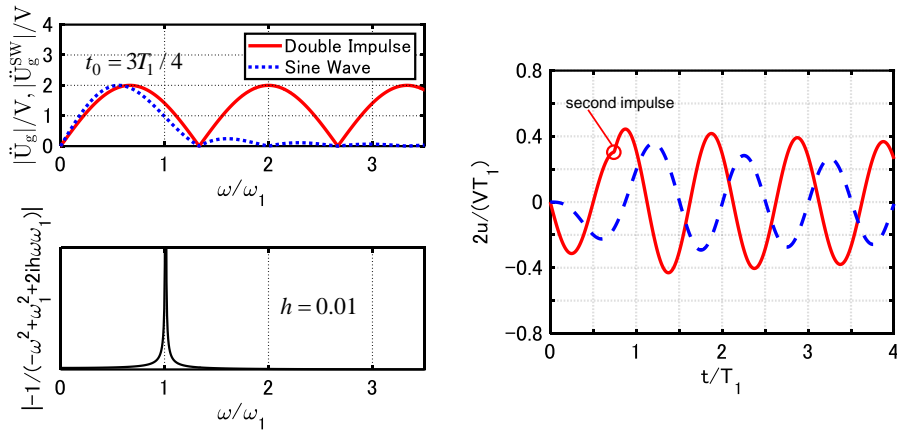


Fig. 5A-3 1 自由度系の変位応答及び DI 及び 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトルと変位伝達関数 ($t_0 = 3T_1 / 4$)

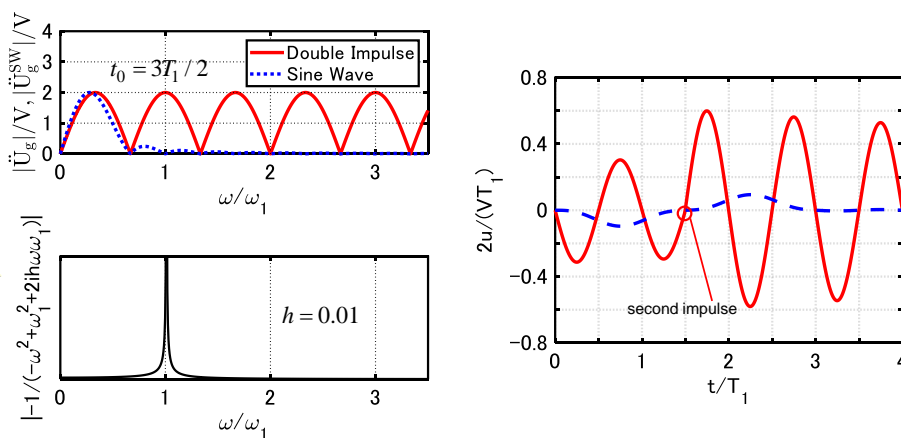


Fig. 5A-4 1 自由度系の変位応答及び DI 及び 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅スペクトルと変位伝達関数 ($t_0 = 3T_1 / 2$)

Appendix 5-2 DI 及び擬似 DI に対するエネルギー伝達関数

<比例減衰多自由度系の場合>

地動加速度及び影響ベクトルが $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ と表される水平外力を受ける弾性多自由度系の運動方程式は(5A-1a, b)式のように表される ($\ddot{u}_g = f = V\delta(t) - V\delta(t-t_0)$) を想定しており、 \ddot{u}_g を用いる場合は地動加速度を意味し、 f を用いる場合は水平外力を意味する)。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g \quad (5A-1a)$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) f \quad (5A-1b)$$

(5A-1a)式をフーリエ変換すると(5A-2)式が得られる。

$$(-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})\mathbf{U} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{U}_g \quad (5A-2)$$

地動加速度に対する変位伝達関数 \mathbf{H}^g は(5A-3)式のように表される。

$$\mathbf{H}^g = \mathbf{U} / \ddot{U}_g = -(-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \mathbf{M}\mathbf{1} \quad (5A-3)$$

同様にして、水平外力を介した変位伝達関数 \mathbf{H}^f は(5A-4)式のように表される。

$$\mathbf{H}^f = \mathbf{U} / F = -(-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \mathbf{M}(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) \quad (5A-4)$$

比例減衰多自由度系の場合、地動加速度に対する n 次モードの伝達関数 \mathbf{H}_n^g は次式のように表される。

$$\mathbf{H}_n^g = \mathbf{U}_n / \ddot{U}_g = \frac{-1}{\omega_n^2 - \omega^2 + 2ih_n \omega_n \omega} \alpha_n \boldsymbol{\phi}_n \quad (5A-5)$$

また(5A-6)式のような関係が成立する。

$$\mathbf{H}^g = \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^g \quad (5A-6)$$

地動加速度による入力エネルギーは(5A-7)式のように表される。

$$\begin{aligned} E^g &= \int_0^\infty \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ -(i\omega \mathbf{H}^g)^T \mathbf{M}\mathbf{1} \right\} |\ddot{U}_g|^2 d\omega \\ &= \int_0^\infty \sum_{n=1}^N \left[\frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ \frac{i\omega M_n}{\omega_n^2 - \omega^2 + 2ih_n \omega_n \omega} \right\} \right] |\ddot{U}_g|^2 d\omega \\ &= \int_0^\infty \sum_{n=1}^N H_{E,n}^g |\ddot{U}_g|^2 d\omega \end{aligned} \quad (5A-7)$$

ここで $H_{E,n}^g$ は n 次モードのエネルギー伝達関数を表す (Takewaki (2004))。

一方で、 \mathbf{H}^f は(5A-8)式のように変形できる (変位応答を弾性モードで展開し、固有モードの \mathbf{M} に関する直交性を用いる)。

$$\mathbf{H}^f = \frac{-1}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2ih_1 \omega_1 \omega} \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 \quad (5A-8)$$

(5A-6)式と(5A-8)式を見比べることにより、 $\mathbf{H}^f = \mathbf{H}_1^g$ であることが確認できる。従って、擬似 DI に対する全応答は、DI に対する 1 次モード応答に等しい。水平外力による入力エネルギー

ギーは(5A-9)式のように表される。

$$\begin{aligned}
E^f &= \int_0^\infty \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ -(i\omega \mathbf{H}^f)^T \mathbf{M}(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) \right\} |F|^2 d\omega \\
&= \int_0^\infty \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ \frac{i\omega M_1}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2ih_1\omega_1\omega} \right\} |F|^2 d\omega \\
&= \int_0^\infty H_E^f |F|^2 d\omega
\end{aligned} \tag{5A-9}$$

(5A-7)式と(5A-9)式を見比べることにより、 $H_E^f = H_{E,1}^g$ であることが確認できる。

<非比例減衰多自由度系のエネルギー伝達関数 (1)>

多自由度系が非比例減衰の場合、(5A-1a, b)式を Foss の形式を用いて(5A-10a, b)式のように書き直す。

$$\mathbf{a}\dot{\mathbf{z}} + \mathbf{b}\mathbf{z} = - \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g \end{pmatrix}, \mathbf{a} = \begin{pmatrix} \mathbf{O} & \mathbf{M} \\ \mathbf{M} & \mathbf{C} \end{pmatrix}, \mathbf{b} = \begin{pmatrix} -\mathbf{M} & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{K} \end{pmatrix}, \mathbf{z} = \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \mathbf{u} \end{pmatrix} \tag{5A-10a}$$

$$\mathbf{a}\dot{\mathbf{z}} + \mathbf{b}\mathbf{z} = - \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1)\ddot{u}_g \end{pmatrix}, \mathbf{a} = \begin{pmatrix} \mathbf{O} & \mathbf{M} \\ \mathbf{M} & \mathbf{C} \end{pmatrix}, \mathbf{b} = \begin{pmatrix} -\mathbf{M} & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{K} \end{pmatrix}, \mathbf{z} = \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \mathbf{u} \end{pmatrix} \tag{5A-10b}$$

m 次の固有モードは(5A-11)式のように表される。

$$\boldsymbol{\kappa}_m = \begin{pmatrix} \lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m \\ \boldsymbol{\Psi}_m \end{pmatrix} \quad (m=1, \dots, 2N) \tag{5A-11}$$

固有モードの \mathbf{a}, \mathbf{b} に関する直交性は(5A-12)式のように表される。

$$\boldsymbol{\kappa}_j^T \mathbf{a} \boldsymbol{\kappa}_m = 0, \boldsymbol{\kappa}_j^T \mathbf{b} \boldsymbol{\kappa}_m = 0 \quad (j \neq m) \tag{5A-12}$$

\mathbf{z} を(5A-13)式のように複素モードで展開する。

$$\mathbf{z} = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \{ \boldsymbol{\kappa}_n z_n(t) + \bar{\boldsymbol{\kappa}}_n \bar{z}_n(t) \} \tag{5A-13}$$

(5A-10a)式にフーリエ変換を施し、 $\boldsymbol{\kappa}_m^T = (\lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m^T \ \boldsymbol{\Psi}_m^T)$ を左乗すると(5A-14)式が得られる。

$$(\lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m^T \ \boldsymbol{\Psi}_m^T)(i\omega \mathbf{a} + \mathbf{b}) \begin{pmatrix} \lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m \\ \boldsymbol{\Psi}_m \end{pmatrix} Z_m = -\boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{M} \mathbf{1} \ddot{u}_g \tag{5A-14}$$

左辺の Z_m の係数を展開して、(5A-15)式を得る。

$$\begin{aligned}
&(\lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m^T \ \boldsymbol{\Psi}_m^T)(i\omega \mathbf{a} + \mathbf{b}) \begin{pmatrix} \lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m \\ \boldsymbol{\Psi}_m \end{pmatrix} = (\lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m^T \ \boldsymbol{\Psi}_m^T) \begin{pmatrix} -\mathbf{M} & i\omega \mathbf{M} \\ i\omega \mathbf{M} & \mathbf{K} + i\omega \mathbf{C} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m \\ \boldsymbol{\Psi}_m \end{pmatrix} \\
&= (-\lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{M} + i\omega \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{M} \quad i\omega \lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{M} + \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{K} + i\omega \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{C}) (\lambda_m \boldsymbol{\Psi}_m^T \ \boldsymbol{\Psi}_m^T)^T \\
&= (-\lambda_m^2 + 2i\omega \lambda_m) \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{M} \boldsymbol{\Psi}_m + i\omega \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{C} \boldsymbol{\Psi}_m + \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{K} \boldsymbol{\Psi}_m \\
&= -\{\omega^2 - (i\lambda_m + \omega)^2\} \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{M} \boldsymbol{\Psi}_m + i\omega \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{C} \boldsymbol{\Psi}_m + \boldsymbol{\Psi}_m^T \mathbf{K} \boldsymbol{\Psi}_m
\end{aligned} \tag{5A-15}$$

(5A-14), (5A-15)式より、

$$\frac{Z_m}{\ddot{U}_g} = \frac{-\boldsymbol{\psi}_m^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{-\{\omega^2 - (i\lambda_m + \omega)^2\} \boldsymbol{\psi}_m^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_m + i\omega \boldsymbol{\psi}_m^T \mathbf{C} \boldsymbol{\psi}_m + \boldsymbol{\psi}_m^T \mathbf{K} \boldsymbol{\psi}_m} \quad (5A-16)$$

従って、地動加速度に対する伝達関数 \mathbf{H}^g と入力エネルギーは(5A-17a, b, c)式のように得られる。

$$\mathbf{H}_n^g = \frac{\mathbf{U}_n}{\ddot{U}_g} = \frac{-\boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{-\{\omega^2 - (i\lambda_n + \omega)^2\} \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_n + i\omega \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\psi}_n + \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{K} \boldsymbol{\psi}_n} \boldsymbol{\psi}_n \quad (5A-17a)$$

$$+ \frac{-\bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{-\{\omega^2 - (i\bar{\lambda}_n + \omega)^2\} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + i\omega \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{C} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{K} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n$$

$$\mathbf{H}^g = \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^g \quad (5A-17b)$$

$$E^g = \int_0^\infty \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ -(i\omega \mathbf{H}^g)^T \mathbf{M} \mathbf{1} \right\} |\ddot{U}_g|^2 d\omega$$

$$= \int_0^\infty \sum_{n=1}^N \left[\frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ -(i\omega \mathbf{H}_n^g)^T \mathbf{M} \mathbf{1} \right\} \right] |\ddot{U}_g|^2 d\omega \quad (5A-17c)$$

$$= \int_0^\infty \sum_{n=1}^N H_{E,n}^g |\ddot{U}_g|^2 d\omega$$

同様に、 $\mathbf{v} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ で表される水平外力を介した伝達関数 \mathbf{H}^f と入力エネルギーは(5A-18a, b, c)式のように表される。

$$\mathbf{H}_n^f = \frac{\mathbf{U}_n}{F} = \frac{-\boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1)}{-\{\omega^2 - (i\lambda_n + \omega)^2\} \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_n + i\omega \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\psi}_n + \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{K} \boldsymbol{\psi}_n} \boldsymbol{\psi}_n \quad (5A-18a)$$

$$+ \frac{-\bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1)}{-\{\omega^2 - (i\bar{\lambda}_n + \omega)^2\} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + i\omega \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{C} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{K} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n$$

$$\mathbf{H}^f = \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^f \quad (5A-18b)$$

$$E^f = \int_0^\infty \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ -(i\omega \mathbf{H}^f)^T \mathbf{M} (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) \right\} |F|^2 d\omega$$

$$= \int_0^\infty \sum_{n=1}^N \left[\frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ -(i\omega \mathbf{H}_n^f)^T \mathbf{M} (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) \right\} \right] |F|^2 d\omega \quad (5A-18c)$$

$$= \int_0^\infty \sum_{n=1}^N H_{E,n}^f |\ddot{U}_g|^2 d\omega$$

<非比例減衰多自由度系のエネルギー伝達関数 (2)>

ここでは、インパルス応答のフーリエ変換により、非比例減衰多自由度系のエネルギー伝達関数を誘導する。これは、(5A-7)、(5A-9)式との表現の統一性を考慮したものである。5.2.3節の(5-16a)式より、地動加速度に対するインパルス応答は(5A-19)式で表される。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{e^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j}^g (\alpha_j \boldsymbol{\phi}_j) \sin(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}^g) \quad (5A-19)$$

(5A-19)式に対してフーリエ変換を施すことにより、伝達関数を(5A-20a, b)式のように得る。

$$\begin{aligned}
\mathbf{H}_n^g &= \int_0^\infty \left\{ \frac{-e^{-h_n^* \omega_n^* t}}{\omega_{Dn}^*} \sum_{j=1}^N \mu_{n,j}^g (\alpha_j \Phi_j) \sin(\omega_{Dn}^* t - \theta_{n,j}^g) \right\} e^{-i\omega t} dt \\
&= \sum_{j=1}^N \left\{ \int_0^\infty \frac{-e^{-h_n^* \omega_n^* t}}{\omega_{Dn}^*} \mu_{n,j}^g (\alpha_j \Phi_j) \sin(\omega_{Dn}^* t - \theta_{n,j}^g) e^{-i\omega t} dt \right\} \\
&= \sum_{j=1}^N \left\{ \frac{-\mu_{n,j}^g (\alpha_j \Phi_j)}{2i\omega_{Dn}^*} \int_0^\infty e^{-h_n^* \omega_n^* t} \left(e^{i(\omega_{Dn}^* t - \theta_{n,j}^g)} - e^{-i(\omega_{Dn}^* t - \theta_{n,j}^g)} \right) e^{-i\omega t} dt \right\} \\
&= \sum_{j=1}^N \left\{ \frac{-\mu_{n,j}^g (\alpha_j \Phi_j)}{2i\omega_{Dn}^*} \int_0^\infty \left(e^{-i\theta_{n,j}^g} e^{(-h_n^* \omega_n^* - i\omega + i\omega_{Dn}^*)t} - e^{i\theta_{n,j}^g} e^{(-h_n^* \omega_n^* - i\omega - i\omega_{Dn}^*)t} \right) dt \right\} \\
&= \sum_{j=1}^N \left\{ \frac{-\mu_{n,j}^g (\alpha_j \Phi_j)}{2i\omega_{Dn}^*} \left(\frac{e^{-i\theta_{n,j}^g}}{h_n^* \omega_n^* + i\omega - i\omega_{Dn}^*} - \frac{e^{i\theta_{n,j}^g}}{h_n^* \omega_n^* + i\omega + i\omega_{Dn}^*} \right) \right\} \\
&= \sum_{j=1}^N \left\{ \frac{-\mu_{n,j}^g (\alpha_j \Phi_j)}{2i\omega_{Dn}^*} \left(\frac{e^{-i\theta_{n,j}^g} [h_n^* \omega_n^* + i\omega + i\omega_{Dn}^*]}{(h_n^* \omega_n^* + i\omega)^2 + (\omega_{Dn}^*)^2} - \frac{e^{i\theta_{n,j}^g} [h_n^* \omega_n^* + i\omega - i\omega_{Dn}^*]}{(h_n^* \omega_n^* + i\omega)^2 + (\omega_{Dn}^*)^2} \right) \right\} \\
&= \sum_{j=1}^N \left\{ \frac{-\mu_{n,j}^g (\alpha_j \Phi_j)}{2i\omega_{Dn}^*} \cdot \frac{-2i(h_n^* \omega_n^* + i\omega) \sin(\theta_{n,j}^g) + 2i\omega_{Dn}^* \cos(\theta_{n,j}^g)}{(h_n^* \omega_n^* + i\omega)^2 + (\omega_{Dn}^*)^2} \right\} \tag{5A-20a} \\
&= \sum_{j=1}^N \left\{ -\mu_{n,j}^g (\alpha_j \Phi_j) \frac{-[(h_n^* \omega_n^* + i\omega) / \omega_{Dn}^*] \sin(\theta_{n,j}^g) + \cos(\theta_{n,j}^g)}{(h_n^* \omega_n^* + i\omega)^2 + (\omega_{Dn}^*)^2} \right\} \\
&= \sum_{j=1}^N \left\{ -\mu_{n,j}^g (\alpha_j \Phi_j) \frac{-[(h_n^* \omega_n^* + i\omega) / \omega_{Dn}^*] \sin(\theta_{n,j}^g) + \cos(\theta_{n,j}^g)}{(\omega_n^*)^2 - \omega^2 + 2ih_n^* \omega_n^* \omega} \right\} \\
\mathbf{H}^g &= \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^g \tag{5A-20b}
\end{aligned}$$

入力エネルギーは(5A-21a, b)式のように表される。

$$\begin{aligned}
E_n^g &= \int_0^\infty \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ -(i\omega \mathbf{H}_n^g)^T \mathbf{M} \mathbf{1} \right\} |\ddot{U}_g|^2 d\omega \\
&= \int_0^\infty \sum_{j=1}^N \left[\frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ \frac{i\omega \mu_{n,j}^g M_j \left(-[(h_n^* \omega_n^* + i\omega) / \omega_{Dn}^*] \sin(\theta_{n,j}^g) + \cos(\theta_{n,j}^g) \right)}{(\omega_n^*)^2 - \omega^2 + 2ih_n^* \omega_n^* \omega} \right\} \right] |\ddot{U}_g|^2 d\omega \tag{5A-21a} \\
&= \int_0^\infty H_{E,n}^g |\ddot{U}_g|^2 d\omega
\end{aligned}$$

$$E^g = \sum_{n=1}^N E_n^g \tag{5A-21b}$$

次に水平外力を介したエネルギー伝達関数を導く。5.3.2 節の(5-29a)式より、影響ベクトルが $\mathbf{l} = \alpha_1 \Phi_1$ で表される水平外力に対するインパルス応答は(5A-22)式で表される。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-e^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \mu_{i,j} (\alpha_j \boldsymbol{\varphi}_j) \sin(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}) \quad (5A-22)$$

(5A-22)式に対してフーリエ変換を施すことにより、伝達関数を(5A-23a, b)式のように得る。

$$\mathbf{H}_n^f = \mathbf{U}_n / F = \sum_{j=1}^N \left\{ -\mu_{n,j} (\alpha_j \boldsymbol{\varphi}_j) \frac{-[(h_n^* \omega_n^* + i\omega) / \omega_{Dn}^*] \sin(\theta_{n,j}) + \cos(\theta_{n,j})}{(\omega_n^*)^2 - \omega^2 + 2ih_n^* \omega_n^* \omega} \right\} \quad (5A-23a)$$

$$\mathbf{H}^f = \mathbf{U} / F = \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^f \quad (5A-23b)$$

入力エネルギーは(5A-24a, b)式のように表される。

$$\begin{aligned} E_n^f &= \int_0^\infty \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ -(i\omega \mathbf{H}_n^f)^T \mathbf{M}(\alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1) \right\} |F|^2 d\omega \\ &= \int_0^\infty \left[\frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left\{ \frac{i\omega \mu_{n,1} M_1 \left(-[(h_n^* \omega_n^* + i\omega) / \omega_{Dn}^*] \sin(\theta_{n,j}) + \cos(\theta_{n,j}) \right)}{(\omega_n^*)^2 - \omega^2 + 2ih_n^* \omega_n^* \omega} \right\} \right] |F|^2 d\omega \quad (5A-24a) \\ &= \int_0^\infty H_{E,n}^f |F|^2 d\omega \end{aligned}$$

$$E^f = \sum_{n=1}^N E_n^f \quad (5A-24b)$$

5.3.2 節の(5-31a, b)式に示したように、 $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ で表される水平外力による n 次モードへの入力エネルギーは $\mu_{n,1}$ のみに依存し、 $\mu_{n,2}, \dots, \mu_{n,N}$ には依存しない。

Fig. 5A-5 にエネルギー伝達関数を示す。ただし、可視性のために ω^2 を乗じている。P-Model の場合、 $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ の水平外力を介したエネルギー伝達関数は地動加速度に対する 1 次モードのエネルギー伝達関数に等しい。NP-Model の場合、水平外力の影響ベクトルが $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ と表される場合であっても全てのモードが励起される。しかし、高次モードへ入力されるエネルギーはかなり小さいことが分かる。また水平外力を介した 1 次のエネルギー伝達関数は、地動加速度に対する 1 次のエネルギー伝達関数と良好に対応している。

Fig 5-1(b)に示したように、1 サイクル正弦波のフーリエ振幅は $\omega \geq 2\pi / t_0$ の範囲で大きく減衰するため、1 次モードに共振する 1 サイクル正弦波による高次モードへの入力エネルギーは非常に小さい。また、 $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ の水平外力による高次モードへの入力エネルギーも非常に小さい。各モードのエネルギー伝達関数が、その固有円振動数付近で卓越していることを考え合わせると、1 次モードに共振する周期を有する 1 サイクル正弦波と擬似 DI に対する応答が良好に対応することが分かる。

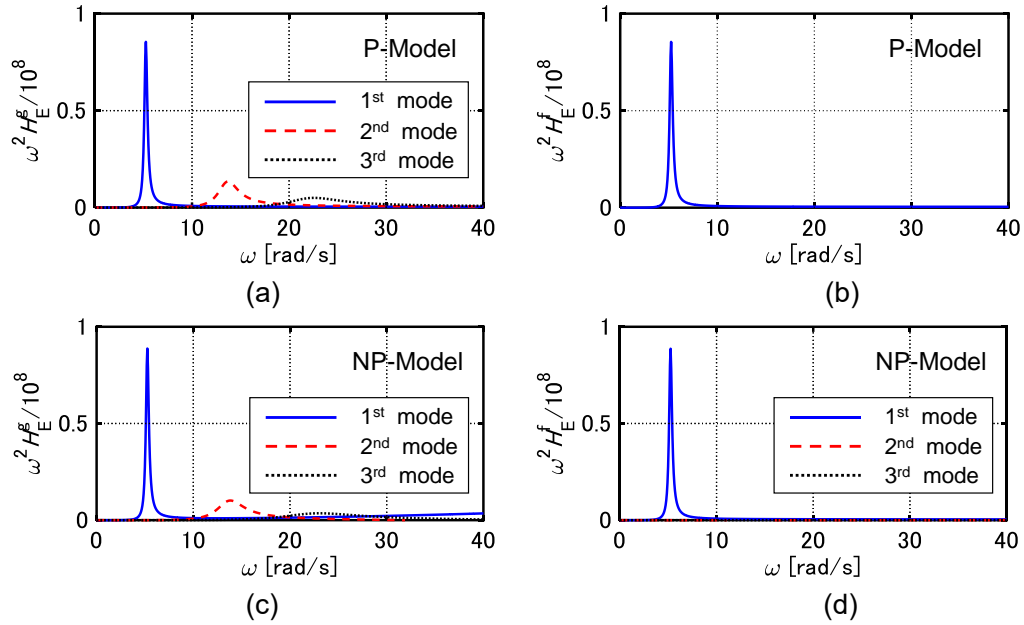


Fig. 5A-5 エネルギー伝達関数, (a) 地動加速度に対する P-Model のエネルギー伝達関数, (b) $\mathbf{v} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ の水平外力を介した P-Model のエネルギー伝達関数, (c) 地動加速度に対する NP-Model のエネルギー伝達関数, (d) $\mathbf{v} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ の水平外力を介した NP-Model のエネルギー伝達関数

Appendix 5-3 DI 及び擬似 DI に対する加速度伝達関数

<比例減衰多自由度系の加速度伝達関数>

地動加速度に対する絶対加速度伝達関数 \mathbf{H}_a^g は(5A-25)式のように表される。

$$\begin{aligned} \mathbf{H}_a^g &= (H_{a,1}^g \cdots H_{a,N}^g)^T = (\ddot{\mathbf{U}}_g \mathbf{1} - \omega^2 \mathbf{U}) / \ddot{\mathbf{U}}_g = \mathbf{1} - \omega^2 \mathbf{H}^g \\ &= \mathbf{1} + (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{1} = \mathbf{1} + \sum_{n=1}^N \frac{\omega^2}{\omega_n^2 - \omega^2 + 2ih_n \omega_n \omega} \alpha_n \boldsymbol{\varphi}_n \end{aligned} \quad (5A-25)$$

水平外力を介した加速度伝達関数の数式と比較するために、(5A-25)式においては加速度伝達関数をモード展開している。

$\mathbf{v} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ と表される水平外力を介した加速度伝達関数 \mathbf{H}_a^f は(5A-26)式のように表される。

$$\begin{aligned} \mathbf{H}_a^f &= (H_{a,1}^f \cdots H_{a,N}^f)^T = -\omega^2 \mathbf{U} / F = -\omega^2 \mathbf{H}^f \\ &= (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \omega^2 \mathbf{M} \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 = \frac{\omega^2}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2ih_1 \omega_1 \omega} \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 \end{aligned} \quad (5A-26)$$

(5A-25), (5A-26)式を見比べると、 \mathbf{H}_a^f には地動加速度を表現する項 $\mathbf{1}$ が存在せず、また \mathbf{H}_a^f は地動加速度に対する 1 次モードの「相対」加速度伝達関数に等しいことが確認できる。

<非比例減衰多自由度系の加速度伝達関数 (1)>

(5A-17a, b)式より、地動加速度に対する絶対加速度伝達関数 \mathbf{H}_a^g は(5A-27)式のように表される。

$$\begin{aligned}\mathbf{H}_a^g &= (H_{a,1}^g \cdots H_{a,N}^g)^T = (\ddot{U}_g \mathbf{1} - \omega^2 \mathbf{U}) / \ddot{U}_g = \mathbf{1} - \omega^2 \mathbf{H}^g \\ &= \mathbf{1} + (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{1} \\ &= \mathbf{1} + \sum_{n=1}^N \left\{ \frac{\omega^2 \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{-\{\omega^2 - (i\lambda_n + \omega)^2\} \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_n + i\omega \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\psi}_n + \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{K} \boldsymbol{\psi}_n} \boldsymbol{\psi}_n \right. \\ &\quad \left. + \frac{\omega^2 \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{-\{\omega^2 - (i\bar{\lambda}_n + \omega)^2\} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + i\omega \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{C} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{K} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n \right\}\end{aligned}\quad (5A-27)$$

(5A-18a, b)式より、 $\mathbf{f} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ と表される水平外力を介した加速度伝達関数 \mathbf{H}_a^f は(5A-28)式のように表される。

$$\begin{aligned}\mathbf{H}_a^f &= (H_{a,1}^f \cdots H_{a,N}^f)^T = -\omega^2 \mathbf{U} / F = -\omega^2 \mathbf{H}^f \\ &= (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \omega^2 \mathbf{M} \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 \\ &= \sum_{n=1}^N \left\{ \frac{\omega^2 \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1)}{-\{\omega^2 - (i\lambda_n + \omega)^2\} \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_n + i\omega \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\psi}_n + \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{K} \boldsymbol{\psi}_n} \boldsymbol{\psi}_n \right. \\ &\quad \left. + \frac{\omega^2 \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1)}{-\{\omega^2 - (i\bar{\lambda}_n + \omega)^2\} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + i\omega \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{C} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{K} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n \right\}\end{aligned}\quad (5A-28)$$

<非比例減衰多自由度系の加速度伝達関数 (2)>

(5A-20a, b)式より、地動加速度に対する絶対加速度伝達関数 \mathbf{H}_a^g は(5A-29)式のように表される。

$$\begin{aligned}\mathbf{H}_a^g &= (H_{a,1}^g \cdots H_{a,N}^g)^T = (\ddot{U}_g \mathbf{1} - \omega^2 \mathbf{U}) / \ddot{U}_g = \mathbf{1} - \omega^2 \mathbf{H}^g \\ &= \mathbf{1} + (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{1} \\ &= \mathbf{1} + \sum_{n=1}^N \sum_{j=1}^N \left\{ \omega^2 \mu_{n,j}^g (\alpha_j \boldsymbol{\phi}_j) \frac{-[(h_n^* \omega_n^* + i\omega) / \omega_{Dn}^*] \sin(\theta_{n,j}^g) + \cos(\theta_{n,j}^g)}{(\omega_n^*)^2 - \omega^2 + 2ih_n^* \omega_n^* \omega} \right\}\end{aligned}\quad (5A-29)$$

(5A-23a, b)式より、 $\mathbf{f} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ と表される水平外力を介した加速度伝達関数 \mathbf{H}_a^f は(5A-30)式のように表される。

$$\begin{aligned}\mathbf{H}_a^f &= (H_{a,1}^f \cdots H_{a,N}^f)^T = -\omega^2 \mathbf{U} / F = -\omega^2 \mathbf{H}^f \\ &= (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \omega^2 \mathbf{M} \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 \\ &= \sum_{n=1}^N \sum_{j=1}^N \left\{ \omega^2 \mu_{n,j}^f (\alpha_j \boldsymbol{\phi}_j) \frac{-[(h_n^* \omega_n^* + i\omega) / \omega_{Dn}^*] \sin(\theta_{n,j}^f) + \cos(\theta_{n,j}^f)}{(\omega_n^*)^2 - \omega^2 + 2ih_n^* \omega_n^* \omega} \right\}\end{aligned}\quad (5A-30)$$

P-Model、NP-Model の地動加速度に対する頂部加速度伝達関数 $\mathbf{H}_{a,N}^g$ 及び水平外力を介し

た頂部加速度伝達関数 $\mathbf{H}_{a,N}^f$ を次ページの Fig. 5A-6 に示す。 $\mathbf{H}_{a,N}^f$ は $\omega=0$ 付近において 0 に近い値をとり、また $\mathbf{H}_{a,N}^g, \mathbf{H}_{a,N}^f$ は高振動数域において振幅及び位相が大きく異なることが分かる。これらの差異は、水平外力を扱う際には地動加速度が存在しないこと、及び高次モードがほとんど励起されないことに起因する。高振動数域において $\mathbf{H}_{a,N}^f$ の実部がほぼ一定となり、かつ虚部がほとんど 0 となることに関しては、次ページで詳細に説明する。

1 サイクル正弦波のフーリエ振幅は $\omega \geq 2\pi/t_0$ の範囲で大きく減衰するため、1 次モードに共振する 1 サイクル正弦波に対する絶対加速度応答に、高次モードはほとんど寄与しない。また擬似 DI も高次モード応答をほとんど励起しない入力である。従って、地動加速度の有無によって加速度応答にわずかな差は（特に低層部に）生じるものの、1 次モードに共振する 1 サイクル正弦波に対する絶対加速度応答及び擬似 DI に対する相対加速度応答は良好に対応すると考えられる。一方で、DI は高振動数域に大きな成分を有するため、加速度応答への高次モードの寄与は無視できない。

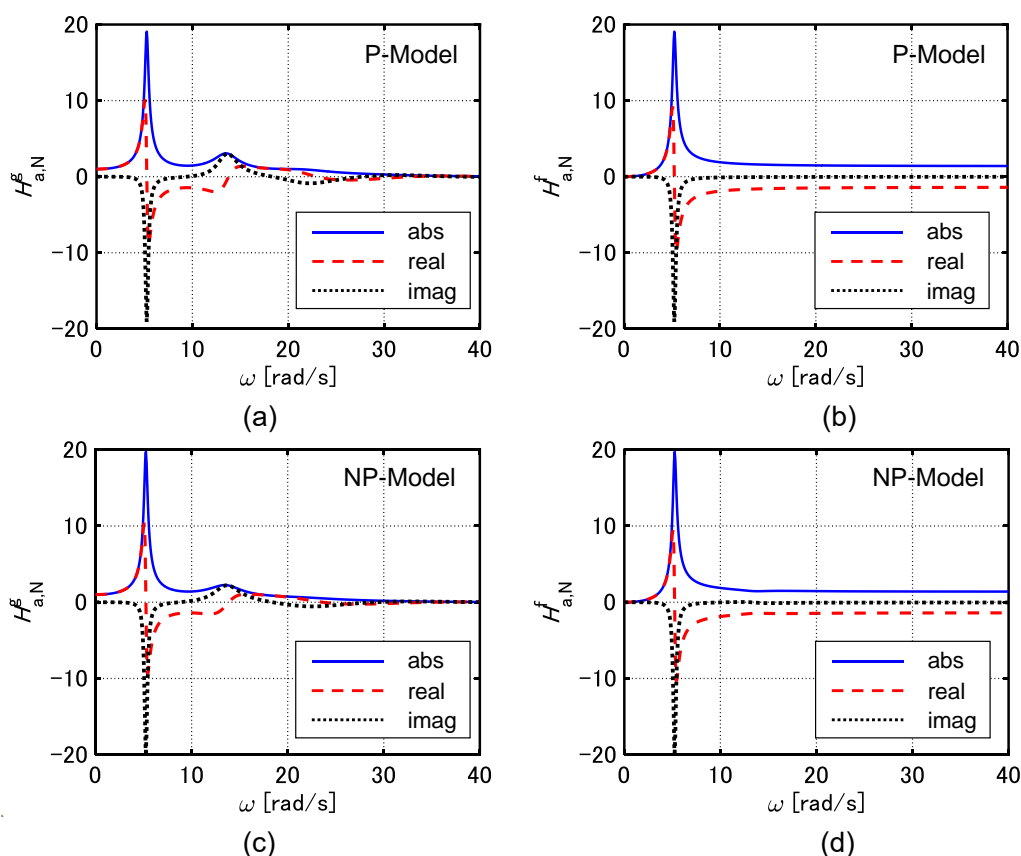


Fig. 5A-6 頂部加速度伝達関数, (a) 地動加速度に対する P-Model の頂部加速度伝達関数, (b) $u = \alpha_1 \phi_1$ の水平外力を介した P-Model の頂部加速度伝達関数, (c) 地動加速度に対する NP-Model の頂部加速度伝達関数, (d) $u = \alpha_1 \phi_1$ の水平外力を介した NP-Model の頂部加速度伝達関数

Fig. 5A-6に見られるように、 $\mathbf{H}_{a,N}^g$ は実部・虚部ともに高振動数域において値がほぼ0となる一方で、 $\mathbf{H}_{a,N}^f$ の実部の振幅は0でない定数に収束している。一見すれば、擬似DIに対する加速度応答の方がDIに対するそれよりも大きくなるような印象を与えるものの、そうではない。これらに関して、比例減衰系を用いた補足説明を以下のように示す。

比例減衰系の場合、 \mathbf{H}_a^f は(5A-31)式のように書き直すことが可能である。

$$\begin{aligned}\mathbf{H}_a^f &= \frac{\omega^2}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2ih_1\omega_1\omega} \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 = \frac{(\omega_1^2 + 2ih_1\omega_1\omega) - (\omega_1^2 - \omega^2 + 2ih_1\omega_1\omega)}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2ih_1\omega_1\omega} \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 \\ &= \left\{ \frac{\omega_1^2}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2ih_1\omega_1\omega} + \frac{i\omega(2h_1\omega_1)}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2ih_1\omega_1\omega} - 1 \right\} \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 \\ &= -\omega_1^2 \mathbf{H}_d^f - (2h_1\omega_1) \mathbf{H}_v^f - \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1\end{aligned}\tag{5A-31}$$

擬似DIの第1インパルスに対する応答は、(5A-31)式に v を乗じたものを逆フーリエ変換することによって得られる。特に $\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ の逆フーリエ変換は $(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) \delta(t)$ である。すなわち、相対加速度伝達関数が高振動数域に有する成分はデルタ関数を表す。インパルスのような入力を受け、インパルスのような相対加速度応答が生じる。このことは、インパルス入力後に相対速度応答が急激に生じることからも理解される（相対加速度応答を積分したものが相対速度応答である）。相対加速度応答におけるデルタ関数を最大床加速度の「評価値」には含めないものとする、最大床加速度の「評価値」は結局高次モードの励起度合いが大きく影響する。従って、高次モード応答をほぼ励起しない擬似DIに対する最大加速度は、DIに対するそれよりも普通小さく評価される。高次モードの励起度合いを例証するものとして、地動加速度に対する頂部「相対」加速度伝達関数と $\mathbf{v} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ の水平外力を介した頂部相対加速度伝達関数をモード毎にFig. 5A-7に示す。

また地動加速度に対する絶対加速度伝達関数に関して、各モードの相対加速度伝達関数と地動加速度を表現する項 $\mathbf{1}$ が足し合わされることにより、高振動数域での成分がほとんど0となっている（例えば、(5A-25)式の右辺に関して、(5A-32)式が成立する）。

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} \left\{ \mathbf{1} + \sum_{n=1}^N \frac{\omega^2}{\omega_n^2 - \omega^2 + 2ih_n\omega_n\omega} \alpha_n \boldsymbol{\phi}_n \right\} = \mathbf{1} - \mathbf{1} = \mathbf{0}\tag{5A-32}$$

これは、インパルスのような地動入力と相対加速度応答が打ち消しあって、絶対加速度は非インパルスのように応答することを示している（インパルスが作用する瞬間における絶対加速度は0となる）。

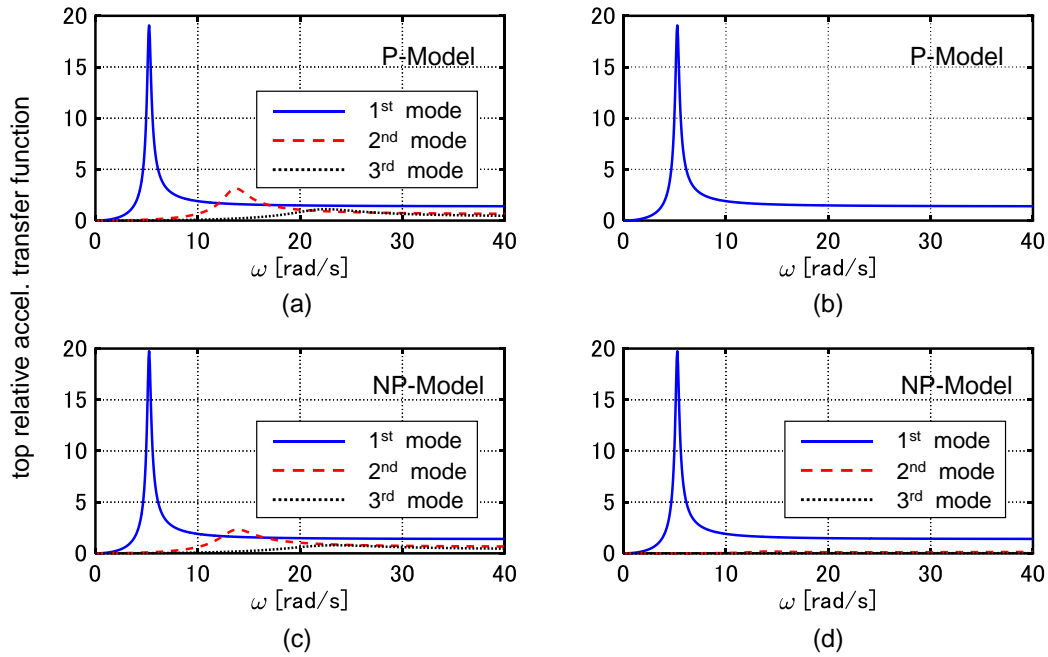


Fig. 5A-7 頂部相対加速度伝達関数, (a) 地動加速度に対する P-Model の頂部加速度伝達関数, (b) $\iota = \alpha_1 \phi_1$ の水平外力を介した P-Model の頂部加速度伝達関数, (c) 地動加速度に対する NP-Model の頂部加速度伝達関数, (d) $\iota = \alpha_1 \phi_1$ の水平外力を介した NP-Model の頂部加速度伝達関数

Appendix 5-4 弾性比例減衰多自由度系の極限的擬似 DI に対する最大応答の位相特性

弾性比例減衰多自由度系の擬似 DI に対する変位・速度応答は(5-22a, b), (5-23a,b)式のように得られていた。Fig. 5A-8 は、それらを複素平面上で表現したものである（ただし、共役複素解のうち片方のみを示している）。速度応答は変位応答よりも位相が $(\pi/2 + \phi_1)$ だけ先行しており、また加速度応答は速度応答よりも位相が $(\pi/2 + \phi_1)$ だけ先行している。すなわち、時間微分の操作により、位相は $(\pi/2 + \phi_1)$ 進められる。変位応答が極値を取る時刻は速度応答が 0 となる時刻であるため、第 1 インパルスに対する変位応答が最大となる時刻 $t_{d,1}$ は(5A-33)式のように表される。

$$t_{d,1} = \frac{(\pi/2) - \phi_1}{\omega_{D1}} \quad (5A-33)$$

同様に、第 1 インパルスに対する加速度応答が最大となる時刻 $t_{a,1}$ は(5A-34)式のように表される。

$$t_{a,1} = \frac{(\pi/2) - 3\phi_1}{\omega_{D1}} \quad (5A-34)$$

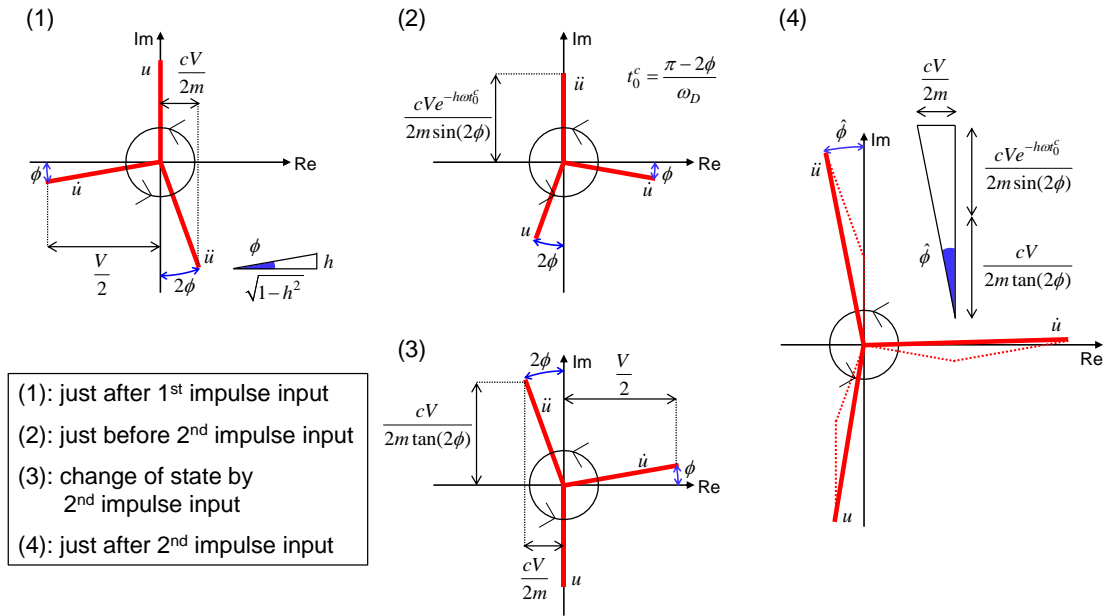


Fig. 5A-8 極限的擬似 DI に対する弾性比例減衰多自由度系の応答の複素表示

第 1 インパルスに対する速度応答が最大となる時刻はインパルス入力直後である。その後、速度応答が再び極大となる時刻 $t_{v,1}$ は(5A-35)式のように表される。

$$t_{v,1} = \frac{\pi - 2\phi_1}{\omega_{D1}} \quad (5A-35)$$

尚、 $t_{v,1}$ は極限的タイミング t_0^c に等しい。次に、極限的擬似 DI の第 2 インパルスに対する応答が最大となる時刻を導くため、位相角 $\hat{\phi}_1$ を(5A-36)式のように定義する。

$$\hat{\phi}_1 = \arctan \frac{\sin(2\phi_1)}{\cos(2\phi_1) + \exp(-h_1 \omega_1 t_0^c)} \quad (5A-36)$$

極限的擬似 DI の第 2 インパルス入力直後に加速度応答が虚軸に対して先行している位相角が $\hat{\phi}_1$ である (Fig. 5A-8)。 $\hat{\phi}_1$ は(5A-37)式を満たす。

$$\phi_1 < \hat{\phi}_1 < 2\phi_1 \quad (5A-37)$$

以上より、第 2 インパルスに対する変位応答・加速度応答が最大となる時刻 $t_{d,2}, t_{a,2}$ は(5A-38)式のように表される。

$$t_{d,2} = t_0^c + \frac{(\pi/2) - (\hat{\phi}_1 - \phi_1)}{\omega_{D1}}, t_{a,2} = t_0^c + \frac{(\pi/2) - (\phi_1 + \hat{\phi}_1)}{\omega_{D1}} \quad (5A-38)$$

第 2 インパルスに対する速度応答が最大となる時刻はインパルス入力直後である。その後、速度応答が再び極大となる時刻 $t_{v,2}$ は(5A-39)式のように表される。

$$t_{v,2} = t_0^c + \frac{\pi - \hat{\phi}_1}{\omega_{D1}} \quad (5A-39)$$

これらのタイミングを(5-22a, b), (5-23a, b)式に代入することにより、変位応答・速度応答・加速度応答の最大値の閉形表現が得られる。

Appendix 5-5 高次モードに共振する場合の擬似 DI

1 サイクル正弦波のフーリエ振幅値は $0 \leq \omega \leq 2\pi/t_0$ の範囲で大きくなり、 $\omega > 2\pi/t_0$ の範囲では振幅が大きく減衰する。従って、 $0 \leq \omega \leq 2\pi/t_0$ の範囲に固有円振動数が含まれるモードが主に励起されると考えられる。5.4 節における $t_0 = 0.3[s]$ の例では、1 サイクル正弦波により 1, 2 次モードの両方が励起されていることが確認できる。弾性 2 次モードに共振する場合 ($t_0 = T_2/2$) の 1 サイクル正弦波及び DI のフーリエ振幅スペクトルを Fig. 5A-9 に示す。尚、図中の固有円振動数は後述の 24 層せん断質点系のものを用いている。この例のように多自由度系の 3 次周期 T_3 は $T_3 < 2T_2$ となることが多く、その場合には $0 \leq \omega \leq 2\pi/t_0$ の範囲に 1-3 次の固有円振動数が含まれる。ただし、 $\omega = \omega_3$ での 1 サイクル正弦波のフーリエ振幅値は比較的小さく、結果として 3 次モードの励起も小さい可能性がある。

以上のように、2 次モードに共振する場合の 1 サイクル正弦波を擬似 DI で模擬するには、その影響ベクトルを $\mathbf{v} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\phi}_2$ または $\mathbf{v} = \sum_{i=1}^3 \alpha_i \boldsymbol{\phi}_i$ とすればよいと考えられる。一方、弾塑性モデルに対して 2 次モードに共振する時間間隔は、2 次モード慣性力の総和 $(\alpha_2 \boldsymbol{\phi}_2)^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}$ が 0 に等しい場合として繰り返しながら見出すことが可能である。このタイミングは擬似 DI の 2 次モード成分による入力エネルギーの最大化に相当するが、総入力エネルギーの最大化には相当しない (5.3.3 節参照)。

影響ベクトルに $\mathbf{v} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\phi}_2, \sum_{i=1}^3 \alpha_i \boldsymbol{\phi}_i$ を用いた擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形と最大床加速度を Fig. 5A-10 に示す。ここでは 1 次周期が 2.4 s の 24 層せん断質点系を用いている。全層等質量、各層高さ 4m とし、剛性分布は第 1 層、第 24 層の剛性の比が 2.5:1 となる台形分布である。減衰分布は 1 次減衰定数が 0.019 となる剛性比例減衰としている。また降伏変位は各層 4/150m とし、二次剛性比が 0.2 のバイリニア型復元力特性を仮定する。尚、入力レベル及び影響ベクトルによらず、判定された極限的タイミングはほぼ 0.43 s であった (非減衰 2 次周期は 0.87 s)。図より、擬似 DI に対する最大応答は 1 サイクル正弦波に対する応答の概ねの傾向を捉えることができている。

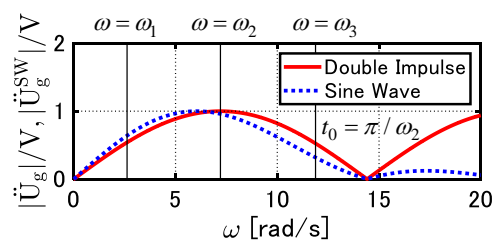


Fig. 5A-9 の 1 サイクル正弦波及び DI のフーリエ振幅スペクトル ($t_0 = T_2/2$)

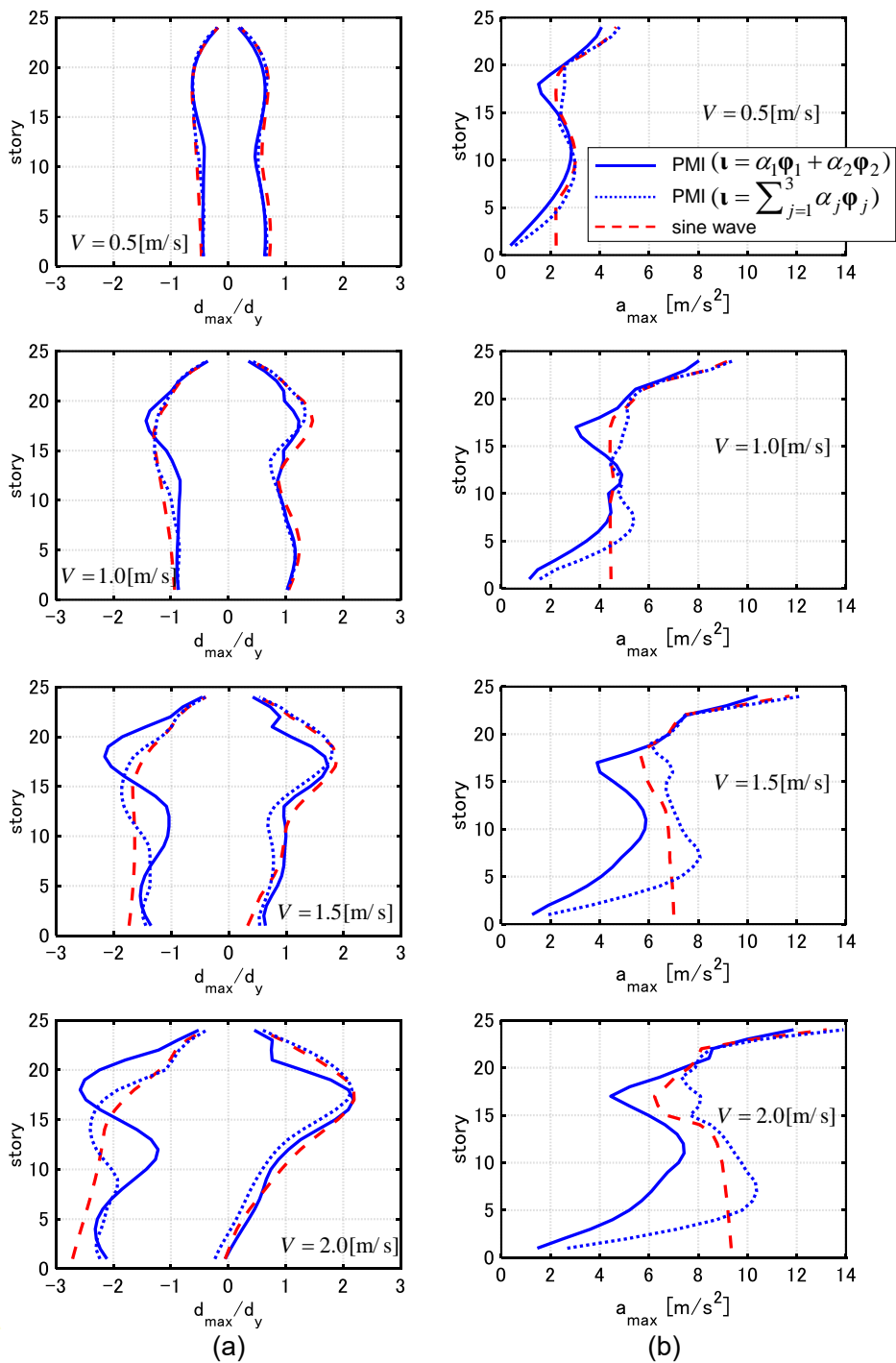


Fig. 5A-10 擬似 DI ($u = \alpha_1\phi_1 + \alpha_2\phi_2, \sum_{i=1}^3 \alpha_i\phi_i$) 及び 1 サイクル正弦波に対する
 最大層間変形及び最大床加速度, (a) 最大層間変形, (b) 最大床加速度

6章 断層近傍地震動を模擬した擬似ダブルインパルスを受ける多層建物の弾塑性極限変位応答の近似閉形表現

6.1 序

本論文の5章では擬似ダブルインパルス（擬似DI）を提案し、極限的擬似DIに対する弾塑性多自由度系の最大変形・最大床加速度が1サイクル正弦波に対する応答と良好に対応することを示した（Akehashi and Takewaki (2021)）。擬似DIとは、地動加速度としてのDIを等価な水平外力（水平衝撃外力）とみなし、また高さ方向の分布を非減衰1次モードに比例させたものである。入力エネルギーを最大化する擬似DIの極限的タイミングの条件も導かれており、時刻歴応答解析中に繰り返しなしで導くことが可能であることが示されている。比例減衰及び非比例減衰多自由度系の擬似DIに対する弾性応答も数式として導かれているものの、弾塑性最大変位応答の数式表現は導かれていない。

本章では、極限的擬似DIに対するバイリニア型復元力特性を有する非減衰多自由度系に対する最大層間変形の分布の近似閉形表現を導く。まず従来のDI（地動加速度）と擬似DI（水平衝撃外力）の差異を簡潔に説明し、影響ベクトルが弾性1次モードに比例する外力に対するモーダルカップリングについての考察を行う。次に、擬似DIに対する弾塑性多自由度系の最大層間変形の分布の近似閉形表現を導出するための解析手法として、Updated mode-controlled energy-based approach (UMEA)を提案する。動的挙動におけるモーダルカップリングとUMEAの関係について考察を行い、その後最大層間変形の分布の近似閉形表現を導出する。最後に、擬似DI、1サイクル正弦波及び断層近傍の記録地震動に対する時刻歴応答解析結果との比較により、近似閉形表現の精度検証を行う。Appendixでは、高層建物モデル、構造減衰を有するモデル及び弾塑性平面骨組に対する提案手法の適用性を検討する。また、擬似DIの極限的時間間隔の近似閉形表現を導く（Akehashi and Takewaki (2022a)）。

6.2 擬似ダブルインパルス（擬似 DI）

DI 及び 1 サイクル正弦波はともに、断層近傍地震動の fling-step 入力を模擬した入力である (Fig. 6-1)。5 章で提案した擬似 DI は、1 サイクル正弦波に対する弾塑性多自由度系の共振時最大層間変形及び最大床加速度を良好な精度で推定するためのものである。6.2.1 節では、DI と擬似 DI について説明を行う。6.2.2 節では、影響ベクトルが 1 次モードに比例する外力に対するモーダルカップリングについての考察を行う。

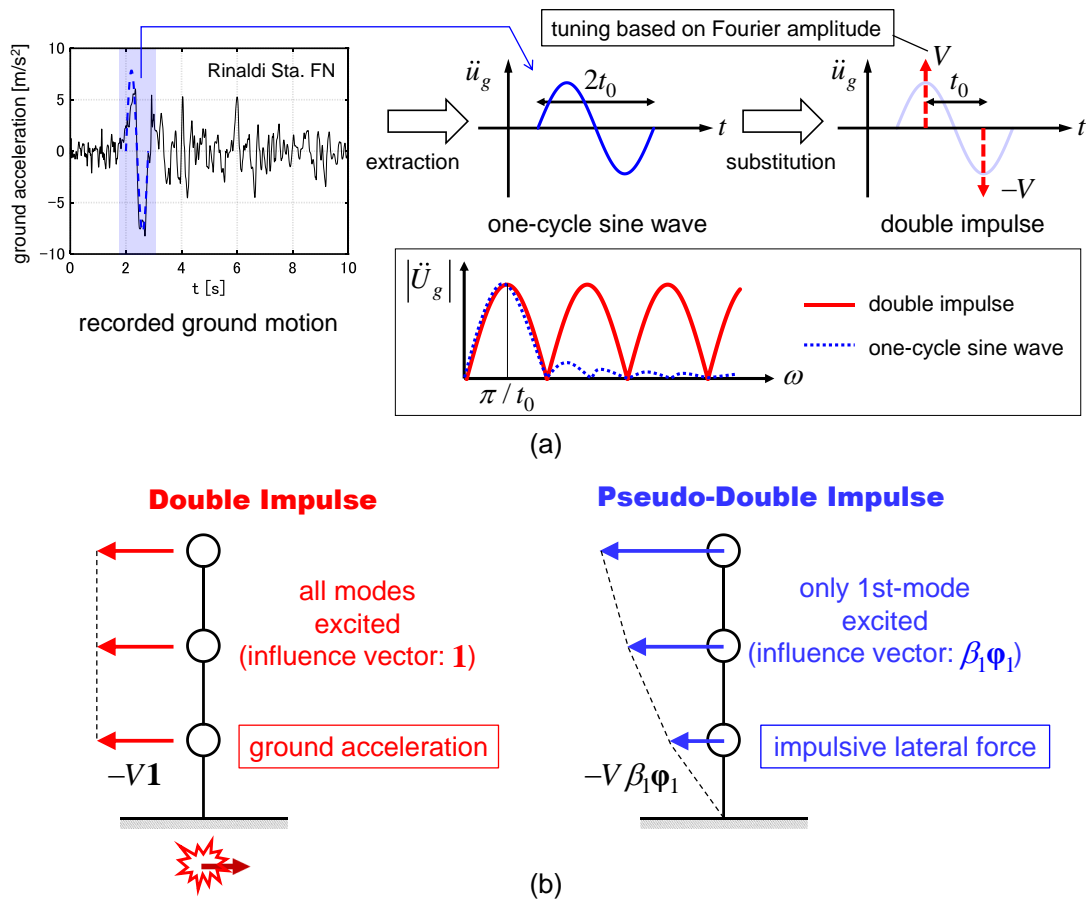


Fig. 6-1 ダブルインパルス (DI) と擬似ダブルインパルス (擬似 DI) ,
(a) DI と 1 サイクル正弦波のレベル調整, (b) DI と擬似 DI の影響ベクトルの違い

6.2.1 DI と擬似 DI

バイリニア型復元力特性を有する N 層非減衰せん断質点系を考える。 $m_i, k_i, d_{y,i}, \alpha_i$ を第 i 層の質量、層剛性、降伏変位、二次剛性比とする。また $\mathbf{M}, \mathbf{K}, \mathbf{u}, \mathbf{1}$ を質量行列、剛性行列、水平変位ベクトル、影響ベクトルとする。DI を受けるせん断質点系の運動方程式（系が弾性範囲にある場合）は(6-1)式のように表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{1}(V\delta(t) - V\delta(t-t_0)) \quad (6-1)$$

ここで δ, V, t_0 はディラックのデルタ関数、インパルスの速度振幅、2つのインパルスの時間間隔である。影響ベクトルは $\mathbf{1} = \mathbf{1}$ となる（ $\mathbf{1}$: 全ての要素が 1 のベクトル）。一方で、擬似 DI を受けるせん断質点系の運動方程式は(6-2)式のように表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}(\beta_1\boldsymbol{\varphi}_1)(V\delta(t) - V\delta(t-t_0)) \quad (6-2)$$

ここで $\boldsymbol{\varphi}_i = (\varphi_{i,1}, \dots, \varphi_{i,N})^T$, $\beta_i\boldsymbol{\varphi}_i = \{(\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M}\mathbf{1}) / (\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M}\boldsymbol{\varphi}_i)\}\boldsymbol{\varphi}_i$ は i 次モード、 i 次刺激関数を表す。擬似 DI の場合、影響ベクトルは $\mathbf{1} = \beta_1\boldsymbol{\varphi}_1$ と表される。

Fig. 6-1a に示したように、DI は高振動数域にも同程度の成分を有する入力であるため、多自由度系の DI に対する変位・加速度応答と 1 サイクル正弦波に対するそれらの対応は良好でない。これに対して、擬似 DI は非減衰弾性多自由度系の 1 次モード応答のみを励起する入力であるため、両入力に対する最大応答は良好に対応する（Akehashi and Takewaki (2021)）。

6.2.2 影響ベクトルが非減衰 1 次刺激関数に等しい場合の モーダルカップリング

非減衰 N 層せん断質点系が擬似 DI を受けて 1 次モードで自由振動しているものとし、ある時刻 \bar{t} に第 n 層が丁度降伏変位に達したものとする。また時刻 \bar{t} 以前に降伏変位に達した層はないものとする。時刻 \bar{t} での変位応答・速度応答・加速度応答を $\mathbf{u} = \gamma_{\mathbf{u}}\boldsymbol{\varphi}_1, \dot{\mathbf{u}} = \gamma_{\dot{\mathbf{u}}}\boldsymbol{\varphi}_1, \ddot{\mathbf{u}} = -\omega_1^2\gamma_{\ddot{\mathbf{u}}}\boldsymbol{\varphi}_1$ とする（ ω_1 は非減衰 1 次固有円振動数で、 $\gamma_{\mathbf{u}}, \gamma_{\dot{\mathbf{u}}}$ は非零の係数）。このとき速度応答は負荷方向に正または 0 であるため $\gamma_{\mathbf{u}}\gamma_{\dot{\mathbf{u}}} \geq 0$ である。時刻 \bar{t} の直後における運動方程式は(6-3)式のように表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}^n\mathbf{u} + \mathbf{f}^n = \mathbf{0} \quad (6-3)$$

ここで \mathbf{K}^n は第 n 層の剛性を二次剛性で置き換えた場合の剛性行列、 \mathbf{f}^n は第 $n, (n-1)$ 項が $\pm(1-\alpha_n)k_n d_{y,n} \cdot \text{sign}(\gamma_{\mathbf{u}})$ で、それ以外の項が 0 のベクトルである（Fig. 6-2a）。 $\mathbf{u}^n = (u_1, \dots, u_{n-1}, u_n + \{(1-\alpha_n)/\alpha_n\}d_{y,n} \cdot \text{sign}(\gamma_{\mathbf{u}}), \dots, u_N + \{(1-\alpha_n)/\alpha_n\}d_{y,n} \cdot \text{sign}(\gamma_{\mathbf{u}}))^T$ とおくと、時刻 t の直後における運動方程式は(6-4)式のように書き換えられる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}^n + \mathbf{K}^n\mathbf{u}^n = \mathbf{0} \quad (6-4)$$

以上のように、参照座標系の切り替えにより降伏後剛性行列を用いた自由振動の式が得られる。時刻 \bar{t} の直後における変位応答・速度応答・加速度応答は、塑性モードを用いて(6-5)~(6-7)式のように分解可能である。

$$\mathbf{u}^n = \sum_{j=1}^N \beta_{\mathbf{u}^n, j}^n \boldsymbol{\varphi}_j^n, \beta_{\mathbf{u}^n, j}^n = \{(\boldsymbol{\varphi}_j^n)^T \mathbf{M} \mathbf{u}^n\} / \{(\boldsymbol{\varphi}_j^n)^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_j^n\} \quad (6-5)$$

$$\dot{\mathbf{u}}^n = \dot{\mathbf{u}} = \sum_{j=1}^N \beta_{\dot{\mathbf{u}}^n, j}^n \boldsymbol{\varphi}_j^n, \beta_{\dot{\mathbf{u}}^n, j}^n = \{(\boldsymbol{\varphi}_j^n)^T \mathbf{M} \dot{\mathbf{u}}\} / \{(\boldsymbol{\varphi}_j^n)^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_j^n\} \quad (6-6)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}^n = \ddot{\mathbf{u}} = \sum_{j=1}^N \beta_{\ddot{\mathbf{u}}^n, j}^n \boldsymbol{\varphi}_j^n, \beta_{\ddot{\mathbf{u}}^n, j}^n = \{(\boldsymbol{\varphi}_j^n)^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}\} / \{(\boldsymbol{\varphi}_j^n)^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_j^n\} \quad (6-7)$$

ここで $\boldsymbol{\varphi}_i^n = (\varphi_{i,1}^n, \dots, \varphi_{i,N}^n)^T$ は第 n 層の剛性を二次剛性とした場合の i 次モードである。以降では、弾性剛性のみを用いて計算されるモードを弾性モード、いずれかの層剛性を降伏後剛性として計算する場合のモードを塑性モードと呼ぶ。(6-5)~(6-7)式は、参照座標系の切り替えと降伏によるモードの変化により塑性モードに運動エネルギー・(見かけの) 歪エネルギーが付与されることを意味する。このような現象をモーダルカップリングあるいは非線形カップリングという。 $\dot{\mathbf{u}}, \ddot{\mathbf{u}}$ の分布は弾性 1 次モードに比例しているものの、弾性 1 次モードと塑性モードの間に直交性は成立しない ($(\boldsymbol{\varphi}_j^n)^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_1 \neq 0$ for all $j=1, \dots, N$)。

塑性化の直後に塑性 1- N 次モードへ付与される歪エネルギーは、参照座標系の切り替えのみにより決まる。一方で、塑性化の直後に塑性 1- N 次モードへ付与される運動エネルギーは、塑性化の瞬間における速度応答のみにより決まる。二次剛性比が極端に小さい場合 (ほとんど完全弾塑性型と見なせる場合) を除いて、塑性化直前に 1 次モードが有する運動エネルギーのほとんどは塑性化直後の 1 次モードに付与される (Fig. 6-2b)。二次剛性比が極端に小さい場合の塑性化直後の 1 次モードの形状は、塑性化した層に変形が集中するものとなり、塑性化の直前・直後における 1 次モード同士の形状の乖離が大きくなるため、塑性高次モードへ分配される運動エネルギーが大きくなる。

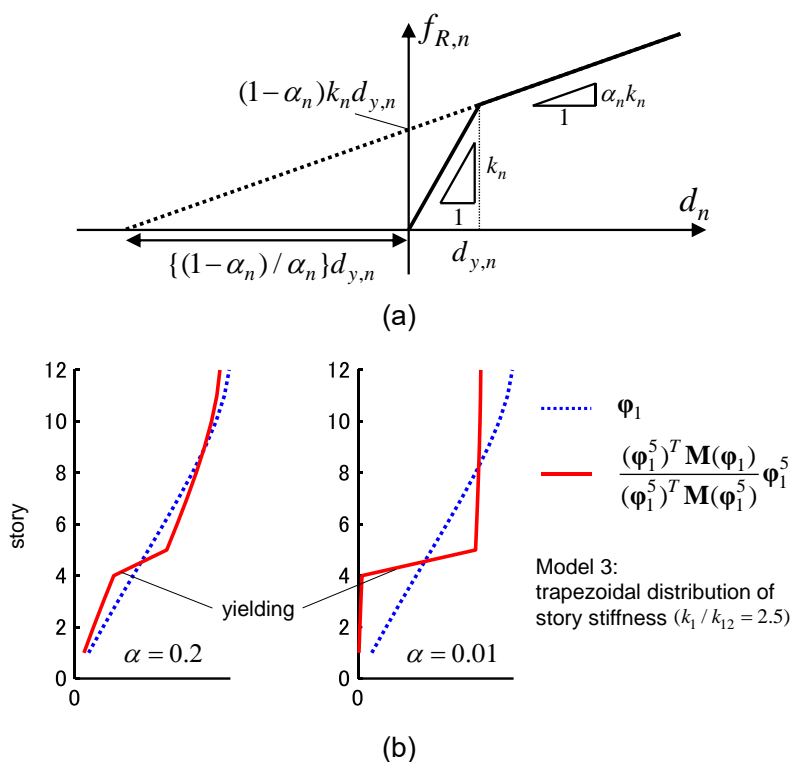


Fig. 6-2 第 n 層の復元力変位関係及び弾性 1 次モードの塑性 1 次モードによる分解の例,
 (a) 第 n 層の復元力変位関係,
 (b) 弾性 1 次モードの塑性 1 次モードによる分解 (第 5 層のみ塑性化する場合)

6.3 モード更新型エネルギーバランスアプローチ

(Updated mode-controlled energy-based approach: UMEA)

本節では、擬似 DI に対する非減衰弾塑性多自由度系の最大層間変形の近似閉形表現を導出するための解析手法として、UMEA を提案する。UMEA は、動的挙動において塑性化した層への変形集中を表現する方法である。6.3.1 節ではその解析手法についての説明を行い、6.3.2 節では塑性化によるモーダルカップリングと UMEA の関係を説明する。

6.3.1 UMEA の概念

UMEA とは、接線剛性で計算される 1 次モードに比例する増分変位を与える変位制御解析のことである。解析の初期には、弾性 1 次モードに比例する増分変位を与える。ある層 n が降伏すると、降伏後剛性 $\alpha_n k_n$ を用いて計算される塑性 1 次モード ϕ_1^n を計算し、 ϕ_1^n に比例する増分変位を与える。その後も、系が蓄える歪エネルギーが目標値 (インパルスによる入力エネルギー) に達するまで増分変位の付与と各層増分変位の比率の変更を繰り返し行

う。尚、UMEA を層が降伏する度に各層に作用させる水平外力増分の比率を変更するプッシュオーバー解析として解釈することも可能である。

バイリニア型復元力特性を有する 3DOF せん断質点系を例に UMEA を説明する (Fig. 6-3, 6-4)。Fig. 6-3 における $d_i, f_{R,i}$ は第 i 層の層間変形及び復元力を表す。解析の初期において、系は静止状態にある。弾性 1 次モード ϕ_1 に比例する変位増分を与えていくと、第 1 層が最初に降伏する (点 1)。以降では、第 1 層の降伏後剛性 $\alpha_1 k_1$ を用いて計算される塑性 1 次モード ϕ_1^1 に比例する変位増分を与える。変位増分を与え続けると、第 2 層が降伏する (点 2)。以降では、第 1, 2 層の降伏後剛性を用いて計算される塑性 1 次モード $\phi_1^{1,2}$ に比例する変位増分を与える。点 3 に到達した時点で点 3 に到達した時点で歪エネルギーの目標値 (第 1 インパルスによる入力エネルギー) に達し、以降は除荷 (逆方向への载荷) を開始する。点 3 に至るまでには第 3 層は降伏していない。除荷の初期には弾性 1 次モード ϕ_1 に比例する変位増分を与える。点 4 に到達した時点で第 1 層が再び降伏するため、以降では ϕ_1^1 に比例する変位増分を与える。点 5 に到達した時点で第 2 層が再び降伏し、以降では $\phi_1^{1,2}$ に比例する変位増分を与える。また Fig. 6-3b に示すように、点 $j, j+1$ 間では各層の変位増分には比例関係が成立する。

本研究ではバイリニア型復元力特性を有する多自由度系を扱っている。一方向の UMEA に必要な固有値解析の回数は高々 N 回である。極限的擬似 DI に対する最大層間変形分布の導出には UMEA を 2 回実行する必要があるため、その導出に必要な固有値解析の回数は高々 $2N$ 回となる。一方、極限的擬似 DI に対する時刻歴応答解析には時間 step 数だけ行列演算が必要となる。従って、UMEA による最大層間変形の分布の推定は時刻歴応答解析よりもはるかに効率的である。また、弾塑性応答に起因する収束演算も不要であるため、安定的に実行可能である。

広く用いられているプッシュオーバー解析法として、モーダルプッシュオーバー解析 (Chopra and Goel (2002)) が挙げられる。モーダルプッシュオーバー解析は弾性固有モードのみを扱い、塑性モードは扱われない。また弾塑性応答に起因する弾性モード間のカップリング現象は無視される。一方で、UMEA は弾性 1 次モードと塑性 1 次モードを使用しており、またそれらの間のカップリングに着目した方法である。

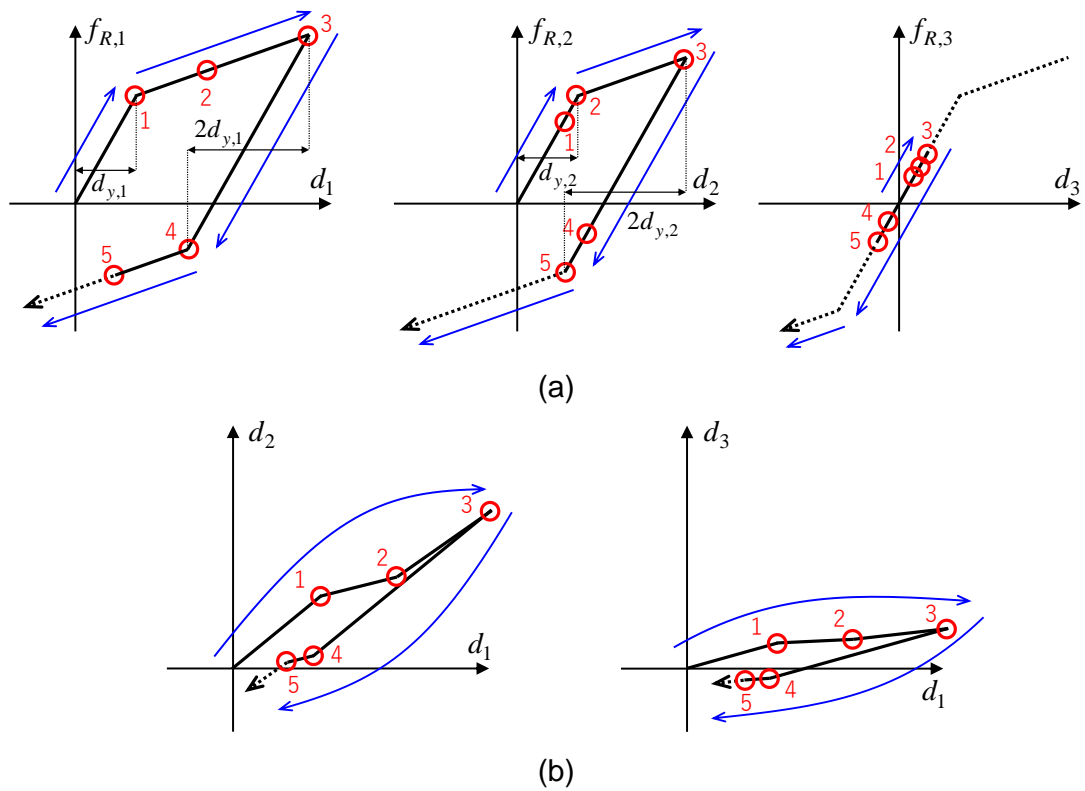


Fig. 6-3 UMEA の概要, (a) 各層の復元力変位関係, (b) 各層変形 d_1, d_2, d_3 の関係

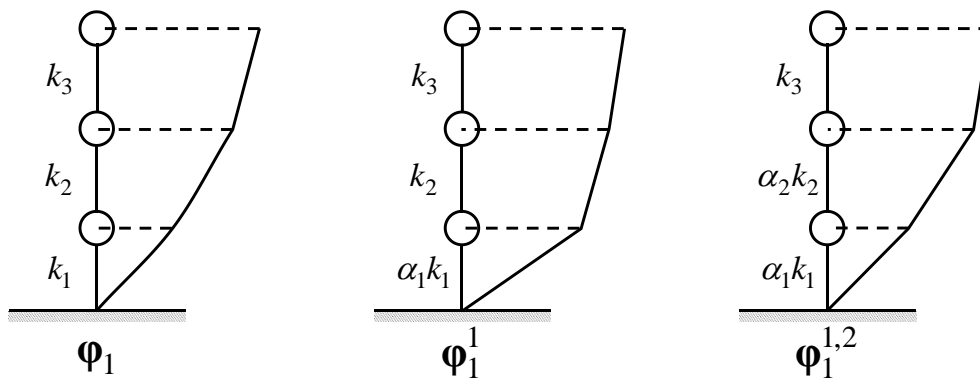


Fig. 6-4 弾性 1 次モード ϕ_1 及び塑性 1 次モード $\phi_1^1, \phi_1^{1,2}$.

6.3.2 モーダルカップリングと UMEA の関係

塑性化を考慮した構造物の動的挙動においてはモーダルカップリングが生じる。極限的擬似 DI は影響ベクトルを弾性 1 次モードに比例させた入力であり、等価 1 サイクル正弦波は長周期成分が卓越する入力であるため、これらの入力は弾性・塑性 1 次モード応答を主に励起する。また 6.2.2 節で説明したように、二次剛性比が極端に小さい場合を除いて、塑性化直前に 1 次モードが有する運動エネルギーのほとんどは塑性化直後の 1 次モードに付与される。すなわち、塑性高次モードへ付与される運動エネルギーは塑性 1 次モードへ付与される運動エネルギーに対して十分小さいとみなせる。一方、UMEA は変位応答の連続性を保つため、塑性化の瞬間に塑性高次モードに（見かけの）歪エネルギーを付与するものの、それ以上のエネルギーは付与しない。塑性 1 次モードのみへ歪エネルギーが付与されるように増分変形が与えられる。以上より、UMEA は極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する弾塑性変形応答メカニズムをうまく捉えた方法であるといえる。

6.4 極限的擬似 DI に対する最大層間変形の近似閉形表現の導出

本節では、UMEA とエネルギー平衡則に基づく極限的擬似 DI に対する最大層間変形の分布の近似閉形表現を導出する。極限的擬似 DI や等価 1 サイクル正弦波に対する動的過程では、最大変形到達前に特定の層における層間速度の一時的な反転は生じうる。これは塑性高次モードによるものである。しかし 6.3.2 節で説明したように、二次剛性比が十分に大きい場合には塑性高次モードへ付与される運動エネルギーは小さいとみなせるため、エネルギー平衡則を用いた最大層間変形分布の評価においては塑性高次モードの励起を無視する。

静止状態から負方向へ UMEA を行い、第 1 インパルスに対する最大応答を導出する。UMEA により塑性化する層の番号を $s_1^{(1)}, \dots, s_N^{(1)}$ のように順番に並べる (Fig. 6-5a)。Fig. 6-5b の 3DOF の例では $s_1^{(1)} = 1, s_2^{(1)} = 2, s_3^{(1)} = 3$ である。この例では、点 1 において第 1 層が丁度降伏、点 2 において第 2 層が丁度降伏し、第 3 層が降伏する前に点 3 で歪エネルギーが目標値に達する。第 $s_i^{(1)}$ 層が丁度降伏するときの系の層間変形分布 $\mathbf{d}^{(1), s_i^{(1)}} = (d_1^{(1), s_i^{(1)}}, \dots, d_N^{(1), s_i^{(1)}})^T$ は (6-8a, b) 式のように表される。

$$\mathbf{d}^{(1), s_1^{(1)}} = -d_{y, s_1^{(1)}} \{ \Delta_1 / \Delta_{1, s_1^{(1)}} \} \quad (6-8a)$$

$$\mathbf{d}^{(1), s_i^{(1)}} = \mathbf{d}^{(1), s_{i-1}^{(1)}} - (d_{y, s_i^{(1)}} + d_{y, s_{i-1}^{(1)}}) \{ \Delta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_{i-1}^{(1)}} / \Delta_{1, s_i^{(1)}}^{s_1^{(1)}, \dots, s_{i-1}^{(1)}} \} \quad (i = 2, \dots, N) \quad (6-8b)$$

ここで

$$\Delta_1 = \mathbf{T} \boldsymbol{\phi}_1 = (\Delta_{1,1}, \dots, \Delta_{1,N})^T \quad (6-8c)$$

$$\Delta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} = \mathbf{T} \boldsymbol{\phi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} = (\Delta_{1,1}^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}}, \dots, \Delta_{1,N}^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \quad (i = 1, \dots, N) \quad (6-8d)$$

$$\mathbf{T} = \begin{pmatrix} 1 & & & \mathbf{0} \\ -1 & \ddots & & \\ & \ddots & \ddots & \\ \mathbf{0} & & -1 & 1 \end{pmatrix} \quad (6-8e)$$

尚、 $\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}}$ 等の変位応答及び復元力は符号を込めて表現する。 $\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}}$ に到達した時点での各層の復元力 $\mathbf{f}_R^{(1),s_i^{(1)}} = (f_{R,1}^{(1),s_i^{(1)}}, \dots, f_{R,N}^{(1),s_i^{(1)}})^T$ は(6-9a, b)式のように表される。

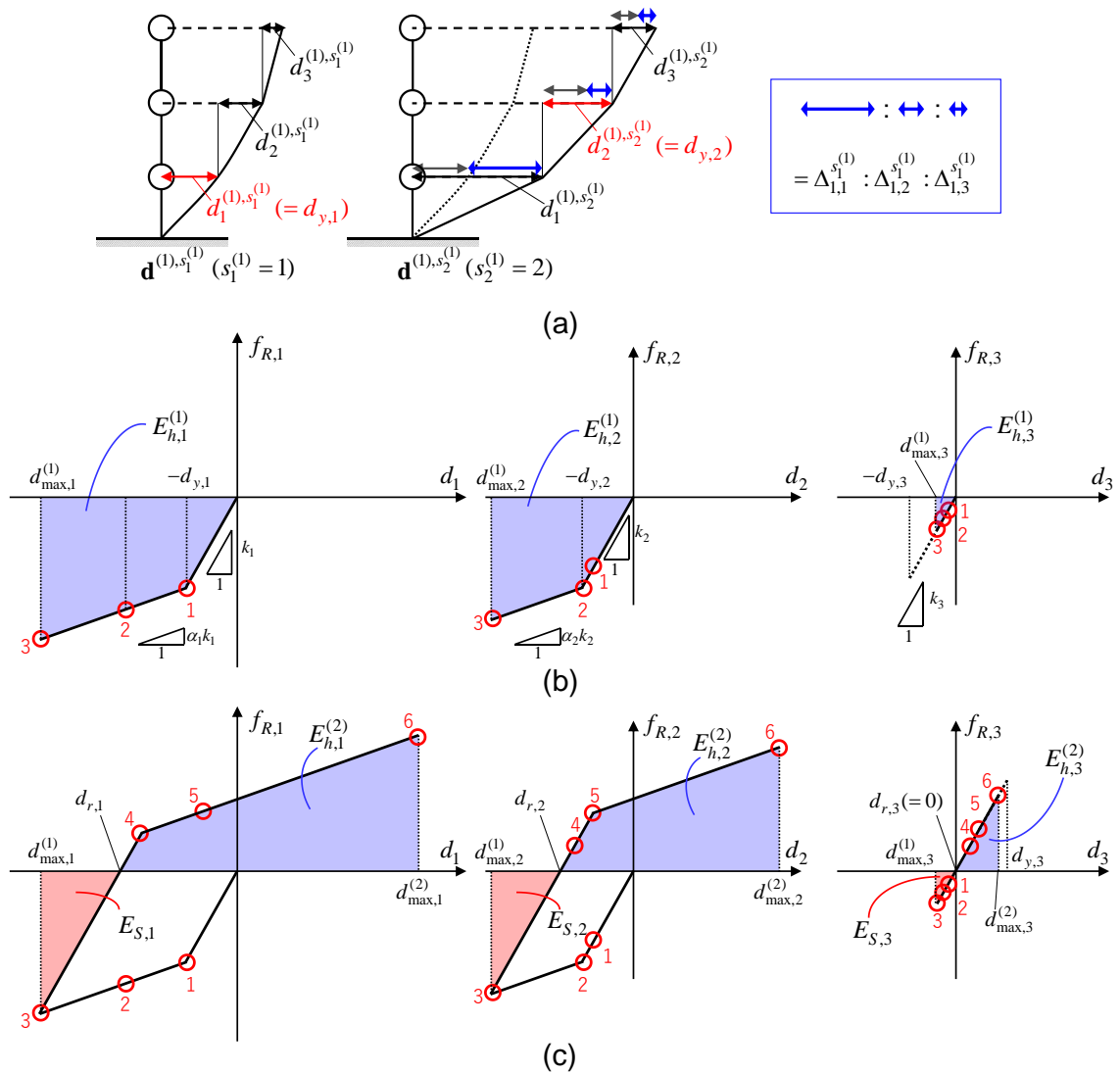


Figure 6-5 UMEAによる層間変形増分と復元力変位関係の例 (3自由度系),
 (a) $\mathbf{d}^{(1),s_1^{(1)}}$, $\mathbf{d}^{(1),s_2^{(1)}}$ 間の層間変形増分, (b) $\mathbf{d}_{\max}^{(1)}$ の評価, (c) $\mathbf{d}_{\max}^{(2)}$ の評価

$$\mathbf{f}_R^{(1),s_1^{(1)}} = -d_{y,s_1^{(1)}} \begin{pmatrix} k_1 & & \mathbf{O} \\ & \ddots & \\ \mathbf{O} & & k_N \end{pmatrix} \{\Delta_1 / \Delta_{1,s_1^{(1)}}\} \quad (6-9a)$$

$$\mathbf{f}_R^{(1),s_i^{(1)}} = \mathbf{f}_R^{(1),s_{i-1}^{(1)}} - (d_{y,s_i^{(1)}} + d_{s_i^{(1)}}^{(1),s_{i-1}^{(1)}}) \begin{pmatrix} p_1^{(1),s_{i-1}^{(1)}} k_1 & & \mathbf{O} \\ & \ddots & \\ \mathbf{O} & & p_N^{(1),s_{i-1}^{(1)}} k_N \end{pmatrix} \{\Delta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_{i-1}^{(1)}} / \Delta_{1,s_i^{(1)}}^{s_1^{(1)}, \dots, s_{i-1}^{(1)}}\} \quad (i=2, \dots, N) \quad (6-9b)$$

ここで

$$p_j^{(1),s_i^{(1)}} = \begin{cases} \alpha_j & j \in (s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}) \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (6-10)$$

$\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}}$ に到達した時点で系が原点に対して有する歪エネルギー $E_h^{(1),s_i^{(1)}}$ は(6-11a, b, c)式のように表される。

$$E_h^{(1),s_i^{(1)}} = \sum_{j=1}^N E_{h,j}^{(1),s_i^{(1)}} \quad (6-11a)$$

$$E_{h,j}^{(1),s_1^{(1)}} = \frac{1}{2k_j} (f_{R,j}^{(1),s_1^{(1)}})^2 \quad (6-11b)$$

$$E_{h,j}^{(1),s_i^{(1)}} = E_{h,j}^{(1),s_{i-1}^{(1)}} + \frac{(f_{R,j}^{(1),s_i^{(1)}} + f_{R,j}^{(1),s_{i-1}^{(1)}})(f_{R,j}^{(1),s_i^{(1)}} - f_{R,j}^{(1),s_{i-1}^{(1)}})}{2p_j^{(1),s_{i-1}^{(1)}} k_j} \quad (i=2, \dots, N) \quad (6-11c)$$

一方で $E_l^{(1)}$ は第 1 インパルスによる入力エネルギーであり、(6-12)式のように表される。

$$E_l^{(1)} = \frac{1}{2} (\beta_1 \boldsymbol{\phi}_1)^T \mathbf{M} (\beta_1 \boldsymbol{\phi}_1) V^2 \quad (6-12)$$

第 1 インパルスに対する最大層間変形 $\mathbf{d}_{\max}^{(1)}$ を導くためには、 $E_h^{(1),s_i^{(1)}} \leq E_l^{(1)} \leq E_h^{(1),s_{i+1}^{(1)}}$ を満たす i を見つける必要がある。 $E_h^{(1),s_i^{(1)}} \leq E_l^{(1)} \leq E_h^{(1),s_{i+1}^{(1)}}$ を満たす i に対して、 $\mathbf{d}_{\max}^{(1)}$ は(6-13)式を満たす。

$$\mathbf{d}_{\max}^{(1)} = (1-q)\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}} + q\mathbf{d}^{(1),s_{i+1}^{(1)}} \quad (0 \leq q \leq 1) \quad (6-13)$$

また第 1 インパルスに対する最大復元力 $\mathbf{f}_R^{(1)} = (f_{R,1}^{(1)}, \dots, f_{R,N}^{(1)})^T$ は(6-14)式のように表される。

$$\mathbf{f}_R^{(1)} = (1-q)\mathbf{f}_R^{(1),s_i^{(1)}} + q\mathbf{f}_R^{(1),s_{i+1}^{(1)}} \quad (6-14)$$

$\mathbf{d}_{\max}^{(1)}$ 到達時に原点に対して系が有する歪エネルギー $E_h^{(1)}$ は(6-15)式のように表される。

$$\begin{aligned} E_h^{(1)} &= \sum_{j=1}^N E_{h,j}^{(1)} \\ &= \sum_{j=1}^N \left\{ E_{h,j}^{(1),s_i^{(1)}} + \frac{1}{2p_j^{(1),s_i^{(1)}} k_j} (f_{R,j}^{(1)} + f_{R,j}^{(1),s_i^{(1)}})(f_{R,j}^{(1)} - f_{R,j}^{(1),s_i^{(1)}}) \right\} \end{aligned} \quad (6-15)$$

エネルギー平衡則より(6-16)式が導かれる。

$$E_l^{(1)} = E_h^{(1)} \quad (6-16)$$

(6-16)式は q の二次方程式であるため、容易に解くことができる。求まった q を(6-13), (6-14)式に代入すれば $\mathbf{d}_{\max}^{(1)}, \mathbf{f}_R^{(1)}$ が導かれ、また最大水平変位 $\mathbf{u}_{\max}^{(1)} (= \mathbf{T}^{-1} \mathbf{d}_{\max}^{(1)})$ も導かれる。

尚、 $E_l^{(1)} > E_h^{(1), s_N^{(1)}}$ となる場合（全層が降伏する場合）及び $E_l^{(1)} < E_h^{(1), s_1^{(1)}}$ となる場合（全層が弾性剛性の範囲で最大変形に到達する場合）も、同様の手順により求められる。

第2インパルスに対する最大応答 $\mathbf{u}_{\max}^{(2)}, \mathbf{d}_{\max}^{(2)}, \mathbf{f}_R^{(2)}$ は、 $\mathbf{u}_{\max}^{(1)}$ 到達後に正方向（除荷方向）への UMEA を行い、エネルギー平衡則を適用することで求められる。各層変形の新たな振動中心 $\mathbf{d}_r = (d_{r,1}, \dots, d_{r,N})^T$ は(6-17)式のように表される。

$$d_{r,j} = d_{\max,j}^{(1)} - (f_{R,j}^{(1)} / k_j) \quad (j=1, \dots, N) \quad (6-17)$$

Fig. 6-5c の例では、 $|d_{\max,1}^{(1)}| > d_{y,1}, |d_{\max,2}^{(1)}| > d_{y,2}$ のため $|d_{r,1}| > 0, |d_{r,2}| > 0$ であり、また $|d_{\max,3}^{(1)}| < d_{y,3}$ のため $d_{r,3} = 0$ である。以降の定式化では $d_{\max,j}^{(1)} / d_{y,j} \leq (1 + \alpha_j) / \alpha_j$ (for all j) と仮定する（ $\mathbf{d}_{\max}^{(1)}$ 到達後、いずれの層も初期剛性の範囲で復元力が 0 となると仮定）。

第2回目の UMEA により塑性化する層の番号を $s_1^{(2)}, \dots, s_N^{(2)}$ のように順番に並べる。Fig. 6-5c の 3DOF の例では $s_1^{(2)} = 1, s_2^{(2)} = 2, s_3^{(2)} = 3$ である。この例では、点4において第1層が丁度降伏、点5において第2層が丁度降伏し、第3層が降伏する前に点6で歪エネルギーが目標値に達する。第 $s_i^{(2)}$ 層が丁度降伏するときの系の層間変形分布 $\mathbf{d}^{(2), s_i^{(2)}} = (d_1^{(2), s_i^{(2)}}, \dots, d_N^{(2), s_i^{(2)}})^T$ は(6-18a, b)式のように表される。

$$\mathbf{d}^{(2), s_1^{(2)}} = \begin{cases} \mathbf{d}_{\max}^{(1)} + (d_{y, s_1^{(2)}} - d_{\max, s_1^{(2)}}^{(1)}) \{ \Delta_1 / \Delta_{1, s_1^{(2)}} \} & (|d_{\max, s_1^{(2)}}^{(1)}| < d_{y, s_1^{(2)}}) \\ \mathbf{d}_{\max}^{(1)} + (2d_{y, s_1^{(2)}}) \{ \Delta_1 / \Delta_{1, s_1^{(2)}} \} & (|d_{\max, s_1^{(2)}}^{(1)}| \geq d_{y, s_1^{(2)}}) \end{cases} \quad (6-18a)$$

$$\mathbf{d}^{(2), s_i^{(2)}} = \begin{cases} \mathbf{d}^{(2), s_{i-1}^{(2)}} + (d_{y, s_i^{(2)}} - d_{s_i^{(2)}}^{(2), s_{i-1}^{(2)}}) \{ \Delta_1^{s_1^{(2)}, \dots, s_{i-1}^{(2)}} / \Delta_{1, s_i^{(2)}}^{s_1^{(2)}, \dots, s_{i-1}^{(2)}} \} & (|d_{\max, s_i^{(2)}}^{(1)}| < d_{y, s_i^{(2)}}) \\ \mathbf{d}^{(2), s_{i-1}^{(2)}} + (d_{\max, s_i^{(2)}}^{(1)} + 2d_{y, s_i^{(2)}} - d_{s_i^{(2)}}^{(2), s_{i-1}^{(2)}}) \{ \Delta_1^{s_1^{(2)}, \dots, s_{i-1}^{(2)}} / \Delta_{1, s_i^{(2)}}^{s_1^{(2)}, \dots, s_{i-1}^{(2)}} \} & (|d_{\max, s_i^{(2)}}^{(1)}| \geq d_{y, s_i^{(2)}}) \end{cases} \quad (i=2, \dots, N) \quad (6-18b)$$

$\mathbf{d}^{(2), s_i^{(2)}}$ に到達した時点での各層の復元力 $\mathbf{f}_R^{(2), s_i^{(2)}} = (f_{R,1}^{(2), s_i^{(2)}}, \dots, f_{R,N}^{(2), s_i^{(2)}})^T$ は(6-19a, b)式のように表される。

$$\mathbf{f}_R^{(2), s_1^{(2)}} = \mathbf{f}_R^{(1)} + \begin{pmatrix} k_1 & & \mathbf{O} \\ & \ddots & \\ \mathbf{O} & & k_N \end{pmatrix} (\mathbf{d}^{(2), s_1^{(2)}} - \mathbf{d}_{\max}^{(1)}) \quad (6-19a)$$

$$\mathbf{f}_R^{(2), s_i^{(2)}} = \mathbf{f}_R^{(2), s_{i-1}^{(2)}} + \begin{pmatrix} p_1^{(2), s_{i-1}^{(2)}} k_1 & & \mathbf{O} \\ & \ddots & \\ \mathbf{O} & & p_N^{(2), s_{i-1}^{(2)}} k_N \end{pmatrix} (\mathbf{d}^{(2), s_i^{(2)}} - \mathbf{d}^{(2), s_{i-1}^{(2)}}) \quad (i=2, \dots, N) \quad (6-19b)$$

ここで

$$p_j^{(2),s_i^{(2)}} = \begin{cases} \alpha_j & j \in (s_1^{(2)}, \dots, s_i^{(2)}) \\ 1 & otherwise \end{cases} \quad (6-20)$$

$\mathbf{d}^{(2),s_i^{(2)}}$ に到達した時点で系が \mathbf{d}_r に対して有する歪エネルギー $E_h^{(2),s_i^{(2)}}$ は(6-21a, b, c)式のように表される。

$$E_h^{(2),s_i^{(2)}} = \sum_{j=1}^N E_{h,j}^{(2),s_i^{(2)}} \quad (6-21a)$$

$$E_{h,j}^{(2),s_i^{(2)}} = \frac{1}{2k_j} (f_{R,j}^{(2),s_i^{(2)}})^2 \quad (6-21b)$$

$$E_{h,j}^{(2),s_i^{(2)}} = \begin{cases} E_{h,j}^{(2),s_{i-1}^{(2)}} + \frac{1}{2p_j^{(2),s_{i-1}^{(2)}} k_j} (f_{R,j}^{(2),s_i^{(2)}} + f_{R,j}^{(2),s_{i-1}^{(2)}})(f_{R,j}^{(2),s_i^{(2)}} - f_{R,j}^{(2),s_{i-1}^{(2)}}) & j \in (s_1^{(2)}, \dots, s_{i-1}^{(2)}) \\ \frac{1}{2k_j} (f_{R,j}^{(2),s_i^{(2)}})^2 & otherwise \end{cases} \quad (i = 2, \dots, N) \quad (6-21c)$$

ただし、ある層の復元力が負の値を取る場合 ($\mathbf{d}_{\max}^{(1)}$ 到達後の正方向への UMEA 適用途中において復元力が戻り切らない場合)、その層の歪エネルギーも負の値として計算する。一方で、除荷開始時に系が \mathbf{d}_r に対して有する歪エネルギー E_S は(6-22)式のように表される。

$$E_S = \sum_{j=1}^N E_{S,j} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^N (f_{R,j}^{(1)})^2 / k_i \quad (6-22)$$

除荷開始時に弾性 1 次モードが \mathbf{d}_r に対して有する歪エネルギー $E_{S\phi_1}$ は(6-23)式のように表される。

$$E_{S\phi_1} = \frac{1}{2} (\beta_1' \beta_1 \phi_1)^T \mathbf{K} (\beta_1' \beta_1 \phi_1), \beta_1' = \{(\beta_1 \phi_1)^T \mathbf{M} (\mathbf{u}_{\max}^{(1)} - \mathbf{T}^{-1} \mathbf{d}_r)\} / \{(\beta_1 \phi_1)^T \mathbf{M} (\beta_1 \phi_1)\} \quad (6-23)$$

第 2 インパルスは極限的タイミングで入力される (Akehashi and Takewaki (2021))。極限的タイミングとは、第 2 インパルスによる入力エネルギー増分を最大化するタイミングであり、慣性力の弾性 1 次モード成分が 0 となる場合である。第 2 インパルス入力の直前に弾性 1 次モードが有する速度は、(6-23)式及びエネルギー平衡則より $-\omega_1 \beta_1' \beta_1 \phi_1$ である ($\beta_1' < 0$ であるためベクトル $-\omega_1 \beta_1' \beta_1 \phi_1$ の各要素の値は正)。従って、第 2 インパルスによる入力エネルギーの増分 $E_I^{(2)}$ は(6-24)式のように表される。

$$\begin{aligned} E_I^{(2)} &= \frac{1}{2} (-\omega_1 \beta_1' \beta_1 \phi_1 + \beta_1 \phi_1 V)^T \mathbf{M} (-\omega_1 \beta_1' \beta_1 \phi_1 + \beta_1 \phi_1 V) - \frac{1}{2} (-\omega_1 \beta_1' \beta_1 \phi_1)^T \mathbf{M} (-\omega_1 \beta_1' \beta_1 \phi_1) \\ &= (-\omega_1 \beta_1' V + \frac{1}{2} V^2) (\beta_1 \phi_1)^T \mathbf{M} (\beta_1 \phi_1) \end{aligned} \quad (6-24)$$

第 2 インパルスに対する最大応答を導くためには、 $E_h^{(2),s_i^{(2)}} \leq E_I^{(2)} + E_S \leq E_h^{(2),s_{i+1}^{(2)}}$ を満たす i を見つける必要がある ($E_I^{(2)} + E_S$ は第 2 インパルス入力直後の力学的エネルギー)。この時、 $\mathbf{d}_{\max}^{(2)}$ は(6-25)式を満たす。

$$\mathbf{d}_{\max}^{(2)} = (1-q)\mathbf{d}^{(2),s_i^{(2)}} + q\mathbf{d}^{(2),s_{i+1}^{(2)}} \quad (0 \leq q \leq 1) \quad (6-25)$$

同様に、 $\mathbf{d}_{\max}^{(2)}$ 到達時の復元力 $\mathbf{f}_R^{(2)}$ 及び系が \mathbf{d}_r に対して有する歪エネルギー $E_h^{(2)} (= \sum_{j=1}^N E_{h,j}^{(2)})$ も q の関数として表現できる。エネルギー平衡則より、 q に関する二次方程式が(6-26)式のように導かれる。

$$E_I^{(2)} + E_S = E_h^{(2)} \quad (6-26)$$

(6-26)式を解いて q を求めれば、 $\mathbf{u}_{\max}^{(2)}, \mathbf{d}_{\max}^{(2)}, \mathbf{f}_R^{(2)}$ が導かれる。尚、 $E_I^{(2)} + E_S > E_h^{(2),s_N^{(2)}}$ となる場合（全層が降伏する場合）及び $E_I^{(2)} + E_S < E_h^{(2),s_1^{(2)}}$ となる場合（全層が弾性剛性の範囲で最大応答に到達する場合）の最大応答も同様の手順によって求めることができる。Fig. 6-6 に応答推定の手順を示す。

最大変形到達時には速度応答が 0 であるため、慣性力と復元力の釣り合いから最大変形到達時の加速度応答の近似閉形表現も導くことができる。しかし、実際の動的過程では塑性高次モードが励起され、また加振終了後の自由振動においても高次モード応答が現れるため、非減衰モデルの最大床加速度を精度良く推定することは困難である。

尚、提案手法では構造減衰を直接扱うことができないが、ある種の **reduction factor** として近似的に扱う方法を Appendix 6-2 に示す。

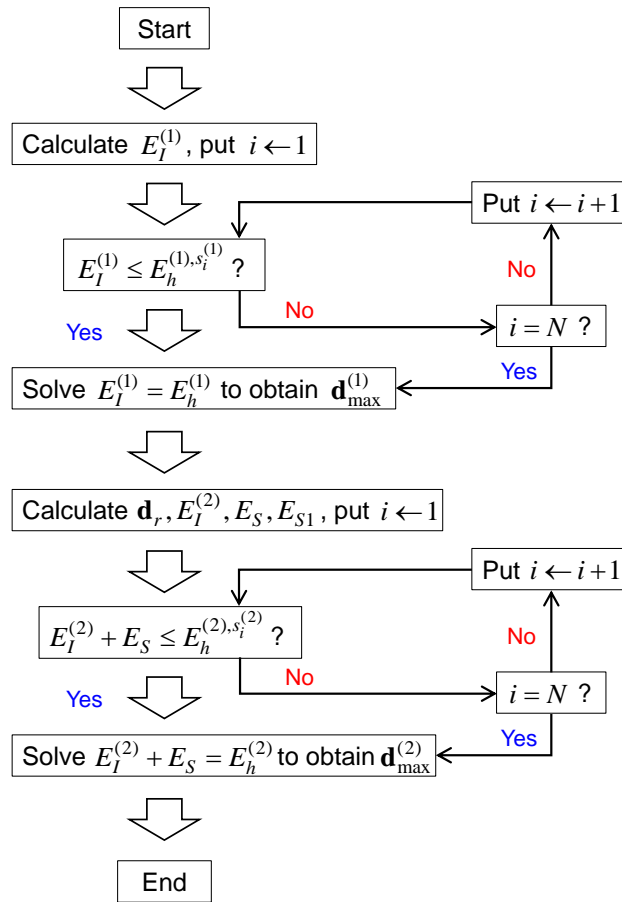


Fig. 6-6 $d_{\max}^{(1)}, d_{\max}^{(2)}$ 導出のフローチャート

6.5. 数値例題

6.5.1, 6.5.2 節では、極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析を行い、6.4 節で導いた最大層間変形分布の近似閉形表現の精度検証を行う。極限的擬似 DI の第 2 インパルスは、入力エネルギーの増分を最大化するタイミングで入力される。最大化の条件は慣性力の弾性 1 次モード成分が 0 となる場合である (Akehashi and Takewaki (2021))。また等価 1 サイクル正弦波の周期は $2t_0$ で、振幅はフーリエ振幅の最大値の等価性から決定される (Kojima and Takewaki (2015))。6.5.3 節では t_0 を変動させた擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析を行い、第 2 インパルスの入力タイミングの極限性に関する検証を行う。6.5.1-6.5.3 節では擬似 DI の入力速度は 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 [m/s] とする。6.5.4 節では、断層近傍の記録地震動、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析を行う。記録地震動は必ずしも極限的なものとはならないため、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する応答との対応性を検討する必要がある。

6.5.1-6.5.4 節ではバイリニア型復元力特性を有する非減衰 12 層せん断質点系を扱う。1 次

固有周期を 1.2s、全層等質量、各層高さ 4m、降伏変位 4/150m とする。剛性分布は次の 3 通りを扱う (Model 1: 全層一様剛性, Model 2: 1-4, 5-8, 9-12 層の剛性がそれぞれ一定で、その比率が 2:1.5:1, Model 3: 第 1 層と第 12 層の剛性の比が 2.5:1 となる台形分布)。二次剛性比は $\alpha = 0.01, 0.1, 0.2$ の 3 通りを扱い、また全層で一定とする。ただし、多層骨組構造物をせん断質点系としてモデル化する際の二次剛性比として、 $\alpha = 0.01$ (完全弾塑性にほぼ等しい) はあまり現実的でない。これは、骨組をせん断質点系としてモデル化する際に、層復元力の最大荷重を降伏点と見なすことは適当でないためである。部材のどこかに塑性ヒンジが形成される点を降伏点と見なす場合には、 $\alpha = 0.1 \sim 0.3$ が妥当である。6.5.1-6.5.4 節では、単に数値的検討として $\alpha = 0.01$ の場合も扱う。尚、Appendix 6-1 では高層建物モデル (24 層建物モデル) に関する検討を行っており、また Appendix 6-3 では弾塑性平面骨組への提案手法の適用性を検討している。

6.5.1 擬似 DI に対する時刻歴応答解析結果と近似閉形表現の比較

極限的擬似 DI に対する最大層間変形分布 (時刻歴応答解析により評価) 及び提案手法による最大層間変形分布の予測値を Fig. 6-7 に示す。前者は PDI (THRA) と表記している。 $V = 0.3[\text{m/s}]$ の場合、3 つのモデルの応答は弾性範囲に留まるため、提案手法による予測値と時刻歴応答解析結果は一致する。 $\alpha = 0.01$ の場合、 $V = 0.6, 0.9, 1.2, 1.5[\text{m/s}]$ の擬似 DI に対して提案手法は最初に塑性化する層の変形を過大に見積もる傾向があるため、提案手法による予測値と時刻歴応答解析結果の対応は良好でない。これは、 $\alpha = 0.01$ の場合塑性 1 次モードの形状が塑性化した層にのみ変形が集中し、かつ弾性範囲に留まる層の変形が極端に小さくなり、塑性高次モードへ付与される運動エネルギーが $\alpha = 0.1, 0.2$ の場合よりも大きくなるためである。 $\alpha = 0.1, 0.2$ の場合、一部の層に関しては提案手法による予測値と時刻歴応答解析結果は少し乖離するものの、全体的な分布としては良好に対応するといえる。

尚、提案手法の要した計算時間は時刻歴応答解析の場合のおよそ 1/200 であった (時間刻み : 0.001s, $0 \leq t \leq 3\text{s}$)

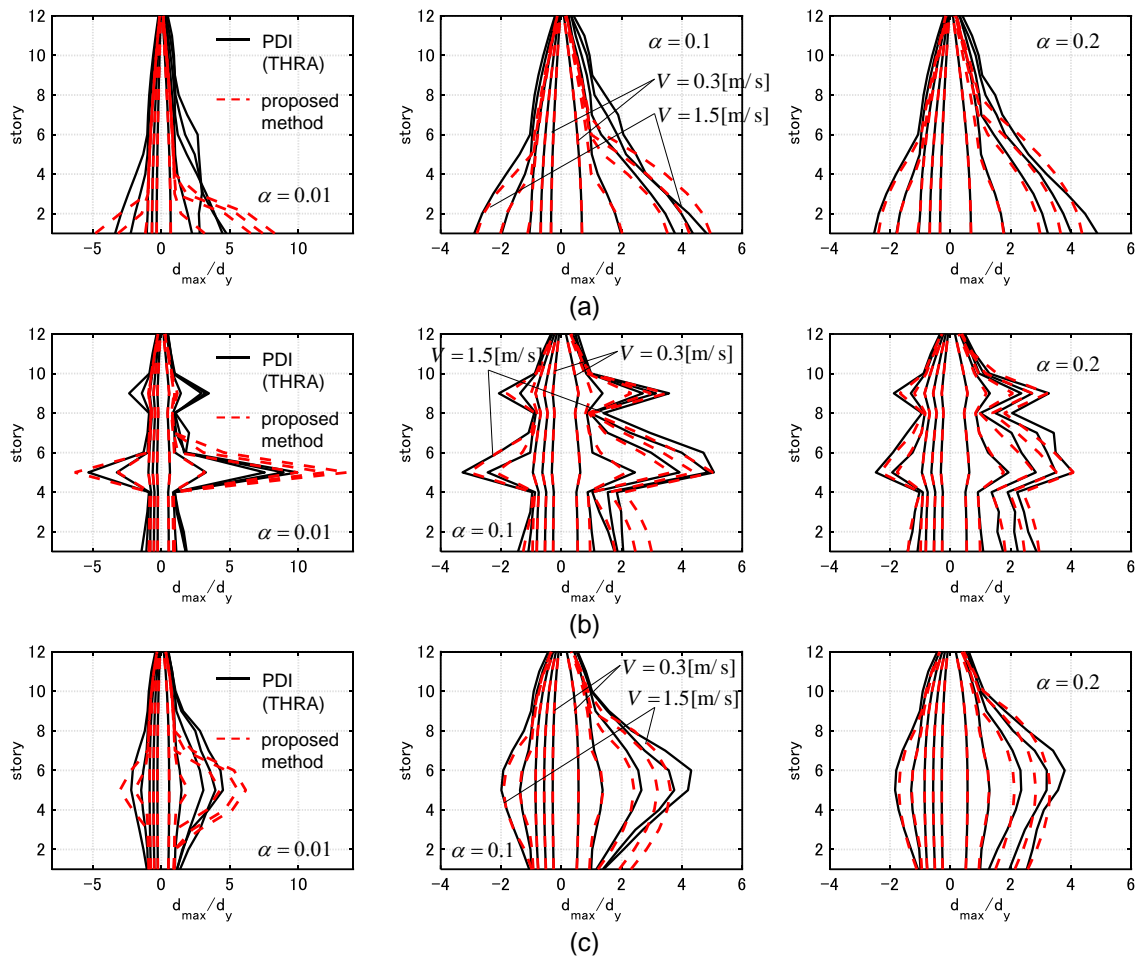


Fig. 6-7 極限的擬似 DI に対する層間変形分布及び近似閉形表現の比較,
(a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3.

6.5.2 等価 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析結果と 近似閉形表現の比較

極限的擬似 DI と等価な 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形分布（時刻歴応答解析により評価）及び提案手法による最大層間変形分布の予測値を Fig. 6-8 に示す。 $V = 0.3[\text{m/s}]$ の場合、全モデルの応答は弾性範囲に留まり、提案手法による予測値と時刻歴応答解析結果がほとんど一致する。 $\alpha = 0.01$ の場合、 $V = 0.6, 0.9, 1.2, 1.5[\text{m/s}]$ の等価 1 サイクル正弦波に対して提案手法は低層部の変形を小さく見積もる傾向がある。また Model 2, 3 に関して、提案手法は最初に塑性化する層の変形を過大に見積もる傾向がある。従って、提案手法による予測値と時刻歴応答解析結果の対応は良好でない。尚、 $\alpha = 0.01$ の場合の擬似 DI に対する低層部の層間変形 (Fig. 6-7) もまた、等価 1 サイクル正弦波に対する低層部の層間変形よりも小さくなっている。これは、低層部は地動入力の影響を受けやすく、また二次剛性比が極

端に小さい場合には塑性変形が集中しやすいためである。 $\alpha = 0.1, 0.2$ の場合、提案手法による最大層間変形の分布の予測値と時刻歴応答解析結果は良好に対応するといえる (Fig. 6-8)。さらに、擬似 DI に対する層間変形の分布 (Fig. 6-7) と等価 1 サイクル正弦波に対するそれも良好に対応する。また二次剛性比がある程度大きくなると、1 サイクル正弦波に対する低層部への変形の集中が緩和され、1 サイクル正弦波と擬似 DI に対する低層部の最大変形は近いものとなる。

次に Fig. 6-9 に $V = 1.5$ [m/s] の 1 サイクル正弦波及び擬似 DI に対する Model 3 ($\alpha = 0.01, 0.2$) の第 1 層及び最上層の水平変位時刻歴を示す。両入力に対する応答には位相差が存在するものの、両入力に対する頂部水平変位応答は $\alpha = 0.01, 0.2$ の両場合において良好に対応する。

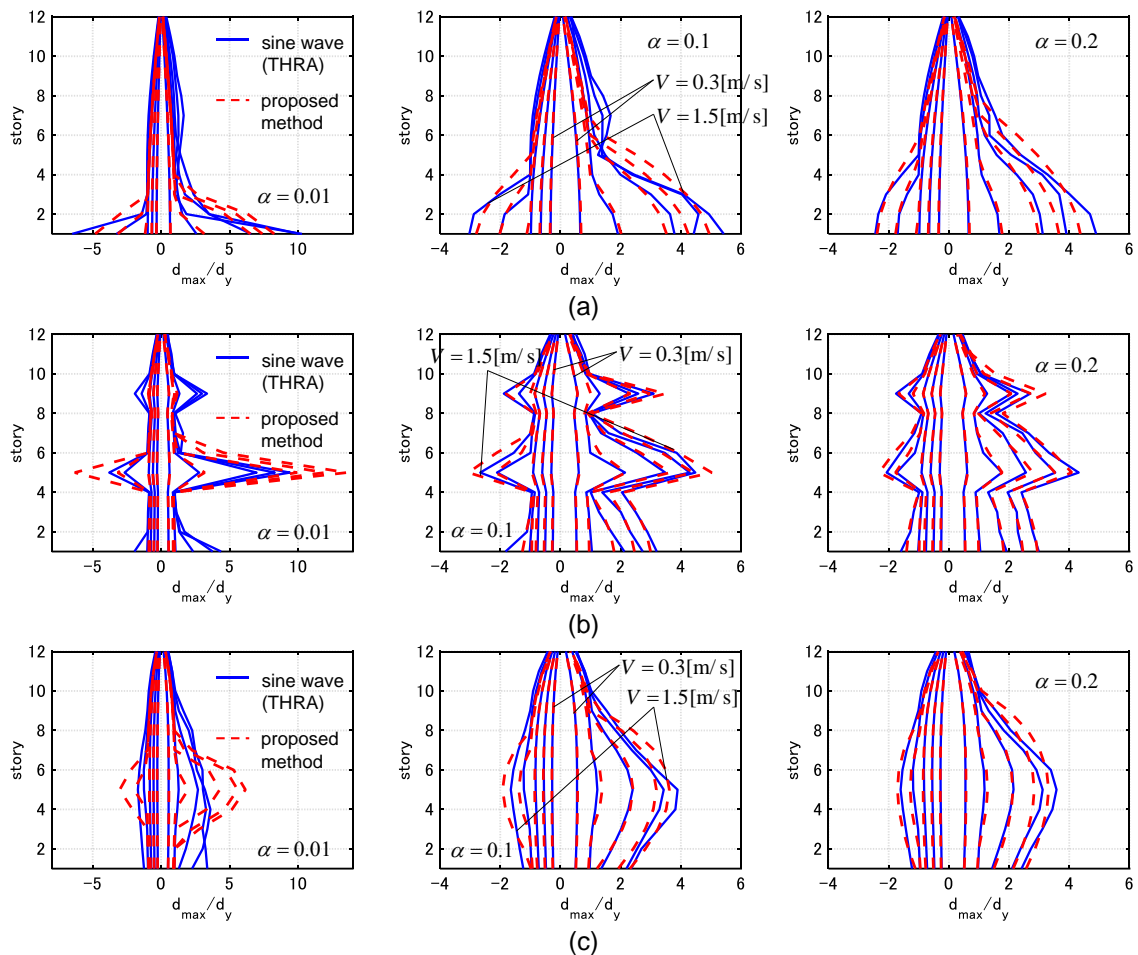


Fig. 6-8 極限的擬似 DI に等価な 1 サイクル正弦波に対する層間変形分布及び近似閉形表現の比較, (a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3.

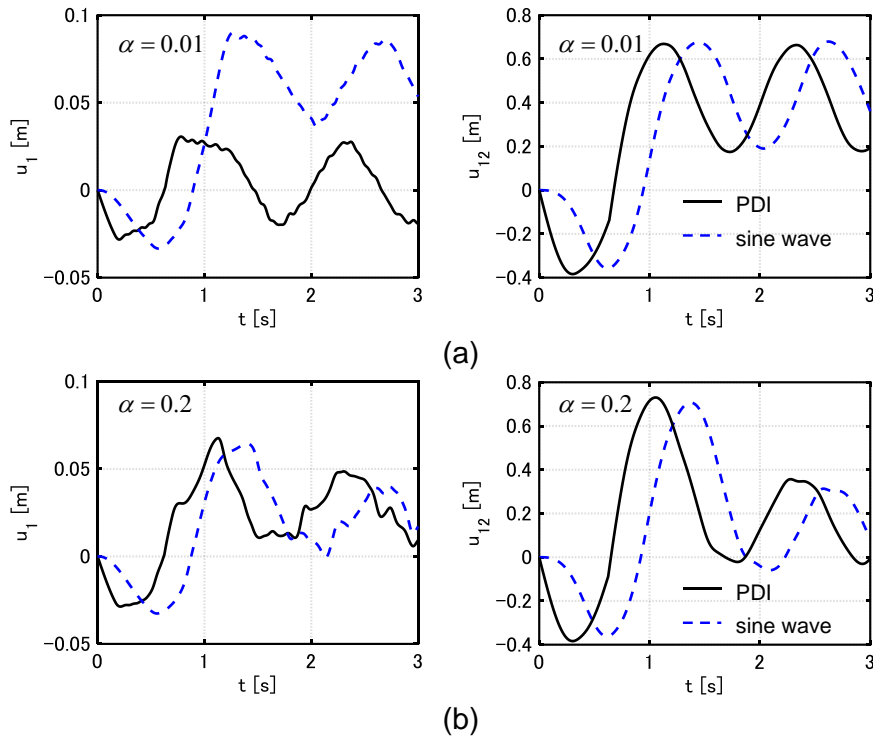


Fig. 6-9 $V = 1.5[\text{m/s}]$ の極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する頂部変位応答時刻歴の比較 (Model 3), (a) $\alpha = 0.01$, (b) $\alpha = 0.2$

6.5.3 最大層間変形の極限性の検証

t_0 を変動させた擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析による最大層間変形と提案手法によるその予測値を Fig. 6-10~6-12 に示す。各予測値の t_0 には、Fig. 6-7 作成時に計算した極限的タイミングを用いている。6.5.1, 6.5.2 節においても示したように、 $\alpha = 0.01$ の場合は予測値と時刻歴応答解析の結果の対応は良好でない。 $\alpha = 0.1$ の Model 2 の場合 (Fig. 6-11)、 $V = 1.2, 1.5[\text{m/s}]$ の 1 サイクル正弦波に対する層間変形は $t_0 = 0.3[\text{s}]$ の付近で最大となっている。これは、上層部において層剛性が相対的に小さい第 9 層の変形が周期の短い入力に対して大きくなりやすいためである (高次モードの影響である)。この場合を除いて、 $\alpha = 0.1, 0.2$ の時刻歴応答解析結果と予測値は良好に対応する。さらに、予測値は各速度振幅レベルでの時刻歴応答解析結果のピーク値を概ね捉えている。

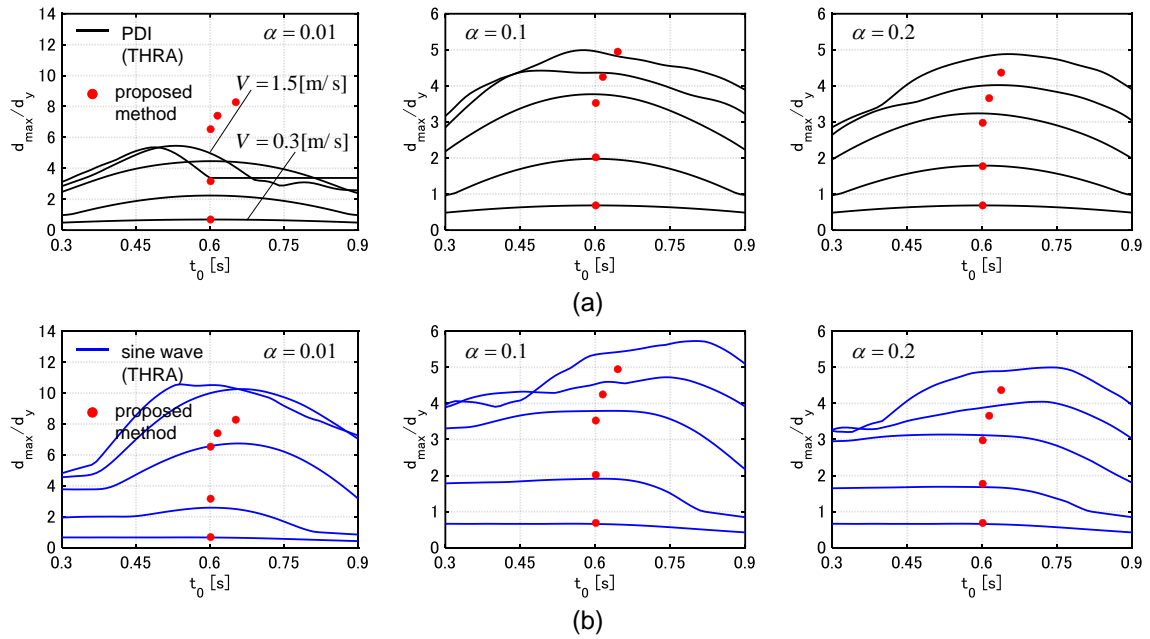


Fig. 6-10 t_0 に対する最大層間変形の変動 (Model 1),

(a) 擬似 DI, (b) 等価 1 サイクル正弦波

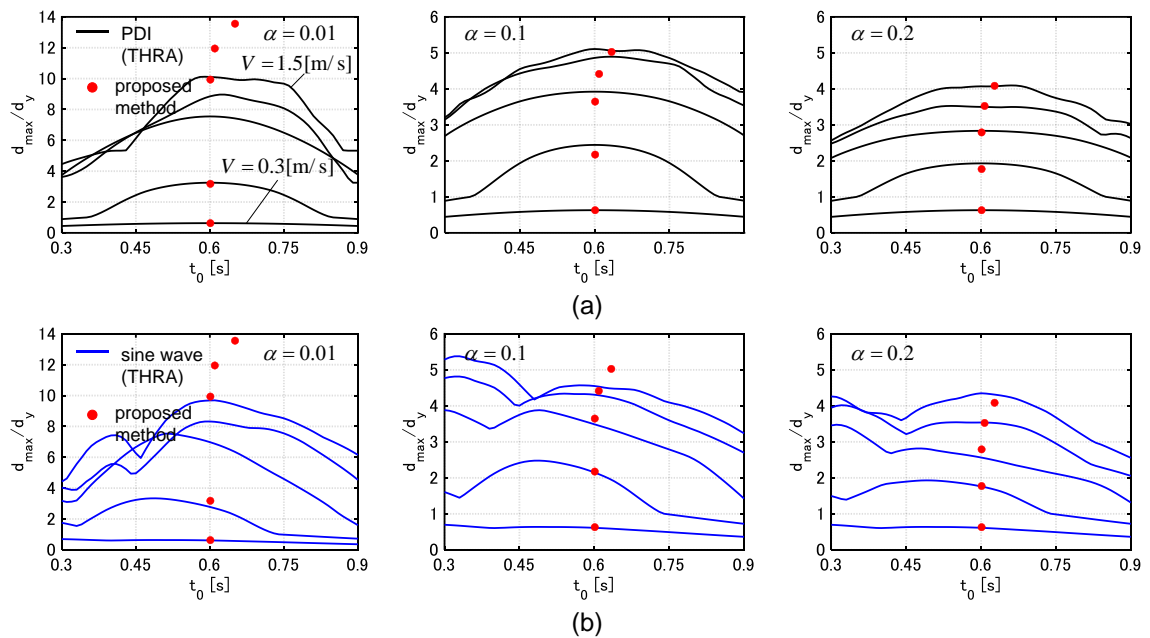


Fig. 6-11 t_0 に対する最大層間変形の変動 (Model 2),

(a) 擬似 DI, (b) 等価 1 サイクル正弦波

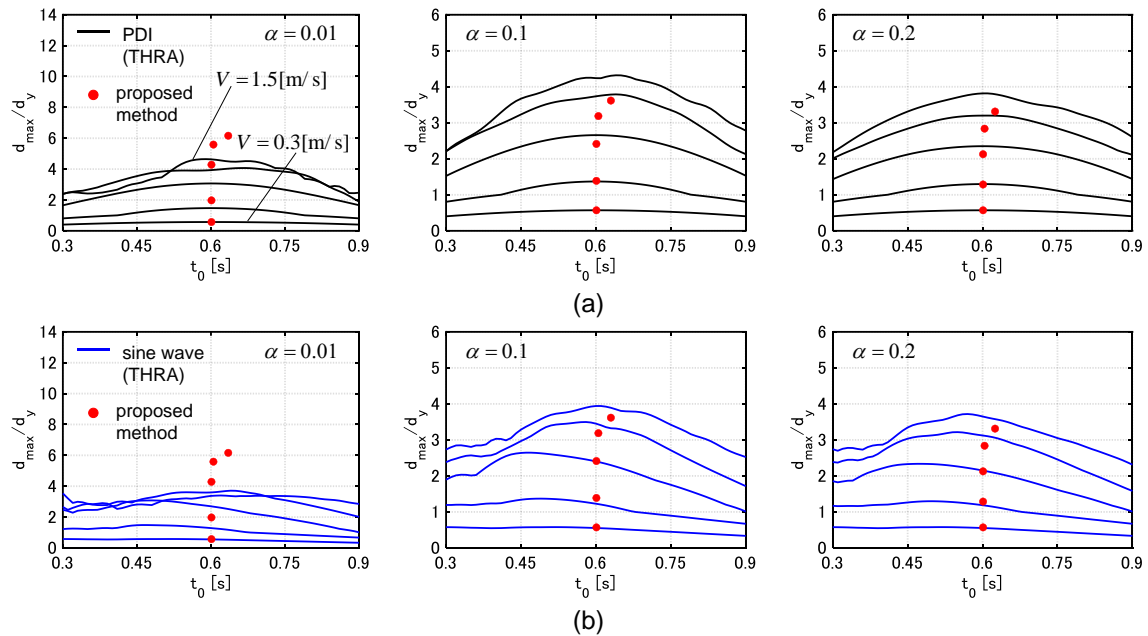


Fig. 6-12 t_0 に対する最大層間変形の変動 (Model 3),

(a) 擬似 DI, (b) 等価 1 サイクル正弦波

6.5.4 擬似 DI と 1 サイクル正弦波及び断層近傍の記録地震動に対する応答の比較

本節では断層近傍の記録地震動、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形の分布の比較を行う。記録地震動には、1994 年 Northridge 地震における Rinaldi Station 波の FN 方向成分及び 1995 年兵庫県南部地震における神戸大学波の NS 方向成分を用いる。Rinaldi Sta. FN 波からは $A_p = 7.85[\text{m/s}^2]$, $T_p = 0.8[\text{s}]$ の 1 サイクル正弦波が、神戸大学波からは $A_p = 2.6[\text{m/s}^2]$, $T_p = 1.0[\text{s}]$ の 1 サイクル正弦波が抽出される (Akehashi and Takewaki (2021))。擬似 DI のインパルス時間間隔は、各地震動に対して $t_0 = T_p / 2$ で与えられる。また、記録地震動及び 1 サイクル正弦波の振幅は、擬似 DI の速度振幅が $V = 0.25, 1.0[\text{m/s}]$ となるように調整する。 $V = 0.25[\text{m/s}]$ の場合、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する応答は弾性範囲に留まる。 $V = 1.0[\text{m/s}]$ となるように調整された記録地震動及び抽出された 1 サイクル正弦波の加速度波形を Fig. 6-13 に示す。

擬似 DI、1 サイクル正弦波及び Rinaldi Sta. FN 波に対する Model 1, 2, 3 ($\alpha = 0.1$) の最大層間変形の分布を Fig. 6-14 に示す。提案手法による $V = 0.25, 1.0[\text{m/s}]$ の極限的擬似 DI に対する最大層間変形の分布の予測値も併せて示す。 $V = 0.25, 1.0[\text{m/s}]$ の擬似 DI に対する時刻歴応答解析結果は提案手法による予測値よりも少し小さい。これは、弾性応答範囲では擬似 DI は 1 次モード応答のみを励起し、また擬似 DI の t_0 は極限的タイミングよりも短いため

ある。 $V = 0.25[\text{m/s}]$ の1サイクル正弦波に対する最大層間変形の分布は予測値よりもわずかに小さい。これは $T_p = 2t_0$ が弾性高次モードの周期よりも十分に長く、弾性1次モード応答が主に励起されるためである。一方で $V = 1.0[\text{m/s}]$ の場合には、塑性高次モード応答の影響により、1サイクル正弦波に対する高層部の最大層間変形は予測値よりも大きくなる傾向がある。 $V = 0.25[\text{m/s}]$ のRinaldi Sta. FN波の場合、入力波形の主要部分(1サイクル正弦波を抽出した部分)以外の影響により弾性高次モード応答が励起されるため、最大層間変形の分布は予測値よりも少し大きくなる。また $V = 1.0[\text{m/s}]$ のRinaldi Sta. FN波に対する高層部の最大層間変形は、1サイクル正弦波の場合と同様に予測値よりも大きくなる傾向がある。しかし、全層中の最大層間変形に関しては、1サイクル正弦波及びRinaldi Sta. FN波に対する時刻歴応答解析結果と予測値はある程度対応するといえる。

擬似DI、1サイクル正弦波及びKobe Univ. NS波に対するModel 1, 2, 3 ($\alpha = 0.1$)の最大層間変形の分布をFig. 6-15に示す。提案手法による $V = 0.25, 1.0[\text{m/s}]$ の極限的擬似DIに対する最大層間変形の分布の予測値も併せて示す。 $V = 0.25, 1.0[\text{m/s}]$ の擬似DI及び1サイクル正弦波に対する最大層間変形の分布は予測値と良好に対応する。これは t_0 が極限的タイミングに近いためである。一方で、 $V = 0.25[\text{m/s}]$ のKobe Univ. NS波に対する最大層間変形の分布は予測値の概ね2倍であり、モデルによっては一部の層が塑性化している。これは、Kobe Univ. NS波の波形には1サイクル正弦波を抽出した部分以外にも卓越した部分($t = 33[\text{s}]$ 付近)が存在し、また弾性応答の範囲では塑性変形によるエネルギー消費(等価減衰)がないためである。 $V = 1.0[\text{m/s}]$ の場合、高層部の最大層間変形は予測値よりも小さくなっている。しかしながら、履歴によるエネルギー吸収及び累積塑性変形の影響により、全層中の最大層間変形は良好に対応する。

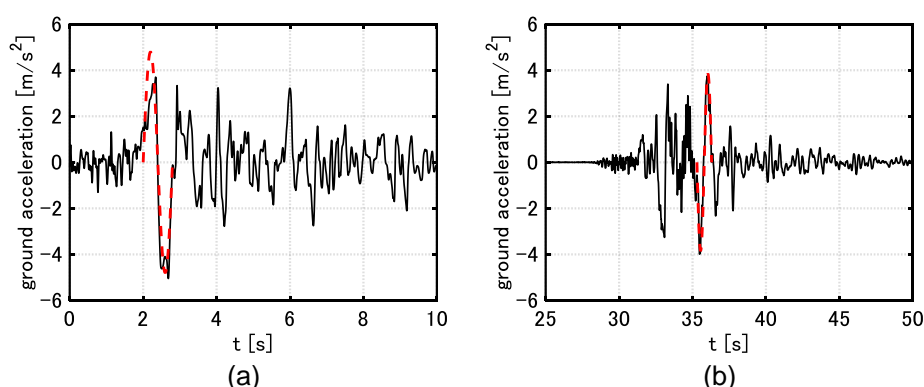


Fig. 6-13 断層近傍の記録地震動の加速度波形及び1サイクル正弦波の抽出,
(a) Rinaldi Sta. FN波, (b) Kobe Univ. NS波

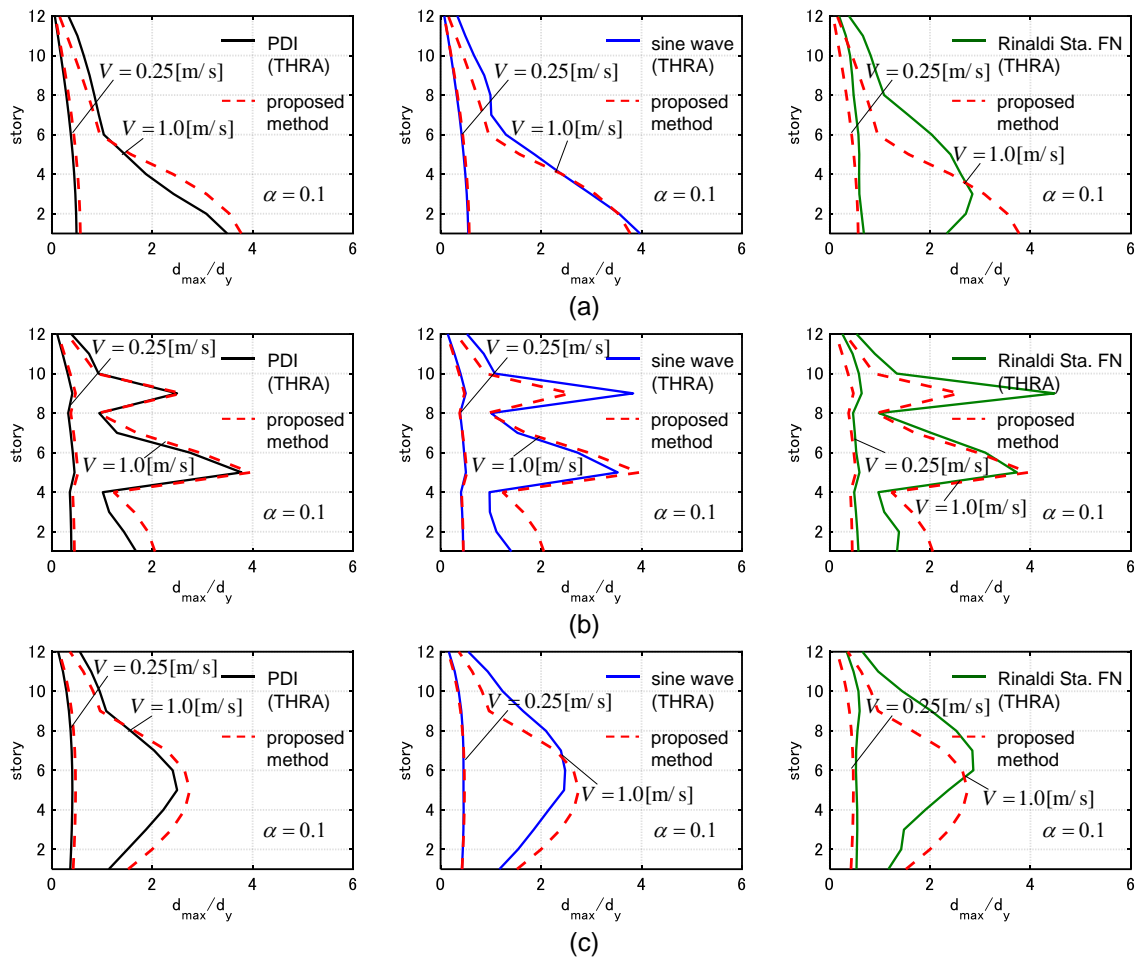


Fig. 6-14 Rinaldi Sta. FN 波、1 サイクル正弦波及び擬似 DI に対する最大層間変形,
 (a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3.

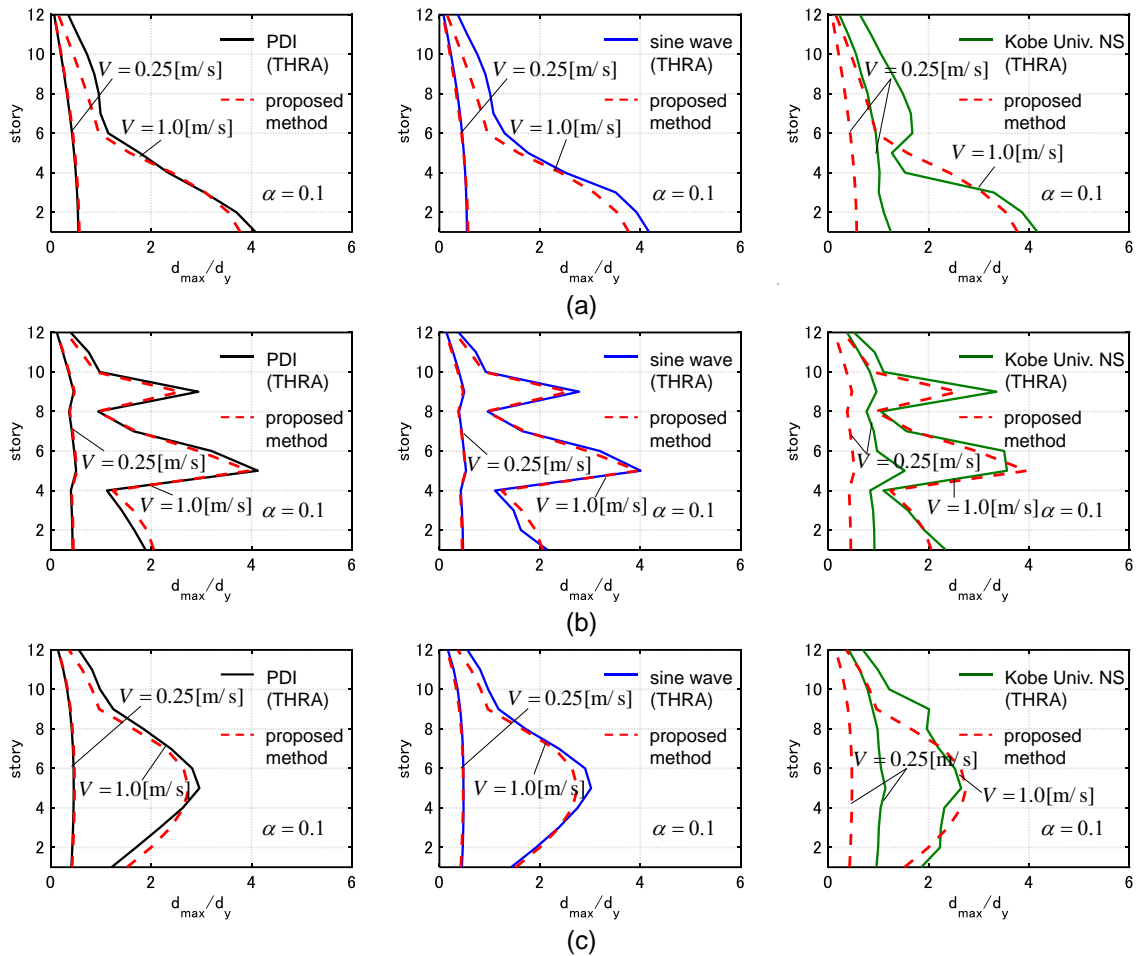


Fig. 6-15 Kobe Univ. NS 波、1 サイクル正弦波及び擬似 DI に対する最大層間変形,
 (a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3.

6.6 結論

本章では、極限的擬似 DI に対するバイリニア型復元力特性を有する非減衰多自由度せん断質点系に対する最大層間変形の分布の近似閉形表現を導いた。結論は以下のようにまとめられる。

- (1) 擬似 DI とは、1 サイクル正弦波に対する弾塑性多自由度系の極限応答を扱うために Akehashi and Takewaki (2021)により提案された水平衝撃外力である。エネルギー平衡則と Updated mode-controlled energy-based approach (UMEA)を用いて、極限的擬似 DI に対するバイリニア型復元力特性を有する非減衰多自由度せん断質点系に対する最大層間変形の分布の近似閉形表現を導いた。数値的検討により、二次剛性比が極端に小さい場合 (ほとんど完全弾塑性型と見なせる場合)を除いて、提案手法による最大層間変形分布の予測値は極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析結果と

良好に対応することを示した。

- (2) UMEA は、接線剛性で計算される 1 次モードに比例する増分変位を与える変位制御解析である。解析の初期には、弾性 1 次モードに比例する増分変位を与える。層が降伏する毎に、降伏後剛性を用いて計算される塑性 1 次モードを計算し、塑性 1 次モードに比例する各層増分変位を与える。UMEA は、動的挙動において塑性化した層への変形の集中を表現する方法である。また UMEA は、層が降伏する度に各層に作用させる水平外力増分の比率を変更するプッシュオーバー解析としても解釈可能である。
- (3) バイリニア型復元力特性を有する N 自由度系を扱う場合、擬似 DI に対する最大層間変形の UMEA による予測のために必要な固有値解析の回数は高々 $2N$ 回である。多数回の行列演算及び弾塑性応答に起因する収束演算を必要とする時刻歴応答解析と比べて、それらを不要とする UMEA ははるかに効率的かつ安定的に実行可能である。
- (4) 影響ベクトルが弾性 1 次モードに比例する外力に対するモーダルカップリングと UMEA の関係について考察した。二次剛性比が極端に小さい場合、すなわちほとんど完全弾塑性型と見なせる場合を除いて、塑性化直前に 1 次モードが有する運動エネルギーのほとんどは塑性化直後の 1 次モードに付与される。
- (5) t_0 を変動させた擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析により、二次剛性比が極端に小さい場合と高層部に剛性の低い層を有するモデルを扱う場合を除いて、全層中の最大層間変形の予測値は時刻歴応答解析結果と良好に対応することを明らかにした。さらに、予測値は各速度振幅レベルでの時刻歴応答解析結果のピーク値を概ね捉えている。
- (6) 断層近傍地震動の記録地震動、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析により、最大層間変形の分布の予測値は時刻歴応答解析結果と概ね良好に対応することを示した。

UMEA の意義は、弾塑性多自由度系の最大層間変形評価を効率化した点のみならず、極限的（共振的）な擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する弾塑性変形応答メカニズムを明らかにした点にも存在する。また、提案手法を拡張することにより、粘性ダンパーを備え付けたモデル（非比例減衰弾塑性多自由度系）の最大層間変形の近似閉形表現も導出可能となる（Akehashi and Takewaki (2022b)）。

参考文献

- Akehashi, H., Kojima, K. and Takewaki, I. (2018). Critical response of single-degree-of-freedom damped bilinear hysteretic system under double impulse as substitute for near-fault ground motion. *Frontiers in Built Environment*, 4: 5.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2021). Pseudo-double impulse for simulating critical response of elastic-plastic MDOF model under near-fault earthquake ground motion. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 150, 106887.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022a). Closed-form critical response of undamped bilinear hysteretic MDOF system under pseudo-double impulse for estimating resonant response under one-cycle sine wave. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 157, 107254.
- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2022b). Closed-form critical response of elastic-plastic shear building with viscous damper under pseudo-double impulse for simulating resonant response under near-fault flingstep motion. *Frontiers in Built Environment*, 8, 964867.
- Chopra, A. K., and Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), 561-582.
- Kojima, K., and Takewaki, I. (2015). Critical earthquake response of elastic-plastic structures under near-fault ground motions (Part 1: Fling-step input), *Frontiers in Built Environment*, 1: 12.
- Takewaki, I., and Tsujimoto, H. (2011). Scaling of design earthquake ground motions for tall buildings based on drift and input energy demands. *Earthq. Struct.*, 2(2), 171-187.

Appendix 6-1 高層建物モデルに関する検討

本節では、高層建物モデルの極限的擬似 DI に対する時刻歴応答解析を行い、6.4 節で導いた最大層間変形の分布の近似閉形表現の精度検証を行う。擬似 DI の入力速度は 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 [m/s] とする。

1 次周期がそれぞれ 2.4, 3.6 [s] の 24, 36 層せん断質点系を考える。全層等質量、各層高さ 4m とする。剛性分布は第 1 層と最上層の剛性の比が 2.5:1 となる台形分布とする。各層降伏変位を $d_y = 4/150$ [m] とし、また二次剛性比 0.1 のバイリニア型復元力特性を仮定する。

極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形分布（時刻歴応答解析により評価）及び提案手法による最大層間変形分布の予測値を Fig. 6A-1 に示す。提案手法による予測値は時刻歴応答解析結果と概ね良好に対応する。尚、24 層モデルと 36 層モデルの層間変形分布はほぼ同様であり、また全層中の最大層間変形もほとんど等しくなっている。Takewaki and Tsujimoto (2011) は PGV 一定下での共振調和外乱に対する高層建物モデルの最大層間変形はほぼ等しくなることを示しており、ここでも同様の傾向が見られる。

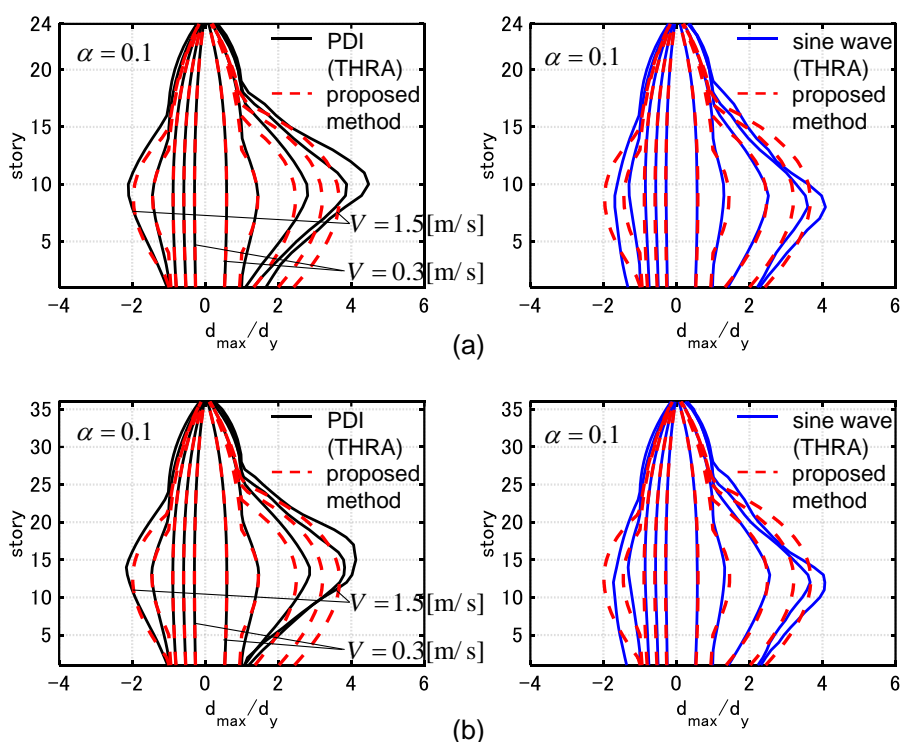


Fig. 6A-1 極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する層間変形分布及び近似閉形表現の比較, (a) 24 層モデル, (b) 36 層モデル

Appendix 6-2 構造減衰を有する弾塑性多自由度系の極限的擬似 DI に対する最大層間変形の近似閉形表現

6.4 節で導出した弾塑性多自由度系の極限的擬似 DI に対する最大変位応答の近似閉形表現は、構造減衰を有するモデルに対しては適用の範囲外であった。本節では、構造減衰が存在する場合の最大変位応答の近似閉形表現を以下に示す方法で簡略的に求める。

弾性減衰 1 自由度系の極限的ダブルインパルスに対する最大変位応答 $d_{\max, \text{SDOF}}^{(1)}(h), d_{\max, \text{SDOF}}^{(2)}(h)$ は(6A-1a, b)式で表される (Akehashi et al. (2018))。

$$d_{\max, \text{SDOF}}^{(1)}(h) = \left\{ -(4/3)h + \sqrt{(16/9)h^2 + 1} \right\} (V / \omega_1) \quad (6A-1a)$$

$$d_{\max, \text{SDOF}}^{(2)}(h) = \left\{ -(4/3)h + \sqrt{(16/9)h^2 + 1} \right\} \left(1 + e^{-\pi h / \sqrt{1-h^2}} \right) (V / \omega_1) \quad (6A-1b)$$

非減衰 1 自由度系の最大変位応答 $d_{\max, \text{SDOF}}^{(1)}(0), d_{\max, \text{SDOF}}^{(2)}(0)$ との比を取って(6A-2a, b)式を得る。

$$d_{\max, \text{SDOF}}^{(1)}(h) / d_{\max, \text{SDOF}}^{(1)}(0) = -(4/3)h + \sqrt{(16/9)h^2 + 1} \quad (6A-2a)$$

$$d_{\max, \text{SDOF}}^{(2)}(h) / d_{\max, \text{SDOF}}^{(2)}(0) = \left\{ -(4/3)h + \sqrt{(16/9)h^2 + 1} \right\} \left(1 + e^{-\pi h / \sqrt{1-h^2}} \right) / 2 \quad (6A-2b)$$

弾塑性多自由度系を扱う場合、構造減衰の有無により層間変形の形状は大きく変わらないと考えられるため、1 次減衰定数が h の剛性比例減衰を有する弾塑性多自由度系の擬似 DI に対する最大層間変形 $\mathbf{d}_{\max}^{(1)}(h), \mathbf{d}_{\max}^{(2)}(h)$ を(6A-3a, b)式で近似する。

$$\mathbf{d}_{\max}^{(1)}(h) = \left\{ -(4/3)h + \sqrt{(16/9)h^2 + 1} \right\} \mathbf{d}_{\max}^{(1)}(0) \quad (6A-3a)$$

$$\mathbf{d}_{\max}^{(2)}(h) = \left\{ -(4/3)h + \sqrt{(16/9)h^2 + 1} \right\} \left\{ \left(1 + e^{-\pi h / \sqrt{1-h^2}} \right) / 2 \right\} \mathbf{d}_{\max}^{(2)}(0) \quad (6A-3b)$$

ここで $\mathbf{d}_{\max}^{(1)}(0), \mathbf{d}_{\max}^{(2)}(0)$ は 6.4 節で導出した非減衰系に対する近似閉形表現である。(6A-3a, b)式は、弾性 1 自由度系の場合の粘性減衰による応答低減効果を弾塑性多自由度系に援用したものである。尚、継続時間の短い入力に対する粘性減衰の応答低減効果は大きくないことがよく知られている。(6A-2a, b)式の値は $h=0.01$ の場合に 0.987, 0.972、 $h=0.02$ の場合に 0.974, 0.944 であり、擬似 DI に対しても粘性減衰による応答低減効果は大きくないことが推測される。

極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する Model 1, Model 2, Model 3 の最大層間変形を Fig. 6A-2~6A-4 に示す。擬似 DI の入力速度は $V = 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5$ [m/s] とし、また $h = 0.01, 0.02$ 及び $\alpha = 0.1, 0.2$ とした。図より、予測値は時刻歴応答解析結果と概ね良好に対応するといえる。また 6.5.1, 6.5.2 節の Fig. 6-7, 6-8 と Fig. 6A-2~6A-4 を見比べれば、粘性減衰による応答低減効果は限定的であり、入力エネルギーの大部分は履歴減衰により吸収されることが確認できる。

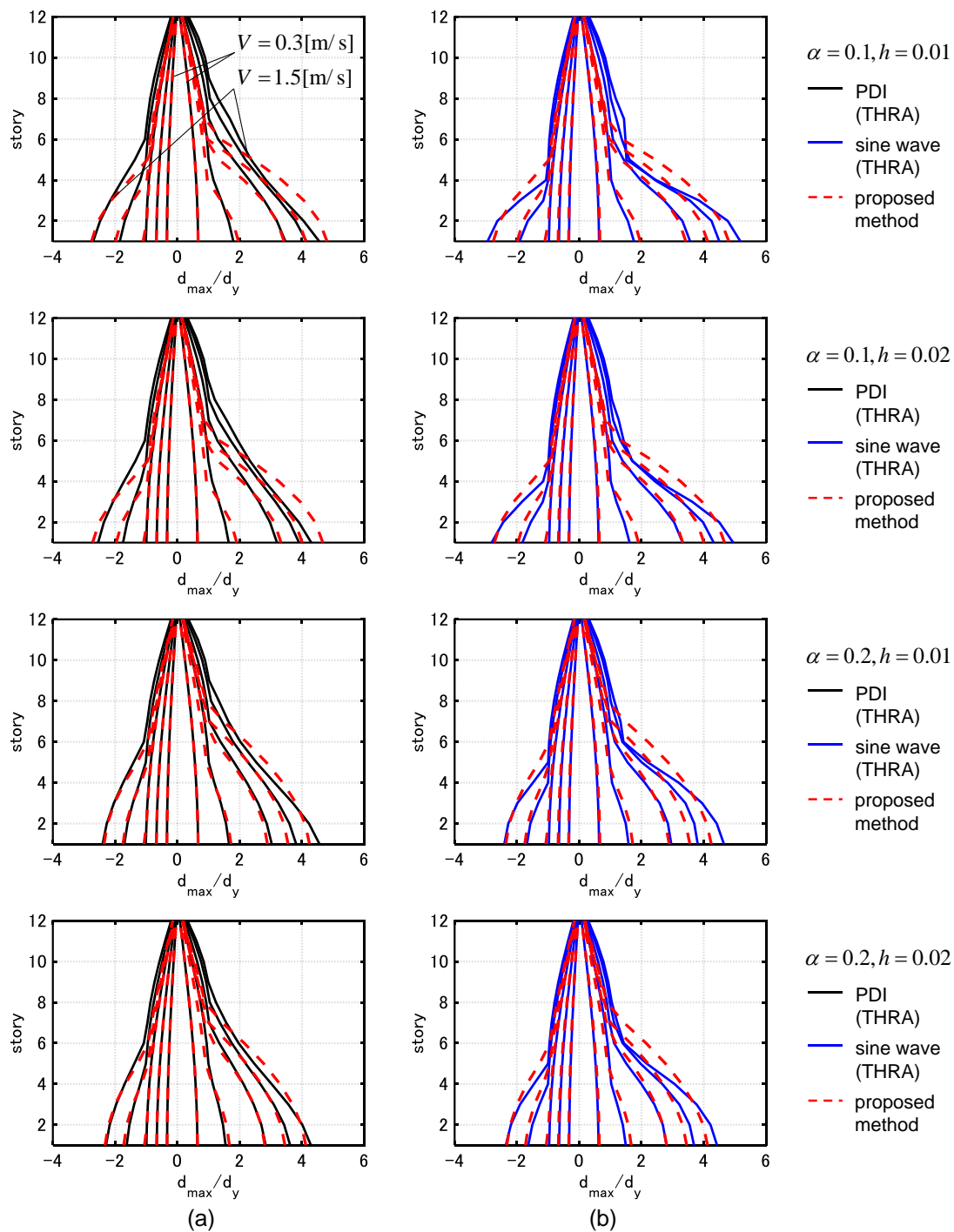


Fig. 6A-2 極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形分布及び近似閉形表現の比較 (Model 1) , (a) 極限的擬似 DI, (b) 等価 1 サイクル正弦波

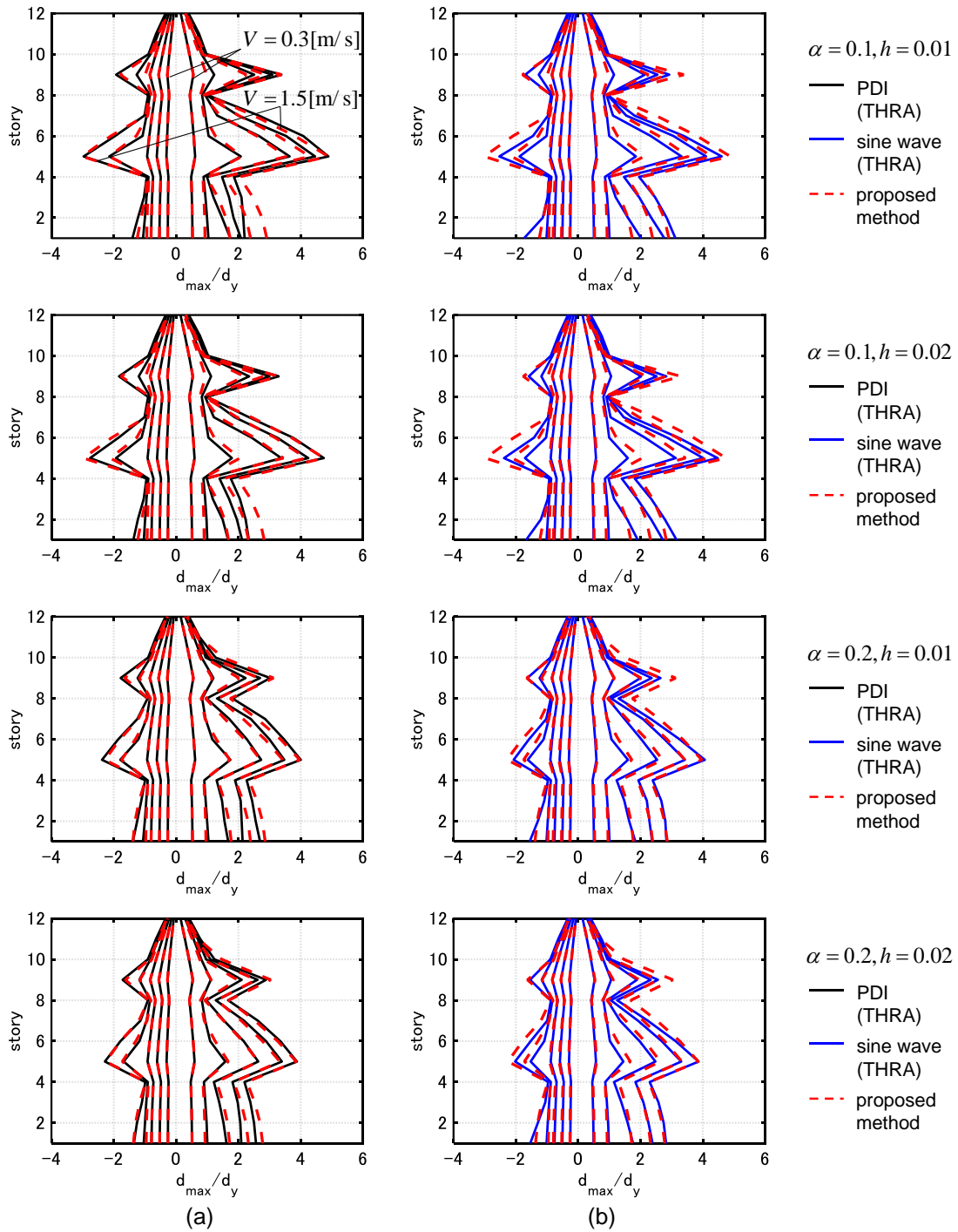


Fig. 6A-3 極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形分布及び近似閉形表現の比較 (Model 2) , (a) 極限的擬似 DI, (b) 等価 1 サイクル正弦波

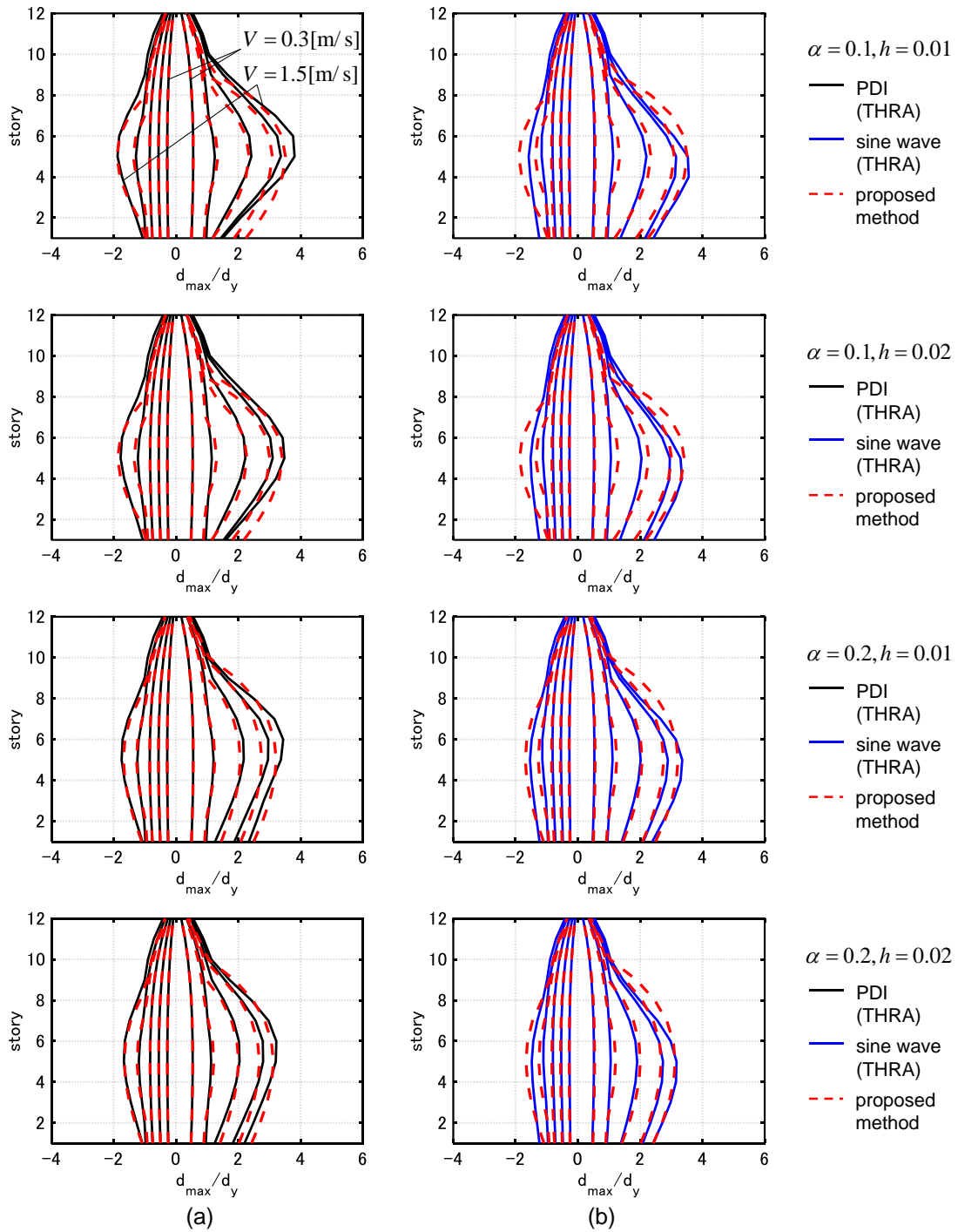


Fig. 6A-4 極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形分布及び近似閉形表現の比較 (Model 3), (a) 極限的擬似 DI, (b) 等価 1 サイクル正弦波

Appendix 6-3 非減衰多自由度系に対する擬似 DI の極限的時間間隔の 近似閉形表現

本節では、バイリニア型復元力特性及びポリリニア型復元力特性を有する非減衰 1 自由度系に対する DI の極限的時間間隔の厳密解を導く。これらを参考に、擬似 DI の極限的時間間隔の近似閉形表現を導く。

[バイリニア型復元力特性を有する非減衰 1 自由度系の場合]

$m, k, \omega (= \sqrt{k/m}), d_y, \alpha$ を 1 自由度系の質量、剛性、固有円振動数、降伏変位及び二次剛性比とする。第 1 インパルス入力直後及び降伏変位に達したときのエネルギーの釣合いより、降伏変位に達したとき系の速度応答 v は(6A-4)式のように導かれる。

$$\frac{1}{2}mV^2 = \frac{1}{2}kd_y^2 + \frac{1}{2}mv^2 \quad (6A-4a)$$

$$v = -\sqrt{V^2 - (\omega d_y)^2} \quad (6A-4b)$$

第 1 インパルス入力直後及び降伏変位に達したときの変位・速度・加速度応答 u, \dot{u}, \ddot{u} の複素表示を Fig. 6A-5 に示す。尚、複素共役解のうち一方を示しており、また u, \ddot{u} には $\omega, 1/\omega$ を乗じている。インパルス入力に対しては自由振動のみが生じ、弾性範囲では u, \dot{u}, \ddot{u} は振幅を一定に保ったまま角速度 ω で回転する。図中の位相角 θ^{ini} は(6A-5)式のように表される。

$$\theta^{ini} = \arctan \left\{ \frac{\omega d_y}{v} \right\} \quad (6A-5)$$

第 1 インパルス入力直後から降伏変位に至るまでの時間 t^{ini} は(6A-6)式のように表される。

$$t^{ini} = \theta^{ini} / \omega \quad (6A-6)$$

次に、降伏変位到達直後から最大変位 $d_{\max}^{(1)}$ に達するまでの時間 t^y を導く。変位応答の振動中心を $u = d_y \{(1/\alpha) - 1\}$ とみなした新たな座標系 $u^y = u - d_y \{(1/\alpha) - 1\}$ を考える (Fig. 6A-6a)。降伏変位到達直後における $u^y, \dot{u}^y (= \dot{u}), \ddot{u}^y (= \ddot{u})$ の複素表示を Fig. 6A-6b に示す。図中に示した位相角 θ^y は(6A-7)式のように表される。

$$\theta^y = \arctan \left\{ \frac{\omega^y (d_y / \alpha)}{v} \right\} \quad (6A-7)$$

ここで $\omega^y = \sqrt{\alpha k / m}$ は降伏後剛性を用いて計算される固有円振動数である。 t^y は(6A-8)式のように表される。

$$t^y = \{(\pi/2) - \theta^y\} / \omega^y \quad (6A-8)$$

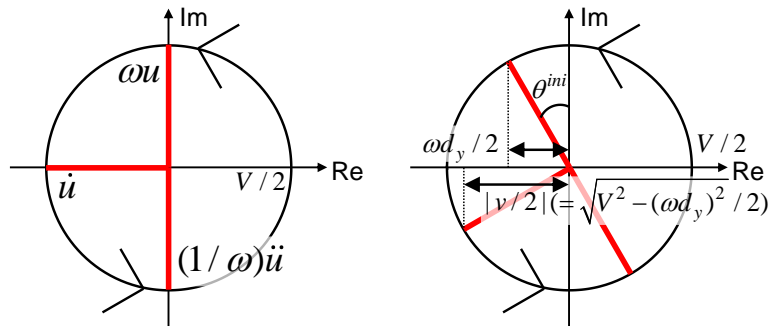


Fig. 6A-5 第1インパルス入力直後及び降伏変位に達したときの変位・速度・加速度応答の複素表示

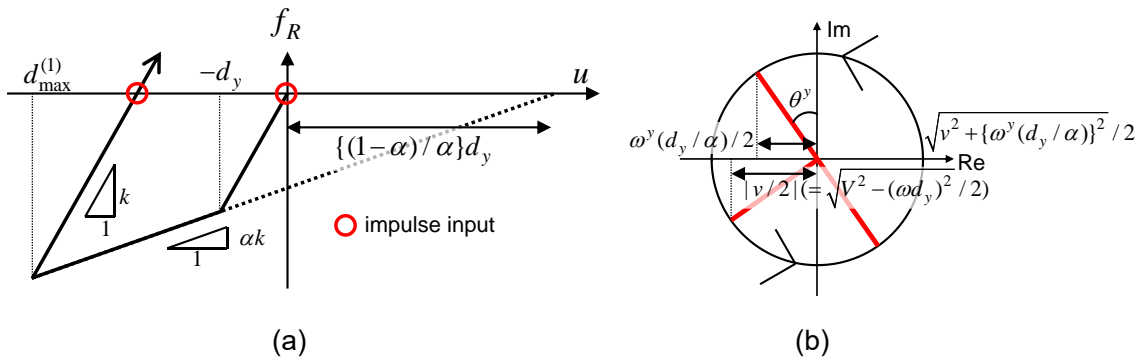


Fig. 6A-6 第1インパルスに対する応答の概要,

(a) 復元力特性と参照座標系, (b) 降伏直後の変位・速度・加速度応答の複素表示

$|d_{\max}^{(1)}|/d_y \leq (1+\alpha)/\alpha$ と仮定（第1回目の最大変形到達後、初期剛性の範囲で復元力が0となると仮定）すると、最大変位到達直後から第2インパルス入力直前までの時間 t^{ul} は(6A-9)式のように表される。

$$t^{ul} = (\pi/2)/\omega \quad (6A-9)$$

以上より、DIの極限的時間間隔 t_0^c が(6A-10)式のように得られる。

$$t_0^c = t^{mi} + t^y + t^{ul} \quad (6A-10)$$

[N個の折れ曲がり点を有するポリリニア型復元力特性を有する非減衰1自由度系の場合]

第 i 番目の折れ曲がり点に対応する降伏変位及び第 i 次剛性の初期剛性に対する比を $d_y^{(i)}, \alpha^{(i)}$ ($i=1, \dots, N$) とする (Fig. 6A-7a)。ただし $\alpha^{(1)} > \dots > \alpha^{(N)}$ とする。また、第 i 次剛性を用いて計算される固有円振動数を $\omega^{(i)} = \sqrt{\alpha^{(i)}k/m}$ とする。

第1インパルスに対する最大変位が $d_y^{(N^y)} \leq d_{\max}^{(1)} \leq d_y^{(N^y+1)}$ と表される場合 (N^y 番目の折れ曲がり点を通り、 N^y+1 番目の折れ曲がり点に達する前に停止する場合) を考える。

$-d_y^{(i)}$ に到達した時点での復元力 $f_R^{(i)}$ は(6A-11)式のように表される。

$$f_R^{(1)} = kd_y^{(1)} \quad (6A-11a)$$

$$f_R^{(i)} = f_R^{(i-1)} + \alpha^{(i-1)}k(d_y^{(i)} - d_y^{(i-1)}) \quad (i=2, \dots, N^y) \quad (6A-11b)$$

$-d_y^{(i)}$ に到達した時点で系が原点に対して有する歪エネルギー $E_h^{(i)}$ は(6A-12)式のように表される。

$$E_h^{(1)} = \frac{(f_R^{(1)})^2}{2k} \quad (6A-12a)$$

$$E_h^{(i)} = E_h^{(i-1)} + \frac{(f_R^{(i)} + f_R^{(i-1)})(f_R^{(i)} - f_R^{(i-1)})}{2\alpha^{(i-1)}k} \quad (i=2, \dots, N^y) \quad (6A-12b)$$

$-d_y^{(i)}$ に到達した時点で系が有する運動エネルギー $E_K^{(i)}$ は(6A-13)式のように表される。

$$E_K^{(i)} = \frac{1}{2}mV^2 - E_h^{(i)} \quad (6A-13)$$

第 1 インパルス入力直後から $-d_y^{(1)}$ に至るまでの時間 t^{ini} は(6A-14)式のように表される。

$$t^{ini} = \theta^{ini} / \omega \quad (6A-14)$$

ここで

$$\theta^{ini} = \arctan \left\{ \frac{\omega d_y^{(1)}}{\sqrt{V^2 - (\omega d_y^{(1)})^2}} \right\} = \arctan \left\{ \frac{\omega d_y^{(1)}}{\sqrt{2E_K^{(1)} / m}} \right\} \quad (6A-15)$$

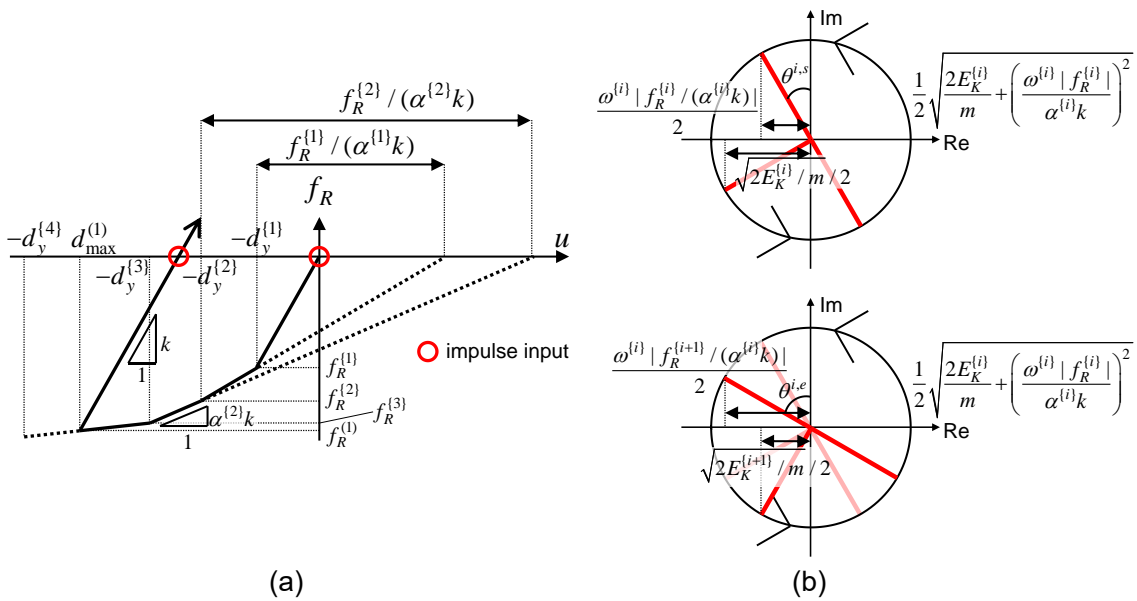
次に、 $-d_y^{(i)}$ から $-d_y^{(i+1)}$ に至るまでの時間 $t^{(i)}$ を導く。変位応答の振動中心を $u = |f_R^{(i)} / (\alpha^{(i)}k)| - d_y^{(i)}$ とみなした新たな座標系 $u^{y,i} = u - \{|f_R^{(i)} / (\alpha^{(i)}k)| - d_y^{(i)}\}$ を考える (Fig. 6A-7a)。 $-d_y^{(i)}$ 及び $-d_y^{(i+1)}$ 到達時における $u^{y,i}, \dot{u}^{y,i} (= \dot{u}), \ddot{u}^{y,i} (= \ddot{u})$ の複素表示を Fig. 6A-7b に示す。図中に示した位相角 $\theta^{i,e}, \theta^{i,s}$ は(6A-16)式のように表される。

$$\theta^{i,s} = \arctan \left(\frac{\omega^{(i)} |f_R^{(i)} / (\alpha^{(i)}k)|}{\sqrt{2E_K^{(i)} / m}} \right) = \arctan \left(\frac{\omega^{(i)} |u^{i,s}|}{|\dot{u}^{i,s}|} \right) \quad (6A-16a)$$

$$\theta^{i,e} = \arctan \left(\frac{\omega^{(i)} |f_R^{(i+1)} / (\alpha^{(i)}k)|}{\sqrt{2E_K^{(i+1)} / m}} \right) = \arctan \left(\frac{\omega^{(i)} |u^{i,e}|}{|\dot{u}^{i,e}|} \right) \quad (6A-16b)$$

$u^{i,s}, u^{i,e}$ は $-d_y^{(i)}$ 及び $-d_y^{(i+1)}$ 到達時の座標系 $u^{y,i}$ における変位を表す。 $t^{(i)}$ は(6A-17)式のように表される。

$$t^{(i)} = \{\theta^{i,e} - \theta^{i,s}\} / \omega^{(i)} \quad (i=1, \dots, N^y - 1) \quad (6A-17)$$



(a) 復元力特性と参照座標系, (b) $-d_y^{(i)}$ 及び $-d_y^{(i+1)}$ 到達時の座標系 $u^{y,i}$ における変位・速度・加速度応答の複素表示

Fig. 6A-7 第 1 インパルスに対する応答の概要,
 (a) 復元力特性と参照座標系, (b) $-d_y^{(i)}$ 及び $-d_y^{(i+1)}$ 到達時の座標系 $u^{y,i}$ における変位・速度・加速度応答の複素表示

同様に、 $-d_y^{(N^y)}$ から $d_{\max}^{(1)}$ に至るまでの時間 $t^{(N^y)}$ は(6A-18)式のように表される。

$$t^{(N^y)} = \{(\pi/2) - \theta^{N^y,s}\} / \omega^{(N^y)} \quad (6A-18)$$

また、 $d_{\max}^{(1)}$ に対応する最大復元力 $f_R^{(1)}$ が $|f_R^{(1)}| \leq 2kd_y^{(1)}$ を満たすと仮定（第 1 回目の最大変形到達後、初期剛性の範囲で復元力が 0 となる）すると、 $d_{\max}^{(1)}$ 到達直後から第 2 インパルス入力直前までの時間 t^{ul} は(6A-19)式のように表される。

$$t^{ul} = (\pi/2) / \omega \quad (6A-19)$$

以上より、DI の極限的時間間隔 t_0^c が(6A-20)式のように得られる。

$$t_0^c = t^{ini} + \sum_{i=1}^{N^y} t^{(i)} + t^{ul} \quad (6A-20)$$

[バイリニア型復元力特性を有する非減衰 N 自由度系の場合]

非減衰 1 自由度系の場合と同様の定式化により、擬似 DI の極限的時間間隔の近似閉形表現 t_0^c を導く。尚、多自由度系の場合、降伏直前及び降伏直後の 1 次モードが有する運動エネルギーは一致しない。ここではそれらを等しいものとし、また弾性・塑性高次モード応答が励起されないと仮定することにより t_0^c を導出する。

6.4 節で定義したように、UMEA により塑性化する層の番号を $s_1^{(1)}, \dots, s_N^{(1)}$ のように順番に並べ、第 $s_i^{(1)}$ 層が丁度降伏するときの層間変形分布、復元力及び原点に対して有する歪エネルギーを $\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}}$, $\mathbf{f}_R^{(1),s_i^{(1)}}$, $E_h^{(1),s_i^{(1)}}$ と表す。 $\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}}$ に到達した時点で系が有する運動エネルギー

$E_K^{(1),s_i^{(1)}}$ は(6A-21)式のように表される。

$$E_K^{(1),s_i^{(1)}} = \frac{1}{2} \{ (\beta_1 \boldsymbol{\varphi}_1)^T \mathbf{M} (\beta_1 \boldsymbol{\varphi}_1) \} V^2 - E_h^{(1),s_i^{(1)}} = \frac{1}{2} M_1 V^2 - E_h^{(1),s_i^{(1)}} \quad (6A-21)$$

また、 $s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}$ 層が降伏した場合の層剛性を用いて計算される 1 次固有円振動数を $\omega_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}}$ 、1 次刺激関数を $\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}}$ 、1 次の広義質量を $M_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}}$ とする (ただし、 $\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} = \{ (\boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \mathbf{M} \mathbf{1} \} / \{ (\boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \}$ 、 $M_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} = (\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \mathbf{M} \mathbf{1}$)。

第 1 インパルスに対する最大層間変形が $\mathbf{d}_{\max}^{(1)} = (1-q)\mathbf{d}^{(1),s_{N^y}} + q\mathbf{d}^{(1),s_{N^y+1}}$ ($0 \leq q \leq 1$) と表される場合を考える。第 1 インパルス入力直後から $\mathbf{d}^{(1)}$ に至るまでの時間 t^{ini} は(6A-22)式のように表される。

$$t^{ini} = \theta^{ini} / \omega_1 \quad (6A-22)$$

ここで

$$\theta^{ini} = \arctan \left\{ \frac{\omega_1 d_y^{(1)}}{\sqrt{2E_K^{(1),s_1^{(1)}} / M_1}} \right\} \quad (6A-23)$$

$$d_y^{(1)} = \left| \frac{(\beta_1 \boldsymbol{\varphi}_1)^T \mathbf{M} (\mathbf{T}^{-1} \mathbf{d}^{(1),s_1^{(1)}})}{(\beta_1 \boldsymbol{\varphi}_1)^T \mathbf{M} (\beta_1 \boldsymbol{\varphi}_1)} \right| = \frac{|(\beta_1 \boldsymbol{\varphi}_1)^T \mathbf{M} (\mathbf{T}^{-1} \mathbf{d}^{(1),s_1^{(1)}})|}{M_1} \quad (6A-24)$$

(6A-22, 23)式は(6A-14, 15)式に対応している。次に、 $\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}}$ から $\mathbf{d}^{(1),s_{i+1}^{(1)}}$ に至るまでの時間 $t^{i,j}$ を導く。変位応答の参照座標系を(6A-25)式のように切り替える。

$$\mathbf{u}^{s_i^{(1)}} = \mathbf{u} - \mathbf{T}^{-1} (d_{y,1} - d_{y,1} / p_1^{(1),s_i^{(1)}}, \dots, d_{y,N} - d_{y,N} / p_N^{(1),s_i^{(1)}})^T = \mathbf{u} - \mathbf{u}_y^{s_i^{(1)}} \quad (6A-25)$$

6.4 節で定義したように、 $\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}}$ に到達した時点で第 j 層が塑性化している場合は $p_j^{(1),s_i^{(1)}} = \alpha_j$ 、塑性化していない場合は $p_j^{(1),s_i^{(1)}} = 1$ である。 $\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}}$ 、 $\mathbf{d}^{(1),s_{i+1}^{(1)}}$ の座標系 $\mathbf{u}^{s_i^{(1)}}$ に基づく塑性 1 次モード変位 $u_1^{s_i^{(1)},s}$ 、 $u_1^{s_i^{(1)},e}$ は(6A-26)式のように表される。

$$u_1^{s_i^{(1)},s} = \left| \frac{(\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \mathbf{M} (\mathbf{T}^{-1} \mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}} - \mathbf{u}_y^{s_i^{(1)}})}{(\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \mathbf{M} (\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})} \right| \quad (6A-26a)$$

$$= \left| \frac{(\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \mathbf{M} (\mathbf{T}^{-1} \mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}} - \mathbf{u}_y^{s_i^{(1)}})}{M_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}}} \right|$$

$$u_1^{s_i^{(1)},e} = \left| \frac{(\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \mathbf{M} (\mathbf{T}^{-1} \mathbf{d}^{(1),s_{i+1}^{(1)}} - \mathbf{u}_y^{s_i^{(1)}})}{(\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \mathbf{M} (\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})} \right| \quad (6A-26b)$$

$$= \left| \frac{(\beta_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}} \boldsymbol{\varphi}_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}})^T \mathbf{M} (\mathbf{T}^{-1} \mathbf{d}^{(1),s_{i+1}^{(1)}} - \mathbf{u}_y^{s_i^{(1)}})}{M_1^{s_1^{(1)}, \dots, s_i^{(1)}}} \right|$$

塑性 1 次モードが全運動エネルギーを有するとみなせば、 $\mathbf{d}^{(1),s_i^{(1)}}$, $\mathbf{d}^{(1),s_{i+1}^{(1)}}$ 到達時点での塑性 1 次モード速度 $\dot{u}_1^{s_i^{(1)},s}$, $\dot{u}_1^{s_i^{(1)},e}$ は(6A-27)式のように表される。

$$\dot{u}_1^{s_i^{(1)},s} = \sqrt{2E_K^{(1),s_i^{(1)}} / M_1^{s_1^{(1)},\dots,s_i^{(1)}}} \quad (6A-27a)$$

$$\dot{u}_1^{s_i^{(1)},e} = \sqrt{2E_K^{(1),s_{i+1}^{(1)}} / M_1^{s_1^{(1)},\dots,s_i^{(1)}}} \quad (6A-27b)$$

以上より、 $t^{(i)}$ は(6A-28)式のように表される。

$$t^{(i)} = \{\theta^{i,e} - \theta^{i,s}\} / \omega_1^{s_1^{(1)},\dots,s_i^{(1)}} \quad (i=1,\dots,N^y-1) \quad (6A-28)$$

ここで

$$\theta^{i,s} = \arctan \left(\frac{\omega_1^{s_1^{(1)},\dots,s_i^{(1)}} |u^{i,s}|}{|\dot{u}^{i,s}|} \right) \quad (6A-29)$$

$$\theta^{i,e} = \arctan \left(\frac{\omega_1^{s_1^{(1)},\dots,s_i^{(1)}} |u^{i,e}|}{|\dot{u}^{i,e}|} \right) \quad (6A-30)$$

同様に、 $\mathbf{d}^{(1),s_{N^y}^{(1)}}$ から $\mathbf{d}_{\max}^{(1)}$ に至るまでの時間 $t^{\{N^y\}}$ は(6A-31)式のように表される。

$$t^{\{N^y\}} = \{(\pi/2) - \theta^{N^y,s}\} / \omega_1^{s_1^{(1)},\dots,s_{N^y}^{(1)}} \quad (6A-31)$$

$\mathbf{d}_{\max}^{(1)}$ 到達直後から第 2 インパルス入力直前までの時間 t^{ul} は(6A-32)式のように表される。

$$t^{ul} = (\pi/2) / \omega_1 \quad (6A-32)$$

以上より、擬似 DI の極限的時間間隔の近似閉形表現 t_0^c が(6A-33)式のように得られる。

$$t_0^c = t^{ini} + \sum_{i=1}^{N^y} t^{(i)} + t^{ul} \quad (6A-33)$$

擬似 DI の極限的時間間隔の時刻歴応答解析及び(6A-33)式による評価値を Fig. 6A-8 に示す。6.5 節で扱った Model 1, 2, 3 を再び扱っている。二次剛性比が小さい場合には降伏により塑性高次モードへ分配される運動エネルギーが比較的大きくなるため、塑性 1 次モードのみへの運動エネルギーの分配を仮定した(6A-33)式の推定精度も低下する。尚、Model 1 は低層部に塑性変形が集中し、弾性・塑性 1 次周期の差が比較的大きいモデルである。従って、 $\alpha = 0.01$ の場合、Model 1 に対する(6A-33)式の推定精度は、Model 2, 3 の場合よりも低下する。しかし、 $\alpha = 0.1, 0.2$ の場合にはモデルに依らず良好な精度で推定可能である。

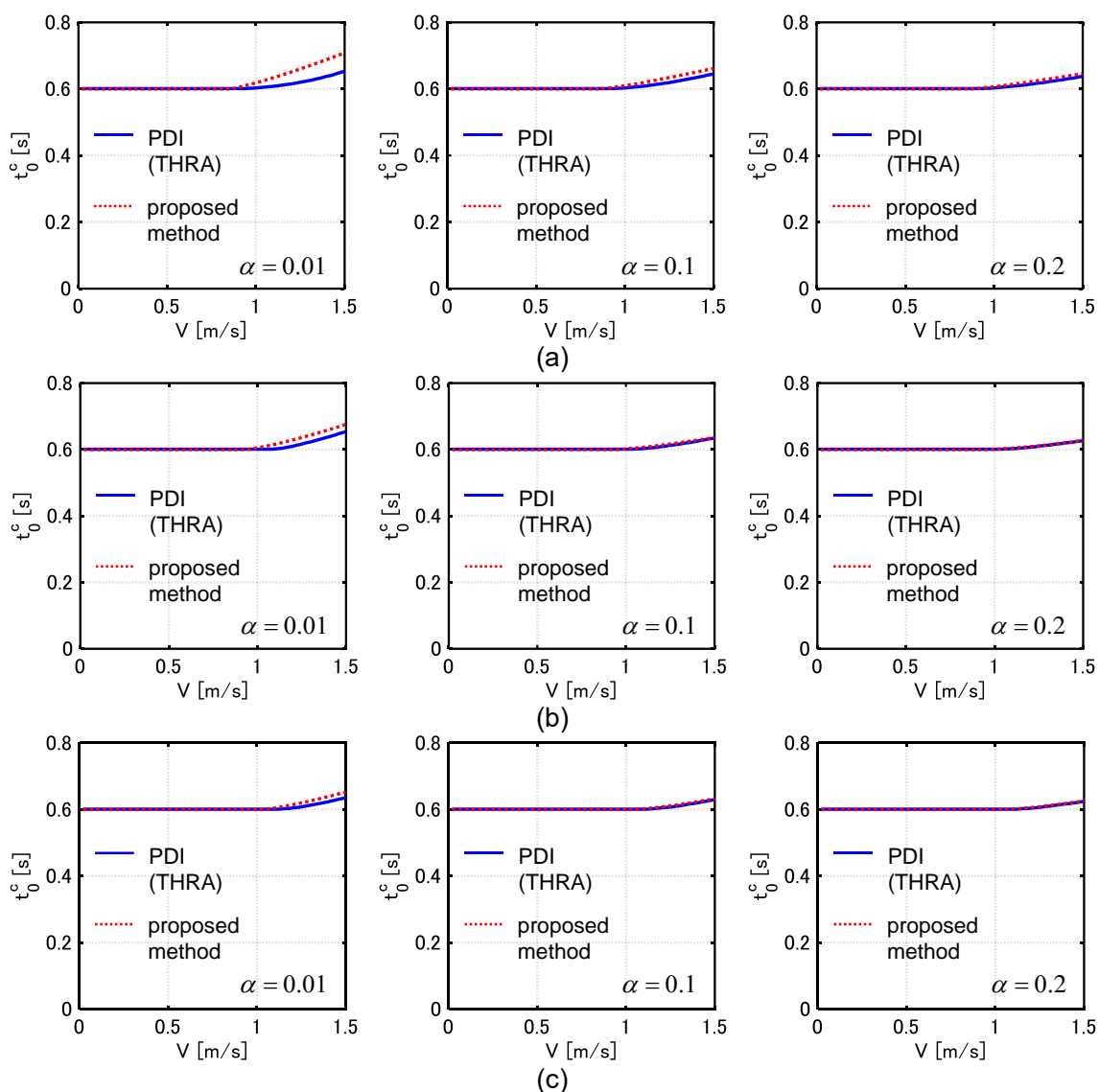


Fig. 6A-8 擬似 DI の極限的時間間隔, (a) Model 1, (b) Model 2, (c) Model 3

Appendix 6-4 弾塑性平面骨組への提案手法の適用

日本の構造設計では、骨組の動的応答特性を概略的に把握することを目的として、骨組と等価せん断質点系が予備設計に常用される。等価せん断質点系を得る手順は次のとおりである; (1) A_i 分布を用いた静的プッシュオーバー解析により各層の復元力特性を計算, (2) 復元力特性を層毎にバイリニア型もしくはトリリニア型の履歴特性で近似。尚、せん断質点系の復元力特性パラメータ（降伏変位、二次剛性比等）は、骨組の履歴エネルギーとせん断質点系の履歴エネルギーの等価性に基づいて決定される。

骨組を等価せん断質点系へ置換した例を Fig. 6A-9a に示す。ここでは 10 層 3 スパン平面骨組を扱っている（骨組の詳細は本論文の 9.3.1 節に示しているためここでは省略する）。

Fig. 6A-9b には等価せん断質点系（バイリニア型復元力特性）のパラメータを示す。第 1, 10 層の降伏変位が比較的小さく、また第 1, 9, 10 層の二次剛性比も比較的小さなものとなっている。尚、3 次元骨組構造を扱う場合、二次剛性比の値はより大きなものとなる。これは垂直構面毎に剛性・強度が異なり、降伏変位に達したときにいくつかの構面は弾性範囲に留まっているためである。

Fig. 6A-9c に 10 層 3 スパン平面骨組及び等価せん断質点系の 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形を示す。1 サイクル正弦波は $V = 0.9[m/s]$ の極限的擬似 DI に等価なものを扱っており、また構造減衰として 2% の剛性比例減衰を採用している。図より、骨組の最大層間変形を提案手法により精度良く評価できていることがわかる。

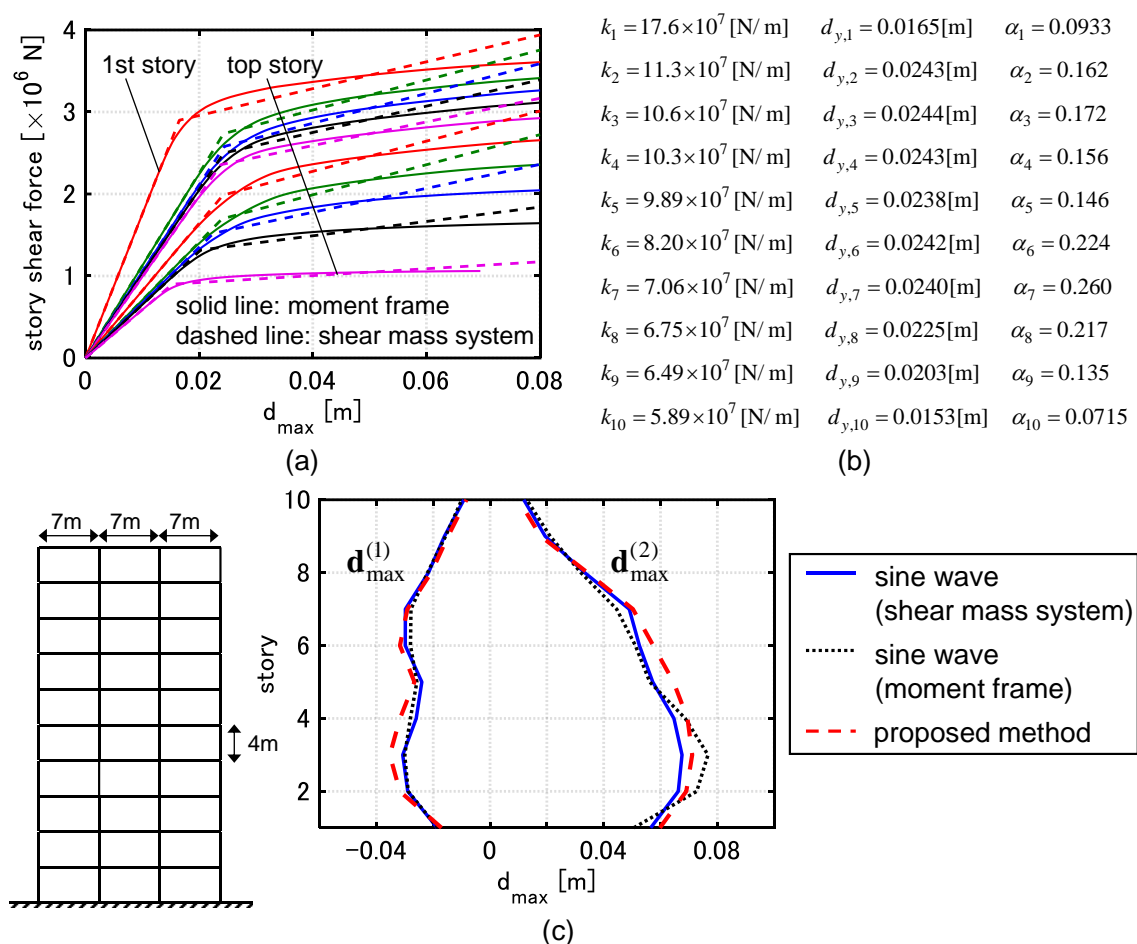


Fig. 6A-9 10 層 3 スパン平面骨組及び等価せん断質点系に対する解析結果の比較、(a) 各層復元力-変位関係、(b) 等価せん断質点系のパラメータ、(c) 最大層間変形の分布

7章 マルチレベル地震動に対するロバストな

ダンパー設計と理想応答曲線

7.1 序

構造設計では、様々な不確実性の下での工学的意思決定を行う必要がある。構造体や地盤、地震その他あらゆるモノ・現象の完全な計測・予測・モデル化は困難であるため、これらの不確実性にうまく対処しなければならない。熟練の設計者は、経験や構造的センスに基づき、このような不確実性を考慮したうえで設計を行っている。一方、この不確実性を数理的に考慮する設計法として、信頼性設計やロバスト設計等が挙げられる。これらの設計法やロバストネス評価、及び不確実性に起因する応答値のばらつき評価に関する研究が多くなされてきた (Takewaki and Ben-Haim (2005), Kanno and Takewaki (2006), Mathakari et al. (2007), Marano et al. (2008), Fujita and Takewaki (2011), Scozzese et al. (2019))。一方、性能ベース設計もまた、確率論を取り入れた設計法の一つである。複数の地震動を用いた Incremental Dynamic Analysis (IDA) (Vamvatsikos and Cornell (2001)) は構造物のフラジリティ評価に常用される。

一方、ダンパーの最適化はこれまでに多くの研究者によって取り組まれてきた。本章の内容に関連の深いものとして、Martínez et al. (2014)は確率的等価線形化に基づく定式化により、周波数領域での履歴ダンパー配置最適化を行っている。Aydin et al. (2020)は地盤と建物の動的相互作用を考慮してダンパー最適化を行っている。また、ダンパーと構造体の同時設計に取り組んだ研究も存在する (Castaldo and De Iuliis (2014), Akehashi and Takewaki (2020b))。

最適設計法にシステムパラメータの不確実性を取り入れた研究は存在する (Mathakari et al. (2007), Marano et al. (2008))。一方で、地震外乱の振幅の不確実性を直接的に考慮した最適設計法はほとんど存在しない。通常、特定のレベルの地震動に対して、ある程度の安全率を考慮し、弾性構造物に対する最適設計が行われる。これに対して、弾塑性構造物を対象として最適設計を行う場合、入力地震動のレベルが異なると得られる設計も異なったものとなる。主に構造部材やブレースを対象として、弾塑性多層建物モデルに対する数理計画法を用いた最適設計法がピスター博士の研究グループによって開発されている (Balling et al. (1981), Bhatti et al. (1981))。一方、本論文の1章で述べたように、弾塑性多層建物モデルに対するダンパー最適化を扱った研究は限られている。近年、現行の法律で想定されたレベルを大きく上回る地震動が観測されており、構造体の弾塑性応答を考慮してダンパー最適化を行うことはその重要性を増しつつある。また、入力地震動のレベルをどのように決定すべきかについての検討も十分になされてはいない。ある特定のレベルの地震動に対する最適設計が他のレベルの地震動に対する応答を十分に低減できるとは限らず、特に、弾性範囲で最適化された設計は、より大きな入力に対して脆弱な塑性変形特性を示しうることが指摘

されている (Akehashi and Takewaki (2020a, b))。また、建物が経験しうる地震動を前もって知ることは、現状困難である。従って、特定のレベルの地震動に対して有効であることよりも、幅広いレベルの地震動に対して有効的に応答を低減可能であることのほうが望ましい。このような設計は、地震外乱の振幅の不確実性を最適化に取り入れることにより達成可能であると考えられる。

本章では、マルチレベル地震動に対するロバストなダンパー設計を数理的に得る方法を展開する。本章における「ロバストな設計」とは、幅広いレベルの地震動に対して変形を有効に抑制可能な設計を意味する。ある設計がロバストであるかどうかの判断には、Ideal Drift Response Curve (IDRC) の概念を用いる (Akehashi and Takewaki (2021a))。IDRC はダンパー量一定下 (≒ダンパーコスト一定下) での理想的変形性能を表す曲線で、変形ベースのダンパー設計の基準となるものである。IDRC 生成問題を定式化し、その解法を示す。数値例題により、入力地震動のレベルの設定がダンパー最適配置に与える影響や IDRC の特性を明らかにする。最終的にロバスト最適設計問題を展開し、局所探索ベースの解法を示す。その目的関数には IDRC と IDA 曲線を用いたシンプルな (視覚的把握が容易な) 指標を用いる。ロバスト最適設計問題を解くことにより、幅広いレベルの地震動に対して層間変形がほとんど一様となる設計が得られることを示す (Akehashi and Takewaki (2021a, b))。

7.2 理想応答曲線 IDRC 生成問題

本節ではまず、「ロバストなダンパー設計」が意味するところを明確化し、ロバストな設計の意義を説明する。ロバスト性の説明のために、Akehashi and Takewaki (2021a) によって提案された Ideal Drift Response Curve (IDRC) の概念についても説明を行う。次に、IDRC 生成問題を定式化し、その解法を示す。

7.2.1 IDRC とロバストなダンパー設計の概念

Akehashi and Takewaki (2021a)は、弾塑性多自由度系に対するダンパー最適化問題に関する新しい概念として、IDRC を提案した (Fig. 7-1a)。図中の $\mathbf{c}_{opt}(W_c, IM_j)$ は、レベル $IM = IM_j$ の地震動に対して、ダンパー量 (ダンパー付加減衰係数の総和) が W_c で一定の制約下で最大層間変形を最小化するダンパー配置を表す。 $\mathbf{c}_{opt}(W_c, IM_j)$ は次式のような性質を有する。

$$d_{\max}(\mathbf{c}_{opt}(W_c, IM_j), IM_j) \leq d_{\max}(\mathbf{c}_{add}(W_c), IM_j)$$

ここで、 $\mathbf{c}_{add}(W_c)$ 、 $d_{\max}(\mathbf{c}_{add}(W_c), IM_j)$ はそれぞれダンパー量が W_c の任意のダンパー配置及びその配置を有するモデルのレベル $IM = IM_j$ の地震動に対する最大層間変形を表す。IDRC とは、 IM に対して $d_{\max}(\mathbf{c}_{opt}(W_c, IM), IM)$ をプロットしたものである。 $\mathbf{c}_{opt}(W_c, IM_j)$ の配置を有するモデルの IDA 曲線は、IDRC と $IM = IM_j$ (設計レベル) の一点のみにおいて一致するが、他のレベルに対しては IDRC よりも右側 (応答が大きい側) に存在する。これは、弾塑性モデルを対象としてダンパー最適化を行う場合、入力地震動のレベルが異なると得られる設計も異なったものとなるためである。また、ダンパー量が W_c の場合、どのようなダンパー配置を有していようとも、そのモデルの IDA 曲線は IDRC よりも右側を走行する。すなわち、IDRC と同等の変形性能を満足することができない。従って、IDRC は変形ベースのダンパー設計の理想的性能を表すものであると考えられる。一方で、IDRC が $IM - d_{\max}$ 平面上で水平方向に大きく傾く場合には、地震動に対するダンパーの有効性が小さいことを示している。ダンパー量が十分でないことや、地震動の性質と使用したダンパー種の相性が悪いことなどがその原因となりうる。

Fig. 7-1b に IDRC に基づくロバストなダンパー設計及びロバストでない設計の概要を示す。Fig. 7-1b の中央及び右側の IDA 曲線は、あるレベルでは IDRC にかかなり近いところに存在するものの、他の特定のレベルにおいて IDRC から大きく離れている。これは、IDRC から大きく離れるレベルにおいて (等価) 共振応答を示すことを意味する。一方で、同図中の左側の IDA 曲線は幅広いレベルにおいて IDRC の近くを走行している。IDRC は理想的性能を示すものであるため、このような設計は幅広いレベルにおいて変形を有効に低減できる設計であるといえる。本研究では、Fig. 7-1b の左側のような設計をロバストな設計、中央及び右側のような設計をロバストでない設計と呼ぶ。

通常のダンパー最適化では、入力地震動のレベルを一つに定めて行われる。そのようにして得られた設計は、入力地震動のレベルが変動した場合の性能を保証するものではない。これに対して、IDRC をダンパー設計の検討に用いることには次のような利点が存在する。

- IDA 曲線を IDRC と併せて描くことで、様々なレベルの地震動に対する設計の有効性を視覚的に確認可能
- IDRC 自体の傾きから、設計条件 (用いるダンパーの種類、ダンパー量など) の妥当性を判定可能

本研究の最終的な目的は、弾塑性多自由度系を対象としたロバストなダンパー設計を数理的に得る方法の提案である。具体的には、IDRC と IDA 曲線を用いた指標を目的関数として最適化を行う。これに先立って、特定レベルの地震動に対する最適化におけるレベル設定がダンパー最適配置に与える影響や IDRC 自体の特性を明らかにしておく必要がある。7.2.2 節では IDRC を得るための問題を記述し、7.2.3 節では IDRC を効率的に得るアルゴリズムを展開する。

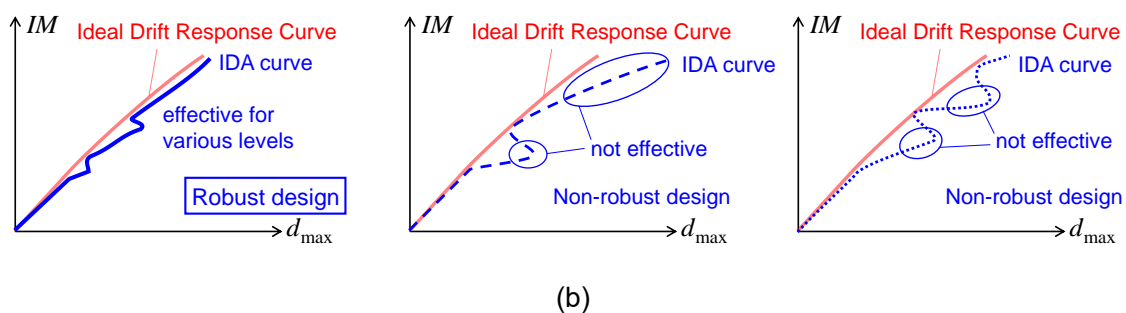
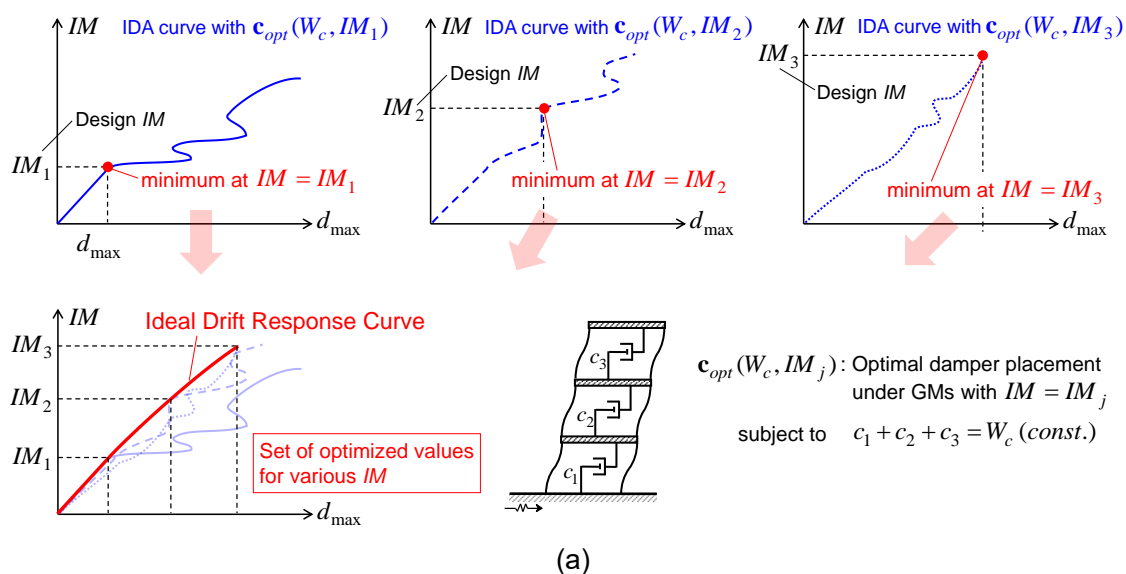


Fig. 7-1 IDRC 及びロバストな設計の概念,
(a) IDRC, (b) ロバストな設計とロバストでない設計

7.2.2 IDRC 生成問題の定式化

ダンパー量が W_c の場合の IDRC は、次のような問題を解くことにより得られる。

[Problem of Optimal Damper Placement under Consecutive-level GMs (PODPCG)]

n_L 個の設計 $\mathbf{c}_{opt}(W_c, IM_1), \dots, \mathbf{c}_{opt}(W_c, IM_{n_L})$ を得よ ($IM_1 < \dots < IM_{n_L}$)

IDRC を得ることは、入力地震動の各レベルにおけるダンパー最適配置を求めることに等価である。この問題の解法として、Akehashi and Takewaki (2021a) は Consecutive Design Generation Method (CDGM) を提案している。

本研究では、問題 PODPCG を拡張した問題 Generalized PODPCG (G-PODPCG) を扱う。

[Generalized PODPCG (G-PODPCG)]

ダンパー量が $W_{c,1}, \dots, W_{c,n_D}$ の場合の計 n_D 組の IDRC を得よ ($W_{c,1} > \dots > W_{c,n_D}$)

n_L 段階の入力レベル IM を扱っており、その添え字が大きくなるほど IM の値も大きくなるように設定している。一方 W_c の場合、添え字が大きくなるほど W_c の値は小さくなるように設定している。問題 G-PODPCG を解くために、CDGM を拡張したアルゴリズム、Advanced CDGM を示す。

7.2.3 アルゴリズム

[Advanced Consecutive Design Generation Method (A-CDGM)]

Step 1 ダンパーの初期配置 \mathbf{c}_0 を与える。カウンター $i_D \leftarrow 1$ とする。

Step 2 \mathbf{c}_0 を初期配置とした Sensitivity-based algorithm (Murakami et al. (2013), Akehashi and Takewaki (2020b)) により $\mathbf{c}_{opt}(W_{c,i_D}, IM_1)$ を得る。

Step 3 カウンター $i_L \leftarrow 1$ とする。

Step 4 局所探索 (詳細は後述) により $\mathbf{c}_{opt}(W_{c,i_D}, IM_{i_L+1})$ を得る。

Step 5 $i_L \leftarrow i_L + 1$ に更新。 $i_L < n_L$ ならば Step 4 に戻る。 $i_L = n_L$ ならば Step 6 へ進む。

Step 6 $i_D \leftarrow i_D + 1$ に更新。 $i_D < n_D + 1$ ならば Step 7 へ進む。 $i_D = n_D + 1$ ならば手順を終了。

Step 7 $\mathbf{c}_0 \leftarrow \mathbf{c}_{opt}(W_{c,i_D-1}, IM_1)$ とする。 Step 2 へ戻る。

[Sensitivity-based algorithm (SBA)]

Step 1 $\mathbf{c} \leftarrow \mathbf{c}_0$ とする。カウンター $j \leftarrow 0$ とする。

Step 2 カウンター $i \leftarrow 1$ とする。

Step 3 $c_i \leftarrow c_i - \Delta c_s$ とする。

Step 4 感度 $f_i^j = d_{\max}^{j+1,i} - d_{\max}^j$ を評価。 $c_i \leftarrow c_i + \Delta c_s, i \leftarrow i + 1$ に更新。 $i < N$ ならば Step 3 に戻

る。 $i = N$ ならば Step 5 に進む。

Step 5 f_i^j の最も小さくなる i に対して $c_i \leftarrow c_i - \Delta c_s$ のように更新。 $j \leftarrow j+1$ に更新。

Step 6 $\mathbf{c}_0^T \mathbf{1} - \Delta c_s \cdot j = W_{c,i_D}$ ならば SBA を終了。 そうでなければ Step 2 へ戻る。

局所探索手法の選択は任意であるが、本研究では次のようなものを用いる。

[Local Search]

Step 1 初期配置を $\mathbf{c} \leftarrow \mathbf{c}_{opt}(W_{c,i_D}, \mathbf{IM}_{i_L})$ とする。 カウンター $j \leftarrow 0$ とする。

Step 2 最大層間変形を評価し、層間変形が最も大きな層 i を選択。

Step 3 付加減衰係数が 0 でない層のうち、変形が最も小さい層 k を選択。

Step 4 減衰分布を $c_i \leftarrow c_i + \Delta c_l, c_k \leftarrow c_k - \Delta c_l$ のように同時に更新。ただし、 Δc_l は一様分布に従う乱数とし、正の値のみを取るよう設定。 $c_k - \Delta c_l < 0$ となる場合、 $c_k - \Delta c_l = 0$ となるように Δc_l の値を修正。 $j \leftarrow j+1$ に更新。 $j < n_{LS}$ ならば Step 2 へ戻る。 $j = n_{LS}$ ならば、これまでに得られた最良解を選択して局所探索を終了。

提案手法の手順と概要を Fig. 7-2 に示す。SBA は最大応答低減への寄与が最も小さなダンパー減衰係数を順に除去するアルゴリズムである。しかし、SBA は入力地震動のレベルを変動させた場合の最適解の探索を行うことはできない。SBA と上述の局所探索手法を組み合わせることにより、ダンパー量及び地震動のレベルに関する様々な制約下での最適解の探索を効率的に行うことが可能となる。また局所探索の過程では、一時的な最大層間変形の増加を許容しており、さらに Δc_l の値は乱数を用いて決定している。これらにより、探索過程での解の振動及び数値感度への過度な依存を防ぐことが可能となる。

以上の説明は、粘性ダンパーを対象としたものであった。提案手法は履歴ダンパーの最適設計にも適用可能である。履歴ダンパーを対象とする場合には、粘性ダンパーの付加減衰係数を表す c の文字を、履歴ダンパーの付加剛性を表す k に置き換える。

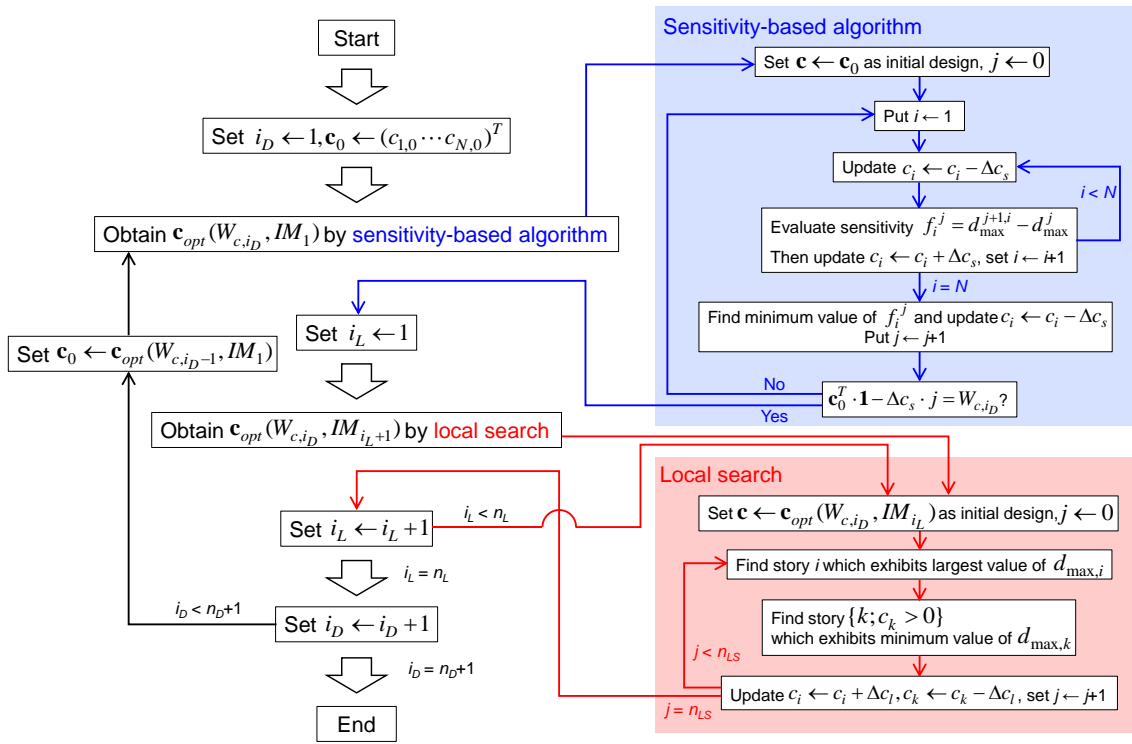
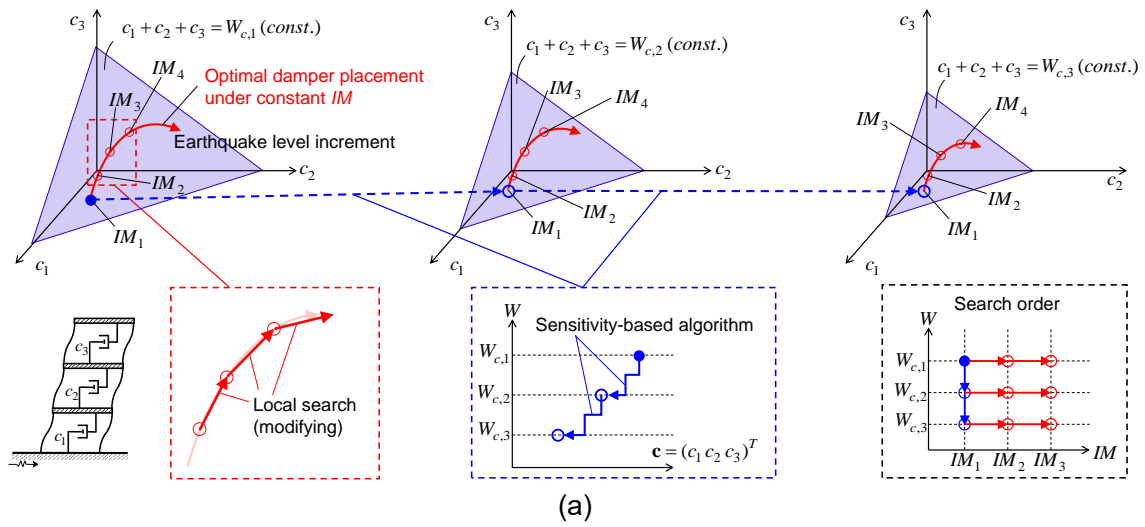


Fig. 7-2 A-CDGM の手順と概要, (a) A-CDGM の概要, (b) A-CDGM の適用手順

7.3 数値例題

本節では、数値例題を通して、提案手法の精度検証、入力地震動のレベルの増大に伴うダンパー最適配置の変化の傾向に関する考察及びダンパー量・入力地震動・ダンパーの種類がIDRCに与える影響についての考察を行う。入力地震動にはEl Centro NS波及びRinaldi Sta. FN波を用いる。IMにはPeak Ground Velocity (PGV)を用い、 $PGV=\{0.5, 0.52, 0.54, \dots, 1.5$ [m/s]の計51段階の入力レベルを用いる。また7.3.2, 7.3.3節では線形粘性ダンパーを、7.3.4, 7.3.5節では履歴ダンパーを扱う。

7.3.1 モデル

12層せん断型モデルを扱う。各層質量を $m_i = 400 \times 10^3$ [kg]、各層高さを4 [m]、各層の降伏変位を $d_y = 4/150$ [m]とし、完全弾塑性型の復元力特性を有すると仮定する。非減衰1次周期を1.2 [s]とする。構造減衰は1%で剛性比例とする。層剛性分布は次の2通りを考える。Model 1：台形分布（第1層と最上層の層剛性比が4:1）、Model 2：一様分布。Model 2は、Model 1と比較して低層部に塑性変形が集中しやすい剛性分布となっている。

7.3.2 粘性ダンパーの最適設計

ダンパー量（ダンパーによる付加減衰係数の総和）の目標値を $W_{c,1} = 30 \times 10^7$ [Ns/m]、 $W_{c,2} = 20 \times 10^7$ [Ns/m]、 $W_{c,3} = 10 \times 10^7$ [Ns/m]とする。 $W_{c,1}, W_{c,2}, W_{c,3}$ の値は、ダンパー設計後のモデルの1次の減衰定数がそれぞれ約0.15, 0.10, 0.05となるように設定した。ダンパーの初期配置はModel 1, 2ともに一様配置とし、 $\mathbf{c}_0^T \mathbf{1} = 80 \times 10^7$ [Ns/m]とする。SBAにおける付加減衰係数の1step当りの除去量は $\Delta c_s = (50/600) \times 10^7$ [Ns/m]とした。局所探索においては $\Delta c_l = \text{Unif}[0, 1] \times \{0.03 W_{c,iD}\}$ としている、すなわち Δc_l の振幅を各ステップにおいて保有している付加減衰係数の総和に比例させている。 $n_{LS} = 50$ とする。

Fig. 7-3にIDRCを示す。IDRCはモデル・ダンパー量に依らず概ね単調増加している。 $W_{c,3} = 10 \times 10^7$ [Ns/m]の場合、El Centro NS波及びRinaldi Sta. FN波に対する弾性耐力（ $d_{\max}/d_y = 1$ となるPGV）はほとんど等しいものの、 $W_{c,1} = 30 \times 10^7$ [Ns/m]の場合は両入力に対する弾性耐力に大きな開きが存在する。またEl Centro NS波に対するIDRCは傾きがほとんど一定である。一方でRinaldi Sta. FN波に対するIDRCは、弾性耐力よりもPGVが大きな範囲で水平方向により傾いている。これらは、ランダム位相地震動に近い性質を有するEl Centro NS波に対して粘性ダンパーは有効性が高いが、パルス波的性質を有するRinaldi Sta. FN波に対する有効性は低いためである。Fig. 7-4, 7-5に地震動のレベルの増加に伴う各層付加減衰係数の推移を示す。Fig. 7-6, 7-7には $PGV = 0.5, 1.0, 1.5$ [m/s]で設計されたダンパ

一配置の分布、層間変形及び層間速度伝達関数の振幅の総和を示す。層間速度伝達関数の振幅の総和は、ダンパー配置の各モードへの有効性を把握するのに適している (Akehashi and Takewaki (2020a))。両モデル・両入力に共通することとして、設計に用いる PGV が小さい場合にはダンパーの配置される層は限定的であるが、入力地震動のレベルの増大に伴って付加減衰が周辺の層に分散する。これはダンパーの付加されていない層に塑性変形が集中するのを防ぐためである。さらに、付加減衰係数の分散に伴って、高振動数域における層間速度伝達関数の振幅が小さくなっている。この結果は、Akehashi and Takewaki (2020a)が示した、幅広い振動数域で有効性の高いダンパー配置は高レベルの入力に対して塑性変形を有効に抑制する、という結論と一致している。また El Centro NS 波に対する設計と Rinaldi Sta. FN 波に対する設計を比較すると、地震動の性質の違いに起因して、後者に対しては低層部に付加される減衰が大きくなっている (Rinaldi Sta. FN 波はモデル 1 次周期よりも短い周期を有するパルス波である)。

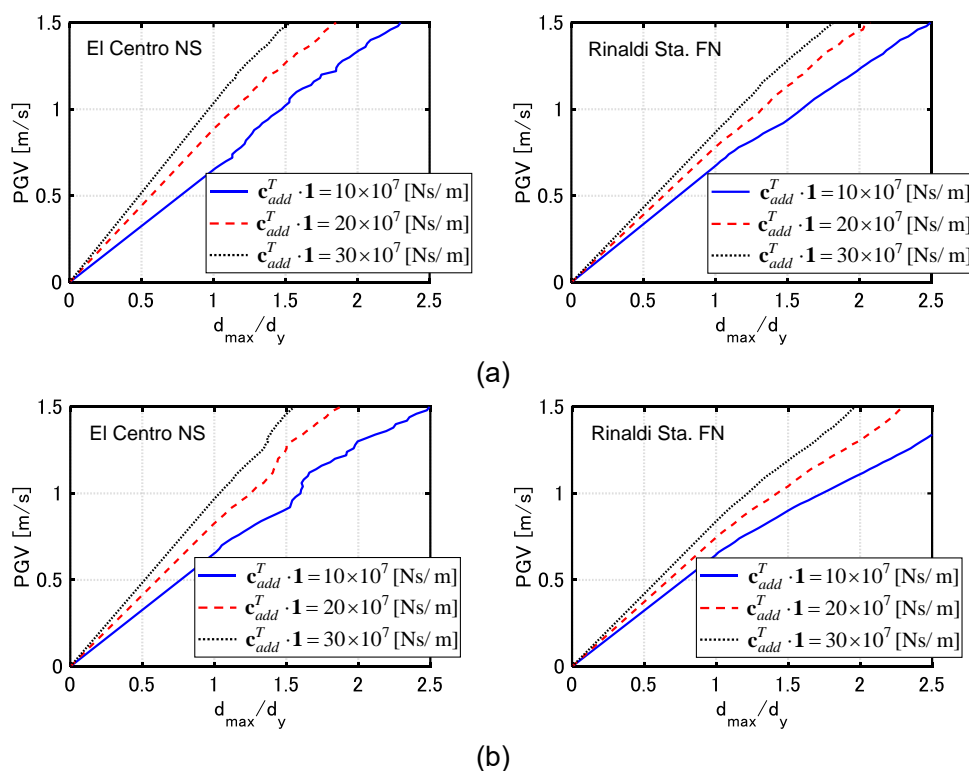
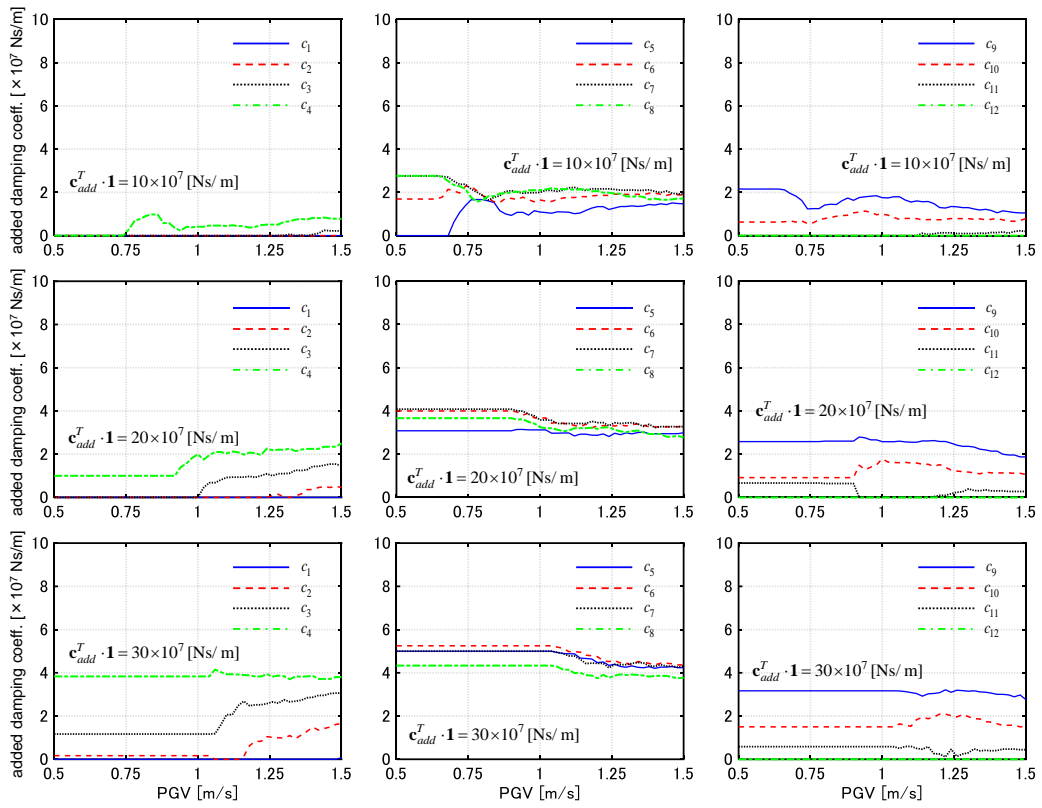
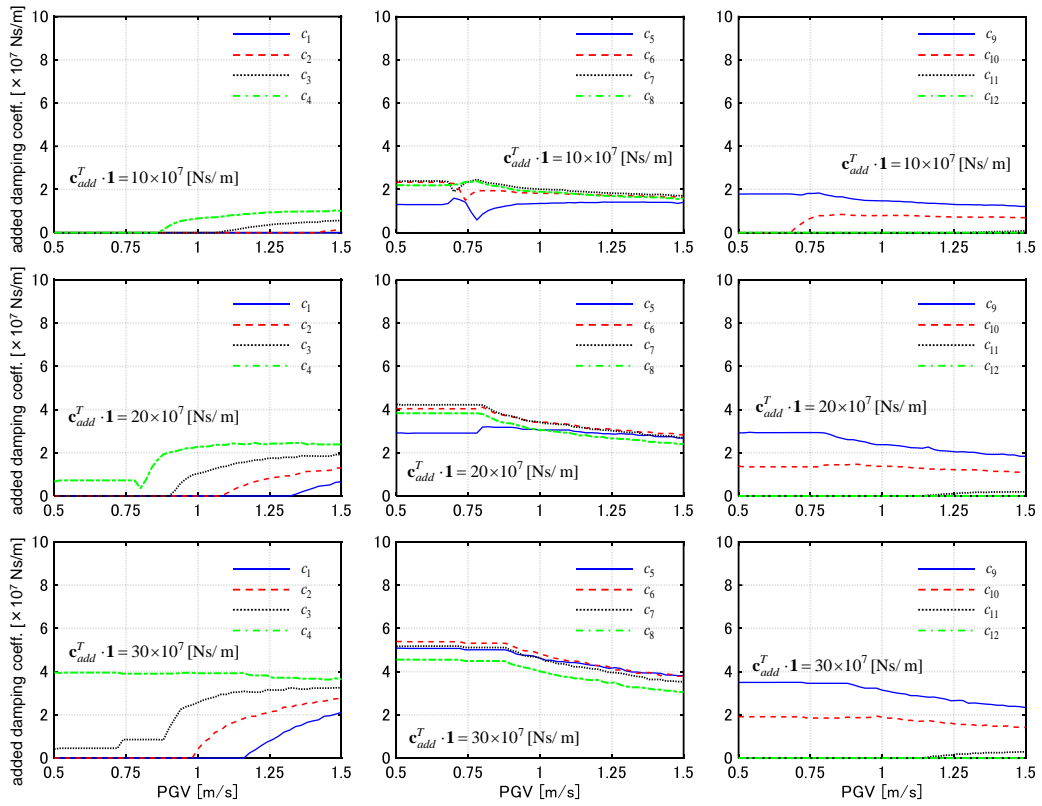


Fig. 7-3 粘性ダンパーの IDRC, (a) Model 1, (b) Model 2



(a)



(b)

Fig. 7-4 地震動レベルの増大に伴う粘性ダンパー最適配置の分布の変化 (Model 1), (a) El Centro NS, (b) Rinaldi Sta. FN

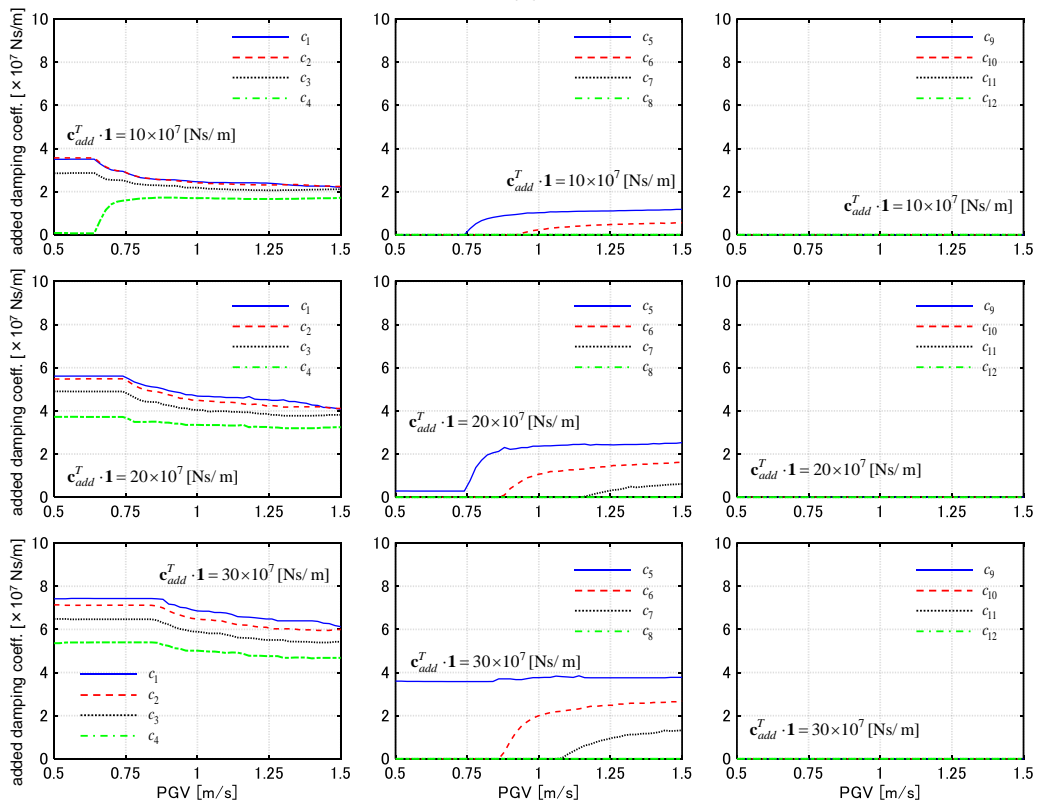
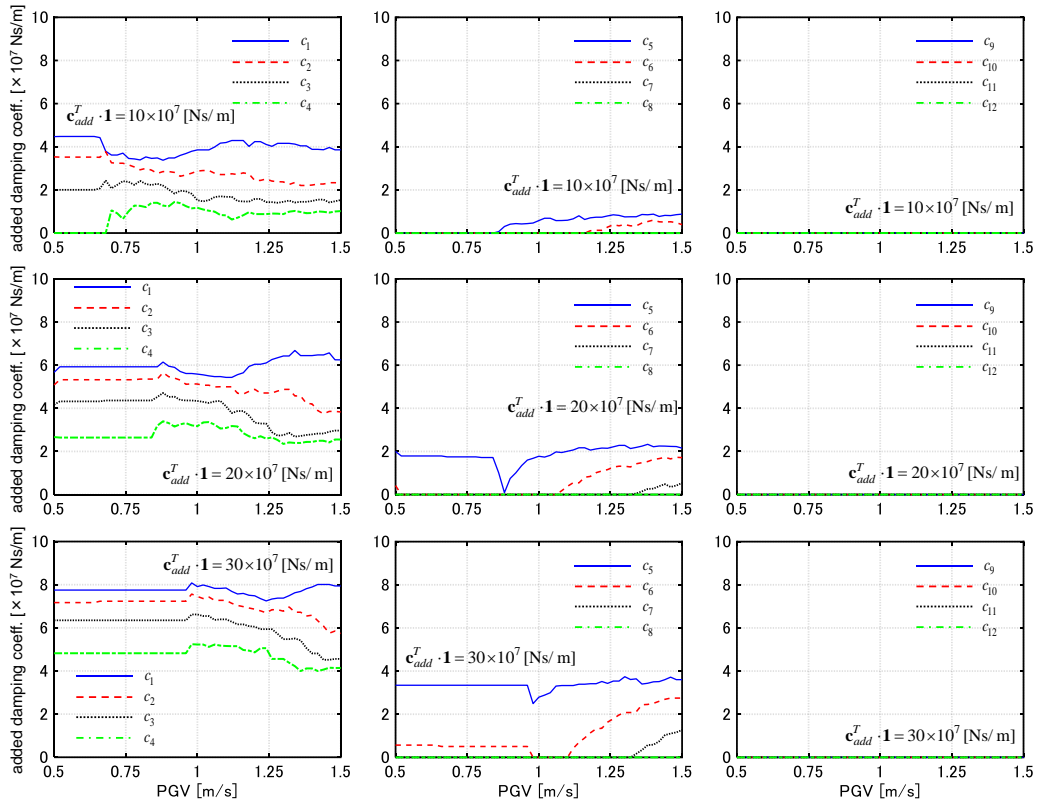
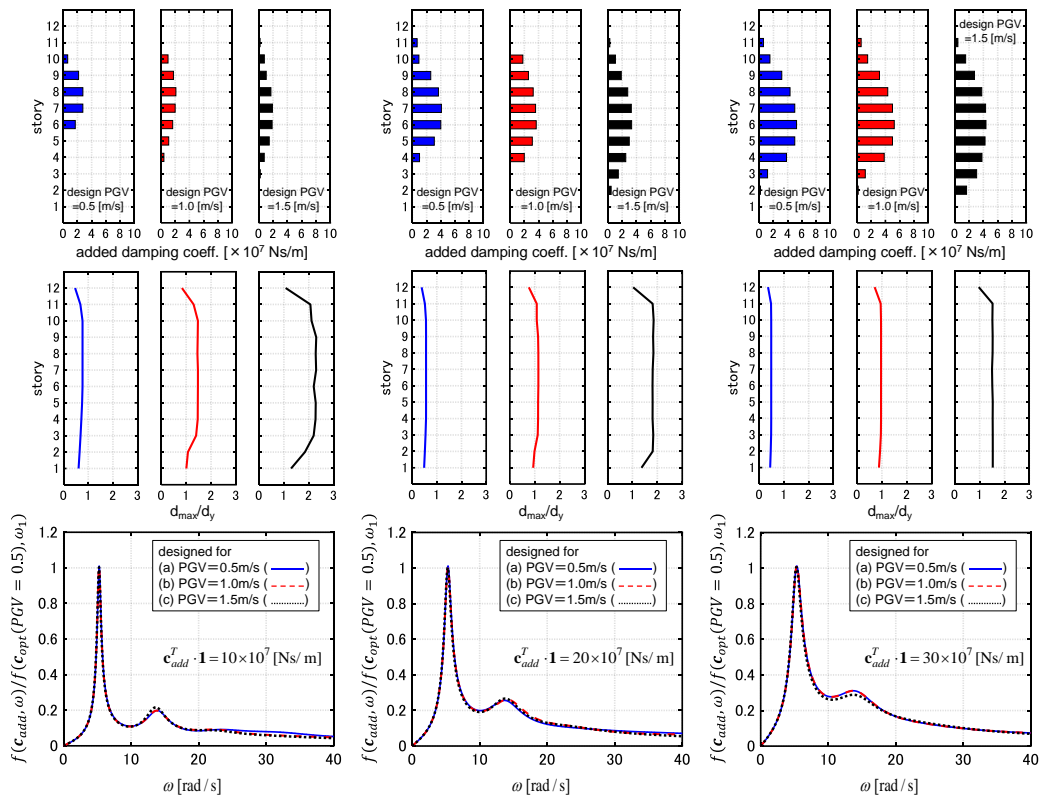
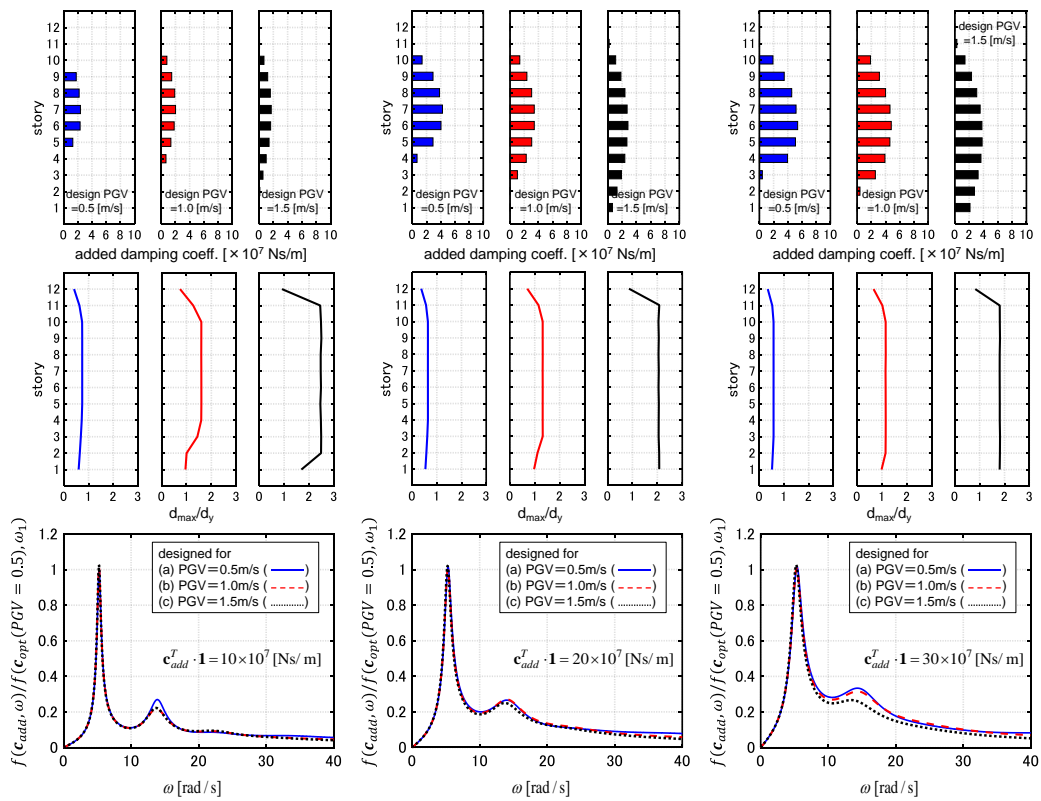


Fig. 7-5 地震動レベルの増大に伴う粘性ダンパー最適配置の分布の変化 (Model 2), (a) El Centro NS, (b) Rinaldi Sta. FN



(a)



(b)

Fig. 7-6 PGV=0.5, 1.0, 1.5 [m/s]で設計されたダンパー配置の比較 (Model 1), (a) El Centro NS, (b) Rinaldi Sta. FN

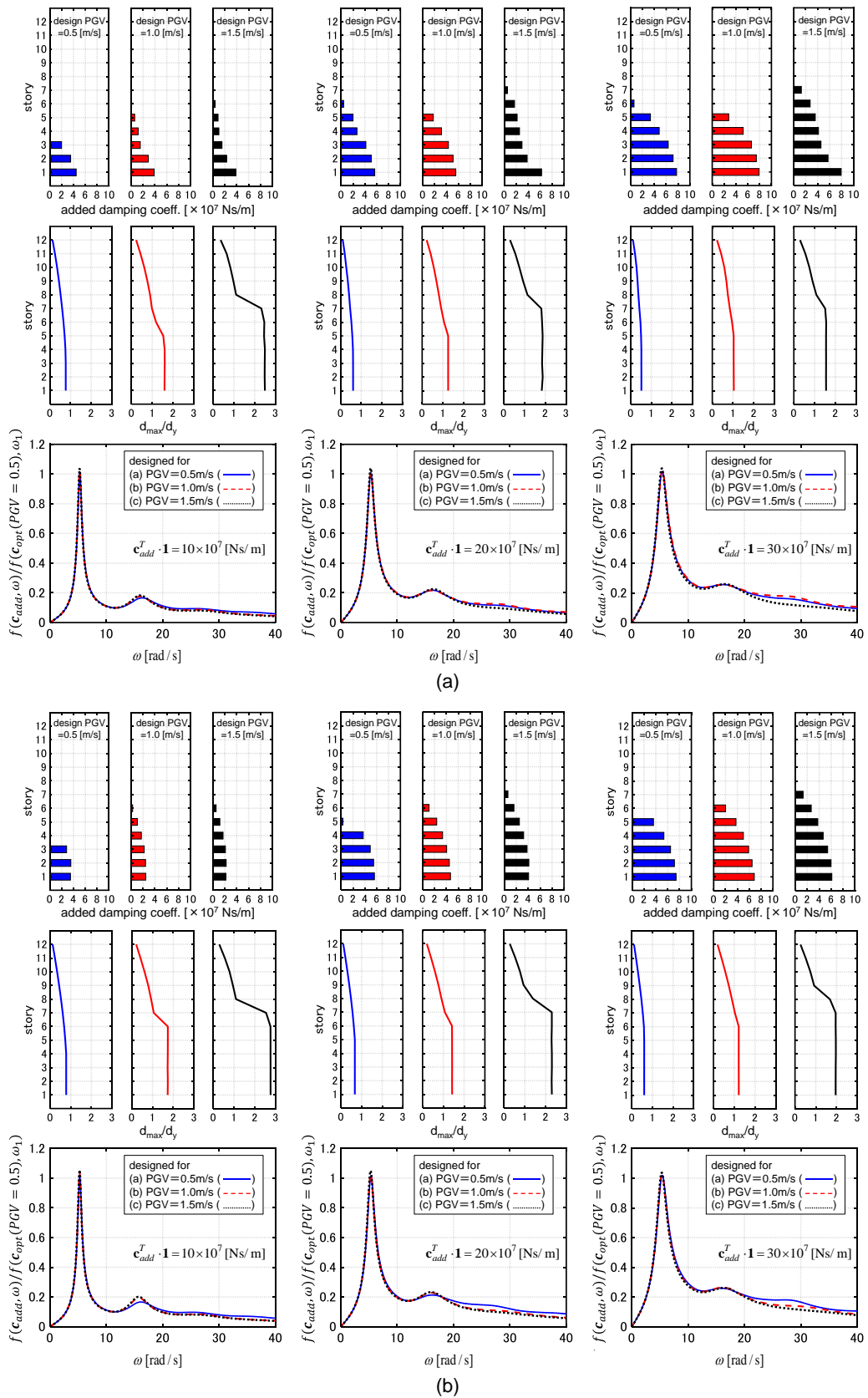


Fig. 7-7 PGV=0.5, 1.0, 1.5 [m/s]で設計されたダンパー配置の比較 (Model 2), (a) El Centro NS, (b) Rinaldi Sta. FN

7.3.3 粘性ダンパー設計後のモデルに対する IDA 解析

PGV=0.5, 1.0, 1.5 [m/s]の地震動に対して総ダンパー量 $W_{c,2} = 20 \times 10^7$ [Ns/m]の粘性ダンパーの設計を行い、これら3モデルに対してIDAを実行した結果をFig. 7-8に示す。PGV=0.5 [m/s]での最適設計は弾性設計に相当する。IDAにおいても3.2節と同様に、PGVを0.02 [m/s]ずつ漸増させた。層間変形の分布の図は、PGV=0.5, 0.6, ..., 1.5 [m/s]の場合を抽出して描いている。PGV=0.5, 1.0 [m/s]で設計されたモデルは大きなレベルの入力に対して塑性変形が特定の層に集中しやすい。一方で、PGV=1.5 [m/s]で設計されたモデルは幅広いレベルの地震動に対して層間変形を有効に低減可能であり、またそのIDA曲線がIDRCの近くを走行している。

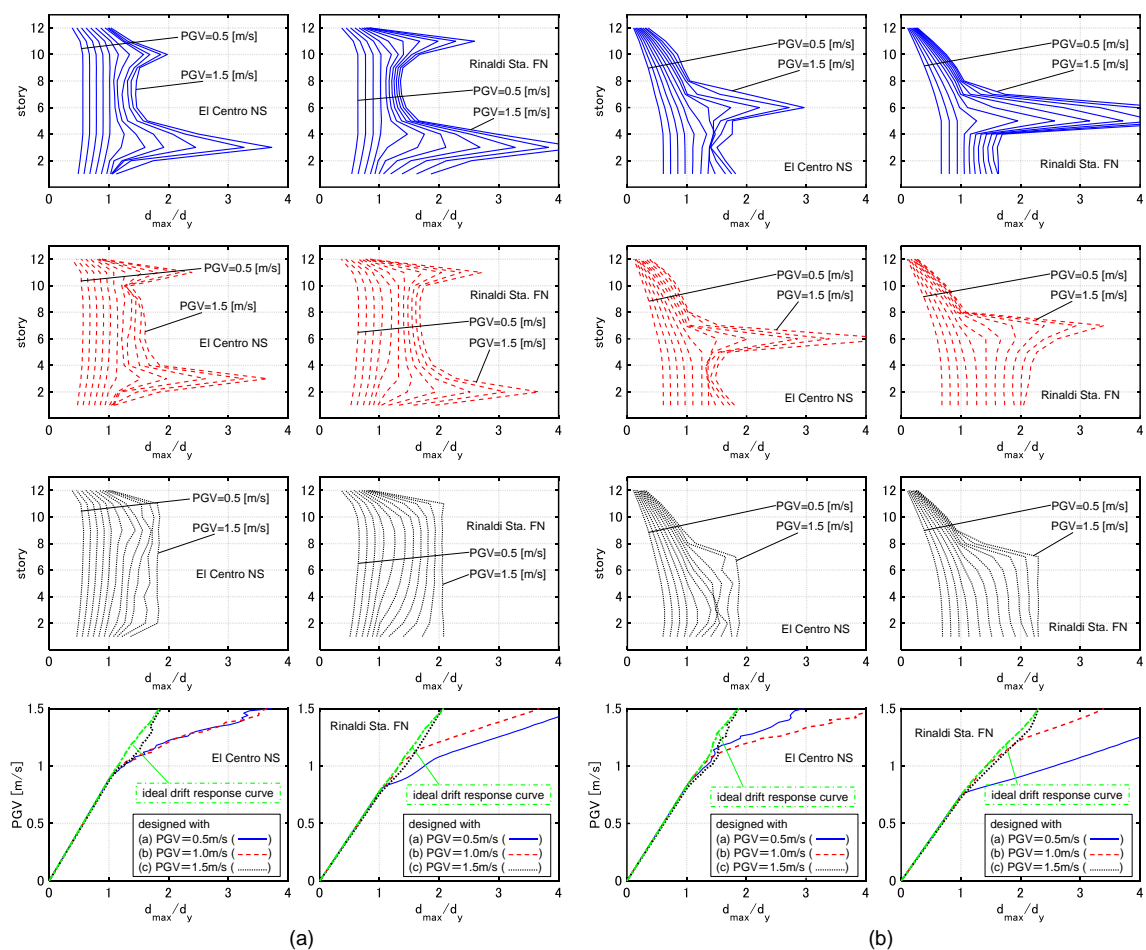


Fig. 7-8 PGV=0.5, 1.0, 1.5 [m/s]で設計されたモデルに対する IDA 解析
($W_{c,2} = 20 \times 10^7$ [Ns/m]) , (a) Model 1, (b) Model 2

7.3.4 履歴ダンパーの最適設計

履歴ダンパーは、降伏変位 4/800 [m]の完全弾塑性型復元力特性を有するものとする。ダンパーによる付加剛性の総和の目標量を $W_{k,1}=15\times 10^9$ [N/m], $W_{k,2}=10\times 10^9$ [N/m], $W_{k,3}=5\times 10^9$ [N/m] とする。 $W_{k,1}, W_{k,2}, W_{k,3}$ の値は、ダンパー量 $W_{c,1}, W_{c,2}, W_{c,3}$ の粘性ダンパーを有するモデルが 1 次モードで定常振動中の吸収エネルギーに概ね等しくなるように設定した (ただし、変位振幅は履歴ダンパーの降伏変位の 4 倍を想定)。ダンパーの初期配置は両モデルともに一様配置とし、 $\mathbf{k}_0^T \mathbf{1}=35\times 10^9$ [N/m] とする。SBA における付加剛性の 1 step 当りの除去量は $\Delta k_s=(20/200)\times 10^9$ [N/m] とした。局所探索においては $\Delta k_l = \text{Unif}[0, 1] \times \{0.001 W_{k,iD}\}$ とし (粘性ダンパーの場合と同様に、振幅を各ステップにおいて保有している付加剛性の総和に比例させている)、 $n_{LS}=100$ とする。

Fig. 7-9 に IDRC を示す。IDRC はモデル・ダンパー量に依らず概ね単調増加している。El Centro NS 波はランダム位相地震動に近い性質を有するため、その IDRC の形状には若干の乱れが確認できる。一方で、パルス波的性質を有する Rinaldi Sta. FN 波に対する IDRC は滑らかな形状をとる。粘性ダンパーの場合とは異なって、ダンパー量が増加すると Rinaldi Sta. FN 波に対する IDRC は大きく改善する。これは、パルス性の入力に対しては粘性ダンパーよりも履歴ダンパーの方が有効に作用するためである (Xu et al. (2007))。Fig. 7-10, 7-11 に地震動のレベルの増加に伴う各層付加剛性の推移を示す。Fig. 7-12, 7-13 には $PGV=0.5, 1.0, 1.5$ [m/s] で設計されたダンパー配置の分布と層間変形の分布を示す。粘性ダンパーの場合と比較して、入力地震動のレベルの増大に伴う履歴ダンパー配置の分布の変化は小さい。また粘性ダンパーの場合には、入力地震動のレベルの増大に伴って、ダンパーが広範囲の層に分散的に配置されていた。履歴ダンパーの場合にはこのような現象は見られず、むしろ各モデルにおいて塑性変形の集中しやすい層への付加剛性が大きくなる。Model 1 の場合、入力地震動のレベルの増大に伴って、中高層部の付加剛性が若干大きくなり、Model 2 の場合、低層部の付加剛性が大きくなる。両ダンパーの配置の傾向の違いは、エネルギー消費のメカニズムの違いに起因すると考えられる。入力レベルが小さく履歴ダンパーの変形が小さい範囲ではエネルギー消費が期待できないため、剛性分布のコントロールそのものによって変形を抑制する。入力レベルが大きく履歴ダンパーの変形も大きい範囲では、ダンパーの履歴吸収エネルギーと剛性分布のコントロールによって変形を抑制する。粘性ダンパーの場合と共通する傾向として、El Centro NS 波に対する設計と Rinaldi Sta. FN 波に対する設計を比較すると、地震動の性質の違いに起因して、後者に対しては低層部へ付加されるダンパー量が大きくなっている。

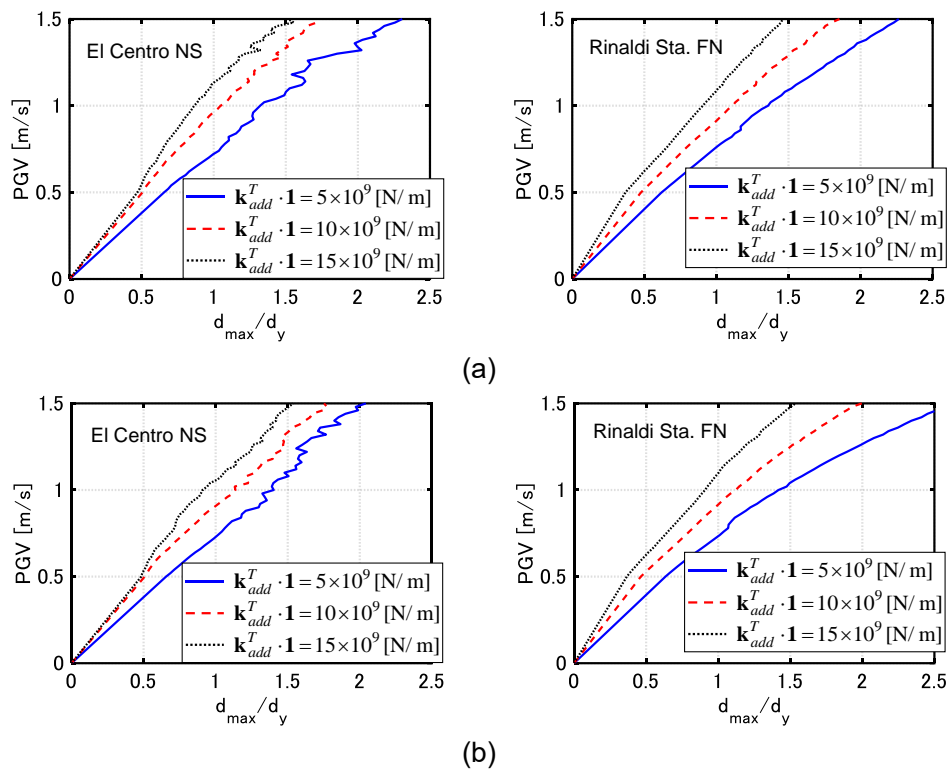


Fig. 7-9 履歴ダンパーのIDRC, (a) Model 1, (b) Model 2

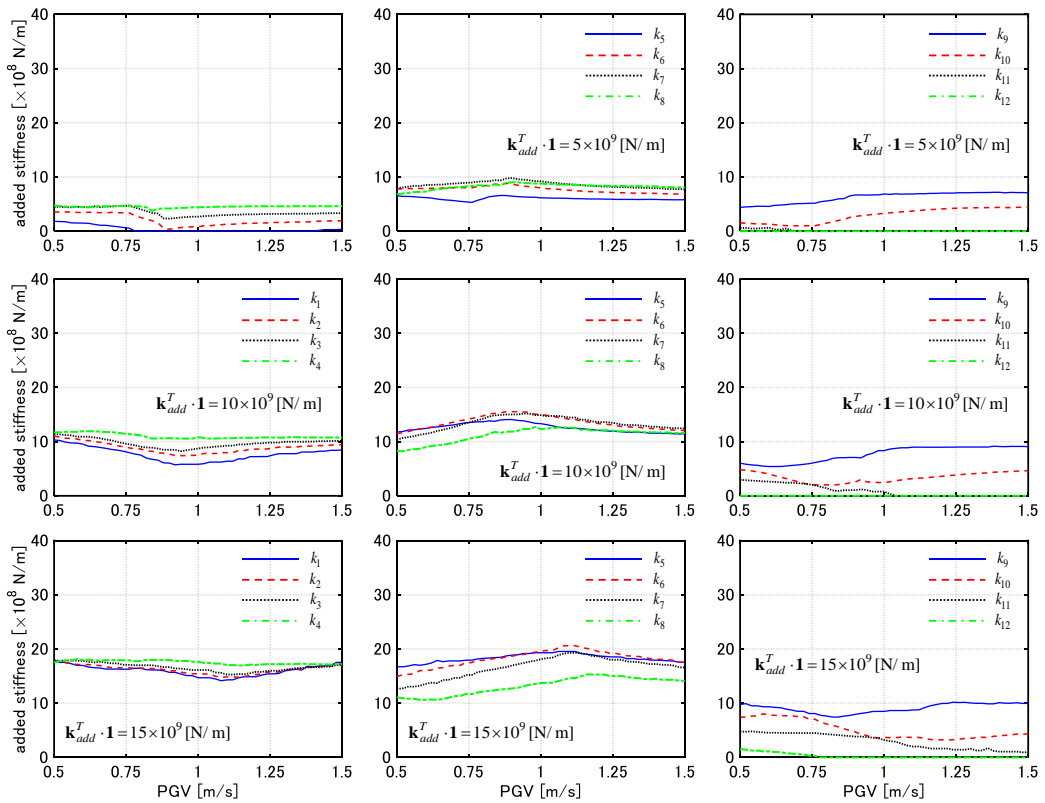
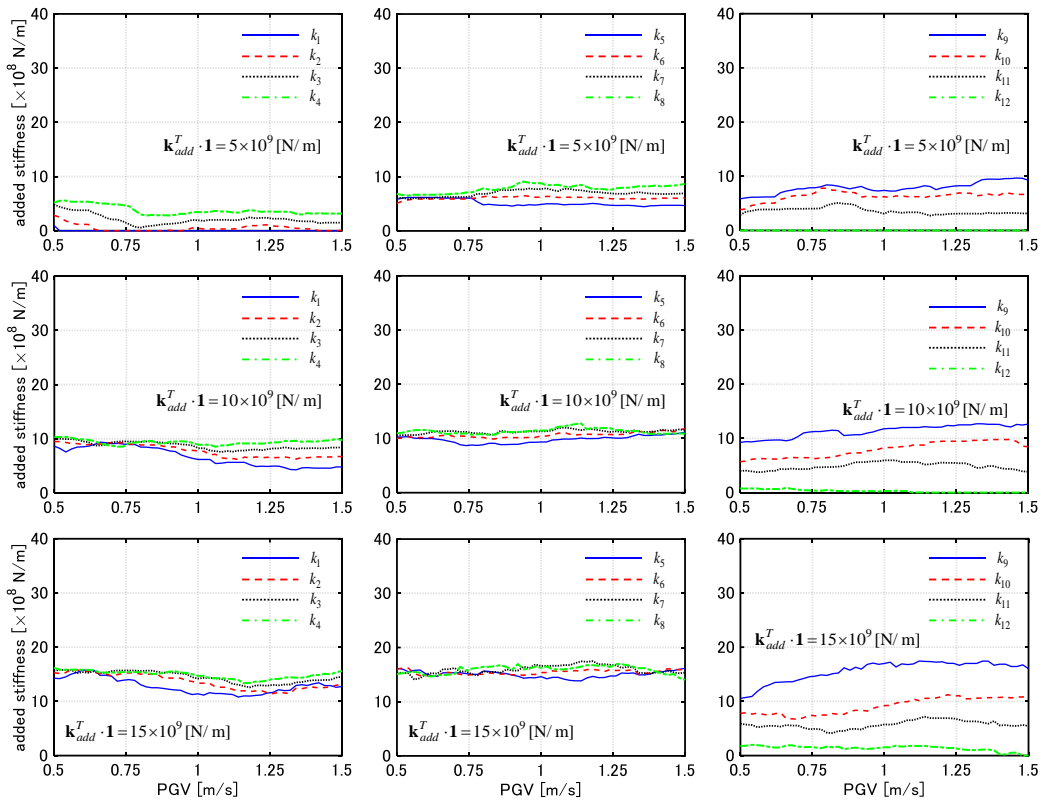


Fig. 7-10 地震動レベルの増大に伴う履歴ダンパー最適配置の分布の変化 (Model 1), (a) El Centro NS, (b) Rinaldi Sta. FN

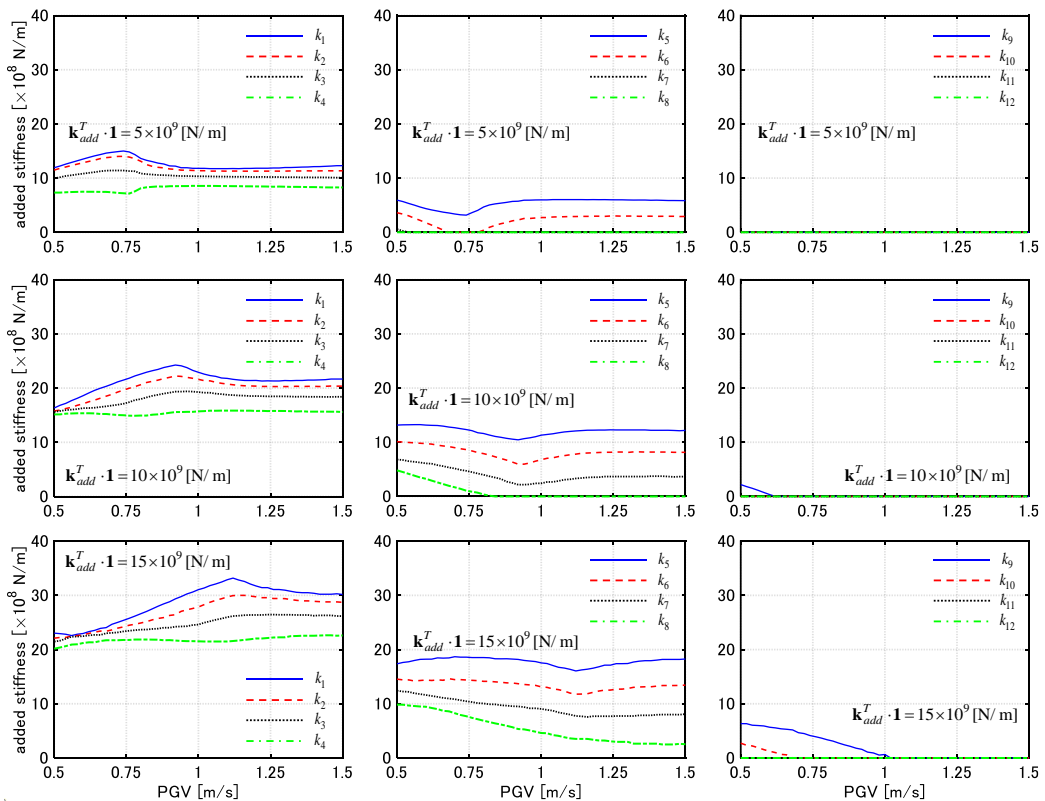
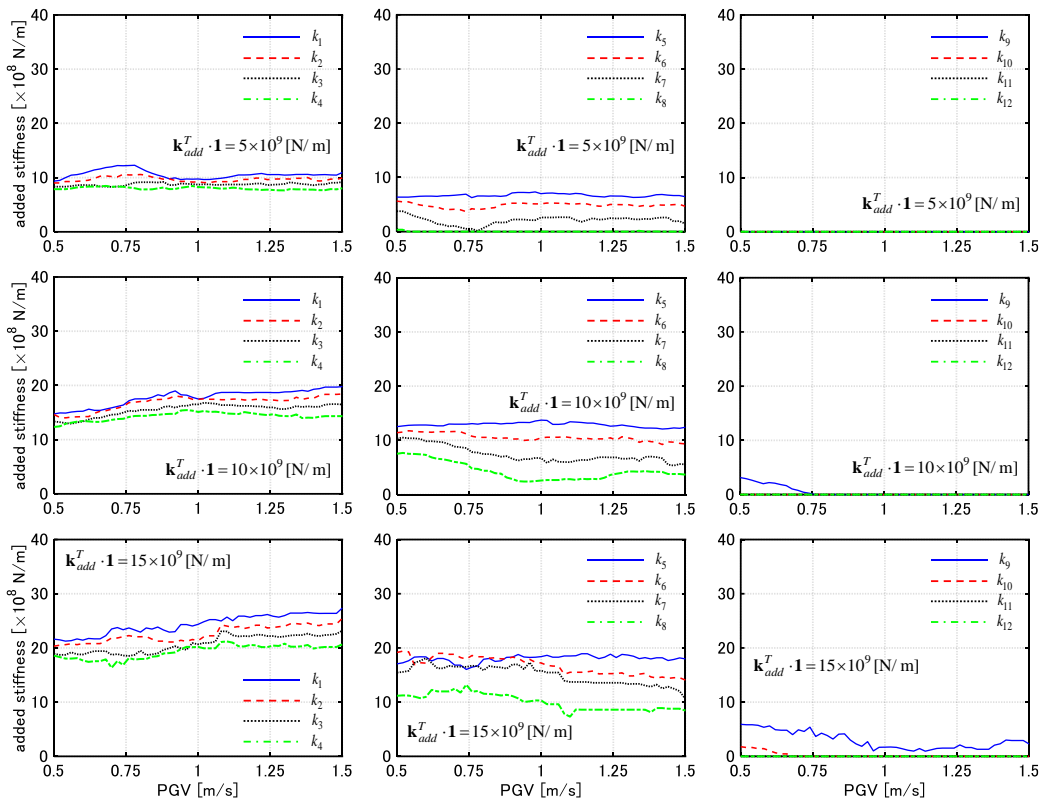


Fig. 7-11 地震動レベルの増大に伴う履歴ダンパー最適配置の分布の変化 (Model 2), (a) El Centro NS, (b) Rinaldi Sta. FN

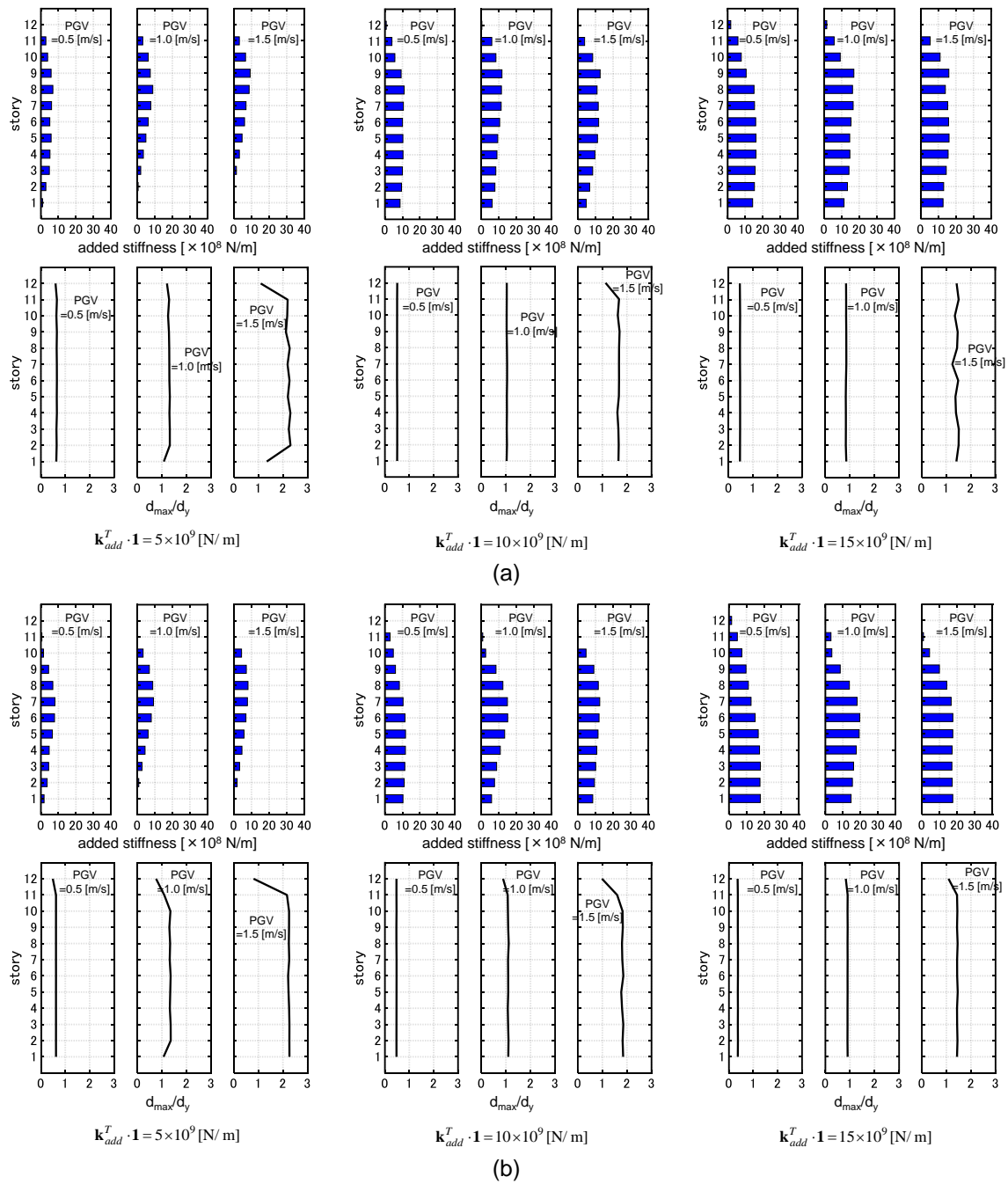


Fig. 7-12 PGV=0.5, 1.0, 1.5 [m/s]で設計されたダンパー配置の比較 (Model 1) ,
 (a) El Centro NS, (b) Rinaldi Sta. FN

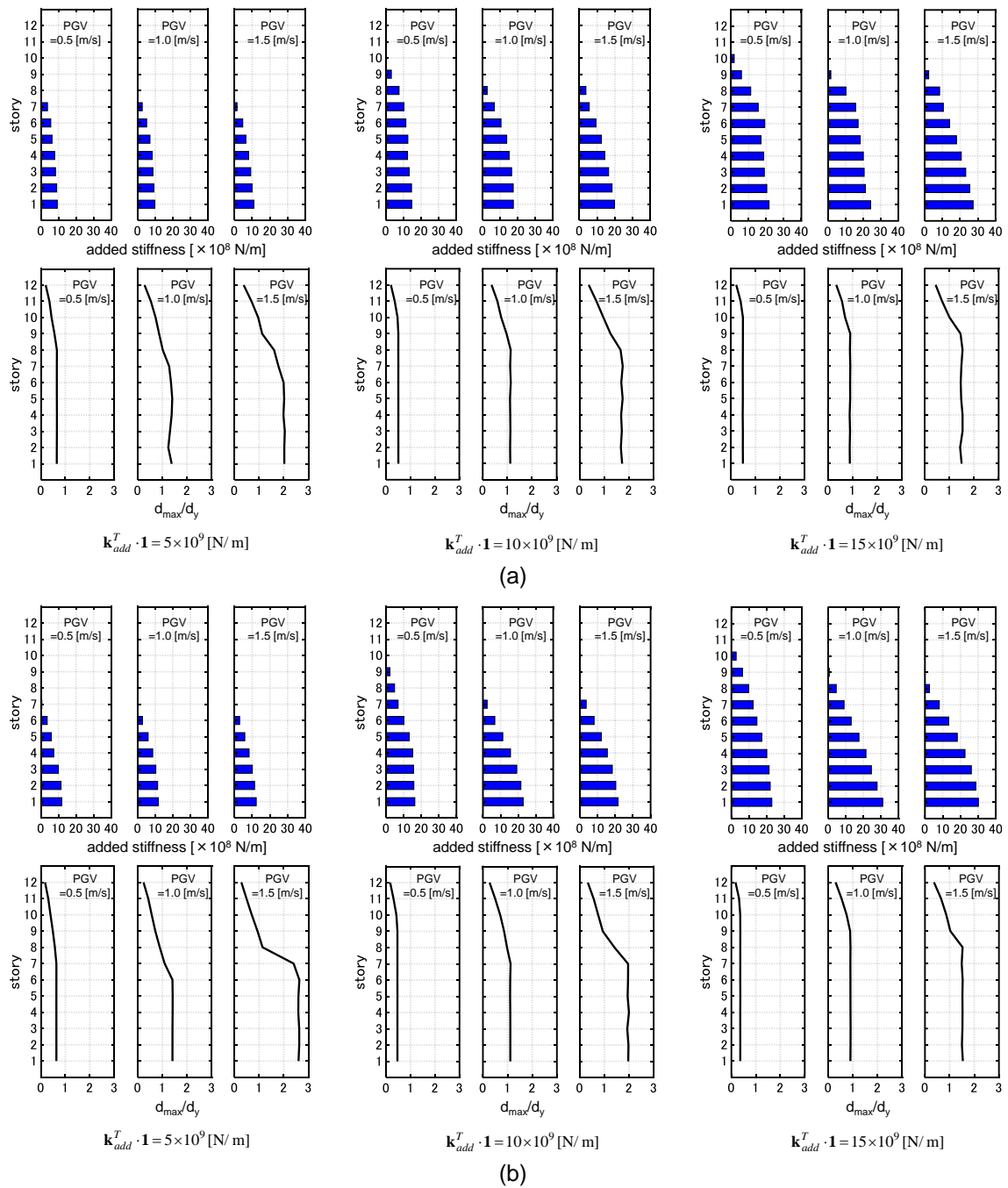


Fig. 7-13 PGV=0.5, 1.0, 1.5 [m/s]で設計されたダンパー配置の比較 (Model 2) ,
 (a) El Centro NS, (b) Rinaldi Sta. FN

7.3.5 履歴ダンパー設計後のモデルに対する IDA 解析

PGV=0.5, 1.0, 1.5 [m/s]の地震動に対して総ダンパー量 $W_{k,2} = 10 \times 10^9$ [N/m]の履歴ダンパーの設計を行い、これら3モデルに対してIDAを実行した結果をFig. 7-14に示す。3.3節と同様に、IDAではPGVを0.02 [m/s]ずつ漸増させている。また層間変形の分布の図には、PGV=0.5, 0.6, ..., 1.5 [m/s]の場合を抽出して描いている。PGV=0.5, 1.0 [m/s]で設計されたモデルは大きなレベルの入力に対して塑性変形が特定の層に集中しやすい。一方で、PGV=1.5 [m/s]で設計されたモデルは幅広いレベルの地震動に対して、層間変形を有効に低減可能であり、またそのIDA曲線がIDRCの近くを走行していることがわかる。これらの傾向は粘性ダンパーの場合と共通する。

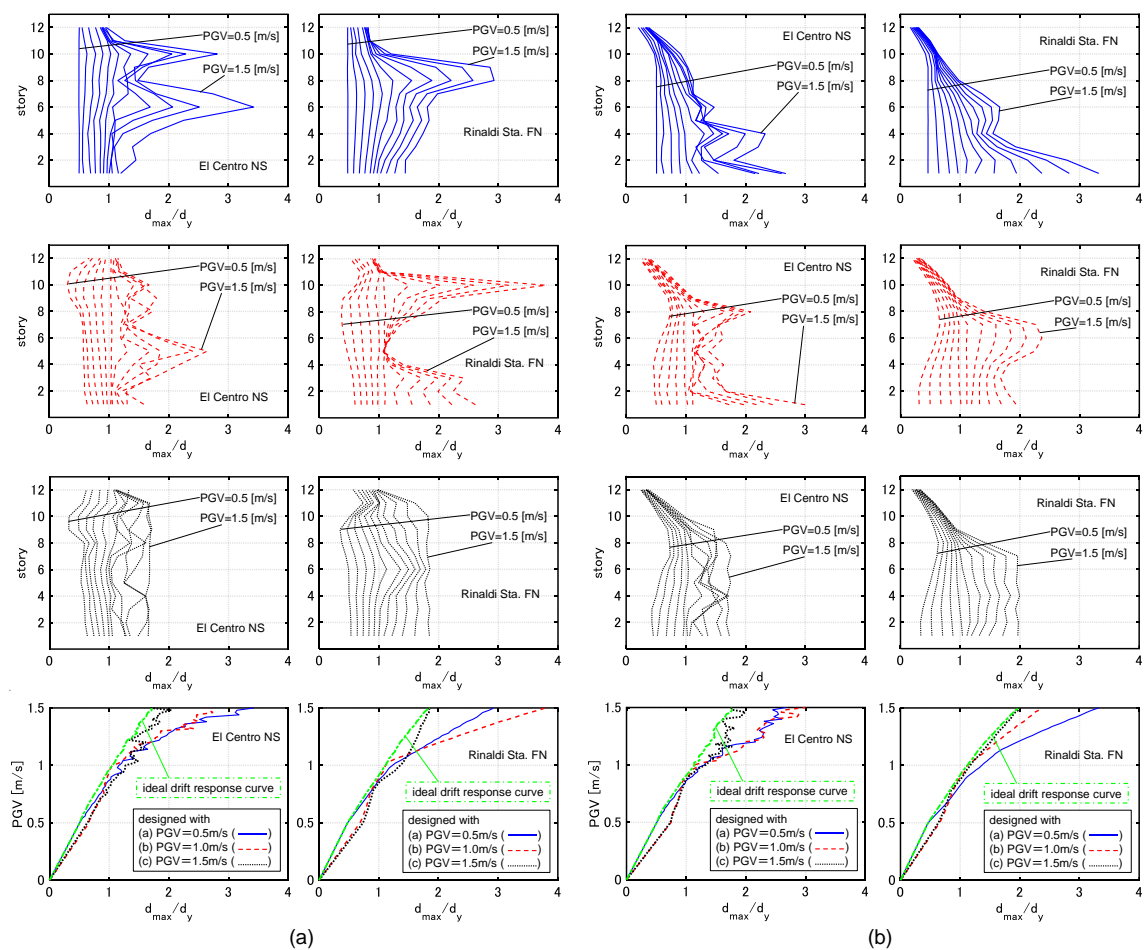


Fig. 7-14 PGV=0.5, 1.0, 1.5 [m/s]で設計されたモデルに対する IDA 解析
($W_{k,2} = 10 \times 10^9$ [N/m]) , (a) Model 1, (b) Model 2

7.4 ロバスト最適設計問題

本節では、IDRC を基準としたダンパー最適設計問題を扱う。前節までに示したように、IDRC はダンパー量一定下での理想的変形性能を表すものである。ある設計の IDA 曲線が幅広いレベルにおいて IDRC の近くを走行するならば、その設計は高いロバスト性を有するといえる。IDRC と IDA 曲線を用いたシンプルな（視覚的把握が容易な）指標を目的関数として、局所探索を用いたアルゴリズムにより最適化を行う。数値例題により IDRC と最適化されたモデルの IDA 曲線の比較を行う。

7.4.1 最適化問題とアルゴリズム

IDA 曲線が幅広いレベルにおいて IDRC の近くを走行するような設計を数理的に得るために、本研究では次のような問題 PRODPMG を扱う。

[Problem of Robust Optimal Damper Placement for Multi-level GMs (PRODPMG)]

$$\begin{aligned} & \text{Find } \mathbf{c}_{add} \\ & \text{so as to minimize } \max_i \{d_{\max}(\mathbf{c}_{add}, IM_i) - d_{\max}(\mathbf{c}_{opt}(W_c, IM_i), IM_i)\} \quad (i=1, \dots, n_L) \\ & \text{subject to } \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = W_c \text{ (const.)} \end{aligned}$$

目的関数は、 $IM - d_{\max}$ 平面図における IDA 曲線と IDRC の各 IM での水平距離の最大値を表す。尚、IDA 曲線が幅広いレベルにおいて IDRC の近くを走行する設計を得たいという観点からは、上記の指標以外にも目的関数となりうる指標が考えられる（例えば IDRC と IDA 曲線の各 IM での水平距離の総和など）。しかし、どのような指標が最善であるかということについての検討は煩雑であり、ここでは省略する。

問題 PRODPMG の解法として、以下のような局所探索ベースの方法を提案する。

Step 1 A-CDGM により IDRC を得る。カウンター $i_{LS} \leftarrow 0$ とする。

Step 2 最大の IM の地震動に対する最適ダンパー配置 $\mathbf{c}_{opt}(W_c, IM_{n_L})$ を初期解に設定。

Step 3 IDA 解析を行い、 $\{d_{\max}(\mathbf{c}_{add}, IM_i) - d_{\max}(\mathbf{c}_{opt}(W_c, IM_i), IM_i)\}$ が最大となる地震動レベル IM_i を見つける。

Step 4 レベル IM_i の地震動に対する層間変形が最も大きな層 j を選択。

Step 5 付加減衰係数が 0 でない層のうち、変形が最も小さい層 k を選択。

Step 6 $c_j \leftarrow c_j + \Delta c_{l,2}, c_k \leftarrow c_k - \Delta c_{l,2}$ のように同時に更新 ($\Delta c_{l,2}$ は一様分布に従う乱数とし、正の値のみをとるように設定)。 $c_k - \Delta c_{l,2} < 0$ となる場合、 $c_k - \Delta c_{l,2} = 0$ となるように $\Delta c_{l,2}$ の値を修正。その後、 $i_{LS} \leftarrow i_{LS} + 1$ とする。 $i_{LS} < n_{LS,2}$ ならば Step 3 へ戻る。 $i_{LS} = n_{LS,2}$ ならば、これまでに得られた最良解を選択してアルゴリズムを終了。

Step 4-6 では、A-CDGM における局所探索と同じ方法を用いている。また、Step 2 において

最大 IM の地震動に対する最適ダンパー配置を初期解に設定しているのは、前節までの検討により、設計に用いる地震動のレベルが大きいほど問題 PRODPMG の目的関数値は小さくなると推察されるためである。

7.4.2 数値例題

ダンパーによる付加減衰係数の総和の目標量を $W_c = 20 \times 10^7$ [Ns/m] とする。入力地震動は El Centro NS 波とし、また Model 1 のみを扱う。A-CDGM のパラメータは 7.3.2 節と同じ設定を用いた。前節に示したアルゴリズムの Step 6 においては $\Delta c_{l,2} = \text{Unif}[0, 1] \times \{0.03W_c\}$, $n_{LS,2} = 200$ とする。

Fig. 7-15 に最適化結果を示す。提案手法により得られた設計の IDA 曲線は、初期設計 (PGV=1.5 [m/s]) の地震動に対する最適設計) の IDA 曲線よりも幅広いレベルで IDRC の近くを走行していることが確認できる。また幅広いレベルの地震動に対して層間変形の分布がほとんど一様になっている。

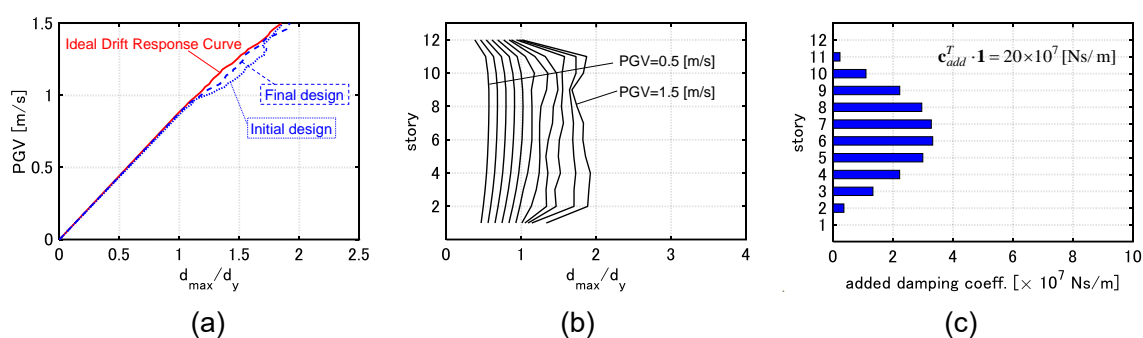


Fig. 7-15 問題 PRODPMG に対する最適化結果, (a) 最適設計されたモデルの IDA 曲線と IDRC, (b) 層間変形の分布, (c) ダンパーによる付加減衰係数の分布

7.5 結論

Ideal Drift Response Curve (IDRC)に基づく弾塑性多層建物に対するダンパー最適設計法を展開した。主な結論は以下のようにまとめられる。

- (1) Akehashi and Takewaki (2021a)により提案された IDRC は、ダンパー量一定下（≒ダンパーコスト一定下）での理想的変形性能を表す曲線で、変形ベースのダンパー設計の基準となるものである。ある設計の IDA 曲線と IDRC を併せて描くことで、様々なレベルの地震動に対する設計の有効性を視覚的に確認可能である。また IDRC 自体の傾きから、設計条件（用いるダンパーの種類、ダンパー量など）の妥当性を判定可能である。
- (2) IDRC を生成するための問題、Generalized Problem of Optimal Damper Placement for Consecutive-level GMs (G-PODPCG)を記述し、その解法として Advanced Consecutive Design Generation Method (A-CDGM)を提案した。A-CDGM は、Sensitivity-based algorithm (SBA)と局所探索を組み合わせた手法である。局所探索の過程における解の振動及び数値感度への過度な依存を防ぐために、一時的な最大層間変形の増加を許容し、また修正量は乱数を用いて決定している。数値例題により、A-CDGM が有効に機能することを示した。
- (3) パルス性地震動に対する粘性ダンパーの IDRC を $IM - d_{\max}$ 平面図に描くと、 IM の大きい範囲において IDRC の水平方向への傾きは大きくなる（水平方向へ近づく）。これは、粘性ダンパーのパルス性地震動に対する有効性が比較的小さいためである。一方で、履歴ダンパーはパルス性地震動に対して比較的有效であるため、履歴ダンパーの IDRC の水平方向への傾きは小さい。一方で、ランダム位相地震動に対する粘性ダンパー及び履歴ダンパーの IDRC の形状（傾き）が示すように、ランダム位相地震動に対する両ダンパーの有効性は同程度である。
- (4) 粘性ダンパーの最適設計に関して、入力地震動の IM が小さい場合にはダンパーの配置される層は限定的であり、入力地震動のレベルの増大に伴って付加減衰が周辺の層に分散する。これは、ダンパーの付加されていない層に塑性変形が集中するのを防ぐためである。さらに、付加減衰係数の分散に伴って、高振動数域における層間速度伝達関数の振幅が小さくなる。
- (5) 履歴ダンパーの最適設計に関して、入力地震動の IM が小さい範囲ではダンパーによるエネルギー吸収も小さい。従って、剛性分布のコントロールそのものによって変形が抑

制される。入力地震動のレベルの増大に伴って、塑性変形の集中しやすい層へ付加されるダンパー量（付加剛性）が大きくなる。

- (6) 両ダンパーに共通する概ねの傾向として、大きな IM に対して最適化されたダンパー設計の IDA 曲線は、幅広いレベルにおいてそれぞれの IDRC の近くを走行する。最適化に用いた IM が小さい場合や弾性モデルに対して最適化された設計の場合、大きな IM の地震動に対して塑性変形が特定の層に集中しやすい。
- (7) 以上の検討を踏まえて、ロバストなダンパー最適設計問題を展開し、局所探索ベースの解法を示した。目的関数には IDRC と IDA 曲線を用いたシンプルな（視覚的把握が容易な）指標を用いる。最適設計問題を解くことにより、幅広いレベルの地震動に対して層間変形を有効に低減可能な設計が得られることを示した。

本章では、粘性ダンパー及び履歴ダンパーを単独で用いる場合を扱った。他種のダンパーを用いる場合、もしくは複数種のダンパーを同時に用いる場合にも提案手法は適用可能である。また、複数の入力地震動を扱うことも可能である。

参考文献

- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020a). Comparative investigation on optimal viscous damper placement for elastic-plastic MDOF structures: Transfer function amplitude or double impulse. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 130, 105987.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020b). Simultaneous optimization of elastic-plastic building structures and viscous dampers under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 6, 623832.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2021a). Efficient damper design method for elastic-plastic MDOF structures under consecutive-level earthquakes. In *COMPADYN 2021: 8th ECCOMAS Thematic Conf. on Comp. Methods in Struct. Dyn. and Earthq. Eng.*, National Technical Univ. of Athens (NTUA).
- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2021b). Ideal drift response curve for robust optimal damper design for elastic-plastic MDOF structures under multi-level earthquakes. *CMES-Computer Modeling in Eng. and Sciences*, 129(3), 1181-1207.
- Aydin, E., Ozturk, B., Bogdanovic, A., and Farsangi, E. N. (2020). Influence of soil-structure interaction (SSI) on optimal design of passive damping devices. *Structures*, 28, 847-862.

- Balling, R.J., Bhatti, M.A., Ciampi, V. and Pister, K.S. (1981). Interactive optimal design of dynamically loaded structures using the optnsr software system. *Proc. of Int. Symposium on Optimum Structural Design*, The 11th ONR Naval Structural Mechanics Symposium, Arizona, pp12.9-12.17.
- Bhatti, M.A., Ciampi, V., Pister, K.S. and Polak, E. (1981). An interactive software system for optimal design of statically and dynamically loaded structures with nonlinear response. *Proc. of Int. Symposium on Optimum Structural Design*, The 11th ONR Naval Structural Mechanics Symposium, Arizona, pp12.1-12.8.
- Castaldo P, De Iuliis M. (2014). Optimal integrated seismic design of structural and viscoelastic bracing-damper systems. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 43(12): 1809–27.
- Fujita, K., and Takewaki, I. (2011). An efficient methodology for robustness evaluation by advanced interval analysis using updated second-order Taylor series expansion. *Eng. Struct.*, 33(12), 3299-3310.
- Kanno, Y., and Takewaki, I. (2006). Sequential semidefinite program for maximum robustness design of structures under load uncertainty. *J. Optimization Theory Applications*, 130(2), 265.
- Marano, G. C., Sgobba, S., Greco, R., and Mezzina, M. (2008). Robust optimum design of tuned mass dampers devices in random vibrations mitigation. *J. Sound Vibration*, 313(3-5), 472-492.
- Martínez, C. A., Curadelli, O., and Compagnoni, M. E. (2014). Optimal placement of nonlinear hysteretic dampers on planar structures under seismic excitation. *Eng. Struct.*, 65, pp. 89-98.
- Mathakari, S., Gardoni, P., Agarwal, P., Raich, A., and Haukaas, T. (2007). Reliability-based optimal design of electrical transmission towers using multi-objective genetic algorithms. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Eng.*, 22(4), pp. 282-292.
- Murakami, Y., Noshi, K., Fujita, K., Tsuji, M., and Takewaki, I. (2013). Simultaneous optimal damper placement using oil, hysteretic and inertial mass dampers. *Earthq. Struct.*, 5(3), 261-276.
- Scozzese, F., Dall'Asta, A., and Tubaldi, E. (2019). Seismic risk sensitivity of structures equipped with anti-seismic devices with uncertain properties. *Struct. Safety*, 77, 30-47.
- Takewaki, I., and Ben-Haim, Y. (2005). Info-gap robust design with load and model uncertainties. *J. Sound Vibration*, 288(3), 551-570.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), 491–514.
- Xu, Z., Agrawal, A. K., He, W. L., and Tan, P. (2007). Performance of passive energy dissipation systems during near-field ground motion type pulses. *Eng. Struct.*, 29(2), 224-236.

8章 下限伝達関数に基づく粘性ダンパー最適設計法と 多数モードへの有効性

8.1 序

ダンパーの設計法・最適化に関する研究は数多く存在する。本章の内容に関連の深いものとして、Takewaki (2000)は増分型逆問題アプローチにより剛性と減衰の同時最適化を行っている。Cimellaro and Retamales (2007)と Silvestri et al. (2010)は設計用スペクトルを用いて有効な予備設計を得ている。Yamamoto et al. (2010)は、せん断構造物の層間変形伝達関数の H^∞ ノルムを対象として粘性ダンパー最適化を行っている。Martínez et al. (2014)は確率的等価線形化手法を用いた定式化により、振動数領域での履歴ダンパー配置の最適化を行っている。Cetin et al. (2019)は、振動数領域で定義される極限外乱に対する粘性ダンパーの最適設計を行っている。De Domenico and Ricciardi (2019)は非ガウス確率等価線形化を用いた流体粘性ダンパーの非線形応答評価を最適設計手順に組み込んでいる。

ダンパー設計法は応答評価の観点から概ね次の3つに分類される: 1) 応答スペクトル法、2) 時刻歴応答解析を用いる方法、3) 振動数領域での設計法。3)のうち特に、線形弾性構造物の伝達関数を対象としたダンパー設計法の利点として、時刻歴応答解析を要する方法と比較して計算負荷が小さいことや、入力外乱の性質に依存しない設計が可能であることなどが挙げられる。ただし、近年提案される構造物・ダンパー設計法では時刻歴応答解析を用いる方法が大勢を占めるようになってきている。これは、工学の諸分野の中でも特に建築構造の分野では、不確実性の高い入力外乱とそれに対するモデルの大きな非線形応答を扱わなければならない、また計算機の性能も昔に比べて飛躍的に上昇しているためである。しかし、入力外乱の性質に依存しない設計が可能であることの利点は大きいため、本章では伝達関数を用いた新たなダンパー設計法を提案する。提案設計法は多数のモードに対して有効な設計を得ることを目的としており、そのような設計は構造物の弾性時変形・床加速度応答を有効に低減すると期待される。これに加えて、このような設計法を提案するもう一つの理由が弾塑性応答における弾性モードカップリングである。弾性モードのカップリングの程度は外乱の性質・振幅に大きく依存するため、その予測は困難である。従って、線形弾性構造物の伝達関数を対象とした最適化により多数のモードに対して有効な設計が得られるならば、その設計は特定の地震動に対して「最適な」設計とはならないものの、様々な性質の地震動に対して弾塑性応答を有効に低減することが期待される。

本章では、下限伝達関数の概念と幅広い振動数領域で有効性の高いダンパー配置を数理的に得る方法を新たに提案する。下限伝達関数とは、ダンパー総コスト一定下での理想的応答制御性能を振動数領域で表現したものである。ダンパー配置を有するモデルの伝達関数

振幅を下限伝達関数と併せて描くことで、その設計の各モードへの有効性を視覚的に判断できる。下限伝達関数の効率的生成法も提案する。また、提案するダンパー設計法は、多数のモードに対して有効性の高い配置を得ることを目的としている。提案設計法は振動数領域での最適化を行うものであり、また目的関数の微分は解析的に得られるため、時刻歴応答解析を必要とするダンパー設計法よりも計算負荷が小さい。せん断質点系及び骨組モデルを対象とした数値例題を通して1次モード最適配置及び提案手法による設計の比較を行い、提案設計法により弾性時の変形・床加速度応答を有効に低減する設計が得られることを示す。また、設計の過程では構造物の塑性化が直接的には考慮されないにもかかわらず、弾塑性応答時の変形も有効に低減可能であることを示す (Akehashi and Takewaki (2022))。

8.2 最適設計問題

Takewaki (1997)は付加減衰係数の総和が一定の制約下で層間変形伝達関数の1次固有円振動数での振幅の総和を目的関数としたダンパー最適設計問題を扱っている。付加減衰係数の総和はダンパーの総コストに概ね比例する。構造物の弾性範囲内では1次モード応答が卓越するため、このような1次モードの頂部水平変位相当量の抑制を目標としたダンパー配置は有効に機能する。Akehashi and Takewaki (2020)はこの目的関数における円振動数の値に n 次固有円振動数を採用した n 次モードダンパー最適配置を提案した。床加速度の低減は室内被害の低減に直結し、また超高層建物の2,3次周期は地震動の卓越周期と一致する可能性がある。さらに、地震動の振幅が設計レベルを超過した場合、構造物は弾塑性応答を示す。弾塑性応答時にはモードの独立性は成立せず、高次モードが小さからず寄与する。以上の観点から、ダンパー配置の高次モードへの有効性を考えることは重要である。

8.2.1節では、Takewaki (1997)及びAkehashi and Takewaki (2020)の扱ったダンパー最適配置問題を簡潔に説明する。8.2.2節ではダンパー配置の各モードへの有効性を可視化するため下限伝達関数を定義し、その効率的生成法を述べる。Fig. 8-1aに1-3次モードダンパー配置と下限伝達関数の概念を示す。下限伝達関数とは、ダンパー総コスト一定下での理想的応答制御性能を振動数領域で表現したものである。ダンパー配置が1次モードには有効であるものの2,3次モードに対しての有効性が低い場合、伝達関数振幅は1次固有円振動数付近において下限伝達関数の近くに存在し、2,3次固有円振動数付近では下限伝達関数から離れたところに存在する。一方ダンパー配置が多数のモードに対して有効である場合、伝達関数振幅は幅広い振動数域で下限伝達関数の近くに存在する。Fig. 8-1bに高次モードに対して有効でない設計の伝達関数及び幅広い振動数域で有効性の高い設計の伝達関数の例を示す。8.2.3節では、幅広い振動数域で有効性の高いダンパー配置を得るための最適化問題を定式化し、その解法を示す。

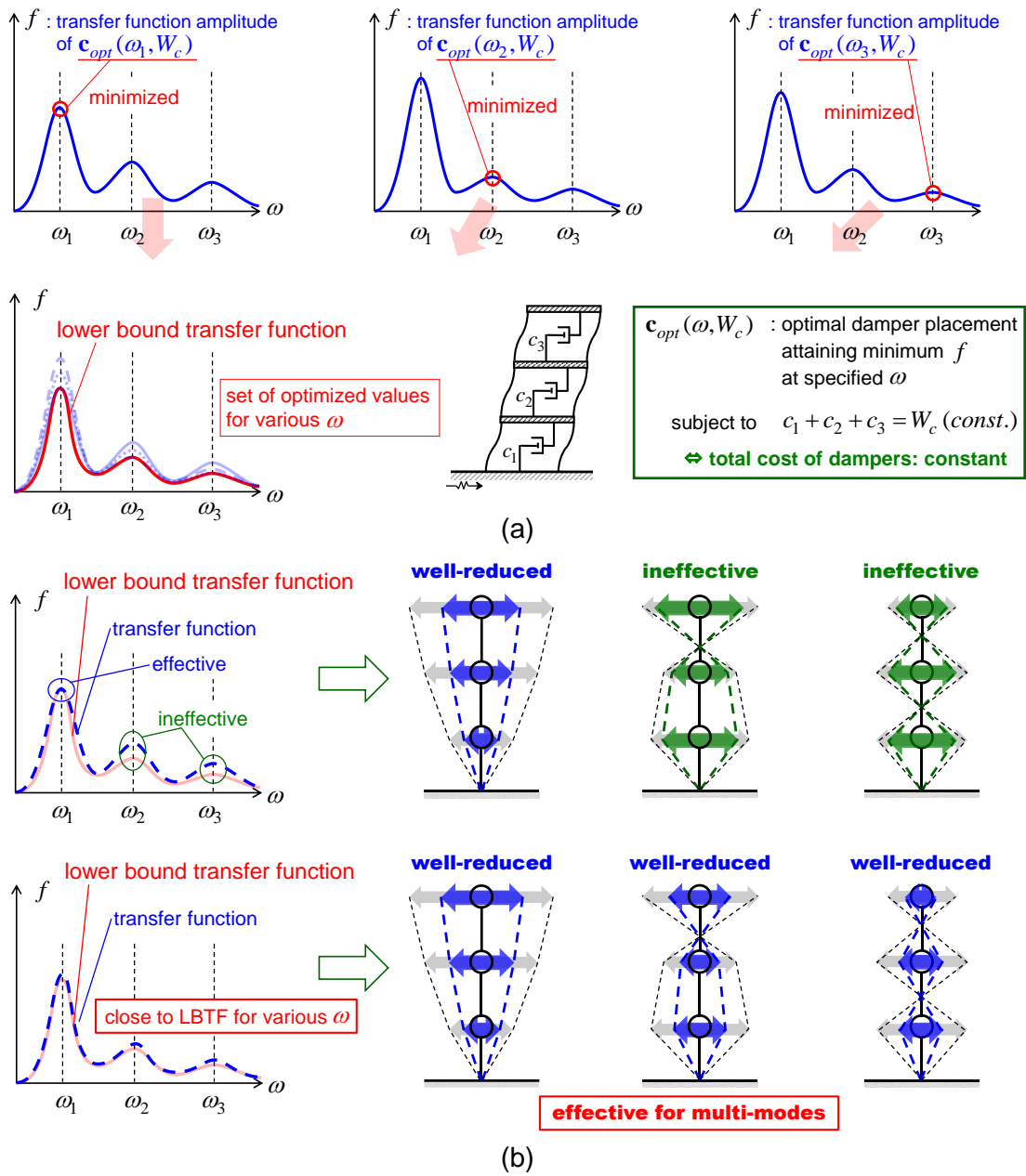


Figure 8-1 下限伝達関数の概念と振動数領域での応答制御性能,
 (a) 下限伝達関数, (b) 振動数領域での応答制御性能

8.2.1 単一の振動数での伝達関数振幅を目的関数とするダンパー最適配置

Takewaki (1997)及び Akehashi and Takewaki (2020)の扱った問題は以下のように表される。

<Problem>

$$\begin{aligned} & \text{Find } \mathbf{c} = (c_1, \dots, c_N)^T \\ & \text{so as to minimize } f = \sum_{i=1}^N |\delta_i(\mathbf{c}, \hat{\omega})| \quad (8-1) \\ & \text{subject to } \begin{cases} \mathbf{c}^T \mathbf{1} = W_c & (\text{const.}) \\ 0 \leq c_i \leq c_i^U & (\text{for } i = 1, \dots, N) \end{cases} \end{aligned}$$

ここで $\mathbf{c}, N, \delta_i, W_c, c_i^U, \mathbf{1}$ はダンパーによる付加減衰ベクトル、せん断質点系の層数、第 i 層の層間変形伝達関数、付加減衰係数の総和、第 i 層の付加減衰係数の上限値及び要素が全て 1 のベクトルを表す。Takewaki (1997)は $\hat{\omega}$ の値に非減衰 1 次固有円振動数 ω_1 を採用し、Akehashi and Takewaki (2020)は非減衰 1-3 次固有円振動数 $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ を採用している。単一の $\hat{\omega}$ での層間変形伝達関数振幅は、円振動数が $\hat{\omega}$ の調和外乱に対する定常応答時の変形振幅に相当する。

付加減衰係数の上限に関する制約がない場合、(8-1)式の最適化問題はラグランジュ関数を用いて(8-2)式のように記述できる。

$$L = f + \lambda_c (c_1 + \dots + c_N - W_c) + \{\mu_1(-c_1) + \dots + \mu_N(-c_N)\} \quad (8-2)$$

ここで λ_c, μ_i はラグランジュ乗数である。最適性条件は(8-3)~(8-5)式のように表される。

$$(\partial f / \partial c_i) + \lambda_c - \mu_i = 0 \quad (i = 1, \dots, N) \quad (8-3)$$

$$c_1 + \dots + c_N = W_c \quad (8-4)$$

$$c_i \geq 0, \mu_i \geq 0, \mu_i c_i = 0 \quad (i = 1, \dots, N) \quad (8-5)$$

Takewaki (1997)は、この問題の解法として制約条件 $c_1 + \dots + c_N = W_c$ を有効活用したアルゴリズムを提案している。以降では、この問題の最適解を $\mathbf{c}_{opt}(\hat{\omega}, W_c)$ ではなく $\mathbf{c}_{opt}(\omega, W_c)$ と表現し、任意の振動数域を対象とする。

8.2.2 下限伝達関数の意義とその作成法

下限伝達関数 $f_{lb}(\omega, W_c)$ を(8-6)式のように定義する。

$$f_{lb}(\omega, W_c) = f(\mathbf{c}_{opt}(\omega, W_c), \omega) \quad (8-6)$$

$\mathbf{c}_{opt}(\omega, W_c)$ は ω での伝達関数振幅を最小化する設計であるため、 $f_{lb}(\omega, W_c)$ は $c_1 + \dots + c_N = W_c$ を満たすあらゆるダンパー設計の伝達関数振幅の下限となる。この意味で、下限伝達関数は総ダンパー量が定められた場合の理想的性能を表すものである。また、 $\mathbf{c}_{opt}(\omega, W_c)$ の伝達関数振幅は $f_{lb}(\omega, W_c)$ と ω での 1 点のみで一致し、他の振動数域では $f_{lb}(\omega, W_c)$ よりも常に大きな値を取る。

伝達関数振幅をどの程度低減できるかは総ダンパー量 W_c (ダンパー総コストに概ね比例) が大きく影響する。従って、ダンパー配置の振動数域での有効性は下限伝達関数との比較から判断されるべきである。伝達関数振幅が幅広い振動数域で下限伝達関数の近くに存在する場合、そのダンパー配置が多数のモードに対して有効性が高いことを表す。

下限伝達関数を得るために ω の値を繰り返し変更して $\mathbf{c}_{opt}(\omega, W_c)$ を ω の数だけ求めることは非効率的である。以下では、 $f_b(\omega, W_c)$ を効率的に生成する方法を述べる。

特定の ω に対して、最適性条件(8-3)~(8-5)式を満たす解 $\mathbf{c}_{opt}(\omega, W_c)$ が得られているものとする。 $\omega \leftarrow \omega + \Delta\omega$ とした場合の最適解 $\mathbf{c}_{opt}(\omega + \Delta\omega, W_c)$ は(8-3), (8-4)式を満たし続ける必要があるため、(8-7), (8-8)式を満たす必要がある。

$$g_i = \left\{ \frac{\partial f}{\partial c_i} + \sum_{j=1}^N \frac{\partial^2 f}{\partial c_j \partial c_i} \Delta c_j + \frac{\partial^2 f}{\partial \omega \partial c_i} \Delta \omega \right\} + \{\lambda_c + \Delta \lambda_c\} - \{\mu_i + \Delta \mu_i\} \quad (i=1, \dots, N) \quad (8-7)$$

$$= \sum_{j=1}^N \frac{\partial^2 f}{\partial c_j \partial c_i} \Delta c_j + \frac{\partial^2 f}{\partial \omega \partial c_i} \Delta \omega + \Delta \lambda_c - \Delta \mu_i = 0$$

$$\Delta c_1 + \dots + \Delta c_N = 0 \quad (8-8)$$

(8-7)式は(8-3)式の最適性条件に相当する。(8-7)式から $\Delta \lambda_c$ を消去するために g'_i を(8-9)式のように定義する。

$$g'_i = g_i - g_1$$

$$= \sum_{j=1}^N \left(\frac{\partial^2 f}{\partial c_j \partial c_1} - \frac{\partial^2 f}{\partial c_j \partial c_i} \right) \Delta c_j + \left(\frac{\partial^2 f}{\partial \omega \partial c_1} - \frac{\partial^2 f}{\partial \omega \partial c_i} \right) \Delta \omega - (\Delta \mu_1 - \Delta \mu_i) \quad (i=2, \dots, N) \quad (8-9)$$

$$= 0$$

g_1, \dots, g_N は全て 0 で等しいため、 g'_2, \dots, g'_N も全て 0 で等しい。 $(g'_2, \dots, g'_N)^T = \mathbf{0}$ 及び(8-8)式を連立させて整理すれば(8-10)式が得られる。

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial^2 f}{\partial c_1^2} - \frac{\partial^2 f}{\partial c_1 \partial c_2} & \dots & \frac{\partial^2 f}{\partial c_N \partial c_1} - \frac{\partial^2 f}{\partial c_N \partial c_2} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial^2 f}{\partial c_1^2} - \frac{\partial^2 f}{\partial c_1 \partial c_N} & \dots & \frac{\partial^2 f}{\partial c_N \partial c_1} - \frac{\partial^2 f}{\partial c_N^2} \\ 1 & \dots & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta c_1 \\ \vdots \\ \Delta c_N \end{pmatrix} = -\Delta \omega \begin{pmatrix} \frac{\partial^2 f}{\partial \omega \partial c_1} - \frac{\partial^2 f}{\partial \omega \partial c_2} \\ \vdots \\ \frac{\partial^2 f}{\partial \omega \partial c_1} - \frac{\partial^2 f}{\partial \omega \partial c_N} \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \Delta \mu_1 - \Delta \mu_2 \\ \vdots \\ \Delta \mu_1 - \Delta \mu_N \\ 0 \end{pmatrix} \quad (8-10)$$

(8-10)式を解くことで $\mathbf{c}_{opt}(\omega + \Delta\omega, W_c) = \mathbf{c}_{opt}(\omega, W_c) + \Delta \mathbf{c}$ が得られる。全層の付加減衰係数が十分に大きい場合、 μ_i は全て 0 であるため、 $\Delta \mu_i$ も全て 0 として計算すればよい。更新前の c_i が 0 もしくは 0 に近い値を取る場合、まず $\Delta \mu_i$ を 0 として $c_i + \Delta c_i$ を計算する。 $c_i + \Delta c_i < 0$ となる場合、 $c_i + \Delta c_i = 0$ となるように $\Delta \mu_i$ の値を変更する。 c_i と μ_i の関係を Fig. 8-2 に示す。

下限伝達関数の作成法は以下の通りである。

[下限伝達関数の作成法]

- Step 1 全探索範囲を $\omega^L \leq \omega \leq \omega^U$ とし、探索範囲に含まれる固有円振動数の個数を n_ω とする。
 カウンター $i_\omega \leftarrow 1$ とする。
- Step 2 (8-1)式の問題を解き、固有円振動数 ω_{i_ω} での最適配置 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_{i_\omega}, W_c)$ を得る。
- Step 3 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_{i_\omega}, W_c)$ を初期配置に設定。(8-10)式を繰り返し用いて $\omega_{i_\omega} \leq \omega \leq \min\{\omega^U, \omega_{i_\omega+1}\}$ の範囲での最適配置と対応する伝達関数振幅総和を得る。尚、(8-10)式の繰り返しの適用による誤差の蓄積を回避するため、各 ω で誤差の補正を行う。
- Step 4 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_{i_\omega}, W_c)$ を初期配置に設定。(8-10)式を繰り返し用いて $\max\{\omega^L, \omega_{i_\omega-1}\} \leq \omega \leq \omega_{i_\omega}$ の範囲での最適配置と対応する伝達関数振幅総和を得る。ただし $i_\omega = 1$ の場合は探索範囲を $\omega^L \leq \omega \leq \omega_{i_\omega}$ とする。
- Step 5 $i_\omega = n_\omega$ ならば Step 6 へ進む。そうでなければ $i_\omega \leftarrow i_\omega + 1$ として Step 2 へ戻る。
- Step 6 各振動数において伝達関数振幅総和の値を最小化する設計を選択し、アルゴリズムを終了。

下限伝達関数の探索順序を Fig. 8-3 に示す。固有円振動数付近での伝達関数振幅は付加減衰により大きく低減できる一方で、各固有円振動数の中間領域での振幅値は付加減衰による影響が小さい。 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_{i_\omega}, W_c)$ を初期解とした探索は固有円振動数 ω_{i_ω} 付近では良好に機能するものの、 $\omega_{i_\omega}, \omega_{i_\omega+1}$ の中間領域においては局所最適解に陥る可能性がある。その結果 $\omega_{i_\omega+1}$ 付近での解の精度が悪化する恐れがあるため、提案アルゴリズムでは初期配置を n_ω 回変更して探索を行っている。その結果探索範囲に重複が生じるため、アルゴリズムの Step 6 においてより精度の高い解を選択している。

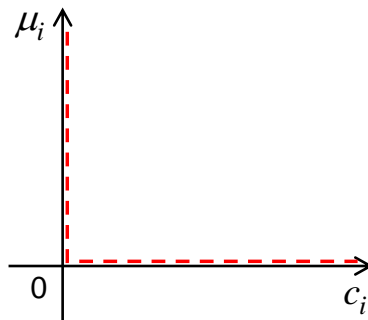


Figure 8-2 第 i 層への付加減衰係数 c_i 及び不等式制約 $c_i \geq 0$ に対応するラグランジュ乗数 μ_i の関係

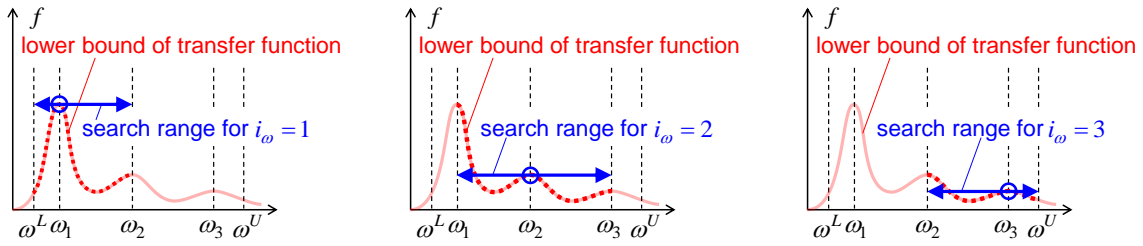


Figure 8-3 下限伝達関数の探索順序

8.2.3 幅広い振動数域を対象としたダンパー最適設計問題とその解法

幅広い振動数域で伝達関数振幅総和が下限伝達関数に近くなるような設計を数理的に得るため、次のような最適化問題を扱う。

<Problem>

$$\begin{aligned}
 & \text{Find } \mathbf{c} = (c_1, \dots, c_N)^T \\
 & \text{so as to minimize } f_{tf} = \sum_{j=1}^{N_\omega} f(\mathbf{c}, \omega^L + (j-1)\Delta\omega)\Delta\omega \\
 & \quad = \sum_{j=1}^{N_\omega} \sum_{i=1}^N |\delta_i(\mathbf{c}, \omega^L + (j-1)\Delta\omega)| \Delta\omega \quad (8-11) \\
 & \text{subject to } \begin{cases} \mathbf{c}^T \mathbf{1} = W_c & (\text{const.}) \\ 0 \leq c_i \leq c_i^U & (\text{for } i=1, \dots, N) \end{cases}
 \end{aligned}$$

目的関数 f_{tf} は伝達関数振幅総和 f を $\omega^L \leq \omega \leq \omega^U (= \omega^L + N_\omega \Delta\omega)$ の範囲での積分を矩形近似したものである (Fig. 8-4a)。振動数領域での最適化問題であり、また目的関数の微分は解析的に得られるため、時刻歴応答解析を要するダンパー設計法と比べて計算負荷がかなり小さい。この問題は、Takewaki (1997)が(8-1)式の問題に対して提案したアルゴリズムによって解くことができる。ここでもその解法を簡潔に示す。ただし Takewaki (1997)のものとは式表現が若干異なる。

f_{tf} の一次感度を(8-12)式のように近似する。

$$\left. \frac{\partial f_{tf}}{\partial c_i} \right|_{\mathbf{c}+\Delta\mathbf{c}} \cong \left. \frac{\partial f_{tf}}{\partial c_i} \right|_{\mathbf{c}} + \sum_{j=1}^N \frac{\partial^2 f_{tf}}{\partial c_j \partial c_i} \Big|_{\mathbf{c}} \Delta c_j \quad (8-12)$$

最適解においては目的関数の勾配ベクトルは超平面 $c_1 + \dots + c_N = W_c$ の法線ベクトルと平行となるため (Fig. 8-4b)、(8-13)式が成立する。

$$\partial f_{tf} / \partial c_1 = \dots = \partial f_{tf} / \partial c_N \quad (8-13)$$

$(\partial f_{tf} / \partial c_1)_{\mathbf{c}+\Delta\mathbf{c}} \mathbf{1} - \{(\partial f_{tf} / \partial c_2)_{\mathbf{c}+\Delta\mathbf{c}}, \dots, (\partial f_{tf} / \partial c_N)_{\mathbf{c}+\Delta\mathbf{c}}\}^T = \mathbf{0}$ 及び $\Delta c_1 + \dots + \Delta c_N = 0$ を連立させ、整理すると(8-14)式が得られる。

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial^2 f_{ff}}{\partial c_1^2} - \frac{\partial^2 f_{ff}}{\partial c_1 \partial c_2} & \dots & \frac{\partial^2 f_{ff}}{\partial c_N \partial c_1} - \frac{\partial^2 f_{ff}}{\partial c_N \partial c_2} \\ \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial^2 f_{ff}}{\partial c_1^2} - \frac{\partial^2 f_{ff}}{\partial c_1 \partial c_N} & \dots & \frac{\partial^2 f_{ff}}{\partial c_N \partial c_1} - \frac{\partial^2 f_{ff}}{\partial c_N^2} \\ 1 & \dots & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta c_1 \\ \vdots \\ \Delta c_N \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} \frac{\partial f_{ff}}{\partial c_1} - \frac{\partial f_{ff}}{\partial c_2} \\ \vdots \\ \frac{\partial f_{ff}}{\partial c_1} - \frac{\partial f_{ff}}{\partial c_N} \\ 0 \end{pmatrix} \quad (8-14)$$

(8-14)式を解いて $\Delta \mathbf{c}$ を求め、 $\mathbf{c} \rightarrow \mathbf{c} + \alpha \Delta \mathbf{c}$ のようにダンパー配置を更新する (α は小さな正の値)。以上の操作を繰り返せば最適解が得られる。尚、第 j 層の付加減衰が $c_j = 0$ かつ $c_j + \alpha \Delta c_j < 0$ となる場合、(8-14)式から c_j に関わる要素全てを除去して再度 $\Delta \mathbf{c}$ を求めればよい。また $c_1 = 0$ の場合、(8-14)式を $(\partial f_{ff} / \partial c_2)_{\mathbf{c} + \Delta \mathbf{c}} \mathbf{1} - \{(\partial f_{ff} / \partial c_3)_{\mathbf{c} + \Delta \mathbf{c}}, \dots, (\partial f_{ff} / \partial c_N)_{\mathbf{c} + \Delta \mathbf{c}}\}^T = \mathbf{0}$ 及び $\Delta c_2 + \dots + \Delta c_N = 0$ の連立方程式に変更する。以降では(8-11)式の問題の最適解を \mathbf{c}_f と記す。

尚、振動数領域での設計法としてよく知られているものに H^∞ 制御がある。層間変形伝達関数 $\delta(\omega)$ の H^∞ ノルムは $\|\delta(\omega)\|_\infty = \sup_{\omega} \left\{ \sqrt{\sum_{i=1}^N |\delta_i(\omega)|^2} \right\}$ と表される。 $\delta(\omega)$ は 1 次固有円振動数付近で卓越するため、 $\sqrt{\sum_{i=1}^N |\delta_i(\omega)|^2}$ も 1 次固有円振動数付近で卓越する。従って、 $\delta(\omega)$ の H^∞ 制御による粘性ダンパーの設計の高次モードへの有効性は限定的である。これに対して、本章の提案手法は高次モードへの有効性を直接的に扱っている。

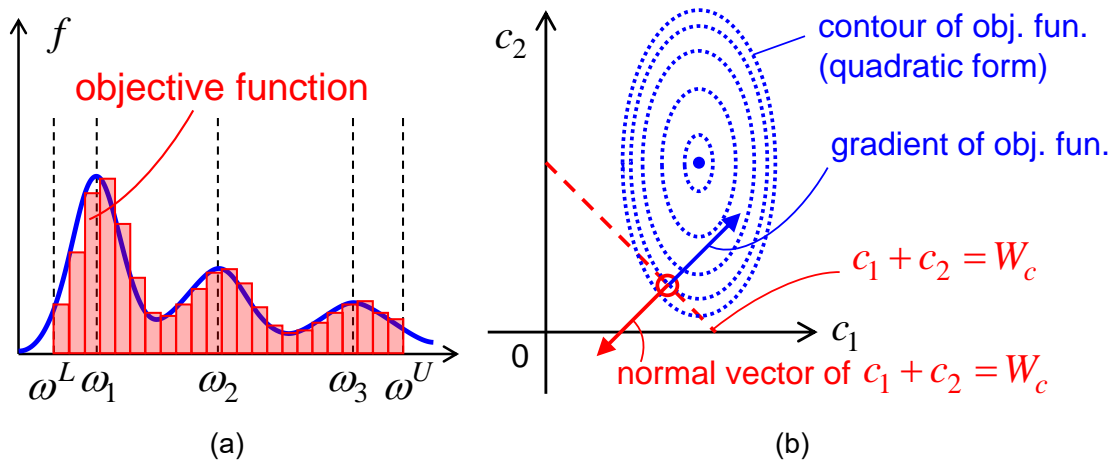


Figure 8-4 最適化問題の概要, (a) 目的関数, (b) 最適解における目的関数の勾配と総ダンパ一量に関する制約を与える超平面の法線ベクトルの関係 ($N=2$ の場合を例示)

8.2.1-8.2.3 節での定式化はせん断質点系を意図したものであり、それらに若干の修正を施せば骨組モデルへの適用も可能となる。8.3 節ではせん断質点系を対象とした数値例題を、8.4 節では骨組モデルを対象とした数値例題を扱う。

8.3 せん断質点系に対する数値例題

本節では、せん断質点系を対象として $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ 、 \mathbf{c}_f の比較を伝達関数及び IDA 解析 (Vamvatsikos and Cornell (2001)) を通して行う。 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ は 1 次モード応答を有効に低減するものの、高次モードに対しては必ずしも有効ではない。一方で、 \mathbf{c}_f の 1 次モードへの有効性は $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ のそれとほとんど変わらないものの、高次モードに対する有効性は高いことを示す。 \mathbf{c}_f は変形のみならず床加速度を有効に低減し、弾塑性応答に対しても有効であることを示す。尚、参考のために 2-4 次モード最適配置を Appendix 8-1 に示す。

12 層せん断型モデルを扱う。各層質量を $m_i = 400 \times 10^3$ [kg]、各層高さを 4 [m]、各層の降伏変位を $d_y = 4/150$ [m] とし、完全弾塑性型の復元力特性を有すると仮定する。非減衰 1 次周期を 1.2 [s] とする。構造減衰は 1% で剛性比例とする。層剛性分布は次の 2 通りを考える。Model 1 : 台形分布 (第 1 層と最上層の層剛性比が 2.5:1)、Model 2 : 1-4, 5-8, 9-12 層の剛性がそれぞれ一定で、その比率が 2:1.5:1。

入力地震動には El Centro NS 波 (1940)、Taft EW 波 (1952)、Rinaldi Sta. FN 波 (1994)、Kobe Univ. NS 波 (1995) の 4 つを扱う。前者の 2 波はランダム位相地震動に近い性質を有し、後者 2 波はパルス性地震動である。IDA 解析では Peak Ground Velocity (PGV) を 0.2 [m/s] から 1.0 [m/s] まで 0.02 [m/s] ずつ漸増させる。

ダンパーによる付加減衰係数の総和は Model 1, 2 ともに 20×10^7 [Ns/m] とした。この値は 1 次の減衰定数が概ね 0.1 となるように設定したものである。下限伝達関数及び \mathbf{c}_f を求めるアルゴリズムのパラメータには、 $\omega^L = 0.9\omega_1$ 、 $\omega^U = 1.1\omega_4$ 、 $n_\omega = 4$ 、 $N_\omega = 1000$ を採用した。伝達関数振幅総和は必ずしも固有円振動数においてピークを取るとは限らないため、最適化対象の振動数の範囲を 1-4 次の固有円振動数の範囲よりも少し広く設定した。また、下限伝達関数作成の際には $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1), \dots, \mathbf{c}_{opt}(\omega_4)$ を求める必要があり (8.2.2 節)、これらを作成する際の初期配置は全層一様配置とした。また \mathbf{c}_f を求める際の初期設計には $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ を採用した。

Fig. 8-5, 8-6 に Model 1, 2 の付加減衰係数の分布と伝達関数振幅総和及び下限伝達関数を示す。伝達関数振幅総和及び下限伝達関数は、下限伝達関数の最大値が 1 となるように基準化を行い、また可視性のために ω を乗じて描いている。 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ は比較的限られた層に減衰を付加する設計であり、 \mathbf{c}_f は広範囲の層に減衰を付加する設計である。また $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ の伝達関数振幅総和は 1 次固有円振動数付近で下限伝達関数とほとんど一致するものの、2, 3 次固有円振動数付近では大きく離れていることが分かる。一方、 \mathbf{c}_f の伝達関数振幅総和は幅広

い振動数域で下限伝達関数に近づいている。Fig. 8-7~8-10 に 4 地震動に対する IDA 解析の結果を示す。層間変形の分布及び床加速度の分布は PGV=0.2, 0.4, ..., 1.0 [m/s] の場合の結果を示している。 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ は弾性範囲では層間変形を有効に低減するものの、PGV が大きくなると特定の層に塑性変形が集中している。この傾向はパルス性地震動である Rinaldi Sta. FN 波及び Kobe Univ. NS 波の場合において特に顕著にみられる。一方で、 \mathbf{c}_{tf} は弾性範囲及び弾塑性範囲の両方において変形を有効に低減する。また弾性時床加速度に関して、Rinaldi Sta. FN 波及び Kobe Univ. NS 波の場合は $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$, \mathbf{c}_{tf} で大きな差は見られない。ランダム位相地震動に近い性質を有する El Centro NS 波及び Taft EW 波は Rinaldi Sta. FN 波及び Kobe Univ. NS 波よりも高振動数成分の大きな入力であり、 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ は十分に床加速度を低減できない一方で、 \mathbf{c}_{tf} は床加速度を有効に低減する。尚、PGV の大きい範囲で $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ を有するモデルの床加速度がかなり大きくなっているのは、塑性化時に高振動数成分が励起されるためである。

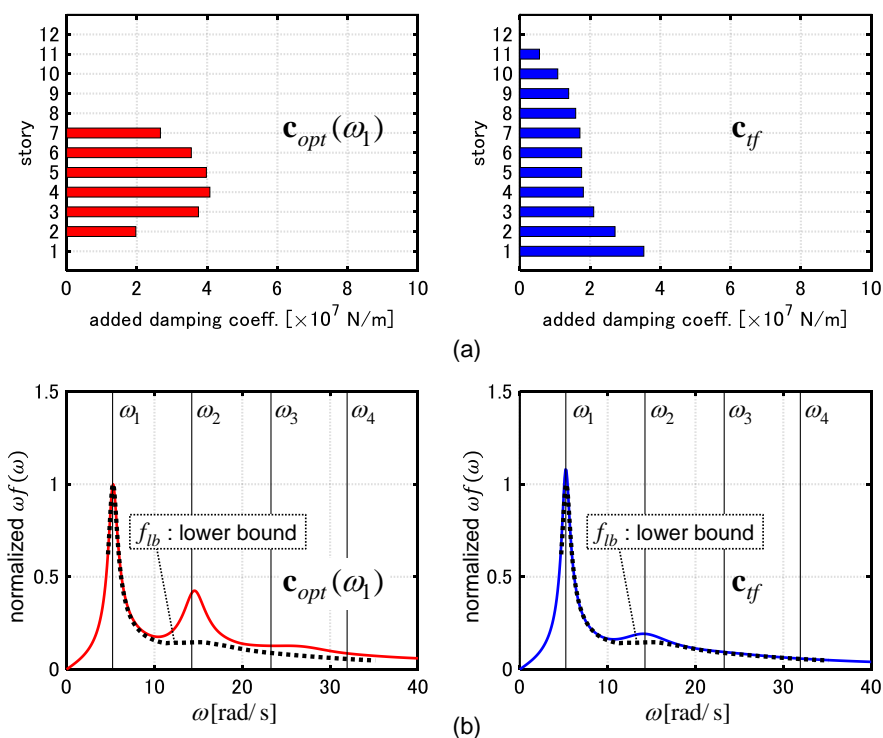


Figure 8-5 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1), \mathbf{c}_{tf}$ の比較 (Model 1),

(a) 付加減衰係数の分布, (b) 層間速度伝達関数振幅の総和

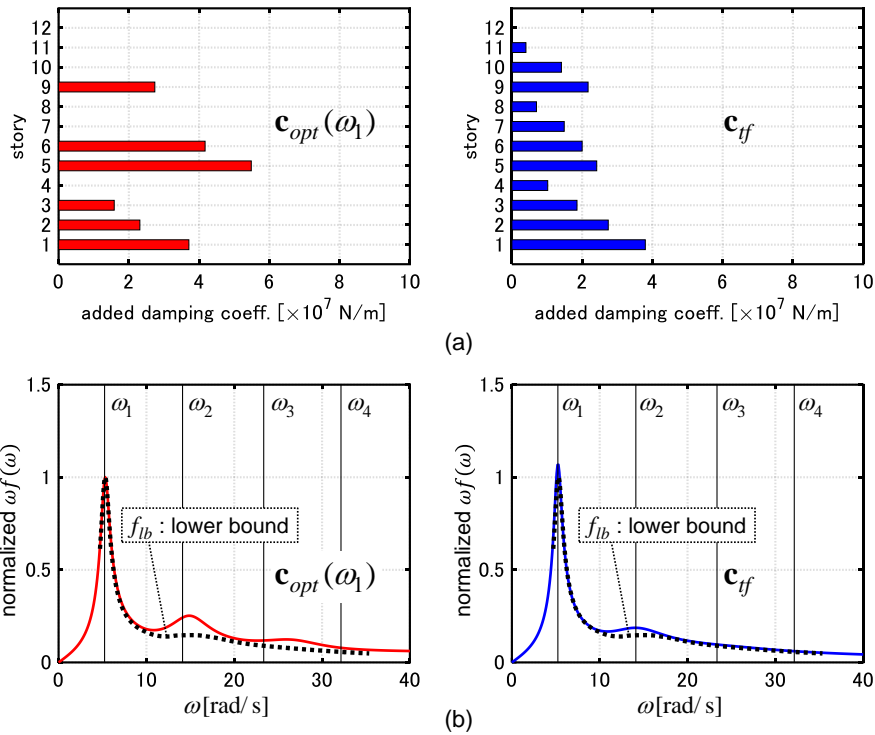


Figure 8-6 $c_{opt}(\omega_1), c_{tf}$ の比較 (Model 2),
 (a) 付加減衰係数の分布, (b) 層間速度伝達関数振幅の総和

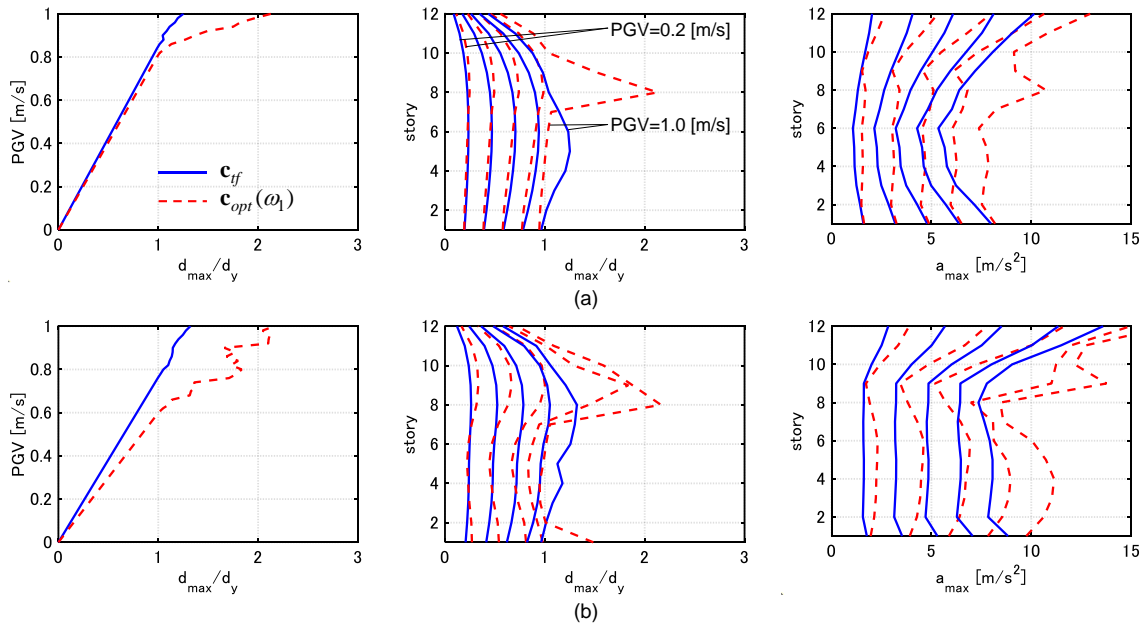


Figure 8-7 IDA 曲線、最大層間変形及び最大床加速度 (Model 1),
 (a) El Centro NS 波, (b) Taft EW 波

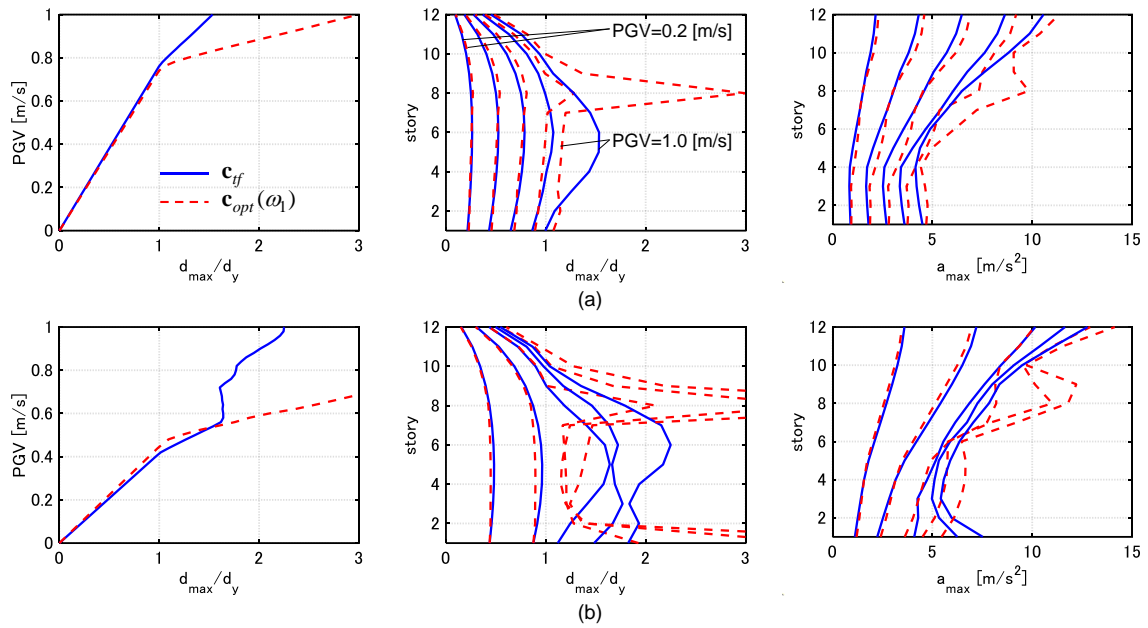


Figure 8-8 IDA 曲線、最大層間変形及び最大床加速度 (Model 1),
 (a) Rinaldi Sta. FN 波, (b) Kobe Univ. NS 波

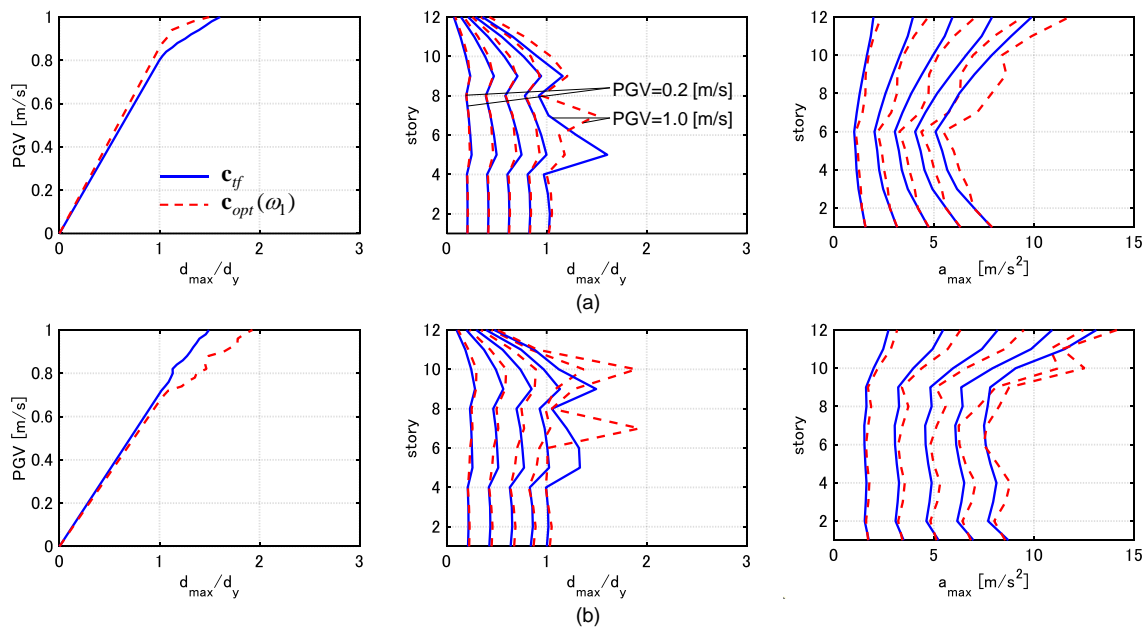


Figure 8-9 IDA 曲線、最大層間変形及び最大床加速度 (Model 2),
 (a) El Centro NS 波, (b) Taft EW 波

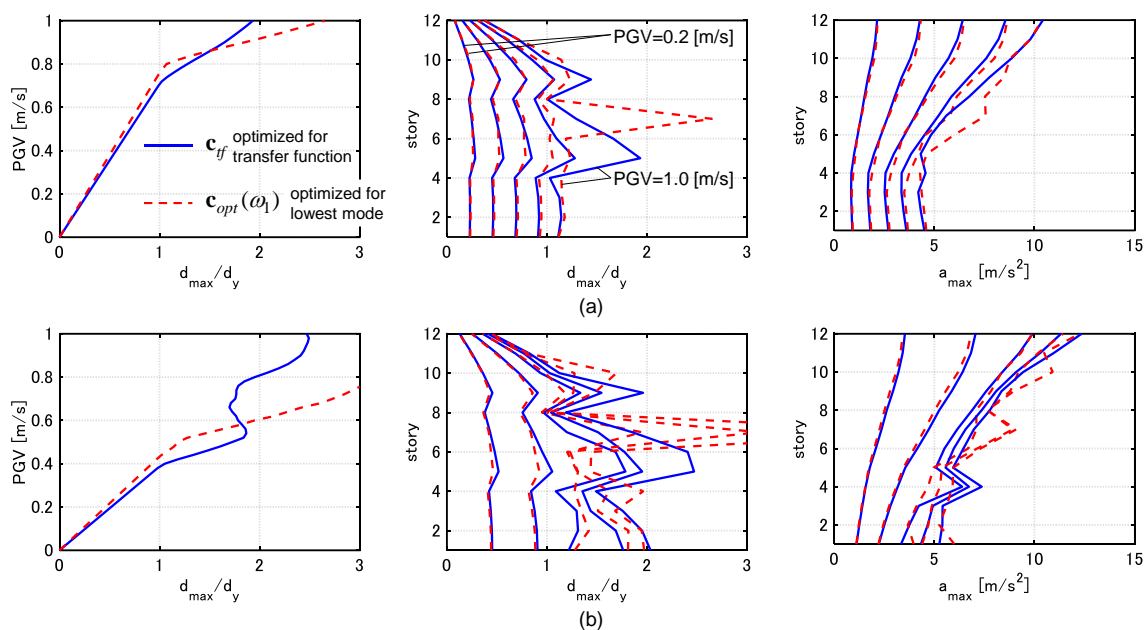


Figure 8-10 IDA 曲線、最大層間変形及び最大床加速度 (Model 2),
 (a) Rinaldi Sta. FN 波, (b) Kobe Univ. NS 波

8.4 平面骨組モデルに対する数値例題

本節では、平面骨組モデルを対象として $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ 、 \mathbf{c}_{tf} の比較を伝達関数及び IDA 解析を通して行う。各スパン長 7 [m]、各階高 4 [m] の 10 層 3 スパン平面骨組モデルを扱う。各層質量は 100×10^3 [kg] とする。鉛直方向の慣性力に関して、各層の外柱の上部節点に $(100/6) \times 10^3$ [kg]、内柱の上部節点に $(100/3) \times 10^3$ [kg] を振り分ける。第 1-5 層の柱は全て W21 \times 201 (H-584 \times 321 \times 23.8 \times 41.3)、第 6-10 層の柱は全て W21 \times 182 (H-578 \times 318 \times 20.6 \times 38.1) とし、第 1-5 層の梁は全て W33 \times 130 (H-841 \times 292 \times 14.3 \times 22.2)、第 6-10 層の梁は全て W30 \times 99 (H-752 \times 267 \times 12.7 \times 17.5) とする。柱部材及び梁部材の降伏応力はそれぞれ 320,240 [N/mm²] とする。柱部材の全塑性モーメントは梁部材のそれに対して十分に大きくなるように留意した。また第 1 層柱脚は固定とする。ヤング係数は 2.05×10^5 [N/mm²] とする。非減衰 1 次固有周期は 1.29 [s] とし、構造減衰は 2% (剛性比例) とする。ダンパーは全層全スパンに取り付け可能とし、取り付け方法は下方の開いた K 字型とした。時刻歴応答解析には OpenSees (McKenna (2011)) を用いた。解析においては、剛床仮定及び柱の P-Delta 効果を取り入れた。柱・梁には、ひずみ硬化率 0.01 の Steel01 を使い、H 形断面のフランジとウェブはそれぞれ 6 \times 1 の Fiber でモデル化した。柱・梁の応答評価には、積分点 5 の Gauss-Lobatto 積分及び distributed plasticity method を用いた。付加減衰係数の総和は 1 次の減衰定数が概ね 0.1 となるように設定した。また付加減衰係数の割り振りは左右対称となるようにしている。入力地震動は 8.3 節で用いた 4 地震動を扱う。下限伝達関数及び \mathbf{c}_{tf} の作成のため

めのアルゴリズムのパラメーターの設定も 8.3 節と共通とした。 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1), \dots, \mathbf{c}_{opt}(\omega_4)$ を作成する際の初期配置は次の 3 通りを実施した: 1) 中央スパンのみへの全層一様配置、2) 外スパンのみへの全層一様配置、3) 全スパン・全層への一様配置。どの初期配置を用いた場合でも、最終的に得られる設計は同じものであった。

Fig. 8-11 に付加減衰係数の分布と伝達関数振幅総和及び下限伝達関数を、Fig. 8-12, 8-13 に 4 地震動に対する IDA 解析の結果を示す。 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ の付加減衰係数は第 2-4, 6, 7 層に集中し、第 1, 5 層には配されない。第 1 層は柱脚固定としており、また第 6 層より上層で断面が切り替わるために、これらの層は剛性が比較的高い。尚、1 次モードにおいては外スパンよりも中央スパンの方が柱の伸縮が小さいため、中央スパンにのみ減衰が付加されている。またせん断質点系を対象とした場合と同様に、 \mathbf{c}_{ff} は $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ と比較して広範囲の層に減衰を付加する設計である。 \mathbf{c}_{ff} の場合も中央スパンにのみ減衰が付加されている。これは、目的関数 f_{ff} においても 1 次モードの影響が支配的となるためである。尚、2-4 次モード最適配置では外スパンへ減衰が付加される場合もある (Appendix)。せん断質点系の場合と同様に、 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ の伝達関数振幅総和は 1 次固有円振動数付近で下限伝達関数とほとんど一致するものの、2, 3 次固有円振動数付近では離れている一方で、 \mathbf{c}_{ff} の伝達関数振幅総和は幅広い振動数域で下限伝達関数に近くなっている。変形低減性能に関して、Taft EW 波の場合には $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ を有するモデルの高層部の変形が大きくなっているものの、他の地震動に対しては $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ 、 \mathbf{c}_{ff} の両者に大きな差は見られない。骨組モデルでは同一層の部材端部が同時に降伏するとは限らず、完全弾塑性型の復元力特性を仮定したせん断質点系と比べて、弾塑性応答時における高次モードのカップリングの程度が小さい。従って、 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ の弾塑性時変形への有効性が相対的に高まっていると考えられる。一方で、せん断質点系の場合と同様に、 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ よりも \mathbf{c}_{ff} の方が床加速度をより有効に低減している。

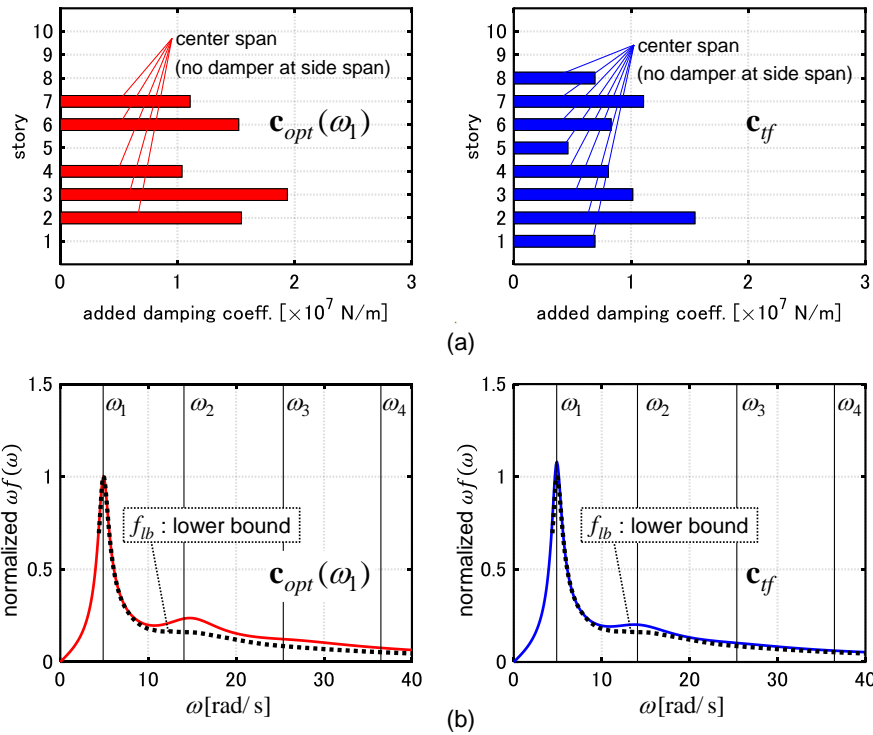


Figure 8-11 $c_{opt}(\omega_1), c_{tf}$ の比較 (平面骨組モデル),
 (a) 付加減衰係数の分布, (b) 層間速度伝達関数振幅の総和

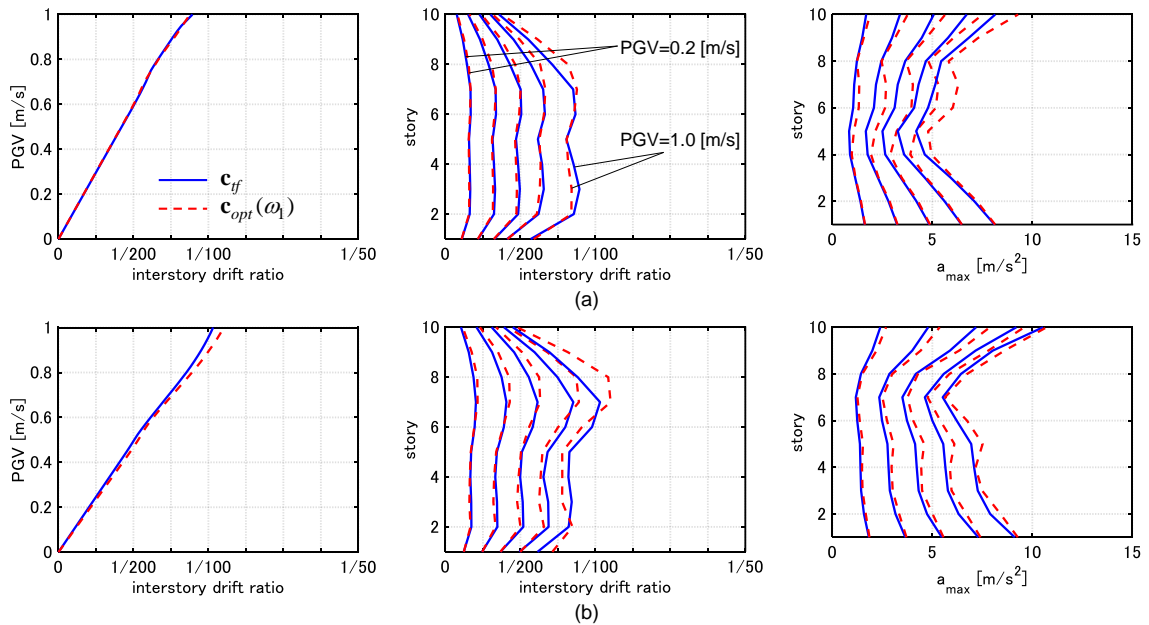


Figure 8-12 IDA 曲線、最大層間変形及び最大床加速度 (平面骨組モデル),
 (a) El Centro NS 波, (b) Taft EW 波

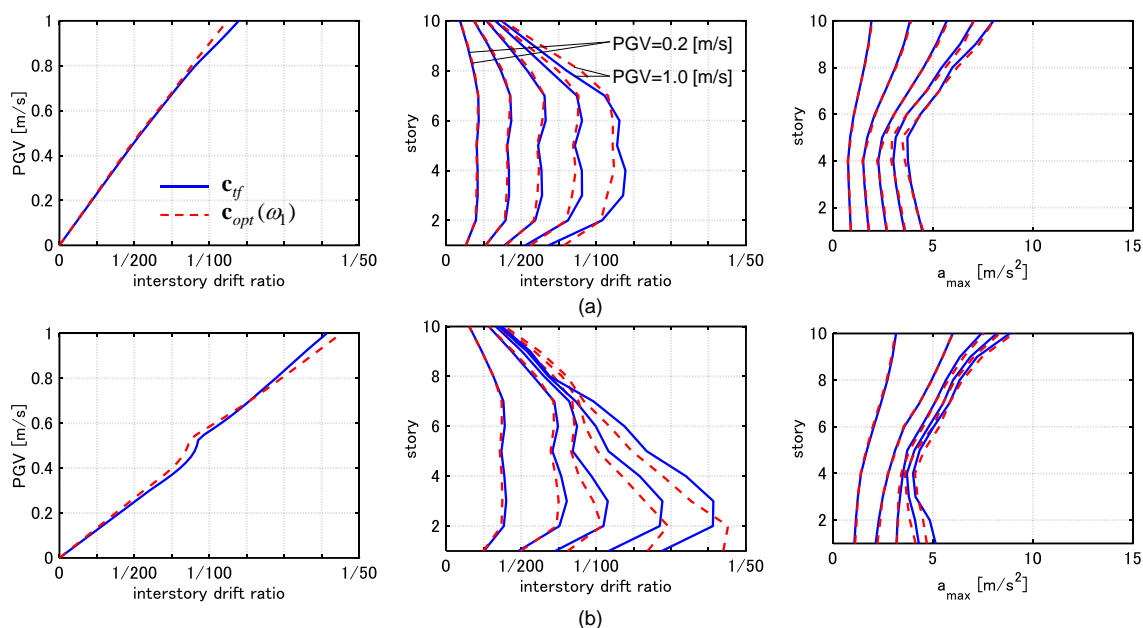


Figure 8-13 IDA 曲線、最大層間変形及び最大床加速度（平面骨組モデル），
 (a) Rinaldi Sta. FN 波, (b) Kobe Univ. NS 波

8.5 結論

本章では、下限伝達関数の概念及び幅広い振動数領域で有効性の高いダンパー配置を数理的に得る方法を新たに提案した。主な結論は以下のようにまとめられる。

- (1) 下限伝達関数の概念を新たに提案した。下限伝達関数とは、ダンパー総コスト一定下での理想的応答制御性能を振動数領域で表現したものである。ダンパー配置を有するモデルの伝達関数振幅を下限伝達関数と併せて描くことで、その設計の各モードへの有効性が視覚的に判断できる。ダンパー配置の特定のモードに対する有効性が低い場合、伝達関数振幅は対応する固有円振動数付近では下限伝達関数から離れたところに存在する。一方で、ダンパー配置が多数のモードに対して有効である場合、伝達関数振幅は幅広い振動数域で下限伝達関数の近くに存在する。
- (2) 下限伝達関数の効率的生成法を提案した。提案手法では、最適性条件が常に満たされるようにダンパー配置が連続的に変更される。
- (3) 幅広い振動数域で有効性の高いダンパー配置を数理的に得るための最適化問題を定式化し、その解法を示した。振動数領域での最適化問題であるため、時刻歴応答解析を要するダンパー設計法と比べて計算負荷がかなり小さい。

- (4) 1次モードダンパー配置 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ 及び提案手法による配置 \mathbf{c}_f の比較を伝達関数及び IDA 解析を通して行った。IDA 解析では、ランダム位相地震動に近い性質を有する地震動 2 波及びパルス性地震動 2 波を扱った。 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ は 1 次モードへの有効性は高いものの、高次モードに対する有効性は高いとはいえない。また振幅の大きな入力に対して塑性変形が特定の層に集中する恐れがある。一方で、 \mathbf{c}_f は多数のモードに対して有効性の高い配置であり、弾性・弾塑性時の両方において変形を有効に低減する。さらに、床加速度応答も有効に低減可能である。
- (5) 骨組モデルに対する $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ 及び \mathbf{c}_f の比較を行った。 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ の塑性変形への有効性はせん断質点系の場合と比べて高まった。これは、骨組モデルでは同一層の部材端部が同時に降伏するとは限らず、弾塑性応答時における高次モードのカップリングの程度が小さいためである。骨組モデルの場合であっても、 \mathbf{c}_f は $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ よりも床加速度を有効に低減可能である。

参考文献

- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020). Comparative investigation on optimal viscous damper placement for elastic-plastic MDOF structures: Transfer function amplitude or double impulse. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 130, 105987.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022). Frequency-domain optimal viscous damper placement using lower-bound transfer function and multi-modal adaptability. *Struct. Control Health Monit.*, 29(7), e2951.
- Apostolakis, G. (2020). Optimal evolutionary seismic design of three-dimensional multistory structures with damping devices. *J. Struct. Eng.*, 146(10), 04020205.
- Cetin, H., Aydin, E., and Ozturk, B. (2019). Optimal Design and Distribution of Viscous Dampers for Shear Building Structures under Seismic Excitations. *Frontiers in Built Environment*, 5: 90.
- Cimellaro, G. P., and Retamales, R. (2007). Optimal softening and damping design for buildings. *Struct. Control Health Monit.*, 14(6), 831-857.
- De Domenico, D., and Ricciardi, G. (2019). Earthquake protection of structures with nonlinear viscous dampers optimized through an energy-based stochastic approach. *Eng. Struct.*, 179, 523-539.
- Martínez, C. A., Curadelli, O., and Compagnoni, M. E. (2014). Optimal placement of nonlinear hysteretic dampers on planar structures under seismic excitation. *Eng. Struct.*, 65, pp. 89-98.
- McKenna, F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science Eng.*, 13(4), 58-66.
- Silvestri, S., Gasparini, G., and Trombetti, T. (2010). A five-step procedure for the dimensioning of viscous dampers to be inserted in building structures. *J. Earthq. Eng.*, 14(3), 417-447.
- Takewaki, I. (1997). Optimal damper placement for minimum transfer functions, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 26(11), 1113-1124.
- Takewaki, I. (2000). An approach to stiffness-damping simultaneous optimization. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 189(2), 641-650.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), 491-514.
- Yamamoto, K., Fujita, K., and Takewaki, I. (2010). H^∞ optimization in damper placement for interstory drift control of structures. In *1st International Conference on Advances in Interaction and Multiscale Mechanics (AIMM'10) Jeju, Korea*, 321-329.

Appendix 8-1 2-4次モード最適ダンパー配置

Fig. 8A-1, 8A-2 に Model 1, 2 (せん断質点系) の 2-4 次モード最適配置と伝達関数振幅総和を、Fig. 8A-3 に骨組モデルの 2-4 次モード最適配置と伝達関数振幅総和を示す。付加減衰係数の総和は 8.3, 8.4 節のものと同じである。2-4 次モード最適配置を有するモデルの伝達関数振幅総和は、対応する固有円振動数付近において下限伝達関数と近い値を取ることが確認できる。また骨組モデルの 2, 4 次モード最適配置では中央スパンのみならず外スパンへも減衰が付加されている。1 次モードを対象とする場合には柱の伸縮がブレースタイプダンパーの効果を防げるものの、高次モードを対象とする場合には必ずしもそうではない。水平・鉛直変位方向の組み合わせによっては外スパンへの配置の方が中央スパンへの配置よりも有効となる場合がある。

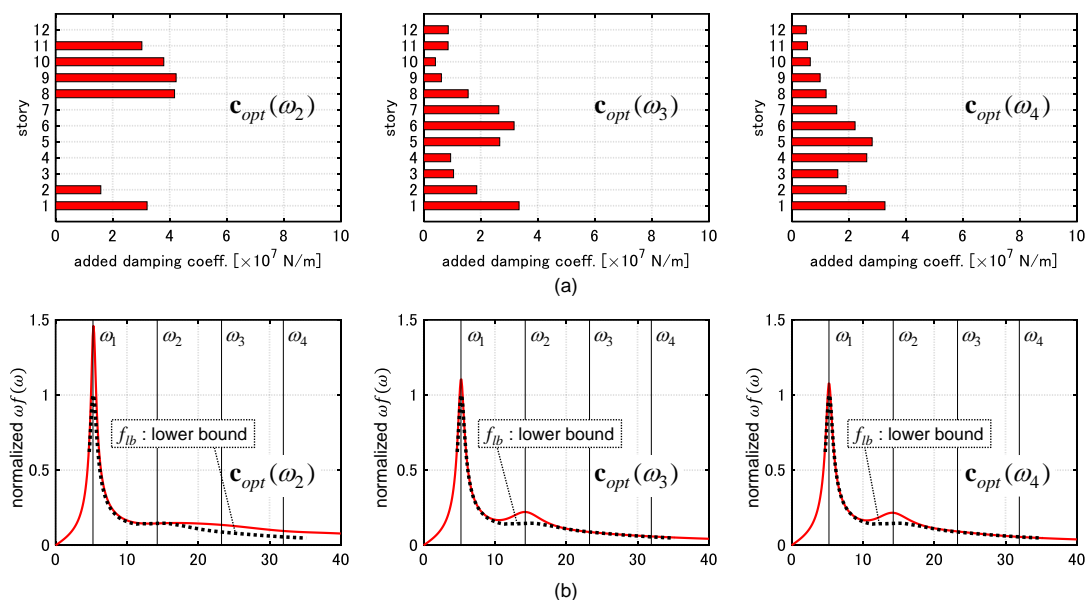


Figure 8A-1 $c_{opt}(\omega_2), c_{opt}(\omega_3), c_{opt}(\omega_4)$ の比較 (Model 1),
 (a) 付加減衰係数の分布, (b) 層間速度伝達関数振幅の総和

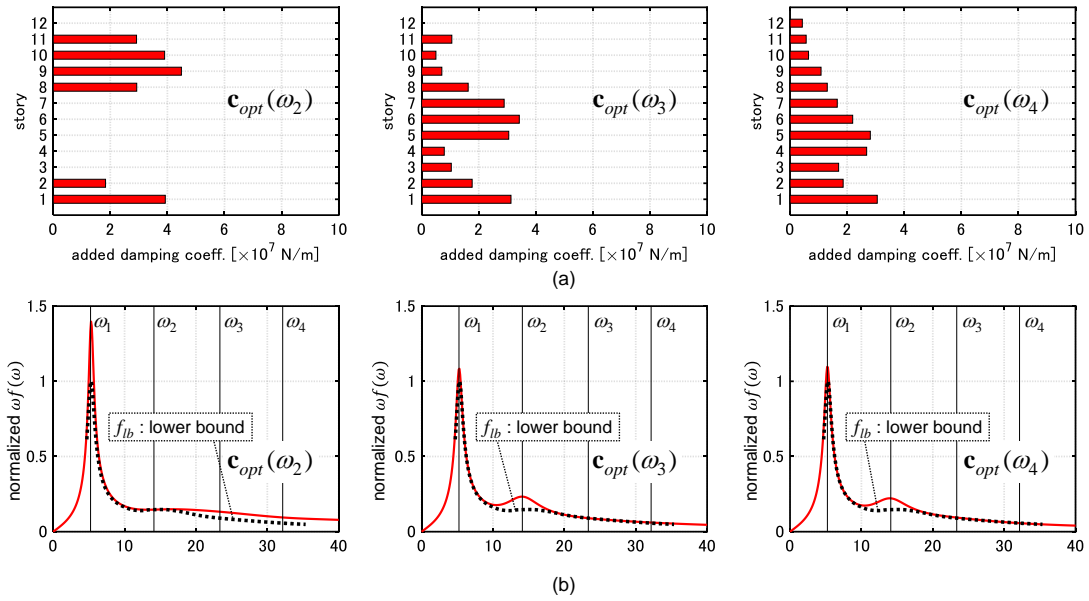


Figure 8A-2 $c_{opt}(\omega_2), c_{opt}(\omega_3), c_{opt}(\omega_4)$ の比較 (Model 2),
 (a) 付加減衰係数の分布, (b) 層間速度伝達関数振幅の総和

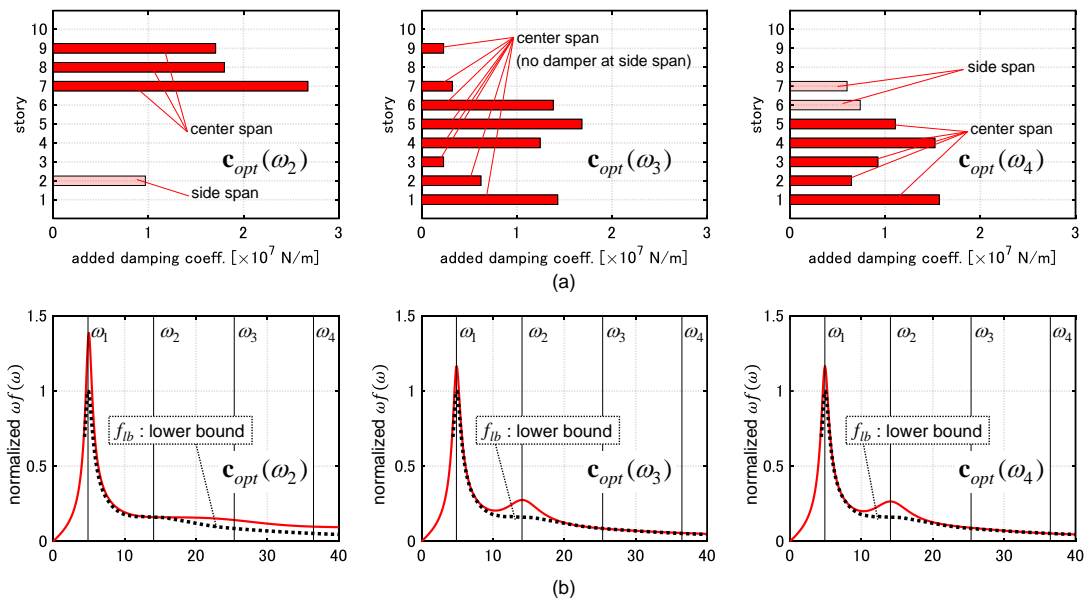


Figure 8A-3 $c_{opt}(\omega_2), c_{opt}(\omega_3), c_{opt}(\omega_4)$ の比較 (平面骨組モデル),
 (a) 付加減衰係数の分布, (b) 層間速度伝達関数振幅の総和

9章 大振幅レベル地震動を受ける弾塑性平面骨組への ダンパー逆置換を介した粘性ダンパー最適配置

9.1 序

構造体の弾塑性応答を考慮してダンパー最適化を行った研究は、少数ではあるが存在する（例えば Wang and Mahin (2018)）。Idels and Lavan (2020)は骨組モデルの構造部材と非線形粘性ダンパーの同時最適化問題を扱っている。Gomez et al. (2021)はトポロジー及び粘性ダンパーの分布の同時最適化問題を扱っている。Saitua et al. (2018)はダンパー付加による構造部材の応力増大に対処するため、構造部材の補強プロセスをダンパー最適化に組み込んでいる。粘性ダンパーを用いた設計では、ダンパーの有効性を把握するため、また同時に構造部材に過大な応力が生じることを防ぐために、速度応答を適切に推定することが重要である（Adachi et al. (2013), Palermo et al. (2016)）。

大振幅レベル地震動（法律で規定されるよりも大きなレベルの地震動）に対して弾塑性骨組モデルのダンパー最適設計を行うことで、信頼性の高い設計の実現が可能となると考えられる。尚、大振幅レベルの地震動に対してダンパー最適化を行う場合、構造部材応答を弾性範囲に留めることが困難な場合が存在する。これは、ダンパー総量がコストの観点から制限されており、またダンパーの過剰な付加は過大な部材力応答や通常レベル地震動に対する性能低下などの望ましくない現象を引き起こしかねないためである。従って、大振幅レベル地震動に対しては、特定の層への変形集中や構造崩壊を防ぐことが最も重要である。弾塑性平面骨組モデルを直接扱った最適化には多大な解析負荷を要するため、弾塑性平面骨組モデルに対する効率的なダンパー最適化手法の開発が強く望まれている。

本章では、大振幅レベル地震動を受ける弾塑性平面骨組モデルへの粘性ダンパー最適設計法を提案する。せん断質点系への置換を有効に活用した効率的な方法である。提案手法では付加減衰のない平面骨組モデルを 1 次モードが等価なせん断質点系に置換し、せん断質点系に対してダンパー最適化を行う。この操作は層方向のダンパー分布の探索に相当する。その後、付加減衰を有するせん断質点系を平面骨組モデルへと逆置換する。その際、地震時最大層間変位と密接に関係する 1 次減衰定数の略算値が最大化されるようにスパン方向のダンパー分布を決定する。このようにして得られた平面骨組モデルを初期設計として、近傍探索ベースの手法によってダンパー最適化を行う。最適化手順において弾塑性平面骨組モデルに対する時刻歴応答解析の必要回数は限定的であり、従来の方法と比べて解析時間の大幅な縮小を可能とする。また、付加減衰を有するせん断質点系の平面骨組モデルへの逆置換法も本章で新たに提案するものである。数値例題を通して、提案手法の有効性を検証する。最後に、最適設計後のモデルに IDA 解析（Vamvatsikos and Cornell (2001)）を行い、設計に

用いる地震動のレベルと塑性変形特性の関係を明らかにする (Akehashi and Takewaki (2022a))。

9.2 弾塑性平面骨組モデルに対する粘性ダンパー最適化問題とその意義

本章の最終的な目標は、大振幅レベル地震動を受ける弾塑性平面骨組モデルに対する粘性ダンパー最適化手法の提案である (Fig. 9-1)。提案手法では、付加減衰のない平面骨組モデルを 1 次モードが等価なせん断質点系に置換し、せん断質点系に対してダンパー最適化を行う (層方向のダンパー分布の探索に相当)。その後、付加減衰を有するせん断質点系を平面骨組モデルへと逆置換する。その際、地震時最大層間変位と密接に関係する 1 次減衰定数の略算値が最大化されるようにスパン方向のダンパー分布を決定する。このようにして得られた平面骨組モデルを初期設計として、近傍探索ベースの手法によりダンパー最適化を行う。

骨組モデルを対象としたダンパー最適配置問題では通常、部材応力に制約を設けた弾性骨組が扱われる。また、入力地震動には法律で規定されたレベルの入力が扱われる。しかし近年では、法律で規定されるよりも大きなレベルの地震動が観測されており、弾性骨組を用いた設計ではこのような入力に対する安全性が保障されない (Fig. 9-2a, b, 表 9-1)。これに対して、弾塑性骨組モデルに対してダンパー最適設計を行うことで、より大きな振幅の入力に対してもロバスト性の高い設計の実現が可能となる (Fig. 9-2c)。弾塑性骨組モデルを直接扱った最適化には大きな解析負荷を要するものの、提案手法は等価せん断質点系を有効活用することで弾塑性骨組モデルへの時刻歴応答解析回数と総計算負荷を大きく低減する。

本節ではまず、線形弾性平面骨組モデルと 1 次モードが等価なせん断質点系を定義する。次に付加減衰を有するせん断質点系の平面骨組モデルへの逆置換モデルを定義する。弾塑性平面骨組モデルへの粘性ダンパー最適配置問題を記述し、その解法を示す。

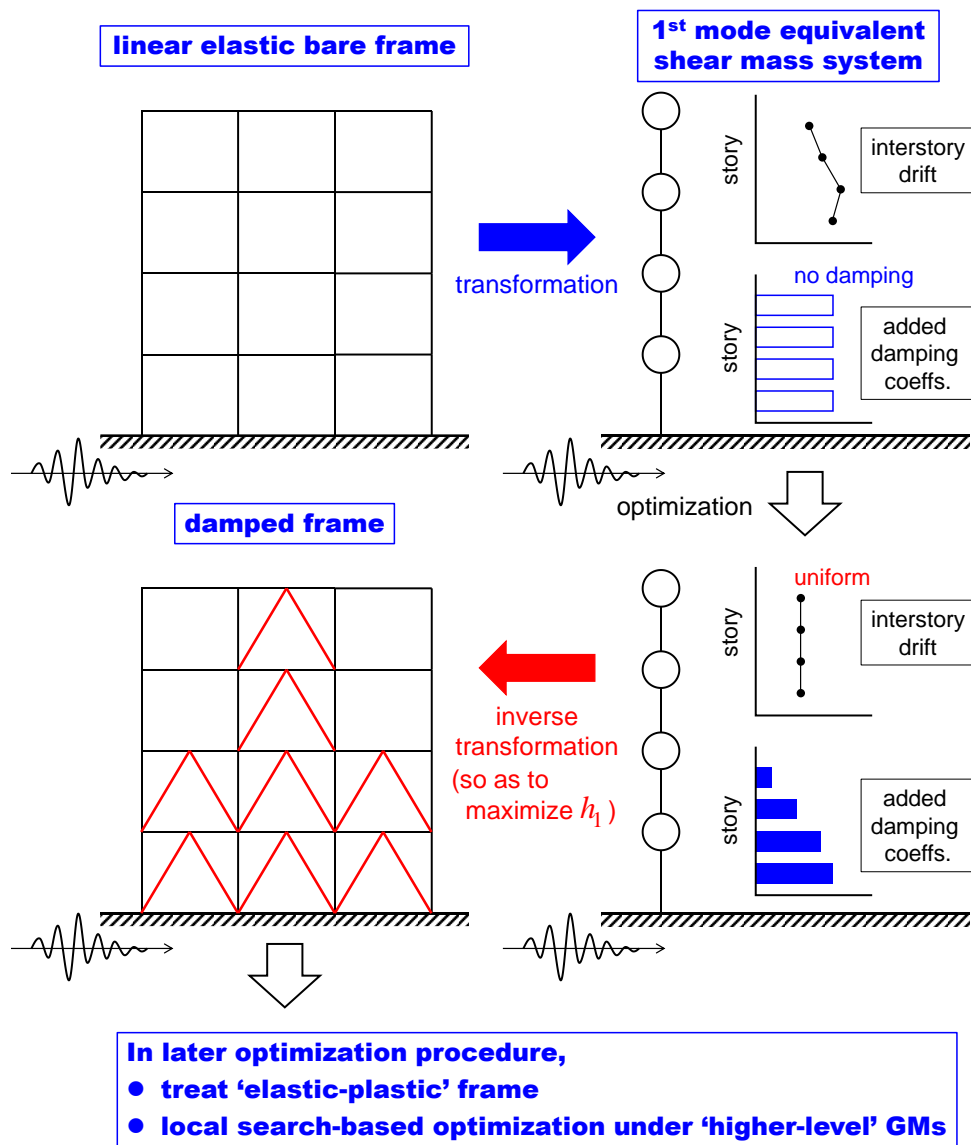


Fig. 9-1 最適化手法の概要

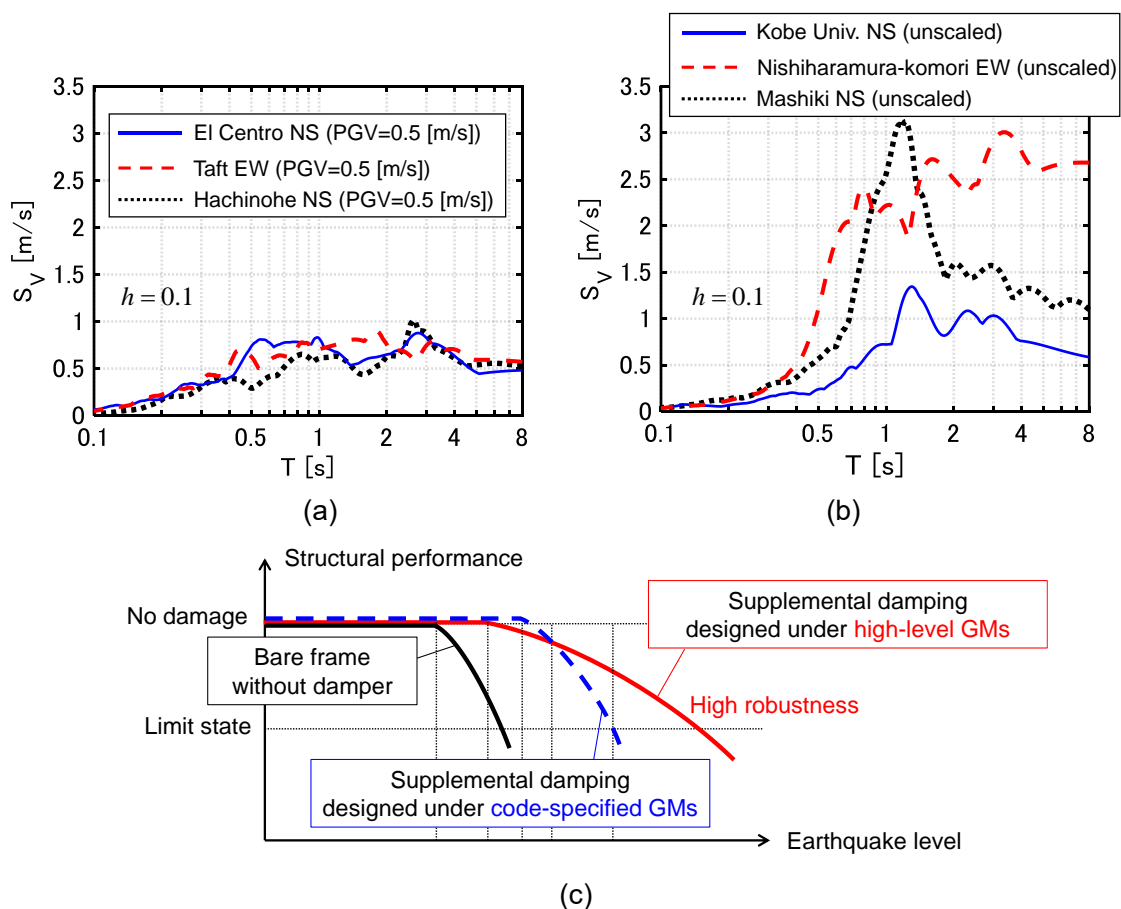


Fig. 9-2 速度応答スペクトル ($h=0.1$) , (a) 設計に通常用いられる地震動 (振幅を調整) , (b) 近年観測された強震動 (振幅を調整せず) , (c) 大振幅レベル地震動に対するダンパー設計の概念

表 9-1 Fig. 2 で用いた地震動

1.	Imperial Valley 1940 El Centro NS	4.	Hyogoken-Nanbu 1995 Kobe Univ NS
2.	Kern County 1952 Taft EW	5.	Kumamoto 4/16/2016 Nishiharamura-komori EW
3.	Tokachi-Okii 1968 Hachinohe NS	6.	Kumamoto 4/16/2016 Mashikimachi-miyazono NS

9.2.1 線形弾性平面骨組モデルと1次モードが等価なせん断質点系

剛床を仮定した N_F 層 N_B スパンの線形弾性平面骨組モデルの運動方程式は(9-1)式で与えられる。

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{J} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \ddot{\boldsymbol{\theta}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{C}_{11} & \mathbf{C}_{12} \\ \mathbf{C}_{21} & \mathbf{C}_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\boldsymbol{\theta}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u} \\ \boldsymbol{\theta} \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{J} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{pmatrix} \ddot{u}_g \quad (9-1)$$

ここで $\mathbf{u}, \boldsymbol{\theta}$ は水平変位ベクトル及び各節点の鉛直・回転方向変位ベクトル、 $\mathbf{M}, \mathbf{J}, \mathbf{K}, \mathbf{C}$ はそれぞれ水平方向に関する質量行列、各節点の鉛直方向に関する質量と回転慣性からなる質量行列、剛性行列及び減衰行列を表す。鉛直方向に関する質量と回転慣性モーメントに起因する慣性力を無視すると、非減衰時の運動方程式は(9-2)式で与えられる。

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \ddot{\boldsymbol{\theta}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u} \\ \boldsymbol{\theta} \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} \mathbf{M} \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{pmatrix} \ddot{u}_g \quad (9-2)$$

(9-2)式を書き直して、縮約モデルの運動方程式を(9-3)式のように得る。

$$\begin{aligned} \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_r \mathbf{u} &= -\mathbf{M} \mathbf{1} \ddot{u}_g \\ \boldsymbol{\theta} &= -\mathbf{K}_{22}^{-1} \mathbf{K}_{21} \mathbf{u} \end{aligned} \quad (9-3)$$

ここで

$$\mathbf{K}_r = \mathbf{K}_{11} - \mathbf{K}_{12} \mathbf{K}_{22}^{-1} \mathbf{K}_{21} \quad (9-4)$$

以上のような縮約は一般に静的縮約と呼ばれる。また、 \mathbf{K}_r は $N_F \times N_F$ の正方行列であるが、三重対角行列ではない。

縮約モデルの非減衰 1 次モード及び 1 次の非減衰固有円振動数を $\boldsymbol{\varphi}_1 = (\varphi_{1,1} \dots \varphi_{1,N_F})^T, \omega_1$ とする。逆固有モード問題 (モード形と質量分布を定めた場合に剛性分布を見出す問題) を解くことにより、等価せん断質点系の層剛性 $\mathbf{k} = (k_1 \dots k_{N_F})^T$ を次のように得る。

$$k_i = \omega_1^2 (m_{N_F} \varphi_{1,N_F} + \dots + m_i \varphi_{1,i}) / (\varphi_{1,i} - \varphi_{1,i-1}) \quad (i = 2, \dots, N) \quad (9-5)$$

$$k_1 = \omega_1^2 (m_{N_F} \varphi_{1,N_F} + \dots + m_1 \varphi_{1,1}) / \varphi_{1,1} \quad (i = 1) \quad (9-6)$$

本章では、質量行列 \mathbf{M} 、層剛性ベクトル $\mathbf{k} = (k_1 \dots k_{N_F})^T$ で表されるせん断質点系を、1 次モードが等価なせん断質点系と呼ぶ (Fig. 9-3)。

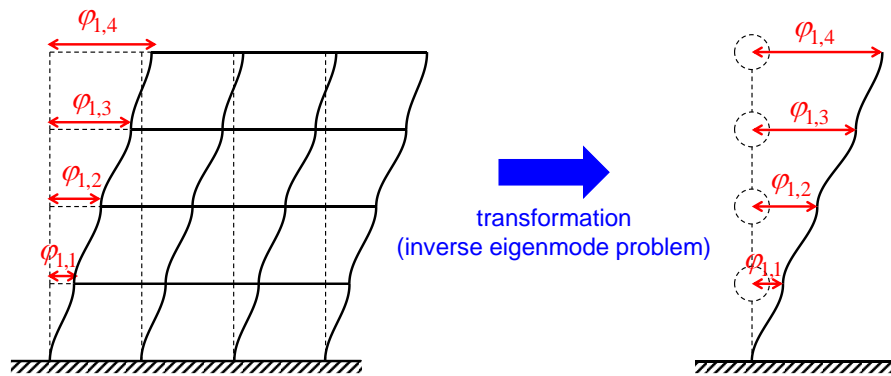


Fig. 9-3 線形弾性平面骨組モデルの 1 次モード等せん断質点系への置換

9.2.2 付加減衰を有する等価せん断質点系の平面骨組モデルへの逆置換

線形粘性ダンパーによる付加減衰分布 $\mathbf{c} = (c_1 \dots c_{N_F})^T$ を有する 1 次モード等価せん断質点系を考える。本章では、(9-7)式を満たすようなブレース型ダンパー付平面骨組モデルを、せん断質点系から逆置換された平面骨組モデルと呼ぶ。

$$c_i = \sum_{j=1}^{N_B} c_{i,j} \cos^2 \phi_{i,j} \quad (i=1, \dots, N_F) \quad (9-7)$$

ここで $c_{i,j}, \phi_{i,j}$ は平面骨組モデルの第 i 層・第 j スパンの粘性ダンパーの付加減衰係数及びダンパーの取り付け角である (Fig. 9-4)。(9-7)式は、せん断質点系と骨組モデルにおける水平方向の減衰係数の等価性を表す。

粘性ダンパーの取り付け部剛性を考慮しない場合、せん断質点系の付加減衰行列は、線形弾性平面骨組モデルの付加減衰行列の第 $1-N_F$ 行第 $1-N_B$ 列成分と一致する。すなわち、せん断質点系と置換モデルの運動方程式 ((9-8), (9-9)式) において(9-10)式が成り立つ。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + (\mathbf{C} + \mathbf{C}_{add})\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (9-8)$$

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{J} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \ddot{\boldsymbol{\theta}} \end{pmatrix} + \left(\begin{pmatrix} \mathbf{C}_{11} & \mathbf{C}_{12} \\ \mathbf{C}_{21} & \mathbf{C}_{22} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{C}_{11,add} & \mathbf{C}_{12,add} \\ \mathbf{C}_{21,add} & \mathbf{C}_{22,add} \end{pmatrix} \right) \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\boldsymbol{\theta}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u} \\ \boldsymbol{\theta} \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{J} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{pmatrix} \ddot{u}_g \quad (9-9)$$

$$\mathbf{C}_{add} = \mathbf{C}_{11,add} \quad (9-10)$$

減衰行列のうち、下付き文字 **add** があるものはダンパーによる付加減衰を表し、下付き文字のないものは構造減衰を表す。

ダンパーによるせん断質点系と骨組モデルの 1 次の付加減衰定数は、非減衰 1 次モードを用いて(9-11), (9-12)式のように略算化可能である。

$$h_{add,1} = \frac{\boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{C}_{add} \boldsymbol{\varphi}_1}{2\omega_1 \boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_1} \quad (9-11)$$

$$\bar{h}_{add,1} = \frac{\bar{\boldsymbol{\varphi}}_1^T \mathbf{C}_{11,add} \bar{\boldsymbol{\varphi}}_1 + \bar{\boldsymbol{\varphi}}_1^T \mathbf{C}_{12,add} \bar{\boldsymbol{\chi}}_1 + \bar{\boldsymbol{\chi}}_1^T \mathbf{C}_{21,add} \bar{\boldsymbol{\varphi}}_1 + \bar{\boldsymbol{\chi}}_1^T \mathbf{C}_{22,add} \bar{\boldsymbol{\chi}}_1}{2\bar{\omega}_1 (\bar{\boldsymbol{\varphi}}_1^T \mathbf{M} \bar{\boldsymbol{\varphi}}_1 + \bar{\boldsymbol{\chi}}_1^T \mathbf{J} \bar{\boldsymbol{\chi}}_1)} \quad (9-12)$$

ここで、 $\bar{\boldsymbol{\varphi}}_1, \bar{\boldsymbol{\chi}}_1$ は平面骨組モデルの非減衰 1 次モードの水平方向成分及び鉛直・回転方向成分であり、また $\bar{\omega}_1$ は平面骨組モデルの非減衰 1 次固有円振動数を表す。せん断質点系と骨組モデルの 1 次減衰定数の値の乖離は主に $(\bar{\boldsymbol{\varphi}}_1^T \mathbf{C}_{12,add} \bar{\boldsymbol{\chi}}_1 + \bar{\boldsymbol{\chi}}_1^T \mathbf{C}_{21,add} \bar{\boldsymbol{\varphi}}_1)$ ((9-12)式の分子の第 2, 3 項) に依る。また、 $\bar{h}_{add,1}$ は $c_{i,j}$ の 1 次関数であるため、 $\bar{h}_{add,1}$ は(9-13)式のように表すことも可能である。

$$\bar{h}_{add,1} = \sum_{i=1}^{N_F} \sum_{j=1}^{N_B} \left(c_{i,j} \frac{\partial \bar{h}_{add,1}}{\partial c_{i,j}} \right) \quad (9-13)$$

$\bar{\boldsymbol{\chi}}_1$ が $\bar{\boldsymbol{\varphi}}_1$ に比べて十分小さく、また $\bar{\omega}_1 \approx \omega_1, \bar{\boldsymbol{\varphi}}_1 \approx \boldsymbol{\varphi}_1$ が成り立つような場合には、 $\bar{h}_{add,1} \approx h_{add,1}$ が得られる。中央から離れたスパンに大きな減衰を付加する場合には $\bar{h}_{add,1} \approx h_{add,1}$ は成り立

たない。これは、柱の伸縮がブレース型ダンパーの効果を妨げるためである。言い換えれば、各層において $(\partial \bar{h}_{add,1} / \partial c_{i,j})$ は中央スパンに近づくほど大きく、また $\phi_{i,j}$ が相対的に小さいスパン（取り付け方向がより水平方向に近いスパン）ほど大きな値を取る。

$h_{add,1} = 0.1$ となる場合の平面骨組モデル及び等価せん断質点系の層間変形及び床加速度を Fig. 9-5 に示す。 $\bar{h}_{add,1}$ も図中に示す。ただし、平面骨組モデルの詳細は 9.4.1 節に示しており、また入力地震動には El Centro NS 波 (PGV=0.25[m/s]) を用いている。Fig. 9-5a, b において、層間変形及び床加速度の分布は概ね良好に対応している。これは、全層に減衰が付加されることにより、高次モード応答も十分に低減されるためである。一方で、Fig. 9-5c, d においては、平面骨組モデルとせん断質点系の応答に若干の差が見られる。これは、両モデルの高次モードが一致せず、また第 1-5 層のみへの付加減衰では高次モード応答を十分に低減できていないためである。

(9-7)式のみでは、逆置換モデルのスパン方向の減衰分布は一意に定まらない。最適化においては、1次減衰定数最大化の基準（各層において $(\partial \bar{h}_{add,1} / \partial c_{i,j})$ が大きな値をとるスパンへの減衰の付加を優先）を設ける。尚、これまでにせん断質点系の1次減衰定数最大化を目標としたダンパー設計法は提案されているものの (Aydin (2013))、骨組モデルのスパン方向分布を扱ったものは存在しない。

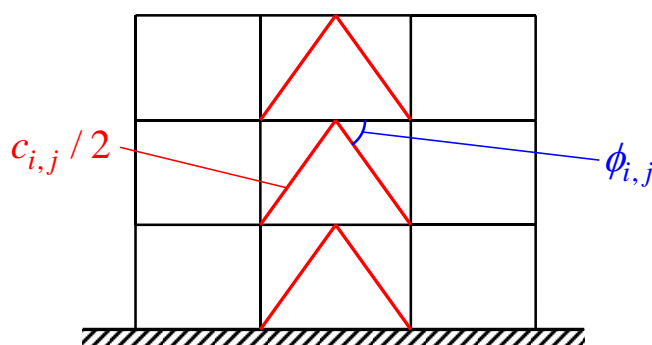


Fig. 9-4 ダンパーの取り付け角

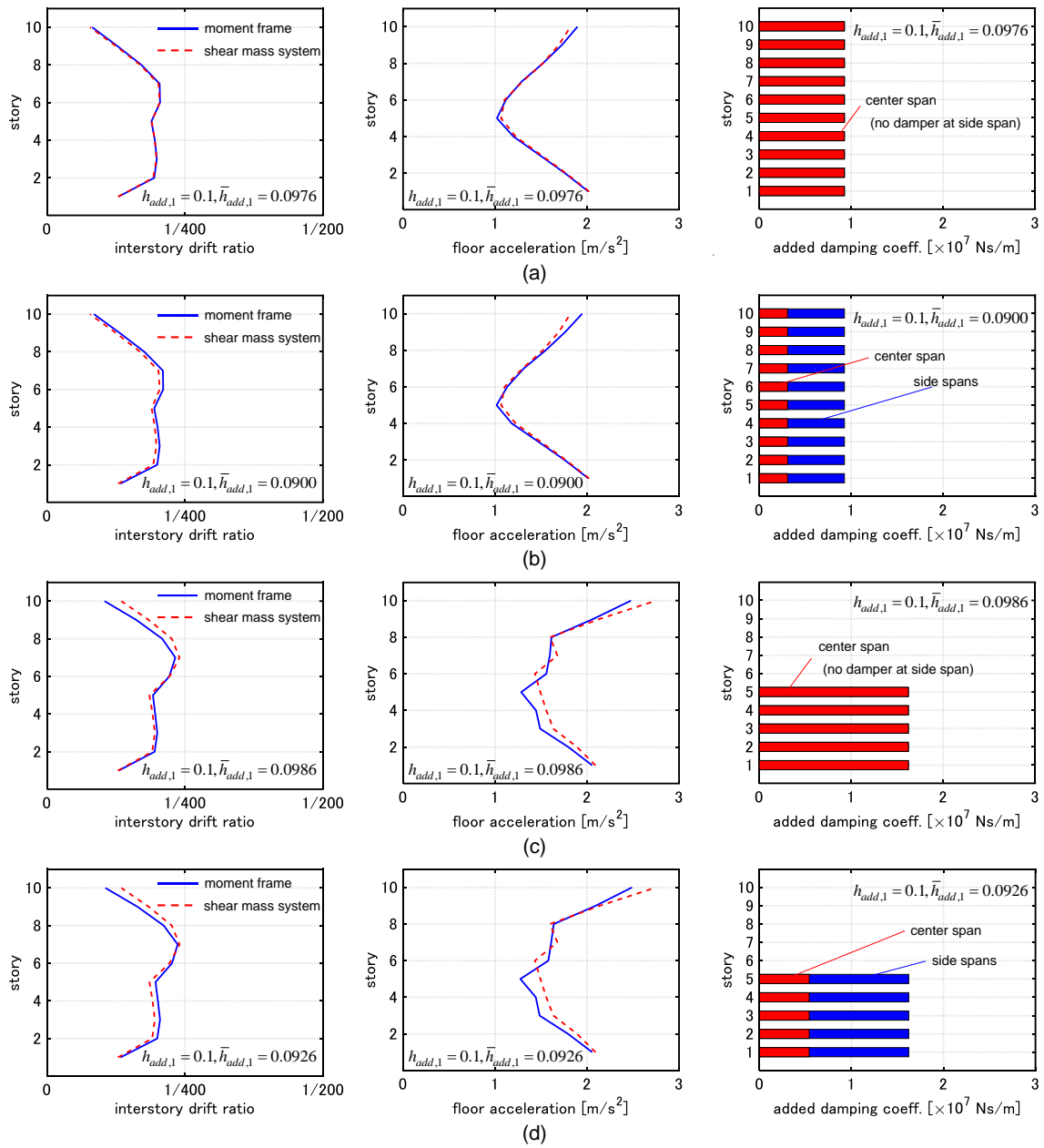


Fig. 9-5 平面骨組モデル及び等価せん断質点系の層間変形の分布、床加速度の分布及び付加減衰配置, (a) 全層一様配置 (中央スパンのみ), (b) 全層一様配置 (全スパン), (c) 第1-5層一様配置 (中央スパンのみ), (d) 第1-5層一様配置 (全スパン)

9.2.3 粘性ダンパー最適配置問題

N_F 層 N_B スパン弾塑性平面骨組モデルに対する粘性ダンパー最適配置問題は次のように表される。

<Problem>

$$\begin{aligned} & \text{Find } \mathbf{c}_{add} = (c_{1,1}, \dots, c_{1,N_B}, \dots, c_{N_F,1}, \dots, c_{N_F,N_B})^T \\ & \text{so as to minimize } d_{\max} = \max_i \{d_{\max,i}\} \quad (i=1, \dots, N_F) \\ & \text{subject to } \begin{cases} \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = W_c \quad (\text{const.}) \\ 0 \leq c_{i,j} \leq c_{i,j}^U \quad (\text{for } i=1, \dots, N_F, j=1, \dots, N_B) \end{cases} \end{aligned}$$

ここで $c_{i,j}^U, W_c, d_{\max,i}$ は第 i 層第 j スパンへのダンパー付加減衰係数の上限値、付加減衰係数の総量及び第 i 層の最大層間変形である。

ダンパーによる付加減衰係数の総和はダンパーの総コストに概ね比例すると考えられるため、ダンパーによる付加減衰係数の総和に関する制約はダンパー総コストに関する制約にほぼ等価である。また最適化においては弾塑性平面骨組モデルを直接扱っているため、部材応力に関する制約は設定していない（ダンパーを付加してもなお部材の一部が塑性化するレベルの地震動を扱っており、部材の非線形応答は最適化のプロセスに自動的に反映される）。また同様の理由から、付加減衰係数の上限値 $c_{i,j}^U$ に関する制約が設けられない場合であっても、特定の位置における付加減衰係数が非現実的（過大）となることはない。ただし、提案アルゴリズムはこれらの制約を考慮することも容易な方法である。

9.2.4 アルゴリズム

提案手法の手順を以下に示す (Fig. 9-6)。

<アルゴリズム>

- Step 1 線形弾性平面骨組モデルを非減衰 1 次モードが等価なせん断質点系に置換
- Step 2 せん断質点系に対してダンパー最適化を実施 (Akehashi and Takewaki (2020))。
- Step 3 ダンパー付せん断質点系をダンパー付平面骨組モデルへと逆置換する。ただし、逆置換モデルのスパン方向の減衰分布は、各層において $(\partial \bar{h}_{add,1} / \partial c_{i,j})$ の大きなスパンへの付加を優先。 $i_{LS} \leftarrow 1$ と設定。
- Step 4 近傍探索 (詳細は後述) により候補解を作成し、ダンパー配置を更新。これまでに得られた候補解と配置が一致するものがあれば (探索が収束すれば) Step 6 へ進む。
- Step 5 $i_{LS} = n_{LS}$ であれば Step 6 へ進む。そうでなければ $i_{LS} \leftarrow i_{LS} + 1$ として、Step 4 へ戻る。
- Step 6 得られた全ての候補解の中から d_{\max} を最小化する解を選択し、アルゴリズムを終了。

<近傍探索>

層間変形が最大となる層の番号を k とする。以下の線形計画問題を解く。

$$\begin{aligned}
 & \text{Find } \Delta \mathbf{c}_{add} = (\Delta c_{1,1}, \dots, \Delta c_{1,N_B}, \dots, \Delta c_{N_F,1}, \dots, \Delta c_{N_F,N_B})^T \\
 & \text{so as to minimize } f = d_{\max,k} + \sum_{i=1}^{N_F} \sum_{j=1}^{N_B} s_{i,j} \Delta c_{i,j} \\
 & \text{subject to } \begin{cases} \Delta \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = 0 \\ \Delta c_{i,j}^L \leq \Delta c_{i,j} \leq \Delta c_{i,j}^U \quad (\text{for } i = 1, \dots, N_F, j = 1, \dots, N_B) \\ c_{i,j} + \Delta c_{i,j}^L \geq 0 \quad (\text{for } i = 1, \dots, N_F, j = 1, \dots, N_B) \\ c_{i,j} + \Delta c_{i,j}^U \leq c_{i,j}^U \quad (\text{for } i = 1, \dots, N_F, j = 1, \dots, N_B) \end{cases}
 \end{aligned}$$

ただし、 $\Delta c_{i,j}^L, \Delta c_{i,j}^U$ は $\Delta c_{i,j}$ の下限・上限であり、 $s_{i,j}$ は 1 次感度の差分近似（第 i 層第 j スパンのみに減衰を Δc 付加した場合の $d_{\max,k}$ の有限差分を Δc で除したもの）である。上述の問題を解き、候補解 $\mathbf{c}_{add} + \Delta \mathbf{c}_{add}$ を得る（Appendix 9-1）。

提案手法の Step 1, 2 では、線形弾性平面骨組モデルを 1 次モードが等価なせん断質点系へと置換し、そのせん断質点系に対して粘性ダンパー最適化を行う。この操作により平面骨組モデルへの粘性ダンパー配置の層方向分布を決定する。また本章では、せん断質点系に対する粘性ダンパー最適化に Sensitivity-based algorithm（Akehashi and Takewaki (2020)）を使用する。Step 3 で得られる逆置換モデルの配置は、「振幅を小さくした」地震動に対する最適配置に相当する（小振幅の地震動に対してモデル応答は弾性範囲に留まり、P-Delta 効果などの幾何学的非線形性の影響も無視できる）。小振幅の地震動に対する最適配置は大振幅の地震動に対する最適配置にある程度近いものであり、有効な初期設計となると考えられる。Step 4-6 では弾塑性平面骨組モデルを対象として、近傍探索による最適化を行う。近傍探索は応答の 1 次感度（有限差分で近似）に基づいて行う。本章の数値例題における近傍探索では全層全スパンの 1 次感度を計算しているものの、感度計算が明らかに不要であると考えられる層・スパンを対象から外すことにより計算負荷を低減可能である。例えば、高層部への減衰付加は、低層部の変形抑制にほとんど有効でないと考えられる。

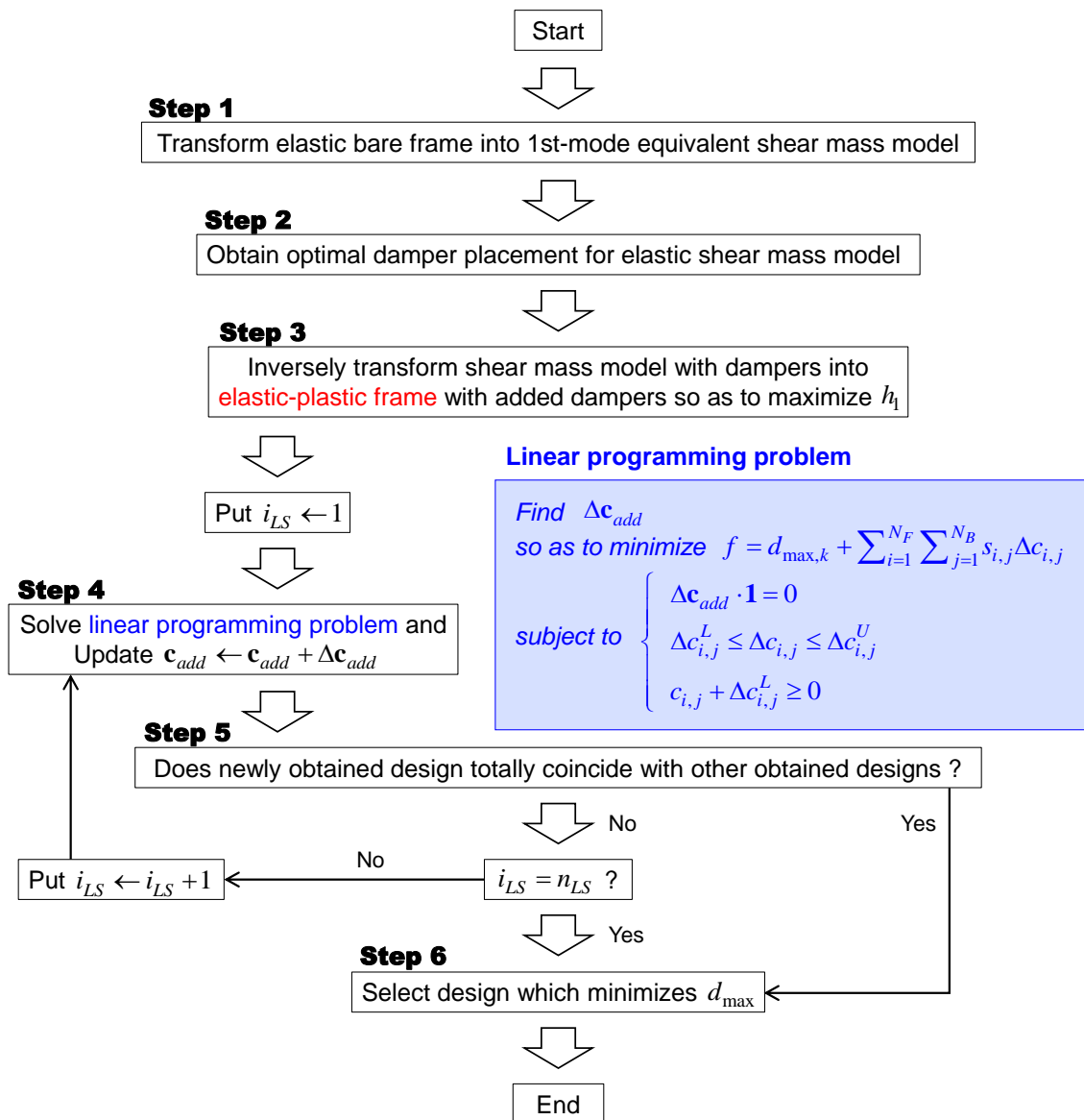


Fig. 9-6 提案手法の適用手順

9.3 数値例題

本節では、数値例題を通して提案手法の精度検証を行う。入力地震動には、El Centro NS 波を用いる。3.2 節では入力レベルとして PGV=1.0, 1.5 [m/s] の 2 通りを扱い、得られた配置の比較を行う。3.3 節では最適設計後のモデルに対して IDA 解析を行い、塑性変形特性と最適化に用いる地震動のレベルの関係を検討する。

9.3.1 モデル

10層3スパン平面骨組モデルを扱う (Fig. 9-7a)。各スパン長は7[m]、各階高は4[m]とする。各層質量は 100×10^3 [kg]とする。鉛直方向の慣性力に関して、各層の外柱に $(100/6) \times 10^3$ [kg]、内柱に $(100/3) \times 10^3$ [kg]を振り分ける。第1-5層の柱は全て W21×201 (H-584×321×23.8×41.3)、第6-10層の柱は全て W21×182 (H-578×318×20.6×38.1) とし、第1-5層の梁は全て W33×130 (H-841×292×14.3×22.2)、第6-10層の梁は全て W30×99 (H-752×267×12.7×17.5) とする。表 9-2 に柱・梁の断面二次モーメント、断面積、塑性断面係数及び降伏応力を示す。柱部材の全塑性モーメントは梁部材のそれに対して十分に大きくなるように留意した。また接合部は十分な耐力を有するように設計されているものとする。第1層柱脚は固定とする。ヤング係数は $E = 2.05 \times 10^5$ [N/mm²]とする。非減衰1次固有周期は1.29 [s]であり、構造減衰は2% (剛性比例) とする。また、ダンパーは全層全スパンに取り付け可能とする。取り付け方法はK字型で共通とした (Fig. 9-7b)。Fig. 9-8 には刺激関数 (水平変位のみ)、固有周期及びモード形を示す。モード形は水平変位を拡大して描いている。

弾塑性平面骨組モデルの時刻歴応答解析には OpenSees を用いる (McKenna (2011))。解析においては、剛床仮定及び柱の P-Delta 効果を取り入れた。柱・梁の Material には、ひずみ硬化率 0.01 の Steel01 を用いた。また、H 形断面のフランジとウェブはそれぞれ 6×1 の Fiber でモデル化し、応答評価には積分点 5 の Gauss-Lobatto 積分及び distributed plasticity method を用いた。

表 9-2 柱・梁断面の諸量

	I_X [mm ⁴]	A [mm ²]	Z_X [mm ³]	σ_y [N/mm ²]
W21×201	2.21×10^9	3.82×10^4	8.69×10^6	320
W21×182	1.97×10^9	3.46×10^4	7.80×10^6	320
W33×130	2.79×10^9	2.47×10^4	7.65×10^6	240
W30×99	1.66×10^9	1.88×10^4	5.11×10^6	240

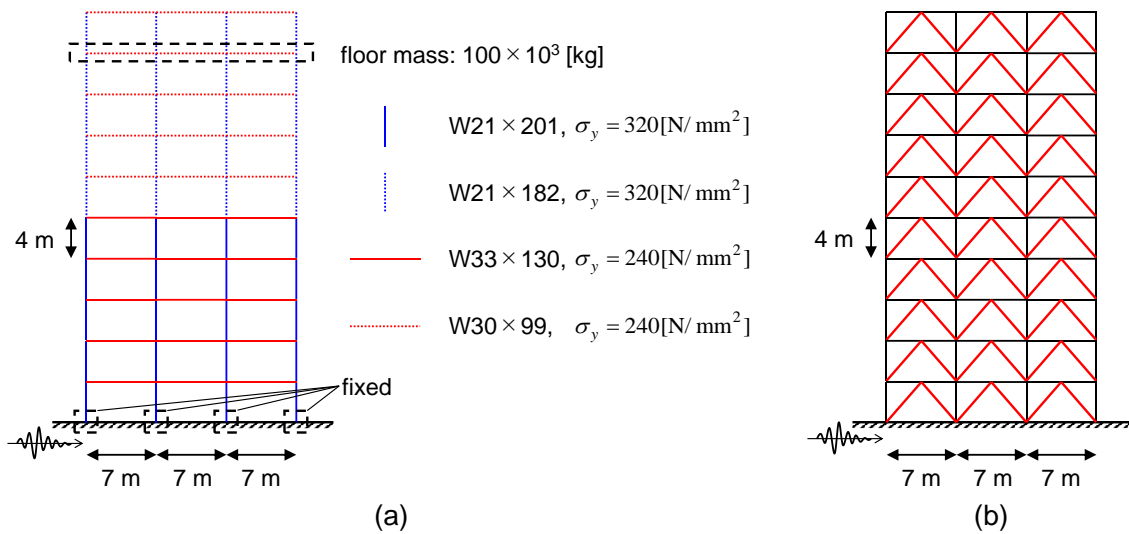


Fig. 9-7 10層3スパン平面骨組モデルとダンパーの取り付け方法, (a) 平面骨組モデル, (b) ダンパーの取り付け方法

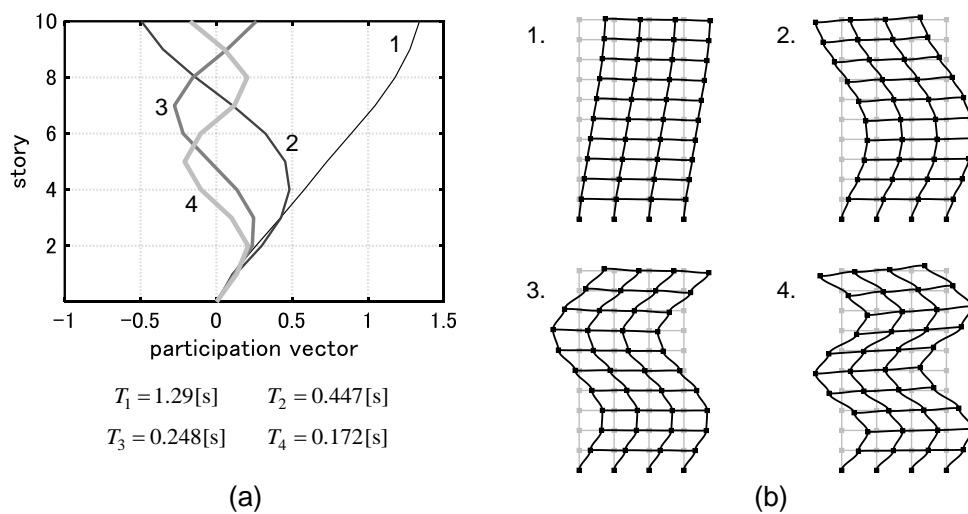


Fig. 9-8 刺激関数（水平変位）、固有周期とモード形, (a) 刺激関数と固有周期, (b) モード

9.3.2 最適化結果

等価せん断質点系へのダンパー最適化には Sensitivity-based algorithm を用いた。Sensitivity-based algorithm では初期配置として各層に 3×10^7 [Ns/m] の付加減衰係数を与え、1 step 当りの減衰係数の除去量を 1×10^6 [Ns/m] とした。 $h_{add,1} = 0.1$ となるまで減衰係数の除去を行い、その後せん断質点系から平面骨組モデルへの逆置換を行った。 $c_{i,j}^U$ に関する制約を設けない場合、減衰係数は中央スパンのみに付加された。ここまでの操作を終えるのに 300s を要し

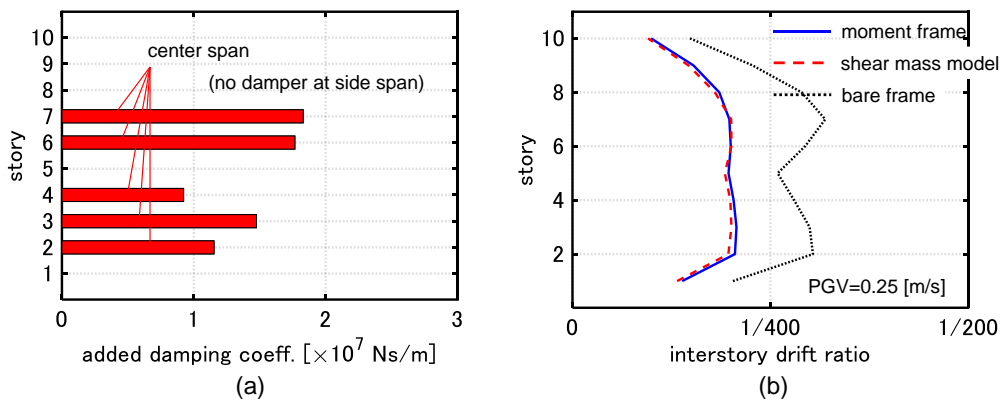


Fig. 9-9 初期設計のダンパー配置及びせん断質点系と逆置換平面骨組モデルの層間変形の分布, (a) 付加減衰係数の分布, (b) 層間変形の分布

た（クロック周波数: 3.60 [GHz]の PC を並列演算無しで使用）。Fig. 9-9 に逆置換した平面骨組モデルの付加減衰係数の分布及び平面骨組モデルとせん断質点系の PGV=0.25 [m/s]の El Centro NS 波に対する最大層間変形の分布を示す。ダンパーの付加されていない骨組モデルの層間変形も併せて示す。両モデルの最大層間変形はほとんど一致しており、また得られたダンパー配置によって最大層間変形が有効に低減されていることが確認できる。言い換えれば、ダンパーの付加されている層の変形はほぼ一様化されており、ダンパーの付加されない層の変形は付加されている層よりも小さくなっている。尚、第 5 層に減衰が付加されないのは、部材断面の切り替わる第 6 層より相対的に剛性が高いためであり、また第 1 層の変形が小さいのは柱脚固定としているためである。

Fig. 9-9 の設計を初期設計として、PGV=1.0, 1.5 [m/s]の El Centro NS 波に対する粘性ダンパー最適化を行った結果を Fig. 9-10, 9-11 に示す。提案手法の内部に組み込まれた線形計画問題においては（近傍探索のパラメータには）、 $\Delta c_{i,j}^U = (1/\cos^2 \phi) \times 0.5 \times 10^6$ [Ns/m]、 $\Delta c_{i,j}^L = \max\{-c_{i,j}, -\Delta c_{i,j}^U\}$ を採用した。ただし、 ϕ はダンパーの取り付け角で $\cos \phi = 3.5/\sqrt{3.5^2 + 4^2}$ である。また、付加減衰係数の割り振りは左右対称となるようにしているため、 $s_{i,j}$ （線形計画問題における 1 次感度の有限差分近似）を全て計算するためには 20 回の時刻歴応答解析が必要である。PGV=1.0 [m/s]の場合は、近傍探索を 7 回行った時点で解が循環（収束）し、PGV=1.5 [m/s]の場合は近傍探索を 12 回行った時点で解が循環した。尚、循環はシンプレックス法などにおける巡回現象（一つの線形計画問題内での探索失敗）を指すのではなく、例えば 5, 7 回目の近傍探索で同じ設計が得られた場合（複数の線形計画問題を順に解いた結果が同じとなる場合）などをいう。ここでは探索の循環は早いほど望ましい（計算負荷が小さい）。すなわち、弾塑性平面骨組モデルに対する時刻歴応答解析をそれぞれ 140 (= 7 × 20) 回及び 240 (= 12 × 20) 回行った時点で探索を終了した。これは GA などの

一般的な最適化手法を用いる場合よりも、極めて少ない回数の時刻歴応答解析で探索を終了することができている。近傍探索を終えるのに要した時間は両ケースにおいて 1600s, 2700s であった。Fig. 9-10, 9-11 より、最大層間変形が有効に低減されていることが確認できる。また、設計に用いる PGV が大きくなると、第 6, 7 層への付加減衰係数が減少し、第 2, 3 層への付加減衰係数が大きくなる。さらに、左右スパンへも減衰係数が付加されるようになる。Fig. 9-12 に各最適設計において降伏回転角を超過した位置を示す。PGV=1.0 [m/s] の場合には梁のみで降伏回転角を超過し、PGV=1.5 [m/s] の場合には第 1 層柱脚を除けば梁のみで降伏回転角を超過している。PGV = 1.0 [m/s] の場合、梁の最大塑性率は約 2.5 であり、第 1-7 層の梁の塑性率は 2.1 より大きくなっている。PGV = 1.5 [m/s] の場合、梁の最大値は約 4.3 であり、第 1-6 層の梁の塑性率は 4 より大きくなっている。また両場合において、外スパンの梁の塑性率は同一層の中央スパンの梁の塑性率よりも大きくなる。本章では梁の最大塑性率は目的関数として扱っていないものの、提案手法はそのような場合も扱うことが可能である。

以上の検討から、振幅の大きな地震動に対して有効性の高い設計を提案手法により効率的に得ることが可能であるといえる。

数値例題では、1つの入力地震動に対する最適化を行っている。複数の入力地震動を扱う場合にも提案手法は適用可能である。その場合には、active earthquake (本論文の 2.5.4 節で説明) を有効活用することで、計算負荷の増大を抑制可能である。

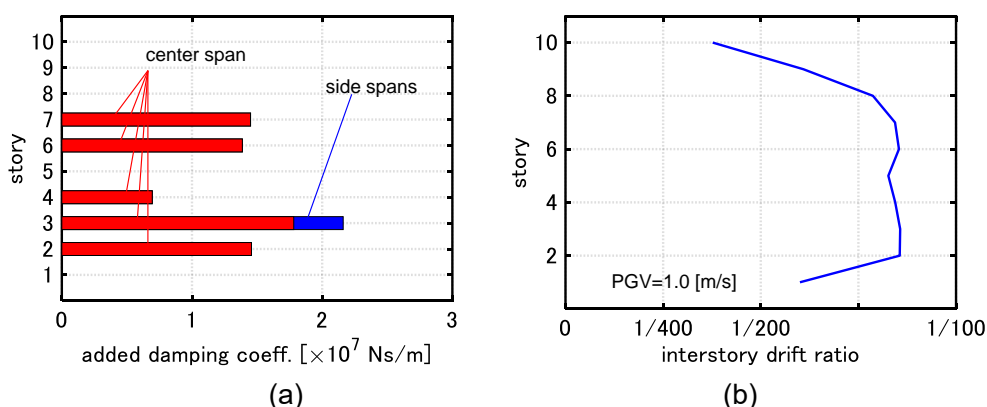


Fig. 9-10 PGV=1.0 [m/s]の El Centro NS 波に対する最適化結果,
(a) 付加減衰係数の分布, (b) 層間変形の分布

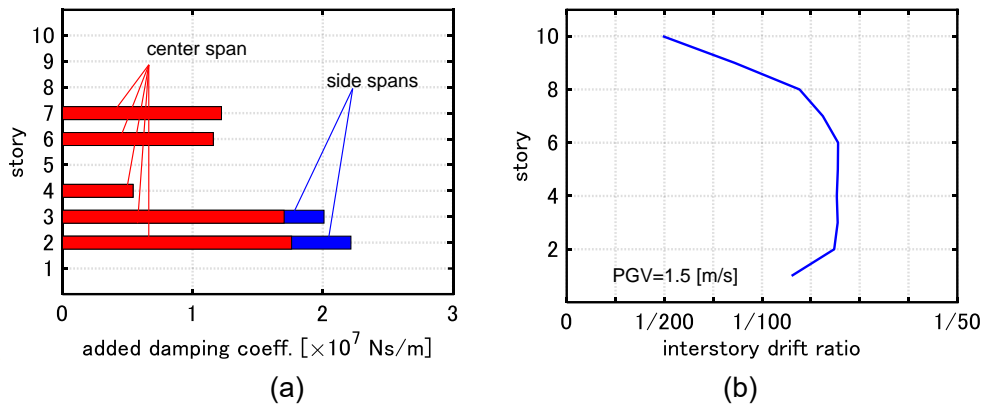


Fig. 9-11 PGV=1.5 [m/s]の El Centro NS 波に対する最適化結果, (a) 付加減衰係数の分布, (b) 層間変形の分布

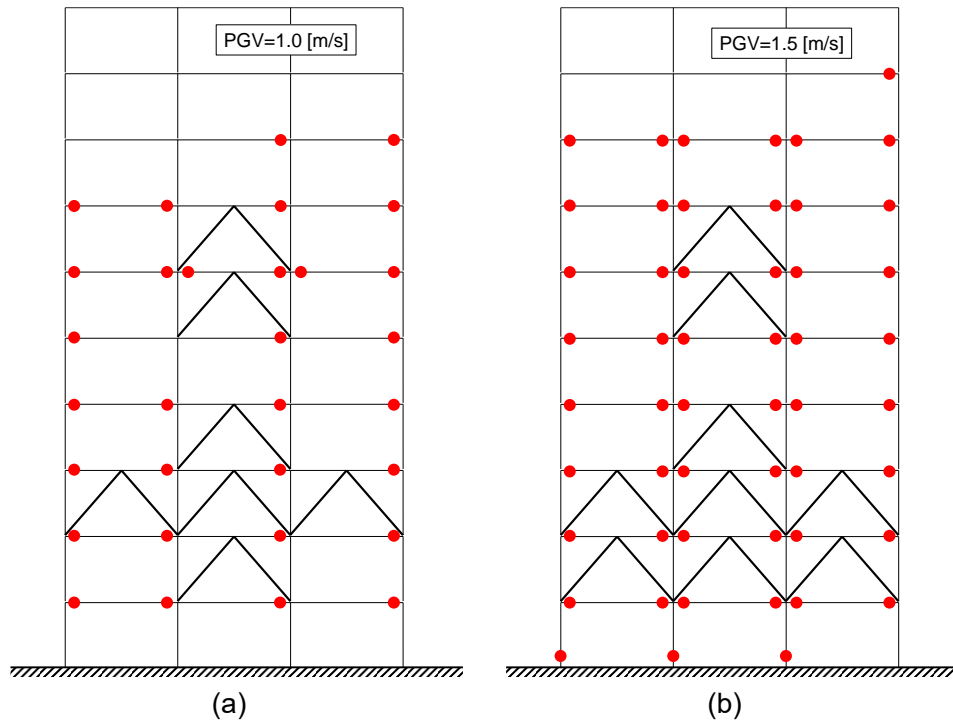


Fig. 9-12 各部材において降伏回転角を超過した位置, (a) design PGV=1.0 [m/s], (b) PGV=1.5 [m/s]

9.3.3 理想応答曲線と IDA 曲線の比較

最適設計後のモデルに対して IDA 解析を行った結果を Fig. 9-13 に示す。IDA 解析では PGV を 0.05 [m/s] ずつ漸増させた。Fig. 9-13 の層間変形の分布の図には、PGV=0.25, 0.50, ..., 1.5 [m/s] の場合の結果を描いている。初期設計及び PGV=1.0 [m/s] で設計されたモデルは、PGV が大きくなるにつれて低層部に变形が集中することが分かる。一方で、PGV=1.5 [m/s] で設計されたモデルは幅広いレベルの地震動に対して層間変形を概ね一様化している。

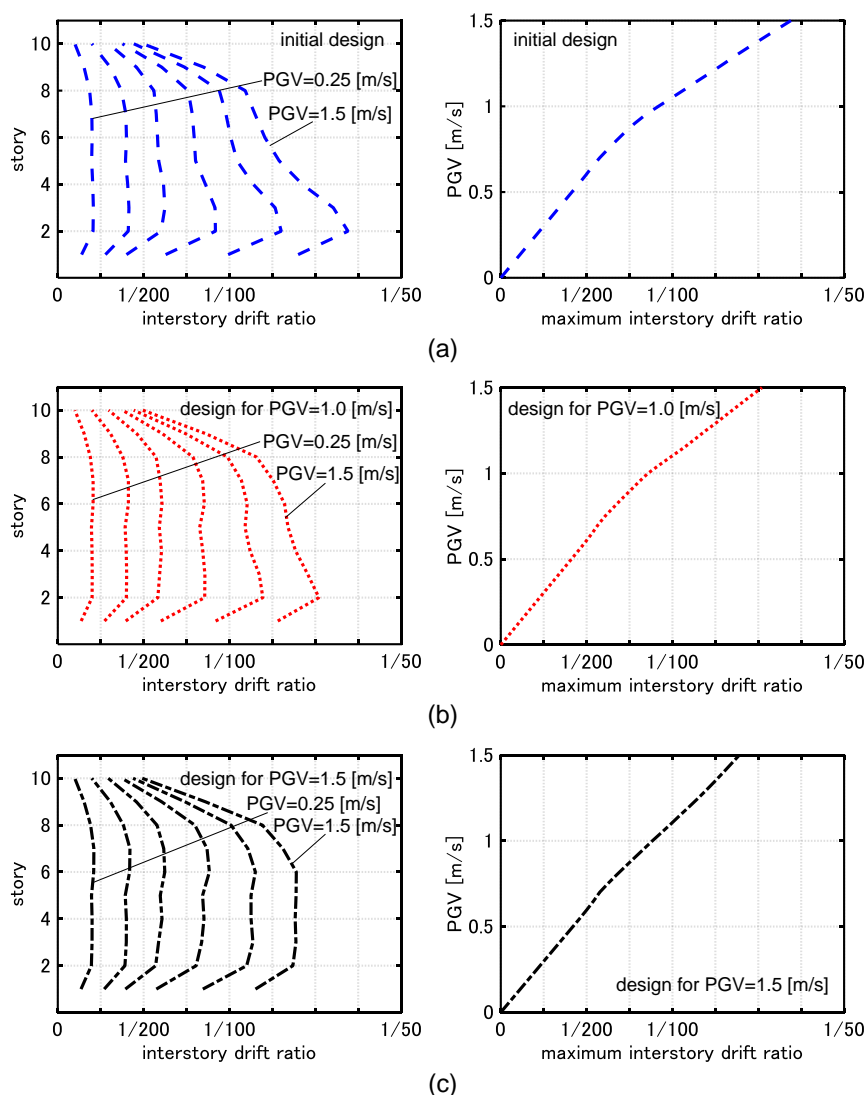


Fig. 9-13 IDA 解析の結果, (a) 初期設計, (b) PGV=1.0 [m/s] で設計されたモデル, (c) PGV=1.5 [m/s] で設計されたモデル

Fig. 9-14 には各設計の IDA 曲線と Ideal drift response curve (以下 IDRC) を示す。本論文の 7 章で説明したように、IDRC は付加減衰係数の総和 (≒ダンパーに要する総コスト) 一定下での理想的変形性能を表す曲線で、様々なレベルの地震動に対して最適設計された IDA 曲線を包絡するものである。すなわち、幅広いレベルにおいて IDA 曲線が IDRC の近くを走行するような設計は、非常に望ましい設計であるといえる。

弾塑性平面骨組モデルに対する IDRC は以下のようにして得られた。まず、Fig. 9-9 のモデルが $PGV=0.40$ [m/s]以下の範囲においては概ね最適解であることを確認した。次に $PGV=0.45$ [m/s]の入力地震動に対する最適配置を、Fig. 9-9 のモデルを初期設計とした近傍探索により得る。入力地震動の PGV を 0.50 [m/s]に漸増させ、この地震動に対する最適配置を $PGV=0.45$ [m/s]の場合の最適配置を初期設計とした近傍探索により得る。以下同様に、近傍探索を行うごとに PGV と初期設計の更新を繰り返すことで、 $PGV=0.45, 0.5, 0.55, \dots, 1.45, 1.5$ [m/s]の場合の最適配置を連続的に得た。最大層間変形の最小値を設計レベルに沿ってプロットすることで IDRC を得た。

Fig. 9-14 より、初期設計及び $PGV=1.0$ [m/s]で設計されたモデルの IDA 曲線は、PGV が大きくなるにつれて IDRC から離れていく。一方で、 $PGV=1.5$ [m/s]で設計されたモデルの IDA 曲線は $0.5 \leq PGV \leq 1.0$ の範囲で IDRC からわずかに離れるものの、より大きな PGV の範囲では IDRC とほとんど一致しており、このような設計が幅広いレベルの地震動に対して有効性の高い設計であることが分かる。以上より、大振幅レベル地震動を設計に用いることは極めて重要である。

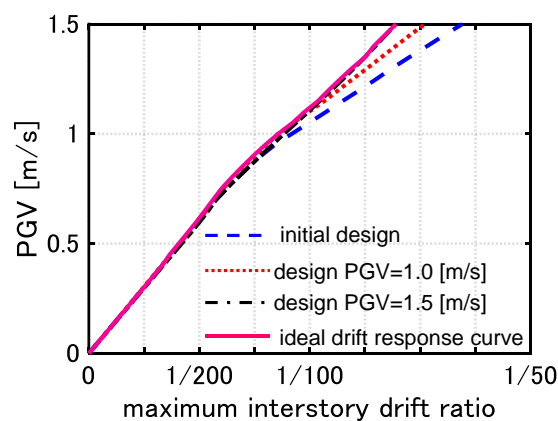


Fig. 9-14 IDA 曲線と ideal drift response curve

9.4 結論

本章では、大振幅レベル地震動を受ける弾塑性平面骨組モデルに対する粘性ダンパー最適設計法を提案した。主な結論は以下のようにまとめられる。

- (1) 大振幅レベル地震動を受ける弾塑性平面骨組モデルへの粘性ダンパー最適設計法を提案した。せん断質点系への置換を有効に活用した効率的な方法である。提案手法では、付加減衰のない平面骨組モデルを 1 次モードが等価なせん断質点系に置換し、せん断質点系に対してダンパー最適化を行う（ダンパー配置の層方向の分布の探索に相当）。その後、付加減衰を有するせん断質点系を平面骨組モデルへと逆置換して、スパン方向の分布を決定する。このようにして得られた平面骨組モデルを初期設計として近傍探索ベースの手法を適用し、ダンパー最適化を終了する。数値例題を通して、提案手法の有効性を示した。
- (2) 付加減衰を有するせん断質点系の平面骨組モデルへの逆置換法を提案した。逆置換は、両モデルの水平方向の付加減衰係数に基づいて行う。特にスパン方向の付加減衰係数分布は、1 次減衰定数の略算値が最大化されるように決定する。
- (3) せん断質点系と逆置換平面骨組モデルの層間変形の分布は概ね良好に対応する。一方高次モードの減衰定数が小さい場合には、両モデルの床加速度には若干の差が見られる。これは、せん断質点系と逆置換平面骨組モデルの高次モードが一致しないためである。
- (4) 最適設計後のモデルに対して IDA 解析を行い、設計に用いる地震動のレベルと塑性変形特性の関係を明らかにした。大きなレベルの地震動を用いて最適設計を行うと、幅広いレベルにおいて層間変形を有効に低減可能な設計が得られる。一方で、小さなレベルの地震動に対して最適設計されたモデルは、大きなレベルの地震動に対して特定の層に塑性変形が集中する恐れがある。従って、大振幅レベル地震動を設計に用いることは極めて重要である。

本研究ではダンパー支持部材を考慮せずに最適化を行っている。また、他種の構造物及びダンパーへの提案手法の適用性はさらに検討する必要がある。ただし、提案手法の基本的な概念は、弾性構造物に対するダンパー最適化による初期設計の生成と近傍探索ベースの最適化による弾塑性構造物への設計修正である。従って、弱冠の修正を加えることにより、提案手法は他種の構造物及びダンパーに対しても適用可能であると考えられる。

参考文献

- Adachi, F., Fujita, K., Tsuji, M., and Takewaki, I. (2013). Importance of interstorey velocity on optimal along-height allocation of viscous oil dampers in super high-rise buildings. *Eng. Struct.*, 56, 489-500.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020). Simultaneous optimization of elastic-plastic building structures and viscous dampers under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 6, 623832.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022a). Inverse optimal damper placement via shear model for elastic-plastic moment-resisting frames under large-amplitude ground motions. *Eng. Struct.*, 250, 113457.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022b). Bounding of earthquake response via critical double impulse for efficient optimal design of viscous dampers for elasticplastic moment frames. *Japan Architectural Review*, 5(2), 131-149.
- Aydin, E. (2013). A simple damper optimization algorithm for both target added damping ratio and interstorey drift ratio. *Earthq. Struct.*, 5(1), 83-109.
- Gomez, F., Spencer Jr, B. F., and Carrion, J. (2021). Simultaneous optimization of topology and supplemental damping distribution for buildings subjected to stochastic excitation. *Struct. Control Health Monit.*, 28(7), e2737.
- Idels, O., and Lavan, O. (2020). Optimization based seismic design of steel moment resisting frames with nonlinear viscous dampers. *Struct. Control Health Monit.*, e2655.
- McKenna, F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science Eng.*, 13(4), 58-66.
- Palermo, M., Silvestri, S., Landi, L., Gasparini, G., and Trombetti, T. (2016). Peak velocities estimation for a direct five-step design procedure of inter-storey viscous dampers. *Bulletin of Earthq. Eng.*, 14(2), 599-619.
- Saitua, F., Lopez-Garcia, D., and Taflanidis, A. A. (2018). Optimization of height-wise damper distributions considering practical design issues. *Eng. Struct.*, 173, 768-786.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), 491-514.
- Wang, S., and Mahin, S. A. (2018). High-performance computer-aided optimization of viscous dampers for improving the seismic performance of a tall building. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 113, 454-461.

Appendix 9-1 提案手法における近傍探索の詳細

提案手法における近傍探索では、線形計画問題を解くことにより解を更新している。線形計画問題の概要を示す (Fig. 9A-1)。

$\Delta \mathbf{c}_{add}$ の次数を $M = N_F \times N_S$ とする。目的関数 $f = d_{\max,k} + \sum_{i=1}^{N_F} \sum_{j=1}^{N_S} s_{i,j} \Delta c_{i,j}$ の最小化のためには、付加減衰係数の変動 $\Delta \mathbf{c}_{add}$ として、ベクトル $-(\partial / \partial \mathbf{c}_{add}) f$ との内積を最大にする端点を選択すればよい。また当問題においては、 $\Delta \mathbf{c}_{add}$ は $\Delta \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = 0$ という制約を満たす必要がある。超平面 $\Delta \mathbf{c}_{add}^T \mathbf{1} = 0$ の正規直交基底を $\mathbf{i}_1, \dots, \mathbf{i}_{M-1}$ とすれば、 $\Delta \mathbf{c}_{add}$ は(9A-1)式のベクトルとの内積を最大にする端点を選択すればよい。

$$-\mathbf{P} \begin{pmatrix} \frac{\partial f}{\partial c_1} & \dots & \frac{\partial f}{\partial c_M} \end{pmatrix}^T \quad (9A-1)$$

ただし

$$\mathbf{P} = (\mathbf{i}_1 \dots \mathbf{i}_{M-1})(\mathbf{i}_1 \dots \mathbf{i}_{M-1})^T = \frac{M-1}{M} \begin{pmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \ddots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \ddots & \ddots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & 1 \end{pmatrix} - \frac{1}{M} \begin{pmatrix} 0 & 1 & \dots & 1 \\ 1 & \ddots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \ddots & \ddots & 1 \\ 1 & \dots & 1 & 0 \end{pmatrix} \quad (9A-2)$$

ここで \mathbf{P} は射影行列を表す。(9A-2)式に示したように、 \mathbf{P} の対角成分は $(M-1)/M$ 、非対角成分は $-1/M$ となる。また、 $\mathbf{i}_1, \dots, \mathbf{i}_{M-1}$ の例としては(9A-3)式のようなものが挙げられる。

$$\mathbf{i}_1 = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} 1 \\ -1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{pmatrix}, \mathbf{i}_2 = \frac{1}{\sqrt{6}} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ -2 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{pmatrix}, \mathbf{i}_3 = \frac{1}{\sqrt{12}} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ -3 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \dots, \mathbf{i}_{M-1} = \frac{1}{\sqrt{M(M-1)}} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \\ 1 \\ -(M-1) \end{pmatrix} \quad (9A-3)$$

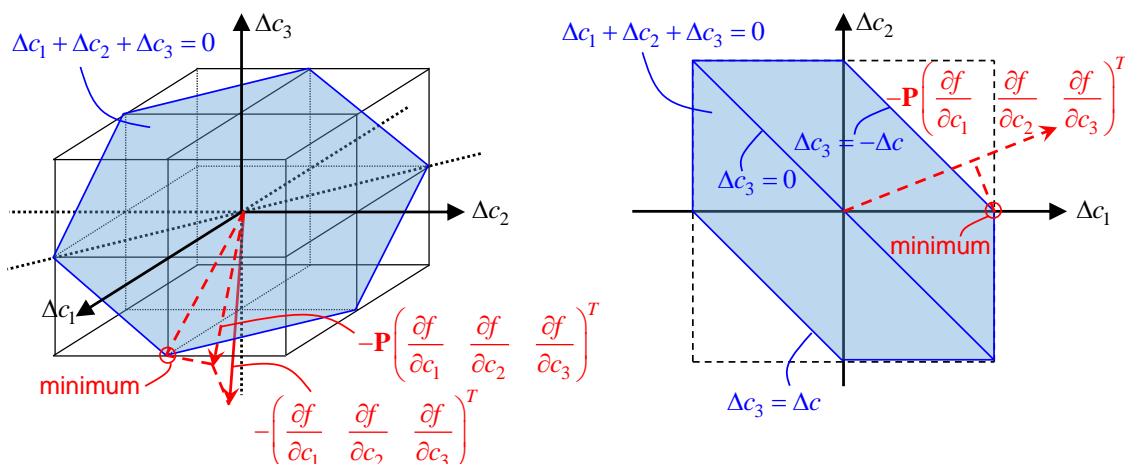


Fig. 9A-1 提案手法の内部に組み込まれた線形計画問題の概要 (3層1スパンモデルの例)

Appendix 9-2 極限的ダブルインパルスに対するダンパー最適設計

本章での提案設計法を拡張し、極限的ダブルインパルス (DI) を受ける弾塑性平面骨組に対する粘性ダンパー最適設計法を展開する (Akehashi and Takewaki (2022b))。尚、極限的 DI の入力速度レベルは本論文の 2 章での提案手法 (選択した地震動群において DI が active earthquake となるように振幅を調整) を用いて決定する。

最適設計アルゴリズムは以下のように表される (Fig. 9A-2)。

<アルゴリズム>

- Step 1 線形弾性平面骨組モデルを、非減衰 1 次モードが等価なせん断質点系に置換。
- Step 2 せん断質点系に対してダンパー最適化を実施 (Akehashi and Takewaki (2020b))。
- Step 3 ダンパー付せん断質点系をダンパー付平面骨組モデルへと逆置換 (Akehashi and Takewaki (2022a))。 $i_{LS} \leftarrow 1$ と設定。
- Step 4 平面骨組モデルに単一の三角波 (Single triangular wave: STW) を入力し、DI の極限的タイミングを取得。2 組の三角波 (Double triangular wave: DTW) の入力加速度波形を作成。
- Step 5 近傍探索により候補解を作成し、ダンパー配置を更新。これまでに得られた候補解と配置が一致するものがあれば (探索が収束すれば) Step 7 へ進む。
- Step 6 $i_{LS} = n_{LS}$ であれば Step 7 へ進む。そうでなければ $i_{LS} \leftarrow i_{LS} + 1$ として、Step 4 へ戻る。
- Step 7 得られた全ての候補解の中から d_{\max} を最小化する解を選択し、アルゴリズムを終了。

提案アルゴリズムは弾塑性平面骨組モデルに対する時刻歴応答解析を汎用の構造解析ソフトを用いて行うことを想定したものであり、インパルス入力は三角波で近似する。DI の極限的タイミングは STW に対する解析によって予め取得する必要がある。尚、Step 5 の近傍探索における 1 次感度の計算の際には、インパルスタイミングを一定として計算負荷を低減している (厳密には STW に対する解析を繰り返し行う必要がある)。

また三角波等の地動加速度でインパルス入力を近似的に扱う場合、非常に短い時間で大きな外力が作用することになる。その結果応答の非線形性が強くなり、不釣り合い力の収斂計算のために計算負荷が高くなることが懸念される。しかし、極限的 DI の場合、第 1,2 インパルスともにモデルの弾性範囲で (各層の復元力がほぼ 0 となる範囲で) 作用する。従って、極限的 DI を模擬した地動加速度に対しては、このような数値計算上の問題は生じない。ただし、非極限的なタイミングを有する DI を模擬した地動加速度を扱う場合には、第 2 インパルスの作用するタイミングによっては収斂計算の繰り返しが必要となる場合がある。

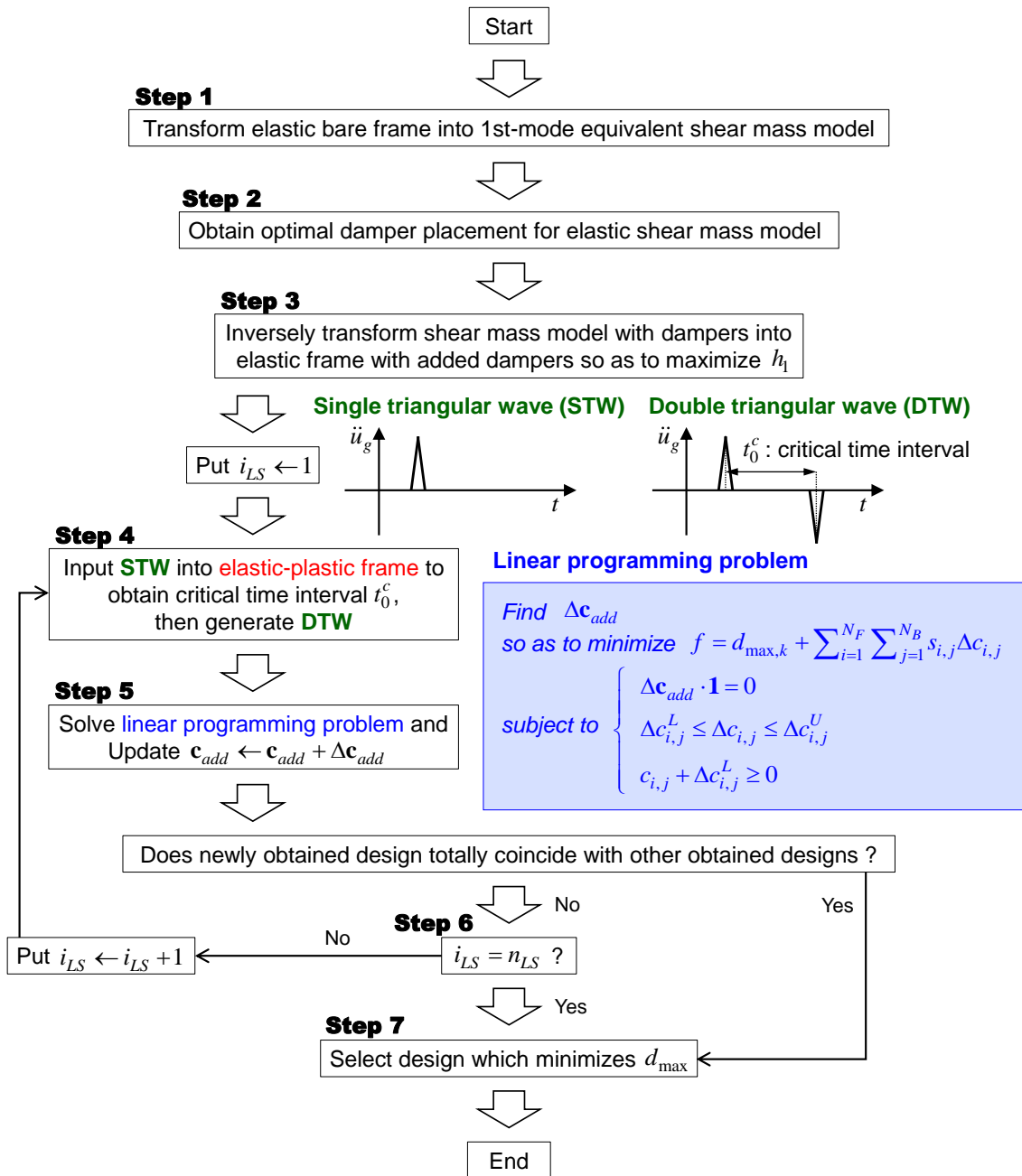


Fig. 9A-2 提案手法の適用手順

9.3 節で扱ったモデルをここでも扱う。最適化における極限的 DI の入力速度は $V = 0.8, 1.15 [\text{m/s}]$ の 2 通りを扱う。表 9A-1 には、 $V = 0.8, 1.15 [\text{m/s}]$ と等価なエネルギースペクトル V_E を与える記録地震動の PGV を示す（本論文 2 章の手法により計算）。尚、後述するように、ダンパーによる付加減衰係数の総和の目標値は 1 次減衰定数が概ね 0.1 となるように設定するため、 V_E の算定にも $h=0.1$ を用いる。

Table 9A-1 Peak ground velocities of recorded ground motions

Name of ground motion	$V = 0.8[m/s]$	$V = 1.15[m/s]$
Imperial Valley 1940 El Centro NS	PGV=0.564 [m/s]	PGV=0.810 [m/s]
Kern County 1952 Taft EW	PGV=0.522 [m/s]	PGV=0.750 [m/s]
Tokachi-oki 1968 Hachinohe NS	PGV=0.612 [m/s]	PGV=0.880 [m/s]
Northridge 1994 Rinaldi Sta FN	PGV=0.709 [m/s]	PGV=1.02 [m/s]
Hyogoken-Nanbu 1995 Kobe Univ NS	PGV=0.368 [m/s]	PGV=0.529 [m/s]

Fig. 9A-3に最適化結果を示す。等価せん断質点系へのダンパー最適化には Sensitivity-based algorithm (Akehashi and Takewaki (2020b)) を用いた。Sensitivity-based algorithm のパラメータは 9.3 節の場合と同様に設定した。逆置換した平面骨組モデルの付加減衰係数の分布及び平面骨組モデルとせん断質点系の $V = 0.2[m/s]$ の極限的 DI に対する最大層間変形の分布を Fig. 9A-3a に示す。ダンパーを付加しない骨組の最大層間変形の分布も併せて示す。平面骨組モデルとせん断質点系の高次モードは一致しないものの (非減衰 1 次モードのみ一致)、DI の極限的タイミングは両モデルにおいてほとんど同じであった。両モデルの最大層間変形はほとんど一致しており、また得られたダンパー配置によって最大層間変形が有効に低減されていることが確認できる。尚、第 5 層への付加減衰が小さいのは、部材断面の切り替わる第 6 層より相対的に剛性が高いためであり、また第 1 層の変形が小さいのは柱脚固定としているためである。

Fig. 9A-3a の設計を初期設計として、 $V = 0.8, 1.15[m/s]$ の極限的 DI に対する粘性ダンパー最適化を行った結果を Fig. 9A-3b, c に示す。提案手法の内部に組み込まれた近傍探索におけるパラメータは 9.3 節と同様である。また、付加減衰係数の割り振りは左右対称となるようにしているため、 $s_{i,j}$ (線形計画問題における 1 次感度の有限差分近似) を全て計算するためには 20 回の時刻歴応答解析が必要である。 $V = 0.8[m/s]$ の場合は、近傍探索を 9 回行った時点で探索が循環 (収束) し、 $V = 1.15[m/s]$ の場合は近傍探索を 12 回行った時点で探索が循環した。また近傍探索による解の更新を 1 回行う毎に極限的タイミングを取得し直すため、弾塑性平面骨組モデルに対する時刻歴応答解析をそれぞれ $189 (= 9 \times \{20 + 1\})$ 回及び $252 (= 12 \times \{20 + 1\})$ 回行った時点で探索を終了した。Fig. 9A-3b, c より、最大層間変形が有効に低減されていることが確認できる。また設計に用いる V が大きくなると、第 6-8 層への付加減衰係数が減少し、第 2-4 層への付加減衰係数が大きくなる。さらに、左右スパンへの付加減衰係数も大きくなる。

尚、Fig. 9-10, 9-11 に示すように、El Centro NS 波を用いて最適設計を行った場合の最大層間変形角は Fig. 9A-3b, c の例と近いものとなっている。El Centro NS 波を用いて得られたダ

ダンパー配置と比較すると、DI を用いた場合にはより多くのダンパーが外側のスパンに付加されている。これは、DI のように継続時間の短い入力に対しては変形が急激に進行し、単一のスパンのみへの付加減衰が、部材応力の増大に伴う応答の悪化を招くためであると考えられる。

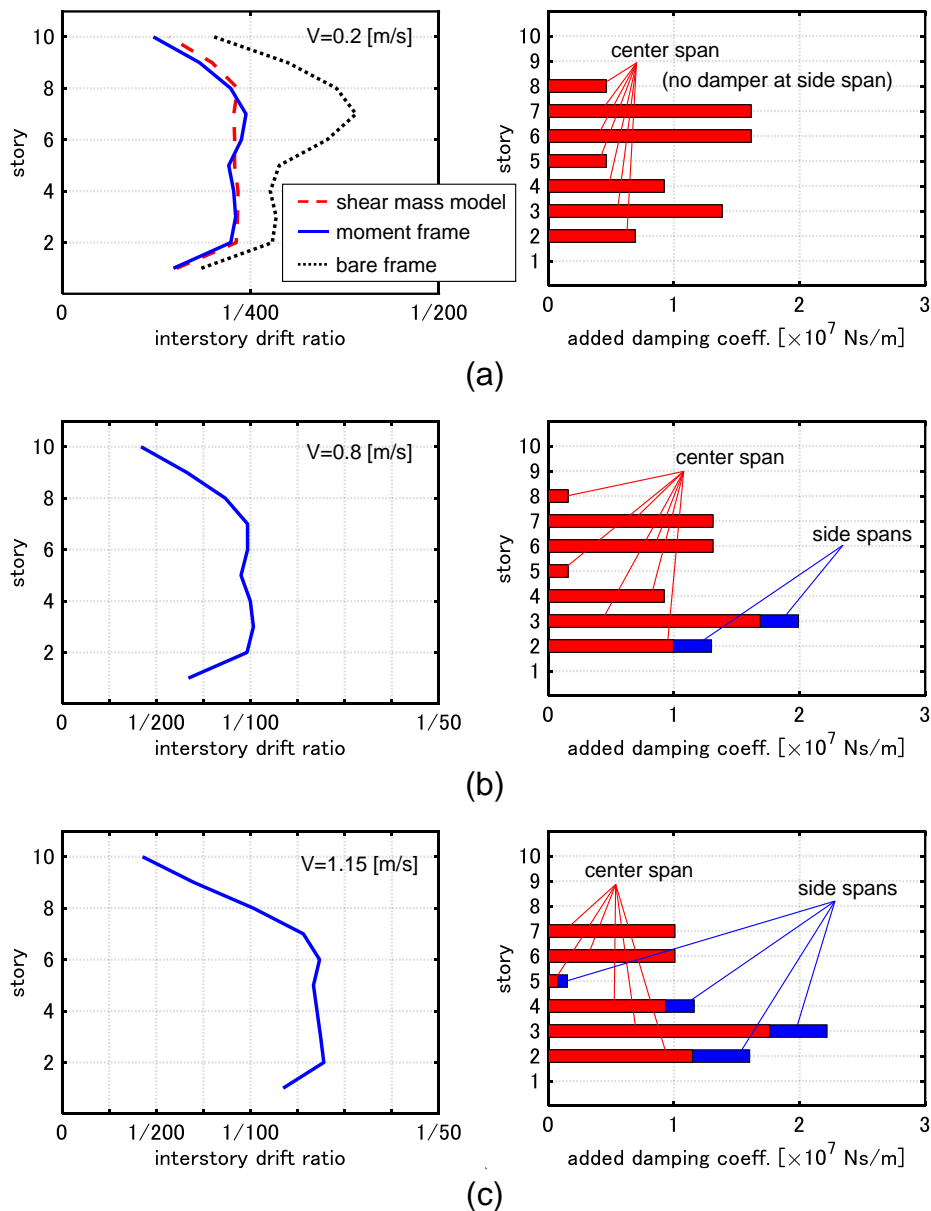


Fig. 9A-3 層間変形の分布と付加減衰係数の分布,
 (a) 逆置換された平面骨組モデル (初期設計), (b) $V = 0.8$ [m/s] の DI に対する最適設計,
 (c) $V = 1.15$ [m/s] の DI に対する最適設計

Fig. 9A-4 に、各最適設計において降伏回転角を超過した位置を示す。 $V = 0.8[m/s]$ の場合には梁のみで降伏回転角を超過し、 $V = 1.15[m/s]$ の場合には第 1 層柱脚を除けば梁のみで降伏回転角を超過している。また表 9A-1 のように振幅を調整した記録地震動に対する最大層間変形を Fig. 9A-5 に示す。極限的 DI に対する変形は、いずれの入力に対する最大層間変形をも上回っていることが確認できる。このことと、記録地震動と比べて DI は継続時間の非常に短い入力であることを考え併せると、DI を粘性ダンパーの設計に用いることで安全側の設計を効率的に得ることが可能であるといえる。

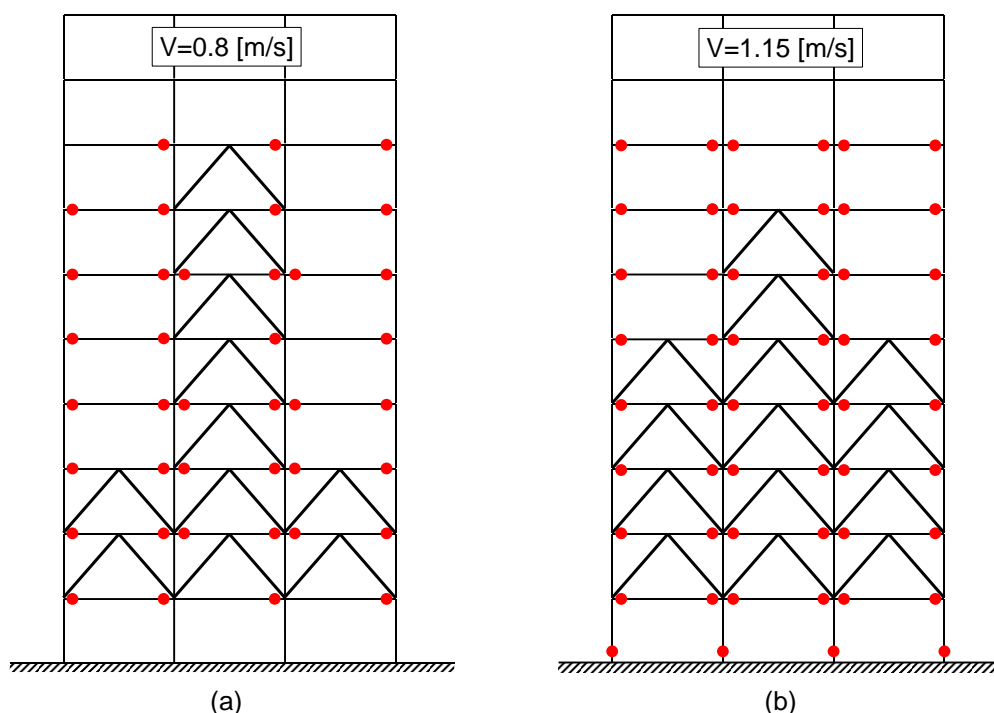


Fig. 9A-4 各部材において降伏回転角を超過した位置, (a) $V = 0.8[m/s]$, (b) $V = 1.15[m/s]$

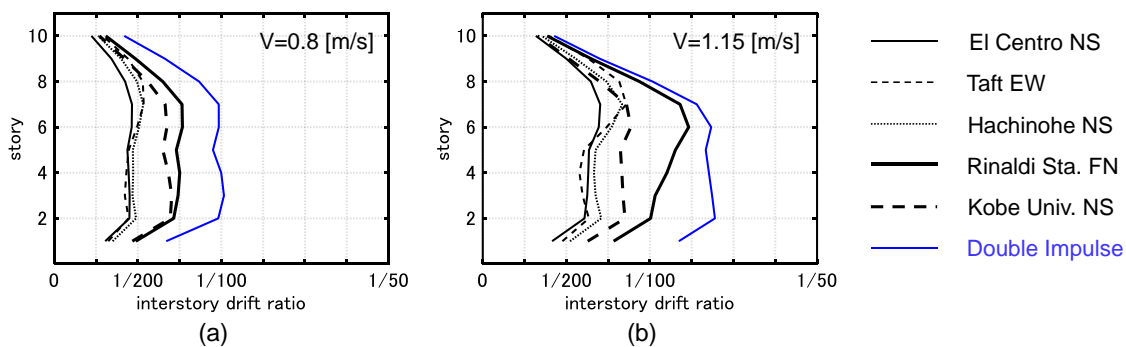


Fig. 9A-5 (2-24)式に基づいて振幅を調整した記録地震動に対する層間変形の分布,
(a) $V = 0.8[m/s]$, (b) $V = 1.15[m/s]$

次に、Fig. 9A-6 に示す 20 層 3 スパン平面骨組モデルに対する最適設計を行う。ダンパーは全層全スパンに取り付け可能とした。ダンパーによる付加減衰係数の総和の目標値は、1 次減衰定数が概ね 0.1 となるように設定する。等価せん断質点系のダンパー配置最適化に用いる Sensitivity-based algorithm では初期配置として各層に 5×10^7 [Ns/m] の付加減衰係数を与え、1 step 当りの減衰係数の除去量を 1×10^6 [Ns/m] とした。弾塑性骨組に用いる近傍探索のパラメーターでは $\Delta c_{i,j}^U = (1 / \cos^2 \phi) \times 10^6$ [Ns/m]、 $\Delta c_{i,j}^L = \max\{-c_{i,j}, -\Delta c_{i,j}^U\}$ とした (ϕ : ダンパーの取り付け角)。

逆置換した平面骨組モデルの付加減衰係数の分布及び平面骨組モデルとせん断質点系の $V = 0.2$ [m/s] の極限的 DI に対する最大層間変形の分布を Fig. 9A-7a に示す。20 層モデルの場合には高次モードの影響が大きく、逆置換された骨組モデルの層間変形分布と等価せん断質点系のその乖離が 10 層モデルの場合と比べて大きくなっていることが確認できる。Fig. 9A-7a の設計を初期設計として、 $V = 0.8$ [m/s] の極限的 DI に対する粘性ダンパー最適化を行った結果を Fig. 9A-7b に示す。近傍探索の必要回数は 4 回であった。Fig. 9A-7b より、最大層間変形が有効に低減されていることが確認できる。次に、(2-24)式に基づいて振幅を調整した記録地震動に対する最大層間変形を Fig. 9A-7c に示す。極限的 DI に対する変形は、Rinaldi Sta. FN 波を除いた全ての入力に対する最大層間変形を上回っている。また、高次モードの影響により Rinaldi Sta. FN 波に対する変形は低層部・高層部で大きくなっているものの、全層中の最大層間変形値としては DI に対するそれとほぼ等しくなっている。

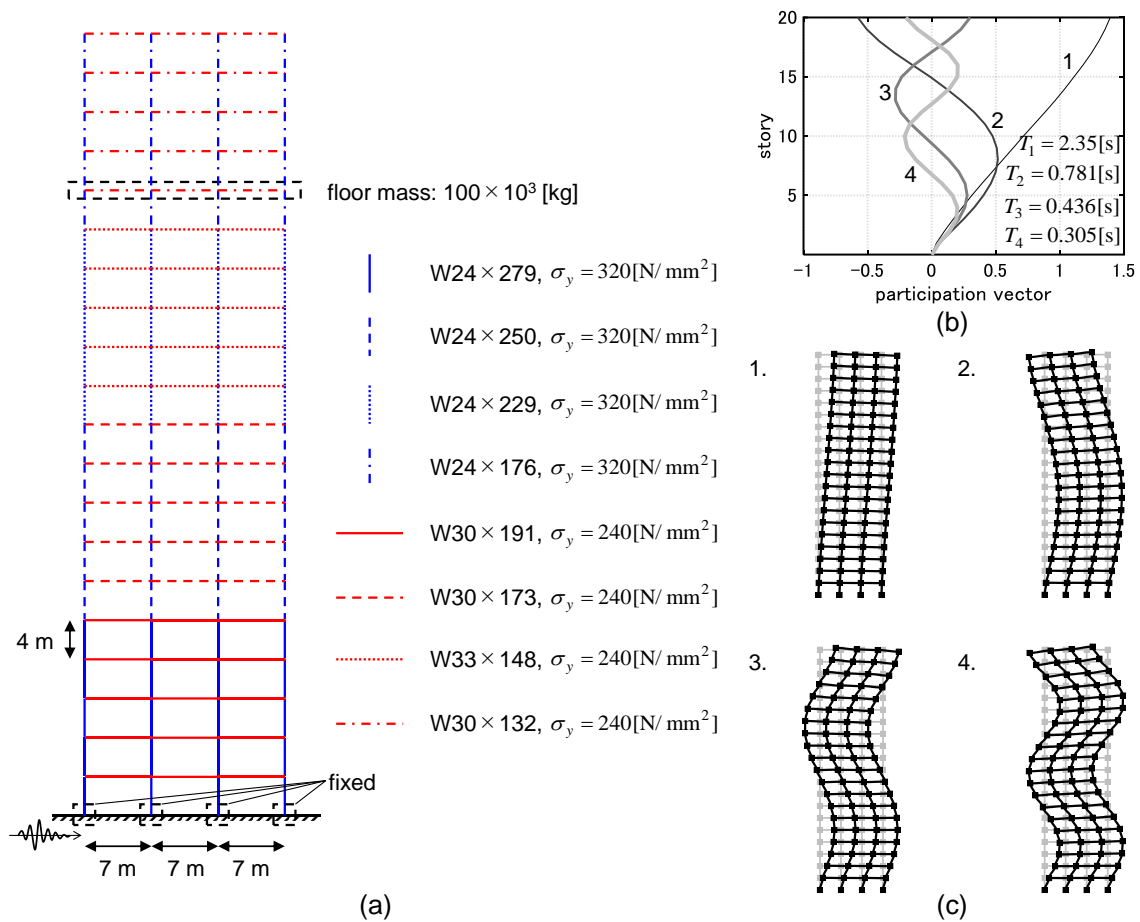


Fig. 9A-6 平面骨組モデルの刺激関数（水平変位）、固有周期とモード形、
 (a) 20層3スパン平面骨組モデル, (b) 刺激関数と固有周期, (c) モード

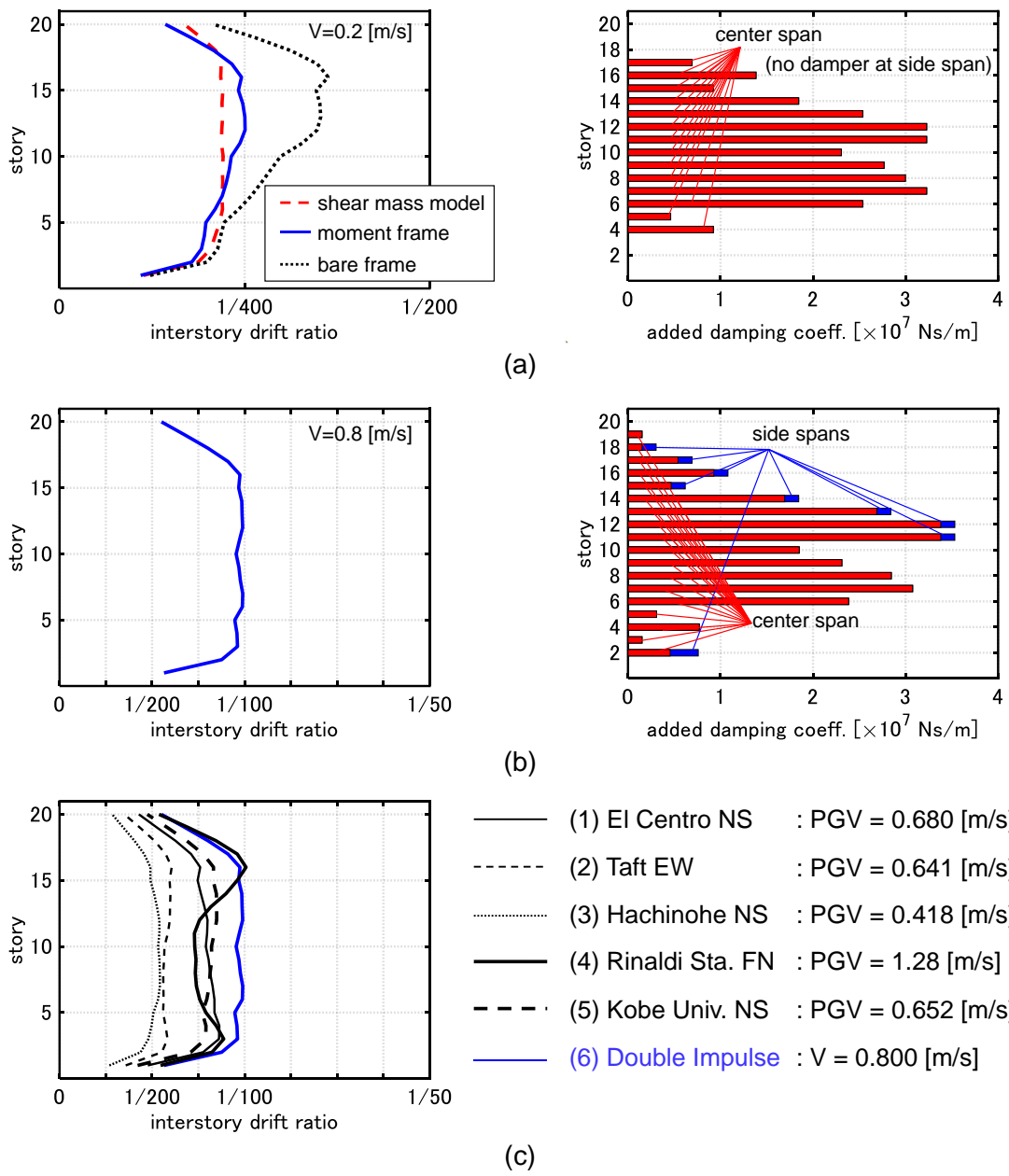


Fig. 9A-7 層間変形の分布と付加減衰係数の分布,
 (a) 逆置換された平面骨組モデル (初期設計), (b) $V = 0.8$ [m/s]のDIに対する最適設計,
 (c) (2-24)式に基づいて振幅を調整した記録地震動に対する層間変形の分布

10章 弾塑性多層建物に対する履歴ダンパーの 実数値 GA と局所探索を組み合わせた大域最適設計法

10.1 序

パッシブ型ダンパーの中で、速度に作用する粘性系のダンパー（粘性ダンパー）とは異なり、履歴型のダンパー（履歴ダンパー）は変形に直接作用する。このため、履歴ダンパーは継続時間の短いパルス性の入力に対して有効なダンパーである（Xu et al. (2007)）。ダンパーの付加剛性により加速度応答が増大するものの、一般に粘性系のダンパーに比べて安価であるため設計に取り入れやすいと言われている。

パッシブ型ダンパーの最適設計を扱った研究の多くは粘性ダンパーを対象としており（De Domenico et al. (2019)）、履歴ダンパーの最適設計を扱った研究は比較的少ない。Murakami et al. (2013)は履歴ダンパーも含めた種々のパッシブ型ダンパーを同時使用する場合の設計法を提案している。また Shiomu et al. (2018)は Dual Hysteretic Damper (DHD) の最適設計法を展開している。これら二つの文献では Takewaki et al. (1999) の用いた Sensitivity-based algorithm（以下 SBA）を応用している。また Martínez et al. (2014)は確率的等価線形化手法を用いた定式化により、周波数領域での履歴ダンパー配置の最適化を行っている。さらに、寺澤・竹内 (2018)はダンパーの非線形性を複素剛性により表現して最適配置の探索を行っている。

履歴ダンパーの付加剛性による構造物の短周期化、剛性・固有周期の不連続変化、及び履歴ダンパーの塑性化による剛性の急変等に起因して、履歴ダンパーの付加・除去に伴う構造物の応答感度は急変するものとなる。このため、履歴ダンパーの最適設計を時間領域で行うことは困難である（Murakami et al. (2013)）。また、非線形応答を等価線形化で模擬するアプローチもあるが、等価線形化は構造物全体の減衰能力を過大に評価することが知られている（Schnabel et al. (1972)）。従って、等価線形化を用いずに弾塑性応答を時間領域で直接扱った設計の方が、より信頼性の高いものとなる。

このような不連続な応答感度や離散的な変数に対する設計を可能とする方法の一つとして、進化的計算/局所探索に基づくメタヒューリスティクスによる最適化が挙げられる。遺伝的アルゴリズム (GA) はメタヒューリスティクスの代表的な手法の一つであり、構造最適化や振動制御の有力な手法として取り入れられている（Singh and Moreschi (2002), Wongprasert and Symans (2004), Dargush and Sant (2005), Mathakari et al. (2007), Kim and Roschke (2006), Arfiadi and Hadi (2011), Bishop and Striz (2004)）。GA は多点探索型の確率的（乱数を用いるという意味）最適化手法であり、目的関数が複雑（不連続点や多峰性の存在など）であっても有効に機能することや、多目的最適化が可能であるなどの利点を有する（Goldberg

(1989))。Lavan and Dargush (2009)は GA を用いて粘性・粘弾性・履歴ダンパーの多目的最適配置を行っている。Apostolakis and Dargush (2010)は GA を組み込んだ履歴ダンパーの設計フレームワークを提案している。Sonmez et al. (2013)は人工蜂コロニーアルゴリズム (Artificial Bee Colony Algorithm)をダンパー最適化に用いている。この他、Apostolakis (2020)は 3 次元建物モデルに対する摩擦ダンパーの最適配置に GA を用いており、配置位相に関する multiscale approach を有効活用して計算負荷を低減している。また、GA は実務設計においても既に適用されている (例えば武居他 (2019))。尚、メタヒューリスティクスは履歴ダンパーの設計にも有用であると期待されるが、計算負荷は決して小さくない。

本章の目的は、履歴ダンパーの新しい最適設計法を提案することにある。メタヒューリスティクス的一种である実数値 GA と局所探索を組み合わせることにより、効率的かつ精度の高い設計を可能とする。メタヒューリスティクスと局所探索を組み合わせる手法自体は新しいとはいえないが、交叉法及び局所探索法は独自の手法を展開する。一般的な GA では設計変数をバイナリ表現する必要があるが、実数値 GA では設計変数もしくは関係のある値に対するベクトルまたは行列的な処理が交叉に相当し、またバイナリ表現が不要である。このためプログラミングが比較的容易であり、また個体の生成過程が感覚的にわかりやすい。さらに、実数値 GA における交叉において、ダンパーの総剛性量を一定とする制約を有効活用する方法を提案する。この制約には、探索範囲の次元を 1 小さくできることのほか、総剛性量の変動する場合よりも応答値の変動が比較的安定するという利点が存在する。数値例題により、提案設計法の有効性の検証及び SBA との比較を行う (明橋・竹脇 (2021b))。

10.2 履歴ダンパー最適配置問題と配置アルゴリズム

10.2.1 既往のダンパー設計法

Takewaki et al. (1999)は SBA により粘性ダンパーの最適配置を行った。SBA はシンプルかつ効率的な方法であり、ダンパーの総剛性量を変動させて解を連続的に得ることができるというメリットを有する。SBA は解析的に得ることが困難な応答量（例えば時刻歴応答解析により計算した最大層間変形）に対しても適用可能である（Murakami et al. (2013), Shiomi et al. (2018)）。履歴ダンパーの剛性の変動に対する構造応答の非線形性はきわめて強いため、SBA を用いるためには、初期設計として十分な量の付加剛性を各層に与え、剛性を段階的に除去する方針を取らなければならない（Murakami et al. (2013), Shiomi et al. (2018)）。初期設計は暫定的に決定するしかなく（通常は一定分布とされる）、アルゴリズムがある程度進行するまで有効な設計が得られないという問題が存在する（Fig. 10-1a）。

粘性ダンパー最適配置に進化的計算/局所探索に基づくメタヒューリスティクスを用いた既往研究も存在する（例えば Singh and Moreschi (2002), Wongprasert and Symans (2004), Sonmez et al. (2013)）。SBA による探索は初期設計に依存するため局所最適解に陥りやすく、グローバル最適解に到達しにくい。それに対して、メタヒューリスティクスは乱数や多点探索により局所最適解から脱し、グローバル最適解が探索可能である。メタヒューリスティクスは汎用性の高い最適化手法であり、履歴ダンパーの最適配置にも有効であると考えられるものの、最適化過程で多くの候補解を生成する必要があるため、計算負荷は高い（Fig. 10-1b）。

これらに対して、本章ではメタヒューリスティクスの一種である実数値 GA と感度解析を組み合わせた履歴ダンパーの最適化手法を提案する。提案手法の概要を Fig. 10-1c に示す。Fig. 10-1b に示すように、通常メタヒューリスティクスにより探索する範囲は解空間全体であるが、提案手法では個体の生成・交叉法に工夫を施すことで、ダンパー量を一定とする制約下での探索を可能としている。また探索範囲の次元が 1 小くなるため、効率的な探索が可能である。ダンパー量一定下での最適化を行った後、ダンパー量を変動させた場合の最適化を局所探索により行う（Linear returning + Local search）。

数理計画法や数値感度に基づく最適化手法は、粘性ダンパーの最適配置や構造体が線形弾性の場合の最適化では、メタヒューリスティクスよりも有効に機能する場合がある（De Domenico et al. (2019)）。一方、本章で扱う最適化問題では、履歴ダンパーの付加剛性による構造物の短周期化に加えて、ダンパーと構造体の両方の弾塑性応答に起因して、解空間の多点で応答感度が不連続となる。このような問題に対しては、感度に基づく最適化手法は必ずしも有効に機能しない。実数値 GA および提案する局所探索法は、探索過程での数値感度への過度な依存を防ぐことを目指している。以上より、提案手法は本章で扱う問題に適したものであると考えられる。

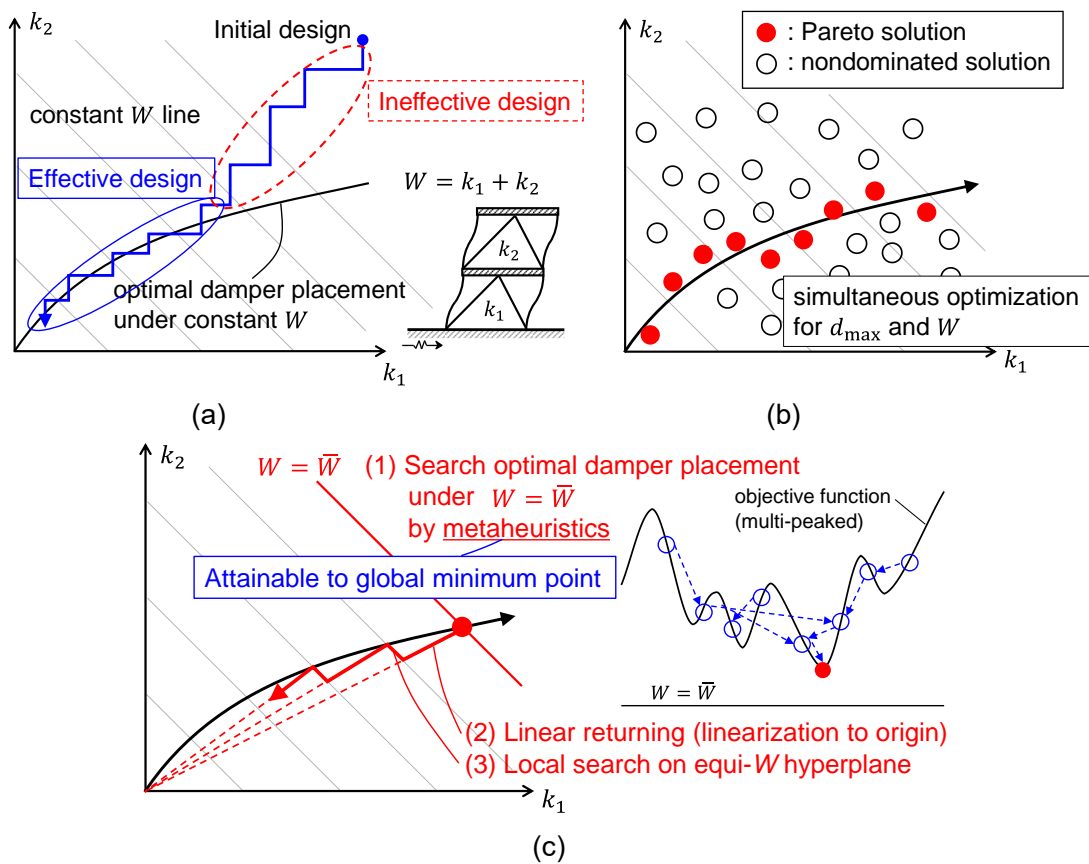


Fig. 10-1 SBA、メタヒューリスティクス及び提案手法によるダンパー最適化手法の概要、
 (a) SBA, (b) メタヒューリスティクス, (c) 提案手法

10.2.2 実数値 GA の一般的な GA に対する利点

最適配置アルゴリズムの説明に先立って、実数値 GA と一般的な GA の違いについて説明する (Fig. 10-2)。実数値 GA では、設計変数もしくは関係のある値に対するベクトルまたは行列的な処理により交叉が行われる。一般的な GA では遺伝子が 0 もしくは 1 で表現 (バイナリ表現) されるが、実数値 GA における交叉ではバイナリ表現が不要である。このため、実数値 GA のプログラム作成は比較的容易であるが、対象とする最適化問題の性質に応じた交叉法を選択する必要がある。また、ダンパーによる付加剛性ベクトルは応答値との相関が高い (応答の大きな層にダンパーを優先的に付加すべき) と考えられるため、設計変数ベクトル (本章では付加剛性ベクトル) を直接処理する実数値 GA はダンパー最適設計に適した方法であるといえる。さらに、設計変数を直接交叉に適用可能であることには、設計変数の満たすべき制約を交叉法に組み込むことが比較的容易であるという利点が存在する。この点が一般的な GA との大きな違いであるといえる。本章においても、制約を有効活用した交叉法を提案する。実数値 GA の他の特徴として、変数が離散でなく連続値をとる関数の

最適化への適用も容易であることが挙げられる。一方で、一般的な GA のプログラミングにはコーディングの処理等に高度なプログラミング技術を要し、また設計変数のコーディング方法が解の精度に大きく影響する。

実数値 GA の交叉法としては様々なものが提案されており、例えば BLX- α 法 (Eshelman and Schaffer (1993)) は、交叉に用いる 2 個体の設計変数ベクトルの区間の両側を $100\alpha\%$ 拡張した区間から、子個体の設計変数を一様乱数によって生成する方法である。Fig. 10-2b には実数値 GA の例として BLX- α 法による交叉の概要を示している (Unif は一様乱数)。

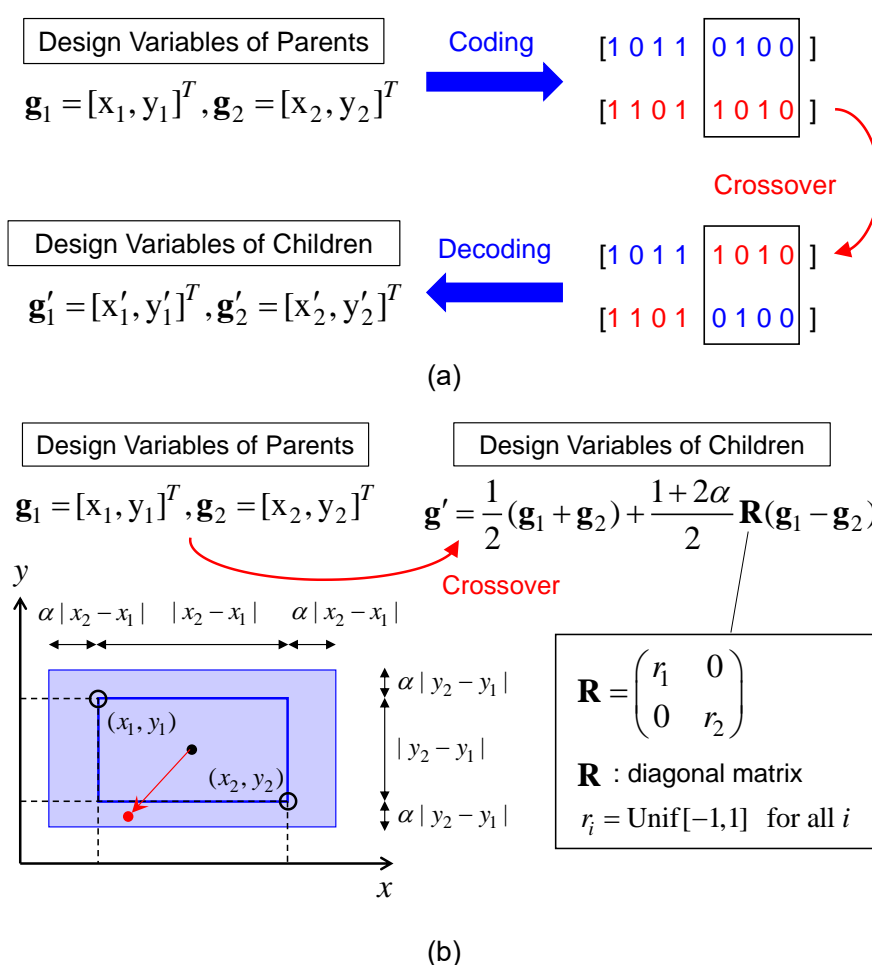


Fig. 10-2 一般的な GA と実数値 GA の違い, (a) 一般的な GA, (b) 実数値 GA (BLX- α 法)

10.2.3 履歴ダンパー最適配置問題

本章で扱う履歴ダンパーは、座屈拘束ブレースを想定して完全弾塑性型の復元力特性を有するものとする。また、主体骨組は完全弾塑性型の復元力特性を有する N 層せん断質点系とする。ダンパーの総剛性量はコストに直結するため、履歴ダンパーの最適配置問題を以下のように表す。

$$\begin{aligned}
 & \text{Find } \mathbf{k}_{add} \\
 & \text{so as to minimize } d_{\max} = \max_i \{d_{\max,i}\} \\
 & \text{subject to: } \mathbf{k}_{add}^T \mathbf{1} = W \quad (W : \text{specified value}) \\
 & \text{Yield deformations of hysteretic dampers are given.}
 \end{aligned} \tag{10-1}$$

$\mathbf{k}_{add} = (k_1 \cdots k_N)^T$, $d_{\max,i}$ はそれぞれダンパーによる付加剛性ベクトルおよび第 i 層の最大層間変形を表す。本章では、(10-1)式的最適化問題におけるダンパーの総剛性量に関する制約を W_1, \dots, W_{I_D} まで変動させた計 I_D 個の問題を扱う (ただし $W_1 > \dots > W_{I_D}$)。 I_D 個の問題を連続的に解くためのダンパー最適化アルゴリズムを次節に示す。

10.2.4 実数値 GA と局所探索を組み合わせたダンパー設計アルゴリズム

[Algorithm]

- Step 1 カウンター $i_D \leftarrow 1, i_{cr} \leftarrow 1$ とする。ダンパーの総剛性量が $k_1 + \dots + k_N = W_{i_D}$ となる個体をランダムに $M_1 (> N)$ 個生成 (ランダム生成の方法は(10-3), (10-4)式で説明)。
- Step 2 下記の交叉オペレーターを n_{cr} 回適用し、新たに計 $n_{cr}N$ 個体を生成。
- Step 3 全個体中 M_2 個体をエリート選択。新たに総剛性量 W_{i_D} の M_3 個体をランダム生成。これら $(M_2 + M_3)$ 個体を除いた全個体中、 $(M_1 - M_2 - M_3)$ 個体をルーレット選択。
 $i_{cr} = I_{cr}$ ならば Step 4 へ進む。そうでなければ $i_{cr} \leftarrow i_{cr} + 1$ と更新し、Step 2 へ戻る。
- Step 4 最後にエリート選択された M_2 個体に後述の局所探索オペレーターを $n_{ls,1}$ 回適用。局所探索オペレーター適用中の個体は保存しておき、最後に最良個体を選択。
- Step 5 ダンパーの総剛性量が $k_1 + \dots + k_N = W_{i_D}$ の場合の最良解の剛性量を等倍し、 $k_1 + \dots + k_N = W_{i_{D+1}}$ を満たす新たな個体を得る (Linear returning)。
- Step 6 局所探索オペレーターを $n_{ls,2}$ 回適用し、最良個体を選択。 $i_D \leftarrow i_D + 1$ とする。 $i_D = I_D$ ならばアルゴリズムを終了。そうでなければ、Step 5 に戻る。

[ダンパーの総剛性量一定の制約下で個体をランダムに生成する方法]

Step 1 $(N-1)$ 個の乱数 x_1, \dots, x_{N-1} を独立に発生させる。これらは(10-3)式に従うものとする。

$$f(x_i) = \begin{cases} (N-i) \cdot (1-x_i)^{N-1-i} & (0 \leq x_i \leq 1) \\ 0 & (x_i < 0, 1 < x_i) \end{cases} \quad (i = 1, \dots, N-1) \tag{10-3}$$

ただし、 $i=N-1$ の場合は一様分布である。

Step 2 各層の付加剛性 k_1, \dots, k_N を(10-4)式のように決定する。

$$\begin{cases} k_1 = W x_1 \\ k_i = W(1-x_1)\dots(1-x_{i-1})x_i = (W - \sum_{j=1}^{i-1} k_j)x_i & (i = 2, \dots, N-1) \\ k_N = W(1-x_1)\dots(1-x_{N-1}) = W - \sum_{j=1}^{N-1} k_j \end{cases} \quad (10-4)$$

以上の手順により、 $f(k_1, \dots, k_N) = \text{const.}$ を満たす k_1, \dots, k_N が得られる (明橋・竹脇 (2021a))。
 $f(k_1, \dots, k_N) = \text{const.}$ となることは Appendix 10-1 に示す。また、 x_1, \dots, x_{N-1} は逆関数法により生成可能である。尤度に偏りがあればダンパー配置アルゴリズムの性能に影響するため、以上の定式化は重要である。

[交叉オペレーター]

N 個体をルーレット選択し、第 i 個体 ($i=1, \dots, N$) のダンパーによる付加剛性ベクトルを \mathbf{k}_i とする。各 i に対して、(10-2)式の付加剛性を有する個体を生成する (計 N 個体)。

$$\mathbf{k}'_i = \mathbf{k}_i + \sum_{j=1, j \neq i}^N \varepsilon_j (\mathbf{k}_j - \mathbf{k}_i) \quad (10-2)$$

ここで、 ε_j は一様分布に従う乱数で、正負両方の値を取るように設定する。生成された個体の付加剛性が一つでも負の値を取った場合、負の値を取った層の付加剛性を 0 に修正し、付加剛性の総量の制約を満足するように各層の付加剛性を等倍する。

[局所探索オペレーター]

層間変形が最大である層と、付加剛性が 0 でない層のうち層間変形が最小である層を選択する。前者の層に剛性を $(\mathbf{k}^T \mathbf{1})\varepsilon$ 付加、後者の層の剛性を $(\mathbf{k}^T \mathbf{1})\varepsilon$ 除去する。 ε は一様分布に従う乱数で、正の値のみをとるように設定する。付加剛性が負の値をとった場合、後者の層の付加剛性が丁度 0 となるように ε を修正する。

提案アルゴリズムの適用手順を Fig. 10-3 に示す。Step 1-4 では、ダンパーの総剛性量が W_1 の場合の解の探索を行い、Step 5, 6 において総剛性量が W_2, \dots, W_{I_D} の場合の解の探索を行っている。総剛性量は Step 5 の Linear returning によってのみ変動する。交叉オペレーターや局所探索オペレーターの適用による総剛性量の変動はなく、総剛性量が一定の下で探索が行われる。尚、交叉オペレーターによる総剛性量の変動がないことの説明は次段落で行う。このような探索範囲の限定には、探索範囲の次元を 1 小さくできることのほか、総剛性量が変動する場合よりも応答値の変動が比較的安定するという利点が存在する。さらに、総剛性量の目標値を予め任意に設定できることも提案手法の大きな特徴である。また、求めたい解

の総剛性量の範囲が限定される場合 (W_1, W_{I_D} の差が小さい場合)、 $W < W_{I_D}$ 及び $w > w_1$ の範囲での探索を回避できるため、効率的な方法である。既往研究による他の実数値 GA の交叉法や、一般的な GA では (コーディングの方法にも依るが)、生成される個体の総剛性量を制御することは困難である。

交叉オペレーターの概要を Fig. 10-4a ($N=3$ の場合の例) に示す。交叉オペレーター適用時 (Step 2, 3) には、Step 1 で生成された個体及び交叉により生成された個体が親個体として選択される。Step 1 で生成される個体 (初世代) の有するダンパーの総剛性量は等しく、 $(\mathbf{k}_j - \mathbf{k}_i)^T \mathbf{1} = 0$ (for all i, j) となるため、交叉によって生成される子個体 (次世代) のダンパーの総剛性量も一定に保たれる。以降の世代において選択淘汰される個体の総剛性量も等し

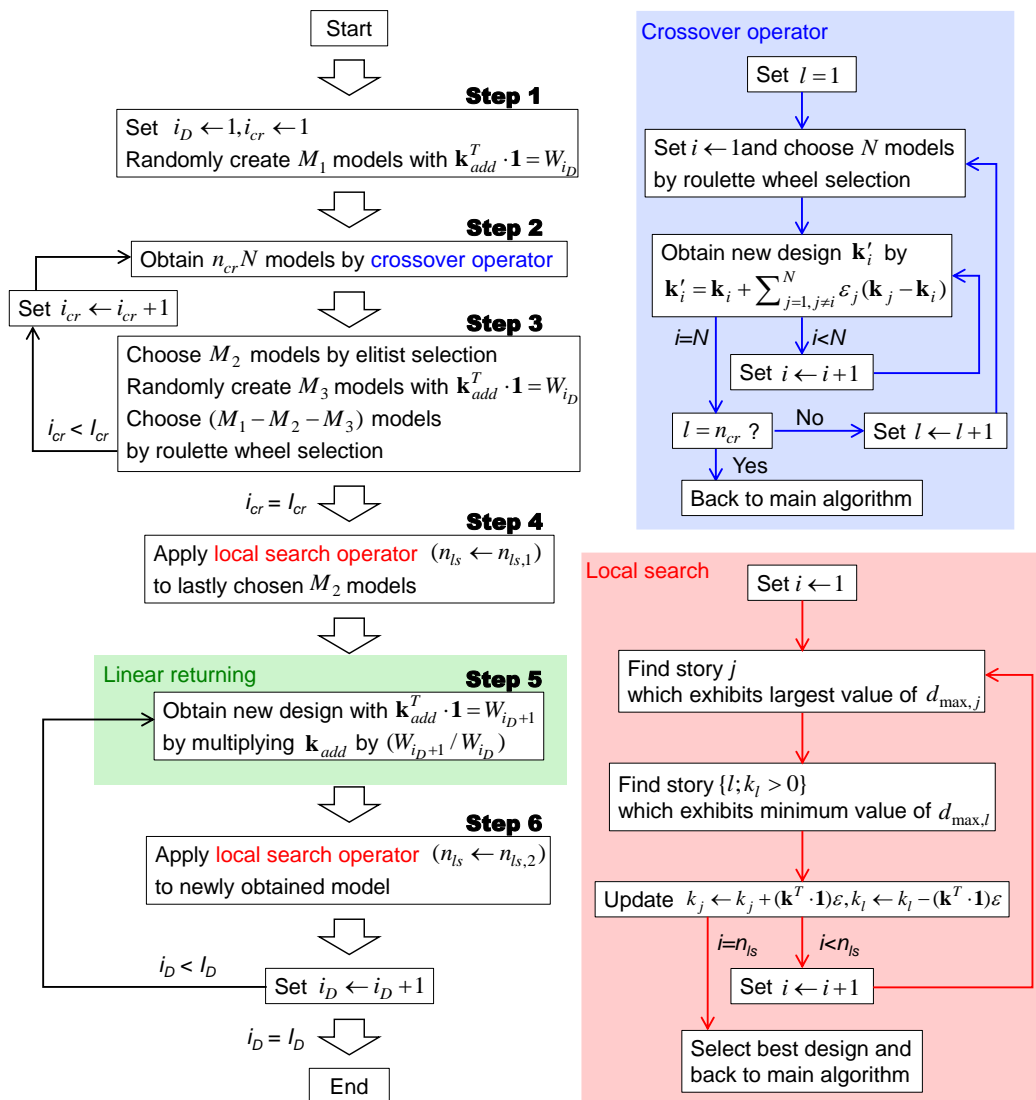


Fig. 10-3 提案アルゴリズムの適用手順

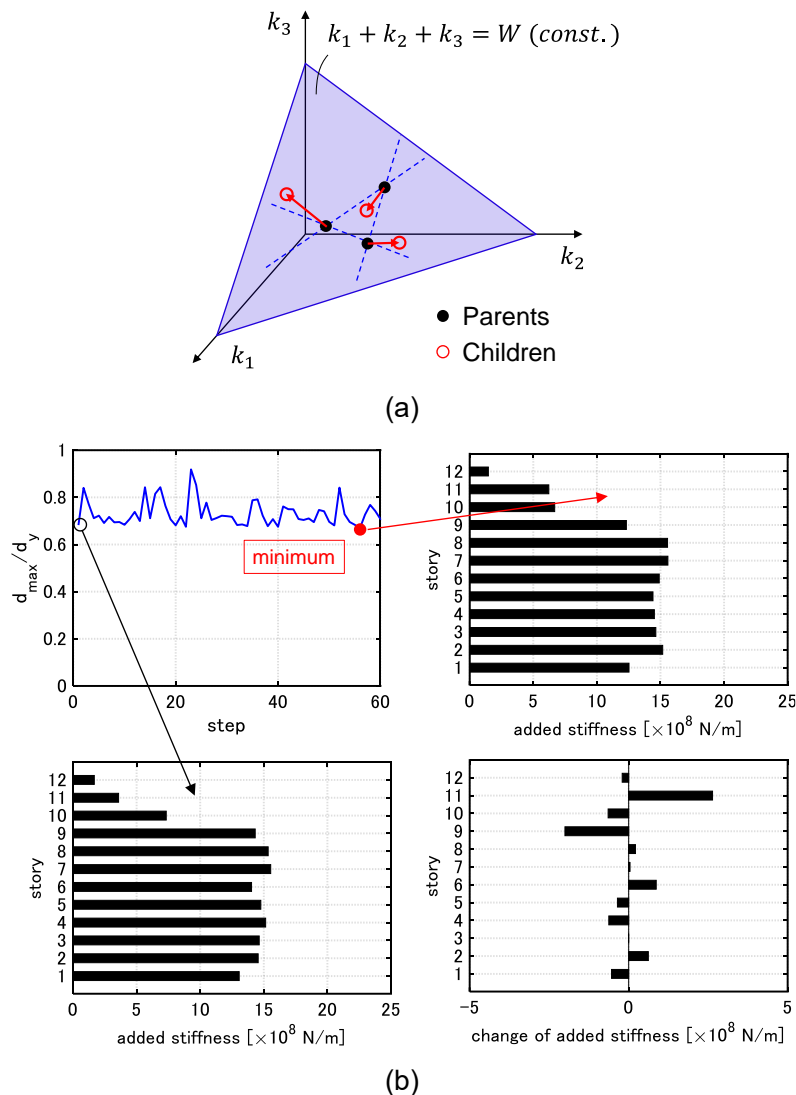


Fig. 10-4 交叉オペレーターと局所探索オペレーターの概要,
 (a) 交叉オペレーター ($N=3$ の場合), (b) 局所探索オペレーターの適用例

くなる。すなわち、Step 1-3 ではダンパーの総剛性量の等しい個体しか生成されず、総剛性量に関する等号制約は自動的に満たされる。また(10-2)式における $(\mathbf{k}_j - \mathbf{k}_i)$ は第 i 個体から第 j 個体へ向かうベクトルを表す。ただし $i=j$ の場合は 0 ベクトルとなる。提案交叉法は、親個体のうち第 i 個体に対して $k_1 + \dots + k_N = W$ 平面上での移動操作を施すものである。

局所探索オペレーターは、最大層間変形の最小化の精度向上とその迅速化を図ったものである。提案アルゴリズムではまず、交叉によってダイナミックに解空間を探索する。局所探索オペレーターは、交叉を経て残ったエリート個体の周辺を集中的に探索するための操作である。また付加剛性の変動量を乱数により決定し、かつ適用中は最大層間変形の一時的な増大を許容するという特徴を有する。これらによって、探索過程での解の振動及び数値感

度への過度な依存を防ぐことが可能となる。Fig. 10-4b に示すように、最大層間変形の値自体が大きく改善しなくとも付加剛性の分布は変化する。このことは最大層間変形分布の一様化のために重要である。

提案手法に必要な時刻歴応答解析の回数は $M_1 + I_{cr}(n_{cr}N + M_3) + M_2n_{ls,1} + (I_D - 1)n_{ls,2}$ である。Step 1-3 では $M_1 + I_{cr}(n_{cr}N + M_3)$ 回、Step 4 では $M_2n_{ls,1}$ 回、Step 5-6 では $(I_D - 1)n_{ls,2}$ 回の時刻歴応答解析が必要である。提案アルゴリズムの Step 5 (Linear returning) において、ダンパーの総剛性量の変動 $\Delta W = W_{i_D} - W_{i_{D+1}}$ を大きくしすぎると、局所探索における初期設計と最適解の乖離が大きくなり、精度に問題が生じる可能性がある。一方、総剛性量の変動が小さい場合、局所探索オペレーターの適用回数が少なくても最適解を探索可能である。従って、総剛性量の変動を大きくして局所探索オペレーターの適用回数を増やすよりも、総剛性量の変動を小さくして局所探索オペレーターの適用回数を減らす方が解の精度上有利であるといえる (I_D を大きくして $n_{ls,2}$ を小さくすることが望ましい)。総剛性量の変動幅と局所探索オペレーターの適用回数の関係については、10.3.2 節の数値例題においても取り上げる。

10.3 数値例題による提案手法の精度検証

10.3.1 モデルパラメーター

鉄骨造を想定した 12 層建物モデルを対象とする。剛性分布は 2 通りを扱い (①1-4, 5-8, 9-12 層の剛性がそれぞれ一定で、その比率が 2:1.5:1, ② 第 1 層、第 12 層の剛性の比が 4:1 となる台形分布)、それぞれ Model 1, 2 と表記する。Model 1 は、構造体の層剛性の値が変化する第 1, 5, 9 層に塑性変形が集中しやすいモデルである。Model 2 は比較的高層部の柔らかいスレンダーな建物を想定しており、中高層部に塑性変形が集中しやすいモデルである。その他のパラメーターの設定は両モデルで共通で、非減衰 1 次固有周期を 1.2 [s]、全層等質量、構造減衰 1% (剛性比例)、各層高さ 4 [m] とする。構造体の各層復元力特性及び履歴ダンパーとも完全弾塑性型の復元力特性を持つものとし、降伏変位をそれぞれ 4/150 [m] (全層共通)、4/800 [m] とする。履歴ダンパーの降伏変位の値は Murakami et al. (2013) を参考に設定した。1-4 次の刺激関数と非減衰固有周期を Fig. 10-5a, b に示す。

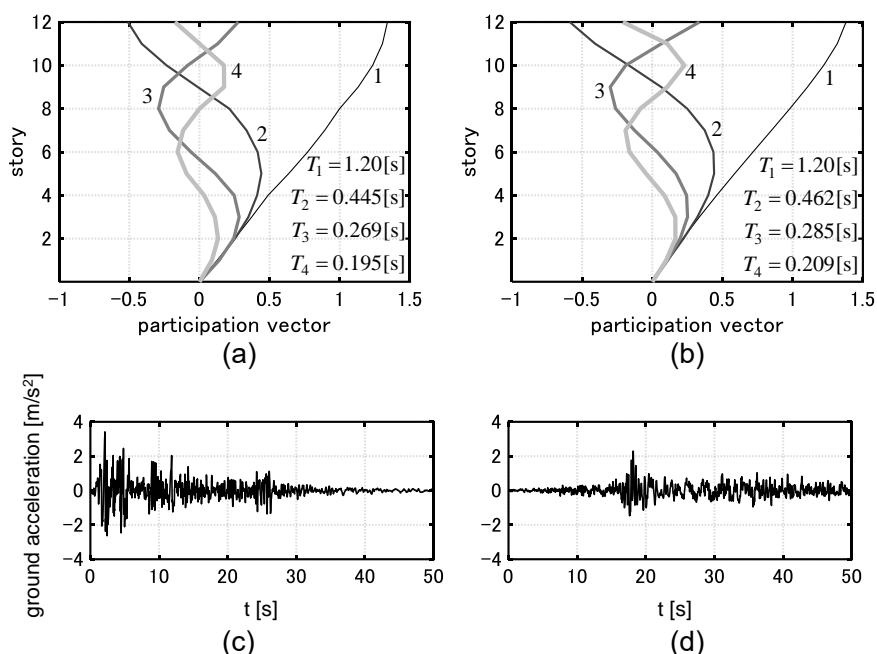


Fig. 10-5 非減衰固有周期と刺激関数及び入力地震動,
 (a) Model 1, (b) Model 2, (c) El Centro NS 波, (d) Hachinohe NS 波

10.3.2 数値例題

入力地震動は、PGV=0.75 [m/s]に調整した El Centro NS 波(1940) を用いる。ここでは1波のみ用いているが、SBA による最適化を行う場合には入力地震動の数は感度にも影響を及ぼすため、収束性が悪くなる恐れがある (Murakami et al. (2013))。一方、提案手法による最適化を行う場合、入力地震動の数は計算時間のみに影響し、アルゴリズムの探索能力にはほとんど影響しないと考えられる。入力地震動の数が最適化に及ぼす影響については、次節で検討を行う。10.3.2, 10.3.3 節で用いる地震動の加速度波形 (原波) を Fig. 10-5c, d に示す。

提案手法の適用結果を Fig. 10-6~10-9 及び Table 10-1 に示す。比較のために、SBA による最適化結果及び無ダンパーモデルの層間変形の分布も併せて示す。Fig. 10-6c, 10-8c より、各モデルにおいて塑性変形の集中しやすい層が確認できる。まずダンパーの総剛性量が 15×10^9 [N/m]の制約の下で最適化を行い、 1×10^9 [N/m]まで 0.2×10^9 [N/m]ずつ総剛性量を減少させる ($I_D = 71$)。総剛性量 15×10^9 [N/m]という値は、1 次の減衰定数が 0.15 となる粘性減衰を有するモデルが、1 次モードで定常振動する場合の 1 サイクル当たりの吸収エネルギーに概ね等しくなるように設定した (ただし、変位振幅は履歴ダンパーの降伏変位の 4 倍を想定)。アルゴリズムの最初に発生させる個体数は $M_1 = 6N + M_3 = 78$ とした。毎 Step ランダムに発生させる個体数及び交叉オペレーターの適用回数を $M_3 = N / 2 = 6, n_{cr} = 2$ とし、ランダム生成と交叉 (アルゴリズムの Step 3, 4) を 50 回繰り返した ($I_{cr} = 50$)。エリート選択する個体数は $M_2 = 2$ とした。交叉オペレーターでは、[-0.4, 0.4]の一樣乱数を用いた。ここでは、粘性ダンパーの最適化の場合 (明橋・竹脇 (2021a)) よりも一樣乱数の変動幅を大

きな値に設定している。局所探索オペレーターの適用回数を $n_{ls,1} = n_{ls,2} = 100$ とし、 $[0, 0.03]$ の一様乱数を用いた。ルーレット選択における適合度には最大層間変形の逆数を用いた。

SBA による最適化では、ダンパーの総剛性量の初期値を 25×10^9 [N/m] とし、 1×10^9 [N/m] まで減少させていった。総 Step 数は 240, 1200 の 2 パターンを採用している。前者の 1 step 当りの総剛性量の変動は 0.1×10^9 [N/m] であり、これは提案手法適用時の総剛性量の変動の半分に相当する。

Fig. 10-6~10-9 より、提案手法によりダンパーの総剛性量が十分に与えられる場合には各層の変形を一律に抑制し、ダンパーの総剛性量が少ない場合には塑性化する層の変形を一律に抑制する設計が得られることが分かる。尚、Model 1 に総剛性量が 5×10^9 [N/m] のダンパーが与えられる場合のように、高層部にダンパーが付加されなくても層間変形が中低層部よりも小さくなる例も存在する。また Model 1 の第 4, 8 層の変形が小さいのは、構造体の層剛性の値が変化する第 1, 5, 9 層に塑性変形が集中しやすく、層剛性及びダンパーの復元力特性を完全弾塑性型としているためである。

SBA を用いた場合には、ダンパーによる付加剛性の除去がある程度進行するまで (Model 1 では総剛性量が $10 \sim 13 \times 10^9$ [N/m] になるまで、Model 2 では 8×10^9 [N/m] 程度になるまで)、提案手法ほどには最大層間変形を低減できていない。Fig. 10-7, 10-9 のダンパーの総剛性量と各層の剛性量の関係に着目すれば、最上層の剛性量 k_{12} の除去が十分に進行すれば、提案手法と同等の精度で結果が得られ始めることがわかる。最上層の変形はふつう小さいと考えられるため、最上層の付加剛性は素早く除去されることが望ましいが、これが必ずしもうまくいかないことを示している。

Table 10-1 には、各手法に必要な時刻歴応答解析のおおよその回数を示している。時刻歴応答解析の回数は計算負荷に直結する。また SBA における回数は総剛性量の変動の刻み幅に依存する。Fig. 10-6b, 10-8b より、Model 2 では総剛性量の変動の刻み幅を小さくしても解の精度は向上せず、Model 1 ではむしろ総剛性量の変動の刻み幅が小さい方が解の精度が悪化している。モデルにも依存するが、総剛性量の刻み幅が小さすぎると、解の収束性が悪くなる場合がある。総剛性量の刻み幅の適切な値を前もって知ることはできず、経験的に決定する必要がある。一方、提案手法に必要な時刻歴応答解析の回数は中間的なものである。提案手法における総剛性量の変動の刻み幅を半分にし、局所探索オペレーターの適用回数も半分にした解析結果を Fig. 10-10 に示す。10.2.4 節で説明したように、時刻歴応答解析の回数を等しくしたまま解の精度を保っていることが分かる。

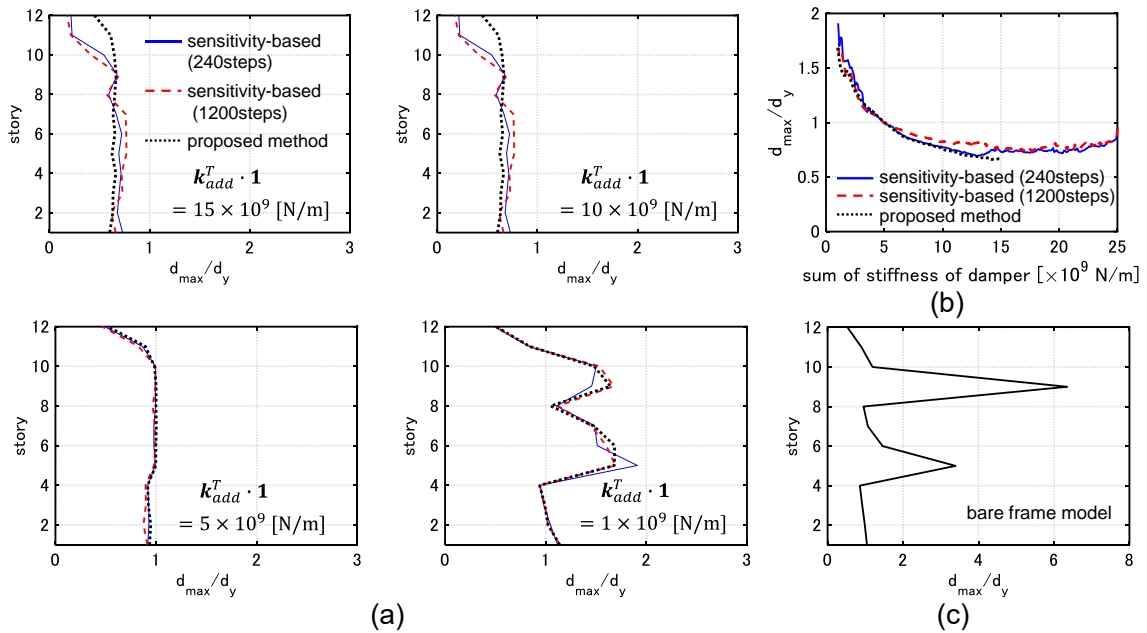


Fig. 10-6 提案手法及びSBAにより最適化されたモデルの最大層間変形の比較 (Model 1), (a) 各層層間変形の分布, (b) 最大層間変形, (c) 無ダンパーモデルの各層層間変形の分布

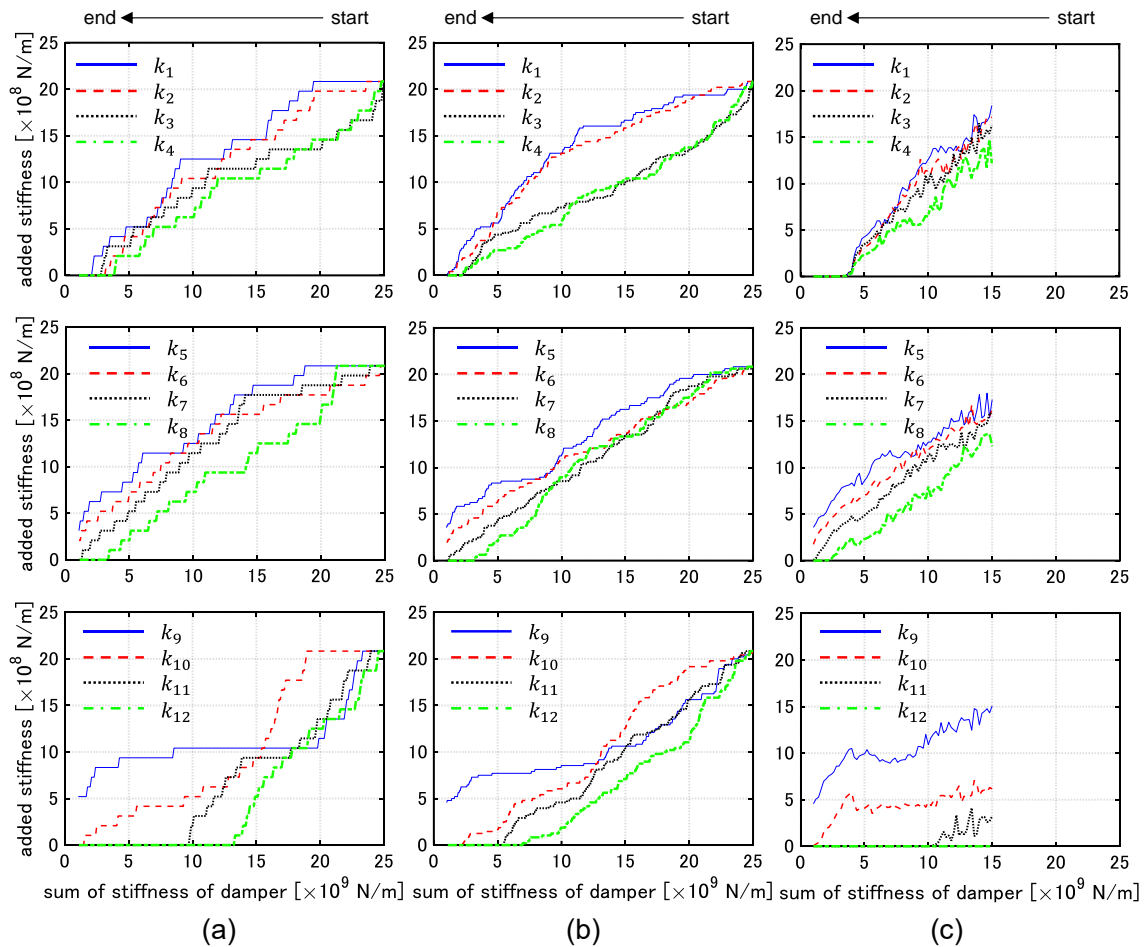


Fig. 10-7 ダンパーによる付加剛性の分布の比較 (Model 1), (a) SBA (240 steps), (b) SBA (1200 steps), (c) 提案手法

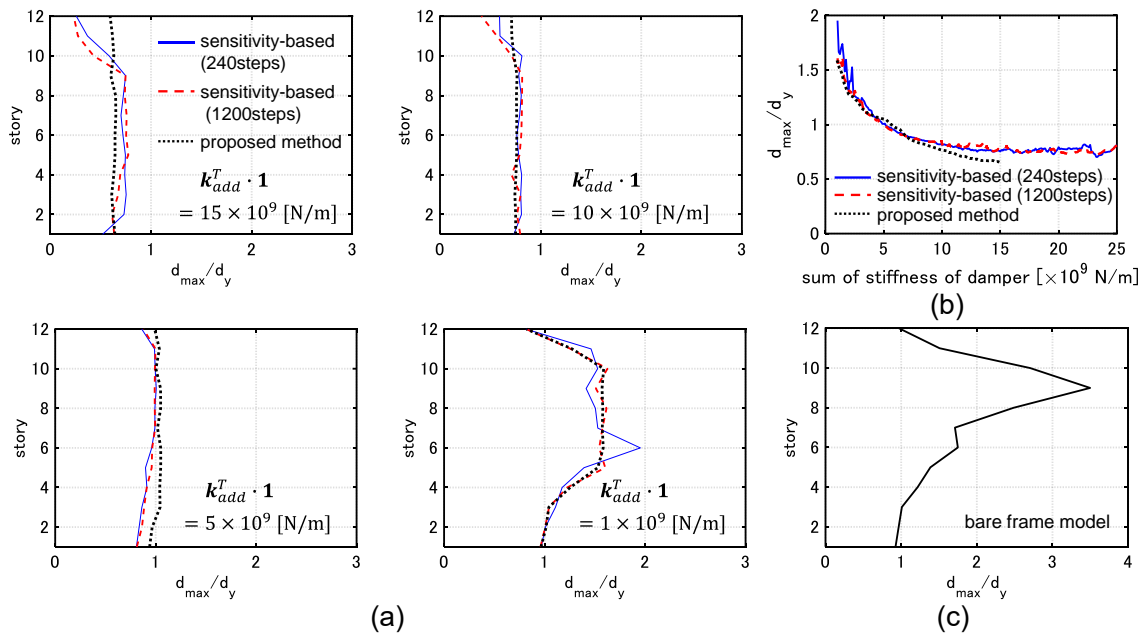


Fig. 10-8 提案手法及びSBAにより最適化されたモデルの最大層間変形の比較 (Model 2),
 (a) 各層層間変形の分布, (b) 最大層間変形, (c) 無ダンパーモデルの各層層間変形の分布

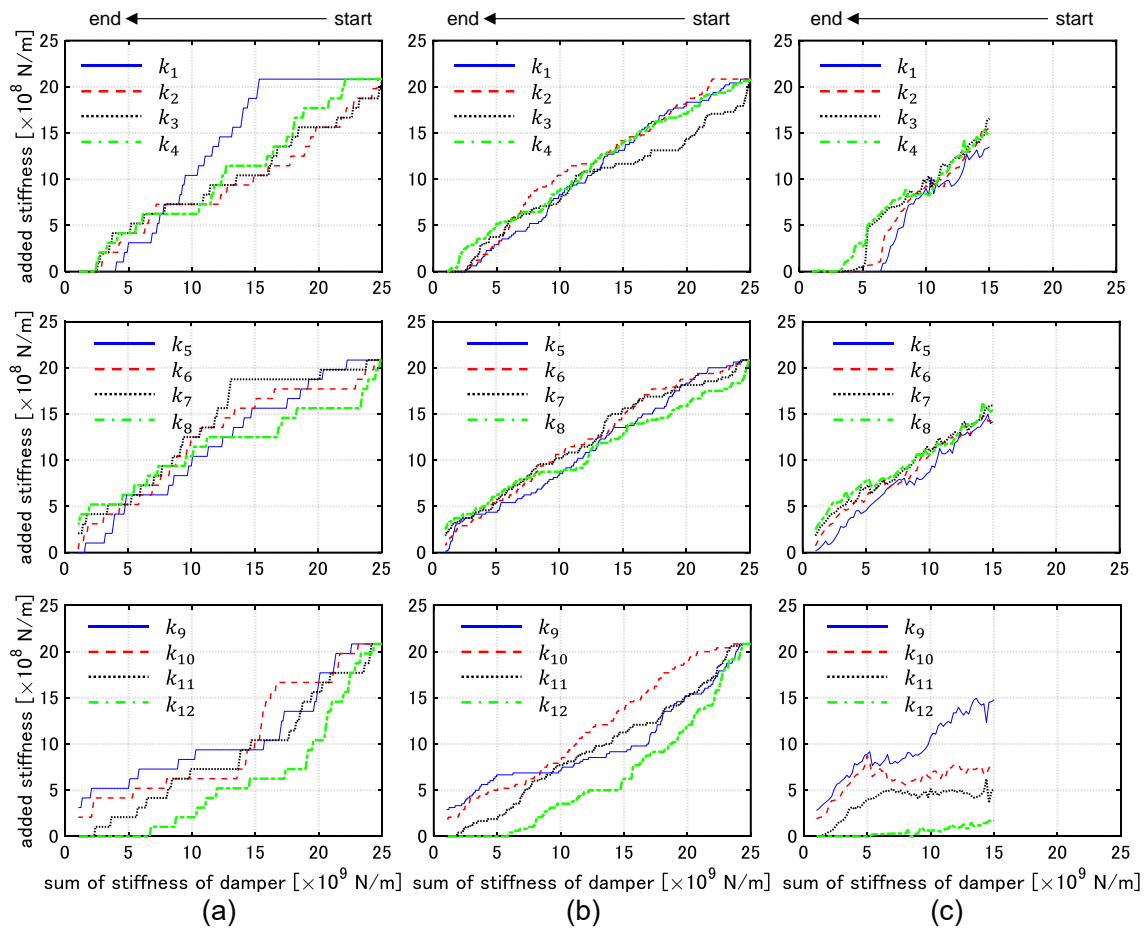


Fig. 10-9 ダンパーによる付加剛性の分布の比較 (Model 2),
 (a) SBA (240 steps), (b) SBA (1200 steps), (c) 提案手法

Table 10-1 最適化を終えるまでに必要な時刻歴応答解析の回数

	SBA (240 steps)	SBA (1200 steps)	Proposed method
必要回数	2800	14000	8800

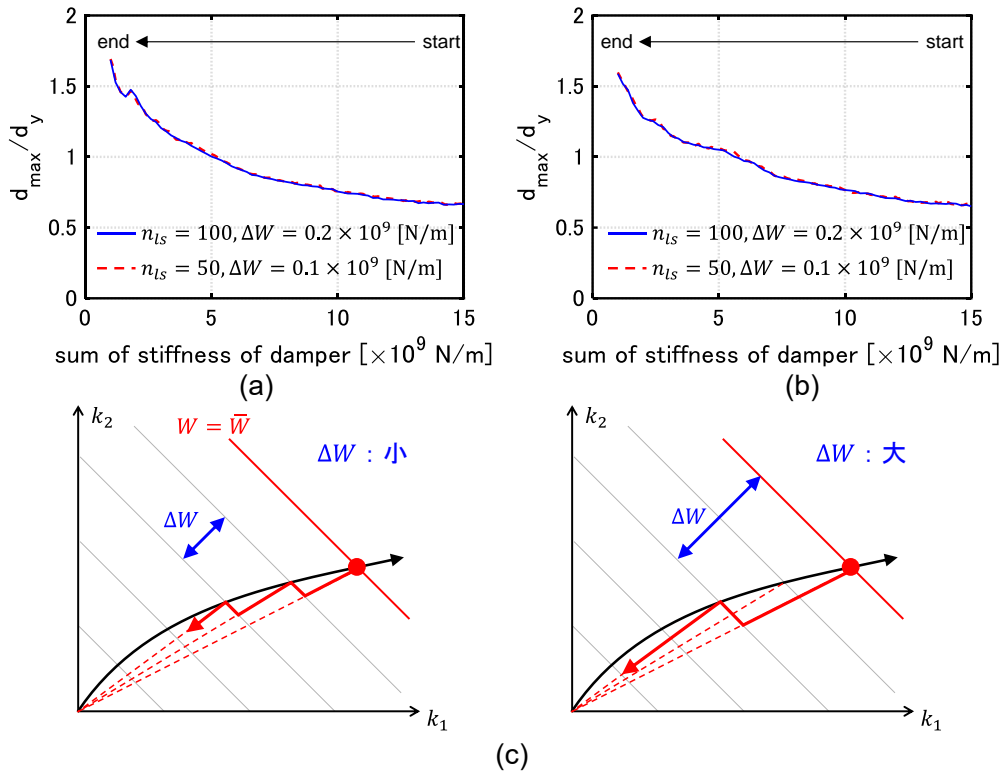


Fig. 10-10 アルゴリズムのパラメータ $n_{ls}, \Delta W$ の設定と最大層間変形への影響,
(a) Model 1, (b) Model 2, (c) ΔW の大小と局所探索過程の関係

10.3.3 入力地震動の数が最適化に及ぼす影響

本節では、入力地震動の数が最適化に及ぼす影響について、数値例題を通して考察を行う。入力地震動には、PGV=0.75 [m/s]に調整した El Centro NS 波(1940)及び Hachinohe NS 波(1968)を用いる。Hachinohe NS 波は El Centro NS 波よりも長周期側にピークを有する。

提案手法の適用結果を Fig. 10-11~10-14 に示す。層間変形の分布の図では、各地震動に対する変形と両変形応答に対する包絡線 (envelope) を描いている。El Centro NS 波に対する高層部の変形は、Hachinohe NS 波に対するそれよりも大きくなり、また後者に対する低層部の変形は、前者のものよりも大きくなる。また本節においても、SBA による最適化結果及び無ダンパーモデルの層間変形の分布を併せて示す。アルゴリズムのパラメータは、提案手法及び SBA の両方ともに、前節と同じ値を採用した。尚、ルーレット選択における適合度には、2 波に対するそれぞれの最大層間変形のうち、大きな方の値の逆数を用いた。

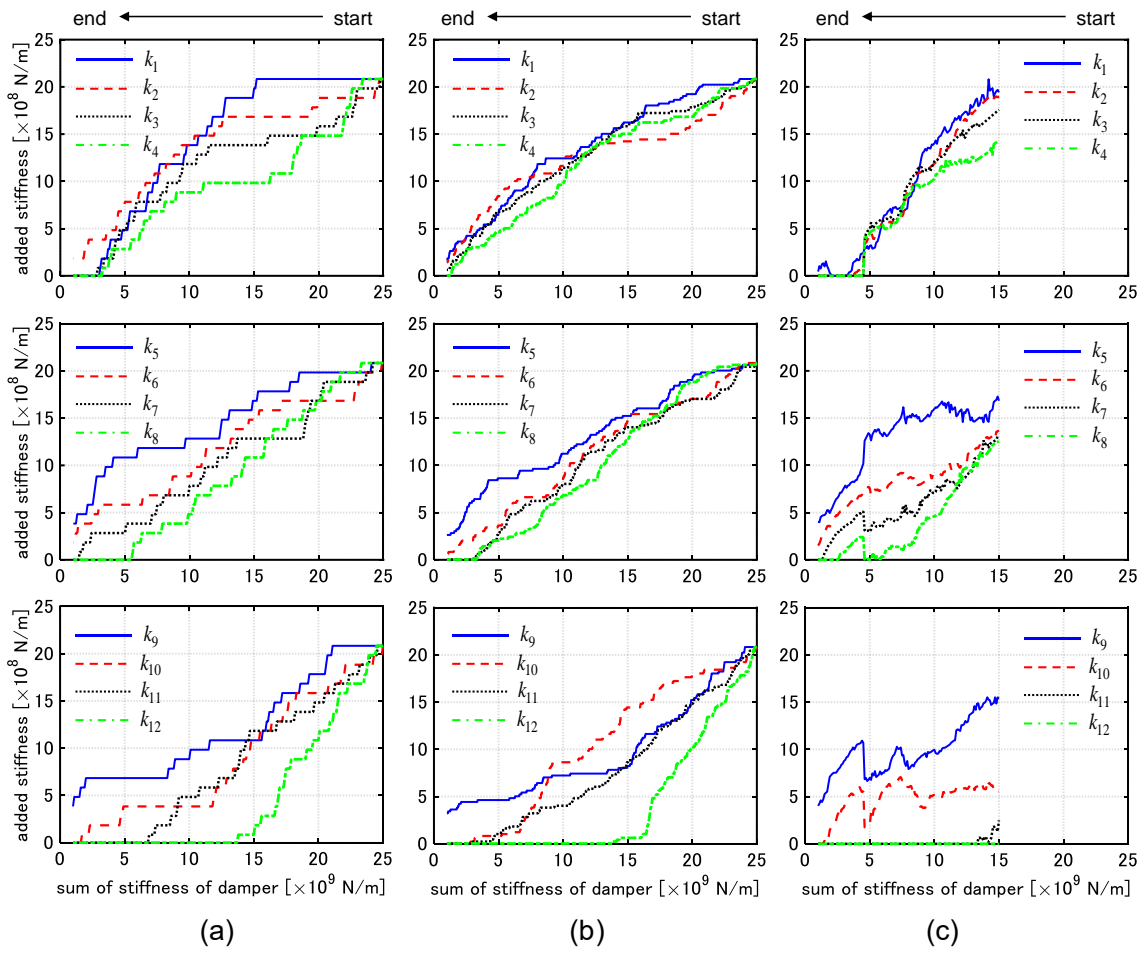


Fig. 10-11 ダンパーによる付加剛性の分布の比較 (Model 1),
 (a) SBA (240 steps) , (b) SBA (1200 steps) , (c) 提案手法

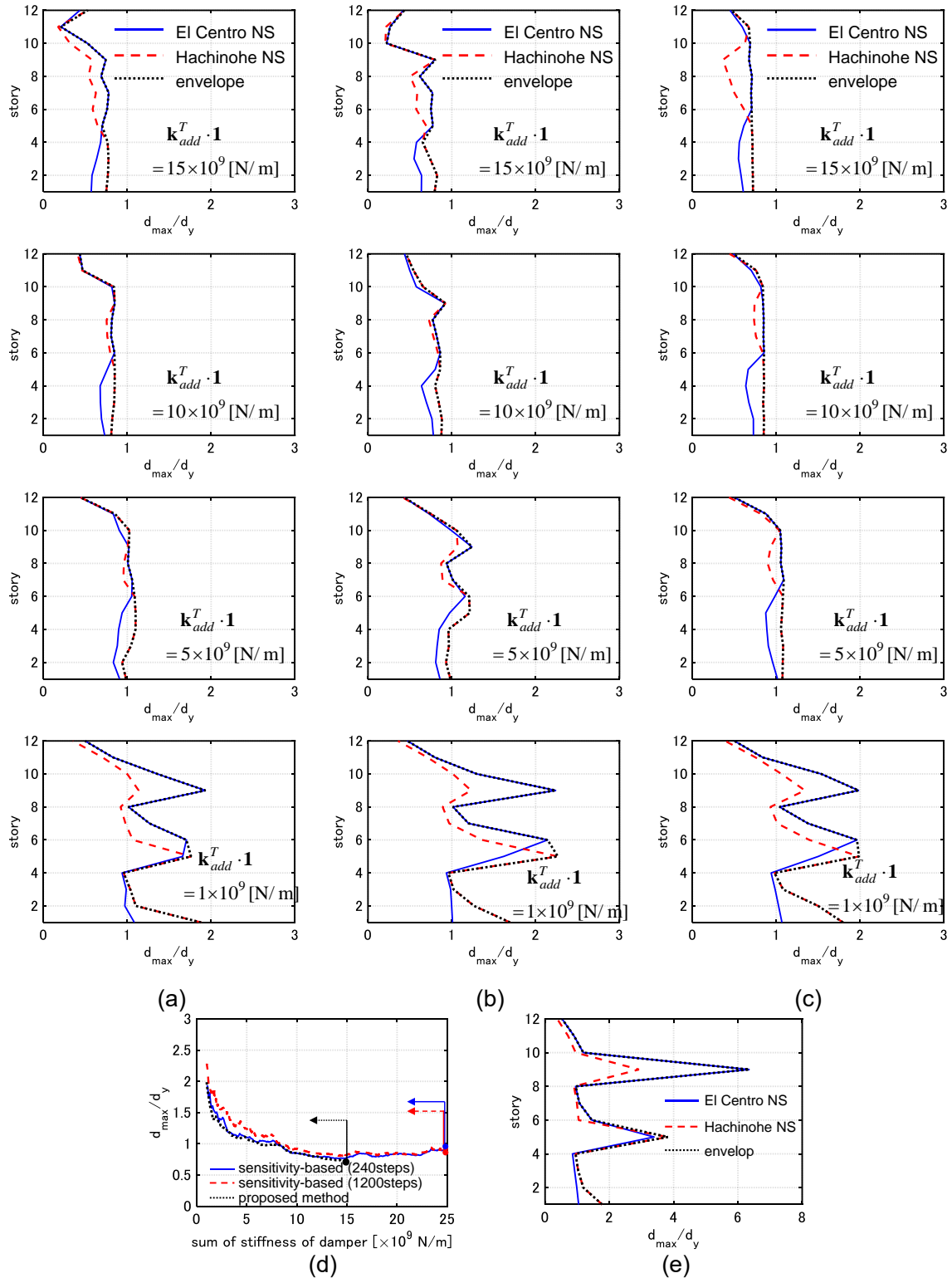


Fig. 10-12 提案手法及びSBAにより最適化された Model 1 の最大層間変形の比較,
 (a) SBA (240 step), (b) SBA (1200step), (c) 提案手法, (d) 全層中の最大層間変形,
 (e) 無ダンパーモデルの各層層間変形の分布

Fig. 10-11~10-14 より、提案手法はダンパーの総剛性量・モデルに関わらず層間変形を有効に低減できていることが確認できる。また、ダンパーの総剛性量を低減させていく過程で、付加剛性の分布が急激に変化する箇所が複数存在する（例えば、Fig. 10-11c において総剛性量が 4.5×10^9 [N/m] の場合など）。これらは、構造体の最大層間変形値が降伏変位を超える前後で生じている。10.3.2 節の例では中高層部の塑性化が低層部よりも先行していた。本節では、El Centro NS 波に加え、より長周期側にピークを有する Hachinohe NS 波を扱っているため、低層部の塑性化と中高層部の塑性化はほとんど同時に生じる。両地震動に対する塑性変形を抑制するために、付加剛性の分布は 10.3.2 節の場合よりも急激な変化を呈する。一方、SBA は構造体の塑性化に素早く対応できないため、特定の層に塑性変形が集中する場合があります。また、SBA では変形を高さ方向に十分に一様化できない場合が散見される。これは主に、複数の地震動を扱うことによる収束性の悪化、及び上述の塑性変形への対応の遅れに起因すると考えられる。

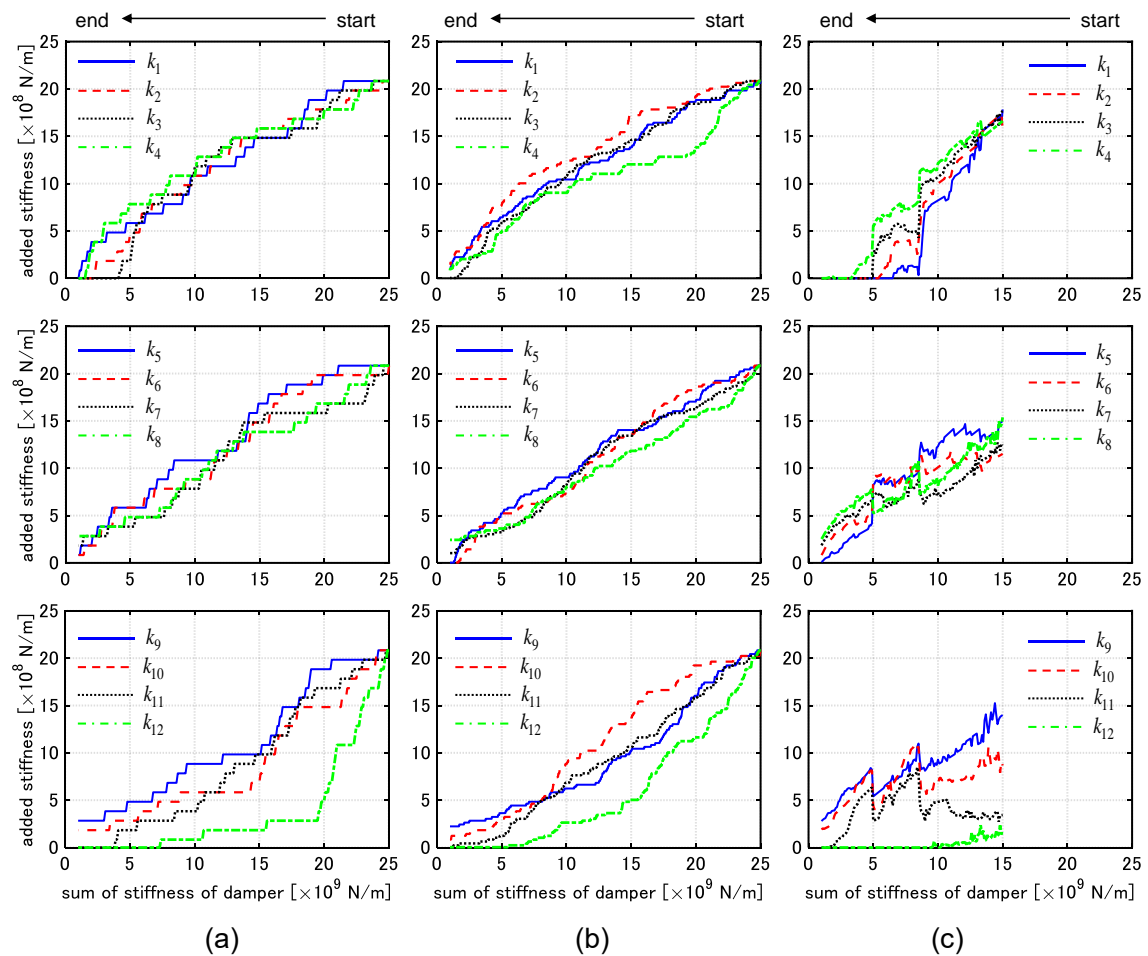


Fig. 10-13 ダンパーによる付加剛性の分布の比較 (Model 2),
 (a) SBA (240 steps) , (b) SBA (1200 steps) , (c) 提案手法

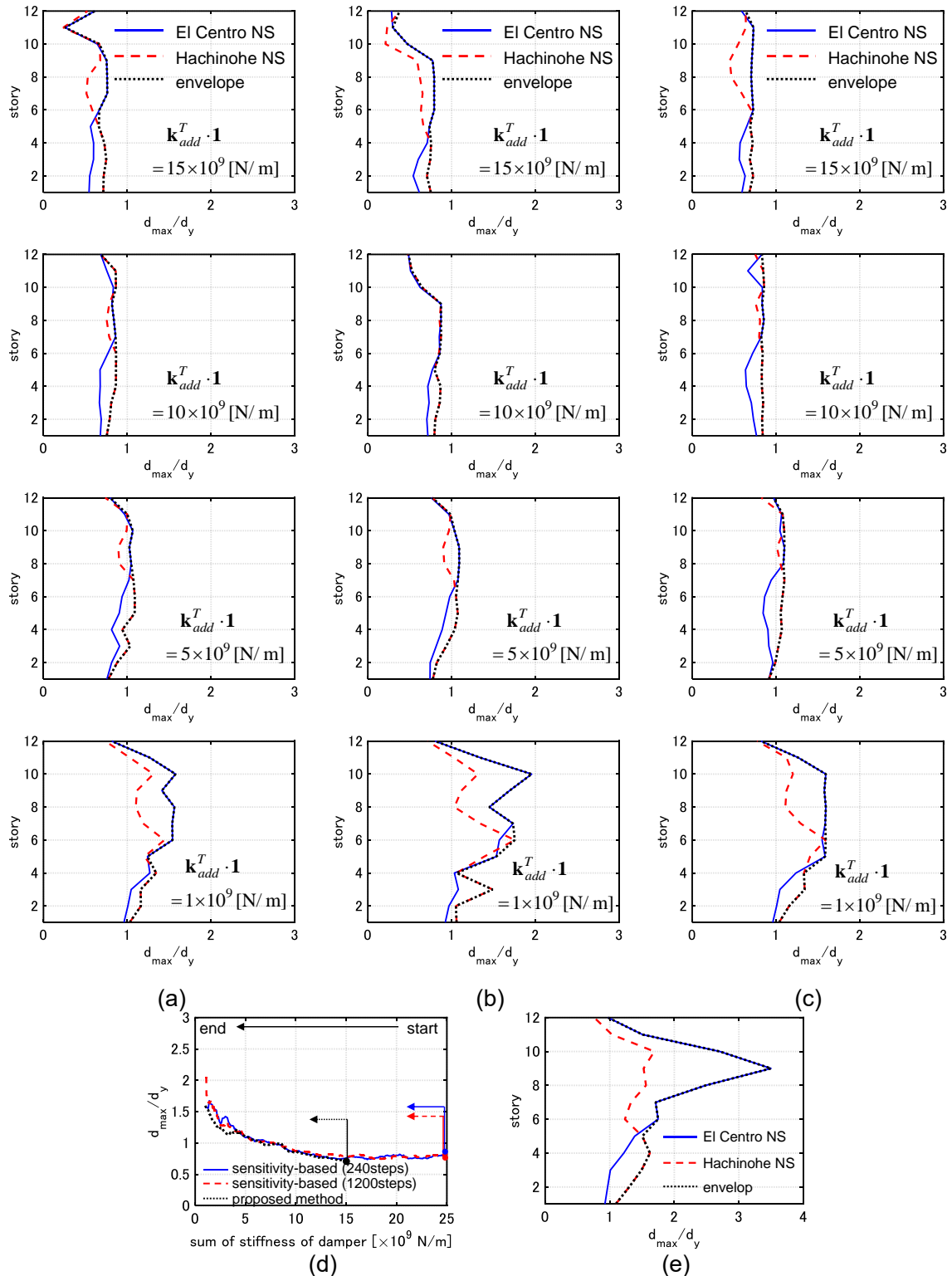


Fig. 10-14 提案手法及びSBAにより最適化された Model 2 の最大層間変形の比較,
 (a) SBA (240 step), (b) SBA (1200 step), (c) 提案手法, (d) 全層中の最大層間変形,
 (e) 無ダンパーモデルの各層層間変形の分布

10.4 結論

本章では、メタヒューリスティクス的一种である実数値 GA と局所探索を組み合わせた地震動を受ける弾塑性建物モデルに対する履歴ダンパーの最適設計法を提案した。得られた結論と知見は以下のようにまとめられる。

- (1) 探索範囲を限定可能な実数値 GA の交叉法と局所探索法を提案した。総剛性を一定とする探索範囲の限定には、探索範囲の次元を 1 小さくできることのほか、総剛性が変動する場合よりも応答値の変動が比較的安定するという利点が存在する。またダンパーの総剛性を変動させた場合の解も連続的に得ることも可能としている。
- (2) 数値例題を通じて提案手法の精度検証および従来設計法の Sensitivity-based algorithm (SBA)との比較を行い、提案手法により効率的かつ精度の高い解の探索が可能であることを示した。SBA は初期設計依存であり、精度の良い解を得るには、アルゴリズムが進行してダンパーによる付加剛性がある程度除去される必要がある。また計算負荷は総剛性量の変動の刻み幅に比例し、解の精度にも影響し得る。刻み幅が小さいほど良いわけではなく、経験的に決定しなければならない。これに対して、提案手法ではアルゴリズムの初期から精度の良い解を得ることが可能である。また総剛性量の変動の刻み幅を変更した場合でも、局所探索の回数を調整して計算負荷を一定に保てば、解の精度を保つことが可能である。
- (3) 複数の地震動を用いて最適化を行う場合、SBA では構造体の塑性化に素早く対応できないため、特定の層に塑性変形が集中する場合が存在する。これに加えて、一つの地震動を用いる場合よりも収束性が悪化し、層間変形の一様化の達成が困難となる。一方、提案手法による最適化を行う場合、入力地震動の数は計算時間のみに影響し、アルゴリズムの探索能力にはほとんど影響しない。

参考文献

- 明橋弘樹, 竹脇出. (2021a). 系統別復旧シナリオに基づくレジリエンス性能評価モデルと粘性ダンパーによるレジリエンス性能の改善. 日本建築学会構造系論文集, 86(782), pp.577-588.
- 明橋弘樹, 竹脇出. (2021b). 弾塑性多層建物に対する履歴ダンパーの実数値 GA と局所探索を組み合わせた大域的最適設計法. 日本建築学会構造系論文集, 86(787), pp.1335-1344.
- Apostolakis, G., and Dargush, G. F. (2010). Optimal seismic design of moment-resisting steel frames

- with hysteretic passive devices. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 39(4), 355-376.
- Apostolakis, G. (2020). Optimal Evolutionary Seismic Design of Three-Dimensional Multistory Structures with Damping Devices. *J. Struct. Eng.*, 146(10), 04020205.
- Arfiadi, Y., and Hadi, M. N. S. (2011). Optimum placement and properties of tuned mass dampers using hybrid genetic algorithms. *Int. J. Optim. Civil Eng.*, 1(1), 167-187.
- Bishop, J. A., and Striz, A. G. (2004). On using genetic algorithms for optimum damper placement in space trusses. *Struct. Multidisciplinary Optimization*, 28(2-3), 136-145.
- Dargush, G. F., and Sant, R. S. (2005). Evolutionary aseismic design and retrofit of structures with passive energy dissipation. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 34(13), 1601-1626.
- De Domenico, D.D., Ricciardi, G., and Takewaki, I. (2019). Design strategies of viscous dampers for seismic protection of building structures: A review, *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 118, 144–165.
- Eshelman, L. J., and Schaffer, J. D. (1993). Real-coded genetic algorithms and interval-schemata. In *Foundations of genetic algorithms* (Vol. 2, pp. 187-202). Elsevier.
- Goldberg, D. E. (1989). *Genetic Algorithms in Search. Optimization, and Machine Learning*, Addison-Wesley.
- Kim, H. S., and Roschke, P. N. (2006). Design of fuzzy logic controller for smart base isolation system using genetic algorithm. *Eng. Struct.*, 28(1), 84-96.
- Lavan, O., and Dargush, G.F. (2009). Multi-objective evolutionary seismic design with passive energy dissipation systems. *J. Earthq. Eng.*, 13(6): 758–790.
- Mathakari, S., Gardoni, P., Agarwal, P., Raich, A., and Haukaas, T. (2007). Reliability - based optimal design of electrical transmission towers using multi - objective genetic algorithms. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Eng.*, 22(4), 282-292.
- Murakami, Y., Noshi, K., Fujita, K., Tsuji, M., and Takewaki, I. (2013). Simultaneous optimal damper placement using oil, hysteretic and inertial mass dampers. *Earthq. Struct.*, 5(3), 261-276.
- Martínez, C. A., Curadelli, O., and Compagnoni, M. E. (2014). Optimal placement of nonlinear hysteretic dampers on planar structures under seismic excitation. *Eng. Struct.*, 65, 89-98.
- Schnabel PB, Lysmer J, Seed HB. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, A computer program distributed by NISEE/Computer Applications, Berkeley.
- Shiomi, T., Fujita, K., Tsuji, M., and Takewaki, I. (2018). Dual hysteretic damper system effective for broader class of earthquake ground motions. *Int. J. Earthq. Impact Eng.*, 2(3), 175-202.
- Singh, M. P., and Moreschi, L. M. (2002). Optimal placement of dampers for passive response control. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(4), 955-976.
- Sonmez, M., Aydin, E., and Karabork, T. (2013). Using an artificial bee colony algorithm for the

optimal placement of viscous dampers in planar building frames. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 48(2), 395-409.

武居秀樹, 杉浦良和, 池田隼人, 佐藤慶太, 山下淳一, 田畑健. (2019). 最適化手法を用いたダンパー配置検討法の提案 その 1 提案設計フローと検討モデルの説明., 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-I, 205-206.

Takewaki, I., Yoshitomi, S., Uetani, K., and Tsuji, M. (1999). Non-monotonic optimal damper placement via steepest direction search. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 28, 655–670.

寺澤 友貴, 竹内 徹. (2018). 一般化応答スペクトル解析法に基づく制振ブレース構造の最適設計手法, 日本建築学会構造系論文集, 83,(753), 1689-1699.

Wongprasert, N., and Symans, M. D. (2004). Application of a genetic algorithm for optimal damper distribution within the nonlinear seismic benchmark building. *J. Eng. Mech.*, 130(4), 401-406.

Xu, Z., Agrawal, A. K., He, W. L., and Tan, P. (2007). Performance of passive energy dissipation systems during near-field ground motion type pulses. *Eng. Struct.*, 29(2), 224-236.

Appendix 10-1 付加剛性の総和一定下での個体のランダム生成法に関する補足

各層の付加剛性 k_1, \dots, k_N が(10-3), (10-4)式を満たす場合、 $f(k_1, \dots, k_N) = \text{const.}$ となることを(10A-1)式に示す。

$$\begin{aligned}
 f(k_1, \dots, k_N) &= f(k_1)f(k_2 | k_1) \dots f(k_i | k_1, \dots, k_{i-1}) \dots f(k_{N-1} | k_1, \dots, k_{N-2})f(k_N | k_1, \dots, k_{N-1}) \\
 &= \frac{N-1}{W} \left(1 - \frac{k_1}{W}\right)^{N-2} \cdot \frac{N-2}{W-k_1} \left(1 - \frac{k_2}{W-k_1}\right)^{N-3} \\
 &\quad \dots \cdot \frac{N-i}{W - \sum_{j=1}^{i-1} k_j} \left(1 - \frac{k_i}{W - \sum_{j=1}^{i-1} k_j}\right)^{N-1-i} \quad \dots \cdot \frac{1}{W - (k_1 + \dots + k_{N-2})} \cdot 1 \\
 &= \frac{(N-1)!}{W^{N-1}}
 \end{aligned} \tag{10A-1}$$

11 章 系統別復旧シナリオに基づくレジリエンス性能評価

モデルと粘性ダンパーによるレジリエンス性能の改善

11.1 序

制振建物の設計では、構造体の損傷の抑制、すなわち変形の抑制が第一の目的とされてきた。しかし、構造体の損傷のみならず、設備・非構造体の損傷も建物の継続使用を妨げ、復旧時間を長期化させる要因となる。オフィスビルを例に考えれば、被災後の早期復旧・業務継続は経済性の観点から重要である。復旧性を考慮したレジリエントな構造設計法の構築が社会的にも必要とされている。

建物のレジリエンスを向上させる方法として、制振ダンパーによる構造応答の低減や設備・非構造体の耐震化（耐力向上）が挙げられる。設備・非構造体に関して、床加速度や層間変形はこれらの要素にとっての入力であり、構造体応答と設備・非構造体の損傷には相関がある。特に床加速度の低減は、飛散物等による物的・人的被害の低減にも寄与する。以上の観点から、構造体の応答の低減は、構造体そのものの損傷防止のみならず、設備・非構造体の損傷防止、ひいては早期復旧性の向上に有効であると考えられる。

1.2.3 節で紹介したように、近年、建築・土木分野においてレジリエンス・復旧時間に関する研究が精力的に取り組まれている。レジリエンス・復旧時間の推定・評価に関する研究が多いものの、レジリエンス・復旧時間及び特にその不確実性を構造設計の観点から扱ったものはほとんど存在しない。

本章の目的は、1) レジリエンス・復旧時間評価モデルの提案と、2) これらを指標とした粘性ダンパー最適設計法の構築である。提案するレジリエンス・復旧時間評価モデルは以下のような特徴を有する：1) 建物内の構成要素（構造躯体・非構造・設備）を機能の観点から種々の系統に分類、2) 復旧力（速度）を復旧人員数、すなわち要素の修復に取り組むことのできる人員数として考慮、3) 構造設計に適用可能。また総復旧時間の正確な予測を直接の目的としてはいないため、遅延時間やインフラの被害などは考慮しない。本章で提案するダンパー設計法は、10 章での提案手法を拡張したものである。また、復旧力（復旧シナリオ）の不確実性を非確率的に表現しつつ、この不確実性をダンパー設計に反映させることが可能な方法を提案している。具体的には、復旧力が最小・最大の 2 ケースによる復旧時間の多目的最適化を行っている。復旧力が最小・最大となる場合の復旧時間の（単目的）最適化はそれぞれ、建物構成要素の損傷の総和及び最大値の最小化に相当する。数値例題により、ダンパー配置の違いによる復旧時間の分析や提案設計法の有効性の検証を行う（明橋・竹脇(2021)）。

11.2 建物のレジリエンス・復旧時間モデル

11.2.1 レジリエンス・復旧時間モデルの基本的な考え方

Bruneau and Reinhorn (2006)は、被災後から復旧までの建物の性能低下量の時間積分を小さくすることがレジリエンスを高めることになると定義している。本研究でも同様の考え方にに基づき、レジリエンスの評価モデルを提案する。特に、構造設計の指標として用いることを主な目的としている。まず復旧時間評価モデルについて述べ、性能低下量に関しては後で言及する。

ある建物の総復旧時間 T_{total} を構造体の修復に要する総時間 T_{total}^S と設備・非構造の修復に要する総時間 T_{total}^F の和として、(11-1)式のように定義する。

$$T_{total} = T_{total}^S + T_{total}^F \quad (11-1)$$

構造体に損傷が生じている場合には、安全性の観点から建物の使用が規制される場合が存在する。(11-1)式では、構造体の修復が完了するまでは設備・非構造体の復旧作業に取り組みないものと仮定している。また一般的には、地震後におけるある建物の性能低下量や復旧完了までにかかる時間には、建物内被害のみならず、様々な外的要因・不確定要因が関係すると考えられる(例えば、地震後被災度調査(post-earthquake inspection)、供給系インフラ・交通インフラの被害、作業の遅延など)。本章では、建物応答が直接関係する範囲を指標化の対象とし、外的要因・不確定要因は考慮しない。

11.2.2 設備・非構造の修復に要する時間の評価方法

建物内の個々の設備・非構造体を、建物の全機能を果たす要素とみなす。各要素が有する機能が連関する場合、それらを1つの系統に分類する(系統は、機能の観点から分類された要素の集合)。例えば、受電盤・幹線・分電盤は電気供給の機能を果たす。これら各要素の機能は直列的に連関しており、すなわちどれか一つでも損傷した場合には系統全体の機能(電気供給の機能)が失われる。具体例は11.2.4節に示している。系統 i に属する要素 j の復旧時間 $T_{i,j}$ は、脆弱性曲線を用いて(11-2)式のように期待値として評価する(Fig. 11-1)。

$$T_{i,j}(I) = \sum_k P_{i,j}^{D_k}(I) \cdot \tau_{i,j}(D_k) \quad (11-2)$$

ここで $I, D, P_{i,j}^{D_k}, \tau_{i,j}$ は要素への入力レベル、要素の被害レベル、被害レベルが D_k となる確率及び被害レベル毎の復旧時間である。入力レベルとして、構造躯体の最大応答(床加速度・層間変形)を採用する。また各要素の損傷相関は考慮しない。

系統内の全要素の修復が完了すれば、系統機能が回復されたと考える。系統 i の復旧時間及び要素数を T_i, M_i とすると、 T_i と $T_{i,j}$ には(11-3)式のような関係が存在する。

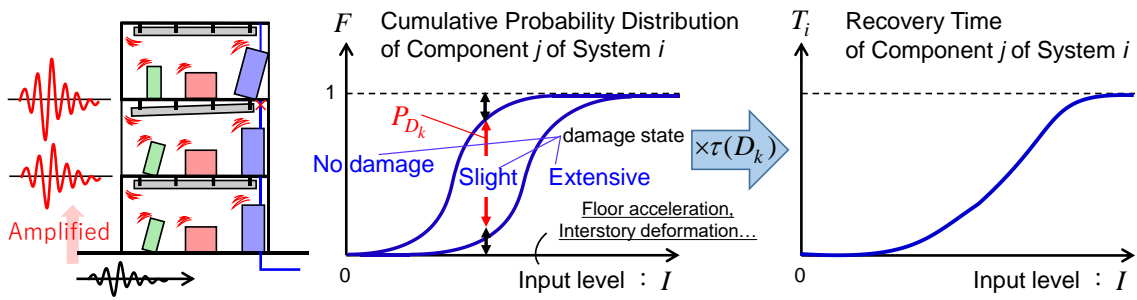


Fig. 11-1 系統 i に属する要素 j の復旧時間評価の概要

$$\max_j \{T_{i,j}\} \leq T_i \leq \sum_{j=1}^{M_i} T_{i,j} \quad (11-3)$$

T_i が左辺に等しい場合は、系統内のすべての要素を同時に修復開始する場合、すなわち復旧作業にあたる人員が十分に確保可能である場合を表す。 T_i が右辺に等しい場合は、系統内の要素を順次修復する場合、すなわち復旧作業にあたる人員が最低限である場合を表す。

レジリエンス・復旧時間の正確な予測を目的とする場合、復旧力を確率モデル化する、もしくは復旧シナリオを予め指定する必要がある。前者の場合、確率モデル化自体が容易でなく、モデル化された場合にもモンテカルロシミュレーション等を実行する必要があり、煩雑である。また後者に関して、ただ1つの復旧シナリオに基づく評価は復旧人員数の不確実性を考慮できない。床面積あたりの作業可能人員数を考慮して復旧時間を算定する方法 (Almufti and Willford (2013)など) も存在するものの、必ずしもそれらが復旧時間の正確な予測に繋がるわけではない。復旧人員数は不確実性が高く予測困難であり (Comerio (2006), FEMA (2018))、例えば地震により広域的に被害が発生するような場合には、当該地域で復旧作業人員が不足する恐れがある。以下では、復旧人員数の不確実性を簡潔に取り扱うため、復旧人員数が最小及び最大となる2つの端的な復旧シナリオに基づいたレジリエンス・復旧時間評価法を提示する。尚、Beck et al. (1999)も同様の概念 (復旧シナリオの上下限のケース) を提示している。

<Scenario LA (Limited Ability to Recover)>

Scenario LA は復旧作業にあたる人員が限定的 (最小) であると想定した場合、すなわち建物内の全要素を順次修復するシナリオである。系統の数を n 、系統 i の機能不全による性能低下量を r_i とすると、提案レジリエンス指標 $R_{reduction}$ と系統 i の復旧時間 T_i 及び総復旧時間 T_{total} は(11-4)~(11-6)式のように表される (Fig. 11-2a)。

$$R_{reduction} = \sum_{i=1}^n T_i (\sum_{k=i}^n r_k) \quad (11-4)$$

$$T_i = \sum_{j=1}^{M_i} T_{i,j} \quad (11-5)$$

$$T_{total} = \sum_{i=1}^n T_i = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{M_i} T_{i,j} \quad (11-6)$$

$R_{reduction}$ は図中の赤線で囲まれた部分の面積である。また機能回復の過程は長方形的に表現される。すなわち系統 i の構成要素が全て修復されると、性能が r_i 回復することとする。

$R_{reduction}$ の値は系統の修復の順番に依存するが、 T_{total} はこれに依存しない。(11-5), (11-6)式に示すように、Scenario LA での復旧時間は一般的なリスク解析と同様の方法で計算できる。

<Scenario FA (Full Ability to Recover)>

Scenario FA は復旧作業に当たる人員が最大であると想定した場合、すなわち建物内の全要素の修復を同時に開始するシナリオである。 $R_{reduction}, T_i, T_{total}$ はそれぞれ(11-7)~(11-9)式のように表される (Fig. 11-2b)。

$$R_{reduction} = \sum_{i=1}^n T_i \cdot r_i \quad (11-7)$$

$$T_i = \max_j \{T_{i,j}\} \quad (11-8)$$

$$T_{total} = \max_i \{T_i\} = \max_{i,j} \{T_{i,j}\} \quad (11-9)$$

復旧シナリオを不確実なものとする場合 (復旧作業にあたる人員数が不確定の場合)、総復旧時間に関する不等式は(11-10)式のように表される。

$$\max_{i,j} \{T_{i,j}\} = T_{total}^{FA} \leq T_{total} \leq T_{total}^{LA} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{M_i} T_{i,j} \quad (11-10)$$

Scenario LA, FA の関係を Fig. 11-2c に示す。Fig. 11-2d には Scenario LA, FA に基づく復旧の例を示す。建物内の要素数や地震外力レベル (損傷要素数) が増大するほど、想定可能な復旧シナリオの数も増える。Scenario LA, FA に基づく復旧時間はそれぞれ復旧時間の上端・下端となり、実際の復旧シナリオは両シナリオの間に存在する。両シナリオに基づく復旧時間の値の差が小さい設計は、不確実性が小さいという観点から望ましい設計であるといえる。また、どちらか片方のシナリオに基づいた復旧時間を小さくする設計がほかのシナリオに基づく復旧時間の低減に有効であるとは限らない。すなわち、Scenario LA, FA のどちらか一方を小さくするように設計するだけでは不十分であるといえる。5 節では、復旧力 (復旧シナリオ) の不確実性を考慮したダンパー設計を行う方法として、Scenario LA, FA (復旧人員が最小及び最大の場合) に基づく 2 つの復旧時間の多目的最適化問題を扱う。

上記で提案した復旧時間指標に性能低下量 r を合積すればレジリエンス評価が可能である。 r としては様々なものが想定可能である。例えば、損傷した要素の修復費用・1日当たりの事業損失 (オフィスビル) などである。前者の場合は通常のリスクアナリシスと同様の手順で定量化可能である。一方、事業損失は不確実性が高い。予め想定できないような事象 (取引先の消失など) が生じる場合には、確率論を用いた定量化は難しく、事後的にしか評価できない。

r については、上記のように様々な観点に基づいて設定可能であり、建物の用途に基づい

適切に設定することが望ましい。逆に、 r 設定の観点の選択が困難ならば、復旧時間のみを対象としてダンパーの設計を行うことにも十分な合理性があるといえる。次節以降の数値例題では r を特に設定せずに、総復旧時間のみを扱う。

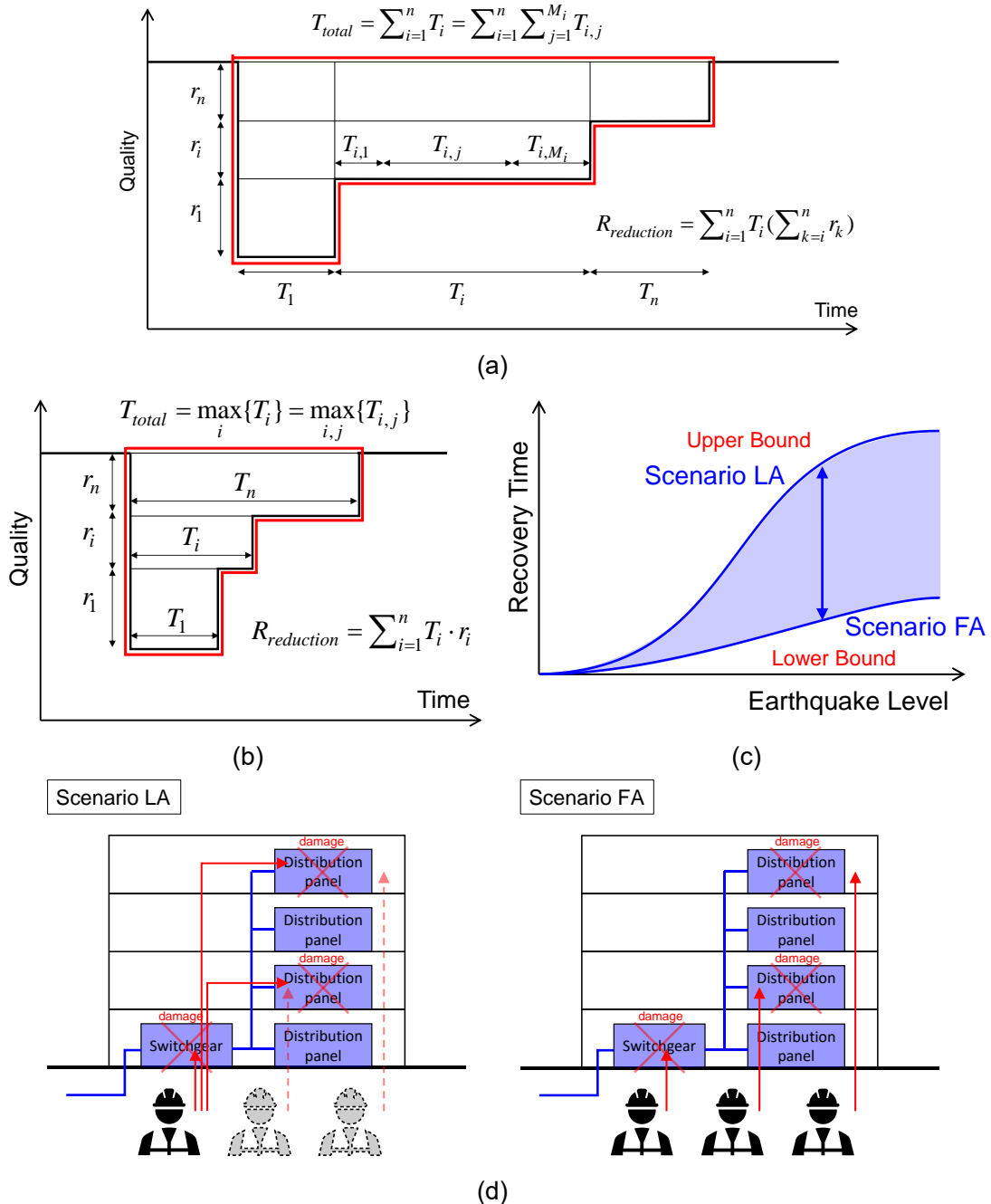


Fig. 11-2 Scenario LA, FA におけるレジリエンス評価モデル及び復旧時間評価,
 (a) Scenario LA, (b) Scenario FA, (c) Scenario LA, FA の関係,
 (d) Scenario LA, FA に基づく復旧の例

11.2.3 構造体の修復に要する時間の評価方法

構造体の修復に要する総時間 T_{total}^S に関しては、設備・非構造の損傷による復旧時間と同様に確率論に基づき算定可能である。例えば FEMA P-58 では、構造（要素）のフラジリティーに関するデータは整理されており、また倒壊に関するフラジリティー曲線の IDA 解析に基づく計算方法が説明されている (FEMA (2018), Vamvatsikos and Cornell (2001))。あるいは、構造設計時には法律などで定められた最大層間変形に関するクライテリアを満たす必要があるため、フラジリティー曲線をそれらの値（あるいは安全率を乗じた値）を閾値としたステップ関数などとしてもよい。

11.2.4 機能回復過程の例

11.2.1-11.2.3 節で説明したレジリエンス・復旧時間の概念の例を示す。12 層建物モデルを考える。Fig. 11-3a に示すように、非構造・設備要素として電気系統設備のみを考慮する。各階への電気供給機能を 1 系統と考えると、建物全体では 12 系統存在する。1 階の配電盤は 12 系統全てに含まれる要素であるため、これが損傷した場合には、12 系統全ての機能が失われることになる。

例を Fig. 11-3b, c, d に示す。損傷状態は 3 通り (Fig. 11-3b: 11 層の分電盤と幹線および 12 層の分電盤が損傷する場合、Fig. 11-3c: 1 層の配電盤と 12 層の分電盤が損傷する場合、Fig. 11-3d: 12 層の分電盤および 5 層の幹線と構造体が損傷する場合) を考える。Fig. 11-3b の例では 11, 12 層の計 2 系統の電気供給機能が失われている。Scenario FA では、全復旧時間は修復に最も時間を要する要素、すなわち幹線によって決まる。Fig. 11-3c の例では 1 層の配電盤が損傷するために全ての系統の機能が失われる。Scenario LA では配電盤の修復後に 1-11 層の機能が回復する。Scenario FA では、配電盤と分電盤の修復時間を同じものとしているために、全層の機能が同時に回復する。Fig. 11-3d の例では、構造を修復した後に設備系統の修復が始まる。ここでは構造損傷による性能低下量は $r=0$ としている。

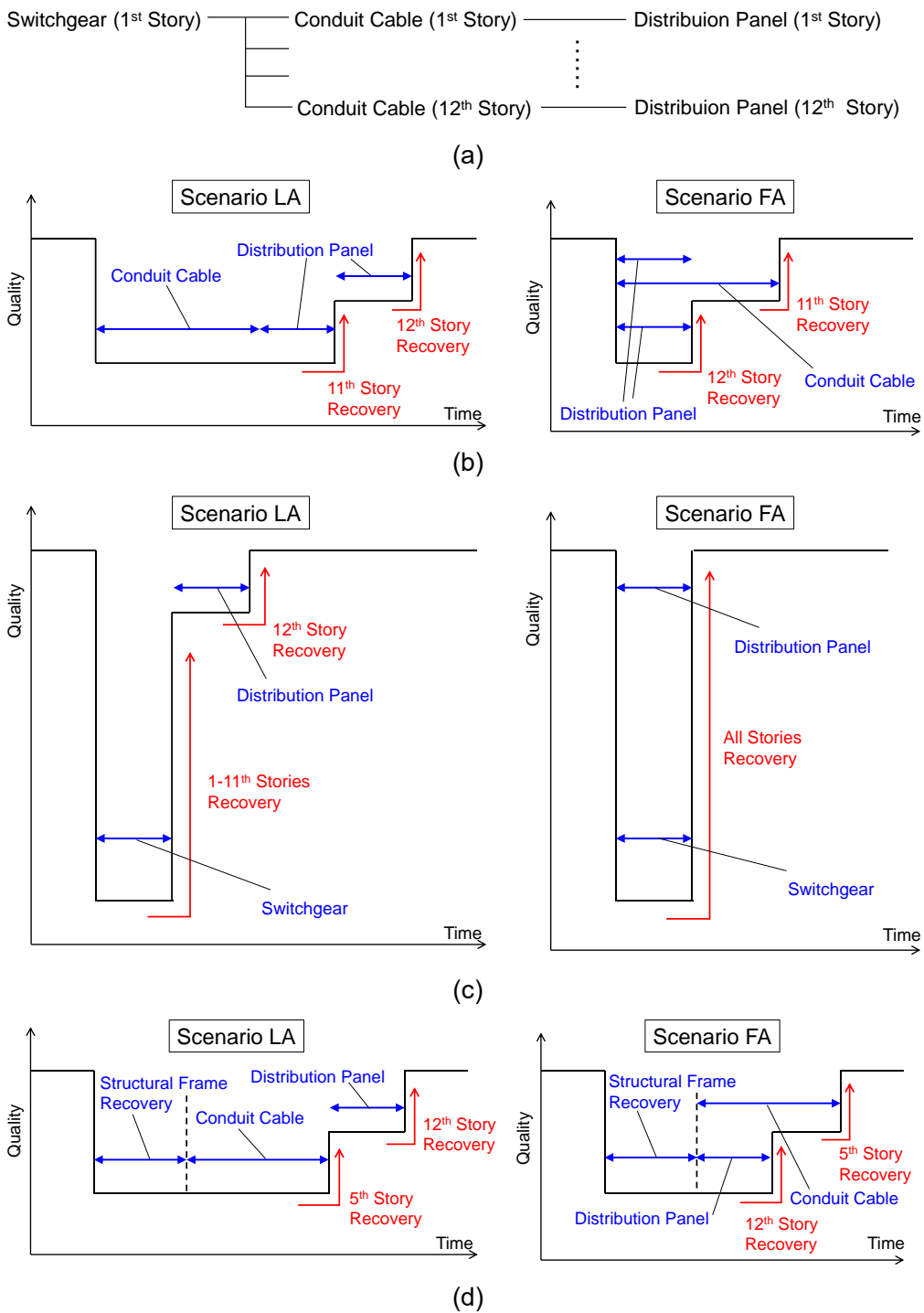


Fig. 11-3 建物機能の復旧過程の例,

- (a) 電気設備系統, (b) 11層の分電盤と幹線および12層の分電盤が損傷する場合,
 (c) 1層の配電盤と12層の分電盤が損傷する場合,
 (d) 12層の分電盤および5層の幹線と構造体が損傷する場合

11.3 異なる基準で最適化されたダンパー配置の違いが復旧時間に及ぼす影響

11.3.1 モデル

本節では、異なる基準で最適化されたダンパー配置による付加減衰分布が復旧時間に与える影響を、数値例題を通じて考察する。

12 層建物モデルを対象とする。非減衰 1 次固有周期を 1.2s、全層等質量、構造減衰 1% (剛性比例)、各層高さ 4m、降伏変位 4/150m とし、完全弾塑性型の復元力特性を仮定する。剛性分布は 2 通り (① 1-4, 5-8, 9-12 層の剛性がそれぞれ一定で、その比率が 2:1.5:1, ② 第 1 層、第 12 層の剛性の比が 4:1 となる台形分布) を扱い、それぞれ Model 1, 2 と表記する。1-4 次の刺激関数と非減衰固有周期を Fig. 11-4 に示す。

構造の脆弱性は最大層間変形 $d_{\max} = \max_i(d_{\max,i})$ のみで決定するものとし、脆弱性はステップ関数で表現されるものとする (Fig. 11-5a, Table 11-1)。目的関数がこのような強い不連続性を有していても、11-4 節で提案する復旧時間最適化ダンパー配置アルゴリズムが良好に機能することを示すため、敢えてこのような設定を行っている。

次に設備・非構造体モデルについて説明する (Fig. 11-5b, c, Table 11-2)。これは両モデルで共通とする。簡単のために、11.2.4 節で用いた電気系統設備のみを扱う。脆弱性は Table 11-2 に示すとおりで、対数正規分布とした。配電盤と分電盤の耐力は各層の最大床加速度で評価し、幹線の耐力は各層層間変形で評価している。幹線の耐力は上下層の床加速度と層間変形から生じる最大応力で評価するほうが精度は高いと考えられるが、簡単のために層間変形のみで評価する。

また脆弱性や復旧時間の値は、FEMA (2018) を参考に独自に設定した。尚、日本における被害データは 1995 年兵庫県南部地震時のものが主であり、現況に合ったものとは言い難い。設備被害データは 2016 年熊本地震等でも収集されているものの、不足している。脆弱性や復旧時間の値の妥当性の検証は困難であり、また本章は方法論の提案に重きを置いているため、これらの値は独自に設定している。

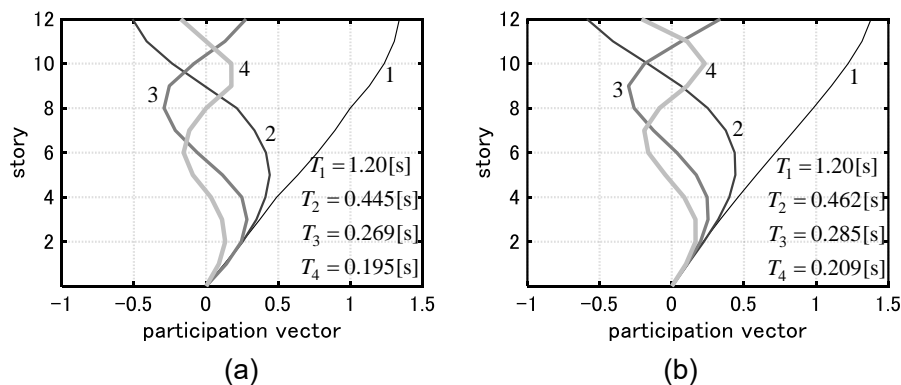


Fig. 11-4 非減衰固有周期と刺激関数, (a) Model 1, (b) Model 2

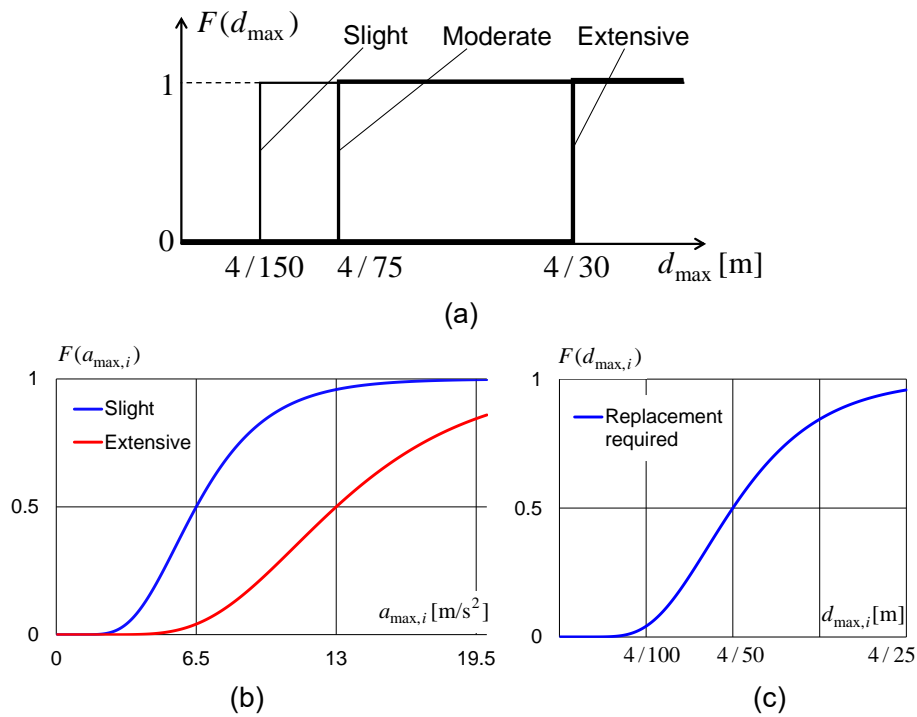


Fig. 11-5 構造体及び設備要素のフラジリティー曲線,
 (a) 構造体, (b) 配電盤及び分電盤, (c) 電気幹線

Table 11-1 構造体のフラジリティー関数

damage state	recovery time [month]
Slight	0.1
Moderate	3
Extensive	12

Table 11-2 設備要素のフラジリティー関数

component	story	damage state	median value	logarithmic standard derivation	recovery time [month]
Switchgear	1st Story	Slight	6.5 m/s ²	0.4	0.25
		Extensive	13 m/s ²	0.4	1
Distribution Panel	Each Story	Slight	6.5 m/s ²	0.4	0.25
		Extensive	13 m/s ²	0.4	1
Conduit Cable	Each Story	Replacement Required	4/50 m	0.4	0.5

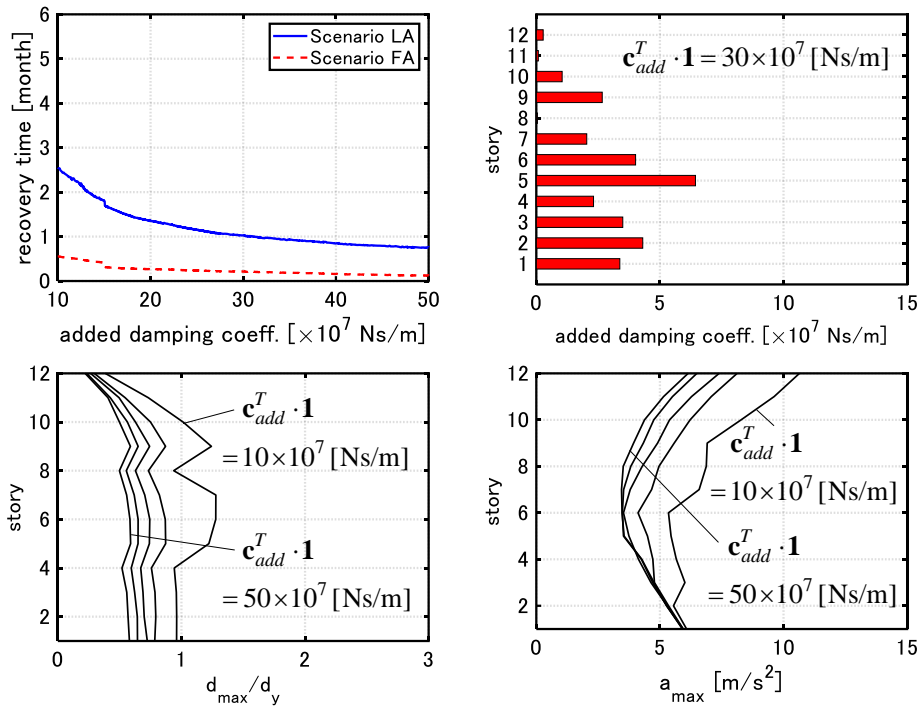
11.3.2 数値例題

入力地震動は、PGV=0.75m/s に調整した El Centro NS 波(1940) を用いる。

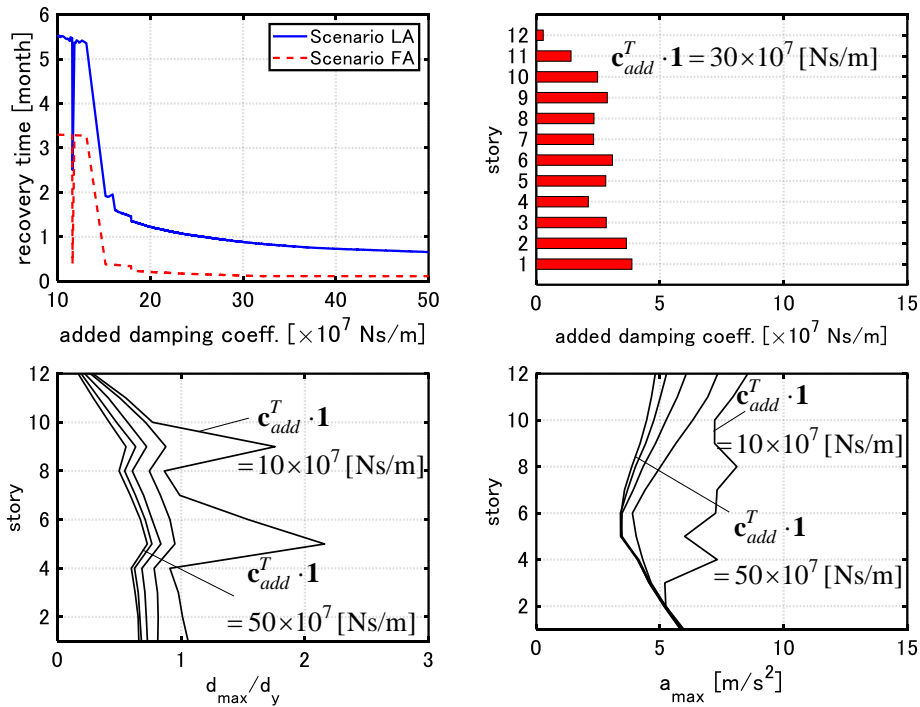
11.3.2.1 変形及び頂部加速度を最適化するダンパー配置の比較

最大層間変形及び頂部最大加速度を目的関数として最適化した場合の復旧時間を Fig. 11-6, 11-7(上段左)に示す。ダンパーによる付加減衰係数の総量が $10, 20, \dots, 50 \times 10^7$ [Ns/m]のときの各層層間変形及び加速度(下段)と、付加減衰係数の総量が 30×10^7 [Ns/m]のときのダンパー配置(上段右)も併せて示す。ここでは BLX- α 法を交叉法として用いた実数値 GA により最適化を行っている。実数値 GA については 11.4 節で詳しく説明する。各層層間変形の図より、頂部加速度を目的関数として最適化した場合 ((b), (d)図) には、ダンパー量が小さい範囲では大きな塑性変形が生じることが分かる。逆に各層加速度の図から、最大層間変形を目的関数として最適化した場合 ((a), (c)図) には、ダンパー量が大きい範囲でも加速度応答は効果的に低減されていないことが分かる。

復旧時間はダンパー量に対して概ね単調に減少することが分かる。また、ダンパー量が小さい範囲では最大層間変形を目的関数として最適化した場合の方が復旧時間を短くできるが、ダンパー量が十分に与えられると、頂部加速度を目的関数として最適化した場合の方が復旧時間を短くできることが分かる。これは、加速度により耐力評価を行う設備要素が多いためである。幹線は層間変形により耐力評価を行っているが、弾性範囲では損傷確率はほとんど 0 である。一般に、層間変形により耐力評価を行う非構造体・設備（内外壁や配管など）は、構造体と比較して十分な変形性能を有する場合が多いと考えられる。このため、ダンパー量が十分に与えられる場合には加速度応答の低減が復旧時間の短縮につながると考えられる。尚、Model 1 で頂部加速度を目的関数として最適化した場合に、ダンパー量がおよそ 12×10^7 [Ns/m]で復旧時間の急激な落ち込みがみられるが、これは層間変形が $2d_y$ (d_y : 降伏層間変形) 以下となり、構造体の損傷度が Slight となったことによるものである（層間変形は応答履歴に依存する）。

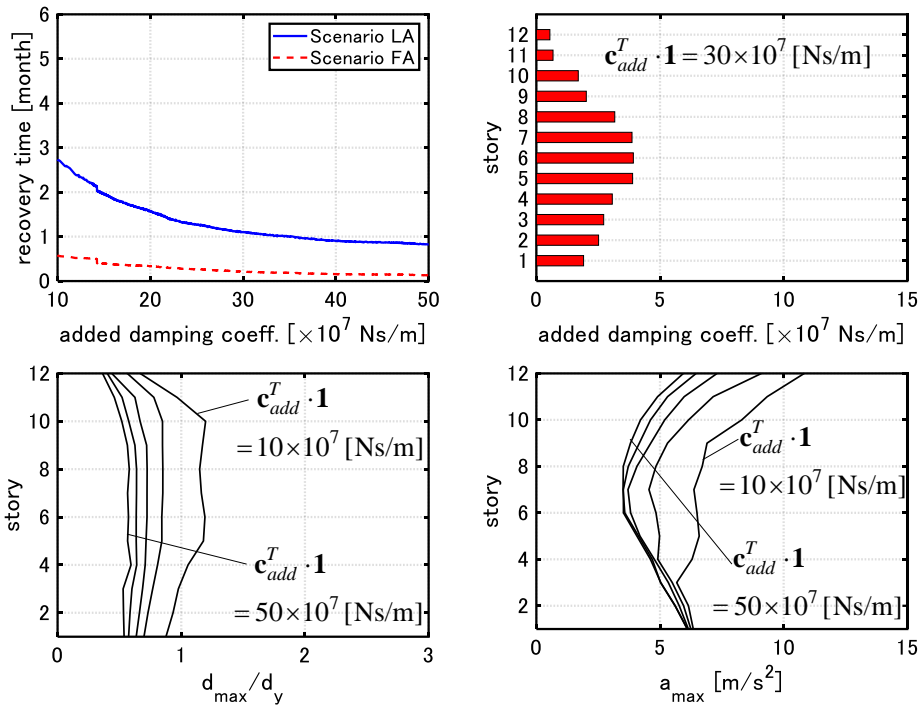


(a)

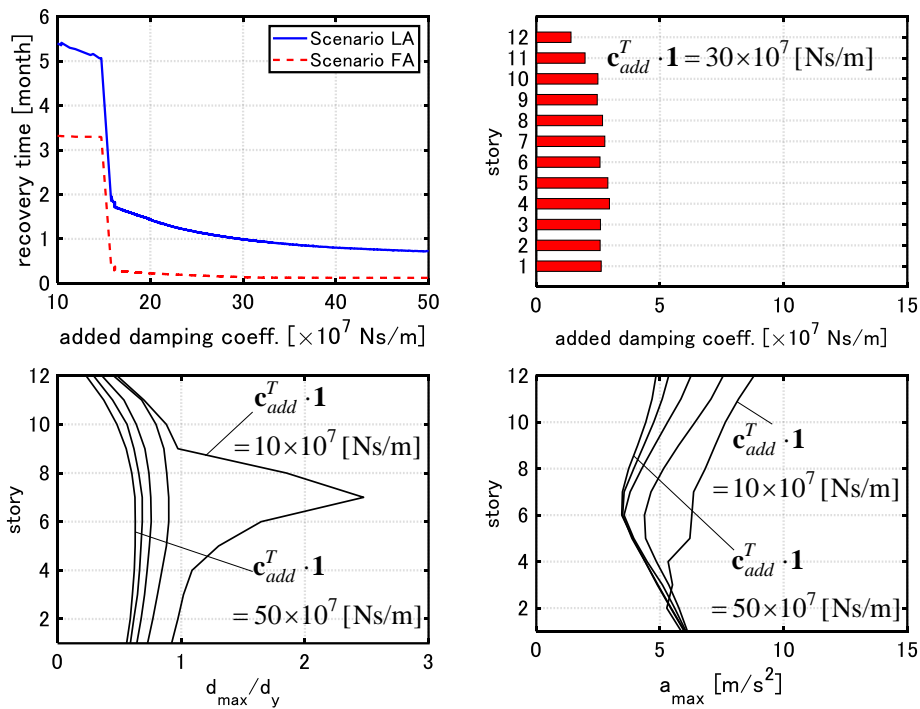


(b)

Fig. 11-6 最大層間変形及び頂部最大加速度を目的関数として最適化した場合の復旧時間 (Model 1), (a) 最大層間変形を目的関数として最適化, (b) 頂部加速度を目的関数として最適化



(a)



(b)

Fig. 11-7 最大層間変形及び頂部最大加速度を目的関数として最適化した場合の復旧時間 (Model 2), (a) 最大層間変形を目的関数として最適化, (b) 頂部加速度を目的関数として最適化

11.3.2.2 1-3 次モード最適ダンパー配置の比較

ダンパー配置として、3 章で提案した 1-3 次モード最適ダンパー配置を用いる。1-3 次モード最適ダンパー配置は、層間変形伝達関数の固有円振動数での振幅の総和を目的関数としたダンパー配置である。付加減衰係数の総和が $10, 30, 50 \times 10^7$ [Ns/m] の場合の付加減衰分布、層間速度伝達関数振幅を Fig. 11-8, 11-9 に示す。層間速度伝達関数振幅の比較及び頂部加速度伝達関数の比較から、1 次モード最適ダンパー配置は 1 次の円振動数の範囲では小さい値を取るが、高次の振動数域は良好に制御できていないことが分かる。一方、2 次モード最適ダンパー配置は 1 次振動数での層間速度伝達関数の値をあまり抑制できていない。また、3 次モード最適ダンパー配置は広範囲の振動数域でその値を抑制していることが分かる。

n 次モード最適ダンパー配置は、 n 次モード刺激関数における層間変形の大きな層への減衰の付加を優先する（特にダンパー量が小さい場合）とも考えられる。このため、1,2 次モードと比較して、3 次モードダンパー配置は多くの層に少量ずつ減衰を付加する配置となる（モード形状の折れ点間で層間変形が大きくなりやすい）。結果的に、3 次モード最適ダンパー配置は 3 次モードのみならず、他の振動数域でもある程度有効な配置となる。

次に、復旧時間を Fig. 11-10, 11-11 に示す。ダンパー量が 10×10^7 [Ns/m] の場合には、モデルやダンパー配置に関わらず塑性化している。塑性化した場合には、伝達関数を用いてダンパー配置の違いによる復旧時間の大小関係を明確に説明することは難しい。ダンパー量が $20, \dots, 50 \times 10^7$ [Ns/m] の場合は 1,3 次モードダンパー配置の最大層間変形は降伏変位以下となり、また 2 次モードダンパー配置でも降伏変位の 2 倍 ($2d_y$) を下回るため、復旧時間曲線は比較的安定的に推移する。この範囲では、高振動数域をより有効に制御している 3 次モード最適ダンパー配置が最も復旧時間を小さくする。逆に、1 次モード最適ダンパー配置は高振動数域を十分に制御できていないために、加速度応答が大きくなっている。また 2 次モードダンパー配置は変形を十分に小さくすることができていない。このため、1,2 次モード最適ダンパー配置を有する場合の復旧時間は 3 次モード最適ダンパー配置のそれより大きくなっている。

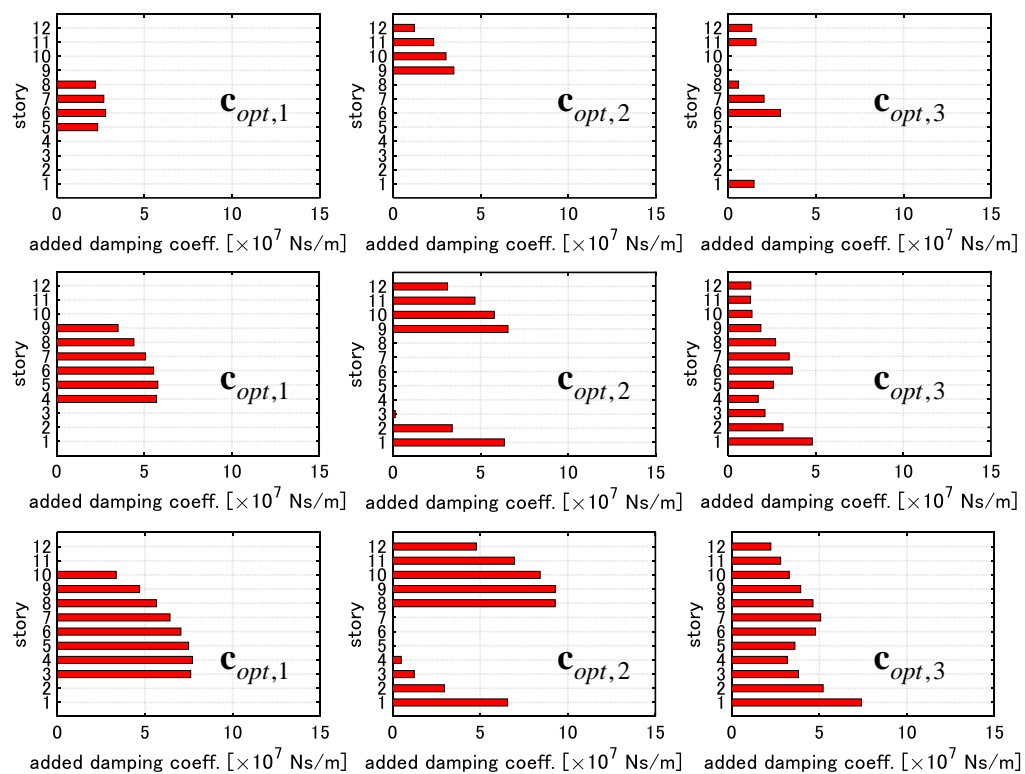
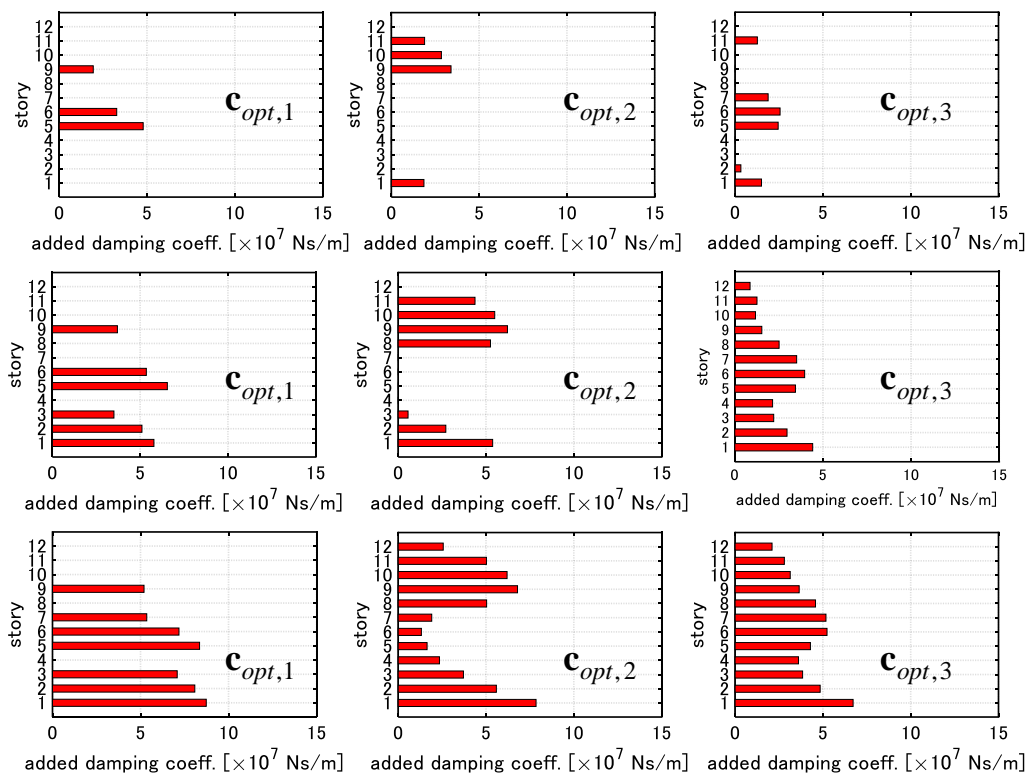


Fig. 11-8 1-3次モードダンパー配置の比較, (a) Model 1, (b) Model 2

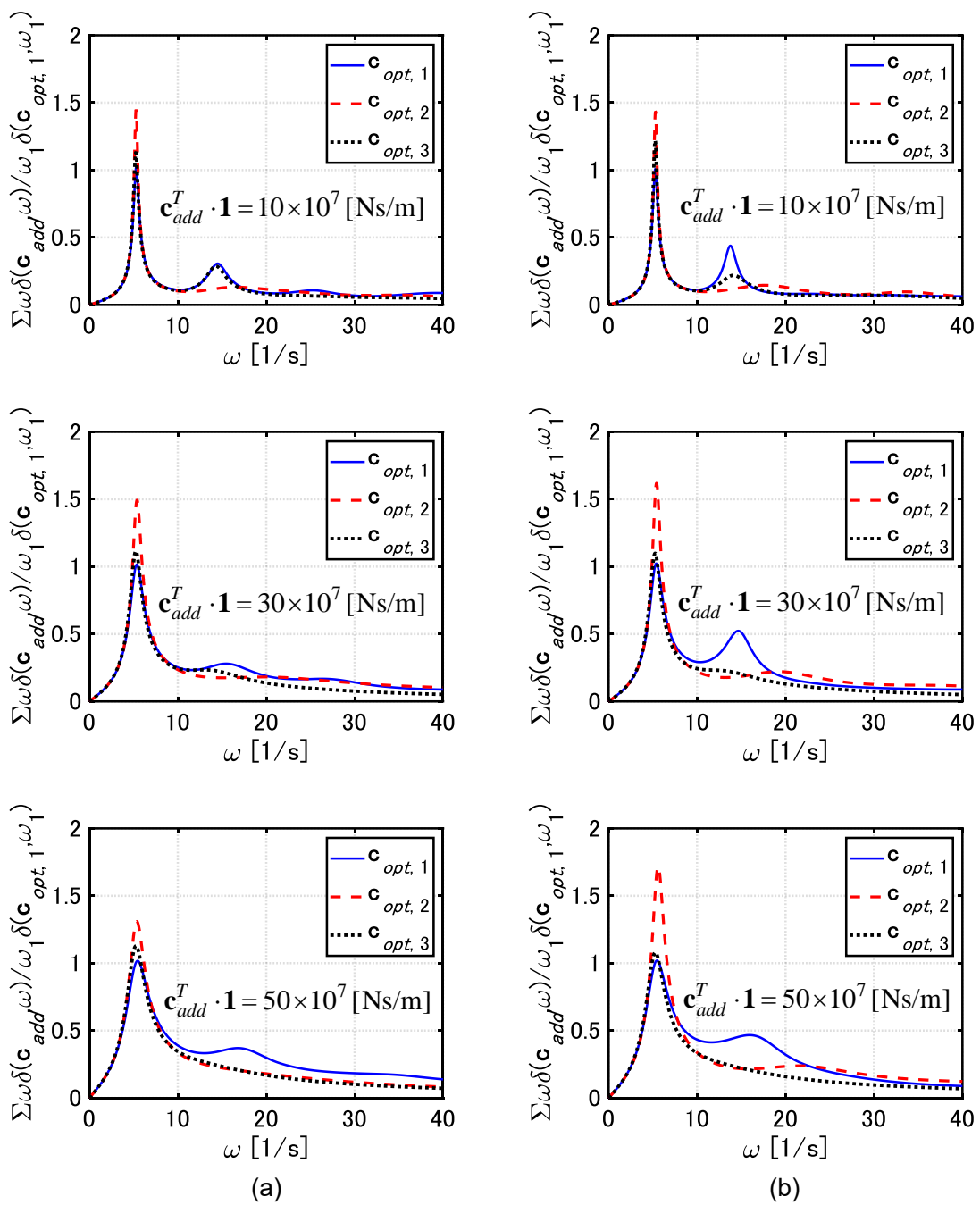


Fig. 11-9 層間速度伝達関数振幅の総和の比較, (a) Model 1, (b) Model 2

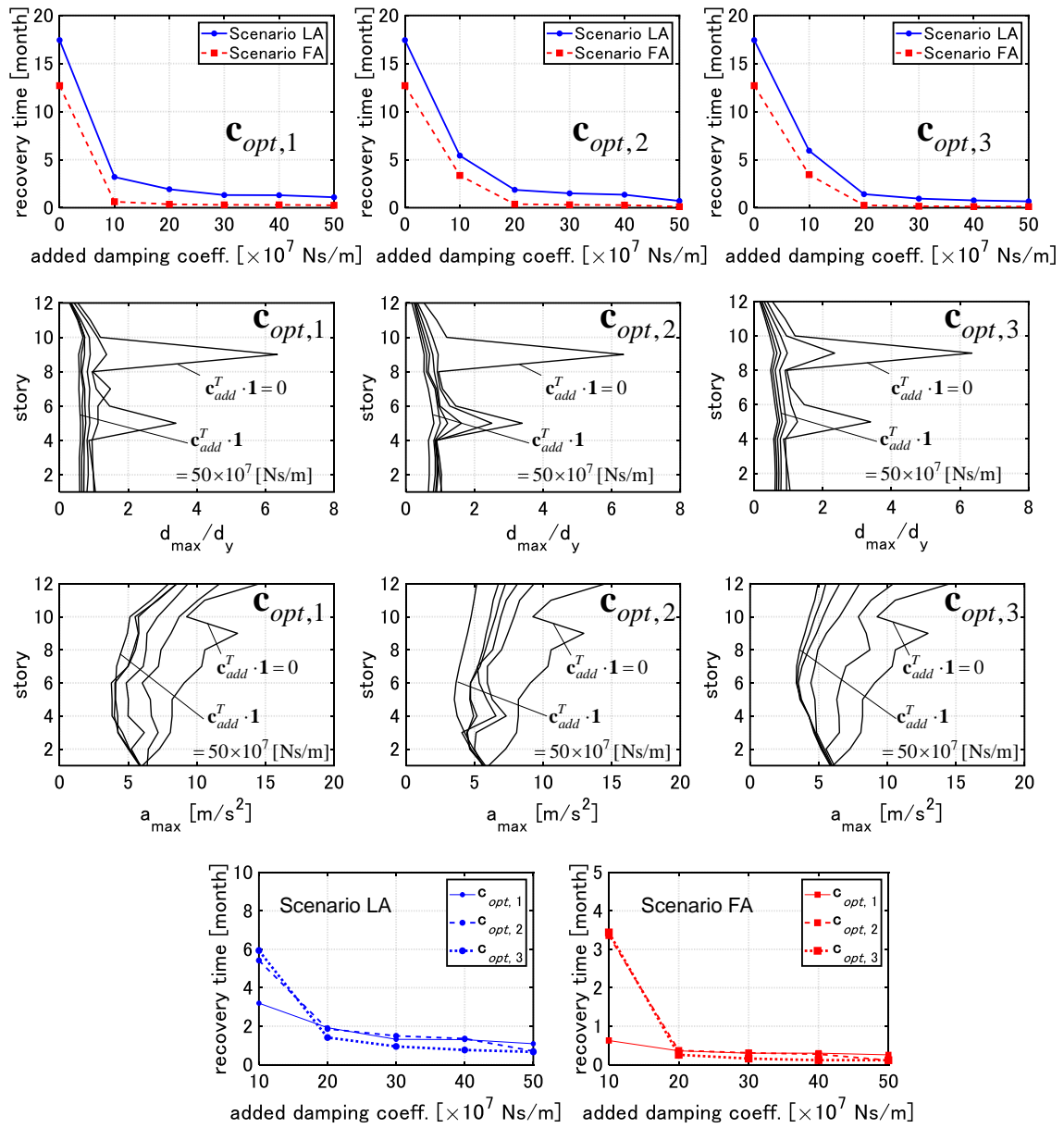


Fig. 11-10 復旧時間、層間変形及び床加速度の比較 (Model 1)

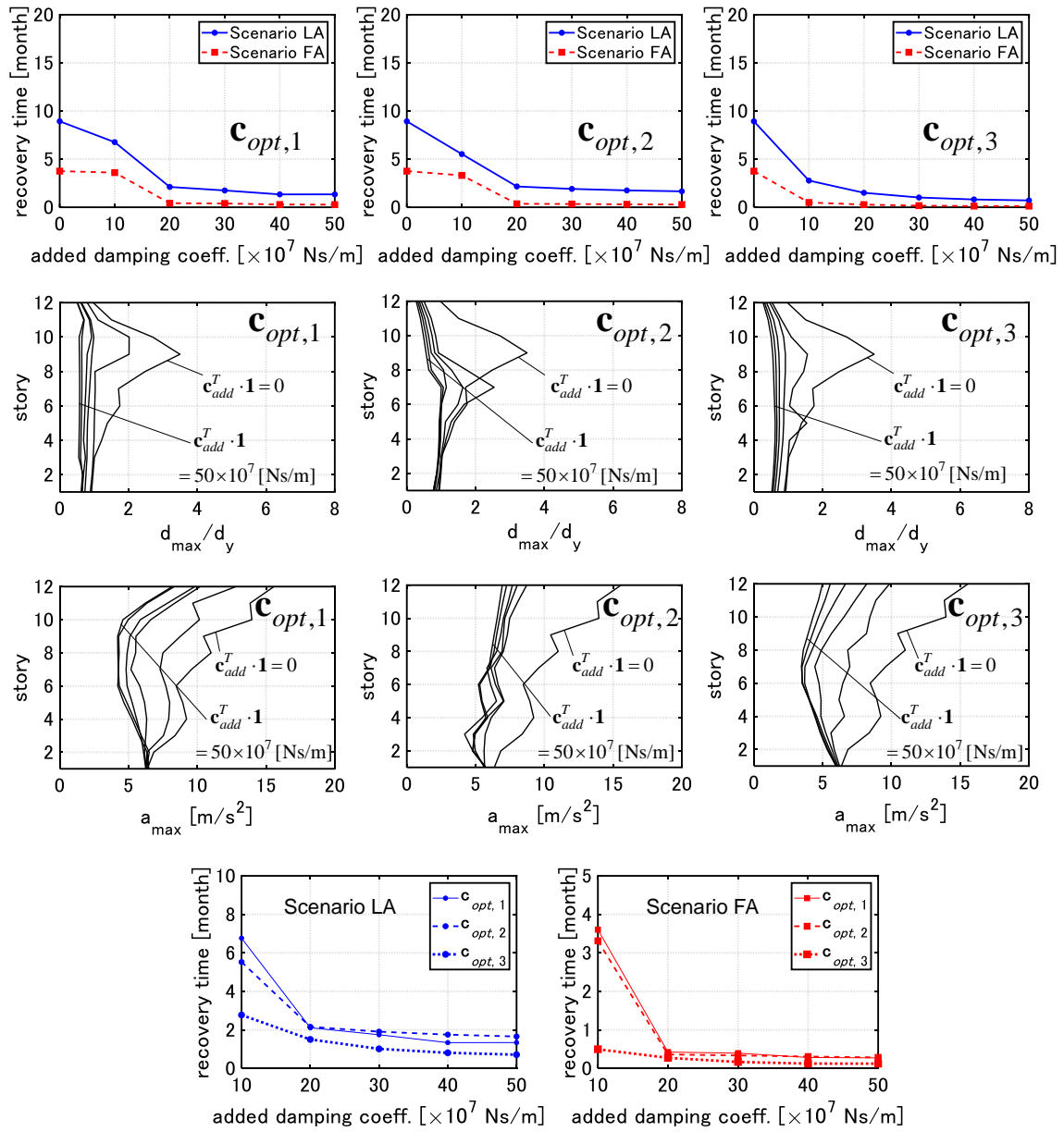


Fig. 11-11 復旧時間、層間変形及び床加速度の比較 (Model 2)

11.4 復旧時間を目的関数とするダンパー配置最適化

11.4.1 復旧時間最適化アルゴリズム

本節では、復旧時間を目的関数としたダンパー配置の最適化法を示す。提案するアルゴリズムは、本論文の10章と同様、実数値GAに着想を得た方法である。実数値GAの詳細や、一般的なGAとの違いは前章で説明したとおりであり、ここでは省略する。本章で提案するアルゴリズムの交叉法は、ダンパーによる付加減衰係数の総量を一定とする制約を有効活用することで(N 次元 $\rightarrow(N-1)$ 次元)、計算時間を飛躍的に短縮可能な方法である。

実数値GAをダンパー最適化に用いる理由は以下の通りである。

- 目的関数(復旧時間)は非線形性が強く、不連続点を有する。また弾塑性応答を考慮しているため、数値感度解析による最適化では局所解に陥る恐れがある。従って、確率的な(乱数を用いる)最適化手法が適している。
- ダンパーによる付加減衰ベクトルは応答値との相関が高く(応答の大きな層にダンパーを優先的に付加すべき)、設計変数(本章では付加減衰ベクトル)をベクトル・行列演算として処理する実数値GAは応答低減が容易
- 多目的最適化に適している(単目的の場合と比較して、計算負荷をあまり増大させない)。

また、ダンパーによる付加減衰係数の総和を一定とするメリットは以下の通りである。

- 解の探索範囲の次元を1小さくして、計算時間を短縮可能。さらに、後述の感度解析オペレーターと組み合わせることで、ダンパー量を変化させた場合の解も効率的に計算可能。
- ダンパー量が変動する場合よりも、応答の増減がかなり安定的。

逆に、ダンパー量の上下限が制約された問題に対して既往研究で提案された交叉法を用いる場合、生成される個体のダンパー量の変動するため、以下の点に留意する必要がある。

- 生成される個体のダンパー量のコントロールが困難。
- 解の精度を高めるため、最初にダンパー量の異なる個体を大量に発生させる必要がある。
- 集団全体のレベルが徐々に改善されていく。このため、求めたい解のダンパー量の範囲が限定的である場合(ダンパー量の上下限の差が小さい場合)には非効率的である。
- 交叉させる個体同士のダンパー量の差が大きい場合には、良い解が得られにくい(交叉させる個体の選択に工夫が必要)。

まず復旧シナリオを指定する場合(単目的最適化に相当)のダンパー最適化アルゴリズムを示す。

11.4.1.1 復旧シナリオを指定したアルゴリズム

[Algorithm]

- Step 1 ダンパーによる付加減衰係数の総和が $c_1 + \dots + c_N = W$ となる個体をランダムに $M_1 (> N)$ 個生成 (ランダムに生成する方法は本論文の 10 章で説明している)。
- Step 2 ルーレット選択した N 個体に対して下記の交叉オペレーターを適用し、新たに N 個体を生成。
- Step 3 全個体中 M_2 個体をエリート選択し、ランダムに M_3 個体を生成。これらの $(M_2 + M_3)$ 個体を除いた全個体中 $(M_1 - M_2 - M_3)$ 個体をルーレット選択して Step 2 へ戻る。これらの手順を事前に決められた回数を繰り返した後、Step 4 へ進む。
- Step 4 エリート選択された M_2 個体に後述の近傍探索オペレーターを適用し、目的関数が改善されるごとに個体も更新。これを繰り返し行う。

[交叉オペレーター]

第 i 個体 ($i=1, \dots, N$) の付加減衰ベクトルを \mathbf{c}_i とする。各 i に対して、 $\mathbf{c}'_i = \mathbf{c}_i + \sum_{j=1, j \neq i}^N \varepsilon_j (\mathbf{c}_j - \mathbf{c}_i)$ の付加減衰を有する個体を生成する (計 N 個体)。ここで、 ε_j は一様分布に従う乱数で、正負両方の値を取るように設定する。生成された個体の付加減衰係数が一つでも負の値を取った場合、負の値を取った層の付加減衰係数を 0 に修正し、付加減衰係数の総量の制約を満足するように各層の付加減衰係数を等倍する。

[近傍探索オペレーター]

付加減衰係数の変動 $\Delta \mathbf{c} = (\Delta c_1, \dots, \Delta c_N)^T$ を、超平面 $\Delta c_1 + \dots + \Delta c_N = 0$ 上の原点を中心とした半径 R の超球面の内部を一様に分布するものとして与える。その方法を以下に示す。単位超球面上での一様な分布を得たのち、半径 r を超球面の表面積に比例するように分布させればよい。

単位超球面上での一様な分布を得るには、まず標準正規分布から互いに独立な $N-1$ 個の乱数 x_1, \dots, x_{N-1} を発生させる。 $\Delta c_1 + \dots + \Delta c_N = 0$ の正規直交基底を $\mathbf{i}_1, \dots, \mathbf{i}_{N-1}$ とすれば、単位超球面上の座標を(11-11)式のように決定する。

$$(\Delta c_1 \ \dots \ \Delta c_N)^T = \sum_{k=1}^{N-1} \frac{x_k}{\sqrt{x_1^2 + \dots + x_{N-1}^2}} \mathbf{i}_k \quad (11-11)$$

この方法は、(11-12)式に示すように x_1, \dots, x_{N-1} の同時確率密度 $f(x_1, \dots, x_{N-1})$ が原点からの距離のみに依存し、方向には無関係であるという性質を利用したものである。

$$f(x_1, \dots, x_{N-1}) = \prod_{k=1}^{N-1} f(x_k) = \frac{1}{(2\pi)^{(N-1)/2}} \exp\left(-\frac{x_1^2 + \dots + x_{N-1}^2}{2}\right) \quad (11-12)$$

単位超球面上での一様な分布を得る方法としては良く知られているものであり、いくつか

の文献で紹介されている（例えば Muller (1959)）。

r は(11-13)式の分布に従わせればよい。

$$f(r) = \frac{N-1}{R^{N-1}} r^{N-2} \quad (0 \leq r \leq R) \quad (11-13)$$

累積分布は(11-14)式で与えられるため、逆関数法を用いて r の値を以下のように決定する。

$$F(r) = \frac{1}{R^{N-1}} r^{N-1} \quad \Rightarrow \quad r = F^{1/(N-1)} R \quad (11-14)$$

以上より、付加減衰係数の変動 $\Delta \mathbf{c}$ を(11-15)式で与える。

$$\Delta \mathbf{c} = r \left\{ \sum_{k=1}^{N-1} \frac{x_k}{\sqrt{x_1^2 + \dots + x_{N-1}^2}} \mathbf{i}_k \right\} \quad (11-15)$$

また $\mathbf{i}_1, \dots, \mathbf{i}_{N-1}$ の選び方は任意であるが、直感的に分かりやすいものとしては(11-16)式のもの挙げられる。

$$\mathbf{i}_1 = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} 1 \\ -1 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \end{pmatrix}, \mathbf{i}_2 = \frac{1}{\sqrt{6}} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ -2 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{pmatrix}, \mathbf{i}_3 = \frac{1}{\sqrt{12}} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ -3 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \dots, \mathbf{i}_{N-1} = \frac{1}{\sqrt{N(N-1)}} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \\ 1 \\ -(N-1) \end{pmatrix} \quad (11-16)$$

提案交叉オペレーターの概要を Fig. 11-12a に示す。提案する交叉オペレーターは、付加減衰係数の総量を一定に保つように個体を生成するという特徴を有する。すなわち、交叉に用いる個体の付加減衰係数の総和が等しく、 $(\mathbf{c}_j - \mathbf{c}_i)^T \mathbf{1} = 0$ for all i, j となる。言い換えれば、全ての個体が $c_1 + \dots + c_N = W$ 平面上に存在し、 $(\mathbf{c}_j - \mathbf{c}_i)$ は第 i 個体から第 j 個体へ向かうベクトルである。提案交叉法は、第 i 個体を基準とし、第 j 個体の方向へ近づくもしくは遠ざかる操作を施すものである。

また近傍探索オペレーターは目的関数の向上の迅速化を図ったものである (Fig. 11-12b)。提案アルゴリズムではまず、交叉によってダイナミックに解空間を探索する。近傍探索オペレーターは、交叉を経て残ったエリート個体の近傍を集中的に探索するための操作である。

前述のダンパー配置アルゴリズムは単目的最適化アルゴリズムであり、復旧シナリオを予め設定しておく必要がある。11.2.2 節で述べたように、指定されたシナリオに基づいて復旧時間を小さくした設計が他のシナリオに基づく復旧時間の低減に有効であるとは限らない。またダンパー配置の最適化において復旧シナリオをすべて数え上げて考慮することは非現実的である。このような復旧シナリオ（復旧力）の不確実性を近似的に扱う方法として、Scenario LA, FA（それぞれ復旧作業要員が最小・最大の場合）の2つのシナリオのみを考慮

し、それぞれのシナリオに基づいた復旧時間の多目的最適化を行うことを提案する。復旧人員数は整数であり、一方、多目的最適化ではあらゆる重みづけの組み合わせが可能である。従って、パレート解それぞれに対応する復旧シナリオが存在するとは限らないものの、Scenario LA, FA の間に存在する実際のシナリオを包含する方法である。

前述のアルゴリズムを多目的最適化アルゴリズムへ拡張することは容易である。提案手法では、エリート選択やルーレット選択において、パレートのランキング (Fonseca and Fleming (1993)) の逆数を適合度として用いる (Fig. 11-13)。

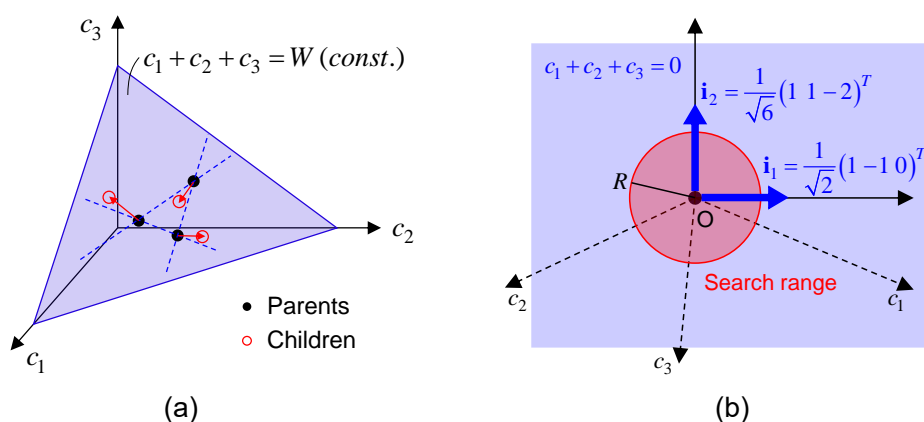


Fig. 11-12 交叉オペレーター及び近傍探索オペレーターの概要,
(a) 交叉オペレーター, (b) 近傍探索オペレーター

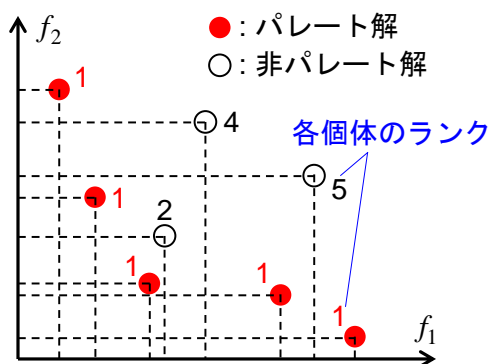


Fig. 11-13 パレートのランキングの例 (f_1, f_2 の最小化を目標とする場合)

11.4.1.2 復旧シナリオを指定しないアルゴリズム

[Algorithm]

Step 1 $c_1 + \dots + c_N = W$ となる個体をランダムに $M_1 (> N)$ 個生成。

Step 2 ルーレット選択した N 個体に交叉オペレーターを適用し、新たに N 個体を生成。

Step 3 ランク 1 の個体のデータを（次世代に残すかどうかは別として）保存。次世代に残す個体はルーレット選択（ $(M_1 - M_3)$ 個体）し、ランダムに M_3 個体を生成。Step 2 へ戻る。これらの手順を事前に決められた回数を繰り返した後、保存個体と最終的に得られた個体からパレート解を選択。Step 4 へ進む。

Step 4 選択された全個体の中から M_4 個体をルーレット選択し、近傍探索オペレーターを適用。その後、非パレート個体を消去。Step 4 を繰り返し行う。

前述の 2 つのアルゴリズムは、ダンパー量に関する制約を有効活用した方法である。これらのアルゴリズムにより得られた個体を用いて、ダンパー量を変動させた場合の最適解を連続的に得るアルゴリズムを示す。

11.4.1.3 ダンパー量を変動させた場合のアルゴリズム

[Algorithm]

Step 1 前述のアルゴリズムにより、 $c_1 + \dots + c_N = W$ の下での最適解またはパレート解を得る。

Step 2 得られた解のダンパー量を等倍し、 $c_1 + \dots + c_N = W'$ を満たす新たな個体を得る。

Step 3 感度解析オペレーターによる探索を行い、 $c_1 + \dots + c_N = W'$ の下での最適解またはパレート解を得る。Step 2 に戻る。

このアルゴリズムにおいて、ダンパー量の変動を大きくしすぎると解の精度に問題が生じる可能性がある。ダンパー量の変動が小さい場合、近傍探索オペレーターの適用回数が少なくても、最適解またはパレート解を探索可能である。この場合には、計算負荷が大きく変わらないと考えられるため、ダンパー量の変動を大きくして近傍探索オペレーターの適用回数を増やすよりも、ダンパー量の変動を小さくして近傍探索オペレーターの適用回数を減らす方が解の精度上有利であるといえる。ダンパー量を変動させたときの探索の概要を Fig. 11-14 に示す。

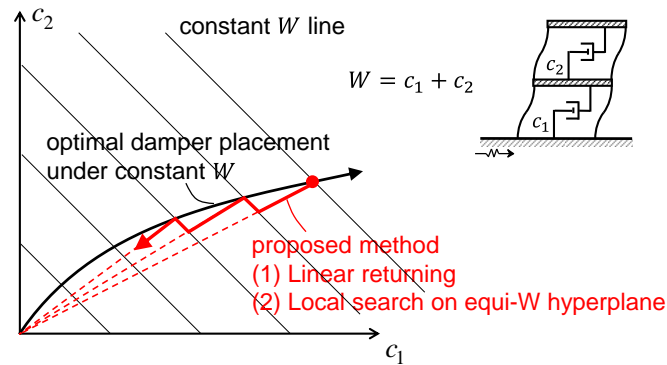


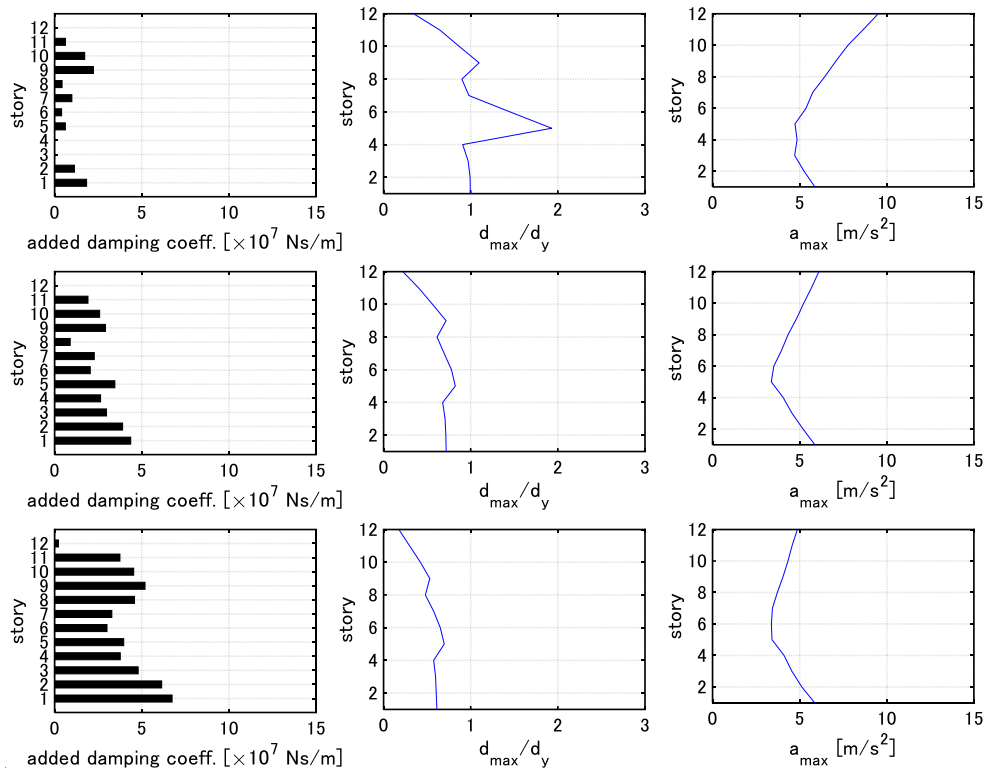
Fig. 11-14 ダンパー量を変動させた場合の探索

11.4.2 数値例題

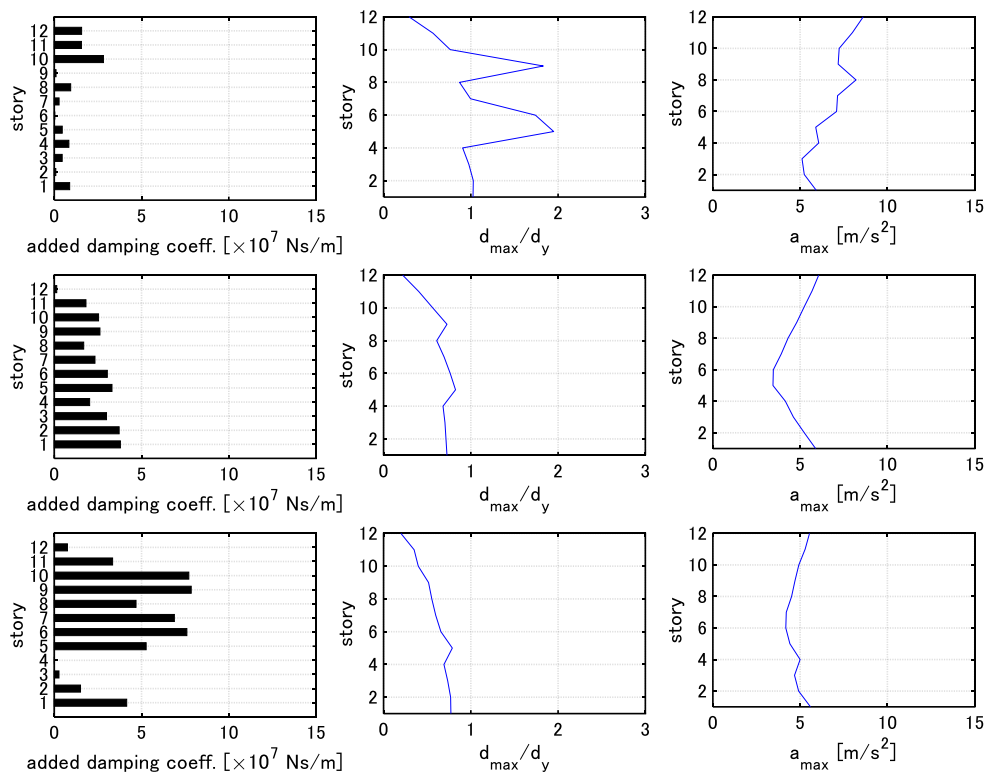
Model 1, 2 について、Scenario LA, FA に基づく復旧時間の多目的最適化を行った結果を Fig. 11-15~11-18 に示す。ここでも 3.2 節と同じ地震動を用いる。まず、ダンパー量が 50×10^7 [Ns/m] の制約の下で最適化を行い、 10×10^7 [Ns/m] まで 1×10^7 [Ns/m] ずつダンパー量を減少させる。アルゴリズムの最初に発生させる個体数は $M_1 = 2N + M_3 = 27$ とし、毎 Step ランダムに発生させる個体数を $M_3 = 3$ として交叉オペレーターを 150 回適用した。交叉オペレーターでは $[-0.15, 0.15]$ の一様乱数を用いた。 $M_4 = N$ とした感度解析オペレーターを 50 回適用し、 $[-0.03, 0.03]$ の一様乱数を用いた。 Fig. 11-15a, b, 11-16a, b はダンパー量が $10, 30, 50 \times 10^7$ [Ns/m] の場合に各シナリオに基づく復旧時間を最小化する設計を、両シナリオの多目的最適設計から抜き出したものである。計算時間は 2700s であった。

Fig. 11-17a, 11-18a では BLX- α 交叉法を用いた実数値 GA による結果との比較を行っている。BLX- α 交叉法を用いる場合には、最初に発生させる個体数を 2000、各ステップでの生成個体数を $4N = 48$ 、 $\alpha = 0.3$ とし、これを 500step 繰り返した。ここで α は交叉に用いるパラメーターである。BLX- α 法は、交叉に用いる 2 個体の各層付加減衰係数の区間の両側を $100\alpha\%$ 拡張した区間から、子個体の付加減衰係数を一様乱数によって生成する。パレート保存戦略を適用し、ダンパー量の差が大きすぎる個体を交叉しないように留意した。計算時間は 5500s であった。 Fig. 11-17b, 18b では、ダンパー量が $10, 30 \times 10^7$ [Ns/m] の場合の各設備要素の損傷による復旧時間（期待値）を示している。ただし、配電盤の損傷による復旧時間は省略している（分電盤とフラジリティー・復旧時間の設定を同じにしているため）。 Fig. 11-15~11-18 より以下のことが分かる。

- ・提案手法により、精度の良い解が得られている。
- ・Scenario LA による復旧時間を最小化する場合では、設備要素の損傷を全体的に抑えようとする。Scenario FA による復旧時間を最小化する場合では、設備要素のうち最も大きな被害が生じるものの損傷を抑えようとする。この傾向は、 Fig. 11-17b, 11-18b のダンパー

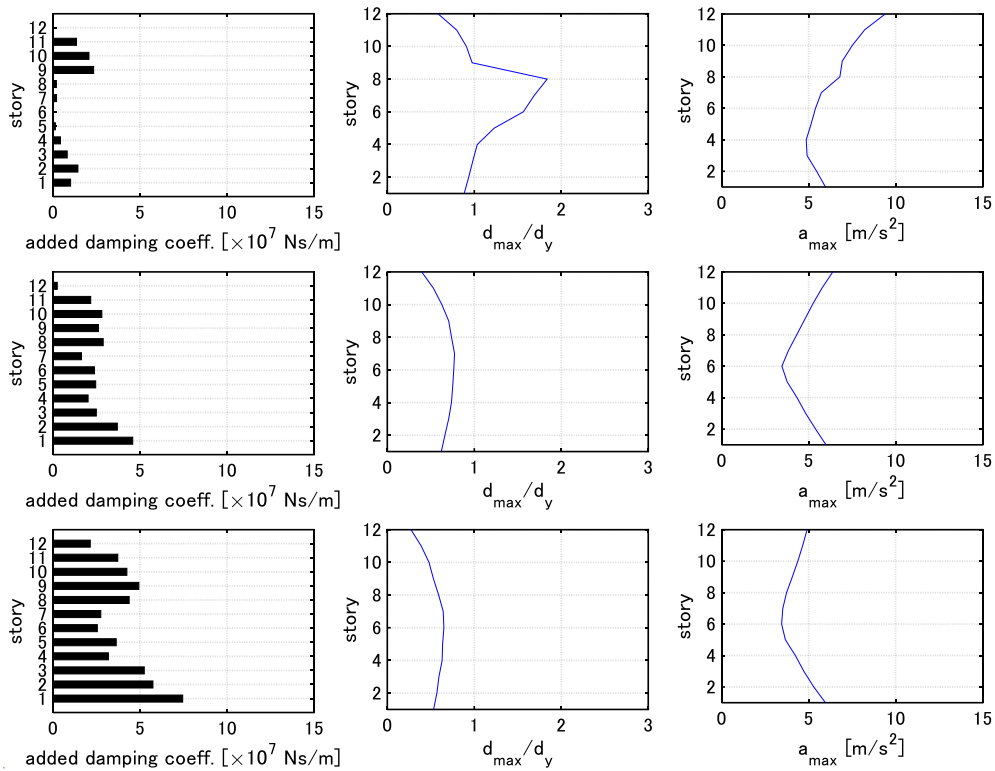


(a)

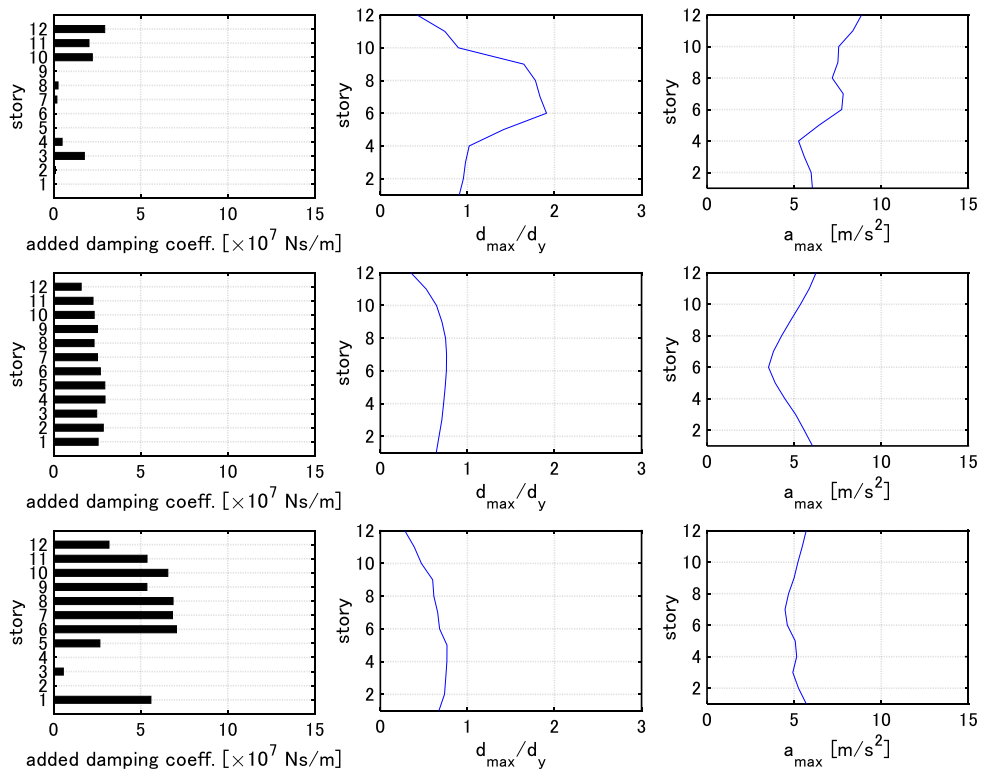


(b)

Fig. 11-15 Scenario LA, FA に基づく復旧時間の多目的最適化結果 (Model 1),
 (a) Scenario LA-based design, (b) Scenario FA-based design



(a)



(b)

Fig. 11-16 Scenario LA, FA に基づく復旧時間の多目的最適化結果 (Model 2),
 (a) Scenario LA-based design, (b) Scenario FA-based design

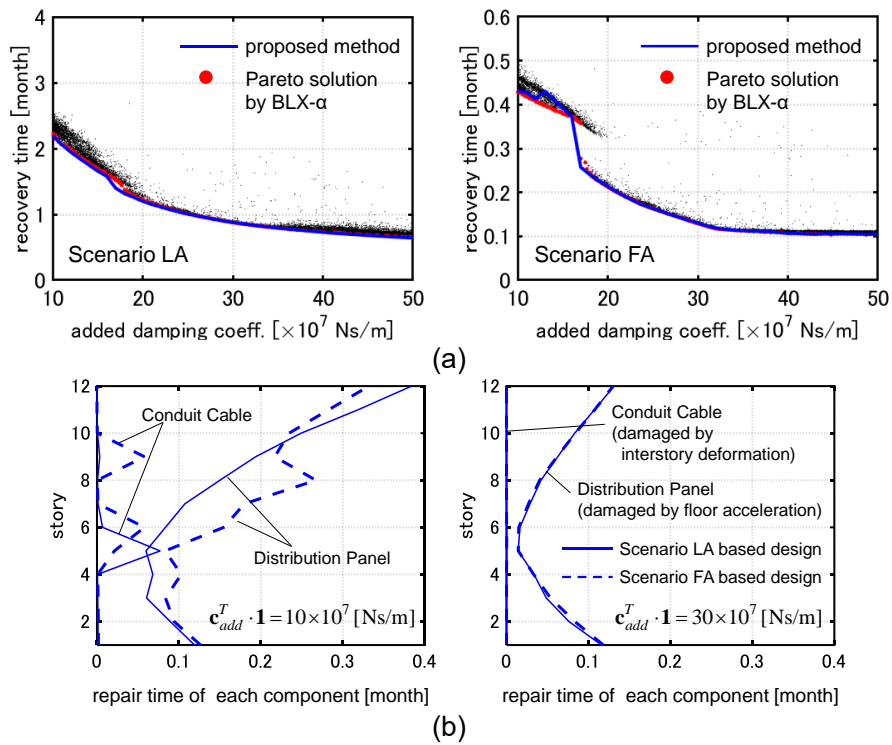


Fig. 11-17 Scenario LA, FA に基づく復旧時間の多目的最適化結果 (Model 1), (a) BLX- α 法により最適化された復旧時間との比較, (b) 各設備要素の損傷分布

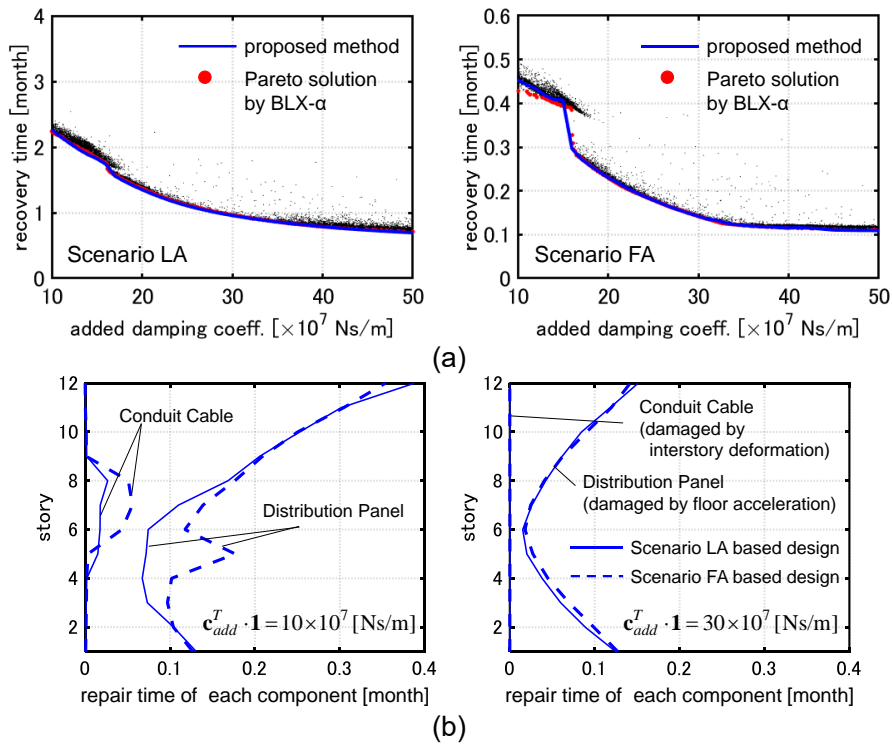


Fig. 11-18 Scenario LA, FA に基づく復旧時間の多目的最適化結果 (Model 2), (a) BLX- α 法により最適化された復旧時間との比較, (b) 各設備要素の損傷分布

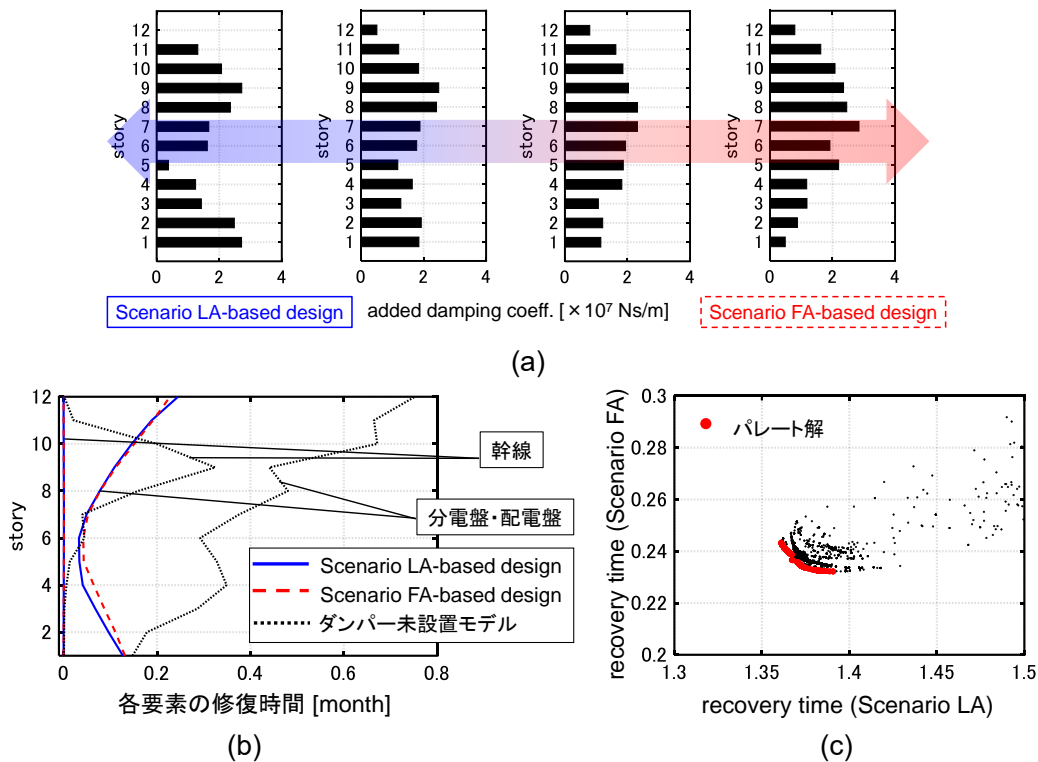


Fig. 11-19 ダンパー量が 20×10^7 [Ns/m] の場合の多目的最適化結果,
 (a) ダンパー配置, (b) 設備要素の損傷分布, (c) 2 シナリオに基づく復旧時間の分布

量が 10×10^7 [Ns/m] の場合に顕著に見られる。後者の設計では、頂部加速度は低減されているが、中層部の分電盤の損傷、及び幹線の損傷が大きくなっている。

- ・ダンパー量が十分に与えられると構造体の変形が十分に抑えられるため構造体に損傷は生じず、また Fig. 11-17b, 11-18b に見られるように幹線の損傷確率はほぼ 0 となる。さらに、ダンパー量が十分に与えられる場合は加速度応答の低減を図ることが望ましい。
- ・ダンパー量が 20×10^7 [Ns/m] よりも小さい範囲では、最大層間変形が $2d_y$ 以下となるように設計されている。これは、構造体のフラジリティー (Fig. 11-5a) によると考えられる。逆にダンパー量が 10×10^7 [Ns/m] の場合では、 $2d_y$ をごくわずかに下回る変形を許容することで加速度応答を低減していると考えられる。

Fig. 11-19 にダンパー量が 20×10^7 [Ns/m] の場合の多目的最適化結果を示す。Fig. 11-19a には多数のパレート解 (Fig. 11-19c) の中から 4 つの配置を抽出したものを示しており、左に行くほど Scenario LA を重視し、右に行くほど Scenario FA を重視する設計を表している。Fig. 11-19b には、Scenario LA のみを考慮して設計したモデル、Scenario FA のみを考慮して設計したモデル及びダンパー未設置モデルの設備要素の損傷分布を示す。多目的最適化により多様な設計のバリエーションが得られている一方で、それぞれの設計による設備要素

の損傷分布はほとんど差が見られない。これは Scenario LA, FA に基づく復旧時間同士には相関があるためである。従って、Scenario LA, FA に基づく復旧時間を対象とした多目的最適化により、ほとんど同性能の設計を多数得ることができる。

11.5 結論

本章では、建物のレジリエンス・復旧時間評価モデルを提案し、これらを指標とする粘性ダンパー最適設計法を展開した。得られた結論と知見は以下のようにまとめられる。

- (1) 提案したレジリエンス・復旧時間評価モデルは、構造体・設備・非構造体を建物の機能を果たす要素として捉えたものであり、1) これらの構成要素を機能の観点から種々の系統に分類し、2) 復旧力（速度）を復旧人員数として表現した上で、3) 構造設計に適用可能であるという特徴を有している。
- (2) 提案したレジリエンス・復旧時間評価モデルは、構造体の応答と建物内要素の脆弱性曲線を用いて定量化している。復旧力は非確率的に表現し、特に、復旧力が最小・最大の場合のレジリエンス・復旧時間評価式を提示した。
- (3) 異なる基準で最適化されたダンパー配置による付加減衰分布の違いが復旧時間に及ぼす影響を、数値例題により明らかにした。ダンパー量が少ない範囲では変形を抑制する設計が望ましく、ダンパーが十分に与えられる場合には、加速度すなわち高振動数域を抑制できる設計が望ましい。
- (4) 10 章での提案手法を拡張し、復旧時間を最小化するダンパー配置アルゴリズムを提案した。BLX- α 法との比較から、提案手法の有効性を示した。また数値例題により、ダンパー量に応じて変形・加速度応答を総合的に低減する設計が得られることを示した。
- (5) 復旧力の不確実性をダンパー設計に反映させるために、復旧力が最小・最大の場合の2つのシナリオに基づく復旧時間の単目的及び多目的最適化を行った。各シナリオに基づくダンパー設計はそれぞれ、構成要素の損傷の総和及び最大値を最小化することに相当することを明らかにした。

本章で提示した復旧力が最小・最大となる二つのシナリオに基づく復旧時間の多目的最適化により、ダンパー量一定（コスト一定を仮定）の下で多数のパレート設計群が生成され

る。2種の復旧時間には相関が存在するため、パレート設計群の各設計は復旧時間に関してほとんど同じ性能を有する。実際の設計では、パレート設計群から一つを選択する必要がある。その選択方法としては、1) 両シナリオによる復旧時間の値の勘案、2) 各設計の実現の容易さの検討（例えばダンパーを設置する層数・位置の少なさなど）、3) より大きなレベルの地震動や最適化に用いなかった地震動に対する性能の検証などが考えられる。また提案手法を適用するためには、予め設備・非構造体の具体的な配置が定まっていることが望ましい。従って、本手法を既存建物の制振改修へ適用することは比較的容易である。新築の場合であっても、設備・非構造体の配置をある程度見積り、類似の要素のフラジリティーを援用することで本手法が適用可能となる。ただし11.3.1節で述べたように、フラジリティーの設定は困難である。最適化により得られた設計のフラジリティーパラメーターに対する感度解析を行うことは、設計の信頼性を高める手段の一つであると考えられる。

参考文献

- 明橋弘樹, 竹脇出. (2021). 系統別復旧シナリオに基づくレジリエンス性能評価モデルと粘性ダンパーによるレジリエンス性能の改善. 日本建築学会構造系論文集, 86(782), pp.577-588.
- Almufti, I. and Willford, M. (2013). Resilience-based Earthquake Design Initiative (REDi) for the Next Generation of Buildings. Arup.
<https://www.arup.com/perspectives/publications/research/section/redi-rating-system>
- Beck, J.L., Kiremidjian, A., Wilkie, S., Mason, A., Salmon, T., Goltz, J., Olson, R., Workman, J., Irfanoglu, A. and Porter, K. (1999). Decision Support Tools for Earthquake Recovery of Businesses, Final Report, CUREe-Kajima Joint Res. Program Phase III. Richmond, CA.
- Bruneau, M., and Reinhorn, A. (2006, April). Overview of the resilience concept. In *Proc. of the 8th US National Conf. on Earthq. Eng.* (Vol. 2040, pp. 18-22).
- FEMA (2018), Seismic performance assessment of buildings (2018 Edition), CA, USA: Applied Tech. Council for the Federal Emergency Management Agency.
- Fonseca, C. M., and Fleming, P. J. (1993). Genetic algorithms for multiobjective optimization: formulation, discussion and generalization, *Proc. of the Fifth Int. Conf. on Genetic Algorithms*, 416-423.
- Muller, M. E. (1959). A note on a method for generating points uniformly on n-dimensional spheres. *Communications of the ACM*, 2(4), 19-20.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), 491-514.

12章 長周期長時間地震動に対する弾塑性高層建物の レジリエンス評価のための擬似マルチインパルス

12.1 序

建築・土木分野におけるレジリエンス・復旧時間に関する研究のうち、本章の内容と関連の深いものとして、Hutt et al. (2016)は構造体の改修・非構造体の耐力上昇・遅延の解消（民間業者との事前契約による発災後の損傷検査の迅速化）などの対策により、復旧時間及び経済的損失を大幅に低減可能であることを例証している。Cai et al. (2018)は可用性ベースのレジリエンス評価法を提案している。

一方で、免震建物を含めた長周期構造物の長時間地震動に対する応答に関する研究の重要性が認識されつつある（Shekari et al. (2010), Luco (2014), Zhou et al. (2018), Liu et al. (2021), Xu and Hu (2021)）。また日本では、長周期長時間地震動により都市部の超高層建物やライフラインなどに広域的な被害が生じることが危惧されている。東日本大震災（2011）では震源から遠く離れた大阪の超高層ビルが共振応答を示したが、これは1) 長周期成分の波が短周期成分よりも遠方に伝播すること（減衰しにくい）、2) 建設地点の地盤が柔らかいため長周期成分を地表まで通過させたこと、などが原因であると考えられる（Takewaki et al. (2011)）。この他、長周期長時間地震動はメキシコ地震（1985）、十勝沖地震（2003）、新潟県中越地震（2004）などで観測されている（Beck and Hall (1986), Furumura and Hayakawa (2007), Hatayama (2008)）。長周期長時間地震動に対応する建物モデルの応答を扱った研究として、Iwan は調和外乱に対する弾塑性系の応答を超越方程式として導いた（Iwan (1965a, b)）。また、等価線形化法（Caughey (1960)）を用いて弾塑性系の最大応答を近似的に求める方法も存在する。しかしこれらの方法では、共振振動数を見出すために入力振動数を繰り返し変更して数値解析を行う必要がある。

Kojima and Takewaki (2015)は弾塑性建物モデルの長周期長時間地震動に対する共振応答を効率的に導くためにマルチインパルス（MI）を提案した。また Saotome et al. (2019)及び Kawai and Takewaki (2020)は MI を用いて弾塑性多層建物の共振応答を検討した。しかし、MI は衝撃的特性（impulsive nature）を有するため、等価なマルチサイクル正弦波（MSW）に対する応答と比較して過大な床加速度応答が生じる。また非減衰モデルの場合、高次モード応答の影響により最大層間変形の推定精度も低下する。室内被害・設備被害及びレジリエンス性能を精度良く評価するためには、最大床加速度を適切に評価する必要がある。

本章では、MI を等価な水平外力とみなし、影響ベクトルに非減衰1次刺激関数を採用した入力、「擬似マルチインパルス」（擬似 MI）を提案する。また擬似 MI を用いて、弾塑性超高層建物の長周期長時間地震動に対するレジリエンス評価を行う。12.2 節では、擬似 MI

の概念及び極限的タイミングについて説明する。12.3 節ではシングルインパルスに対する弾性比例減衰系及び弾性非比例減衰系の応答を導く。また地動加速度に関する伝達関数及び $\mathbf{v} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ の水平外力に関する伝達関数を導出する。12.4 節では、時刻歴応答解析により MI、擬似 MI 及び MSW に対する弾性応答・弾塑性応答の比較を行う。また、擬似 MI の概念を拡張し、2 次モードに共振する場合の検討も行う。12.5 節では、長周期長時間地震動下での超高層建物に対する入力エネルギー及び累積塑性変形倍率に関する検討を擬似 MI により行う。12.6 節では、建物の簡易的なレジリエンス評価モデルを提案する。極限的擬似 MI を用いて長周期長時間地震動に対する弾塑性多層建物モデルのレジリエンス評価を行い、ダンパー付加、設備システムの冗長性、ライフラインの損傷及び復旧人員数の不確実性がレジリエンス性能に及ぼす影響を明らかにする (Akehashi and Takewaki (2022a, b))。

尚、本論文の 6 章で提案した変位制御解析法 UMEA を用いた定式化により、擬似 DI の場合と同様、擬似 MI に対する最大層間変形の近似閉形表現を得ることが可能である。ただし、本論文ではこれを扱わない。

12.2 擬似マルチインパルス（擬似 MI）とその入力タイミングに関する極限性

本節では、5章で提案した擬似ダブルインパルス（DI）の概念を拡張して、擬似 MI を提案する（Fig. 12-1）。擬似 MI の各インパルス入力是非減衰 1 次モードに比例した速度変化を与えるため、高次モード応答はほとんど励起されない。12.2.1 節では、擬似 MI の概念をより詳細に説明する。12.2.2 節では、擬似 MI の極限の入力タイミング及び極限的擬似 MI に対する時刻歴応答解析の方法について説明する。

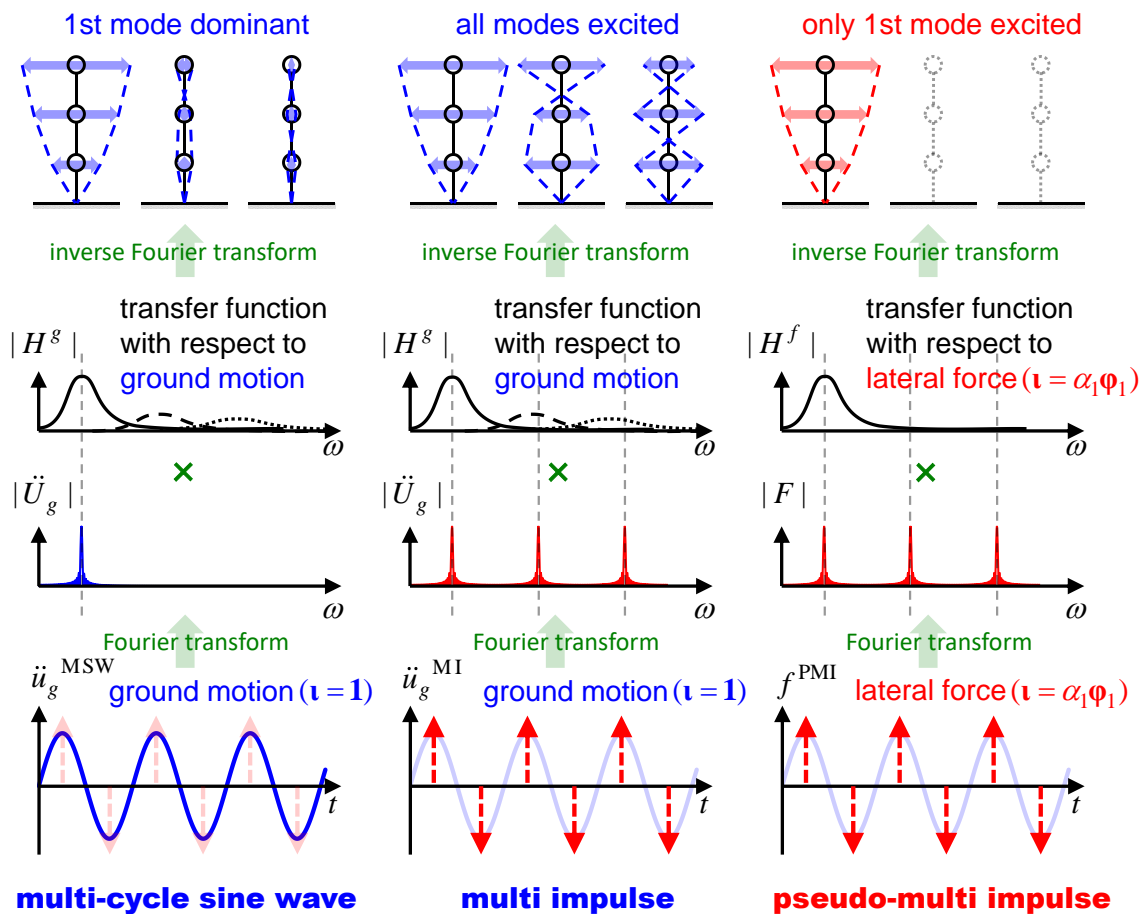


Fig. 12-1 マルチサイクル正弦波、マルチインパルス及び擬似マルチインパルス

12.2.1 擬似 MI

MI 及びそれに等価な MSW の地動加速度は(12-1), (12-2)式のように表される。

$$\ddot{u}_g^{\text{MI}}(t) = \sum_{n=1}^{N^{\text{MI}}} (-1)^{n-1} V \delta\{t - (n-1)t_0\} \quad (12-1)$$

$$\ddot{u}_g^{\text{MSW}}(t) = \begin{cases} A_l \sin(\pi t / t_0) & (0 \leq t \leq N^{\text{MI}}t_0) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (12-2)$$

ここで $V, t_0, N^{\text{MI}}, A_l$ はそれぞれインパルスを入力速度、インパルスの時間間隔、インパルス数及び MSW の加速度振幅を表す。また N^{MI} は十分に大きな偶数とする。

両入力のフーリエ振幅スペクトルはそれぞれ(12-3), (12-4)式のように表される。

$$|\dot{U}_g^{\text{MI}}| = V \left| \sum_{n=0}^{N^{\text{MI}}-1} (-1)^n e^{-i\omega n t_0} \right| \quad (12-3)$$

$$|\dot{U}_g^{\text{MSW}}| = \left| \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{u}_g^{\text{MSW}} e^{-i\omega t} dt \right| = \left| \frac{\pi A_l t_0}{\pi^2 - (\omega t_0)^2} (1 - e^{-i\omega N^{\text{MI}} t_0}) \right| \quad (12-4)$$

(12-3), (12-4)式の最大値はそれぞれ $N^{\text{MI}}V, N^{\text{MI}}A_l t_0$ であるため、これらを等置すれば(12-5)式のような関係が得られる。

$$A_l = 2V / t_0 \quad (12-5)$$

$N^{\text{MI}} = 20$ の場合の両入力のフーリエ振幅スペクトルを Fig. 12-2 に例示する。両入力のフーリエ振幅スペクトルは $0 \leq \omega t_0 / \pi \leq 2$ の範囲で良好に対応する。一方で、MI のフーリエ振幅スペクトルは $\omega t_0 / \pi = 1, 3, 5, \dots$ においても大きくなっている。従って、MSW の場合と比べて、MI に対しては高次モード応答が大きく励起される。これに起因して、MSW に対する応答と MI に対する応答の対応が良好でなくなる恐れがある。

このような困難点を踏まえて、本章では擬似ダブルインパルス (DI) の概念を MI に拡張した擬似 MI を提案する。Akehashi and Takewaki (2021)は弾塑性多自由度系の fling-step 入力 (1 サイクル正弦波で模擬) に対する極限応答を効率的に導くために擬似 DI の概念を提案した。従来の DI は地動加速度として扱われてきたが、擬似 DI は影響ベクトルに非減衰弾性 1 次モードの刺激関数を採用した等価水平外力として扱われており、高次モード応答の励起が制御されている。地動加速度としての MI 及び擬似 MI を受ける弾性 N 自由度系の運動方程式は(12-6a, b)式のように表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{1} \left(\sum_{n=1}^{N^{\text{MI}}} (-1)^{n-1} V \delta\{t - (n-1)t_0\} \right) = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g^{\text{MI}} \quad (12-6a)$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) \left(\sum_{n=1}^{N^{\text{MI}}} (-1)^{n-1} V \delta\{t - (n-1)t_0\} \right) = -\mathbf{M}(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) f^{\text{PMI}} \quad (12-6b)$$

ここで $\mathbf{M}, \mathbf{C}, \mathbf{K}, \mathbf{u}, \boldsymbol{\phi}_n$ はそれぞれ質量行列、減衰行列、剛性行列、変位応答ベクトル及び非減衰 n 次モードベクトルを表し、 $\mathbf{1} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 + \dots + \alpha_N \boldsymbol{\phi}_N$ である。また \ddot{u}_g^{MI} の表記を用いる場合は地動加速度としての MI を意味し、 f^{PMI} の表記を用いる場合は水平外力としての擬似 MI を

意味するものとする。弾性比例減衰系の場合、擬似 MI は 1 次モード応答のみを励起する。弾性非比例減衰系の場合、擬似 MI は 1 次モード応答を主に励起し、高次モード応答はほとんど励起されない。

12.2.2 擬似 MI の入力タイミングに関する極限性

Akehashi and Takewaki (2021)は擬似 DI の極限的タイミングの条件が、1 次モード慣性力が 0 に等しい場合 (すなわち $(\alpha_1 \phi_1^T) \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} = 0$ となる場合) であることを導いている。非比例減衰系や弾塑性系に対しては非減衰モードを用いた $\ddot{\mathbf{u}}$ の分解にはカップリングが生じるものの、分解操作自体は可能である。またこの条件は擬似 MI を扱う場合にも適用可能である。

擬似 MI に対する極限的タイミングを求める手順を示す。インパルス時間間隔を一定として応答解析を行う場合、応答の収束状態においてインパルスが極限的タイミングで入力されるかどうかを予め知ることはできない。本章では、時間間隔をインパルス入力毎に変化させ、各インパルス入力に常に極限的なものとなるように応答解析を行う。十分な数のインパルスが入力されると、インパルス時間間隔が一定値に収束し (系が定常応答を示すようになり)、これを極限的タイミングとして採用する。尚、極限的擬似 MI に対する応答解析プログラムでは、各インパルス入力を速度応答及び相対加速度応答の変化として与える (無外力の応答解析)。V のみを与えて解析を開始し、応答解析プログラム内で極限的タイミングの条件判定と判定直後の応答量変化付与を自動化しておくことにより、極限的擬似 MI に対する応答解析を繰り返さずで行うことが可能である。尚、得られた極限的タイミングで時間間隔を一定とした擬似 MI に対する応答解析を行い、応答の収束状態においてインパルスが極限的なものとなることも別途確認している。

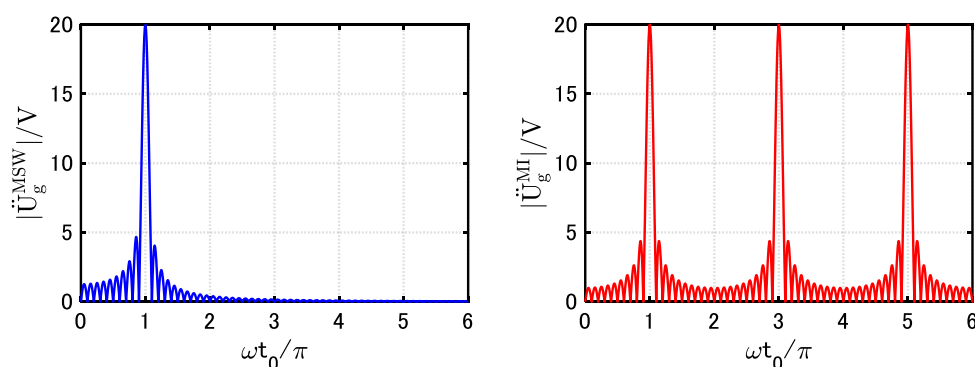


Fig. 12-2 マルチサイクル正弦波及び MI のフーリエ振幅 ($N^{\text{MI}} = 20$)

12.3 シングルインパルス (SI) に対する弾性多自由度系の変位応答と 地動加速度及び影響ベクトルが非減衰 1 次刺激関数に等しい水平外力に 関する伝達関数

MI 及び擬似 MI に対する応答は、シングルインパルス (SI) に対する応答の重ね合わせで表現される。12.3.1 節では SI に対する弾性比例減衰系及び弾性非比例減衰系の応答を導く。12.3.2 節では地動加速度に関する伝達関数及び $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ の水平外力を介した伝達関数を導出する。尚、詳細な数式展開は本論文の 5 章に示しているため、本章では一部の数式展開を簡略化する。

12.3.1 比例減衰系及び非比例減衰系の SI に対する弾性変位応答

地動加速度としての SI に対する弾性比例減衰系の変位応答は(12-7)式のように表される。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N (\alpha_i \boldsymbol{\phi}_i) \frac{-V e^{-h_i \omega_i t}}{\omega_{Di}} \sin \omega_{Di} t \quad (12-7)$$

ここで h_n, ω_n はそれぞれ n 次の減衰定数及び非減衰固有円振動数を表し、また $\omega_{Dn} = \omega_n \sqrt{1 - h_n^2}$ である。

次に、影響ベクトルが $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ と表される場合の SI に対する弾性比例減衰系の変位応答は(12-8)式のように表される。

$$\mathbf{u}(t) = (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) \frac{-V e^{-h_1 \omega_1 t}}{\omega_{D1}} \sin \omega_{D1} t \quad (12-8)$$

(12-7), (12-8)式を見比べればわかるように、地動加速度としての SI に対する 1 次モード応答のみが励起される。

地動加速度としての SI に対する弾性非比例減衰系の変位応答は(12-9)式のように表される。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N V e^{-h_i^* \omega_i^* t} \{ \boldsymbol{\beta}_i^g \cos(\omega_{Di}^* t) - \boldsymbol{\gamma}_i^g \sin(\omega_{Di}^* t) \} \quad (12-9)$$

ここで

$$\boldsymbol{\beta}_n^g + i \boldsymbol{\gamma}_n^g = \frac{-2 \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{2 \lambda_n \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_n + \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\psi}_n} \boldsymbol{\psi}_n \quad (12-10)$$

であり、 $\boldsymbol{\psi}_n, \lambda_n = -h_n^* \omega_n^* + i \omega_{Dn}^* = -h_n^* \omega_n^* + i \omega_n^* \sqrt{1 - (h_n^*)^2}$, h_n^* はそれぞれ n 次の複素固有モード、 n 次の固有値及び n 次の減衰定数を表す。 ω_n^* は偽の (pseudo-) 固有円振動数であり、非減衰固有円振動数とは異なる。Akehashi and Takewaki (2021) の定式化に倣い、非減衰固有モードを用いて $\boldsymbol{\beta}_n^g, \boldsymbol{\gamma}_n^g$ を(12-11a, b)式のように展開する。

$$\boldsymbol{\beta}_n^g = \boldsymbol{\beta}_{n,1}^g (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) + \dots + \boldsymbol{\beta}_{n,N}^g (\alpha_N \boldsymbol{\phi}_N) \quad (12-11a)$$

$$\boldsymbol{\gamma}_n^g = \gamma_{n,1}^g(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) + \dots + \gamma_{n,N}^g(\alpha_N \boldsymbol{\phi}_N) \quad (12-11b)$$

さらに(12-12a, b)式のように $\mu_{n,j}^g, \theta_{n,j}^g$ を定義する。

$$\mu_{n,j}^g = \omega_{Dn}^* \sqrt{(\beta_{n,j}^g)^2 + (\gamma_{n,j}^g)^2} \quad (12-12a)$$

$$\theta_{n,j}^g = \arctan\left(\frac{\beta_{n,j}^g}{\gamma_{n,j}^g}\right) \quad (12-12b)$$

(12-11a,b), (12-12a, b)式を(12-9)式に代入すれば、(12-13)式が得られる。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-V e^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \left\{ \mu_{i,j}^g(\alpha_j \boldsymbol{\phi}_j) \sin(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}^g) \right\} \quad (12-13)$$

(12-13)式は比例減衰多自由度系の変位応答の表現 ((12-7)式) と形式を統一したものである。

$\mu_{i,j}^g$ は、 i 次複素モード応答における j 次非減衰モードの重みに相当する。減衰分布の非比例の度合いが強くない場合には、 $\mu_{i,1}^g, \dots, \mu_{i,N}^g$ の中では $\mu_{i,i}^g$ が支配的となる。

次に、影響ベクトルが $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ と表される場合の SI に対する弾性非比例減衰系の変位応答は(12-14)式のように表される。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N V e^{-h_i^* \omega_i^* t} \{ \boldsymbol{\beta}_i \cos(\omega_{Di}^* t) - \boldsymbol{\gamma}_i \sin(\omega_{Di}^* t) \} \quad (12-14)$$

ここで

$$\boldsymbol{\beta}_n + i\boldsymbol{\gamma}_n = \frac{-2\boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M}(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1)}{2\lambda_n \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_n + \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\psi}_n} \boldsymbol{\psi}_n \quad (12-15)$$

非減衰固有モードを用いて $\boldsymbol{\beta}_n, \boldsymbol{\gamma}_n$ を(12-16a, b)式のように展開する。

$$\boldsymbol{\beta}_n = \beta_{n,1}(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) + \dots + \beta_{n,N}(\alpha_N \boldsymbol{\phi}_N) \quad (12-16a)$$

$$\boldsymbol{\gamma}_n = \gamma_{n,1}(\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1) + \dots + \gamma_{n,N}(\alpha_N \boldsymbol{\phi}_N) \quad (12-16b)$$

さらに(12-17a, b)式のように $\mu_{n,j}, \theta_{n,j}$ を定義する。

$$\mu_{n,j} = \omega_{Dn}^* \sqrt{(\beta_{n,j})^2 + (\gamma_{n,j})^2} \quad (12-17a)$$

$$\theta_{n,j} = \arctan\left(\frac{\beta_{n,j}}{\gamma_{n,j}}\right) \quad (12-17b)$$

(12-16a, b), (12-17a, b)式を(12-14a, b)式に代入すると、(12-18)式が得られる。

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \frac{-V e^{-h_i^* \omega_i^* t}}{\omega_{Di}^*} \sum_{j=1}^N \left\{ \mu_{i,j}(\alpha_j \boldsymbol{\phi}_j) \sin(\omega_{Di}^* t - \theta_{i,j}) \right\} \quad (12-18)$$

$\mu_{i,j}$ は、 i 次複素モード応答における j 次非減衰モードの重みに相当する。減衰分布の非比例の度合いが強くない場合には、 $\mu_{i,1}, \dots, \mu_{i,N}$ の中では $\mu_{i,i}$ が支配的となる。また $i \neq 1$ の場合、 $\mu_{i,1}$ の値は十分に小さく、高次モード応答の励起は小さいと考えられる。

12.3.2 比例減衰系及び非比例減衰系の地動加速度及び

影響ベクトルが非減衰 1 次刺激関数に等しい水平外力に関する伝達関数

本節では、地動加速度としての MI に対する変位伝達関数 $\mathbf{H}^g = \mathbf{U} / \ddot{U}_g^{\text{MI}}$ 及び水平外力としての擬似 MI に対する変位伝達関数 $\mathbf{H}^f = \mathbf{U} / F^{\text{PMI}}$ を導く。

比例減衰系の場合、地動加速度に対する n 次モードの伝達関数 \mathbf{H}_n^g 及び \mathbf{H}^g は(12-19a, b)式のように表される。

$$\mathbf{H}_n^g = \mathbf{U}_n / \ddot{U}_g^{\text{MI}} = \frac{-1}{\omega_n^2 - \omega^2 + 2ih_n\omega_n\omega} \alpha_n \boldsymbol{\phi}_n \quad (12-19a)$$

$$\mathbf{H}^g = \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^g \quad (12-19b)$$

擬似 MI に対する変位伝達関数 \mathbf{H}^f は(12-20)式のように表される。

$$\mathbf{H}^f = \frac{-1}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2ih_1\omega_1\omega} \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 \quad (12-20)$$

(12-19a)式と(12-20)式を見比べることにより、 $\mathbf{H}^f = \mathbf{H}_1^g$ であることが確認できる。従って、擬似 MI に対する応答は、地動加速度としての MI に対する 1 次モード応答に等しい。

次に、非比例減衰系の $\mathbf{H}^g, \mathbf{H}^f$ を導く。地動加速度としての MI に対する伝達関数 \mathbf{H}^g は(12-21a, b)式のように得られる。

$$\mathbf{H}_n^g = \frac{\mathbf{U}_n}{\ddot{U}_g^{\text{MI}}} = \frac{-\boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{-\{\omega^2 - (i\lambda_n + \omega)^2\} \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_n + i\omega \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\psi}_n + \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{K} \boldsymbol{\psi}_n} \boldsymbol{\psi}_n \quad (12-21a)$$

$$+ \frac{-\bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{-\{\omega^2 - (i\bar{\lambda}_n + \omega)^2\} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + i\omega \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{C} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{K} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n$$

$$\mathbf{H}^g = \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^g \quad (12-21b)$$

同様にして、水平外力としての擬似 MI に対する伝達関数 \mathbf{H}^f は(12-22a, b)式のように表される。

$$\mathbf{H}_n^f = \frac{\mathbf{U}_n}{F^{\text{PMI}}} = \frac{-\boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1)}{-\{\omega^2 - (i\lambda_n + \omega)^2\} \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_n + i\omega \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\psi}_n + \boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{K} \boldsymbol{\psi}_n} \boldsymbol{\psi}_n \quad (12-22a)$$

$$+ \frac{-\bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} (\alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1)}{-\{\omega^2 - (i\bar{\lambda}_n + \omega)^2\} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{M} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + i\omega \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{C} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n + \bar{\boldsymbol{\psi}}_n^T \mathbf{K} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n} \bar{\boldsymbol{\psi}}_n$$

$$\mathbf{H}^f = \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^f \quad (12-22b)$$

非比例減衰系の $\mathbf{H}^g, \mathbf{H}^f$ の異なる導出方法として、ここではインパルス応答 (Unit impulse response function) をフーリエ変換することにより求める。(12-13)式を V で除したものをフーリエ変換することにより、 $\mathbf{H}^g, \mathbf{H}_n^g$ が(12-23a, b)式のように得られる。

$$\mathbf{H}_n^g = \sum_{j=1}^N \left\{ -\mu_{n,j}^g(\alpha_j \Phi_j) \frac{-[(h_n^* \omega_n^* + i\omega) / \omega_{Dn}^*] \sin(\theta_{n,j}^g) + \cos(\theta_{n,j}^g)}{(\omega_n^*)^2 - \omega^2 + 2ih_n^* \omega_n^* \omega} \right\} \quad (12-23a)$$

$$\mathbf{H}^g = \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^g \quad (12-23b)$$

一方で、 $\mathbf{H}^f, \mathbf{H}_n^f$ は(12-18)式を V で除したものをフーリエ変換することにより、(12-24a, b) 式のように得られる。

$$\mathbf{H}_n^f = \sum_{j=1}^N \left\{ -\mu_{n,j}^f(\alpha_j \Phi_j) \frac{-[(h_n^* \omega_n^* + i\omega) / \omega_{Dn}^*] \sin(\theta_{n,j}^f) + \cos(\theta_{n,j}^f)}{(\omega_n^*)^2 - \omega^2 + 2ih_n^* \omega_n^* \omega} \right\} \quad (12-24a)$$

$$\mathbf{H}^f = \sum_{n=1}^N \mathbf{H}_n^f \quad (12-24b)$$

以上より、インパルス応答及び伝達関数は $\mu_{i,j}^g, \mu_{i,j}^f$ の寄与が明らかな形で数式的に表現することが可能である。

12.4 数値例題

12.4.1 節では、時刻歴応答解析により MI、擬似 MI 及び MSW に対する弾性応答の比較を行う。12.4.2 節では、それらの入力に対する弾塑性応答の比較を行い、極限的な時間間隔を有する擬似 MI が変形を最大化することを示す。12.4.3 節では、擬似 MI の概念を拡張して $\mathbf{v} = \alpha_2 \Phi_2, \alpha_1 \Phi_1 + \alpha_2 \Phi_2$ とした場合を扱い、2 次モードへの共振応答に関する検討を行う。

12.4.1 弾性モデル

1 次周期が 2.4 s の 24 層せん断質点モデルを扱う。全層等質量、各層高さ 4m とする。剛性分布は第 1 層、第 24 層の剛性の比が 2.5:1 となる台形分布とする。減衰分布は次の 2 通り (①剛性比例, ②全層一様) を扱い、前者を P-model、後者を NP-model と表記する。いずれの場合も減衰係数の総和を 20×10^7 [Ns/m] とする。P-Model, NP-model の 1 次の減衰定数は 0.019, 0.017 である。1-4 次の非減衰固有周期と刺激関数を Fig. 12-3 に示す。

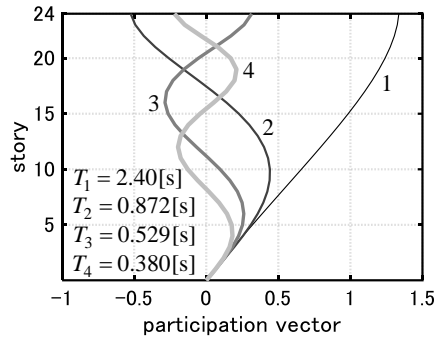


Fig. 12-3 非減衰固有周期及び刺激関数

MI、擬似 MI、MSW に対する層間変形、最大加速度を Fig. 12-4a~12-9a に示す。MI のインパルス数は $N^{\text{MI}}=100$ とした。Fig. 12-4b~12-9b には 3 入力のパワー振幅スペクトル、地震加速度に関する頂部変位伝達関数及び $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ の水平外力に関する頂部変位伝達関数を示す。尚、可視性のために伝達関数には ω^2 を乗じている。P-model の場合、 $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1$ の水平外力に対しては 1 次モード応答のみが励起される一方で、NP-model の場合には高次モード応答もごくわずかに励起される。MI の入力速度は 0.1 [m/s] とし、入力周期は $t_0 = T_1/6, T_1/2, 3T_1/2$ の 3 通りを扱った。 $t_0 = T_1/2$ は 1 次モード共振周期に相当する。擬似 MI は高次モード応答をほとんど励起しない一方で、MI に対しては、 t_0 に依らず高次モード応答が必ず励起される。これは $\mathbf{u} = \mathbf{1}$ のインパルス入力が入力した全てのモード応答を同振幅で励起するためである。言い換えれば、インパルス入力直後には第 1 層のみに層間速度の変化が生じる。この時、第 1 層のみに大きな減衰力が生じ、この減衰力に釣り合うだけの慣性力が必要であるため、低層部の加速度応答は大きなものとなる。 $t_0 = T_1/2$ の場合、擬似 MI 及び MSW に対する層間変形・床加速度は良好に対応する。MI に対する層間変形も他の 2 入力に対する層間変形と良好に対応するものの、高次モード応答の影響により床加速度は頂部と低層部で大きくなっている。 $t_0 = T_1/6$ の場合、擬似 MI に対する層間変形及び床加速度は極めて小さくなっている。これは、高次モード応答がほとんど励起されず、また擬似 MI のフーリエ振幅の $\omega = 2\pi/T_1$ における成分が非常に小さいためである。一方で、MI 及び MSW に対する層間変形の分布は良好に対応する。これは両入力に対して 2 次モード応答が同程度に励起されるためである。尚、MI に対する低層部の床加速度はここでもまた大きなものとなっている。 $t_0 = 3T_1/2$ の場合、MSW に対する層間変形及び床加速度は極めて小さなものとなっている。これは、MSW のフーリエ振幅は $\omega = 6\pi/T_1$ のみに大きな成分を有し、全てのモードがほとんど励起されないためである。一方で、擬似 MI 及び MI に対する層間変形は比較的良好に対応する。これは両入力ともに $\omega = 2\pi/T_1$ においてフーリエ振幅スペクトルが大きな値を取り、1 次モード応答が同程度に励起されるためである。また高次モード応答の影響により、MI に対する床加速度は擬似 MI に対するそれよりも大きくなっている。

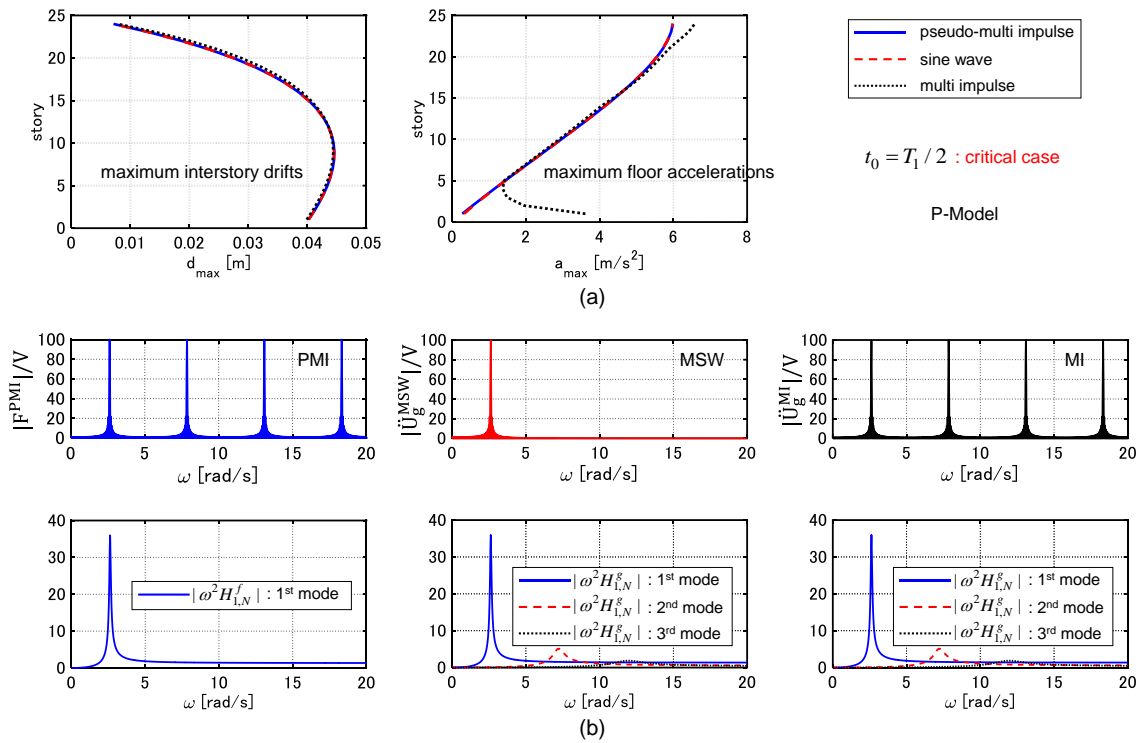


Fig. 12-4 擬似 MI, MSW 及び MI に対する最大層間変形、最大床加速度及び頂部相対加速度伝達関数とフーリエ振幅 (P-model, $t_0 = T_1 / 2$), (a) 最大応答, (b) 伝達関数とフーリエ振幅

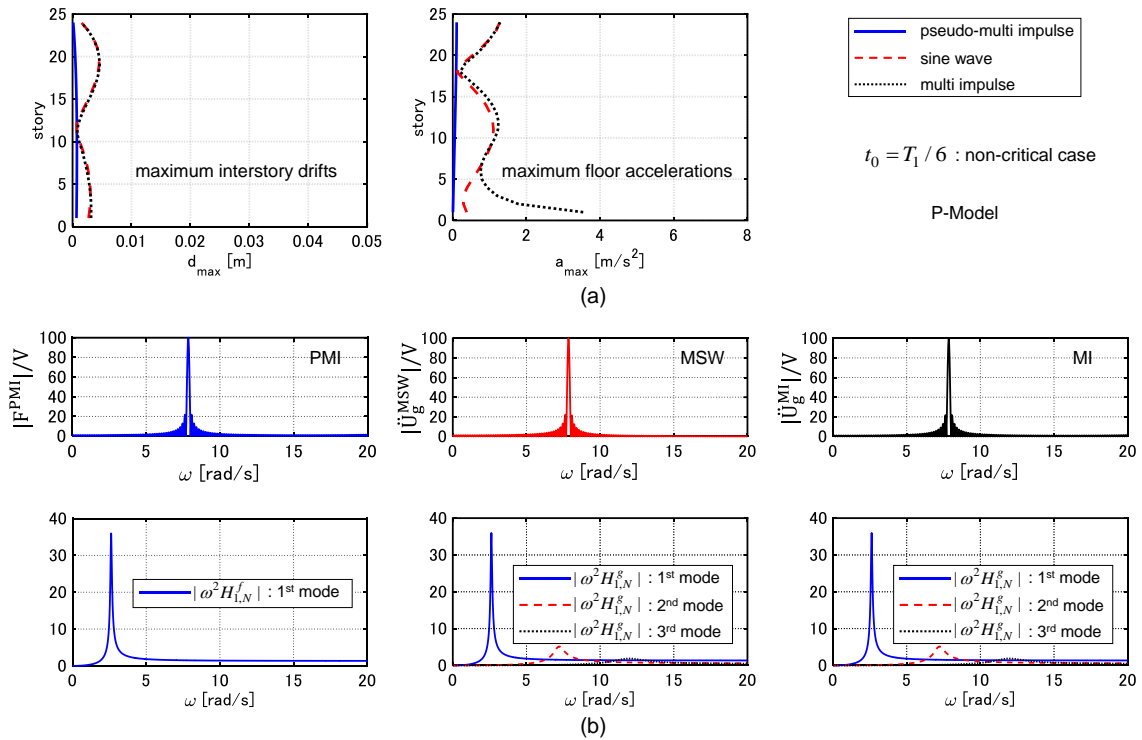


Fig. 12-5 擬似 MI, MSW 及び MI に対する最大層間変形、最大床加速度及び頂部相対加速度伝達関数とフーリエ振幅 (P-model, $t_0 = T_1 / 6$), (a) 最大応答, (b) 伝達関数とフーリエ振幅

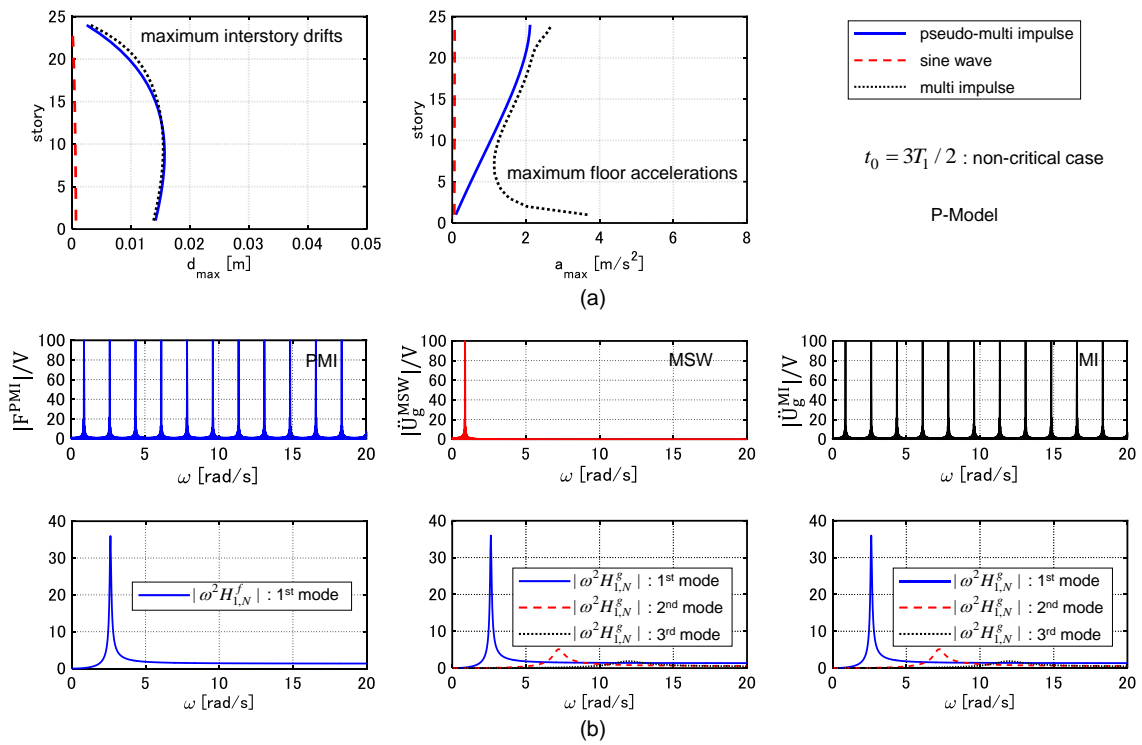


Fig. 12-6 擬似 MI, MSW 及び MI に対する最大層間変形、最大床加速度及び頂部相対加速度伝達関数とフーリエ振幅 (P-model, $t_0 = 3T_1/2$), (a) 最大応答, (b) 伝達関数とフーリエ振幅

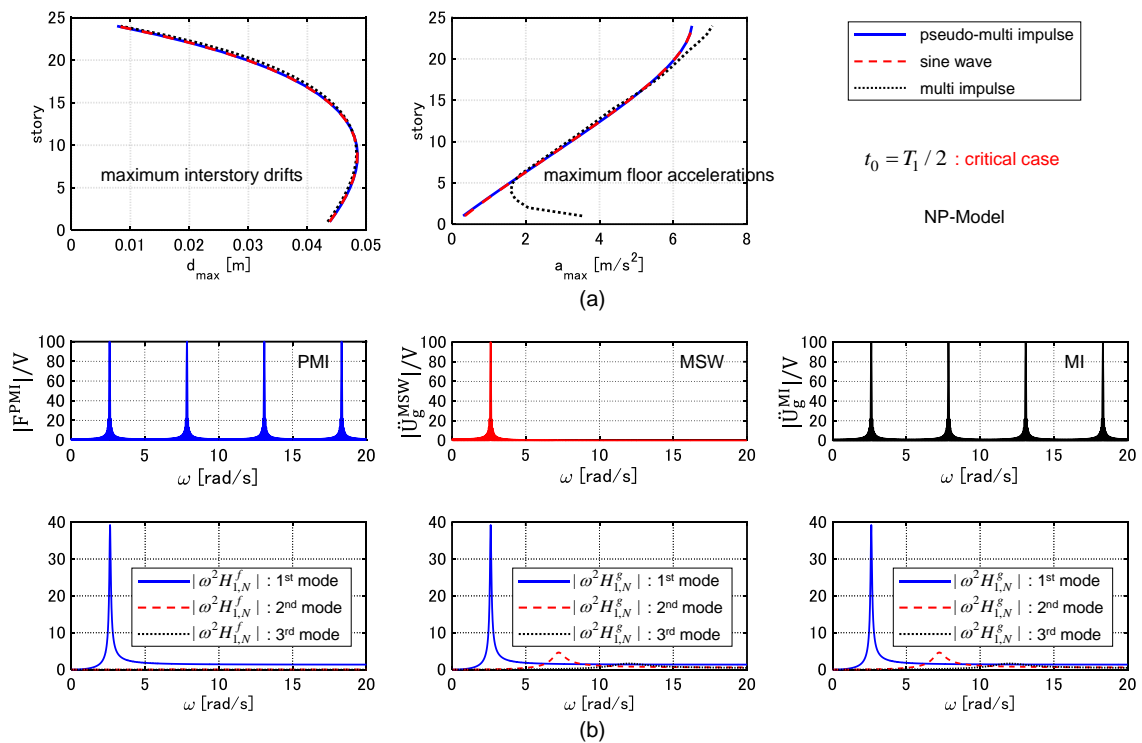


Fig. 12-7 擬似 MI, MSW 及び MI に対する最大層間変形、最大床加速度及び頂部相対加速度伝達関数とフーリエ振幅 (NP-model, $t_0 = T_1/2$), (a) 最大応答, (b) 伝達関数とフーリエ振幅

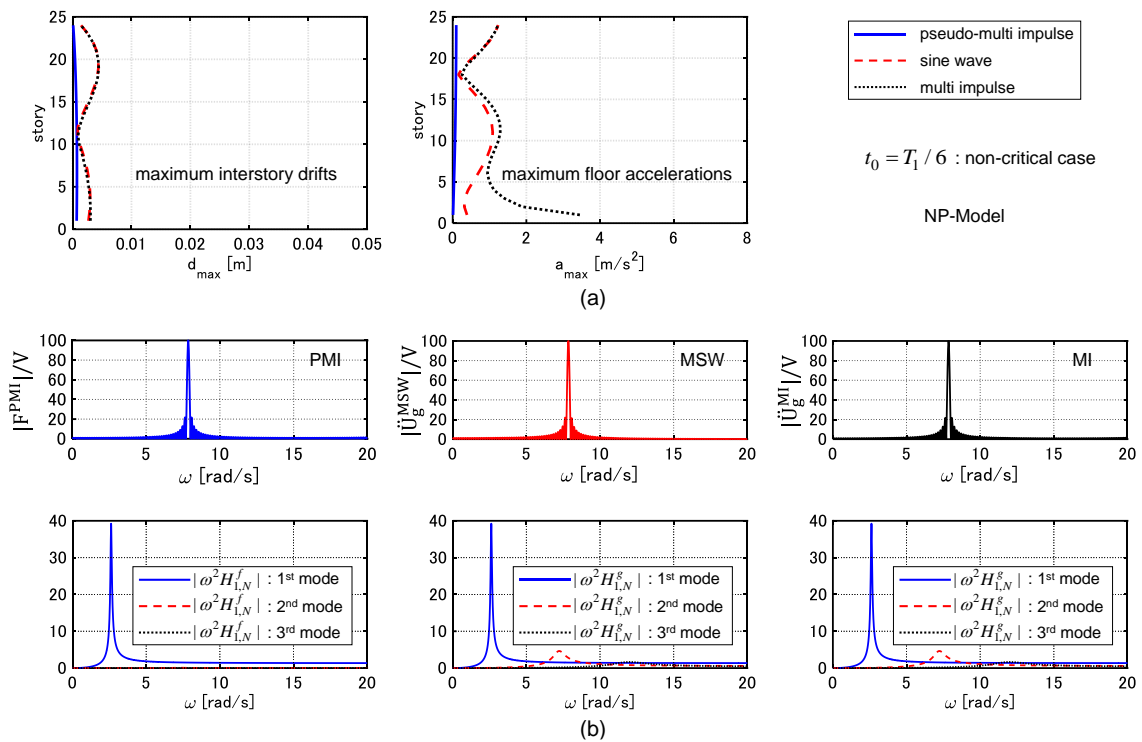


Fig. 12-8 擬似 MI, MSW 及び MI に対する最大層間変形、最大床加速度及び
 頂部相対加速度伝達関数とフーリエ振幅 (NP-model, $t_0 = T_1 / 6$) ,
 (a) 最大応答, (b) 伝達関数とフーリエ振幅

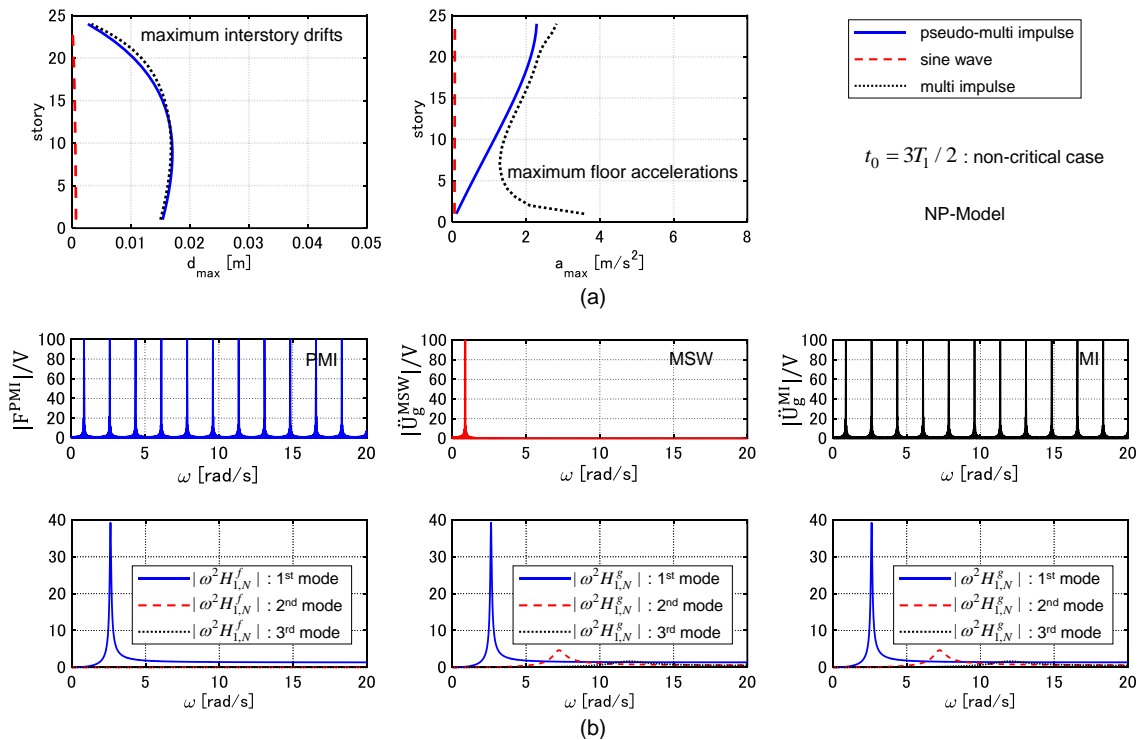


Fig. 12-9 擬似 MI, MSW 及び MI に対する最大層間変形、最大床加速度及び
 頂部相対加速度伝達関数とフーリエ振幅 (NP-model, $t_0 = 3T_1 / 2$) ,
 (a) 最大応答, (b) 伝達関数とフーリエ振幅

12.4.2 弾塑性モデル

本節では、時刻歴応答解析により MI、擬似 MI 及び等価 MSW に対する弾塑性応答の比較を行う。モデルの各層降伏変位を $d_y = 4/150[\text{m}]$ とし、また二次剛性比 0.1 のバイリニア型復元力特性 (kinematic hardening) を仮定する。尚、各層最大変形は $d_{\max,i} = (d_{\max,i}^+ - d_{\max,i}^-) / 2$ で計算する ($d_{\max,i}^+, d_{\max,i}^-$ はそれぞれ定常応答における正側最大変形及び負側最大変形)。Fig. 12-10 のように、過渡応答中に塑性化し、かつ定常応答においては弾性範囲に留まる場合には $d_{\max,i}^+ + d_{\max,i}^- \neq 0$ となる場合が存在する。

MI、擬似 MI、MSW に対する応答の比較を Fig. 12-11, 12-12 に示す。MI の入力速度は 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.7 [m/s] の全 5 通りを扱っている。応答が十分に収束するように、入力の継続時間はいずれの入力でも $50T_1$ とした。また $T_1/6 \leq t_0 \leq 3T_1/4$ としている。Fig. 12-11a, b, 12-12a, b にはそれぞれ t_0 に対する全層中の最大層間変形 d_{\max} 及び頂部加速度 $a_{\max,N}$ の変化を示す。各レベルにおける擬似 MI の極限的タイミングも併せて示す。Fig. 12-11c, d, 12-12c, d には、極限的擬似 MI に対する層間変形及び床加速度の分布と、等価な MI 及び MSW に対する層間変形及び床加速度の分布を示す。Fig. 12-11a, b, 12-12a, b より、 t_0 が極限的タイミングに一致する場合に擬似 MI に対する d_{\max} は概ね最大化され、また $a_{\max,N}$ も極大化されることが分かる。さらに極限的擬似 MI に対する d_{\max} は等価な MSW 及び MI に対する d_{\max} に良好に対応し、また極限的擬似 MI に対する $a_{\max,N}$ は等価な MSW に対する $a_{\max,N}$ に良好に対応する。尚、 $t_0 = 0.4[\text{s}] (\approx T_2/2)$ 付近で MSW に対する $a_{\max,N}$ は最大となり、 d_{\max} も極大化されるが、これは 2 次モードに共振する場合に相当する。擬似 MI は高次モード応答をほとんど励起しないため、このような場合を扱うことはできない。次節では、2 次モードに共振する場合を擬似 MI で扱うための検討を詳細に行う。Fig. 12-11c, d, 12-12c, d より、極限的擬似 MI に対する層間変形及び床加速度の分布は、等価な MSW に対するそれらと良好に対応している。一方で、MI に対する床加速度は、MSW 及び極限的擬似 MI に対するそれと対応しない。

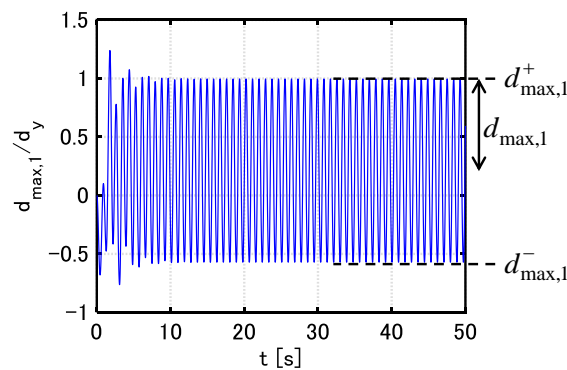


Fig. 12-10 変位応答時刻歴の例 (第 1 層)

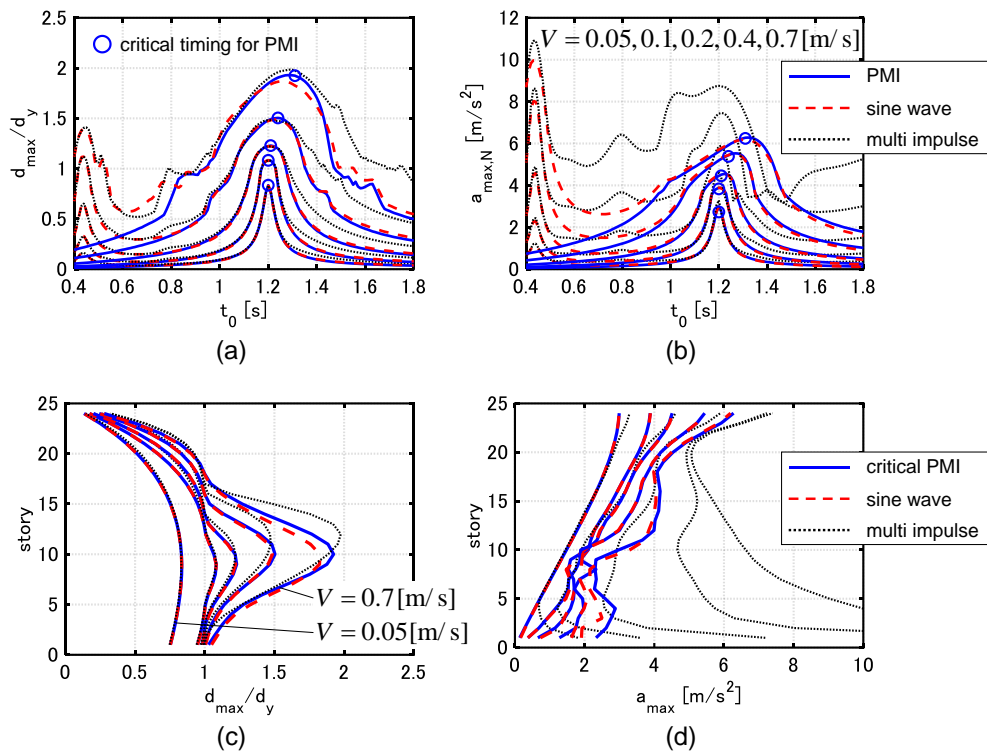


Fig. 12-11 擬似 MI, MSW 及び MI に対する P-model の最大応答の比較, (a) t_0 に対する d_{\max} の変動, (b) t_0 に対する $a_{\max,N}$ の変動, (c) 極限的擬似 MI 及び等価な MSW と MI に対する最大層間変形, (d) 極限的擬似 MI 及び等価な MSW と MI に対する最大床加速度

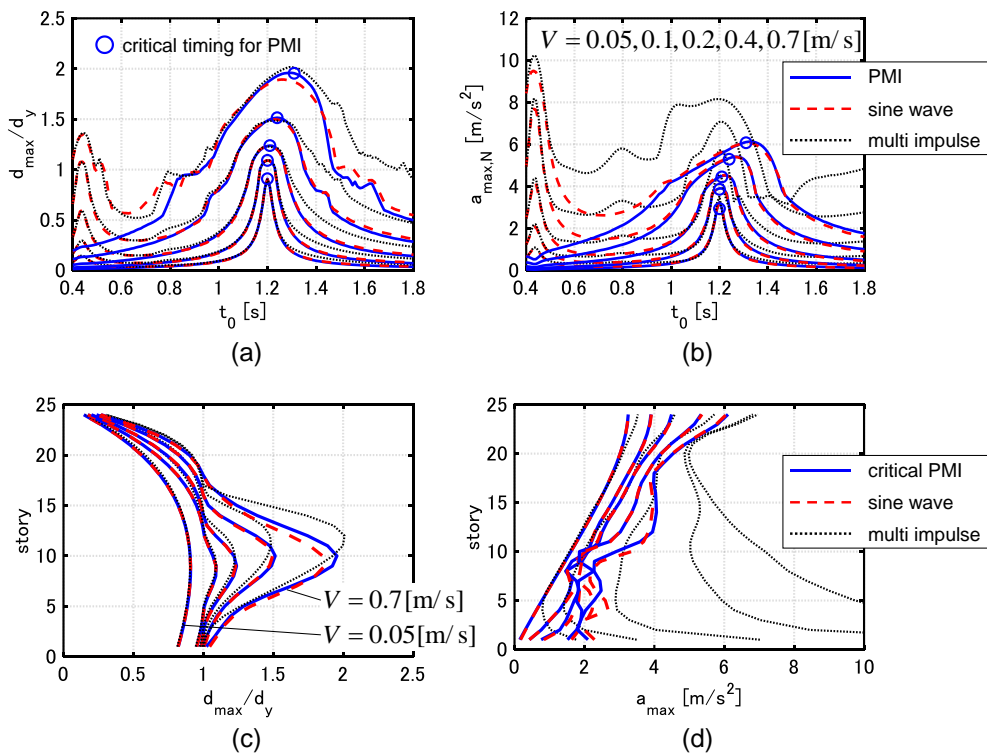


Fig. 12-11 擬似 MI, MSW 及び MI に対する NP-model の最大応答の比較, (a) t_0 に対する d_{\max} の変動, (b) t_0 に対する $a_{\max,N}$ の変動, (c) 極限的擬似 MI 及び等価な MSW と MI に対する最大層間変形, (d) 極限的擬似 MI 及び等価な MSW と MI に対する最大床加速度

以上より、 $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ の極限的擬似 MI は、1 次モードに共振する場合の MSW に対する最大層間変形と最大床加速度を良好な精度で推定することが可能である。弾塑性モデルに対する MSW の共振入力周期を求めるためには、入力周期を変動させた時刻歴応答解析を繰り返す必要がある。一方擬似 MI の極限的タイミングは、繰り返さずで（時刻歴応答解析と並行して）得ることができる。従って、擬似 MI を用いることで、MSW に対する弾塑性多自由度系の共振応答を効率的に求めることが可能となる。

12.4.3 2 次モードに共振する場合への擬似 MI の適用性に関する検証

本節では、2 次モードに共振する場合への擬似 MI の適用性を検証するために、 $\mathbf{u} = \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2, \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$ の擬似 MI 及び MSW に対する弾塑性応答の比較を行う。 $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1$ の擬似 MI に対する極限的タイミングは 1 次モード慣性力が 0 に等しい場合であるが、 $\mathbf{u} = \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2, \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$ の擬似 MI に対する極限的タイミングは 2 次モード慣性力が 0 に等しい場合であると定義する。このタイミングは、擬似 MI の 2 次モード成分による入力エネルギーの最大化に相当する。

$\mathbf{u} = \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2, \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$ の擬似 MI 及び MSW に対する応答の比較を Fig. 12-13, 12-14 に示す。Fig. 12-13a, b, 12-14a, b には、各レベルにおける擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) の極限的タイミングも併せて示す。尚、 $\mathbf{u} = \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$ の擬似 MI に対する極限的タイミングと $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$ の擬似 MI に対するそれはほとんど一致することを確認している。Fig. 12-13c, d, 12-14c, d には、極限的擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) に対する最大層間変形及び最大床加速度の分布と、等価な MSW 及び擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) に対する最大層間変形及び最大床加速度の分布を示す。Fig. 12-13a, b, 12-14a, b より、極限的擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) は $a_{\max, N}$ を概ね最大化し、また d_{\max} も極大化する。さらに極限的擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) に対する $d_{\max}, a_{\max, N}$ は等価な MSW 及び擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) に対するそれらに良好に対応する。Fig. 12-13c, d, 12-14c, d より、極限的擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) に対する最大層間変形は、等価な MSW に対するそれと良好に対応している。さらに極限的擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) に対する最大床加速度の分布は、低層部を除いて、等価な MSW に対するそれと良好に対応している。尚、擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) に対する第 10 層の変形が擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) に対するそれよりも小さくなっているのは、2 次モードの最大層間変形が 10 層においてほとんど 0 となっているためである (Fig. 12-3)。

以上より、 $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$ の極限的擬似 MI は、2 次モードに共振する場合の MSW に対する最大層間変形と最大床加速度を良好な精度で効率的に推定することが可能である。

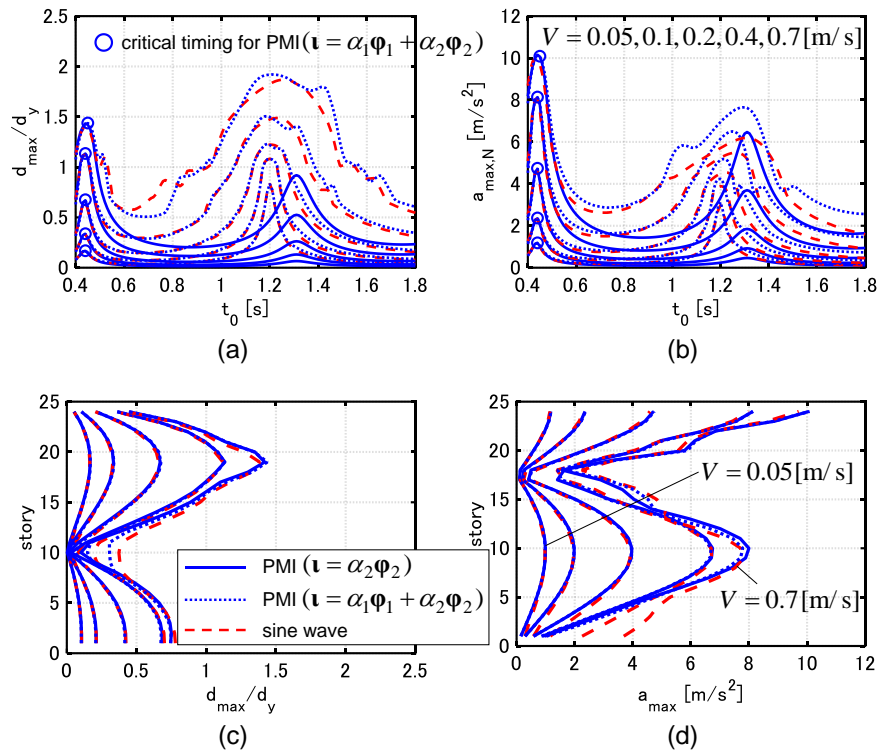


Fig. 12-13 擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2, \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$), MSW 及び MI に対する P-model の最大応答, (a) t_0 に対する d_{\max} の変動, (b) t_0 に対する $a_{\max,N}$ の変動, (c) 擬似 MI 及び等価な MSW と MI に対する最大層間変形, (d) 擬似 MI 及び等価な MSW と MI に対する最大床加速度

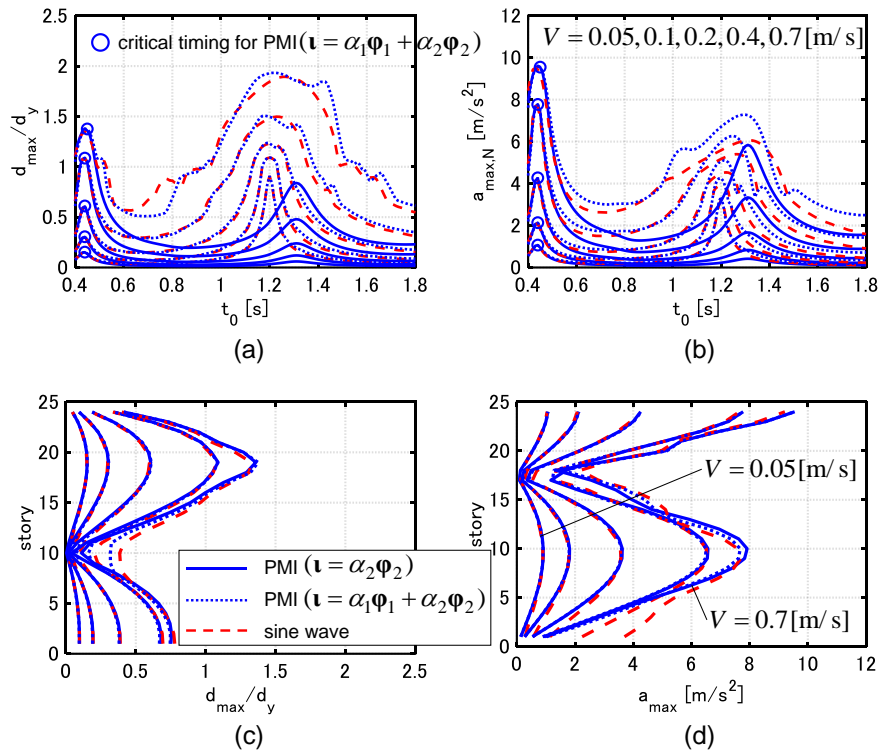


Fig. 12-14 擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2, \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$), MSW 及び MI に対する NP-model の最大応答, (a) t_0 に対する d_{\max} の変動, (b) t_0 に対する $a_{\max,N}$ の変動, (c) 擬似 MI 及び等価な MSW と MI に対する最大層間変形, (d) 擬似 MI 及び等価な MSW と MI に対する最大床加速度

12.5 長周期長時間地震動下における弾塑性高層建物への入力エネルギー及び累積塑性変形倍率に関する検討

12.5.1 節では、擬似 MI による弾性モデル及び弾塑性モデルへの入力エネルギーに関する検討を行う。12.5.2 節では、建物の層数の違いが長周期長時間地震動下での累積塑性変形倍率に及ぼす影響を数値例題により明らかにする。

12.5.1 擬似 MI による弾性モデル及び弾塑性モデルへの入力エネルギー増分

擬似 MI の各インパルスによる入力エネルギー増分は、インパルス入力の直前直後に系が有する運動エネルギーの差を取ることで得られる。擬似 MI を受けて系が定常応答を示している場合、入力エネルギー増分 E は(12-25)式のように表される。

$$\begin{aligned} E &= (1/2)\{\mathbf{v}_c + V(\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1)\}^T \mathbf{M}\{\mathbf{v}_c + V(\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1)\} - (1/2)\mathbf{v}_c^T \mathbf{M}\mathbf{v}_c \\ &= V(\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1)^T \mathbf{M}\mathbf{v}_c + (1/2)V^2(\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1)^T \mathbf{M}(\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1) \end{aligned} \quad (12-25)$$

ここで \mathbf{v}_c はインパルス入力直前に系が有する速度である。 $\boldsymbol{\varphi}_1, \dots, \boldsymbol{\varphi}_N$ は \mathbf{M} を介して直交するため、 E は \mathbf{v}_c の 1 次モード成分により決まる。

擬似 MI を受けて定常応答を示している P-model への入力エネルギー増分 E 及び全層中の最大層間変形を Fig. 12-15 に示す。尚、弾性応答のみを示す場合と弾塑性応答を示す場合の両方を扱っている。弾塑性応答を示す場合には、履歴減衰の影響により E （すなわち \mathbf{v}_c の 1 次モード成分）が低減し、最大層間変形も低減することが分かる。

12.5.2 長周期長時間地震動下における弾塑性高層建物の累積塑性変形倍率

本節では、層数の異なる超高層建物モデルの極限的擬似 MI に対する時刻歴応答解析を行い、建物の層数の違いが累積塑性変形倍率に及ぼす影響を明らかにする。

1 次周期が 2.4, 3.6, 4.8, 6.0 [s] の 24, 36, 48, 60 層弾塑性せん断質点系を考える。全層等質量、各層高さ 4m、剛性分布は第 1 層と最上層の剛性の比が 2.5:1 となる台形分布とする。

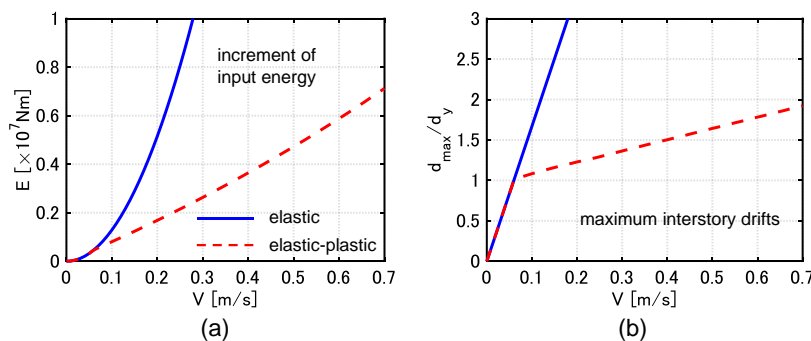


Fig. 12-15 各インパルスによる入力エネルギー増分と最大層間変形 (P-model) ,
(a) 入力エネルギー増分, (b) 最大層間変形

構造減衰として 1 次減衰定数が 2%となる剛性比例減衰を採用する。各層降伏変位を $d_y = 4/150[\text{m}]$ とし、二次剛性比 0.1 のバイリニア型復元力特性を仮定する。また、各層に $(60N/24^2) \times 10^7 \text{Ns/m}$ (N : 層数) のダンパー付加減衰を与えたモデルも扱う (5%の 1 次減衰定数に相当)。擬似 MI の入力速度は $V = 0.01, 0.02, \dots, 0.7 [\text{m/s}]$ とし、 t_0 は各モデルに極限的なタイミングを採用する。擬似 MI の継続時間はいずれの場合も 120 [s] とする。地動最大速度及び継続時間が等しい場合、MSW (及び MI) の速度パワー (地動速度の二乗時間積分) は入力周期に依らずほぼ等しい。尚、速度パワーは地震動レベルを基準化する有力な指標の一つである (Takewaki and Tsujimoto (2011))。また、遠地まで伝播する長周期長時間地震動を扱う場合、卓越周期は建物の位置する盆地構造に大きく依存するが、継続時間は震源・伝播特性も影響し、不確実である。入力周期・継続時間・振幅が必ずしも比例関係にあるわけではなく、ここでは入力周期に依らず継続時間を共通として扱う。

最大層間変形 d_{\max} 及び累積塑性変形倍率 $\eta_{\max} = \max_i \{\eta_i\}$ を Fig. 12-16 に示す (η_i : 第 i 層の累積塑性変形倍率)。いずれのモデルも d_{\max} は V に対してほぼ同様の推移を示すのに対して、層数が大きくなるほど η_{\max} は小さくなる。前者に関しては Takewaki and Tsujimoto (2011) が同様の結果を示している。後者は、全てのモデルにおいて入力継続時間を共通としており、層数が大きくなるほど最大変形を取る回数が減少するためであり、また構造モデルの設定にも依存している。層塑性率と部材塑性率の関係、及び部材塑性率と繰り返し数の関係 (例えば澤本他 (2020)) が定まると、部材の疲労損傷度に基づいて入力速度レベル・継続時間の限界値を簡易的に算定可能となる (Appendix 12-1)。ただし一般に、部材疲労損傷度の限界条件を満たすには、ダンパー等による制御が必要であるといえる。

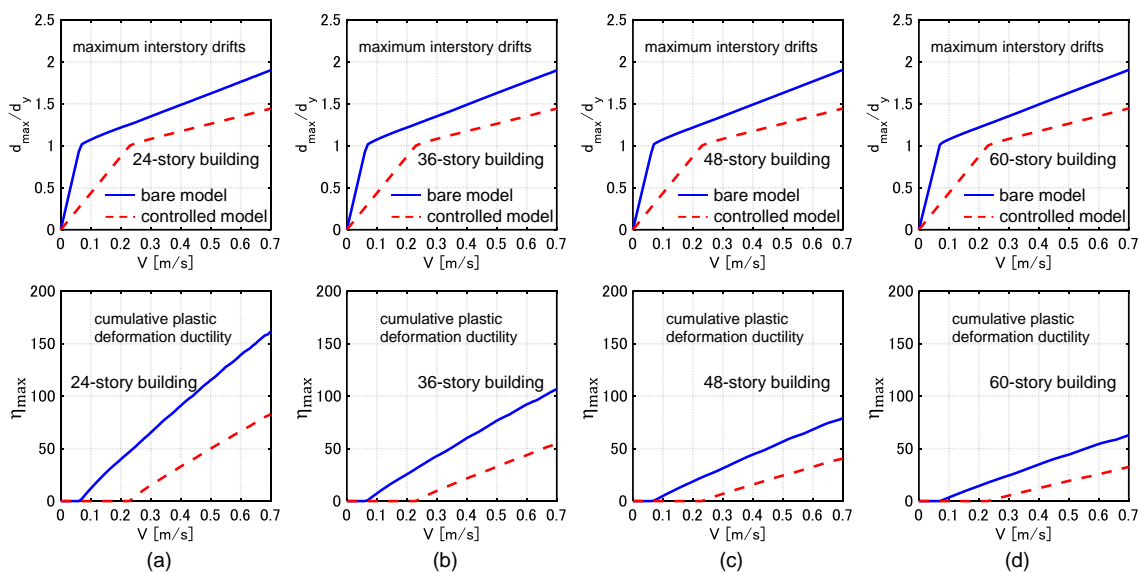


Fig. 12-16 最大層間変形と累積塑性変形倍率,
(a) 24 層モデル, (b) 36 層モデル, (c) 48 層モデル, (d) 60 層モデル

12.6 長周期長時間地震動下における弾塑性高層建物のレジリエンス評価

本節では、極限的擬似 MI を用いて長周期長時間地震動に対する弾塑性多層建物モデルのレジリエンス評価を行う。1,2 次モードに共振する場合を扱うため、 $\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1, \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\phi}_2$ の極限的擬似 MI を扱う。12.6.1 節では、11 章で提案した建物のレジリエンス評価法を、特に可用性（復旧曲線の縦軸に相当）に焦点を当てて拡張する。建物のレジリエンスは構造体、設備要素及び供給系ライフラインの損傷状態により評価される。設備システムの冗長性も考慮可能な方法としている。12.6.2 節では、数値例題を通してダンパー付加、設備システムの冗長性及び復旧人員数の不確実性が長周期長時間地震動に対するレジリエンス性能に及ぼす影響を明らかにする。

12.6.1 建物のレジリエンス評価法

総復旧時間評価（復旧曲線の横軸に相当）に関する詳細は 11 章で述べており、ここでは概要のみを示す。

建物の総復旧時間 T_{total} を構造体の修復に要する総時間 T_{total}^S と設備・非構造の修復に要する総時間 T_{total}^F の和として、(12-26)式のように定義する。

$$T_{total} = T_{total}^S + T_{total}^F \quad (12-26)$$

<設備・非構造体・構造体の復旧時間評価>

システム i に属する要素 j の復旧時間を $T_{i,j}$ 、システム i に属する要素の数を M_i とすると、システム i 全体の復旧時間 T_i は(12-27)式のように表される。

$$T_i = \begin{cases} \max_j \{T_{i,j}\} & (\text{scenario FA}) \\ \sum_{j=1}^{M_i} T_{i,j} & (\text{scenario LA}) \end{cases} \quad (12-27)$$

scenario FA (full ability) とは建物内の全要素の修復が同時に始まる場合の復旧シナリオ（復旧人員数が最大）であり、scenario LA (limited ability) とは全要素を順次修復するシナリオ（復旧人員数が最小）である。(12-27)式の関係在建物全体に敷衍すると、設備・非構造の修復に要する総時間 T_{total}^F は(12-28)式のように表される（ n は建物全体における設備系統の数）。

$$T_{total}^F = \begin{cases} \max_i \{T_i\} = \max_{i,j} \{T_{i,j}\} & (\text{scenario FA}) \\ \sum_{i=1}^n T_i = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{M_i} T_{i,j} & (\text{scenario LA}) \end{cases} \quad (12-28)$$

構造体に関しても設備・非構造体と同様の方法で評価を行う。

<設備・非構造体の可用性評価>

本論文では、設備システムの機能損失の有無を可用性と呼ぶ。建物全体としての設備可用性 r^F 及び系統 i の可用性 r_i^F を(12-29)式で表現する。

$$r^F = \sum_{i=1}^n r_i^F$$

$$r_i^F = \begin{cases} 1/n & (\text{all components are available}) \\ 0 & (\text{otherwise}) \end{cases} \quad (12-29)$$

先述したように、系統内の全要素が無損傷である場合に系統が機能するものとし、建物全体での設備機能可用性は各設備システムの可用性の総和として表現する。各系統への重みづけに関しては検討の余地があるものの、ここでは0または(1/n)の2値を取るものとする。全系統の設備が機能する場合、建物全体での可用性は1となる。

設備機能の可用性と2シナリオによる復旧の例を Fig. 12-17 に示す。前節までで扱った24層建物モデルを本節でも扱う。設備要素としては電気系統設備のみを考慮する。各階への電気供給機能を1系統と考えると、建物全体では24系統存在する。1階の配電盤は24系統全てに含まれる要素であるため、これが損傷した場合には全系統の機能が失われることになる。Fig. 12-17b, c はそれぞれ scenario FA, LA による復旧過程に相当する。第1層の配電盤、第2, 24層の分電盤が損傷した場合を考える。また分電盤よりも配電盤の損傷程度は小さいものとする。全ての要素の修復を同時に開始する scenario FA では、配電盤の修復後に1, 3-23層への電気供給機能が回復する。2, 24層の分電盤は同時に修復が完了するため、2, 24層への電気供給機能も同時に回復する。1つ1つの要素を順次修復する scenario LA では、2, 24層への電気供給機能は同時には回復しない。

一方、建物のレジリエンス性能には、建物内設備の損傷状態のみならず関連するライフラインの機能損失も影響する。例えば、ライフラインによる電気供給が停止した場合、建物内の設備が無損傷であっても電気供給機能は失われる。このような場合への対策として、非常用発電機を建物に備え付けることが考えられる。ライフラインの機能が停止した場合であっても、非常用発電機が使用可能であれば電気供給機能は一定期間維持される (Fig. 12-18)。すなわち、非常用発電機は設備システムに「冗長性」を付与するものであるといえる。ライフライン及び非常用発電機の可用性 r^{ll}, r^{eps} を考慮すると、(12-29)式は(12-30)式のように書き直される。

$$r^F = U(r^{ll} + r^{eps}) \left\{ \sum_{i=1}^n r_i^F \right\}$$

$$r^{ll} = \begin{cases} 0 & (\text{damaged}) \\ 1 & (\text{otherwise}) \end{cases}, r^{eps} = \begin{cases} 0 & (\text{damaged}) \\ 1 & (\text{otherwise}) \end{cases} \quad (12-30)$$

$$U(x) = \begin{cases} 1 & (x > 0) \\ 0 & (x = 0) \end{cases}$$

ライフラインの機能損失といった外的要因により、建物のレジリエンス性能は低下する。(12-30)式は、システムに冗長性を付与する要素（ここでは非常用発電機）に十分高い耐力を持たせることにより外的要因の影響を低減可能であることを表している。

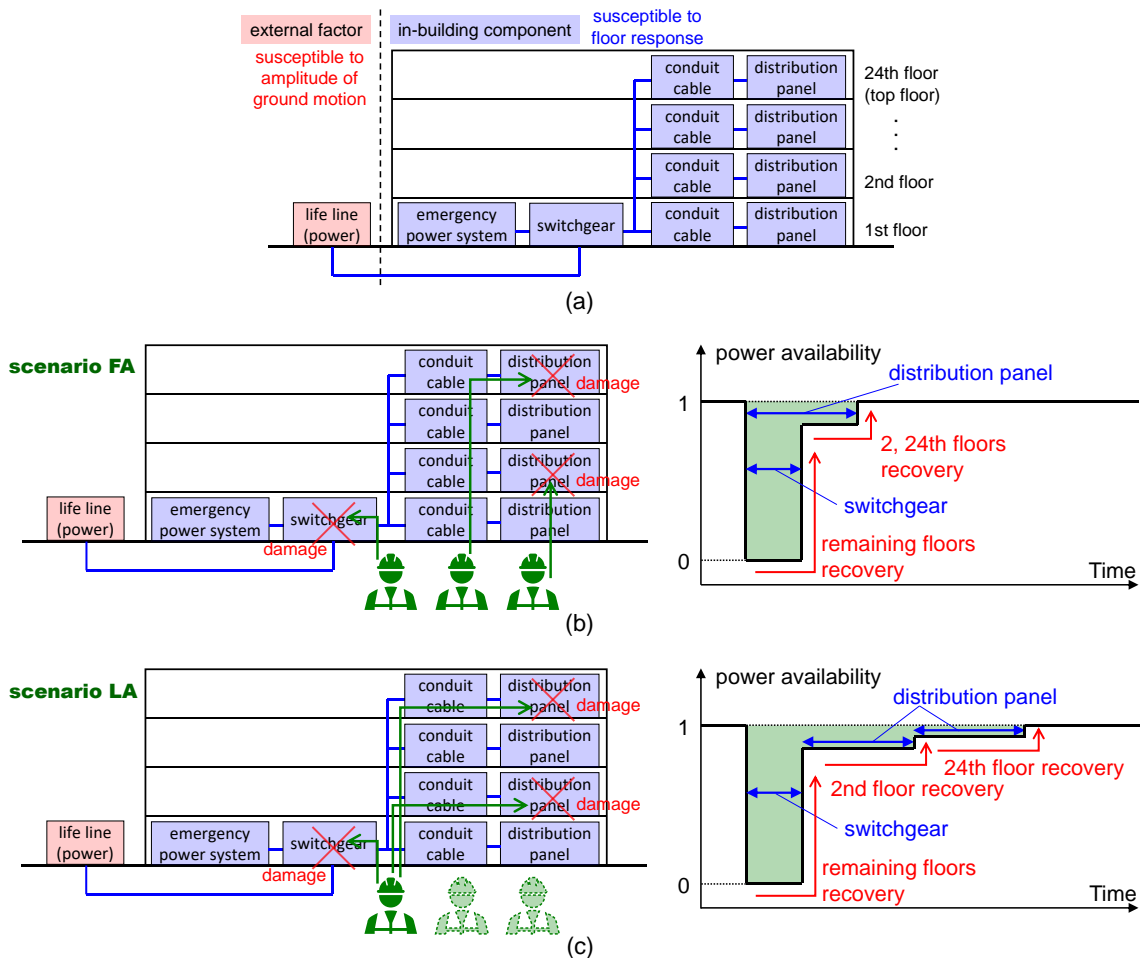


Fig. 12-17 電気設備系統とその復旧過程の例,
(a) 電気設備系統, (b) scenario FA による復旧, (c) scenario LA による復旧

<構造体の可用性評価>

本論文では、建物が占有可能か否かを構造体の可用性と呼ぶ。構造体の可用性 r^S を(12-31)式で表現する。

$$r^S = \begin{cases} 0 & (\text{damaged}) \\ 1 & (\text{otherwise}) \end{cases} \quad (12-31)$$

r^S は 0, 1 の 2 値を取るものとする。構造体が損傷した場合、 r^S の値は修復後に 0 から 1 へ変化する。

<建物のレジリエンス評価に用いる 3 指標>

建物のレジリエンス評価には、以下に示す 3 つの指標を用いる。

(1) 復旧時間の期待値 (予測値) T_{total}^{avg}

$$T_{total}^{avg} = T_{total}^{F,avg} + T_{total}^{S,avg}$$

$$T_{total}^{F,avg} = \begin{cases} \max_{i,j} \{T_{i,j}^{avg}\} & (\text{scenario FA}) \\ \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{M_i} T_{i,j}^{avg} & (\text{scenario LA}) \end{cases} \quad (12-32)$$

$$T_{i,j}^{avg} = \sum_k P_{i,j}(D_k) \cdot \tau_{i,j}(D_k)$$

$$T_{total}^{S,avg} = \sum_k P^S(D_k) \cdot \tau^S(D_k)$$

ここで $D_k, \tau_{i,j}, \tau^S$ は、損傷レベル、第 i 系統第 j 要素の損傷レベル毎の復旧時間及び構造体の損傷レベル毎の復旧時間を表し、 P は事象確率を表す記号である。尚、scenario FA では復旧時間の計算に \max 演算を要するため、 T_{total}^{avg} は厳密な意味での期待値ではない。

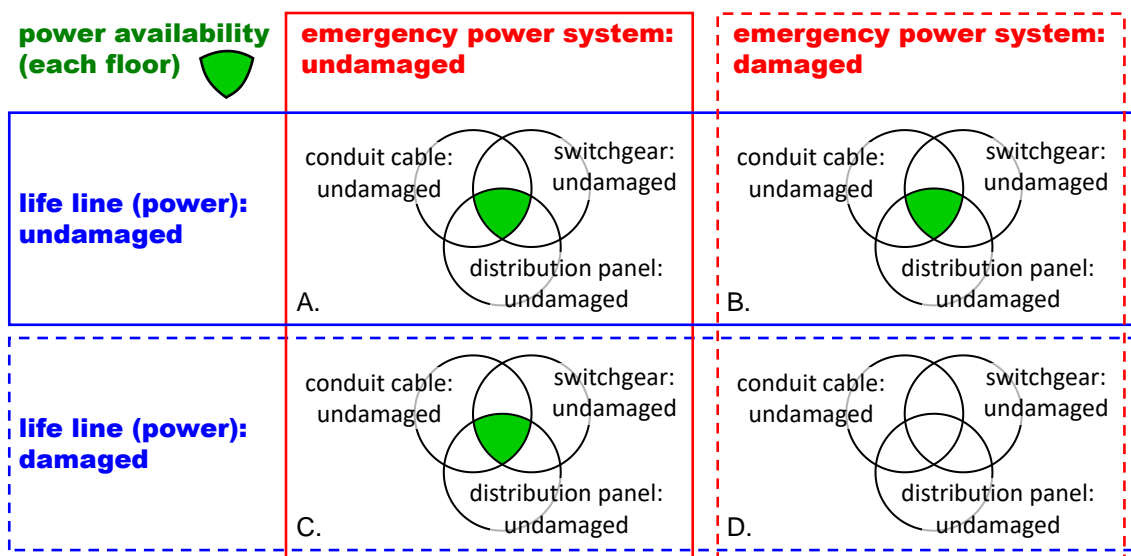


Fig. 12-18 各階の電力可用性の条件

(2) 地震発生直後の構造体・設備可用性の期待値 $r^{S,avg}, r^{F,avg}$

ライフライン及び非常用発電機の損傷の有無により、Fig. 12-18 に示す A-D の 4 つの場合分けが可能である：A) ライフライン及び非常用発電機がともに無損傷 ($r^{ll} = 1, r^{eps} = 1$)、B) ライフラインのみ無損傷 ($r^{ll} = 1, r^{eps} = 0$)、C) 非常用発電機のみ無損傷 ($r^{ll} = 0, r^{eps} = 1$)、D) ライフライン及び非常用発電機がともに損傷 ($r^{ll} = 0, r^{eps} = 0$)。非常用発電機を備えている場合は A-D の 4 ケース全てを考慮し、非常用発電機を備えていない場合は B, D の 2 ケースのみ考慮する。

非常用発電機がない場合、 $r^{F,avg}$ ((12-30)式の期待値) は(12-33a)式のように表される。

$$\begin{aligned} r^{F,avg} &= \left\{ 0 \cdot P(r^{ll} = 0) + 1 \cdot P(r^{ll} = 1) \right\} \left\{ \sum_{i=1}^n r_i^{F,avg} \right\} \\ &= P(r^{ll} = 1) \left\{ \sum_{i=1}^n \left[(1/n) \prod_{j=1}^{M_i} P_{i,j}(D_0) + 0 \cdot \left(1 - \prod_{j=1}^{M_i} P_{i,j}(D_0) \right) \right] \right\} \quad (12-33a) \\ &= P(r^{ll} = 1) \left\{ \sum_{i=1}^n \left[(1/n) \prod_{j=1}^{M_i} P_{i,j}(D_0) \right] \right\} \end{aligned}$$

尚、 D_0 は無損傷状態を表すものとする。 $\prod_{j=1}^{M_i} P_{i,j}(D_0)$ は系統 i の全要素が無損傷である場合の確率を表す。Fig. 12-18 の例では $M_i = 3$ であり (幹線・分電盤・配電盤)、また $\prod_{j=1}^{M_i} P_{i,j}(D_0)$ は緑色の領域に相当する。非常用発電機が備え付けられている場合、 $r^{F,avg}$ は(12-33b)式のように書き直される。

$$\begin{aligned} r^{F,avg} &= \left\{ 1 \cdot P(r^{ll} = 1) + 1 \cdot P(r^{ll} = 0) P(r^{eps} = 1) + 0 \cdot P(r^{ll} = 0) P(r^{eps} = 0) \right\} \left\{ \sum_{i=1}^n r_i^{F,avg} \right\} \quad (12-33b) \\ &= \left\{ P(r^{ll} = 1) + P(r^{ll} = 0) P(r^{eps} = 1) \right\} \left\{ \sum_{i=1}^n \left[(1/n) \prod_{j=1}^{M_i} P_{i,j}(D_0) \right] \right\} \end{aligned}$$

非常用発電機が十分に高い耐力を有する場合、 $P(r^{eps} = 1) \approx 1$ となるため $\left\{ P(r^{ll} = 1) + P(r^{ll} = 0) P(r^{eps} = 1) \right\} \approx 1$ となる。このとき、 $r^{F,avg}$ の値はおおよそ $\{1/P(r^{ll} = 1)\}$ 倍に増大する。

尚、構造体の可用性の期待値 $r^{S,avg}$ も同様に計算可能である。

(3) (構造体・設備のそれぞれに対する) 最尤復旧曲線

最尤復旧曲線とは、各要素が最も尤度 (確率) の高い損傷状態に属すると仮定した場合の復旧曲線である。最尤復旧曲線は構造、非構造のそれぞれに対して求められ、またその復旧曲線の尤度 (確率) も計算可能である。尚、scenario FA, LA のどちらを用いるかということは復旧曲線の尤度に影響しない。構造体が健全であり、かつ設備が機能する場合に建物として使用可能であると考えられるため、構造体・設備の 2 つの復旧曲線の下限の包絡曲線が建物全体としての復旧曲線を表すと考えることができる。

復旧曲線を確率的に求める他の方法としてモンテカルロシミュレーションなどが考えられるものの、本章では扱わない。

12.6.2 数値例題

本節では、極限的擬似 MI ($\mathbf{u} = \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1, \alpha_1 \boldsymbol{\varphi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\varphi}_2$) を用いて、長周期長時間地震動に対する弾塑性超高層建物のレジリエンス評価を行う。1, 2 次モードに共振する場合でレジリエンス評価にどのような違いがあるかを明らかにする。擬似 MI の入力速度は $V = 0.4, 0.7$ [m/s] の 2 通りを扱う。

建物モデルには前節までで扱った 24 層モデルを扱う。本節においてもモデルの各層降伏変位を $d_y = 4/150$ [m] とし、また二次剛性比 0.1 のバイリニア型復元力特性を仮定する。また構造減衰は 1% (剛性比例型) とする。

設備モデルには Fig. 12-17 に示した電気設備系統とライフライン (電力) を考える。構造体、電気設備系統及びライフラインの脆弱性を Fig. 12-19 及び Table 12-1~12-3 に示す。いずれの脆弱性も対数正規分布によりモデル化している。尚、11.3.1 節でも述べたように、脆弱性パラメータの設定はデータ不足のため困難であり、ここでは独自に設定している。電気設備系統の各要素の耐力は各階最大応答で評価する。実際には室内被害の継続時間依存性は無視できないものの、データ不足により設定困難であり、これを考えない。構造体の耐力は全層中の最大層間変形 $d_{\max} = \max(d_{\max,i})$ で評価する。尚、各層塑性率や累積塑性変形倍率を用いて評価する方法も考えられるが、ここではより簡単なものとしている。ライフラインの耐力は擬似 MI の入力速度振幅により評価する。また、非常用発電機は 0.1 [month] の電気供給が可能とする。ライフラインの損傷レベルが slight である場合の復旧時間も 0.1 [month] であるため、非常用発電機が無損傷であれば建物への電気供給機能は維持される。

ダンパーによる付加減衰及び非常用発電機の有無がレジリエンス評価に及ぼす影響を明らかにするため、以下の 3 つのモデルを扱う。

- ・付加減衰のないモデル (bare model)
- ・ $c_{add,i} = (60/24) \times 10^7$ [Ns/m] ($i = 1, \dots, 24$) の付加減衰を有するモデル
- ・付加減衰を有し、かつ非常用発電機が備え付けられたモデル

付加減衰による 1 次減衰定数はおよそ 5% である。

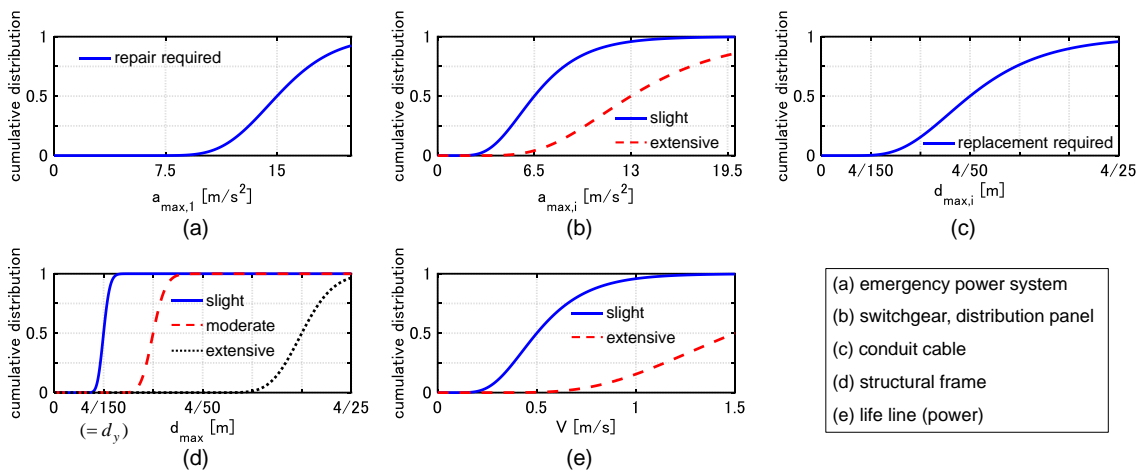


Fig. 12-19 構造体・設備・ライフライン（電力）のフラジリティー曲線

Table 12-1 構造体のフラジリティー関数

damage state	median value	logarithmic standard derivation	recovery time [month]
slight	4/150 m (= d_y)	0.1	0.1
moderate	4/75 m (= $2d_y$)	0.1	3
extensive	4/30 m (= $5d_y$)	0.1	12

Table 12-2 設備のフラジリティー関数

component	floor	damage state	median value	logarithmic standard derivation	recovery time [month]
emergency power system	1st floor	repair required	15 m/s ²	0.2	1
switchgear	1st floor	slight	6.5 m/s ²	0.4	0.25
		extensive	13 m/s ²	0.4	1
distribution panel	each floor	slight	6.5 m/s ²	0.4	0.25
		extensive	13 m/s ²	0.4	1
conduit cable	each floor	replacement required	4/50 m	0.4	0.5

Table 12-3 ライフライン（電力）のフラジリティー関数

damage state	median value	logarithmic standard derivation	recovery time [month]
slight	0.5 m/s	0.4	0.1
extensive	1.5 m/s	0.4	1

レジリエンス評価の結果を Fig. 12-20~12-23 に示す。図中の赤色鎖線と青色実線は構造体と設備の最尤復旧曲線を表しており、同色の P はその尤度を表している。また、図中の丸と三角は、総復旧時間の期待値 T_{total}^{avg} 及び地震発生直後の設備可用性の期待値 $r^{F,avg}$ を表している。尚、構造体の脆弱性は分散が小さく、地震発生直後の構造体可用性の期待値 $r^{S,avg}$ は 0 もしくは 1 にほぼ等しいため、省略している。

Fig. 12-20 ($V=0.4[m/s]$, $\mathbf{u}=\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1$) の場合、ダンパーの有無にかかわらず構造体に軽微な損傷が発生する確率が高いものの、 T_{total}^{avg} , $r^{F,avg}$ の値は改善する。設備の最尤復旧曲線もまたダンパーの有無により変化しないものの、ダンパーの付加により最尤復旧曲線の尤度は向上する。尚、入力速度レベルが比較的小さいため、非常用発電機を備え付けても $r^{F,avg}$ はわずかにしか改善しない。Fig. 12-21 ($V=0.7[m/s]$, $\mathbf{u}=\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1$) の場合、付加減衰のないモデルの構造体の損傷は中程度となる確率が高く、これが高層部の設備要素の復旧を遅れさせている。ダンパーが付加されると、構造体の損傷は軽微なものに低減され、また設備要素の損傷確率も低減されている。しかし、構造体の復旧と同時にライフラインの復旧が完了するため、非常用発電機の効果は限定的である。構造体の損傷を無被害に低減できれば、非常用発電機を稼働させることで地震発生直後から建物が継続使用可能となる。Fig. 12-22 ($V=0.4[m/s]$, $\mathbf{u}=\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1+\alpha_2\boldsymbol{\varphi}_2$) の場合、付加減衰のないモデルの構造体の損傷は軽微となる。また床加速度が中層部及び高層部において大きくなるため、それらの階の設備要素が損傷する確率が高くなる。すなわち、ダンパーのないモデルに対しては、1次モードに共振する場合 (Fig. 12-20) よりも復旧時間が長期化し、また設備機能も大きく低下する恐れがある。ダンパーが付加されると、構造体の損傷は無被害に低減され、また設備要素の損傷確率も大きく低減されている。これは、1次モードと比較して、付加減衰が高次モードを大きく低減するためである。Fig. 12-23 ($V=0.7[m/s]$, $\mathbf{u}=\alpha_1\boldsymbol{\varphi}_1+\alpha_2\boldsymbol{\varphi}_2$) の場合、無ダンパーモデルの構造体に軽微な損傷が発生し、また多くの階で設備要素に損傷が生じる確率が高くなる。ダンパーの付加により構造体及び設備要素の損傷確率は大きく低減されるものの、ライフラインに軽微な損傷が生じて 0.1 [month]の間電気供給が停止する確率が高い。従って、非常用発電機の設置により $r^{F,avg}$ と復旧曲線は大きく改善する。また Fig. 12-20~12-23 の全てに共通して、付加減衰を有する場合には scenario FA, scenario LA による T_{total}^{avg} の評価値に大きな差はみられないものの、付加減衰を持たない場合には両シナリオによる T_{total}^{avg} の評価に大きな差が存在する。これは、付加減衰により建物応答が低減し、損傷する要素の個数及び各要素の損傷程度も低減するためである。付加減衰を持たない場合には建物応答が十分に低減されず、建物の復旧時間は復旧人員数の不確実性の影響を受けやすくなる。

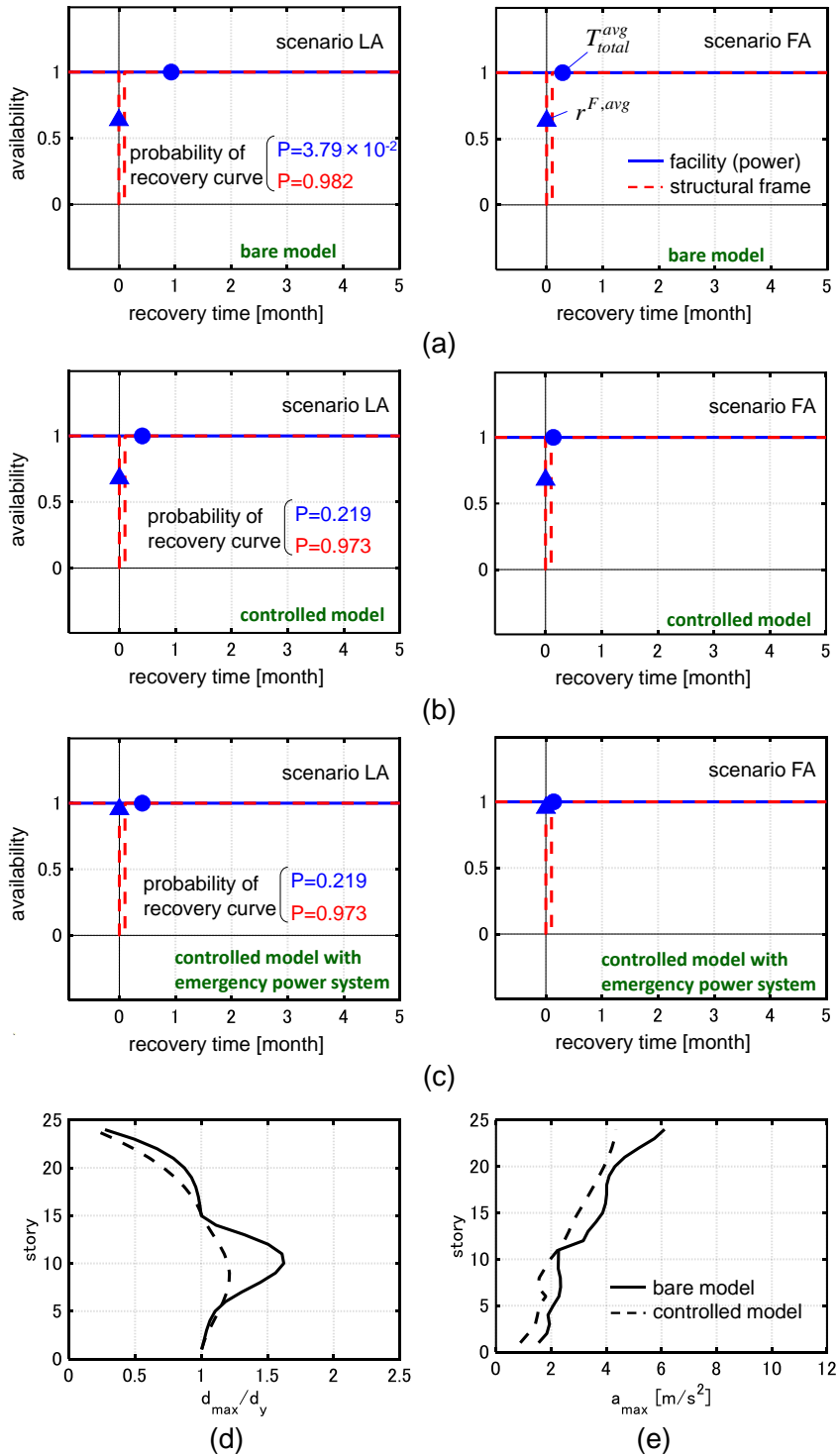


Fig. 12-20 極限的擬似 MI ($v = \alpha_1 \phi_1, V = 0.4$ [m/s]) に対する T_{total}^{avg} , $r^{F,avg}$, 最尤復旧曲線, 最大層間変形及び最大床加速度, (a) 付加減衰なし, (b) ダンパー付加モデル, (c) ダンパー及び非常用発電機設置モデル, (d) 最大層間変形, (e) 最大床加速度

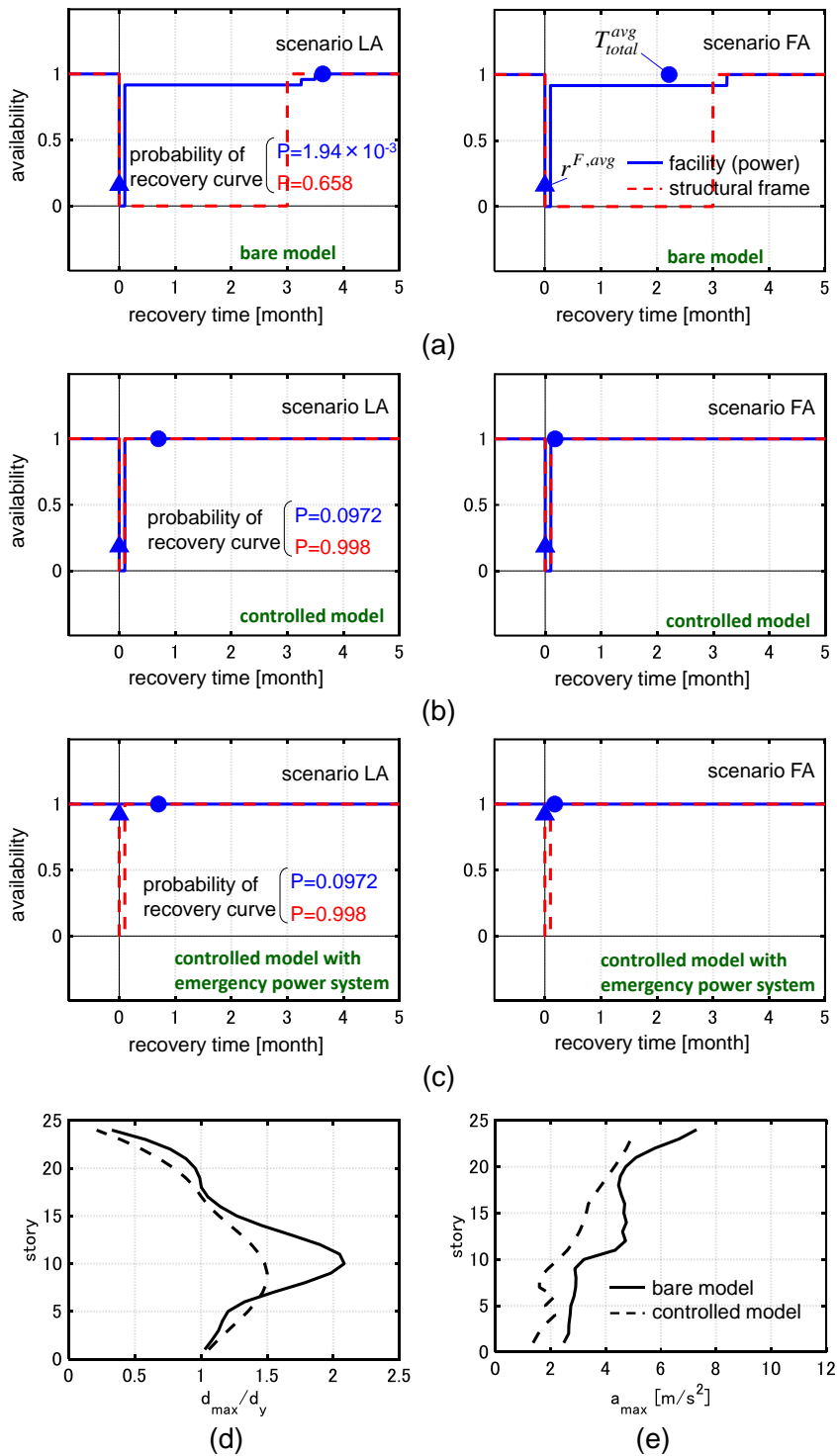


Fig. 12-21 極限的擬似 MI ($v = \alpha_1 \phi_1, V = 0.7[m/s]$) に対する T_{total}^{avg} , $r^{F,avg}$, 最尤復旧曲線, 最大層間変形及び最大床加速度, (a) 付加減衰なし, (b) ダンパー付加モデル, (c) ダンパー及び非常用発電機設置モデル, (d) 最大層間変形, (e) 最大床加速度

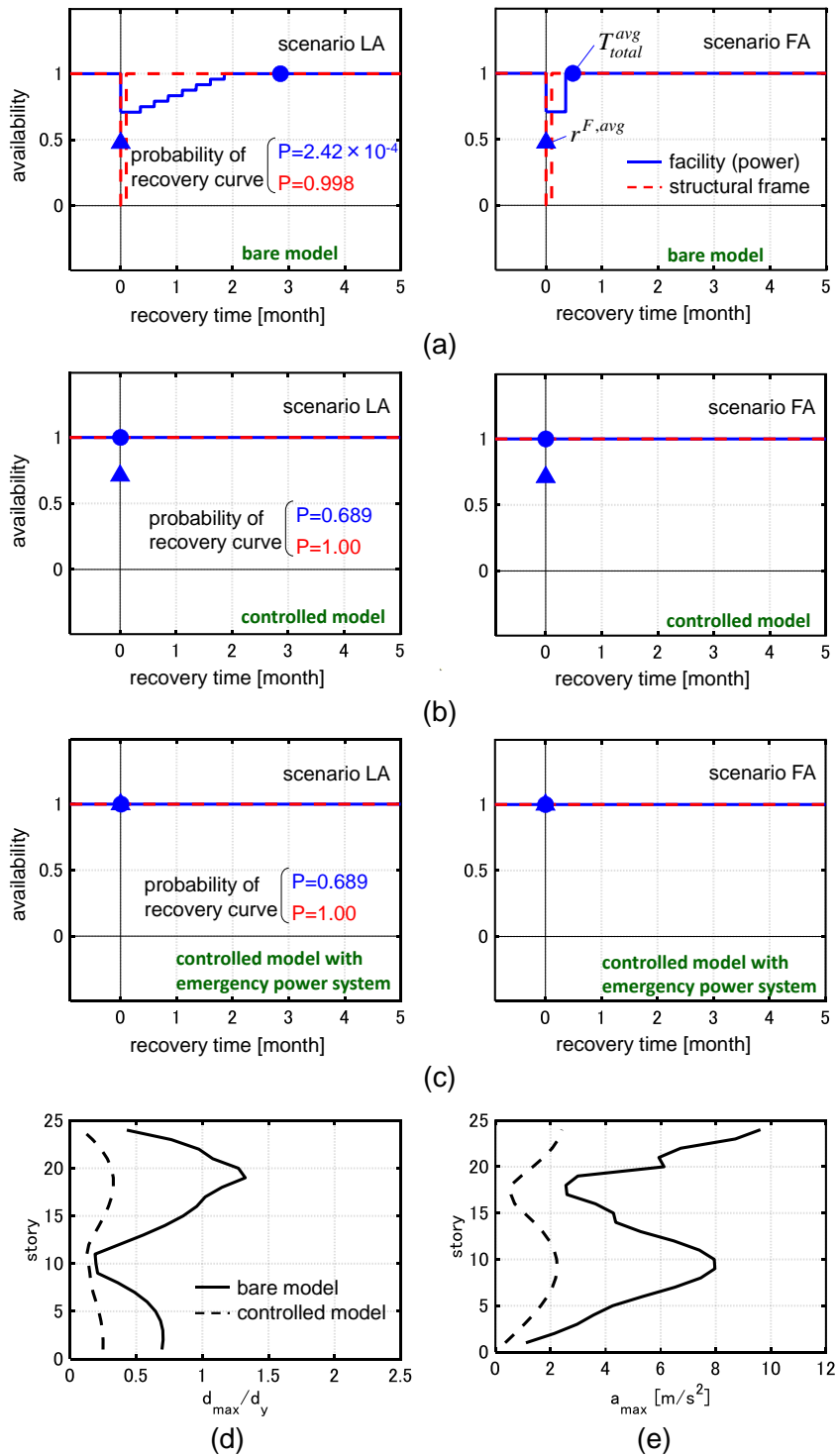


Fig. 12-22 極限的擬似 MI ($\iota = \alpha_1 \phi_1 + \alpha_2 \phi_2, V = 0.4[m/s]$) に対する T_{total}^{avg} , $r^{F,avg}$, 最尤復旧曲線, 最大層間変形及び最大床加速度, (a) 付加減衰なし, (b) ダンパー付加モデル, (c) ダンパー及び非常用発電機設置モデル, (d) 最大層間変形, (e) 最大床加速度

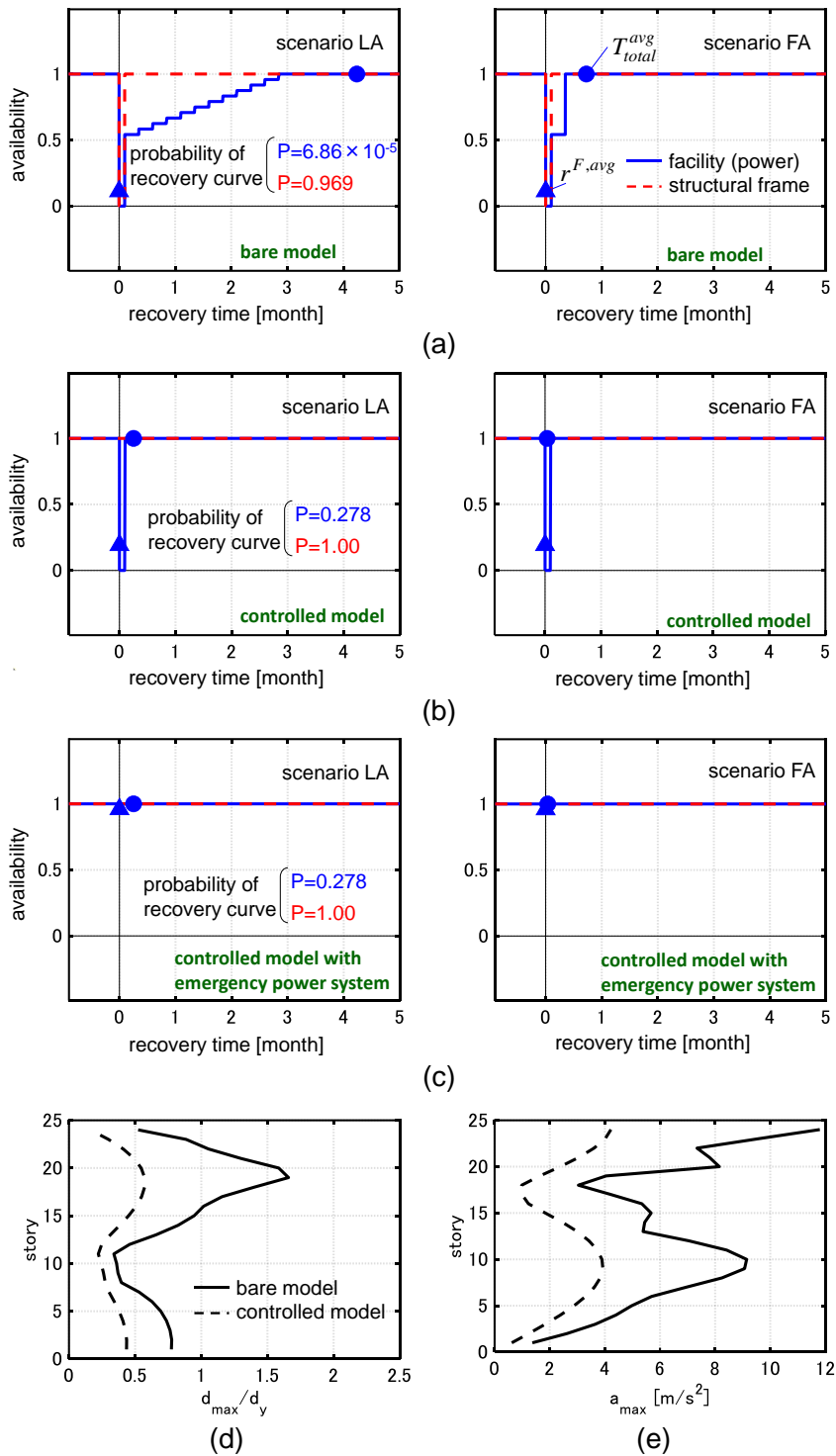


Fig. 12-23 極限的擬似 MI ($\mathbf{t} = \alpha_1 \boldsymbol{\phi}_1 + \alpha_2 \boldsymbol{\phi}_2, V = 0.7 [\text{m/s}]$) に対する T_{total}^{avg} , $r^{F,avg}$, 最尤復旧曲線, 最大層間変形及び最大床加速度, (a) 付加減衰なし, (b) ダンパー付加モデル, (c) ダンパー及び非常用発電機設置モデル, (d) 最大層間変形, (e) 最大床加速度

12.7 結論

本章では、マルチインパルス (MI) を等価な水平外力とみなし、影響ベクトルに非減衰 1 次刺激関数を採用した入力、「擬似マルチインパルス」(擬似 MI) を提案した。また擬似 MI を用いて、弾塑性超高層建物の長周期長時間地震動に対するレジリエンス評価を行った。結論は以下のようにまとめられる。

- (1) MI は高振動数域に大きな成分を有する入力であるため、加速度応答や多自由度系の応答に関して、マルチサイクル正弦波 (MSW) に対する応答との対応が良好でない。擬似 MI は 1 次モード応答を主に励起させ、高次モード応答はほとんど励起しない。従って、1 次モードに共振する場合には、擬似 MI 及び MSW に対する弾性応答は良好に対応する。
- (2) 極限的擬似 MI に対する弾塑性多自由度系の最大層間変形及び最大床加速度は、等価 MSW に対するそれらと良好に対応する。さらに、 t_0 が極限的タイミングに一致する場合に擬似 MI 及び等価 MSW に対する d_{\max} は概ね最大化され、また $a_{\max,N}$ も極大化される。すなわち、擬似 MI を用いることで、1 次モードに共振する場合の弾塑性多自由度系の最大応答を精度よく推定可能である。
- (3) 擬似 MI の概念を拡張し、2 次モードに共振させる場合の数値的検証を行った。等価 MSW と比べて低層部の最大応答が少し小さめに評価されるものの、擬似 MI を用いることで弾塑性多自由度系の最大応答を良好な精度で推定可能である。
- (4) 擬似 MI による弾性モデル及び弾塑性モデルへの入力エネルギーに関する検討を行った。弾塑性モデルの場合、各インパルスによる入力エネルギー増分は履歴減衰の影響により低減し、最大層間変形も低減する。
- (5) 層数の異なる超高層建物モデルの極限的擬似 MI に対する時刻歴応答解析を行い、建物の層数が大きくなるほど、同一の入力速度レベル及び同一の入力継続時間の条件下では累積塑性変形倍率が低減することを示した。
- (6) 11 章で提案した建物の簡易的なレジリエンス評価モデルを、特に可用性に焦点を当てて拡張した。また、設備機能に影響しうるライフラインの機能停止や設備システムの冗長性も考慮可能とした。評価モデルに基づいて、3 つのレジリエンス性能評価指標: 1) 復旧時間の期待値 T_{total}^{avg} , 2) 地震発生直後の構造体・設備可用性の期待値 $r^{S,avg}, r^{F,avg}$, 3) 構造体・設備の最尤復旧曲線を提案した。

(7) 擬似MIを用いて1,2次モードに共振する場合の超高層建物のレジリエンス評価を行い、以下のような知見が得られた。1,2次モードに共振する場合で、構造体及び設備要素の被害傾向は異なる。またダンパーによる付加減衰はレジリエンス性能の改善に大きく寄与し、復旧作業人員数の不確実性が復旧時間に及ぼす影響を低減する。入力地震動の振幅が大きく、ライフラインが停止する場合には、設備システムに冗長性を持たせることは建物のレジリエンス性能の向上に有効である。ただし、構造体や設備要素に損傷が生じる場合、設備システムの冗長性の効果は限定的である。従って、設備システムの冗長性が有効に機能するように、ダンパー設計あるいは設備要素の耐震化を行う必要がある。

参考文献

- 明橋弘樹, 竹脇出. (2021). 系統別復旧シナリオに基づくレジリエンス性能評価モデルと粘性ダンパーによるレジリエンス性能の改善. 日本建築学会構造系論文集, 86(782), pp.577-588.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2021). Pseudo-double impulse for simulating critical response of elastic-plastic MDOF model under near-fault earthquake ground motion. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 150, 106887.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022a). Pseudo-multi impulse for simulating critical response of elastic-plastic high-rise buildings under long-duration, long-period ground motion. *Struct. Design Tall Spec. Build.*, 31(14), e1969.
- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2022b). Resilience evaluation of elastic-plastic high-rise buildings under resonant long-duration ground motion. *Japan Architectural Review*, 5(4), 373-385.
- Beck, J. L., and Hall, J. F. (1986). Factors contributing to the catastrophe in Mexico City during the earthquake of September 19, 1985., *Geophysical Research Letters*, 13(6), 593-596.
- Cai, B., Xie, M., Liu, Y., Liu, Y., and Feng, Q. (2018). Availability-based engineering resilience metric and its corresponding evaluation methodology. *Reliability Engineering & System Safety*, 172, 216-224.
- Caughey, TK. (1960). Sinusoidal excitation of a system with bilinear hysteresis. *J. Appl. Mech.* 27(4), 640-643.
- Furumura, T., and Hayakawa, T. (2007). Anomalous propagation of long-period ground motions recorded in Tokyo during the 23 October 2004 M w 6.6 Niigata-ken Chuetsu, Japan, Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(3), 863-880.
- Hatayama, K. (2008). Lessons from the 2003 Tokachi-oki, Japan, earthquake for prediction of long-period strong ground motions and sloshing damage to oil storage tanks. *J. Seismology*, 12(2),

255-263.

- Hutt, C. M., Almufti, I., Willford, M., and Deierlein, G. (2016). Seismic loss and downtime assessment of existing tall steel-framed buildings and strategies for increased resilience. *J. Struct. Eng.*, 142(8), C4015005.
- Iwan, W. D. (1965a). The dynamic response of the one-degree-of-freedom bilinear hysteretic system, *Proc. of the Third World Conf. on Earthquake Eng.*, New Zealand.
- Iwan, W. D. (1965b). The steady-state response of a two-degree-of-freedom bilinear hysteretic system, *J. Applied Mech.*, 32(1), 151–156.
- Kawai, A., and Takewaki, I. (2020). Critical response of multi-story damped bilinear hysteretic shear building under multi impulse as representative of long-period, long-duration earthquake ground motions. *Frontiers in Built Environment*, 6, 168.
- Kojima, K., and Takewaki, I. (2015). Critical input and response of elastic-plastic structures under long-duration earthquake ground motions. *Frontiers in Built Environment*, 1:15.
- Liu, S., Jiang, Y., Li, M., Xin, J., and Peng, L. (2021). Long period ground motion simulation and its application to the seismic design of high-rise buildings. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 143, 106619.
- Luco, J. E. (2014). Effects of soil-structure interaction on seismic base isolation. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 66, 167-177.
- Saotome, Y., Kojima, K., and Takewaki, I. (2019). Critical earthquake response of 2DOF elastic-perfectly plastic model under multiple impulse as substitute for long-duration earthquake ground motions. *Frontiers in Built Environment*, 4, 81.
- 澤本佳和, 久保田淳, 大崎純. (2020). 繰り返し変位履歴を受ける梁端の局部座屈と破断を伴う鉄骨梁の塑性変形能力評価. 日本建築学会構造系論文集, 85(767), 105-115.
- Shekari, M. R., Khaji, N., and Ahmadi, M. T. (2010). On the seismic behavior of cylindrical base-isolated liquid storage tanks excited by long-period ground motions. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 30(10), 968-980.
- Takewaki, I., and Tsujimoto, H. (2011). Scaling of design earthquake ground motions for tall buildings based on drift and input energy demands. *Earthq. Struct.*, 2(2), 171-187.
- Takewaki, I., Murakami, S., Fujita, K., Yoshitomi, S., and Tsuji, M. (2011). The 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake and response of high-rise buildings under long-period ground motions. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 31(11), 1511-1528.
- Xu, Y. L., and Hu, R. (2021). Component-Level Seismic Performance Assessment of Instrumented Super High-Rise Buildings under Bidirectional Long-Period Ground Motions. *J. Struct. Eng.*, 147(2), 04020324.
- Zhou, Y., Ping, T., Gong, S., and Zhu, Y. (2018). An improved defining parameter for long-period

Appendix 12-1 長時間地震動に対する部材の疲労損傷限界に関する検討

極限的擬似 MI を用いた部材の疲労損傷限界の簡易算定に関する検討を示す。

部材塑性率 μ と層塑性率 d_{\max}/d_y の間に、(12A-1)式の関係を保定する (Fig. 12A-1a)。

$$\mu = 1 + 3\{(d_{\max}/d_y) - 1\} \quad (1 \leq d_{\max}/d_y \leq 2) \quad (12A-1)$$

所定の損傷状態に至る繰り返し数 (サイクル数) N_{cycle} と μ の関係には、実験や既往研究等による結果を適用する。ここでは、澤本他 (2020)の結果を参考にして、(12A-2)式の関係を保定する。

$$\mu = 4N_{\text{cycle}}^{\frac{-2\log_{10} 2}{1+2\log_{10} 2}} \quad \text{or} \quad N_{\text{cycle}} = 10^{\frac{(1+2\log_{10} 2)(\log_{10} \mu - 2\log_{10} 2)}{-2\log_{10} 2}} \quad (12A-2)$$

また、 N_{cycle} と層塑性率に関する累積塑性変形倍率 η の関係は(12A-3)式で略算する。

$$\eta = 4N_{\text{cycle}}\{(d_{\max}/d_y) - 1\} \quad (12A-3)$$

(12A-1), (12A-2)式を用いて(12A-3)式から μ, N_{cycle} を消去すると、所定の損傷状態に至る $\eta, d_{\max}/d_y$ の関係が得られる。

12.5.2 節で用いた粘性ダンパー付 24, 36, 48, 60 層建物モデルに対する(12A-3)式の適用結果を Fig. 12A-1b に示す。極限的擬似 MI の継続時間は、12.5.2 節と同様に 120s としている。 $d_{\max}/d_y \geq 1$ かつ図中の赤点線よりも上側に存在する場合、疲労損傷が生じることを意味する。尚、 $V - d_{\max}/d_y$ 関係は全建物モデルでほぼ同一となっているため、 η の限界値 (赤点線) もほぼ同一となっている。Fig. 12A-1b より、層数が大きくなるほど η が小さくなり、疲労損傷が生じる最小の V も大きくなっている。ただし本数値例題では、層数に依らず二次剛性比、降伏変位等のパラメーターを共通としている。これらのパラメーターは建物毎に変動し、また $\mu - d_{\max}/d_y$ 関係も変化する。従って、建物毎に適切に損傷限界を算定する必要がある。

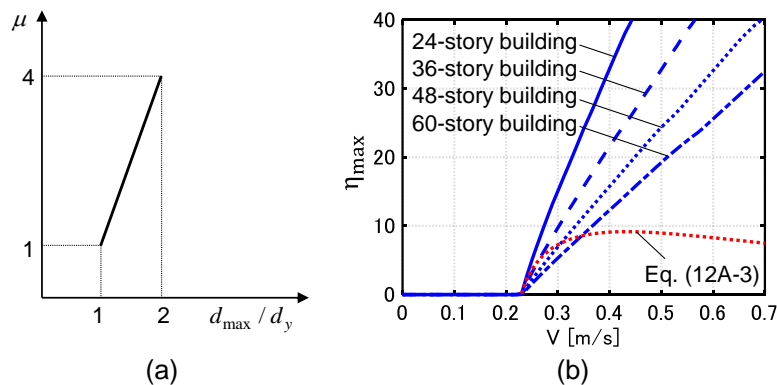


Fig. 12A-1 $\mu - d_{\max}/d_y$ 関係と疲労損傷限界, (a) $\mu - d_{\max}/d_y$ 関係, (b) 疲労損傷限界

13 章 結論

本論文では、1) 弾塑性構造物に対するロバストなダンパー設計法を構築し、また 2) インパルスを用いた極限外乱法を高度化することで、3) 大振幅レベル地震動を含む多種多様な性質・レベルの地震動に対してレジリエンス性能を総合的に向上させる方法を展開した。本論文の概要及び得られた結論を以下にまとめる。

第 1 章は序論であり、ダンパー最適設計問題、極限外乱法及び建物のレジリエンスについて言及し、本論文の背景、目的及び意義について述べている。

I 部では、(2~4 章) では、極限的ダブルインパルス (DI) を受ける弾塑性多層建物に対する粘性ダンパー最適設計法及び構造体・ダンパーの同時設計法を展開している。

第 2 章では、極限的 DI を受ける弾塑性多自由度系に対する粘性ダンパー最適配置問題を扱い、その解法を示した。DI は断層近傍地震動の **fling-step** 入力を模擬した入力であり、2 つのパラメータ: 入力速度 v とインパルス時間間隔 t_0 によって特徴づけられる。本研究では、入力エネルギーを最大化する DI のタイミングを極限的タイミングと定義し、その条件は第 1 層の層せん断力が 0 に等しい場合であることを導いた。

また、数値感度に基づくダンパー最適配置アルゴリズムを提案した。提案手法は **Algorithm 1, 2** を組み合わせて用いる手法である。前者は塑性変形を集中的に抑制することを目的としており、後者は各層最大変形を全体的に低減することを目的としている。剛性分布の異なる 4 モデルに対する数値例題を通して、提案手法が最大層間変形を有効に低減可能であることを示した。

さらに、記録地震動のエネルギースペクトルを用いて、1 次モードへの入力エネルギーが等しくなる DI の入力速度調整法を提案した。この調整法は、**active earthquake** (設計用地震動群において応答を最大化するもの) として極限的 DI を設計用地震動群に追加し、ダンパー最適化の過程では極限的 DI のみを入力として用いて効率的に粘性ダンパー設計を得ることを目的としたものである。パルス性地震動のみならず、ランダム位相地震動にも適用可能な方法である。数値例題により提案手法の有効性を示した。

第 3 章では、2 章で提案した極限的 DI に対する最適ダンパー配置 \mathbf{c}_{DI} の弾性・弾塑性両領域における有効性を、伝達関数振幅を目的関数としたダンパー配置との比較を通して示した。後者のダンパー配置は、ダンパーによる付加減衰係数の総和が一定下で非減衰 n 次固有円振動数における層間変形伝達関数の振幅の総和を最小化するダンパー配置 (n 次最適ダ

ンパー配置) である。1-3 次モード最適ダンパー配置 $c_{opt,1}, c_{opt,2}, c_{opt,3}$ と比較して、 c_{DI} は幅広い振動数領域で有効性の高い配置である。

また、Incremental Dynamic Analysis (IDA) の概念を極限的 DI に拡張したダブルインパルス・プッシュオーバー (DIP) を導入した。DIP は、 V を漸増させつつ、 V に応じた極限的タイミングで第 2 インパルスを入力する弾塑性時刻歴解析である。DIP により、極限的 DI に対するダンパー設計の塑性変形特性 (特定の層における変形の集中など) を視覚的に把握可能である。IDA 及び DIP により、 c_{DI} は弾性・弾塑性応答の両方を有効に低減し、高いロバスト性を有する (幅広いレベルの入力に対して有効) ダンパー配置であることを示した。

第 4 章では、弾塑性多層建物の極限的 DI に対する剛性分布・減衰分布の同時最適設計法を提案した。提案設計法は数値感度に基づくシンプルな手法であり、記録地震動にも適用可能な方法である。しかし記録地震動を用いる場合、等価周期と地震動の卓越周期の関係によっては局所最適設計に陥る恐れがある。これに対して、最適化過程で常にモデル周期の変動に追従可能な極限的 DI を用いることで、安定的かつ信頼性の高い設計を得ることができる。

設計時の入力レベルが大きいほど、比較的低層部の剛性が大きく、高層部の剛性が小さい設計が得られる。入力レベルが小さい場合、付加減衰は低層部に集中し、入力レベルが大きくなるにつれて付加減衰が低中層部に広がる。また、設計時の入力レベルの異なるモデルに対して DIP 解析を行い、塑性変形特性の違いを明らかにした。弾性設計を行った場合、弾性耐力は高いものの、高レベルの入力に対しては低中層部に変形が集中する。高レベルの入力を用いて設計した場合、弾性設計よりも弾性時に高層部の変形が大きくなるものの、弾塑性領域では変形を各層に分散させることが可能である。

II 部 (5~6 章) では、従来 of DI を等価水平外力へと変換した擬似ダブルインパルス (擬似 DI) に関する極限外乱理論を展開し、最大層間変形の近似閉形表現を導出している。

第 5 章では、DI を等価な水平外力とみなし、また高さ方向の分布 (影響ベクトル) を非減衰 1 次モードに比例させた入力、「擬似 DI」を提案した。DI は高振動数域に大きな成分を有する入力であるため、加速度応答や多自由度系の応答に関して、等価 1 サイクル正弦波との対応が良好でない。擬似 DI は 1 次モードを主に励起させ、1 サイクル正弦波に対する極限応答の良好な精度での推定を目的とした入力である。

DI 及び擬似 DI に対する弾性比例減衰多自由度系及び弾性非比例減衰多自由度系の変位・速度応答及びエネルギー応答の数式表現を導いた。擬似 DI に対する弾性比例減衰多自由度系の応答は、DI (地動加速度) に対する 1 次モード応答に等しい。擬似 DI に対する弾性非比例減衰多自由度系の応答には複素高次モード応答も含まれるものの、減衰分布の非比例

の度合いが強くない場合には複素高次モード応答の励起は小さい。また、擬似 DI の極限的タイミング（入力エネルギーを最大化）を導いた。極限的タイミングは時刻歴応答解析と並行して得ることが可能である（繰り返し計算は不要である）。特に比例減衰系を扱う場合、極限的タイミングの条件は 1 次モードの慣性力が 0 に等しい場合である。

極限的擬似 DI に対する弾塑性多自由度系の最大層間変形及び最大床加速度の分布は、全層中の最大層間変形 d_{\max} を最大化する 1 サイクル正弦波に対する最大層間変形及び最大床加速度の分布と良好に対応する。さらに V の大きな範囲では、両入力 t_0 が良好に対応する。従って、各レベルにおいて d_{\max} を最大化する 1 サイクル正弦波に対する最大応答及び共振周期は、擬似 DI を用いることで一定の精度で見積もることが可能である。

また、断層近傍地震動の記録地震動、DI、擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する弾塑性多自由度系の応答の比較を行った。記録地震動は必ずしも共振的なものとはならないが、擬似 DI に対する応答が比較的良好な近似を与えることが示された。特に、DI に対する床加速度はかなり大きなものとなる一方で、擬似 DI に対する床加速度は記録地震動に対する床加速度と良好に対応する。

第 6 章では、極限的擬似 DI に対するバイリニア型復元力特性を有する非減衰多自由度せん断質点系に対する最大層間変形の分布の近似閉形表現を導いた。その導出法は、エネルギー平衡則と Updated mode-controlled energy-based approach (UMEA) に基づいている。UMEA とは、接線剛性で計算される 1 次モードに比例する増分変位を与える変位制御解析のことである。すなわち、解析の初期には弾性 1 次モードに比例する増分変位を与え、層が降伏する毎に降伏後剛性を用いて計算される塑性 1 次モードを計算し、塑性 1 次モードに比例する各層増分変位を与える。UMEA は、動的挙動において塑性化した層への変形集中を表現する方法である。また UMEA は、層が降伏する度に各層に作用させる水平外力増分の比率を変更するプッシュオーバー解析としても解釈可能である。数値的検討により、二次剛性比が極端に小さい場合（ほとんど完全弾塑性型と見なせる場合）を除いて、提案手法による最大層間変形の分布の予測値は極限的擬似 DI 及び等価 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析結果と良好に対応することを示した。これは、塑性化直前に 1 次モードが有する運動エネルギーのほとんどは塑性化直後の 1 次モードに付与されるためである。また、多数回の行列演算及び弾塑性応答に起因する収束演算を必要とする時刻歴応答解析に比べて、それらを不要とする UMEA ははるかに効率的かつ安定的に実行可能である。

t_0 を変動させた擬似 DI 及び 1 サイクル正弦波に対する時刻歴応答解析により、二次剛性比が極端に小さい場合や高層部に剛性の低い層を有するモデルを扱う場合を除いて、 d_{\max} の予測値は時刻歴応答解析結果と良好に対応することを明らかにした。さらに、予測値は各速度振幅レベルでの時刻歴応答解析結果のピーク値を概ね捉えている。

III 部 (7~10 章) では、記録地震動及び伝達関数に対するダンパー設計法を展開している。

第 7 章では、Ideal Drift Response Curve (IDRC) に基づく弾塑性多層建物に対するダンパー最適設計法を展開した。IDRC は総ダンパー量 (≒ダンパーコスト) 一定下での理想的変形性能を表す曲線で、変形ベースのダンパー設計の基準となるものである。ある設計の IDA 曲線と IDRC を併せて描くことで、様々なレベルの地震動に対する設計の有効性を視覚的に確認可能である。さらに IDRC 自体の傾きから、設計条件 (用いるダンパーの種類、ダンパー量など) の妥当性を判定可能である。また、IDRC と IDA 曲線を用いた指標を目的関数としたロバストなダンパー最適設計問題を展開し、当該問題を解くことにより幅広いレベルの地震動に対して層間変形を有効に低減可能な設計が得られることを示した。

第 8 章では、下限伝達関数の概念及び幅広い振動数領域で有効性の高いダンパー配置を数理的に得る方法を提案した。下限伝達関数とは、ダンパー総コスト一定下での理想的応答制御性能を振動数領域で表現したものである。ダンパー配置を有するモデルの伝達関数振幅を下限伝達関数と併せて描くことで、その設計の各モードへの有効性が視覚的に判断できる。ダンパー配置の特定のモードに対する有効性が低い場合、伝達関数振幅は対応する固有円振動数付近では下限伝達関数から離れたところに存在する。一方で、ダンパー配置が多数のモードに対して有効である場合、伝達関数振幅は幅広い振動数域で下限伝達関数の近くに存在する。下限伝達関数の効率的生成法を提案し、また幅広い振動数域で有効性の高いダンパー配置を数理的に得るための最適化問題を定式化し、その解法を示した。

1 次モードダンパー配置 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ 及び提案手法による配置 \mathbf{c}_f の比較を伝達関数及び IDA を通して行った。IDA では、ランダム位相地震動に近い性質を有する地震動 2 波及びパルス性地震動 2 波を扱った。 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ は 1 次モードへの有効性は高いものの、高次モードに対する有効性は高いとはいえない。また、振幅の大きな入力に対して塑性変形が特定の層に集中する恐れがある。一方で、 \mathbf{c}_f は多数のモードに対して有効性の高い配置であり、弾性・弾塑性時の両方において変形を有効に低減する。さらに、床加速度応答も有効に低減する。

骨組モデルの場合、 $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ の塑性変形への有効性はせん断質点系の場合と比べて高まる。これは、骨組モデルでは同一層の部材端部が同時に降伏するとは限らず、弾塑性応答時における高次モードのカップリングの程度が小さいためである。骨組モデルの場合であっても、 \mathbf{c}_f は $\mathbf{c}_{opt}(\omega_1)$ よりも床加速度を有効に低減可能である。

第 9 章では、大振幅レベル地震動を受ける弾塑性平面骨組モデルに対する粘性ダンパー最適設計法を提案した。提案手法では、付加減衰のない平面骨組モデルを 1 次モードが等価なせん断質点系に置換し、せん断質点系に対してダンパー最適化を行う (ダンパー配置の層

方向分布の探索に相当)。その後、付加減衰を有するせん断質点系を平面骨組モデルへと逆置換して、スパン方向の分布を決定する。このようにして得られた平面骨組モデルを初期設計として近傍探索ベースの手法を適用し、ダンパー最適化を終了する。数値例題を通して、提案手法の有効性を示した。

付加減衰を有するせん断質点系の平面骨組モデルへの逆置換法を提案した。逆置換は、両モデルの水平方向の付加減衰係数に基づいて行う。スパン方向の付加減衰係数の分布は、1次の減衰定数の略算値が最大化されるように決定する。

最適設計後のモデルに対して IDA 解析を行い、設計に用いる地震動のレベルと塑性変形特性の関係を明らかにした。大きなレベルの地震動を用いて最適設計を行うと、幅広いレベルにおいて層間変形を有効に低減可能な設計が得られる。一方で、小さなレベルの地震動に対して最適設計されたモデルは、大きなレベルの地震動に対して特定の層に塑性変形が集中する恐れがある。従って、大振幅レベル地震動を設計に用いることは極めて重要である。

第 10 章では、メタヒューリスティクス的一种である実数値遺伝的アルゴリズム (GA) と局所探索を組み合わせた、地震動を受ける弾塑性建物モデルに対する履歴ダンパーの最適設計法を提案した。総剛性を一定とする探索範囲の限定には、探索範囲の次元を 1 小さくできることのほか、総剛性が変動する場合よりも応答値の変動が比較的安定するという利点が存在する。またダンパーの総剛性を変動させた場合の解も連続的に得ることも可能としている。

数値例題を通じて提案手法の精度検証および従来設計法の Sensitivity-based algorithm (SBA) との比較を行い、提案手法により効率的かつ精度の高い解の探索が可能であることを示した。SBA は初期設計依存であり、精度の良い解を得るには、アルゴリズムが進行してダンパーによる付加剛性がある程度除去される必要がある。また計算負荷は総剛性量の変動の刻み幅に比例し、解の精度にも影響し得る。刻み幅が小さいほど良いわけではなく、経験的に決定しなければならない。これに対して、提案手法ではアルゴリズムの初期から精度の良い解を得ることが可能である。また総剛性量の変動の刻み幅を変更した場合でも、局所探索の回数を調整して計算負荷を一定に保てば、解の精度を保つことが可能である。

複数の地震動を用いて最適化を行う場合、SBA では構造体の塑性化に素早く対応できないため、特定の層に塑性変形が集中する場合が存在する。これに加えて、一つの地震動を用いる場合よりも収束性が悪化し、層間変形の一様化の達成が困難となる。一方、提案手法による最適化を行う場合、入力地震動の数は計算時間のみに影響し、アルゴリズムの探索能力にはほとんど影響しない。

IV 部 (11~12 章) では、建物応答に基づくレジリエンス評価モデルを提案している。また I~III 部で展開した設計法及び極限外乱法を拡張し、不確実性を考慮したダンパー設計法の提案及び共振的長時間地震動を受ける弾塑性高層建物のレジリエンス評価を行っている。

第 11 章では、建物のレジリエンス・復旧時間評価モデルを提案し、これらを指標とする粘性ダンパー最適設計法を展開した。提案したレジリエンス・復旧時間評価モデルは、構造体・設備・非構造体を建物の機能を果たす要素として捉えたものであり、1) これらの構成要素を機能の観点から種々の系統に分類し、2) 復旧力 (速度) を復旧人員数として表現した上で、3) 構造設計に適用可能であるという特徴を有している。また提案設計法は、第 10 章で提案した実数値 GA と近傍探索を組み合わせた方法を拡張して、多目的最適化を実行可能としたものである。復旧時間の最適化を行った数値例題により、ダンパー量に応じて変形・加速度応答を総合的に低減する設計が得られることを明らかにした。

また、復旧力の不確実性をダンパー設計に反映させるために、復旧力が最小・最大の場合の端的な 2 つのシナリオに基づく復旧時間の単目的及び多目的最適化を行った。各シナリオに基づくダンパー設計 (単目的最適化に相当) はそれぞれ、構成要素の損傷の総和及び最大値を最小化することに相当することを明らかにした。多目的最適化により、ダンパー量一定 (コスト一定を仮定) の下で多数のパレート設計群が生成される。2 種の復旧時間には相関が存在するため、復旧時間に関してほとんど同じ性能を有する設計が多数得られる。

第 12 章では、長周期長時間地震動を模擬したマルチインパルス (MI) を等価な水平外力とみなし、影響ベクトルに非減衰 1 次刺激関数を採用した入力、「擬似マルチインパルス」(擬似 MI) を提案した。また擬似 MI を用いて、弾塑性超高層建物のレジリエンス評価を行った。極限的なタイミングを有する擬似 MI に対する弾塑性多自由度系の最大層間変形及び最大床加速度は、等価マルチサイクル正弦波 (MSW) に対するそれらと良好に対応する。さらに、 t_0 が極限的タイミングに一致する場合に擬似 MI 及び等価 MSW に対する d_{\max} は概ね最大化され、また頂部加速度も極大化される。すなわち、擬似 MI を用いることで、1 次モードに共振する場合の弾塑性多自由度系の最大応答を精度よく推定可能である。また、2 次モードに共振する場合に関しても、影響ベクトルを適切に調整した擬似 MI を用いることで弾塑性多自由度系の最大応答を良好な精度で推定可能である。

擬似 MI による弾性モデル及び弾塑性モデルへの入力エネルギーに関して、弾塑性モデルの場合各インパルスによる入力エネルギー増分は履歴減衰の影響により低減し、最大層間変形も低減する。また、層数の異なる超高層建物モデルの極限的擬似 MI に対する時刻歴応答解析を行い、建物の層数が大きくなるほど、同一の入力速度レベル及び同一の入力継続時間の条件下では累積塑性変形倍率が低減することを示した。

擬似 MI を用いて 1, 2 次モードに共振する場合の超高層建物のレジリエンス評価を行った。第 11 章で提案したレジリエンス評価モデルを、特に可用性に焦点を当てて拡張した。また、設備機能に影響しうるライフラインの機能停止や設備システムの冗長性も考慮可能とした。レジリエンス評価の数値例題より、以下のような知見が得られた。ダンパーによる付加減衰はレジリエンス性能の改善に大きく寄与し、復旧作業人員数の不確実性が復旧時間に及ぼす影響を低減する。入力振幅が大きくライフラインが停止する場合、設備システムに冗長性を持たせることで建物のレジリエンス性能は向上する。しかし、構造体や設備要素に損傷が生じる場合、設備システムの冗長性の効果は限定的である。従って、設備システムの冗長性が機能するように、ダンパー設計あるいは設備要素の耐震化を行う必要がある。

13 章では、各章から得られた結論をまとめている。

1.4 節で述べたように、本論文での提案ダンパー設計法には、[A: ロバスト性（幅広いレベルの入力に対する有効性）], [B: 幅広い振動数域での有効性], [C: レジリエンス性能]のそれぞれを指向する複数のアプローチが存在する。

[A]を指向する設計法（2, 4, 9 章）は弾塑性応答を直接扱う点で信頼性の高い方法であり、詳細な設計を行う場合に適している。部材断面とダンパーの同時設計を行う場合には 4 章の方法が適している。ダンパーのみの設計を行う場合には 2 章の方法が適している。より詳細なダンパー設計を行う場合、弾塑性骨組を直接扱う 9 章の方法が適している。入力レベルの設定は設計思想にもよるが、特に大振幅レベル地震動を扱う場合、これらが適している。

[B]を指向する設計法（8 章）は振動数領域での設計法であり、計算負荷が最も小さいものの、弾塑性応答を直接扱うことができない。従って、予備設計に適している。

[C]を指向する設計法（11 章）は、レジリエンス・復旧時間の観点から層間変形・床加速度の両方を扱う方法である。設計のバリエーションを得て比較検討・選択に用いたい場合に適しているものの、多目的最適化を要するため計算負荷は大きい。尚、入力レベルの大きな地震動を扱う場合、変形の低減（構造体の損傷低減）が優先されるため、設計のバリエーションを得るという点では不適である（多目的最適化を用いる意義は小さい）。従って、法律で規定されるレベルの地震動、あるいは構造体を弾性範囲に留めることが可能なレベルの地震動を扱うことが望ましい。

また、得られた設計の[A]~[C]の性能把握の方法として、IDRC（7 章）、下限伝達関数（8 章）及び簡易レジリエンス評価モデル（11, 12 章）が挙げられる。また、断層近傍地震動及び長時間地震動を経験する可能性のある（超）高層建物に対する検討として、擬似 DI 及び擬似 MI（5, 6, 12 章）による解析が挙げられる。尚、本論文では述べていないが、準静的な方法として、UMEA（6 章）を部材断面単独（ダンパーなし）の予備設計に適用可能である。

今後の展望として、1)MI と実地震動との対応性、2) フラジリティー・復旧時間データの妥当性に関する検討を行う必要がある。

1)に関して、長周期長時間地震動は観測例も少なく、対応性に関する検討は十分に行われていない。例えば、マルチサイクル正弦波の振動数成分は限定された範囲にのみ存在し、擬似 MI も 1 つのモードに共振するようなものとなっている。入力振動数成分の他、継続時間や振幅等に関する比較検討も行う必要がある。

2)に関して、日本の現況に適したフラジリティー・復旧時間データは十分に蓄積されていない。また、本論文では建物最大応答を用いて損傷度を評価しており、室内被害の継続時間依存性は考慮できていない。この他、擬似 MI を用いた部材の疲労損傷に関する簡易検討(12章)では、低サイクルの範囲まで含めて対数化された関係式を適用している。これらの妥当性の検証を今後行う必要がある。

発表論文リスト

本論文に関連する論文

全文査読論文: 13 編

- Akehashi, H. and Takewaki, I. (2019). Optimal viscous damper placement for elastic-plastic MDOF structures under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 5: 20. (2 章)
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020a). Comparative investigation on optimal viscous damper placement for elastic-plastic MDOF structures: Transfer function amplitude or double impulse. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 130, 105987. (3 章)
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2020b). Simultaneous optimization of elastic-plastic building structures and viscous dampers under critical double impulse. *Frontiers in Built Environment*, 6, 623832. (4 章)
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2021a). Pseudo-double impulse for simulating critical response of elastic-plastic MDOF model under near-fault earthquake ground motion. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 150, 106887. (5 章)
- Akehashi, H., Takewaki, I. (2021b). Ideal Drift Response Curve for Robust Optimal Damper Design for Elastic-Plastic MDOF Structures under Multi-Level Earthquakes. *CMES-Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 129(3), 1181-1207. (7 章)
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022a). Inverse optimal damper placement via shear model for elastic-plastic moment-resisting frames under large-amplitude ground motions. *Eng. Struct.*, 250, 113457. (9 章)
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022b). Bounding of earthquake response via critical double impulse for efficient optimal design of viscous dampers for elasticplastic moment frames. *Japan Architectural Review*, 5(2), 131-149. (2, 9 章)
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022c). Frequency-domain optimal viscous damper placement using lower-bound transfer function and multi-modal adaptability. *Struct. Control Health Monit.*, 29(7), e2951. (8 章)
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022d). Closed-form critical response of undamped bilinear hysteretic MDOF system under pseudo-double impulse for estimating resonant response under one-cycle sine wave. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 157, 107254. (6 章)
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022e). Pseudo-multi impulse for simulating critical response of elastic-plastic high-rise buildings under long-duration, long-period ground motion. *Struct. Design Tall Spec. Build.*, 31(14), e1969. (12 章)
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022f). Resilience evaluation of elastic-plastic high-rise buildings

under resonant long-duration ground motion. *Japan Architectural Review*, 5(4), 373-385. (12 章)
明橋弘樹, 竹脇出. (2021a). 系統別復旧シナリオに基づくレジリエンス性能評価モデルと粘性ダンパーによるレジリエンス性能の改善. 日本建築学会構造系論文集, 86(782), pp.577-588. (11 章)

(Translated paper: Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022). Modeling of resilience based on categorized recovery scenario and improving resilience with viscous damper. *Japan Architectural Review*, 5(3), 279-294.)

明橋弘樹, 竹脇出. (2021b). 弾塑性多層建物に対する履歴ダンパーの実数値 GA と局所探索を組み合わせた大域的最適設計法. 日本建築学会構造系論文集, 86(787), pp.1335-1344. (10 章)

国際会議論文（プロシーディング査読付き）：2 編

Akehashi, H., and Takewaki, I. (2021). Efficient damper design method for elastic-plastic MDOF structures under consecutive-level earthquakes. In *COMPADYN 2021: 8th ECCOMAS Thematic Conf. on Comp. Methods in Struct. Dyn. and Earthq. Eng.*, National Tech. Univ. Athens (NTUA), 2021.6

Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022). Resilient optimal viscous damper design for elastic-plastic moment frames using normalized critical double impulse. In *8th World Conf. Struct. Contr. Monit.*, University of Central Florida (UCF), 2022.6

国内会議論文（アブストラクト査読付き）：2 編

明橋弘樹. シナリオ別復旧時間評価モデルとダンパー配置による復旧時間最適化, 日本建築学会レジリエント建築シンポジウム, 2020.11

明橋弘樹, 竹脇出. 長周期長時間地震動を模擬した擬似マルチインパルスによる建物のレジリエンス評価, 第 66 回理論応用力学講演会論文集, 日本工学会主催, 主幹事学会: 日本建築学会, 2022.6

研究発表（梗概）：8 編

明橋弘樹, 竹脇 出, 弾塑性多層建物におけるダブルインパルスを用いた最適粘性ダンパー配置, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 大阪, 2019.6

明橋弘樹, 竹脇 出, 弾塑性多層建物における極限的ダブルインパルスを用いた最適粘性ダンパー配置, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 石川, 2019.9

明橋弘樹, 竹脇出. 異なる基準で最適化されたパッシブ型粘性系ダンパーの減衰分布の違いが多層建物の弾塑性応答に与える影響, 日本建築学会近畿支部研究発表会, 2020.6

- 明橋弘樹, 竹脇出. 異なる基準で最適化されたダンパー配置が多層建物の弾塑性応答に与える影響, 日本建築学会大会, 関東, 2020.9
- 明橋弘樹, 竹脇出, シナリオ別レジリエンス・復旧時間評価モデルと粘性ダンパーによるレジリエンス性能の改善, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 大阪, 2021.6
- 明橋弘樹, 竹脇出, マルチレベル地震動を受ける弾塑性多層建物に対する最適粘性ダンパーの連続的生成, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 愛知, 2021.9
- 明橋弘樹, 竹脇出. 断層近傍地震動を模擬した擬似ダブルインパルスに対する多層建物の弾塑性極限変位応答の近似閉形表現, 日本建築学会近畿支部研究発表会, 2022.6
- 明橋弘樹, 竹脇出. 基準化された極限的ダブルインパルスを受ける弾塑性平面骨組に対する粘性ダンパー最適設計法, 日本建築学会大会, 北海道, 2022.9

その他の論文

全文査読論文: 8 編

- Akehashi, H., Kojima, K. and Takewaki, I. (2018). Critical response of single-degree-of-freedom damped bilinear hysteretic system under double impulse as substitute for near-fault ground motion. *Frontiers in Built Environment*, 4: 5.
- Akehashi, H., Kojima, K., Fujita, K. and Takewaki, I. (2018). Critical response of nonlinear base-isolated building considering soil-structure interaction under double impulse as substitute for near-fault ground motion. *Frontiers in Built Environment*, 4: 34.
- Akehashi, H., Kojima, K., Noroozinejad, Farsangi, E. and Takewaki, I. (2018). Critical response evaluation of damped bilinear hysteretic SDOF model under long duration ground motion simulated by multi impulse motion. *Int. J. Earthquake Impact Eng.*, 2: 4, 298-321.
- Takewaki, I., and Akehashi, H. (2021). Comprehensive review of optimal and smart design of nonlinear building structures with and without passive dampers subjected to earthquake loading. *Frontiers in Built Environment*, 7, 631114.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2021). Critical analysis of nonlinear base-isolated building considering soil-structure interaction under impulsive and long-duration ground motions. *Geotechnics*, 1(1), pp.76-94
- Uemura, R., Akehashi, H., Fujita, K., and Takewaki, I. (2021). Global simultaneous optimization of oil, hysteretic and inertial dampers using real-valued genetic algorithm and local search. *Frontiers in Built Environment*, 7, 795577.
- Akehashi, H., and Takewaki, I. (2022). Closed-form critical response of elastic-plastic shear building with viscous damper under pseudo-double impulse for simulating resonant response under near-

fault flingstep motion. *Frontiers in Built Environment*, 8, 964867.

Akehashi, H. and Takewaki, I. (2022), A new reduced model of damped moment frame for rapid optimization of viscous damper placement. *Japan Architectural Review*, 5(4), 432-444.

国際会議論文（アブストラクト査読付き）：1編

Akehashi, H., and Takewaki, I. Critical response of nonlinear base-isolated building considering soil-structure interaction. In *Proc. the 17th World Conference on Earthquake Engineering*, 2c-0022, Sendai, Japan., 2021.9-10

研究発表（梗概）：6編

明橋弘樹, 小島紘太郎, 藤田皓平, 竹脇 出, 地盤の影響を考慮した免震建物のダブルインパルスを用いた断層近傍地震時極限外乱法, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 大阪, 2018.6

明橋弘樹, 小島紘太郎, 藤田皓平, 竹脇 出, 地盤の影響を考慮した免震建物のダブルインパルスを用いた断層近傍地震時極限外乱法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 宮城, 2018.9

小川夏奈, 明橋弘樹, 竹脇出. 建物のレジリエンスを指標とする最適ダンパー配置, 日本建築学会近畿支部研究発表会, 2020.6

小川夏奈, 明橋弘樹, 竹脇出. 建物のレジリエンスを指標とする最適ダンパー配置, 日本建築学会大会, 関東, 2020.9

植村亮平, 明橋弘樹, 藤田皓平, 竹脇 出, 実数値 GA と近傍探索を用いたオイル・履歴・慣性質量ダンパーの最適配置決定法, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 大阪, 2021.6

植村亮平, 明橋弘樹, 藤田皓平, 竹脇 出, 実数値 GA と近傍探索を用いたオイル・履歴・慣性質量ダンパーの最適配置決定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 愛知, 2021.9

謝辞

本論文は、京都大学大学院工学研究科建築学専攻環境構成学講座地盤環境工学分野にて行った研究を学位論文としてまとめたものです。本研究の遂行にあたり、多くの方々からご指導、ご協力を賜りました。

京都大学教授 竹脇 出先生には、学部4回生より研究室に所属してからの6年間にわたり、懇切丁寧かつ的確なご指導を賜りました。竹脇先生の研究に対する姿勢や、斬新な発想で本質を捉えた数多くの研究に深く感銘を受け、研究者を志す大きなきっかけとなりました。研究を進め、先生との議論を重ねていく中で、当初想定していたよりもはるかに研究は奥深く、面白いものであることに気付かせていただきました。研究そのもののみならず、研究者としての在り方についてもご教示いただき、また学習や成長のための多くの機会をいただきました。著者が気付いている以上に、先生は著者を支えてくださったと思います。本論文をまとめることができましたのも、ひとえに竹脇先生のおかげです。心より感謝申し上げます。

京都大学教授 大崎 純先生、同准教授 倉田真宏先生には、本論文の審査にあたり貴重なご指導、ご助言を数多く賜りました。深く感謝申し上げます。

京都大学准教授 藤田皓平先生には、本研究を行うにあたり多大なご助力を賜りました。また、研究室ゼミにおいて貴重なご指導を賜りました。深く感謝申し上げます。

元秘書の門永加奈子様には、研究に関係する事務手続き等、様々な面で多大なご助力を賜りました。深く感謝申し上げます。

本研究は日本学術振興会の科学研究費・特別研究員奨励費（No.20J20811）の助成を受けたものです。

防災科学技術研究所及び気象庁等の諸機関による強震観測記録を使用させていただきました。

著者の在籍する地盤環境工学分野 竹脇・藤田研究室で共に研究生活を過ごした先輩、同級生、後輩の皆様方には、多くのご助力をいただきました。特に、小島紘太郎さん（現京都

工芸繊維大学助教)、鍋島国彦さん(現広島大学助教)、新谷謙一郎さん(現京都美術工芸大学講師)、郭佳さん(現京都大学准教授)には、博士課程の先輩として多くのことを学ばせていただきました。深く感謝申し上げます。

最後に、これまで著者を支えてくれた家族に心より感謝申し上げます。

2023年1月