

建物連結用慣性質量ダンパーの入力エネルギー解析と
クリギングを用いたロバスト最適設計

村瀬 充

目次

1 章	序	1
1.1	研究の背景と目的	1
1.2	既往の研究と本論文の位置づけ	6
1.3	本論文の構成とその概要	7
2 章	慣性質量ダンパー (IMD) を用いた 2 質点連結制振構造の基本特性	9
2.1	序	9
2.2	慣性質量ダンパーの構成	10
2.3	運動方程式に基づく IMD 連結制振構造の基本特性	10
2.4	主構造の応答制御を主目的とした最適連結 IMD 量の導出	14
2.4.1	定点理論を用いた最適連結 IMD 量	14
2.4.2	IMD で連結したモデルのエネルギー伝達関数	16
2.4.3	ダブルインパルスを用いた最適連結 IMD 量	18
2.4.4	マルチインパルスを用いた最適連結 IMD 量	19
2.5	時刻歴応答解析による最適連結 IMD 量の妥当性の検証	20
2.6	結論	22
3 章	多質点 IMD 連結制振構造への拡張	24
3.1	序	24
3.2	解析に用いる多質点系の諸元設定	24
3.3	定点理論を用いた最適連結 IMD 量の多質点系への拡張	27
3.4	IMD で連結された多質点系のエネルギー伝達関数	30
3.5	時刻歴応答解析による最適連結 IMD 量の妥当性の検証	36
3.6	結論	38
4 章	入力エネルギー解析を用いた最適連結 IMD 量	39
4.1	序	39
4.2	検討に用いる対象建物	40
4.3	入力エネルギー解析手法および従来手法	41
4.4	数値解析結果および考察	43
4.4.1	ケース a (主構造 31 質点+副構造 31 質点)の最適化結果	43
4.4.2	ケース b (主構造 31 質点+副構造 21 質点)の最適化結果	48
4.4.3	ケース c (主構造 31 質点+副構造 11 質点)の最適化結果	52
4.5	考察	56

4.6	主構造の非線形性を考慮した場合の応答低減効果.....	60
4.7	結論	63
5章	信頼性設計に基づくクリギングを用いた確率的ロバスト評価手法.....	65
5.1	序	65
5.2	クリギングの概要.....	67
5.3	提案 RBDO (Reliability-Based Design Optimization) 手順	69
5.4	提案 RBDO の検証	72
5.5	結論	78
Appendix 5-1	ばらつき対象が3変数の場合のCSR評価	80
6章	IMD 連結制振の信頼性設計に基づくクリギングを用いた確率的ロバスト最適設計法	83
6.1	序	83
6.2	対象建物	83
6.3	建物物性のばらつきを考慮しない最適設計.....	84
6.3.1	設計条件.....	84
6.3.2	連結ダンパーの非ロバスト最適化解析結果.....	85
6.4	建物物性のばらつきを考慮したロバスト設計.....	86
6.4.1	設計条件.....	86
6.4.2	非ロバスト最適解のCSR (Criteria Satisfaction Rate) 評価.....	86
6.4.3	連結ダンパーのRBDO結果.....	87
6.5	結論	90
Appendix 6-1	建物の固有周期と減衰定数のばらつき	91
7章	結論	92
	参考文献	95
	発表論文	101

1章 序

1.1 研究の背景と目的

近年、日本では巨大地震が頻発している。規模や被害が大きい地震の例として、1995年の兵庫県南部地震や2003年の十勝沖地震、2004年の新潟県中越地震、2007年の新潟県中越沖地震、2008年の岩手・宮城内陸地震、2011年の東北地方太平洋沖地震、2016年の熊本地震、2018年の北海道胆振東部地震などが挙げられる。これらの地震により、パルス性地震動や長周期・長時間地震動、長周期パルスなど、これまでに経験されることがない地震動が観測された例もある。また、近い将来に南海トラフ地震や首都直下地震、相模トラフ地震などの巨大地震が高い確率で発生すると予想されており（例えば日本建築学会 2013）、今後の地震研究の成果次第で予想地震が追加されることもありうる。重要度の高い建物の設計時は、時刻歴応答解析により設計した建物の耐震安全性を検査することがあり、一般的にこれまでに観測された複数の地震動や、現時点での研究成果に基づき当該地域で発生が想定される地震動（サイト波）を用いる。しかしながら、上記のような未知の地震動に対する耐震安全性は必ずしも定量的に評価されているとは言えない。

一方、近年、SDGsの合意に伴い、建物の長寿命化の社会的要請は年々増加している。建築構造面の長寿命化により、供用期間における建物の性能変動（図 1-1）や地震災害のばらつき（図 1-2）の影響はますます大きくなる。従って、これらの建物物性や地震動特性の変動に対してロバストな構造システムの研究開発や、ロバスト性を考慮した設計手法の研究開発が急務である。

ここで、ロバスト性とは、「ばらつきに対する抵抗性（頑強性）」と定義されることがある。

本論文では、「入力地震動の種類にばらつきに対し制振システムの応答低減効果が有効であること」や、「建物物性のばらつきに対して建物の応答が設計クライテリアを満足する能力(確率)」をロバスト性として扱った。

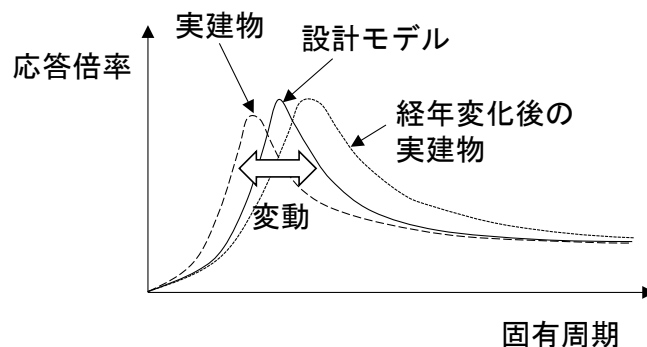


図 1-1 建物性能の不確定性（例：伝達関数）

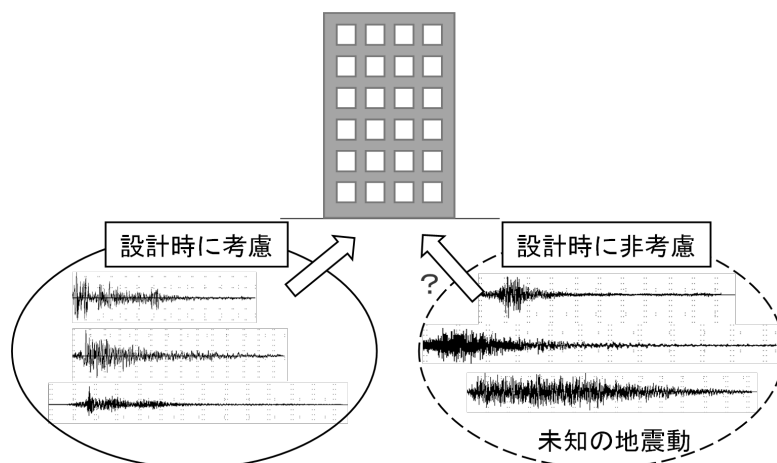


図 1-2 地震災害の不確定性

また、本論文では、高い制振性能を発揮できる連結制振構造を考える。連結制振構造は、固有周期の異なる複数棟の建物を棟間ダンパーで連結した制振システムであり、大きな変形差を生じる箇所にダンパーを配置することで、通常の制振構造に比べ効率よく耐震性能を向上させることができることが特徴である。また、通常の免震構造や制振構造などの単一の構造システムの建物は共振現象により、多くの場合、特定の地震動に対して効果的でない場合がある。一方、図 1-3 のように、連結制振構造は連結する建物の固有周期の違いにより、幅広い周期帯の地震動に対し制振効果を発揮することができるという点で、ロバスト性を有する制振システムである。

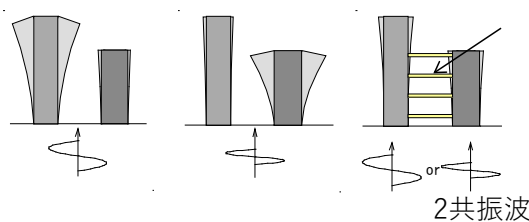


図 1-3 連結制振構造の特徴

連結制振構造の棟間ダンパーは、オイルダンパーなどの粘性系ダンパーや、鋼材ダンパーなどの履歴系ダンパーを用いた研究例が数多く存在し(例えば蔭山ら 2000, 蔭山・背戸 2001, Seto et al.2003, 楊ら 2007, 竹脇・辻 2007, 荻野ら 2011, 満田ら 2014, 村瀬ら 2014, 丸尾ら 2015, 黒瀬ら 2016, 福本ら 2017, 林ら 2017), 福本ら (2017) は実際の建物に対する適用例を報告している。また、近年、新しい制振部材として、図 1-4 のように錘の回転慣性を利用し、相対加速度に比例する反力を生じさせる慣性質量ダンパー (IMD: Inertial Mass Damper)

が実用化されている。IMD により、従来の鋼材系ダンパーや粘性系ダンパーでは実現できない質量項の調整が可能となり、その特性に着目した様々な研究例が報告されている。古橋・石丸（2006）や Takewaki et al.（2012）は、質量項の付加による周期の変化や入力エネルギー低減効果を利用した研究を展開しており、斉藤ら（2007）や磯田ら（2009）は IMD と付加ばねの直列機構による同調制振効果を利用した研究を展開している。IMD を用いた連結制振構造は従来のオイルダンパーや鋼材ダンパーを用いた連結制振構造に比べ、更なる耐震性能の向上が期待できるが、IMD を用いた連結制振構造に関する研究例は少ない。蔭山・背戸（2001）や荻野ら（2011）、丸尾ら（2015）は二つの 1 自由度系を扱い振動数領域の検討を行っているため、高次モードの影響や連結高さの影響が必ずしも考慮されていない。

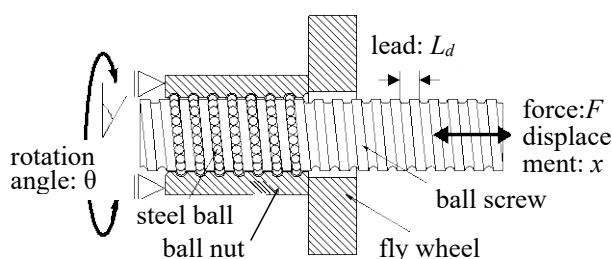


図 1-4 IMD の機構

また、特定の地震動特性に依存しない耐震性能評価手法として、地震動によって構造物に入力されるエネルギーに着目する。従来の特定の地震動特性に依存しない耐震性能評価手法には、Den-Hartog（1956）による定点理論などの周波数特性に基づく応答倍率評価手法が存在するが、定常応答時の応答倍率の評価であるため、パルス性地震動に対する応答低減に必ずしも有効ではない。また、定点理論は図 1-5 のような 2 つの 1 自由度系を連結することを対象としており、高次モード応答や連結ダンパーの位置、複数の減衰配置の影響に対して課題がある。一方、連結制振構造の地震入力エネルギーに着目した研究には、竹脇・辻（2007）や福本ら（2014）が存在するが、これらも 2 つの 1 自由度系をオイルダンパーで連結することを対象としており、上記と同様の課題がある。本研究では、IMD とオイルダンパーを併用した連結制振構造に対して地震入力エネルギーの観点から種々の検討を行い、高次モード応答や連結ダンパーの位置、複数の減衰配置の影響を考慮したうえで最適なダンパー量の検討を行う。

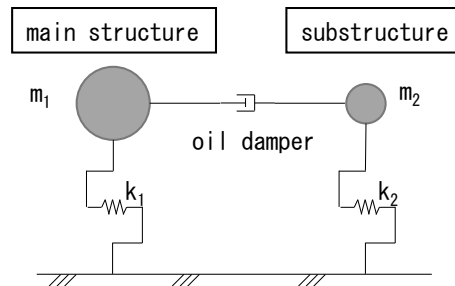
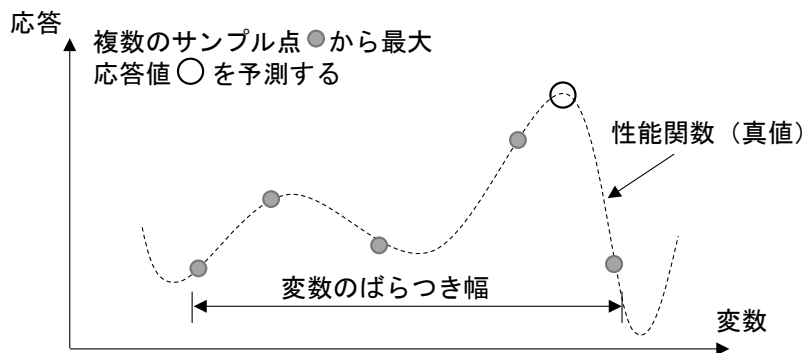


図 1-5 2つの1自由度系の連結モデル

さらに、IMD とオイルダンパーを併用した連結制振構造において、建物物性の変動に対するロバスト性を定量的に評価した設計手法を提案する。このような不確定性は確率的に取り扱う方法 (probabilistic approach) と非確率的に取り扱う方法 (possibilistic approach) に大別される。非確率的な不確定性を取り扱う理論は、区間解析 (Alefeld and Mayer 2000) や凸最適化 (Ben-Haim and Elishakoff 1990)、多項式近似 (藤田・竹脇 2011) などにより区間内の最悪応答値を評価する方法や、ばらつき変数の変動幅を議論しない最悪ケース解析手法 (竹脇 2001, 竹脇 2004) が提案されている。これらの手法は、図 1-6 のように設定したばらつき条件において目標性能を 100% 満足する設計解を得るものであるが、場合によっては過剰設計につながる可能性があることが指摘されている。

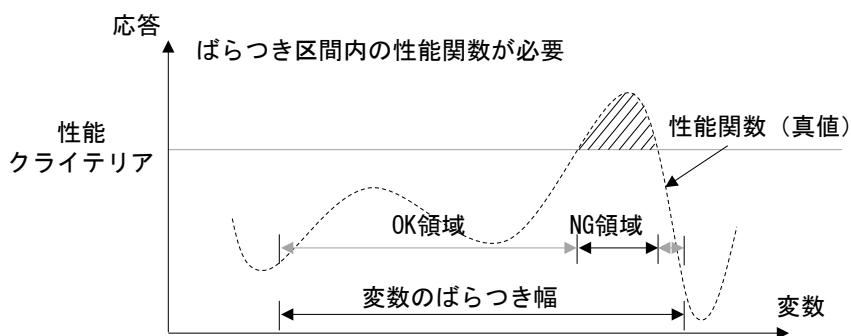
一方、不確定性を確率的に取り扱うものとしては、信頼性理論に基づく研究 (岡田 1995, 小野ら 1995, 趙・小野 1999, 廣畑ら 2001, 趙ら 1997, Echard et al. 2011, 小谷ら 2016, 北原ら 2020, 日紫喜ら 2020) が数多く展開されている。信頼性理論に基づく設計手法は、信頼性の評価方法に応じて表 1-1 に示す 3 つの設計水準がある (星谷・石井 1986)。レベル 1 の部分係数設計法は、限界状態設計法 (日本建築学会 2002) などに適用されており、確率を直接評価するものではないため、ロバスト性の定量的評価が困難である。また、レベル 2 の信頼性指標 β を用いた手法には、一次信頼性評価法 (FORM) や確率モーメントを用いてそれらを発展させた手法による近似法が提案されている (小野ら 1995, 趙・小野 1999) が、限界状態関数を線形近似あるいは曲面近似するため、性能関数が強非線形性を有する場合には精度に課題があると指摘されている。また、性能関数を応答曲面 (Response Surface Method: RSM) で近似し、RSM を用いたモンテカルロシミュレーション (MCS) により確率を直接求めるレベル 3 信頼性設計法も提案されており、多項式で近似する例 (趙ら 1997, 廣畑ら 2001, 小谷ら 2016) やクリギングで近似する例 (Echard et al. 2011, 北原ら 2020) が報告されている。一方、レベル 3 信頼性設計法は図 1-7 のようにばらつき区間内の性能関数の情報が必要となるため、計算負荷が高いことが課題であり、信頼性に基づく最適設計 (Reliability-Based Design Optimization: RBDO) の報告例はほとんどない。RBDO により、設定したばらつき条件内の目標性能を満足する確率 (Criteria Satisfaction Rate: CSR) を明示し、CSR と許容ばらつき量や、CSR とコスト指標のトレードオフ関係を得ることができる。こ

の情報は、建物の被災リスクや供用期間の情報と併せて、ライフサイクルコストの最適設計に有用である。



不確定性を非確率的に扱う手法

図 1-6 不確定性を非確率的に扱う手法



不確定性を確率的に扱う手法

図 1-7 不確定性を確率的に扱う手法

表 1-1 信頼性設計法の設計水準（星谷・石井 1986）

設計水準	信頼性評価手法
レベル 3	破壊確率の直接照査
レベル 2	信頼性指標 β による照査
レベル 1	部分係数設計法

1.2 既往の研究と本論文の位置づけ

既往の研究における課題点は以下のようにまとめられる。

- ・ オイルダンパーや鋼材ダンパーを用いた連結制振構造に関する研究（例えば蔭山ら 2000, 蔭山・背戸 2001, Seto et al.2003, 楊ら 2007, 竹脇・辻 2007, 荻野ら 2011, 満田ら 2014, 村瀬ら 2014, 丸尾ら 2015, 黒瀬ら 2016, 福本ら 2017, 林ら 2017）に比べ, IMD を用いた連結制振構造に関する研究はほとんど見当たらない。既往の IMD を用いた連結制振構造に関する研究（蔭山・背戸 2001, 荻野ら 2011, 丸尾ら 2015）は, 定点理論に基づいた振動数領域による最適 IMD 量に関する検討を行っている。定点理論は二つの 1 自由度系を対象として連結ダンパーの最適減衰量を求める理論であるため, 構造減衰の影響, 高次モードの影響や連結高さの影響が必ずしも考慮されていない。また, IMD を用いた連結制振構造のエネルギー特性に着目した研究は見当たらない。

そこで, 本研究では IMD を用いた連結制振構造を対象とし, 固有値解析, 伝達関数およびエネルギー解析を用いて, 基本特性および応答低減効果を解明したうえで, 建物の入力エネルギーを指標とした連結ダンパー量の最適設計手法を提案する。建物の入力エネルギーを指標とした場合は, 定点理論を用いた場合に考慮できない構造減衰の影響, 高次モードの影響や連結高さの影響を考慮することができる。

- ・ 既往研究（例えば Takewaki1997, Adachi et al.2013, 西原・田守 2015, 武居ら 2019）でダンパー量などの最適設計手法に用いられる指標の多くは, 時刻歴応答解析により算出した層間変形角や部材応力あるいは共振時の応答倍率であり, 建物の入力エネルギーを指標とした最適化手法に関する研究はほとんど存在しない。時刻歴応答解析は採用する地震動特性の影響を大きく受けるため, 地震動の種類を増加させることで地震動特性のばらつきをある程度考慮することができるが, あらゆる地震動特性を考慮することは現実的ではない。また, 共振時の応答倍率を用いた場合はパルス性地震動に対する過渡応答や高次モードの影響を必ずしも考慮できない。

そこで本研究では, ダンパー諸元の変動に伴い, インパルス入力時の建築物への入力エネルギーが変動することに着目し, 連結制振構造の連結ダンパーを対象とした入力エネルギー最適化設計手法を提案する。また, 既往研究で示された時刻歴応答解析や伝達関数を用いて連結ダンパー諸元を定めた場合と, 提案手法を用いた場合の地震応答特性を比較し, 提案手法の特性を解明する。

- ・ 外乱や構造物特性の不確定性を考慮したロバスト設計やロバスト最適設計に関する研究において, これらの不確定性は, 確率的に取り扱う方法 (probabilistic approach) と非確率的に取り扱う方法 (possibilistic approach) に大別される。非確率的な不確定性を取り扱う

理論は、ばらつき変数の変動幅を指定し、区間解析 (Alefeld and Mayer 2000)、凸最適化 (Ben-Haim and Elishakoff 1990) あるいは多項式近似 (藤田・竹脇 2011) により最悪応答値を評価する手法や、ばらつき変数の変動幅を議論しない最悪ケース解析手法(竹脇 2001, 竹脇 2004) が提案されている。これらの手法は、設定したばらつき条件において目標性能を 100%満足する設計解を得るものであるが、場合によっては過剰設計につながる可能性があることが指摘されている。また、不確定性を確率的に取り扱うものとしては、信頼性理論に基づく研究 (岡田 1995, 小野ら 1995, 趙ら 1997, 趙・小野 1999, 廣畑ら 2001, Echard et al. 2011, 小谷ら 2016, 北原ら 2020, 日紫喜ら 2020) が数多く展開されている。一般的に、応力解析や応答解析に基づく建物の性能評価は計算負荷が大きく、不確定性を有する建物の性能が目標性能を満足する確率を直接求めることは容易ではない。そのため、ロバスト性最適化事例と比べ、信頼性に基づく最適設計(Reliability-Based Design Optimization : RBDO)の報告例は少なく、目標性能を満足する確率を直接求めた RBDO 例はほとんどない。RBDO により、設定したばらつき条件内の目標性能満足率(Criteria Satisfaction Rate : CSR)を明示し、CSR と許容ばらつき量や、CSR とコスト指標のトレードオフ関係を得ることができる。この情報は、建物の被災リスクや供用期間の情報と併せて、ライフサイクルコストの最適設計に有用である。

そこで、本論文では、応答曲面の高精度高効率近似手法の導入により、目標性能を満足する確率を直接算出する新しい RBDO 手法を提案し、連結制振建物の連結ダンパーの設計問題において、構造物の物性ばらつきを考慮した RBDO の実施例を示し、物性ばらつきを考慮しない最適設計や、非確率的ロバスト最適設計の結果との比較を行う。

1.3 本論文の構成とその概要

1 章では、本研究の背景、目的及び本論文の構成について示している。

2 章では、本論文で想定する IMD の構成を示したうえで、IMD 連結制振の基本特性について、主構造・副構造をそれぞれ 1 質点に置換した単純モデルを用いて解析的に示している。また、入力エネルギー解析手法を示し、入力エネルギーの最大値を最小化するダンパー量を最適ダンパー量と定義した。入力エネルギーの最適ダンパー量は定点理論の最適ダンパー量に比べ、パルス性地震動や長周期地震動の応答低減に効果的であることを示す。(村瀬・竹脇 2021)

3 章では、2 章の内容を主構造・副構造それぞれ多質点とした多質点連結モデルに拡張する。副構造の層数について 3 ケースの解析モデルを使用し、副構造の最上層において単層連結した場合を想定する。単純モデルと同様、入力エネルギーの最適ダンパー量は定点理論の最適ダンパー量に比べ、パルス性地震動や長周期地震動の応答低減に効果的であることを

示す。(村瀬・竹脇 2021)

4章では、副構造の層数について3ケースの解析モデルを使用し、3章とは異なり複数層連結の場合を対象とする。さらに、幅広い周期帯の地震動に対し入力エネルギーの低減に期待するため、入力エネルギーの入力地震動卓越周期に対する面積を最小化する連結ダンパー最適設計手法を提案し、従来の時刻歴応答解析結果や伝達関数を最小化する最適設計手法と比べて地震動タイプのばらつきに対してロバストであることを示す。また、これまでの検討は主構造・副構造を弾性として解析を実施しているが、主構造をRC造集合住宅と想定し、主構造の非線形性を考慮した場合の解析検証を行う。主構造の方が副構造より層数が多い場合、鞭振り現象により、連結前に比べ突出部の変形が増大する恐れがあることが予想される。そこで、入力エネルギーの面積を最小化する提案手法に、地震時層間変形応答の制約条件を加えることで上記の問題を改善できることを示す。(村瀬・竹脇 2022)

5章では、種々のばらつきに対しロバストな設計手法の確立のため、新しい確率的ロバスト性評価手法を提案する。確率的評価手法は信頼性設計に基づくものであり、ばらつきの確率分布に対し応答のクライテリア満足率を算出するものである。本提案手法では、応答関数の平均値から破壊点までの距離を表す信頼性指標 β を評価パラメータとするレベル2信頼性設計法とは異なり、応答関数が複雑形状となる場合でも適用可能な破壊確率を直接評価パラメータとするレベル3信頼性設計法を採用する。レベル3信頼性設計法を確率的ロバスト最適設計へ採用するためには計算負荷の低減が重要となるため、クリギングを用いた応答曲面法で計算効率を高めている。本章では、2種類のベンチマーク関数を用いて、提案手法の計算精度の妥当性を確認するとともに、既存の手法に比べ計算負荷が小さいことを示す。(村瀬・竹脇 2023 掲載予定)

6章では、4章で使用した多質点多層連結のIMD連結制振モデルを使用し、5章で提案した確率的ロバスト性評価手法による連結ダンパーのロバスト最適設計を行う。ここで、考慮するばらつきは建物の固有周期および構造減衰とする。4章の方法で得られるばらつきを考慮しない最適解と比較し、得られたロバスト最適解の特性を評価する。(村瀬・竹脇 2023 掲載予定)

7章では、本論文で得られた成果を要約し、今後の課題を述べている。

2章 慣性質量ダンパー（IMD）を用いた2質点連結制振構造の基本特性

2.1 序

本章では、相対的に質量の大きい主構造と、質量の小さい副構造を IMD やオイルダンパーなどの減衰要素で連結した連結制振構造を対象とし、単純 2 質点モデルを用いて固有値解析、伝達関数およびエネルギー解析などにより、基本特性および応答低減効果を解明する。また、IMD の最適パラメータについて検討し、地震応答解析によってその妥当性を確認する。3 章では多質点モデルを扱っており、本章で得られた単純 2 質点モデルにおける応答低減効果や IMD の最適パラメータに関して、多質点モデルでの比較検証を行っている。

連結制振に関する既往の研究には、定点理論に代表される伝達関数を利用したものが多い。蔭山ら（2000）は、ダンパーやばねの連結により 2 棟の定点高さを揃える最適設計手法を展開し、多質点系への拡張も行っている。竹脇と辻（2007）および福本ら（2017）は連結制振構造のエネルギー特性に着目し、ダンパーのエネルギー消費量に関する最適ダンパー量と定点理論による最適ダンパー量の比較を行っている。また、背戸ら（2003）はアクティブ制御による連結制振構造の最適設計手法を提案している。楊ら（2007）、満田ら（2014）および林ら（2017）は、連結建物パラメータによる振動特性の分類を詳細に行っている。

近年、新しい制振部材として、錘の回転慣性を利用し、相対加速度に比例する反力を生じさせる慣性質量ダンパー（IMD: Inertial Mass Damper）が実用化されている。IMD により、従来の鋼材系ダンパーや粘性系ダンパーでは実現できない質量項の調整が可能となり、その特性に着目した様々な研究報告がある（例えば Takewaki et al. 2012, 古橋・石丸 2006, 斎藤ら 2007, 磯田ら 2009, Makris and Kampas 2016, Lazar et al. 2014, Zhang et al. 2017, De Domenico and Ricciardi 2018, Li and Liang 2019）。

IMD に関する既往の研究は、質量項の付加による周期の変化や入力エネルギー低減効果に関する研究と、付加ばねと直列に配置して付加振動系を構成する研究に大別される。竹脇ら（2012）は IMD の入力エネルギー低減効果を発揮するには IMD を第 1 層から設ける必要があることを示した。古橋・石丸（2006）は建物の層間に適切に IMD を配置することで高次モードの刺激係数を調整する制御手法を展開した。また、斎藤ら（2007）は IMD と付加ばねの直列機構を建物の固有振動数と同調させることで、同調した固有モードの振動を抑制する同調制御手法について展開した。さらに、磯田ら（2009）は IMD と付加ばねの直列機構を建物低層部に集中して設けることで、少ない設置箇所数で大きな応答低減効果を実現できることを示した。

ダンパーやばねを用いた連結制振構造に比べ、IMD を用いた連結制振構造に関する研究はほとんど見当たらない。蔭山・背戸（2001）は従来の連結ばねによる定点高さの調整を拡張し、IMD による定点高さの調整手法を提案した。荻野ら（2011）は、2 棟の質量比・固有周期比をパラメータとし、連結ばねと IMD を使い分けて定点高さを最小化する最適同調条

件を導出した。これらの研究は、定点理論に基づいた振動数領域による最適 IMD 量に関する検討を実施しており、IMD を用いた連結制振構造のエネルギー特性に着目した研究は見当たらない。

2.2 慣性質量ダンパーの構成

本論文で想定する IMD を図 2-1 に示す。左端の支持点では軸方向変位のみ拘束とし、ボールナットを回転自在とする。右端では回転を拘束し、ボールねじの軸方向変位を自由としている。フライホイール（回転錘）はボールナットと一体化している。

ボールねじの軸方向変位 x により、回転慣性 I_θ をもつフライホイールを θ 回転させたときの軸方向力（反力）を F とする。ボールねじのリード（ねじ山ピッチ）を L_d 、フライホイールを円盤状として径を D 、質量を m とすると、 $x = \theta L_d / (2\pi)$ より次式が成立する。

$$F = \frac{I_\theta \ddot{\theta}}{L_d / (2\pi)} = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right)^2 I_\theta \ddot{x} = \frac{\pi^2 D^2}{2L_d^2} m \ddot{x} = z \ddot{x} \quad (2-1)$$

ただし、 z は軸方向の慣性質量を示す。

上式より、反力 F はボールねじとボールナットの相対加速度 \ddot{x} に比例する。フライホイールの形状寸法やボールねじのリードにもよるが、慣性質量 z はフライホイール質量 m の数百倍～数千倍の値をとる。

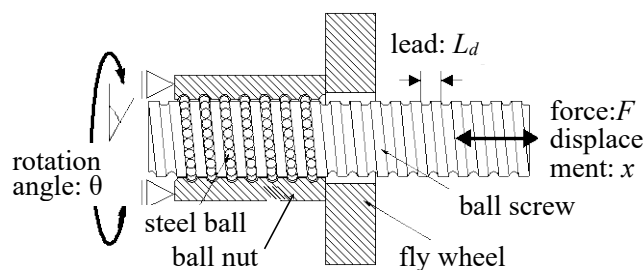


図 2-1 ボールスクリュー型 IMD の例

2.3 運動方程式に基づく IMD 連結制振構造の基本特性

図 2-2 に、本論文で扱う IMD 連結制振構造の基本モデルを示す。連結ダンパーは IMD とオイルダンパーの並列配置としている。IMD とオイルダンパーを並列配置したモデルを扱う理由としては、IMD 単体ではエネルギー吸収性能が存在せず、オイルダンパーのエネルギー吸収性能が必要であることや、蔭山ら（2001）や荻野ら（2011）、黒瀬ら（2016）において、定点高さを調整するために並列 IMD を用いた既往研究があり、本論文ではそれらの研究との連続性を保つためである。

基本モデルの地震動入力時の運動方程式は次式となる。

$$\begin{cases} m_1\ddot{u}_1 + c_1\dot{u}_1 + k_1u_1 + c_c(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + z(\ddot{u}_1 - \ddot{u}_2) = -m_1\ddot{u}_g \\ m_2\ddot{u}_2 + c_2\dot{u}_2 + k_2u_2 - c_c(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) - z(\ddot{u}_1 - \ddot{u}_2) = -m_2\ddot{u}_g \end{cases} \quad (2-2)$$

ただし、 u_1, u_2 は主構造および副構造の地面に対する相対水平変位を表し、 \ddot{u}_g は地動加速度を表す。また、 z は連結 IMD の慣性質量を、 c_c は連結オイルダンパーの減衰係数をそれぞれ示す。

(2-2)式を行列表記すると次式となる。

$$(M + Z)\begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + C\begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + K\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = -M\begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}\ddot{u}_g \quad (2-3)$$

ただし、 $M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$, $Z = \begin{bmatrix} z & -z \\ -z & z \end{bmatrix}$, $C = \begin{bmatrix} c_1 + c_c & -c_c \\ -c_c & c_2 + c_c \end{bmatrix}$, $K = \begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix}$ 。

IMD の効果の 1 つに入力低減効果がある (Takewaki et al. 2012)。IMD を用いた連結制振構造の入力低減効果を検討するため、影響係数ベクトル $\{\eta\}$ を導入し、(2-3)式の右辺を(2-4)式のように変形する。

$$-M\begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}\ddot{u}_g = -(M + Z)\{\eta\}\ddot{u}_g \quad (2-4)$$

(2-4)式を $\{\eta\}$ について解くと、 $\{\eta\} = (M + Z)^{-1}[M]\begin{Bmatrix} 1 & 1 \end{Bmatrix}^T = \begin{Bmatrix} 1 & 1 \end{Bmatrix}^T$ となる。従って、連結部に用いた IMD は入力低減効果を有しないことがわかる。

次に、自由振動を考え(2-3)式の右辺を 0 とおき、 $\{u_1 \ u_2\}^T = \{U_1 \ U_2\}^T e^{i\omega t}$ を代入して整理すると、次式のように変形できる。

$$(-\omega^2(M + Z) + i\omega C + K)\{U_1 \ U_2\}^T = 0 \quad (2-5)$$

簡便のため $C=0$ とおき、以下の式を満たす ω^2 の解を考える。

$$\det(-\omega^2(M + Z) + K) = 0 \quad (2-6)$$

(2-6)式は次のように変形できる。

$$\omega^4(m_1m_2 + (m_1 + m_2)z) - \omega^2(k_1(m_2 + z) + k_2(m_1 + z)) + k_1k_2 = 0 \quad (2-7)$$

ここで、 $m_2 = \mu m_1$, $k_2 = \kappa k_1$, $z = \mu_z m_1$ と表し、IMD による連結前の主構造、副構造の非減衰固有円振動数の 2 乗を、それぞれ $\omega_m^2 = k_1/m_1$, $\omega_s^2 = k_2/m_2$ と表す。

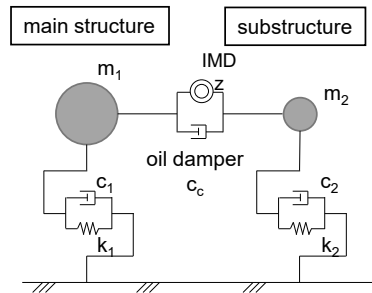


図 2-2 IMD を用いた連結制振の基本モデル

(2-7)式の両辺を m_1^2 で除して変形すると(2-8)式となる。

$$\omega^4(\mu + (1 + \mu)\mu_z) - \omega^2(\omega_m^2(\mu + \mu_z) + \mu\omega_s^2(1 + \mu_z)) + \mu\omega_m^2\omega_s^2 = 0 \quad (2-8)$$

(2-8)式の左辺を $f(\omega^2)$ とおき、 ω^2 に ω_m^2 および ω_s^2 を代入すると、以下のように整理できる。

$$f(\omega_m^2) = \mu\mu_z\omega_m^2(\omega_m^2 - \omega_s^2) \quad (2-9a)$$

$$f(\omega_s^2) = \mu_z\omega_s^2(\omega_s^2 - \omega_m^2) \quad (2-9b)$$

(2-9a)式および(2-9b)式の正負は主構造および副構造の固有円振動数の関係より以下のように場合分けされる。

$$\begin{cases} f(\omega_m^2) < 0, f(\omega_s^2) > 0 & \omega_m^2 < \omega_s^2 \\ f(\omega_m^2) > 0, f(\omega_s^2) < 0 & \omega_m^2 > \omega_s^2 \\ f(\omega_m^2) = 0, f(\omega_s^2) = 0 & \omega_m^2 = \omega_s^2 \end{cases} \quad (2-10)$$

$\omega_m^2 = \omega_s^2$ の場合、すなわち2棟の固有円振動数が等しい場合、連結制振効果が得られず、固有円振動数の変化も生じない。(2-10)式の上2式の関係式および、 $f(\omega^2)$ が下に凸であることを考慮すると、連結前の固有円振動数 ω_m^2, ω_s^2 および連結後の固有円振動数 $\omega_m^{*2}, \omega_s^{*2}$ の関係は図 2-3 のように表される。いずれの場合においても、IMD で連結することで、2棟の固有円振動数は減少する。すなわち、2棟の固有周期は伸長するといえる。

また、(2-8)式の左辺において $\mu_z \rightarrow \infty$ とした場合、(2-11)式のように表される。ただし、 $\omega_s^2 = k_2/m_2 = \kappa/\mu \omega_m^2$ の関係を用いている。

$$\omega^2 \left(\omega^2 - \omega_m^2 \frac{1 + \kappa}{1 + \mu} \right) = 0 \quad (2-11)$$

(2-11)式は、連結部の IMD を増大させた場合、固有円振動数は 0 および $\omega_m^2(1 + \kappa)/(1 + \mu)$ (剛結時の固有円振動数) に収束する。すなわち1次固有周期は ∞ に発散し、2次固有周期は剛結時の固有周期に収束することがわかる。

一方、 i 次モードの固有ベクトルを $\{i\mathbf{u}\} = \{iu_1 \quad iu_2\}^T$ とおくと、非減衰系の自由振動の運動方程式は以下のように表される。

$$(-\omega^2(\mathbf{M} + \mathbf{Z}) + \mathbf{K})\{i\mathbf{u}\} = 0 \quad (2-12)$$

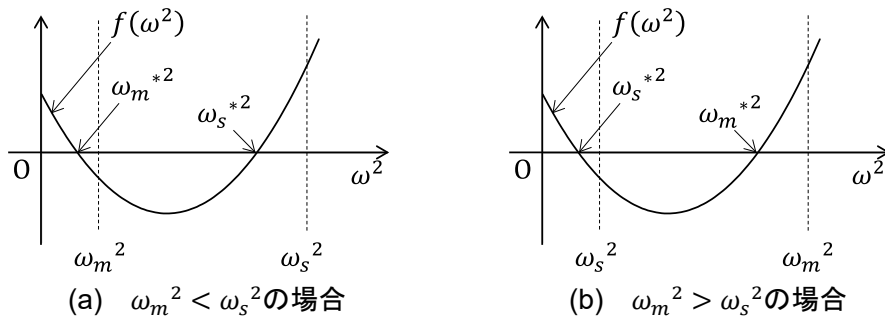


図 2-3 連結前後における固有円振動数の変化

(2-12)式を変形すると、以下ようになる。

$$\frac{{}_1u_2}{{}_1u_1} = \frac{-\omega_m^2 + (1 + \mu_z)\omega_m^{*2}}{\mu_z\omega_m^{*2}}, \frac{{}_2u_2}{{}_2u_1} = \frac{\mu_z\omega_s^{*2}}{-\mu\omega_s^2 + (\mu + \mu_z)\omega_s^{*2}} \quad (2-13)$$

ここで、 $\omega_m^2 < \omega_s^2$ の場合を考える。(2-8)式の左辺 $f(\omega^2)$ に $\omega^2 = \omega_m^2/(1 + \mu_z)$ を代入すると以下のように、常に負となる。

$$f\left(\frac{\omega_m^2}{1 + \mu_z}\right) = -\frac{\mu_z^2\omega_m^4}{(1 + \mu_z)^2} < 0 \quad (2-14)$$

従って、図 2-3 (a)の関係より、IMD 連結後の固有円振動数 ω_m^{*2} と $\omega_m^2/(1 + \mu_z)$ は以下の関係となる。

$$\omega_m^{*2} < \frac{\omega_m^2}{1 + \mu_z} \quad (2-15)$$

(2-13)式および(2-15)式の関係より、以下の関係が導かれる。

$$\frac{{}_1u_2}{{}_1u_1} < 0 \quad (2-16)$$

同様の考え方で、以下の関係も導出される。

$$\frac{{}_2u_2}{{}_2u_1} > 0 \quad (2-17)$$

(2-17)式より、2次モードは同位相モードであり、 $\mu_z \rightarrow \infty$ とした場合(2-13)式より次式のように両質点は剛結状態となる。

$$\left. \frac{{}_2u_2}{{}_2u_1} \right|_{\mu_z \rightarrow \infty} = 1 \quad (2-18)$$

また、 i 次の有効質量 ${}_iM^*$ は、以下の式で表される。

$${}_iM^* = i\beta^2 {}_iM = \frac{({}_i u_1 m_1 + {}_i u_2 m_2)^2}{{}_i u_1^2 m_1 + {}_i u_2^2 m_2 + z({}_i u_1 - {}_i u_2)^2} \quad (2-19)$$

ただし、 ${}_i\beta$ 、 ${}_iM$ はそれぞれ i 次の刺激係数、 i 次の広義質量である。

(2-18)式の間係を考慮すると、(2-19)式で $z \rightarrow \infty$ とした場合、2次モードの有効質量 ${}_2M^*$ は、 ${}_2u_1 = {}_2u_2 = 1$ を代入して次のように主構造と副構造の質量の和で表される。

$${}_2M^*|_{\mu_z \rightarrow \infty} = m_1 + m_2 \quad (2-20)$$

ただし、 ${}_i u_1 - {}_i u_2$ は(2-13)式より z の逆数の1次関数であり、 $z({}_i u_1 - {}_i u_2)^2 \rightarrow 0$ であることを利用している。

同様に、(2-19)式の $z \rightarrow \infty$ とした場合、1次モードの有効質量 ${}_1M^*$ は、 ${}_1u_1 - {}_1u_2 \neq 0$ より次のように表される。

$${}_1M^*|_{\mu_z \rightarrow \infty} = 0 \quad (2-21)$$

以上より、IMD 連結の基本特性は以下の通りとなる。

- 1次モード, 2次モードいずれも周期が伸長する
- 1次モードは逆位相モードとなり, 連結部の慣性質量を増大させると固有円振動数は0に, 有効質量は0に収束する
- 2次モードは同位相モードとなり, 連結部の慣性質量を増大させると固有円振動数は剛結時の固有円振動数に, 有効質量は主構造と副構造の質量の和に収束する

2.4 主構造の応答制御を主目的とした最適連結 IMD 量の導出

2.4.1 定点理論を用いた最適連結 IMD 量

$u_1(t)$ のフーリエ変換を $U_1(\omega)$ と表す。(2-2)式をフーリエ変換すると以下のようになる。

$$\begin{cases} (k_1 - m_1\omega^2 + c_1\omega i)U_1 + (-z\omega^2 + c_c\omega i)(U_1 - U_2) = m_1\omega^2 U_g \\ (k_2 - m_2\omega^2 + c_2\omega i)U_2 - (-z\omega^2 + c_c\omega i)(U_1 - U_2) = m_2\omega^2 U_g \end{cases} \quad (2-22)$$

$f_1 = k_1 - m_1\omega^2 + c_1\omega i$, $f_2 = k_2 - m_2\omega^2 + c_2\omega i$, $f_z = -z\omega^2 + c_c\omega i$, $p_1 = m_1\omega^2$, $p_2 = m_2\omega^2$ とおくと, (2-22)式は次式のように表すことができる。

$$\begin{bmatrix} f_1 + f_z & -f_z \\ -f_z & f_2 + f_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{U_1}{U_g} \\ \frac{U_2}{U_g} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \end{Bmatrix} \quad (2-23)$$

(2-23)式より, 主構造および副構造の変位伝達関数は次式で表される。

$$H_1 = \frac{U_1}{U_g} = \frac{f_2 p_1 + f_z(p_1 + p_2)}{f_1 f_2 + (f_1 + f_2) f_z} \quad (2-24a)$$

$$H_2 = \frac{U_2}{U_g} = \frac{f_1 p_2 + f_z(p_1 + p_2)}{f_1 f_2 + (f_1 + f_2) f_z} \quad (2-24b)$$

ここでは, 主構造の応答制御を主目的とし, 主構造の伝達関数に対して定点理論を用いることを考える。 $H_1|_{c_c=0}$ と $H_1|_{c_c=\infty}$ の交点の振動数は以下の式で求められる。なお, 構造減衰 c_1 および c_2 を0とする。

$$H_1|_{c_c=0} = H_1|_{c_c=\infty} = \frac{f_2 p_1 + (-\omega^2 z)(p_1 + p_2)}{f_1 f_2 + (-\omega^2 z)(f_1 + f_2)} = \pm \frac{p_1 + p_2}{f_1 + f_2} \quad (2-25)$$

ここで, 右辺が正の場合, その解は $f_2 = 0$ となる。すなわち, 主構造の伝達関数は副構造の固有振動数において定点をもつ。

右辺が負の場合の解は ω^2 の2次方程式となる。

$$a\omega^4 + b\omega^2 + c = 0 \quad (2-26)$$

ただし、 a, b, c はそれぞれ以下のように表される。

$$\begin{aligned} a &= 2m_1^2m_2 + 2m_1m_2^2 + 2m_1^2z + 4m_1m_2z + 2m_2^2z \\ b &= -\{(2m_1 + m_2)(m_1k_2 + m_2k_1) + 2m_1m_2k_2 + 2z(m_1k_1 + m_1k_2 + m_2k_1 + m_2k_2)\} \quad (2-27) \\ c &= 2m_1k_1k_2 + m_1k_2^2 + m_2k_1k_2 \end{aligned}$$

(2-26)式の解を小さい順に ω_α^2 、 ω_β^2 とおく。 ω_α^2 、 ω_β^2 はそれぞれ以下の式を満たす。

$$\omega_\alpha^2 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (2-28a)$$

$$\omega_\beta^2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (2-28b)$$

定点の高さが等しい条件を用いて、(2-26)式に(2-28a)式、(2-28b)式を代入して変形すると以下の関係が得られる。

$$\frac{\omega_\alpha^2 + \omega_\beta^2}{\omega_\alpha^2 \omega_\beta^2} = \frac{2(m_1 + m_2)}{k_1 + k_2} \quad (2-29)$$

ここで、(2-26)式の解と係数の関係 $\omega_\alpha^2 + \omega_\beta^2 = -b/a$ 、 $\omega_\alpha^2 \omega_\beta^2 = c/a$ を用いて(2-29)式を z に関して整理すると、定点理論に基づく最適連結 IMD 量比 ${}_1\mu_{zopt}$ は以下のように表される(蔭山ら 2001)。

$${}_1\mu_{zopt} = \frac{z}{m_1} = \frac{(\kappa - \mu)(2 + \mu - \mu\kappa)}{2(1 + \mu)(1 + \kappa)^2} \quad (2-30)$$

ただし、 $m_2/m_1 = \mu$ 、 $k_2/k_1 = \kappa$ とする。

以上のように、IMD で連結することにより、副構造を主構造に対して TMD のように同調させ、主構造の応答倍率を低減することができる。以降、このような考え方に基づく連結方法を副構造 TMD 連結制振構造と呼称する。

図 2-4 に IMD が無い場合、および(2-30)式の最適連結 IMD 量を用いた場合の主構造の変位伝達関数を示す。図中、連結オイルダンパーの減衰定数は $h_c = c_c/2\sqrt{m_1k_1}$ と定義した。なお、ここでは $\mu = 0.10$ 、 $\kappa = 1.26$ の場合を例示した。従来のオイルダンパーを用いた連結

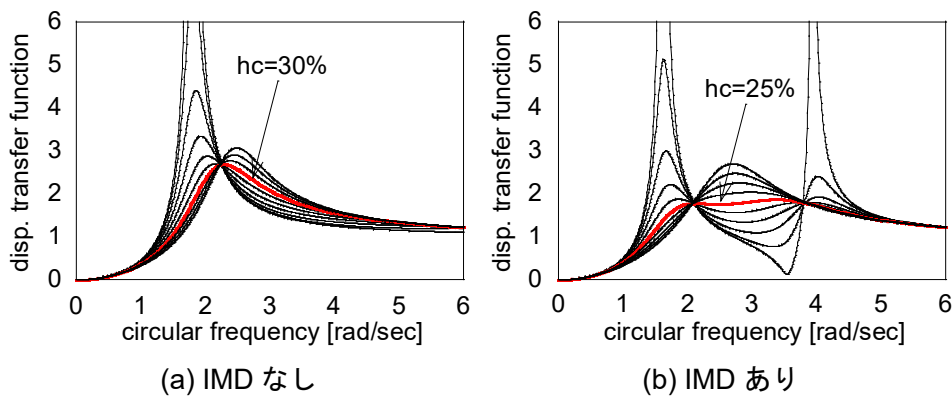


図 2-4 主構造の変位伝達関数

制振では、伝達関数の定点を操作することができないが、IMD を用いて連結することで定点高さを下げ、従来のオイルダンパーを用いた連結制振に比べ最大応答倍率を低減することが可能である。

2.4.2 IMD で連結したモデルのエネルギー伝達関数

図 2-2 の基本モデルの部分毎の自由体図を図 2-5 に示す。図中、 \blacksquare は慣性力を、 \rightarrow は境界力を、 \dashrightarrow は境界での速度を表す。このモデルへの入力エネルギーとしては、地面が各自由体に対して為す仕事量を用いることとし、境界力が各自由体に対して為す仕事 E としてそれぞれ次のように表現できる。なお、連結部はオイルダンパーと IMD でそれぞれ別の式で表現するものとし、 E_1, E_2, E_3, E_4 はそれぞれ主構造の入力エネルギー、副構造の入力エネルギー、連結オイルダンパーによって消費されるエネルギー、連結 IMD によって消費されるエネルギーを示す。

$$E_1 = \int_0^{\infty} [z(\ddot{u}_2 - \ddot{u}_1)(\dot{u}_g + \dot{u}_1) + c_c(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)(\dot{u}_g + \dot{u}_1) + (-k_1 u_1 - c_1 \dot{u}_1)\dot{u}_g] dt \quad (2-31a)$$

$$E_2 = \int_0^{\infty} [-z(\ddot{u}_2 - \ddot{u}_1)(\dot{u}_g + \dot{u}_2) - c_c(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)(\dot{u}_g + \dot{u}_2) + (-k_2 u_2 - c_2 \dot{u}_2)\dot{u}_g] dt \quad (2-31b)$$

$$E_3 = \int_0^{\infty} [c_c(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)^2] dt \quad (2-31c)$$

$$E_4 = \int_0^{\infty} [z(\ddot{u}_2 - \ddot{u}_1)(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)] dt \quad (2-31d)$$

ここで、(2-31d)式は以下の通り計算すると 0 となり、IMD はエネルギーを消費しないことがわかる。

$$E_4 = \int_0^{\infty} [z(\ddot{u}_2 - \ddot{u}_1)(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)] dt = \frac{1}{2} [z(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)^2]_0^{\infty} = 0 \quad (2-32)$$

続いて、地動加速度に対する変位伝達関数を(2-33)式で定義する。

$$U_1 = H_{D1} \ddot{U}_g \quad (2-33)$$

(2-31a)～(2-31c)式をフーリエ変換・逆変換して周波数領域で表現すると、(2-34)式のように表現できる。

$$E_j = \int_0^{\infty} F_j(\omega) |\ddot{U}_g(\omega)|^2 d\omega \quad (j = 1, 2, 3) \quad (2-34)$$

ここで、 $F_j(\omega)$ はそれぞれ(2-35a)～(2-35c)式のようになる。

$$F_1(\omega) = \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left[-i\omega z(H_{D2} - H_{D1})(1 - \omega^2 \overline{H_{D1}}) - c_c(H_{D2} - H_{D1})(1 - \omega^2 \overline{H_{D1}}) + \frac{i}{\omega} (-k_1 - i\omega c_1) H_{D1} \right] \quad (2-35a)$$

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left[i\omega z(H_{D2} - H_{D1})(1 - \omega^2 \overline{H_{D2}}) + c_c(H_{D2} - H_{D1})(1 - \omega^2 \overline{H_{D2}}) + \frac{i}{\omega} (-k_2 - i\omega c_2) H_{D2} \right] \quad (2-35b)$$

$$F_3(\omega) = \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} [\omega^2 c_c |H_{D2} - H_{D1}|^2] \quad (2-35c)$$

ここで上付 $\bar{}$ は共役複素を表す。(2-35a)~(2-35c)式で表される $F_j(\omega)$ は、竹脇・辻(2007)でエネルギー伝達関数と定義された関数であり、 F_1, F_2, F_3, F_4 はそれぞれ主構造、副構造、連結オイルダンパー、連結 IMD のエネルギー伝達関数を示す。(2-35a)式と(2-35b)式の第1項が連結 IMD の影響による項である。

次に、連結 IMD の影響を数値解析により確認する。IMD 連結制振の適用対象は、超高層集合住宅の居住部とタワーパーキングを IMD およびオイルダンパーで連結した建物を想定する。居住部を主構造とし、副構造のタワーパーキングに比べて質量が大きく固有周期が長いものとする。解析で使用する諸元は図 2-2 に示される基本モデルにおいて、 $m_1 = 3.56 \times 10^7(\text{kg})$, $m_2 = 3.68 \times 10^6(\text{kg})$, $k_1 = 1.15 \times 10^8(\text{N/m})$, $k_2 = 1.45 \times 10^8(\text{N/m})$, $c_1 = 2.56 \times 10^6(\text{N} \cdot \text{s/m})$, $c_2 = 9.25 \times 10^5(\text{N} \cdot \text{s/m})$, $c_c = 1.92 \times 10^7(\text{N} \cdot \text{s/m})$ とする。この諸元は 3.2 節以降で用いる想定建物と同じ建物を想定している。なお、主構造および副構造の固有周期はそれぞれ 3.5 秒、1.0 秒であり、剛結時の固有周期は 2.4 秒となる。構造減衰は 2%、連結部のダンパー量は主構造の質量、固有周期に対して 15%に設定した。連結部の IMD の諸元は $z = 0$ (IMD なし), $z = 7.2 \times 10^6(\text{kg})$ (IMD あり) とし、各部および系全体のエネルギー伝達関数を図 2-6 および図 2-7 にそれぞれ示す。図より、IMD で連結することで以下の効果が得られることが確認された。

- ①主構造のエネルギー伝達関数は、主構造の共振周波数帯で減少する
- ②副構造のエネルギー伝達関数は、副構造の共振周波数帯で増加する

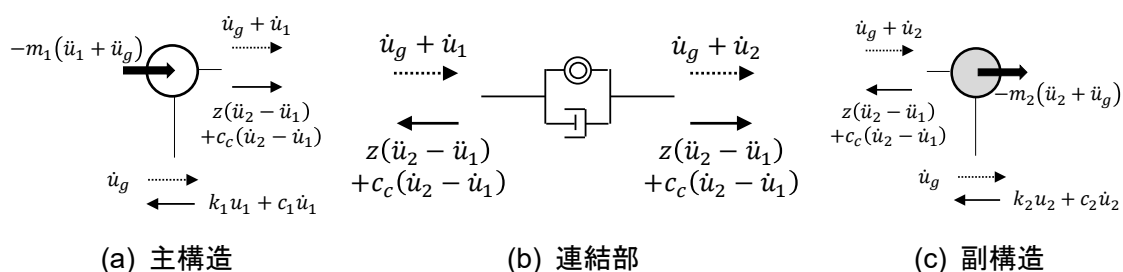


図 2-5 自由体図

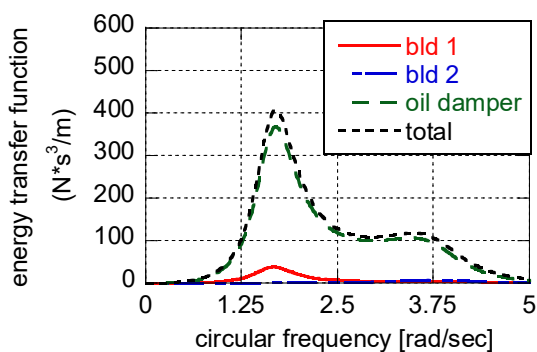


図 2-6 エネルギー伝達関数 (IMD なし)

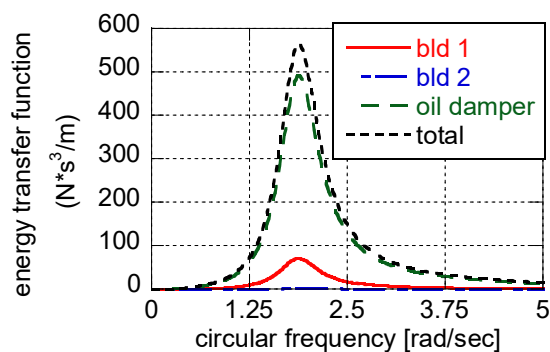


図 2-7 エネルギー伝達関数 (IMD あり)

2.4.3 ダブルインパルスを用いた最適連結 IMD 量

断層近傍地震 (Fling-step input) の主要部は、1 サイクル正弦波により近似できることはよく知られており、それをさらにインパルスの組み合わせで近似する方法が最近展開されている。小島ら (2015) や小島・竹脇 (2015a, 2015b, 2016) は、1 サイクル正弦波とフーリエ振幅の最大値が同等であるダブルインパルスを用いた理論を展開し、1 質点弾塑性モデルや二つの 1 質点連結制振モデルに適用した検討を実施している。本項では、連結部に IMD を使用した連結制振に対して同様の手法を展開し、断層近傍地震動に対する主構造への入力エネルギーを最小とする最適 IMD 量について検討する。

図 2-8 のように、インパルス間隔が t_0 のダブルインパルスを考える。ここで、 $\delta(t)$ はディラックのデルタ関数であり、 V は初期速度 (入力初期レベル) を示す。

$$\ddot{u}_g(t) = V\delta(t) - V\delta(t - t_0) \quad (2-36)$$

(2-36) 式をフーリエ変換すると次式となる。

$$\ddot{U}_g(\omega) = V(1 - e^{-i\omega t_0}) \quad (2-37)$$

(2-37) 式の絶対値をとると次式となる。

$$|\ddot{U}_g(\omega)| = V\sqrt{2 - 2\cos\omega t_0} \quad (2-38)$$

次に、入力加速度がダブルインパルスの場合における、IMD 連結制振への入力エネルギーは、(2-34) 式の $|\ddot{U}_g(\omega)|$ に (2-38) 式を代入して以下の式で表される。

$$E_j = \int_0^\infty F_j(\omega) V^2 (2 - 2\cos\omega t_0) d\omega \quad (j = 1, 2, 3) \quad (2-39)$$

建物への入力エネルギーが最大となるインパルス間隔はクリティカルタイミングと定義されている。IMD 連結制振においても同様の定義が可能である。図 2-9 に、前節で用いた解析モデルにおいて、横軸にダブルインパルス間隔 t_0 をとり、慣性質量を変化させたときの主構造の入力エネルギー E_1 を示す。なお、縦軸は mV^2 で除して無次元化している。ここで、 $E_1/(mV^2)$ がピークとなるときの t_0 の値がクリティカルタイミングである。 μ_z が 0 のとき、1.75sec (主構造の固有周期 3.5sec の 1/2 倍) 付近がクリティカルタイミングとなっている。

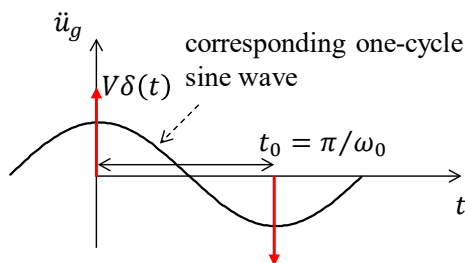


図 2-8 ダブルインパルス

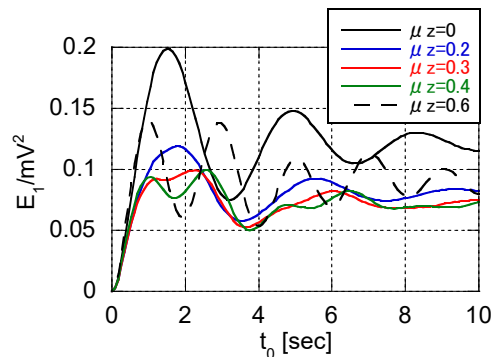


図 2-9 ダブルインパルスによる主構造入力エネルギーとクリティカルタイミング

μ_z が0から0.2に変化すると、周期伸長効果によりクリティカルタイミングも伸長する。 μ_z が0.2から0.4に変化すると、クリティカルタイミングは伸長するものの、元のクリティカルタイミングより短い間隔で新たな極大点が発生する。さらに、 μ_z が0.4から0.6に変化すると、新たな極大点がクリティカルタイミングとなる。これは2.3節の固有値解析の結果からも明らかなように、慣性質量が小さい範囲では主構造の固有モードの振動低減効果が支配的であるのに対し、慣性質量を増大させすぎると副構造の固有モードの影響が増大し、剛結モードに近づき振動低減効果が得られないことが原因と考えられる。ダブルインパルス入力時の主構造入力エネルギーを最小化する連結部のIMD量は、定点理論による最適連結IMD量の $\mu_{zopt} = 0.2$ より大きな $\mu_z = 0.3$ 程度の値であることが確認された。ここで、 $\mu_z = 0.3$ のとき慣性質量 z は10680tonとなるが、数千tonの慣性質量を有するIMDが実用化されており、それらを並列配置することで実現可能な値である。

2.4.4 マルチインパルスを用いた最適連結IMD量

2.4.3項で示した断層近傍地震動を模擬したダブルインパルスに対して、長周期・長時間地震動を模擬するものとして図2-10に示すようなN個のマルチインパルスを考える(Kojima et al. 2015c)。

マルチインパルス入力は以下の式で表される。

$$\ddot{u}_g(t) = V\delta(t) - V\delta(t - t_0) + V\delta(t - 2t_0) - V\delta(t - 3t_0) + \dots \quad (2-40)$$

(2-40)式をフーリエ変換すると以下のようになる。

$$\ddot{U}_g(\omega) = V(1 - e^{-i\omega t_0} + e^{-i\omega 2t_0} - e^{-i\omega 3t_0} + \dots) \quad (2-41)$$

(2-41)式の絶対値をとると次式となる。

$$|\ddot{U}_g(\omega)| = V \left| 1 + \sum_{n=1}^{N-1} (-1)^n e^{-i\omega n t_0} \right| \quad (2-42)$$

次に、入力加速度がマルチインパルスの場合における、IMD連結制振への入力エネルギーは、(2-34)式の $|\ddot{U}_g(\omega)|$ に(2-42)式を代入して(2-43)式となる。

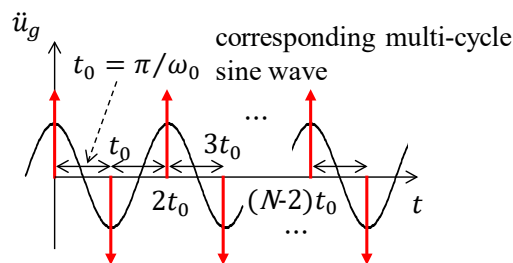


図 2-10 マルチインパルス

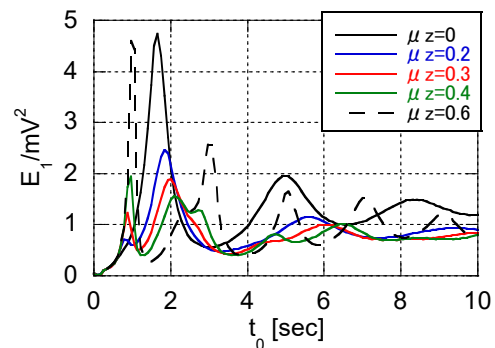


図 2-11 マルチインパルスによる主構造入力エネルギーとクリティカルタイミング

$$E_j = \int_0^{\infty} F_j(\omega) V^2 \left| 1 + \sum_{n=1}^{N-1} (-1)^n e^{-i\omega n t_0} \right|^2 d\omega \quad (j = 1, 2, 3) \quad (2-43)$$

図 2-11 に、前節で用いた解析モデルにおいて、横軸にマルチインパルス間隔 t_0 をとり、慣性質量を変化させたときの主構造への入力エネルギー E_1 を示す。なお、縦軸は mV^2 で除して無次元化している。ここで、 E_1/mV^2 がピークとなるときの t_0 の値がクリティカルタイミングである。 μ_z が増加するにつれ周期伸長効果により主構造のクリティカルタイミングが伸長する。一方で、ダブルインパルス入力時と同様に、 μ_z を増加させすぎると剛結モードに近づき、 $\mu_z = 0.4$ 付近より新たな極大点がクリティカルタイミングとなる。マルチインパルス入力時の主構造入力エネルギーを最小化する連結部の慣性質量ダンパー量は、 $\mu_z = 0.3 \sim 0.4$ 程度であることが確認された。

2.5 時刻歴応答解析による最適連結 IMD 量の妥当性の検証

地震応答解析により、ダブルインパルス入力時の入力エネルギーを最小化する連結 IMD 量の妥当性を確認する。なお、解析に用いる地震動として、代表的なパルス性地震動である 1994 年ノースリッジ地震 Rinaldi Station 観測波（最大入力加速度 825cm/sec^2 ）、および、長周期地震動として主構造 1 次固有周期（ 3.5sec ）付近の速度応答スペクトルの変動が小さい国土交通省の建築基準整備促進事業により作成された地震動の CH1 基盤波（最大入力加速度 265cm/sec^2 ）を用いる。図 2-12、図 2-13 に、それぞれの入力加速度波形および速度応答スペクトル($h=5\%$)を示す。

2.4.2 項で使用したモデルに対し、2 つの地震波を入力したときの変位応答波形、加速度応答波形および最大応答値の変化を図 2-14～図 2-16 に示す。なお、連結部の IMD の質量比を $\mu_z = 0.0 \sim 0.6$ で変動させた。

パルス性地震動のノースリッジ波において、 μ_z を増大させても最大変位の変動は小さい。一方、最大応答以後の後揺れは μ_z を増加させると $\mu_z=0.4$ までは低減する。また、 $\mu_z = 0.6$ まで増加させると後揺れは大きくなり、後揺れの周期は $\mu_z = 0$ のときに比べて短くなることが確認できる。最大加速度応答は、 μ_z を増大させるにつれわずかに増大する。さらに、加速度応答の後揺れは、変位応答と同様の傾向となり、 $\mu_z = 0.2 \sim 0.3$ 程度の後揺れが最も小さい。

長周期地震動の CH1 波入力時において、 μ_z を増大させたときの最大応答の変動はパルス性地震動に比べて大きく、変位応答は $\mu_z = 0.4$ で、加速度応答は $\mu_z = 0.2$ で極小となる。以上の解析結果より、ダブルインパルスとマルチインパルスを用いてエネルギーを最小化する連結慣性質量ダンパー量決定法の妥当性が確認された。

一方、 $\mu_z = 0.0$ および $\mu_z = 0.3$ における副構造の応答を比較すると、ノースリッジ波入力時の最大変位は 33.3cm から 61.1cm となり、最大加速度は 807cm/sec^2 から 723cm/sec^2 となる。また、CH1 波入力時の最大変位は 14.6cm から 31.7cm となり、最大加速度は 258cm/sec^2

から 370cm/sec^2 となる。これらの応答の変化は IMD 連結に伴う主構造からの入力が増加および副構造の長周期化によると考えられ、IMD 連結では副構造の応答増大に対する対策が必要である。

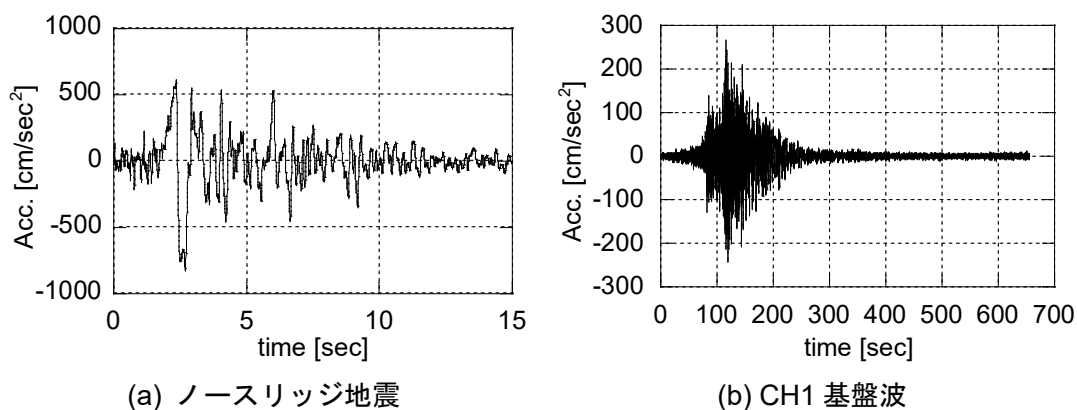


図 2-12 入力地震動の加速度波形

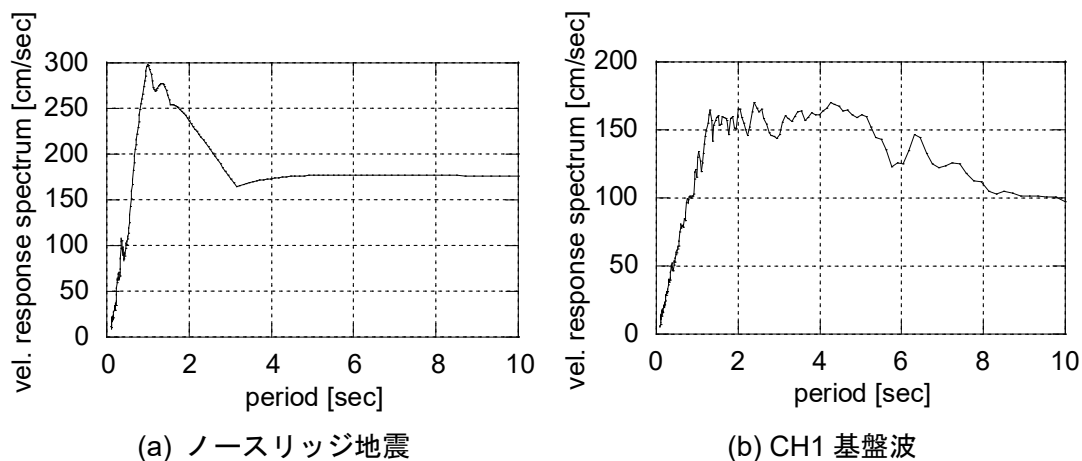


図 2-13 入力地震動の速度応答スペクトル

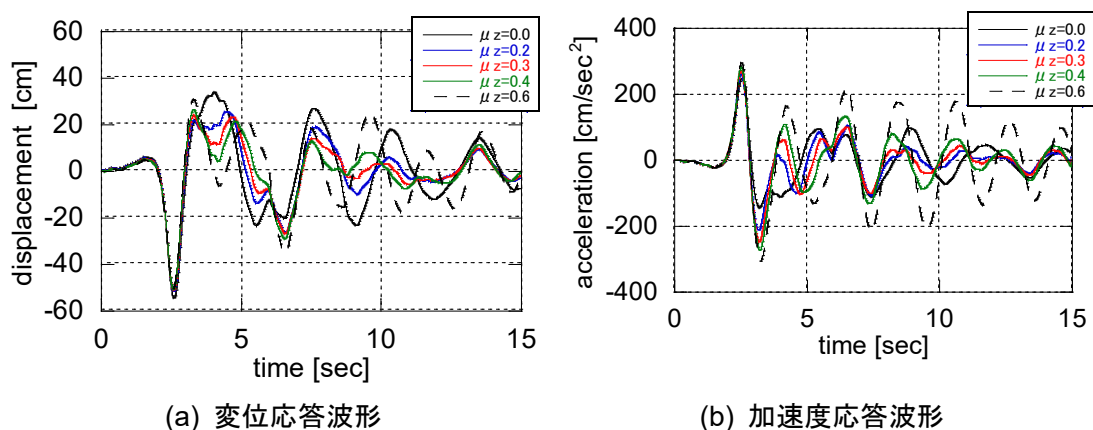


図 2-14 ノースリッジ地震入力時の応答

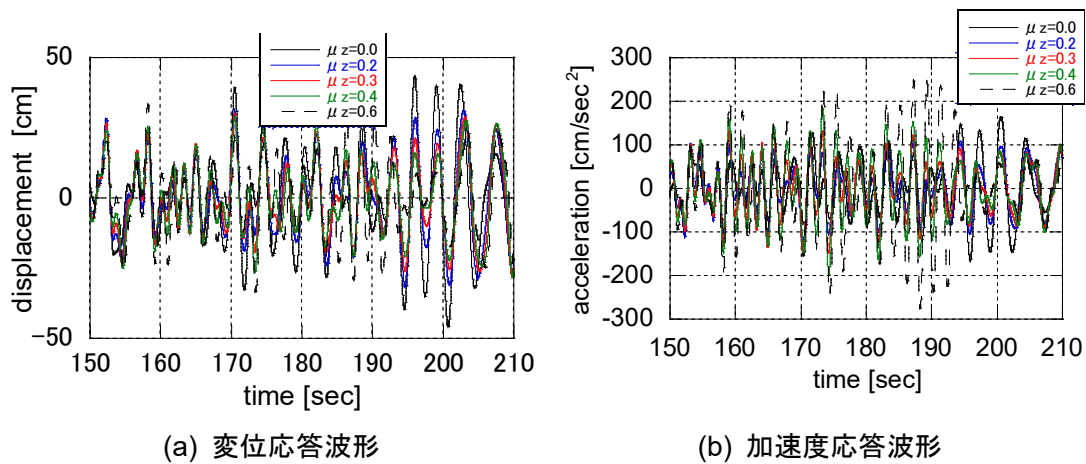


図 2-15 CH1 入力時の応答

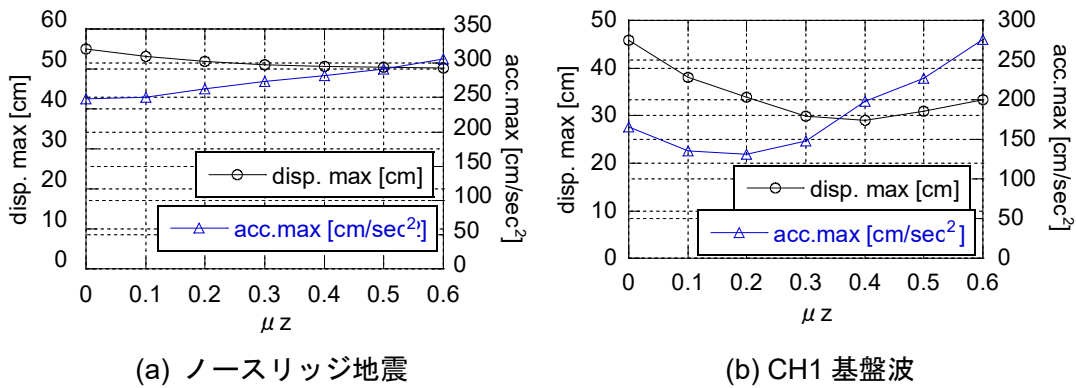


図 2-16 最大変位および最大加速度

2.6 結論

慣性質量ダンパー (IMD) を連結部に用いた連結制振構造について、運動方程式や伝達関数、エネルギー量に着目して基本特性を解明した。また、応答低減特性の検討を行い、以下の結論を得た。

- 1) IMD を地面と建物の間に用いた場合は入力低減効果が得られることが知られているが、連結部に設けた場合には同様の効果を得ることができない。
- 2) IMD を用いて連結することで、2 棟の固有周期の伸長効果が得られる。連結部の IMD 量を増加させると、1 次モードの有効質量が低下し、2 次モードの有効質量が全質量の和に収束する。
- 3) IMD 連結を用いて、副構造の振動を主構造に同調させる副構造 TMD 連結制振を提案した。従来のオイルダンパーを用いた連結制振は、2 棟の質量比および固有周期比に依存

する伝達関数の定点を操作することができないが、IMD を用いて連結することで定点高さを下げ、従来のオイルダンパーを用いた連結制振に比べ最大応答倍率を低減することが可能である。

- 4) 二つの 1 質点連結モデルにおいて、エネルギー伝達関数、断層近傍地震動を模擬したダブルインパルス、長周期長時間地震動を模擬したマルチインパルスを用いて、IMD で連結した場合の入力エネルギー特性を解明した。IMD はエネルギーを吸収せず、主構造（長周期側）のエネルギーを副構造（短周期側）に移行させる効果がある。
- 5) ダブルインパルス入力時、マルチインパルス入力時のエネルギーを最小化する最適連結 IMD 量、および定点理論による最適連結 IMD 量はそれぞれ異なる。ダブルインパルス入力時の入力エネルギーを最小化する最適 IMD 量は、複数のモードの相関を考慮可能であり、パルス性地震動入力時の後揺れを抑える効果が存在する。また、定点理論を用いた最適 IMD 量に比べ、マルチインパルス入力時の入力エネルギーを最小化する最適 IMD 量の方が、長周期地震動入力時の変位応答を低減可能である。

尚、本章では IMD の軸剛性ばねやボールねじの摩擦による影響を考慮していない。軸剛性ばねを考慮すると IMD と付加振動系を構成することとなり、付加振動系の固有周期と建物の固有周期が近接する場合は共振による応答への影響を考慮する必要がある。ボールねじの摩擦力は一般的に IMD のダンパー耐力の数%程度であるため、本章では摩擦の影響を無視した。一方、入力地震動のレベルが小さい場合は摩擦の影響が無視できない可能性がある。

3章 多質点 IMD 連結制振構造への拡張

3.1 序

本章では、2章と同様の連結制振構造を対象とし、主構造と副構造をそれぞれ1質点に縮約した際の主構造の定点高さを揃える最適IMD量の導出手法を、多質点1層連結モデルに適用する方法を提案する。また、多質点モデルにおけるIMDの最適パラメータについて検討し、地震応答解析によってその妥当性を確認する。

多質点1層連結モデルに対し定点理論を適用するためには、主構造および副構造の多質点モデルをそれぞれ1質点モデルへ縮約することが必要となり、背戸(2006)の縮約手法を準用する。多質点1層連結モデルに対する定点理論の適用範囲も本章で確認する。一方、多質点モデルにおける入力エネルギー解析は、2.4.2項で定義した自由体毎の仕事量に基づく考え方を同様に適用できる。縮約モデルが必要とならないため、連結部の高さや高次モードを考慮できることが特徴である。

3.2 解析に用いる多質点系の諸元設定

2章では、図2-2に示した二つの1質点モデルを対象に最適パラメータについて検討した。本節では、図3-1のように、主構造を31質点とし、副構造質点数を31質点、21質点、11質点とした3ケースについて検討する。ここで、IMD連結制振の対象建物は主構造を居住部とし、副構造を連層耐震壁のタワーパーキングとした超高層集合住宅を想定する。なお、いずれのケースも副構造の1次固有周期および総質量 $\sum_i m_2$ は一定とする。また、主構造と副構造の連結層は副構造の最上層のみに集約する場合を想定する。解析に用いる諸元は、主構造の各層の質量を ${}_i m_1 = 1.08 \times 10^6(\text{kg})$ とし、副構造の各層の質量はケースa： ${}_i m_2 = 1.08 \times 10^5(\text{kg})$ 、ケースb： ${}_i m_2 = 1.60 \times 10^5(\text{kg})$ 、ケースc： ${}_i m_2 = 3.05 \times 10^5(\text{kg})$ とする。ここで、左下の添え字は層番号を表し、右下の添え字は1が主構造、2が副構造を表す。主構造に対する副構造の総質量比 μ は、図3-2に示す主構造突出部の影響を純粋に調べるために、各ケース共通で $\mu = \sum_i m_2 / \sum_i m_1 = 0.10$ である。主構造および副構造の1次固有周期についても、主構造突出部の影響を純粋に調べるために、各ケース共通でそれぞれ3.5秒、1.0秒に設定し、層剛性は1次モードの形状が直線分布となるよう設定した後、実状に沿った剛性分布とするため、主構造、副構造ともに上4層の剛性は上から5層目の剛性と同一とした。構造減衰は主構造および副構造それぞれの1次モードに対して剛性比例型で減衰定数を2%とし、階高は3.5mとした。なお、解析モデルはせん断振動型モデルとする。連結IMDの慣性質量を z と表し、連結オイルダンパーの減衰係数を c_c と表す。

本章では居住部を設計対象とし、主構造の応答のみに着目する。一方、2.5節で確認したようにIMD連結に伴い副構造の応答は増加するため、副構造の耐力確保が必要となる。

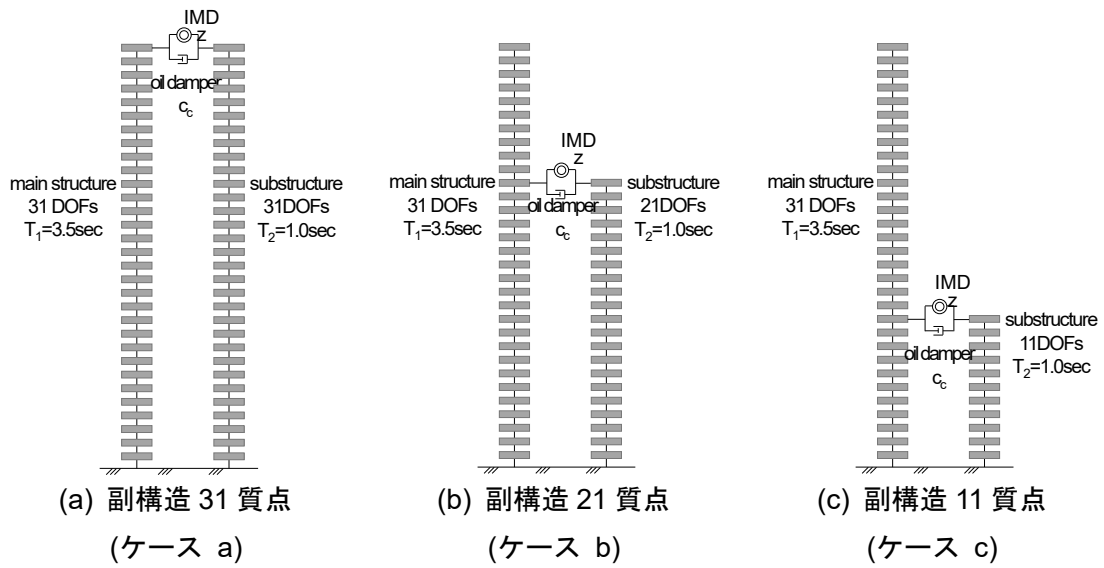


図 3-1 31 層 IMD 連結制振モデル

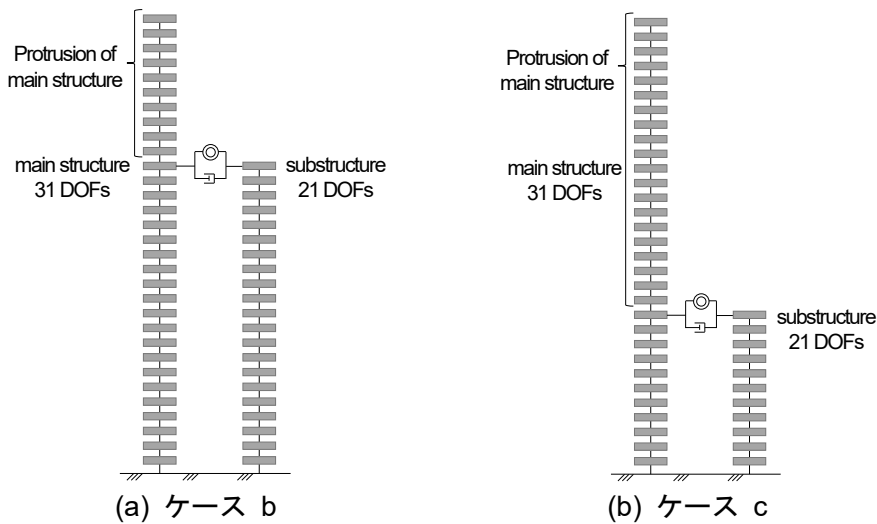
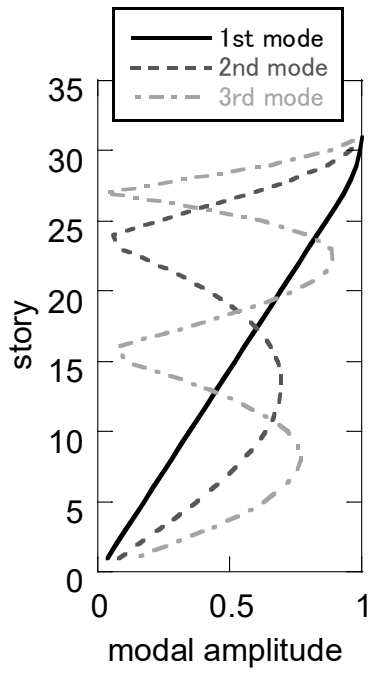
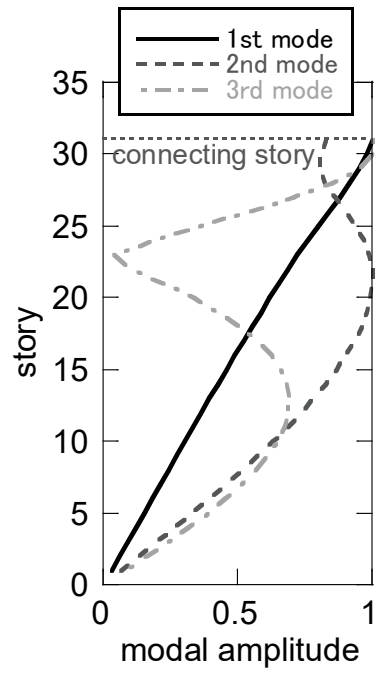


図 3-2 主構造突出部

図 3-3 に非連結時およびケース a, ケース b, ケース c の主構造の固有モード形状を示す。なお、図の振幅は複素固有値解析により得られた複素固有モードの絶対値をとった値を示す。突出部を有するケース b, ケース c では 2 次モードにおいて連結部より上層が鞭振りのような形状となることが確認された。

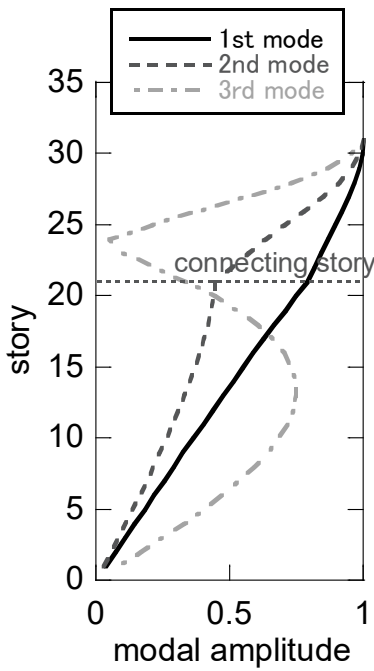


(a) 非連結時

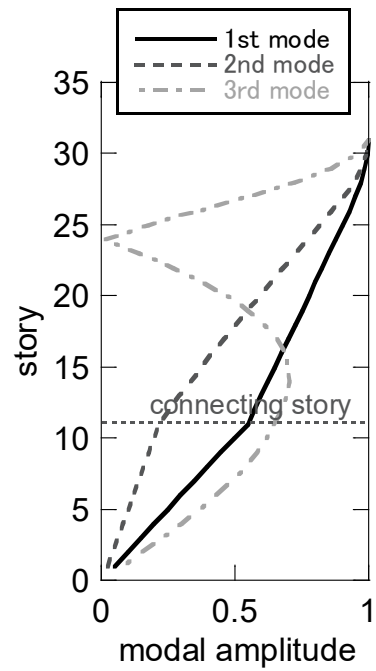


(b) ケース a

$z = 2.68 \times 10^6(\text{kg}), c_c = 7.21 \times 10^6(\text{N}/(\text{m}/\text{sec}))$



(c) ケース b



(d) ケース c

$z = 5.36 \times 10^6(\text{kg}), c_c = 9.62 \times 10^6(\text{N}/(\text{m}/\text{sec}))$ $z = 1.27 \times 10^7(\text{kg}), c_c = 1.20 \times 10^7(\text{N}/(\text{m}/\text{sec}))$

図 3-3 主構造の固有モード形状

3.3 定点理論を用いた最適連結 IMD 量が多質点系への拡張

2章で導出した最適連結 IMD 量は、図 2-2 の二つの 1 質点系を対象としている。上記の手法を多質点系へ拡張するためには、多質点系の主構造および副構造をそれぞれ 1 質点に縮約する必要がある。本論文では、図 3-4 のように、モード解析法の手法を用いて主構造および副構造を 1 質点に縮約する。等価質量・等価剛性を用いて 2 章と同様の手法で最適連結 IMD 量を求める手法を提案し、その妥当性を検証する。

等価質量の算出方法は、背戸 (2006) の方法に基づき、連結層の成分を 1 として正規化された固有ベクトルを用いて以下のように行う。なお、左上の添字は 1 次固有モードを用いることを示し、左下の添字は連結層を、右下の添字の 1 は主構造を、2 は副構造をそれぞれ示す。

$${}^1_i M_j = \{ {}^1_i u_j \}^T [M_j] \{ {}^1_i u_j \} \quad (i = 31, 21, 11), (j = 1, 2) \quad (3-1a)$$

$${}^1_i K_j = \{ {}^1_i u_j \}^T [K_j] \{ {}^1_i u_j \} \quad (i = 31, 21, 11), (j = 1, 2) \quad (3-1b)$$

ただし、 ${}^1_i M_j$ および ${}^1_i K_j$ はそれぞれ第 i 層で連結した際の主構造あるいは副構造の 1 次モード等価質量および等価剛性を示す。また、 $\{ {}^1_i u_j \}$ の i 番目の成分を 1 とする。ここで、固有モードの正規化は、多質点モデルと 1 質点縮約モデルの運動エネルギーを等価とするために用いる。縮約モデルの変位は連結層における変位を代表している。

(3-1a)式、(3-1b)式で算出した主構造、副構造の等価剛性、等価質量を用いて、等価質量比 μ^* および等価剛性比 κ^* を以下の式で算出する。

$$\mu^* = \frac{{}^1_i M_2}{{}^1_i M_1} \quad (3-2a)$$

$$\kappa^* = \frac{{}^1_i K_2}{{}^1_i K_1} \quad (3-2b)$$

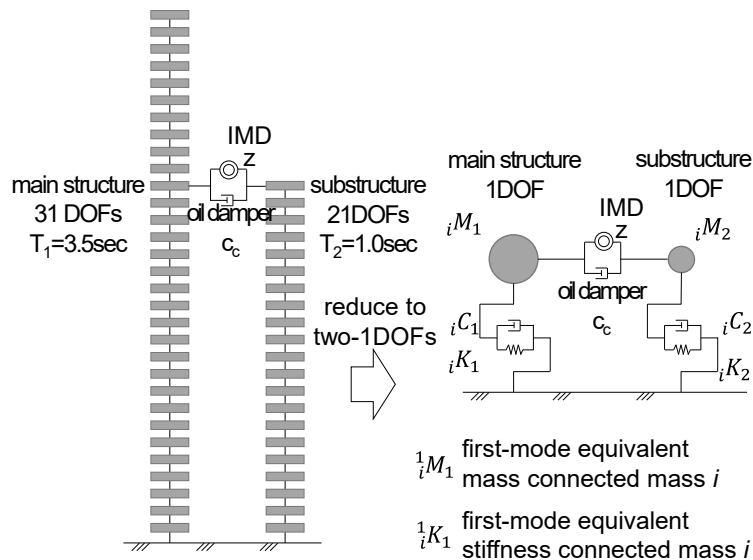


図 3-4 1+1 質点モデルへの縮約の考え方 (ケース b の場合)

以上を用いて、(2-30)式の定点理論に基づく二つの 1 質点系の最適 IMD 量を多質点系へ拡張する。(2-30)式の m_1, μ, κ にそれぞれ ${}^1_iM_1, \mu^*, \kappa^*$ を代入し、多質点系の最適連結 IMD 量を以下の式で定義する。

$$m\mu_{zopt}^* = \frac{z}{{}^1_iM_1} = \frac{(\kappa^* - \mu^*)(2 + \mu^* - \mu^*\kappa^*)}{2(1 + \mu^*)(1 + \kappa^*)^2} \quad (3-3)$$

(3-3)式は等価質量に対する IMD 量を表している。一方、主構造の総質量に対する IMD 量は以下の式で表される。

$$m\mu_{zopt} = \frac{z}{\sum_1 m_i} = \frac{(\kappa^* - \mu^*)(2 + \mu^* - \mu^*\kappa^*)}{2(1 + \mu^*)(1 + \kappa^*)^2} \cdot \frac{{}^1_iM_1}{\sum_1 m_i} \quad (3-4)$$

以上の方法に基づき、各ケースの等価質量、等価剛性および等価質量比、等価剛性比、 $m\mu_{zopt}$ を算出すると表 3-1 のようになる。表より、連結 IMD を上層に設けるほど、必要 IMD 量が小さくなる。連結層を上層とするほど主構造等価質量が小さくなり、(3-4)式の右の項が小さくなることによると考えられる。

表 3-1 定点理論に基づく IMD の最適慣性質量比 $m\mu_{zopt}$

	case a (i=31)		case b (i=21)		case c (i=11)	
	main str.	substr.	main str.	substr.	main str.	substr.
equivalent mass 1_iM_j [kg]	1.31×10^7	1.32×10^6	2.49×10^7	1.40×10^6	9.04×10^7	1.61×10^6
equivalent stiffness 1_iK_j [N/m]	4.27×10^7	5.25×10^7	8.10×10^7	5.66×10^7	2.94×10^7	6.79×10^7
equivalent mass ratio μ^*	0.10		0.06		0.02	
equivalent stiffness ratio κ^*	1.23		0.70		0.23	
$m\mu_{zopt}^*$	0.204		0.213		0.139	
$m\mu_{zopt}$	0.080		0.158		0.375	

図 3-5～図 3-9 に、それぞれのケースにおいて算出した最適連結 IMD 量を用いたとき、および IMD が存在しないときの、主構造頂部および主構造連結部の変位伝達関数の比較を示す。なお、定点を明確にするため構造減衰を 0 としたため、主構造の高次モードの応答倍率が大きくなっているが、制御対象の主構造の 1 次モードのみに着目する。

すべてのケースで、連結部に IMD を用いた場合の定点高さが低下しており、IMD 連結の効果が確認できる。また、各ケースの連結部の定点高さが概ね揃っており、提案した最適連結 IMD 量を求める手法は連結部の定点高さを揃える目的においては妥当である。一方で、ケース b やケース c の頂部伝達関数では、定点高さが揃っていない。すなわち、突出部に対しては求めた連結 IMD 量は過大であるといえる。また、主構造および副構造をそれぞれ 1 質点に縮約する際に、主構造および副構造の 1 次モードの固有ベクトルを用いていることから、それぞれの高次モードを考慮できない。

一方、連結部に IMD を用いることで、IMD がない場合に比べ、応答倍率が定点で最大となる最適減衰量が減少し、下層で連結するほど減少量が大きくなる。

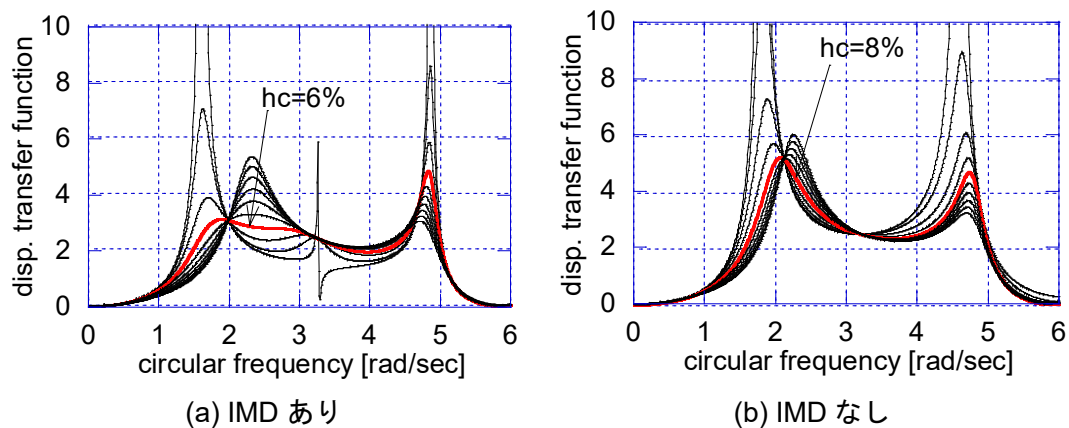


図 3-5 主構造頂部変位伝達関数 (ケース a)

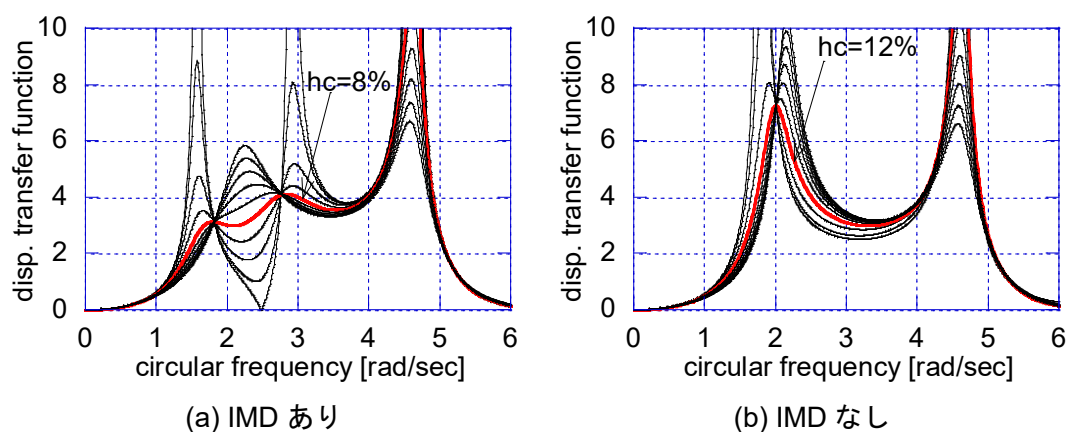


図 3-6 主構造頂部変位伝達関数 (ケース b)

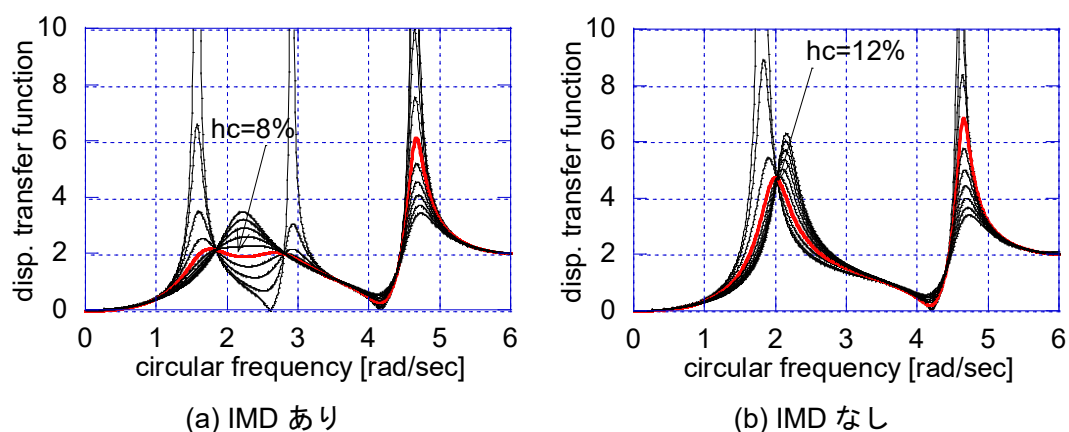


図 3-7 主構造連結部変位伝達関数 (ケース b)

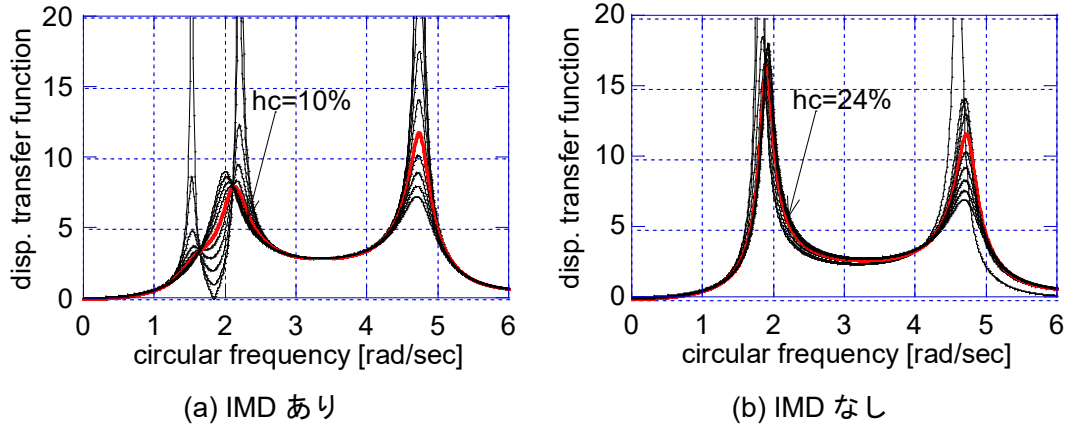


図 3-8 主構造頂部変位伝達関数 (ケース c)

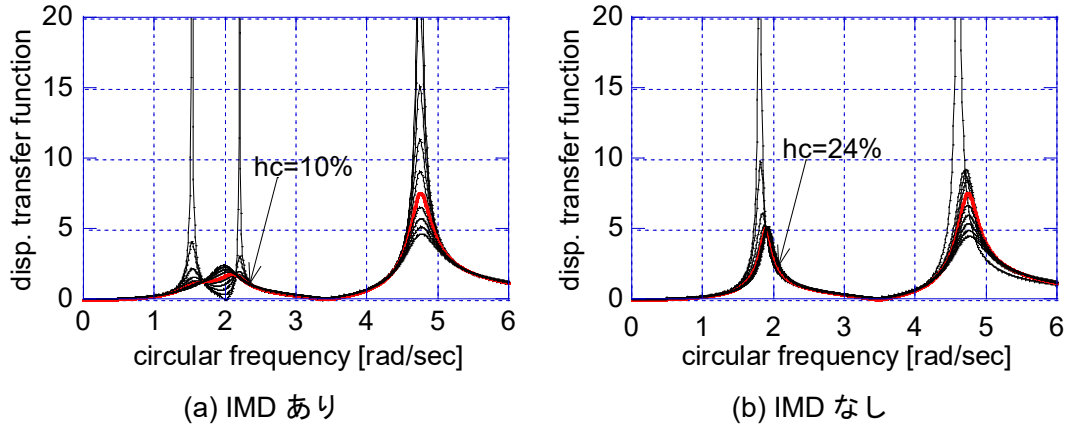


図 3-9 主構造連結部変位伝達関数 (ケース c)

3.4 IMD で連結された多質点系のエネルギー伝達関数

2.4.2 項で行った二つの 1 質点のエネルギー伝達関数を用いた検討を多質点に拡張する。図 2-5 と同様の表現で多質点系の自由体図を表すと図 3-10 のようになる。

境界力が各自由体に対して為す仕事 E として、それぞれ次のように表現できる。ただし、主構造の質点数を N_1 、連結層を N_c とし、 E_1 、 E_2 、 E_3 、 E_4 はそれぞれ主構造の入力エネルギー、副構造の入力エネルギー、連結オイルダンパーによって消費されるエネルギー、連結 IMD によって消費されるエネルギーを示す。ここでは、図 3-1 のように副構造の頂部を連結するものとする。

$$N_1 E_1 = \int_0^{\infty} \left[\left(-N_1 k_1 (N_1 u_1 - N_{1-1} u_1) - N_1 c_1 (N_1 \dot{u}_1 - N_{1-1} \dot{u}_1) \right) * (\dot{u}_g + N_{1-1} \dot{u}_1) \right] dt \quad (3-5a)$$

$$\begin{aligned} N_c E_1 = & \int_0^{\infty} \left[N_c z (N_c \ddot{u}_2 - N_c \ddot{u}_1) (\dot{u}_g + N_c \dot{u}_1) + N_c c_c (N_c \dot{u}_2 - N_c \dot{u}_1) (\dot{u}_g + N_c \dot{u}_1) \right. \\ & + \left(N_{c+1} k_1 (N_{c+1} u_1 - N_c u_1) + N_{c+1} c_1 (N_{c+1} \dot{u}_1 - N_c \dot{u}_1) \right) (\dot{u}_g + N_c \dot{u}_1) \\ & \left. + \left(-N_c k_1 (N_c u_1 - N_{c-1} u_1) - N_c c_1 (N_c \dot{u}_1 - N_{c-1} \dot{u}_1) \right) (\dot{u}_g + N_{c-1} \dot{u}_1) \right] dt \end{aligned} \quad (3-5b)$$

$$\begin{aligned}
{}_1E_1 = \int_0^\infty & [({}_2k_1({}_2u_1 - {}_1u_1) + {}_2c_1({}_2\dot{u}_1 - {}_1\dot{u}_1))(\dot{u}_g + {}_1\dot{u}_1) \\
& + (-{}_1k_{11}u_1 - {}_1c_{11}\dot{u}_1)\dot{u}_g] dt \tag{3-5c}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
{}_{N_c}E_2 = \int_0^\infty & [{}_{N_c}Z({}_{N_c}\ddot{u}_2 - {}_{N_c}\ddot{u}_1)(\dot{u}_g + {}_{N_c}\dot{u}_1) - {}_{N_c}c_c({}_{N_c}\dot{u}_2 - {}_{N_c}\dot{u}_1)(\dot{u}_g + {}_{N_c}\dot{u}_1) \\
& + (-{}_{N_c}k_2({}_{N_c}u_2 - {}_{N_c-1}u_2) - {}_{N_c}c_2({}_{N_c}\dot{u}_2 - {}_{N_c-1}\dot{u}_2))(\dot{u}_g + {}_{N_c-1}\dot{u}_2)] dt \tag{3-5d}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
{}_1E_2 = \int_0^\infty & [({}_2k_2({}_2u_2 - {}_1u_2) + {}_2c_2({}_2\dot{u}_2 - {}_1\dot{u}_2))(\dot{u}_g + {}_1\dot{u}_2) \\
& + (-{}_1k_{21}u_2 - {}_1c_{21}\dot{u}_2)\dot{u}_g] dt \tag{3-5e}
\end{aligned}$$

$${}_{N_c}E_3 = \int_0^\infty [{}_{N_c}c_c({}_{N_c}\dot{u}_2 - {}_{N_c}\dot{u}_1)^2] dt \tag{3-5f}$$

$${}_{N_c}E_4 = \int_0^\infty [{}_{N_c}Z({}_{N_c}\ddot{u}_2 - {}_{N_c}\ddot{u}_1)({}_{N_c}\dot{u}_2 - {}_{N_c}\dot{u}_1)] dt \tag{3-5g}$$

(3-5g)式も(2-32)式と同様、計算すると0となる。

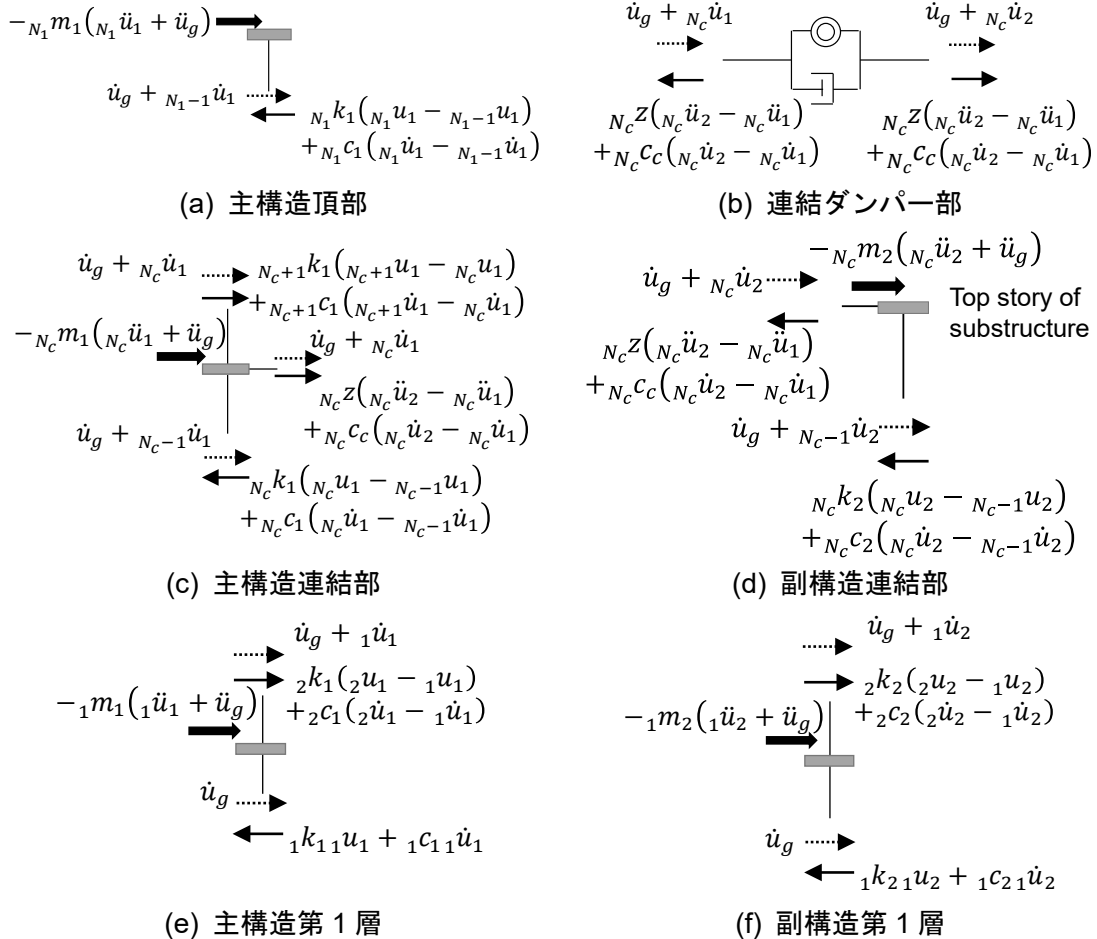


図 3-10 自由体図

次に、地動加速度に対する i 層の変位伝達関数を次式で定義する。

$${}_iU_1 = {}_iH_{D1}\ddot{U}_g \quad (3-6)$$

(3-5a)～(3-5f)式をフーリエ変換・逆フーリエ変換して、(2-34)式と同様の以下の式で表現する。

$${}_iE_j = \int_0^\infty {}_iF_j(\omega) |\ddot{U}_g(\omega)|^2 d\omega \quad (j = 1, 2, 3) \quad (3-7)$$

ここで、 ${}_iF_j(\omega)$ はそれぞれ(3-8a)～(3-8f)式のようになる。

$${}_{N_1}F_1(\omega) = \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left[\frac{i}{\omega} (-{}_{N_1}k_1 - i\omega {}_{N_1}c_1) ({}_{N_1}H_{D1} - {}_{N_1-1}H_{D1}) (1 - \omega^2 \overline{{}_{N_1-1}H_{D1}}) \right] \quad (3-8a)$$

$$\begin{aligned} {}_{N_c}F_1(\omega) = & \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left[-i\omega {}_{N_c}z ({}_{N_c}H_{D2} - {}_{N_c}H_{D1}) (1 - \omega^2 \overline{{}_{N_c}H_{D1}}) - {}_{N_c}c_c ({}_{N_c}H_{D2} - {}_{N_c}H_{D1}) (1 - \omega^2 \overline{{}_{N_c}H_{D1}}) \right. \\ & - \frac{i}{\omega} (-{}_{N_c+1}k_1 - i\omega {}_{N_c+1}c_1) ({}_{N_c+1}H_{D1} - {}_{N_c}H_{D1}) (1 - \omega^2 \overline{{}_{N_c}H_{D1}}) \\ & \left. + \frac{i}{\omega} (-{}_{N_c}k_1 - i\omega {}_{N_c}c_1) ({}_{N_c}H_{D1} - {}_{N_c-1}H_{D1}) (1 - \omega^2 \overline{{}_{N_c-1}H_{D1}}) \right] \quad (3-8b) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} {}_1F_1(\omega) = & \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left[-\frac{i}{\omega} (-{}_2k_1 - i\omega {}_2c_1) ({}_2H_{D1} - {}_1H_{D1}) (1 - \omega^2 \overline{{}_1H_{D1}}) \right. \\ & \left. + \frac{i}{\omega} (-{}_1k_1 - i\omega {}_1c_1) {}_1H_{D1} \right] \quad (3-8c) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} {}_{N_c}F_2(\omega) = & \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left[i\omega {}_{N_c}z ({}_{N_c}H_{D2} - {}_{N_c}H_{D1}) (1 - \omega^2 \overline{{}_{N_c}H_{D1}}) + {}_{N_c}c_c ({}_{N_c}H_{D2} - {}_{N_c}H_{D1}) (1 - \omega^2 \overline{{}_{N_c}H_{D1}}) \right. \\ & \left. + \frac{i}{\omega} (-{}_{N_c}k_2 - i\omega {}_{N_c}c_2) ({}_{N_c}H_{D2} - {}_{N_c-1}H_{D2}) (1 - \omega^2 \overline{{}_{N_c-1}H_{D2}}) \right] \quad (3-8d) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} {}_1F_2(\omega) = & \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left[-\frac{i}{\omega} (-{}_2k_2 - i\omega {}_2c_2) ({}_2H_{D2} - {}_1H_{D2}) (1 - \omega^2 \overline{{}_1H_{D2}}) \right. \\ & \left. + \frac{i}{\omega} (-{}_1k_2 - i\omega {}_1c_2) {}_1H_{D2} \right] \quad (3-8e) \end{aligned}$$

$${}_{N_c}F_3(\omega) = \frac{1}{\pi} \operatorname{Re} \left[\omega^2 {}_{N_c}c_c |{}_{N_c}H_{D2} - {}_{N_c}H_{D1}|^2 \right] \quad (3-8f)$$

上記の式で定義される多質点系のエネルギー伝達関数について、2.4.3 項～2.4.4 項と同様、種々のタイプの入力に対する最適連結 IMD 量を解析的に求める。

入力が断層近傍地震動を模したダブルインパルスである場合の多質点系の入力エネルギーを検討する。二つの 1 質点系の場合の入力エネルギーの式(2-39)と同様に、主構造および副構造の総入力エネルギーは以下の式で表される。

$$E_j/V^2 = \sum_{i=1}^{N_i} \int_0^\infty {}_iF_j(\omega) (2 - 2 \cos \omega t_0) d\omega \quad (j = 1, 2) \quad (3-9)$$

図 3-11 に、3.2 節で用いたモデルのケース b (主構造 31 質点、副構造 21 質点) について、横軸にダブルインパルス間隔 t_0 をとり、慣性質量を変化させたときの主構造の総入力エネルギー E_1 を示す。なお、縦軸は $\sum mV^2$ で除して無次元化している。

二つの 1 質点モデルに対するダブルインパルスのクリティカルタイミングと比較すると、1.75sec (主構造 1 次モードの固有周期 3.5sec の 1/2 倍) 付近に最大ピークがあることは変わ

らないが、0.7sec（主構造 2 次モードの固有周期 1.4sec の 1/2 倍）付近にもピークが存在する。また、連結 IMD 量を増大させると主構造 1 次モードに対応するピークの高さが低下するのに対し、主構造 2 次モードに対応するピークの高さは $\mu_z = 0.2$ 程度まで変化しない。

次に、入力が高周期・長時間地震動を模したマルチインパルスである場合の多質点系への入力エネルギーについて検討する。二つの 1 質点系の場合の入力エネルギーの式(2-43)と同様に、主構造および副構造の総入力エネルギーは以下の式で表される。

$$\frac{E_j}{V^2} = \sum_{i=1}^{N_i} \int_0^{\infty} |F_j(\omega)| \left| 1 + \sum_{n=1}^{N-1} (-1)^n e^{-i\omega n t_0} \right|^2 d\omega \quad (j = 1, 2) \quad (3-10)$$

図 3-12 に、3.2 節で示したモデルのケース b（主構造 31 質点，副構造 21 質点）において、横軸にマルチインパルス間隔 t_0 をとり、慣性質量を変化させたときの主構造の総入力エネルギー E_1 を示す。なお、縦軸は $\sum mV^2$ で除して無次元化している。ダブルインパルスの入力エネルギーと同様、1.75sec（主構造 1 次モードの固有周期 3.5sec の 1/2 倍）付近および 0.7sec（主構造 2 次モードの固有周期 1.4sec の 1/2 倍）付近にピークが存在する。連結慣性質量ダンパー量を増大させると主構造 1 次モードに対応するピークの高さが低下するのに対し、主構造 2 次モードに対応するピークの高さはほとんど変化しない。

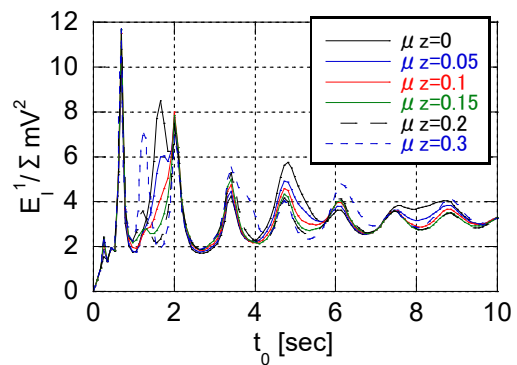
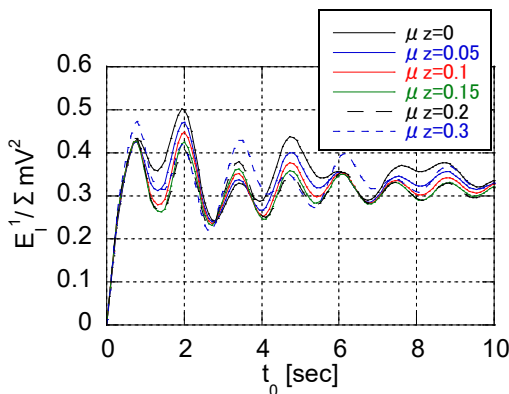


図 3-11 ダブルインパルスの入力エネルギー（多質点主構造） 図 3-12 マルチインパルスの入力エネルギー（多質点主構造）

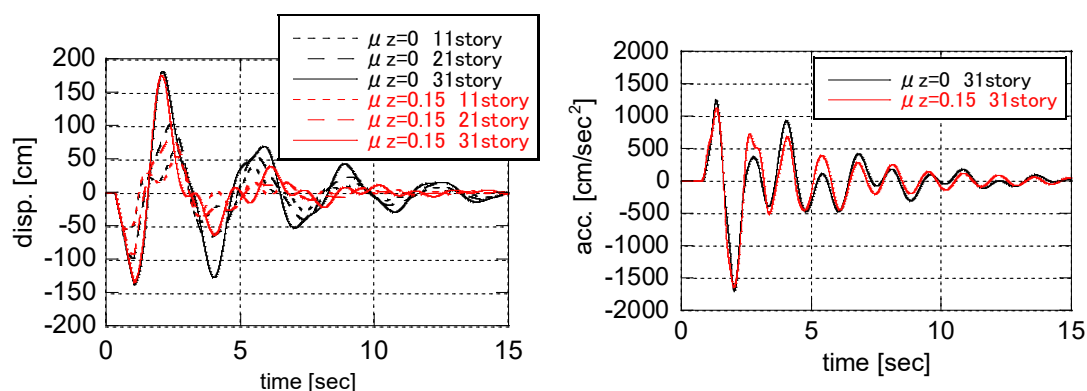
3.2 節で示したモデルのケース b（主構造 31 質点，副構造 21 質点）において、ピークとなる間隔でダブルインパルスとマルチインパルスを入力したときの時刻歴応答波形を図 3-13～図 3-16 に示す。

図 3-13 に示すダブルインパルス間隔 $t_0 = 0.7\text{sec}$ では、図 3-11 で確認されたように、連結 IMD により主構造への入力エネルギーは低減しないが、最大応答以降の後揺れ変位は減少しており、連結 IMD による応答低減効果が発揮されている。また、図 3-14 や図 3-16 に示す連結 IMD により主構造入力エネルギーが低減するインパルス間隔 $t_0 = 1.75\text{sec}$ では、

最大変位応答や後揺れ応答が減少しており、同じく連結 IMD による応答低減効果が発揮されている。一方で、図 3-15 に示すマルチインパルス間隔 $t_0 = 0.7\text{sec}$ では、図 3-12 で確認されたように連結 IMD により主構造への入力エネルギーが低減せず、応答波形も連結 IMD なしの場合とほとんど変化がない。

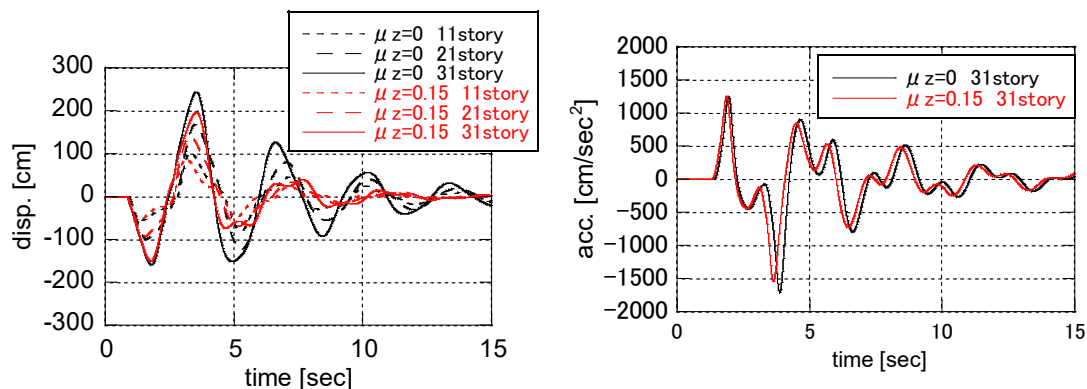
次に、3.2 節で定義した建物ケース a, ケース b, ケース c に対し、入力がダブルインパルスおよびマルチインパルスであるときの主構造総入力エネルギーを図 3-17~図 3-18 にそれぞれ示す。ここで、図は連結 IMD 量 μ_z をパラメータとしており、図中に示した μ_z を変動させたときに、入力エネルギーの値が変化する範囲の入力エネルギーの最大値を最小とする μ_z を最適 μ_z と定義した。また、最適 μ_z のときの入力エネルギーを赤線で表示した。

以上の多質点連結モデルおよび、二つの 1 質点連結モデルの各手法で求めた最適 μ_z を表 3-2 に示す。二つの 1 質点連結モデルでは、定点理論に基づき求めた従来の最適 μ_z に比べ、エネルギーに基づき求めた最適 μ_z の値が 1.8 倍~1.9 倍程度となったが、多質点連結モデルでは、各手法による最適 μ_z の差が二つの 1 質点連結モデルに比べ小さい結果となった。



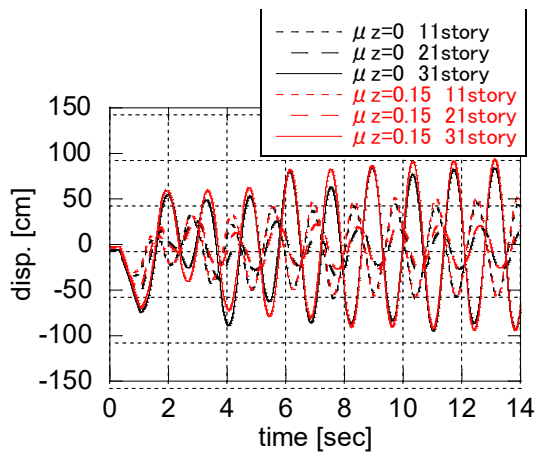
(a) 主構造変位波形 (b) 主構造頂部加速度波形

図 3-13 ダブルインパルス入力時 ($t_0 = 0.7\text{sec}$, $V = 200\text{cm/sec}$)

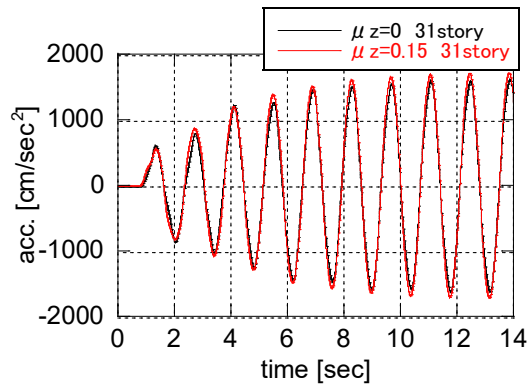


(a) 主構造変位波形 (b) 主構造頂部加速度波形

図 3-14 ダブルインパルス入力時 ($t_0 = 1.75\text{sec}$, $V = 200\text{cm/sec}$)

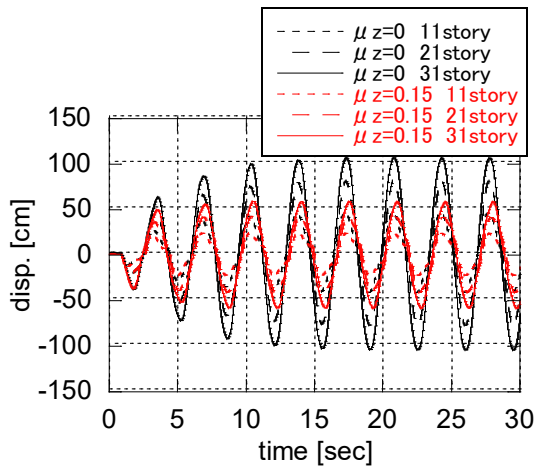


(a) 主構造変位波形

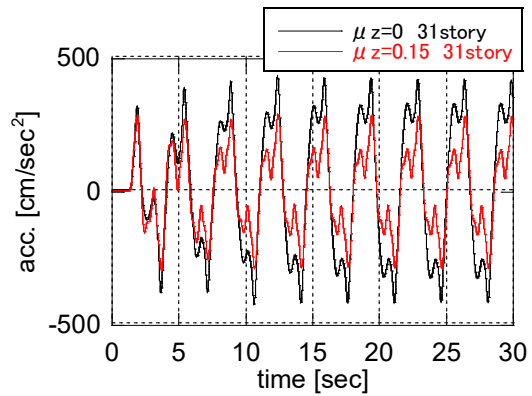


(b) 主構造頂部加速度波形

図 3-15 マルチインパルス入力時 ($t_0 = 0.7\text{sec}$, $V = 50\text{cm/sec}$)

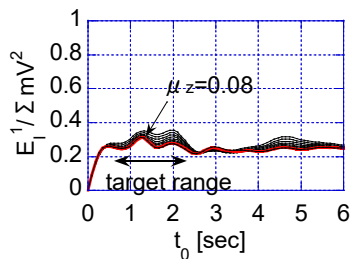


(a) 主構造変位波形

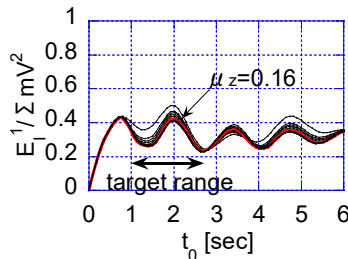


(b) 主構造頂部加速度波形

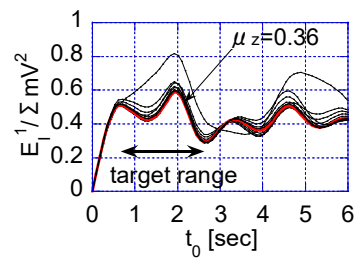
図 3-16 マルチインパルス入力時 ($t_0 = 1.75\text{sec}$, $V = 100\text{cm/sec}$)



(a) ケース a

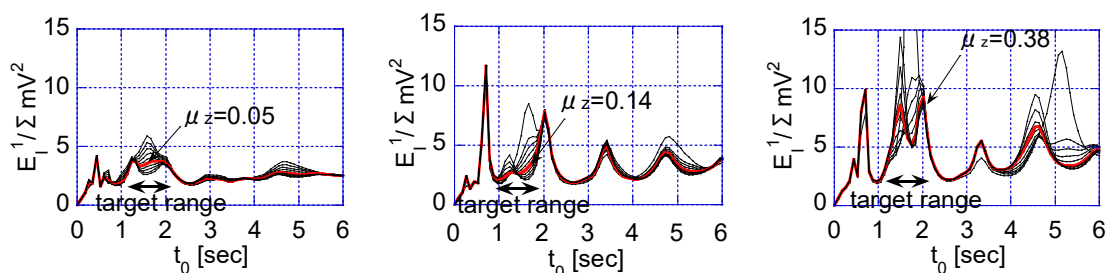


(b) ケース b



(c) ケース c

図 3-17 t_0 に対するダブルインパルス入力時の入力エネルギー(多質点)



(a) ケース a (b) ケース b (c) ケース c

図 3-18 t_0 に対するマルチインパルス入力時の入力エネルギー(多質点)

表 3-2 各手法の最適連結 IMID 量 μ_{zopt}

method	SDOF model	MDOF model		
		case a	case b	case c
Fixed-point theory	0.20	0.08	0.16	0.38
double impulse	0.36	0.08	0.16	0.36
multi impulse	0.38	0.05	0.14	0.38

3.5 時刻歴応答解析による最適連結 IMD 量の妥当性の検証

3.2 節で定義した多質点連結モデルを用いて時刻歴応答解析を行い、各手法で求めた最適 μ_z の値の妥当性を検証する。なお、入力地震動は 2.4 節と同様、パルス性地震動のノースリッジ地震波および長周期長時間地震動の CH1 とする。また、層間変形角算出用の階高は 3.5m とした。

図 3-19 にノースリッジ地震波入力時の最大層間変形角を、図 3-20 にその時の後揺れ(10秒以降)の最大層間変形角を、図 3-21 に CH1 入力時の最大層間変形角をそれぞれ示す。また、図中赤線は連結慣性質量ダンパーにより応答を最も低減できていると考えられるときの μ_z を示す。ノースリッジ地震波入力時の最大層間変形角は μ_z を変化させてもほとんど変化が無いのに対し、後揺れ最大層間変形角は変化が大きい。また、CH1 入力時の最大層間変形角は μ_z を変化させると変化が大きい。図 3-20 (c)や図 3-21(c)より、ケース c のように連結層が低い場合、定点理論で求めた最適 μ_z に比べエネルギーで求めた最適 μ_z の方が、連結層より上層の応答を抑えられることがわかる。一方、ケース a やケース b では、定点理論で求めた最適 μ_z とエネルギーで求めた最適 μ_z の差は小さく、定点理論で求めた最適 μ_z のときが最も応答低減効果が高い。定点理論で求めた最適 μ_z は、連結層付近の応答倍率の最大値を最小化するものであり、連結層が低く突出部が多い場合はエネルギーで求めた最適 μ_z に比べ突出部の応答が大きくなる恐れがあることを示している。

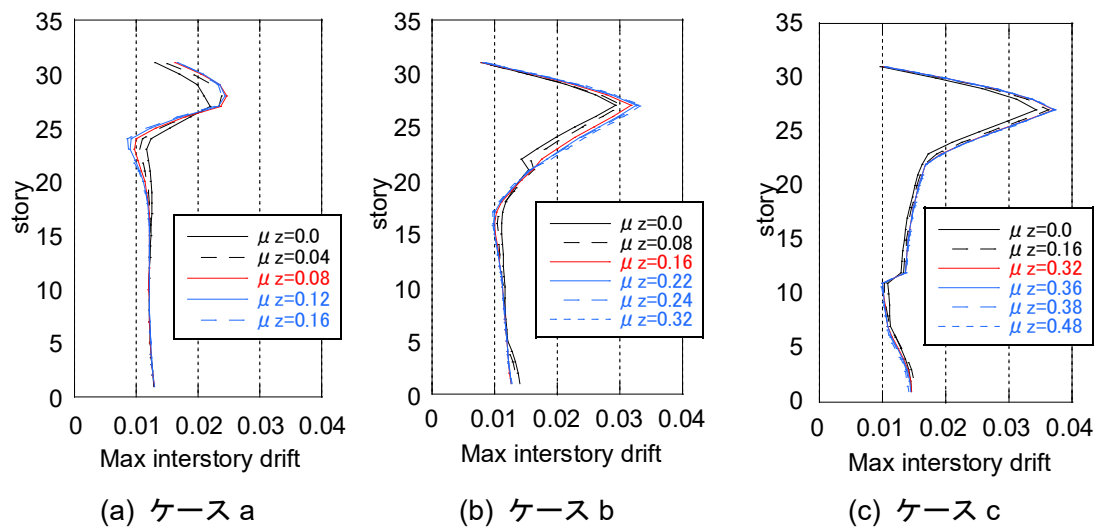


図 3-19 ノースリッジ地震入力時の最大層間変形角

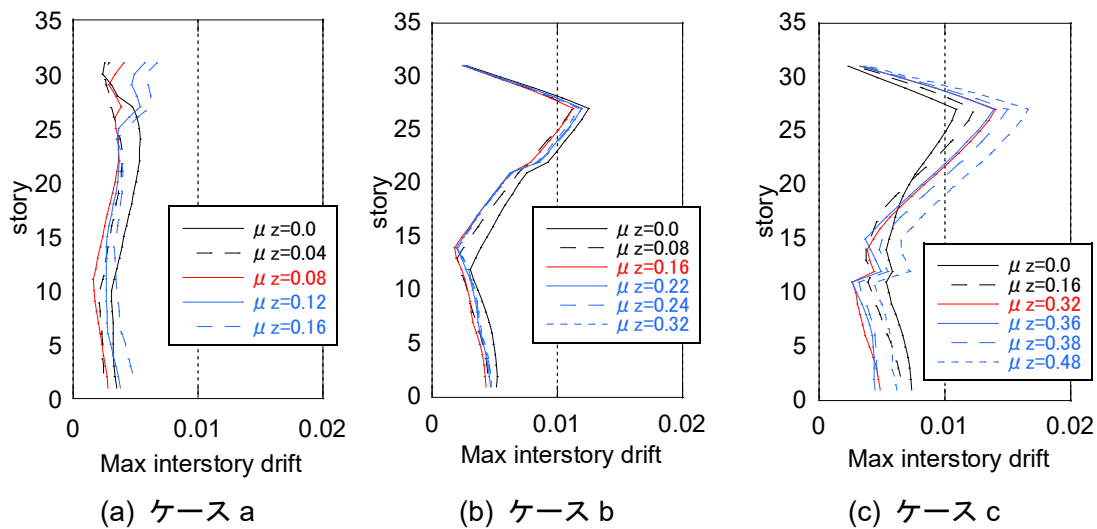


図 3-20 ノースリッジ地震入力時の最大層間変形角（最大応答以後の後揺れ応答）

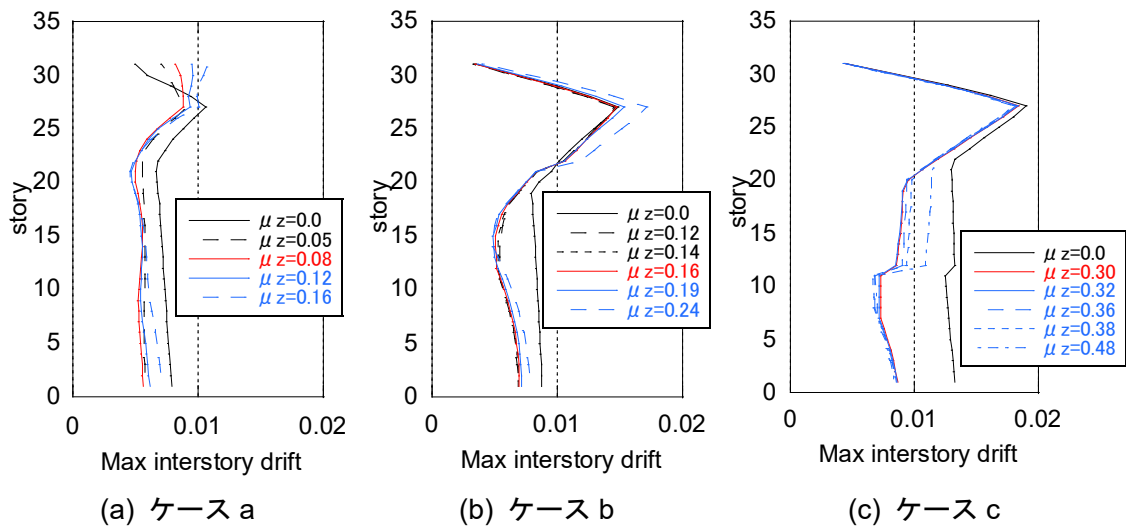


図 3-21 CH1 地震入力時の最大層間変形角

3.6 結論

本章では、2章と同様の連結制振構造を対象とし、主構造と副構造がいずれも多質点モデルの場合における定点理論および入力エネルギー解析に基づく連結 IMD の最適パラメータについて検討した。多質点モデルへ定点理論を適用するために、主構造および副構造をそれぞれ1質点に縮約し、2章と同様に主構造の定点高さを揃える連結 IMD 量の導出を行った。一方、入力エネルギー解析は多質点モデルに対しても2.4.2項で定義した自由体毎の仕事量に基づく考え方を同様に適用できる。縮約モデルが必要とならないため、連結部の高さや高次モードを考慮できることが特徴である。

- 1) 多質点モデルの連結層が単一層の場合において、主構造の連結部の定点高さを揃える最適 IMD 量の導出手法を提案した。建物パラメータが同一の場合、連結層が下層であるほど必要連結 IMD 量が増加する。一方、連結部の定点高さが概ね揃うが、突出部の定点高さは揃わない。すなわち、提案した IMD 量は突出部に対して過大であると考えられる。
- 2) 定点理論に基づく手法は、1質点縮約時に1次モードを用いているため、主構造および副構造それぞれの高次モードを考慮できない。
- 3) エネルギーを用いた最適連結 IMD 量の導出手法を多質点連結モデルに拡張した。エネルギーを用いた手法は、対象建物の全層の応答に着目することができるため、特に低層部で連結し突出部を有する建物に対し有効である。また、連結 IMD はパルス性地震動の最大層間変位応答低減効果は小さいが、後揺れ低減効果は大きい。

4章 入力エネルギー解析を用いた最適連結 IMD 量

4.1 序

本章では、3章で扱った多質点モデルの単一層連結における最適連結 IMD 量を多層連結へ拡張する。2章や3章で定義した定点理論に基づく最適連結 IMD 量は、単一層連結を対象としており、多層連結の場合は定義することができない。一方、入力エネルギー解析に基づく最適連結 IMD 量は、多層連結の場合でも単一層連結の場合と同様に定義することができる。ただし、最適連結 IMD 量の理論解を得ることは困難であるため、最適化手法を用いて解析的に最適諸元を探索する。

近年、建築物の構造設計において最適化手法を用いた研究が数多く報告されている（大森ら 2008, Takewaki 1997, Adachi et al. 2013, 西原・田守 2015, 武居ら 2019）。大森ら（2008）は鋼構造物を対象とし、多目的遺伝的アルゴリズムを用いて許容応力度等設計における層間変形角およびコスト指標を最適化する手法を展開し、パレート解の導出を行っている。Takewaki（1997）は制振建物について、層間変形伝達関数の最大値を指標として最適ダンパー配置を得る手法を展開し、蔭山ら（2000）は定点理論に基づくダンパー最適設計手法を展開している。Adachi et al.（2013）や西原・田守（2015）は、構造物の層間変形角や許容応力度を指標としてバイリニアオイルダンパーのリリーフ荷重も含めたダンパー最適設計手法を提案し、武居ら（2019）は実務構造設計を対象とし、層間変形角、最大層せん断力、ダンパーのエネルギー吸収比およびコストを指標とした最適ダンパー配置決定法を提案している。

このように、既往研究で最適化に用いられる指標の多くは、時刻歴応答解析により算出した層間変形角や部材応力あるいは共振時の応答倍率であり、建物の入力エネルギーを指標とした最適化手法に関する研究はほとんど存在しない。時刻歴応答解析は採用する地震動特性の影響を大きく受けるため、地震動の種類を増加させることで地震動特性のばらつきをある程度考慮することができるが、あらゆる地震動特性を考慮することは現実的ではない。また、共振時の応答倍率を用いた場合はパルス性地震動に対する過渡応答や高次モードの影響を必ずしも考慮できない。

一方、これまでに、建築物へ入力される地震エネルギーに関して多数の研究が行われており、入力エネルギーと吸収エネルギーの釣り合いから建築物の最大応答を予測する方法について数多くの成果が存在する（例えば秋山 1985）。また、大井ら（1985）は入力エネルギーを振動数域で定式化する方法を提案しており、Fukumoto and Takewaki（2015）は連結制振構造のエネルギー伝達関数特性に関する研究を行っている。

最近では、断層近傍地震動や長周期・長時間地震動をインパルスの組合せで表現する研究が展開されている（Kojima et al. 2015, Kojima and Takewaki 2015a, Kojima and Takewaki 2015b, 小島・竹脇 2016）。本章では、ダンパー諸元の変動に伴い、インパルス入力時の建築物への

入力エネルギーが変動することに着目し、連結制振構造の連結ダンパーを対象とした入力エネルギー最適化設計手法を提案する。また、既往研究で示された時刻歴応答解析や伝達関数を用いて連結ダンパー諸元を定めた場合と、提案手法を用いた場合の地震応答特性を比較し、提案手法の特性を解明する。

4.2 検討に用いる対象建物

本章で対象とする連結制振建物を図 4-1 に示す。3 章では、連結層を頂部のみとしていたが、本章では図 4-1 に示す 4 層とした。ケース a は連結効果を上げるために図 3-3 に示す主構造の固有モードの腹となる層を選択し、ケース b およびケース c は最上層から等間隔となる層を選択した。また、連結部は図 4-2 に示す IMD とオイルダンパーの並列配置としている。

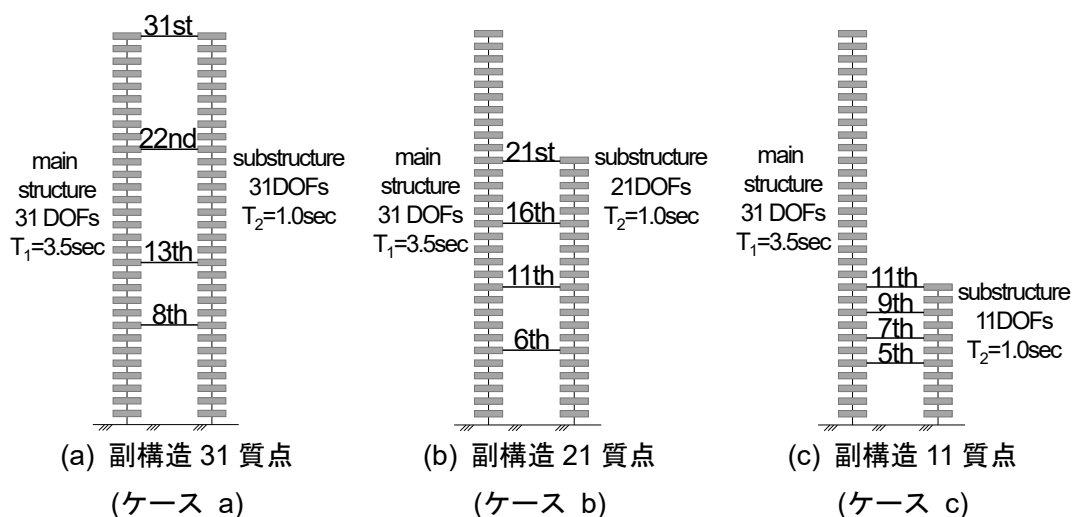


図 4-1 31 層 IMD 連結制振モデル (多層連結)

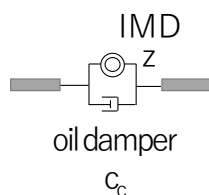


図 4-2 連結ダンパーの構成

4.3 入力エネルギー解析手法および従来手法

入力エネルギーは 3.4 節において入力をダブルインパルスとしたときの以下の式で表される。

$$\frac{E_j}{V^2} = \sum_{i=1}^{N_i} \int_0^{\infty} {}_iF_j(\omega) (2 - 2 \cos \omega t_0) d\omega \quad (j = 1, 2) \quad (4-1)$$

ただし、 ${}_iF_j(\omega)$ は(3-8)式で表される各自由体のエネルギー伝達関数を示す。

図 4-3 に、ケース b (主構造 31 質点, 副構造 21 質点) において、横軸にインパルス間隔 t_0 をとり、連結 IMD 量を変化させたときの主構造の総入力エネルギー E_1 を示す。ここで、図 2-8 のように、横軸のインパルス間隔 t_0 は入力の卓越周期の 1/2 である。なお、ここでは 21 層のみ連結する場合を考え、主構造総質量に対する 21 層の連結 IMD 慣性質量比 ${}_{21}\mu_z = {}_{21}z / \sum {}_i m_1$ を 0, 0.15, 0.3 と変化させた。また、21 層の連結オイルダンパー量 ${}_{21}h_c = {}_{21}c_c / \{2\omega_1 \sum {}_i m_1\}$ は 0.08 で固定とした。ここで、 ω_1 は非連結時の主構造の 1 次固有円振動数を表し、オイルダンパーの減衰係数を主構造 1 質点縮約かつ副構造剛体仮定時の臨界減衰係数 $c_r = 2\omega_1 \sum {}_i m_1$ で無次元化している。また、図の縦軸は $\sum {}_i m_1 V^2$ で除して無次元化している。図 4-3 より、連結 IMD 量を増加させると非連結時の主構造 1 次固有周期に対応する 1.9 秒付近の入力エネルギーが減少するが、過度に増加させると主構造 2 次固有周期に対応する 0.7 秒付近の入力エネルギーが増加する。

以上のように、連結 IMD 量を変動させると入力エネルギーが最大となるインパルス間隔 t_0 は変化する。そこで幅広い周期帯の入力地震動に対する入力エネルギーを低減させるため、 t_0 に対する入力エネルギーの面積を最小とする連結ダンパー諸元を最適連結ダンパーと定義する。本論文では、以上の手法を提案手法と称する。

無次元化入力エネルギーの面積 A_E を次式で算出する。ここで、考慮する卓越周期帯は、連結 IMD による周期伸長効果 (村瀬・竹脇 2021) を考慮し、非連結時の 1 次固有周期の 1.5 倍とした。

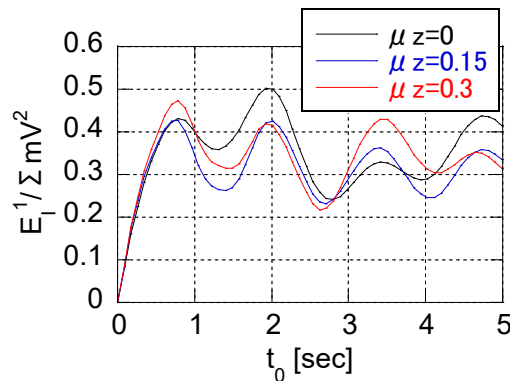


図 4-3 主構造入力エネルギーとダブルインパルス間隔の関係

$$A_E = \int_0^{\frac{1.5T_1}{2}} \frac{E_j}{\sum_i m_1 V^2} dt_0 \quad (4-2)$$

連結ダンパー設計における提案手法は、(4-2)式の入力エネルギーの t_0 に対する面積を用いて、(4-3)式のような最適化問題を解く。

$$\begin{aligned} & \text{minimize } A_E \\ & \text{subject to } \begin{cases} 0 \leq {}_i\mu_z \leq 0.5 \text{ (for all } i) \\ 0 \leq {}_i h_c \leq 0.5 \text{ (for all } i) \end{cases} \end{aligned} \quad (4-3)$$

一方、比較対象として、連結ダンパー設計における時刻歴応答解析を用いた従来手法①および層間変形伝達関数を用いた従来手法②を定義する。

従来手法①は、以下に示す 6 種類の地震動に対する主構造最大層間変形角 R_{\max} および主構造最大加速度 A_{\max} を最小化する手法である。すなわち、(4-4)式のような最適化問題を解く。

$$\begin{aligned} & \text{minimize } \begin{cases} R_{\max} = \max(R_{1 \max}, R_{2 \max}, \dots, R_{6 \max}) \\ A_{\max} = \max(A_{1 \max}, A_{2 \max}, \dots, A_{6 \max}) \end{cases} \\ & \text{subject to } \begin{cases} 0 \leq {}_i\mu_z \leq 0.5 \text{ (for all } i) \\ 0 \leq {}_i h_c \leq 0.5 \text{ (for all } i) \end{cases} \end{aligned} \quad (4-4)$$

ここで、 $R_{1 \max} \sim R_{6 \max}$ は 1~6 番目の入力地震動に対する最大層間変形角を示し、 $A_{1 \max} \sim A_{6 \max}$ は 1~6 番目の入力地震動に対する最大加速度応答を示す。また、 ${}_i\mu_z$ および ${}_i h_c$ はそれぞれ i 層の連結 IMD 慣性質量比および i 層の連結オイルダンパー減衰量を表す。

また、設計用入力地震動は標準 3 波 (El Centro 波, Taft 波, 八戸波) および告示 3 波 (神戸位相, 関東位相, 乱数位相) とし、それぞれ最大速度を 0.5m/s に基準化した計 6 波とする。なお、告示神戸波は 1995 年兵庫県南部地震の JMA 神戸観測波 NS 位相を、告示関東波は 1923 年関東地震東京気象庁再現地震動 EW 位相をそれぞれ採用した。採用した設計用地震動の最大加速度を表 4-1 に、擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)を図 4-4 に示す。

従来手法②は、Takewaki の手法 (Takewaki 1997) を参考に、主構造各層の層間変位伝達関数の最大値の和を最小化する手法である。すなわち、(4-5)式のような最適化問題を解く。

$$\begin{aligned} & \text{minimize } \sum_{i=1}^{N_1} \left| \max_i \hat{\delta}_i \right| \\ & \text{subject to } \begin{cases} 0 \leq {}_i\mu_z \leq 0.5 \text{ (for all } i) \\ 0 \leq {}_i h_c \leq 0.5 \text{ (for all } i) \end{cases} \end{aligned} \quad (4-5)$$

ただし、 N_1 は主構造の質点数、 $|\hat{\delta}_i|$ は地動加速度に対する i 層の主構造層間変位伝達関数の絶対値を示す。

最適化には modeFRONTIER を用いる。アルゴリズムは遺伝的アルゴリズムによる発見的な手法を元とした pilOPT を採用する。

表 4-1 設計用入力地震動

Name	Max Acc. [cm/s ²]
1 El Centro NS	511
2 Taft EW	497
3 Hachinohe NS	351
4 Kokuji Kobe	424
5 Kokuji Kanto	346
6 Kokuji Random	393

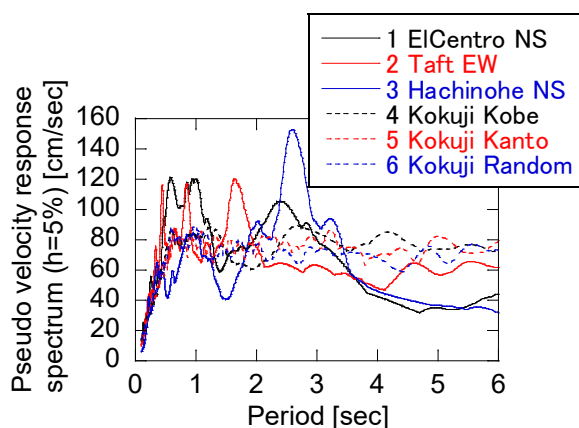


図 4-4 擬似速度応答スペクトル
(設計用入力地震動)

4.4 数値解析結果および考察

4.4.1 ケース a (主構造 31 質点+副構造 31 質点)の最適化結果

ケース a (副構造 31 質点) において、提案手法、従来手法①および従来手法②を用いて最適連結ダンパー諸元を探索した結果を図 4-5 に示す。図中の点は、ある連結ダンパー諸元における各目的関数の値を示す。なお、提案手法および従来手法②は縦軸を目的関数、横軸を最適化検討ケース数とし、従来手法①は縦軸を最大加速度応答、横軸を最大層間変形角とした。また、図中の○印に示す最適連結ダンパー諸元を表 4-2 にそれぞれ示す。ここで、従来手法①はパレート解集合のうち、加速度と層間変形角の両者をバランスよく低減できる解を得るため、以下の評価関数が最小となる解を最適連結ダンパー諸元とした。なお、この評価関数は、加速度の単位を cm/sec^2 とした場合の表現である。 A_{\max} は、特に最下層で地動加速度の影響を受ける。従って、以降に示す図 4-5(b)、図 4-8 (b)および図 4-10(b)のように、層間変形角に対する重みが加速度に比べ大きい解を選択している。

$$f = R_{\max} \times 10^5 + A_{\max} \quad (4-6)$$

次に、3 種類の手法で得られた最適連結ダンパー諸元を有するモデルに対し、表 4-1 で示した 6 種類の地震動を入力したときの応答値を表 4-3 に示す。ここで、指標とした応答値は、(指標 a)層毎の主構造最大層間変形角の最大値、(指標 b)層毎の主構造最大加速度の最大値、(指標 c)層毎の主構造最大層間変形角の平均値、および(指標 d)層毎の主構造最大加速度の平均値である。ここで、指標 a および指標 b は、従来手法①の目的関数に対応している。提案手法や従来手法②は特定の層の値を対象としていないため、最大応答の層平均値である指標 c および指標 d も評価指標に加えた。また、表中の太字は地震動毎の最小応答値を示す。地震動毎のレベルの影響を排除するため、表 4-3 の値について、地震動毎の応答値を 3 種類の手法のうち最小となる応答値で基準化した値を表 4-4 に示す。また、6 種類の地震動の基準化応答値の平均値を表 4-4 下段に示す。表 4-4 より、El Centro や Taft、告示波神戸位

相に対して最大応答値（指標 a, 指標 b）を低減できるのは従来手法①により設定した連結ダンパー諸元となるが，他の地震動の最大応答値や，6種類の地震動の最大応答の平均応答値（指標 c, 指標 d）を与えるものは，提案手法により設定した連結ダンパー諸元となっている。また，提案手法は他の手法に比べ，6種類の地震動の基準化応答値の多くの指標を低減できることがわかる。

図 4-6 に，従来手法①の解探索過程において，最大層間変形角および最大加速度が生じる地震動の割合を示す。例えば，図 4-6 (a)は，最適解の探索過程の 500 ケース中 295 ケースで，El Centro 入力時の最大層間変形角が 6 種類の地震動の中で最大となることを示す。図 4-6 より，最大層間変形角および最大加速度は，ほとんどの検討ケースで El Centro 入力時に最大となっており，従来手法①では特定の地震動の応答低減に特化したダンパー諸元を最適解とする恐れがあることを示している。

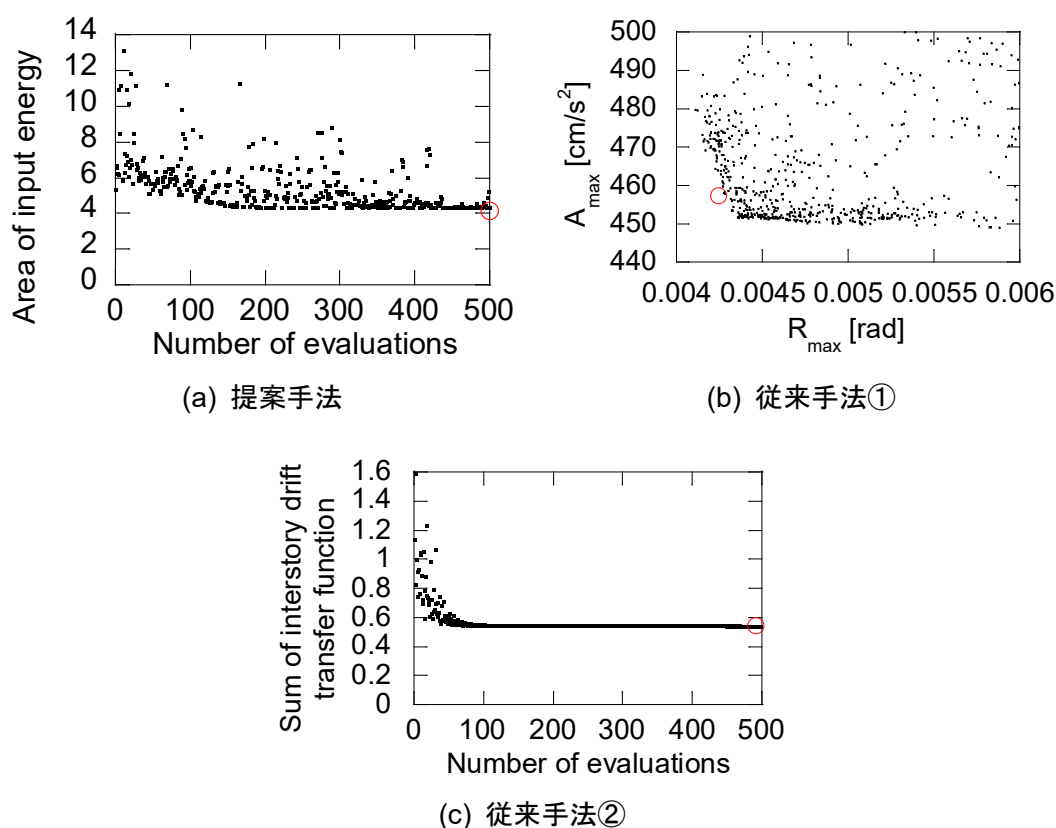


図 4-5 ケース a の最適化過程

表 4-2 最適連結ダンパー量 (ケース a)

Method	$_{31}h_c$	$_{22}h_c$	$_{13}h_c$	$_{8}h_c$	$_{31}\mu_z$	$_{22}\mu_z$	$_{13}\mu_z$	$_{8}\mu_z$
Proposed	0.048	0.051	0.165	0.059	0.042	0.151	0.018	0.059
Ordinary 1	0.073	0.057	0.065	0.000	0.026	0.110	0.200	0.061
Ordinary 2	0.066	0.112	0.005	0.196	0.057	0.089	0.167	0.001

表 4-3 設計用地震動に対する時刻歴応答解析結果 (ケース a)

Name	Method	Earthquake response index			
		a [rad]	b [cm/s ²]	c [rad]	d [cm/s ²]
El Centro	Proposed	0.0046	493	0.0034	266
	Ordinary 1	0.0043	458	0.0035	274
	Ordinary 2	0.0057	497	0.0039	337
Taft	Proposed	0.0049	445	0.0035	244
	Ordinary 1	0.0042	442	0.0034	279
	Ordinary 2	0.0044	450	0.0035	288
Hachinohe	Proposed	0.0036	315	0.0029	196
	Ordinary 1	0.0042	391	0.0030	221
	Ordinary 2	0.0041	344	0.0032	229
Kokuji Kobe	Proposed	0.0044	399	0.0035	229
	Ordinary 1	0.0041	398	0.0036	233
	Ordinary 2	0.0044	397	0.0036	258
Kokuji Kanto	Proposed	0.0038	306	0.0028	174
	Ordinary 1	0.0034	335	0.0028	203
	Ordinary 2	0.0036	312	0.0029	195
Kokuji Random	Proposed	0.0041	316	0.0030	189
	Ordinary 1	0.0043	323	0.0034	203
	Ordinary 2	0.0044	322	0.0033	220

表 4-4 設計用地震動に対する地震時最大応答の比 (ケース a)

Name	Method	Earthquake response ratio				Max ratio	
		a	b	c	d	a · b	c · d
El Centro	Proposed	1.08	1.08	1.00	1.00	1.08	1.00
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.02	1.03	1.00	1.03
	Ordinary 2	1.34	1.09	1.16	1.27	1.34	1.27
Taft	Proposed	1.18	1.01	1.02	1.00	1.18	1.02
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.00	1.14	1.00	1.14
	Ordinary 2	1.06	1.02	1.02	1.18	1.06	1.18
Hachinohe	Proposed	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 1	1.17	1.24	1.03	1.13	1.24	1.13
	Ordinary 2	1.13	1.09	1.07	1.16	1.13	1.16
Kokuji Kobe	Proposed	1.06	1.00	1.00	1.00	1.06	1.00
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.01	1.02	1.00	1.02
	Ordinary 2	1.06	1.00	1.03	1.13	1.06	1.13
Kokuji Kanto	Proposed	1.09	1.00	1.00	1.00	1.09	1.00
	Ordinary 1	1.00	1.10	1.01	1.16	1.10	1.16
	Ordinary 2	1.04	1.02	1.02	1.12	1.04	1.12
Kokuji Random	Proposed	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 1	1.04	1.02	1.12	1.08	1.04	1.12
	Ordinary 2	1.07	1.02	1.08	1.17	1.07	1.17
All Earthquake average	Proposed	1.07	1.01	1.00	1.00	1.07	1.00
	Ordinary 1	1.04	1.06	1.03	1.09	1.06	1.09
	Ordinary 2	1.12	1.04	1.06	1.17	1.12	1.17

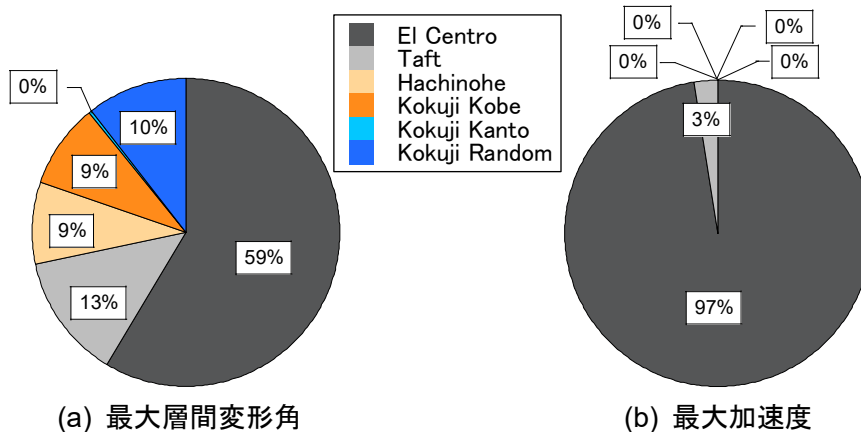


図 4-6 最適化過程における最大応答が生じる地震動の割合(ケース a, 従来手法①)

また、設計時に想定していなかった地震動に対する応答性状の確認のため、表 4-5 に示す代表的なパルス性地震動や長周期地震動に対する地震応答解析を実施し、表 4-3 や表 4-4 と同様の分析を行う。パルス性地震動は 2016 年熊本地震の益城町および西原村観測波, 1994 年ノースリッジ地震の Rinaldi 観測波, 2007 年中越沖地震柏崎観測波を採用した。長周期地震動として建築基準整備促進事業により作成された地震動の OS1, CH1 の基盤波を採用した。

表 4-6 および表 4-7 に示したとおり、設計時に想定していなかった地震動に対しても提案手法で設計したダンパー諸元が有効であり、幅広い地震動に対して応答低減ができることを示した。特にパルス性地震動である益城町、西原村入力時の応答低減率が大きい。

表 4-5 設計想定外の入力地震動

Name	Max Acc. [cm/s^2]
7 Mashiki	1157
8 Nishihara	771
9 Northridge	826
10 Chuetsu-oki	667
11 OS1	263
12 CH1	265

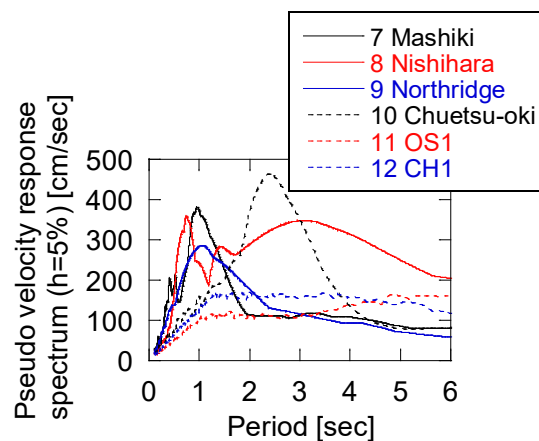


図 4-7 設計想定外の入力地震動の擬似速度応答スペクトル

表 4-6 想定外地震動に対する時刻歴応答解析結果 (ケース a)

Name	Method	Earthquake response index			
		a [rad]	b [cm/s ²]	c [rad]	d [cm/s ²]
Mashiki	Proposed	0.0110	1055	0.0083	583
	Ordinary 1	0.0113	1058	0.0083	653
	Ordinary 2	0.0120	1072	0.0085	712
Nishihara	Proposed	0.0209	829	0.0162	719
	Ordinary 1	0.0212	1005	0.0168	800
	Ordinary 2	0.0199	1113	0.0169	891
Northridge	Proposed	0.0137	801	0.0097	602
	Ordinary 1	0.0122	858	0.0097	624
	Ordinary 2	0.0140	936	0.0098	679
Chuetsu-oki	Proposed	0.0155	764	0.0120	593
	Ordinary 1	0.0164	871	0.0116	571
	Ordinary 2	0.0172	926	0.0126	644
OS1	Proposed	0.0050	233	0.0043	170
	Ordinary 1	0.0054	237	0.0044	183
	Ordinary 2	0.0047	228	0.0039	173
CH1	Proposed	0.0051	280	0.0042	213
	Ordinary 1	0.0058	311	0.0044	218
	Ordinary 2	0.0052	279	0.0042	221

表 4-7 想定外地震動に対する地震時最大応答の比 (ケース a)

Name	Method	Earthquake response ratio				Max ratio	
		a	b	c	d	a · b	c · d
Mashiki	Proposed	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 1	1.02	1.00	1.00	1.12	1.02	1.12
	Ordinary 2	1.09	1.02	1.02	1.22	1.09	1.22
Nishihara	Proposed	1.05	1.00	1.00	1.00	1.05	1.00
	Ordinary 1	1.06	1.21	1.04	1.11	1.21	1.11
	Ordinary 2	1.00	1.34	1.05	1.24	1.34	1.24
Northridge	Proposed	1.12	1.00	1.00	1.00	1.12	1.00
	Ordinary 1	1.00	1.07	1.00	1.04	1.07	1.04
	Ordinary 2	1.15	1.17	1.01	1.13	1.17	1.13
Chuetsu-oki	Proposed	1.00	1.00	1.03	1.04	1.00	1.04
	Ordinary 1	1.06	1.14	1.00	1.00	1.14	1.00
	Ordinary 2	1.10	1.21	1.09	1.13	1.21	1.13
OS1	Proposed	1.07	1.02	1.12	1.00	1.07	1.12
	Ordinary 1	1.17	1.04	1.14	1.08	1.17	1.14
	Ordinary 2	1.00	1.00	1.00	1.02	1.00	1.02
CH1	Proposed	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 1	1.14	1.12	1.06	1.02	1.14	1.06
	Ordinary 2	1.02	1.00	1.00	1.04	1.02	1.04
All Earthquake average	Proposed	1.04	1.00	1.03	1.01	1.04	1.03
	Ordinary 1	1.07	1.10	1.04	1.06	1.10	1.06
	Ordinary 2	1.06	1.12	1.03	1.13	1.12	1.13

4.4.2 ケース b (主構造 31 質点+副構造 21 質点)の最適化結果

ケース b (副構造 21 質点) において、提案手法、従来手法①および従来手法②を用いて最適連結ダンパー諸元を探索した結果を図 4-8 に示す。図中の○印に示す最適連結ダンパー諸元を表 4-8 にそれぞれ示す。尚、提案手法および従来手法②では、縦軸を目的関数、横軸を最適化検討ケース数とし、従来手法①は縦軸を最大加速度、横軸を最大層間変形角とした。従来手法①では、パレート解集合のうち、(4-6)式の評価関数が最小となる解を最適連結ダンパー諸元とした。

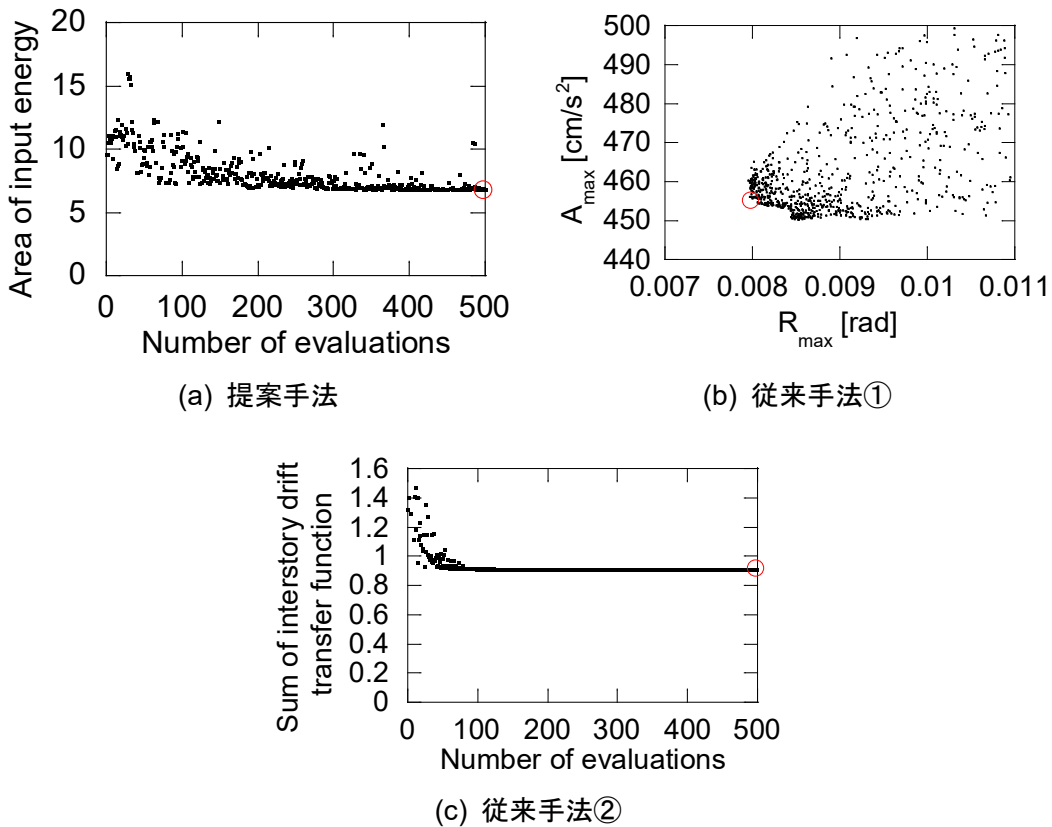


図 4-8 ケース b の最適化過程

表 4-8 最適連結ダンパー量 (ケース b)

Method	${}_{21}h_c$	${}_{16}h_c$	${}_{11}h_c$	${}_6h_c$	${}_{21}\mu_z$	${}_{16}\mu_z$	${}_{11}\mu_z$	${}_6\mu_z$
Proposed	0.013	0.124	0.081	0.010	0.192	0.019	0.030	0.045
Ordinary 1	0.000	0.000	0.145	0.000	0.071	0.043	0.000	0.047
Ordinary 2	0.096	0.001	0.077	0.157	0.154	0.058	0.004	0.190

表 4-9 設計用地震動に対する時刻歴応答解析結果 (ケース b)

Name	Method	Earthquake response index			
		a [rad]	b [cm/s ²]	c [rad]	d [cm/s ²]
El Centro	Proposed	0.0102	475	0.0048	293
	Ordinary 1	0.0068	456	0.0043	255
	Ordinary 2	0.0118	506	0.0055	343
Taft	Proposed	0.0078	452	0.0044	279
	Ordinary 1	0.0077	456	0.0054	301
	Ordinary 2	0.0079	474	0.0044	329
Hachinohe	Proposed	0.0076	341	0.0044	232
	Ordinary 1	0.0065	318	0.0046	217
	Ordinary 2	0.0086	369	0.0049	243
Kokuji Kobe	Proposed	0.0101	419	0.0055	259
	Ordinary 1	0.0080	380	0.0066	280
	Ordinary 2	0.0116	504	0.0059	300
Kokuji Kanto	Proposed	0.0074	311	0.0039	216
	Ordinary 1	0.0073	343	0.0050	238
	Ordinary 2	0.0070	349	0.0038	250
Kokuji Random	Proposed	0.0087	355	0.0046	211
	Ordinary 1	0.0080	316	0.0057	230
	Ordinary 2	0.0091	380	0.0047	226

表 4-10 設計用地震動に対する地震時最大応答の比 (ケース b)

Name	Method	Earthquake response ratio				Max ratio	
		a	b	c	d	a · b	c · d
El Centro	Proposed	1.49	1.04	1.11	1.15	1.49	1.15
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 2	1.72	1.11	1.26	1.34	1.72	1.34
Taft	Proposed	1.01	1.00	1.00	1.00	1.01	1.00
	Ordinary 1	1.00	1.01	1.22	1.08	1.01	1.22
	Ordinary 2	1.02	1.05	1.00	1.18	1.05	1.18
Hachinohe	Proposed	1.18	1.07	1.00	1.07	1.18	1.07
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.05	1.00	1.00	1.05
	Ordinary 2	1.33	1.16	1.12	1.12	1.33	1.12
Kokuji Kobe	Proposed	1.27	1.10	1.00	1.00	1.27	1.00
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.19	1.08	1.00	1.19
	Ordinary 2	1.46	1.33	1.06	1.16	1.46	1.16
Kokuji Kanto	Proposed	1.06	1.00	1.02	1.00	1.06	1.02
	Ordinary 1	1.04	1.10	1.29	1.10	1.10	1.29
	Ordinary 2	1.00	1.12	1.00	1.16	1.12	1.16
Kokuji Random	Proposed	1.10	1.12	1.00	1.00	1.12	1.00
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.24	1.09	1.00	1.24
	Ordinary 2	1.14	1.20	1.02	1.07	1.20	1.07
All Earthquake average	Proposed	1.18	1.06	1.02	1.04	1.18	1.04
	Ordinary 1	1.01	1.02	1.16	1.06	1.02	1.16
	Ordinary 2	1.28	1.16	1.08	1.17	1.28	1.17

次に、3種類の手法で得られた最適連結ダンパー諸元を有するモデルに対し、表 4-1 で示した 6 種類の地震動を入力したときの応答値を表 4-9 に示す。ここで、指標とした 4 種類の応答値は 4.4.1 項と同様である。表中の太字は地震動毎の最小応答値を示す。地震動毎のレベルの影響を排除するため、表 4-9 の値について、地震動毎の応答値を 3 種類の手法のうち最小となる応答値で基準化した値を表 4-10 に示す。また、6 種類の地震動の基準化応答値の平均値を表 4-10 下段に示す。表 4-10 より、最大応答値（指標 a、指標 b）を多くの地震動で低減できるのは従来手法①の最適連結ダンパー諸元であり、平均応答値（指標 c、指標 d）を多くの地震動で低減できるのは提案手法である。また、図 4-9 に、従来手法①の解探索過程において、最大層間変形角および最大加速度が生じる地震動の割合を示す。ケース a と同様、最大応答が生じる地震動に偏りが生じている。

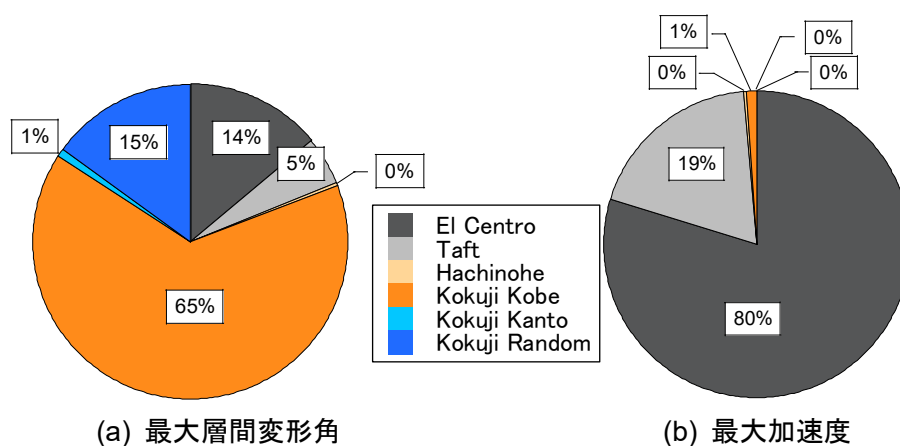


図 4-9 最適化過程における最大応答が生じる地震動の割合(ケース b, 従来手法①)

また、設計時に想定していなかった地震動に対する応答性状の確認のため、表 4-5 に示す代表的なパルス性地震動や長周期地震動に対する地震応答解析を実施し、表 4-9 や表 4-10 と同様の分析を行う。

表 4-11 および表 4-12 に示したとおり、設計時に想定していなかった地震動に対しても、設計用地震動と同様に、最大応答値（指標 a、指標 b）を多くの地震動で低減できるのは従来手法①の最適連結ダンパー諸元であり、平均応答値（指標 c、指標 d）を多くの地震動で低減できるのは提案手法である。

表 4-11 想定外地震動に対する時刻歴応答解析結果 (ケース b)

Name	Method	Earthquake response index			
		a [rad]	b [cm/s ²]	c [rad]	d [cm/s ²]
Mashiki	Proposed	0.0266	1057	0.0126	700
	Ordinary 1	0.0264	1043	0.0136	715
	Ordinary 2	0.0266	1078	0.0127	763
Nishihara	Proposed	0.0324	1326	0.0209	852
	Ordinary 1	0.0314	1141	0.0237	822
	Ordinary 2	0.0351	1520	0.0215	949
Northridge	Proposed	0.0301	1334	0.0140	699
	Ordinary 1	0.0246	1015	0.0136	664
	Ordinary 2	0.0310	1459	0.0140	758
Chuetsu-oki	Proposed	0.0312	1162	0.0169	642
	Ordinary 1	0.0200	732	0.0142	492
	Ordinary 2	0.0332	1252	0.0179	635
OS1	Proposed	0.0077	297	0.0052	190
	Ordinary 1	0.0092	347	0.0071	225
	Ordinary 2	0.0081	318	0.0051	209
CH1	Proposed	0.0126	489	0.0067	278
	Ordinary 1	0.0128	512	0.0086	289
	Ordinary 2	0.0134	509	0.0069	298

表 4-12 想定外地震動に対する地震時最大応答の比 (ケース b)

Name	Method	Earthquake response ratio				Max ratio	
		a	b	c	d	a · b	c · d
Mashiki	Proposed	1.01	1.01	1.00	1.00	1.01	1.00
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.08	1.02	1.00	1.08
	Ordinary 2	1.01	1.03	1.01	1.09	1.03	1.09
Nishihara	Proposed	1.03	1.16	1.00	1.04	1.16	1.04
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.13	1.00	1.00	1.13
	Ordinary 2	1.12	1.33	1.03	1.15	1.33	1.15
Northridge	Proposed	1.22	1.31	1.02	1.05	1.31	1.05
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 2	1.26	1.44	1.03	1.14	1.44	1.14
Chuetsu-oki	Proposed	1.56	1.59	1.19	1.31	1.59	1.31
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 2	1.66	1.71	1.26	1.29	1.71	1.29
OS1	Proposed	1.00	1.00	1.02	1.00	1.00	1.02
	Ordinary 1	1.19	1.17	1.38	1.19	1.19	1.38
	Ordinary 2	1.05	1.07	1.00	1.10	1.07	1.10
CH1	Proposed	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 1	1.01	1.05	1.29	1.04	1.05	1.29
	Ordinary 2	1.06	1.04	1.04	1.07	1.06	1.07
All Earthquake average	Proposed	1.14	1.18	1.04	1.07	1.18	1.07
	Ordinary 1	1.03	1.04	1.15	1.04	1.04	1.15
	Ordinary 2	1.19	1.27	1.06	1.14	1.27	1.14

4.4.3 ケース c (主構造 31 質点+副構造 11 質点)の最適化結果

ケース c (副構造 11 質点) において、提案手法、従来手法①および従来手法②を用いて最適連結ダンパー諸元を探索した結果を図 4-10 に示す。図中の○印に示す最適連結ダンパー諸元を表 4-13 に示す。尚、提案手法および従来手法②では縦軸を目的関数、横軸を最適化検討ケース数とし、従来手法①は縦軸を最大加速度、横軸を最大層間変形角とした。従来手法①では、パレート解集合のうち、(4-6)式の評価関数が最小となる解を最適連結ダンパー諸元とした。

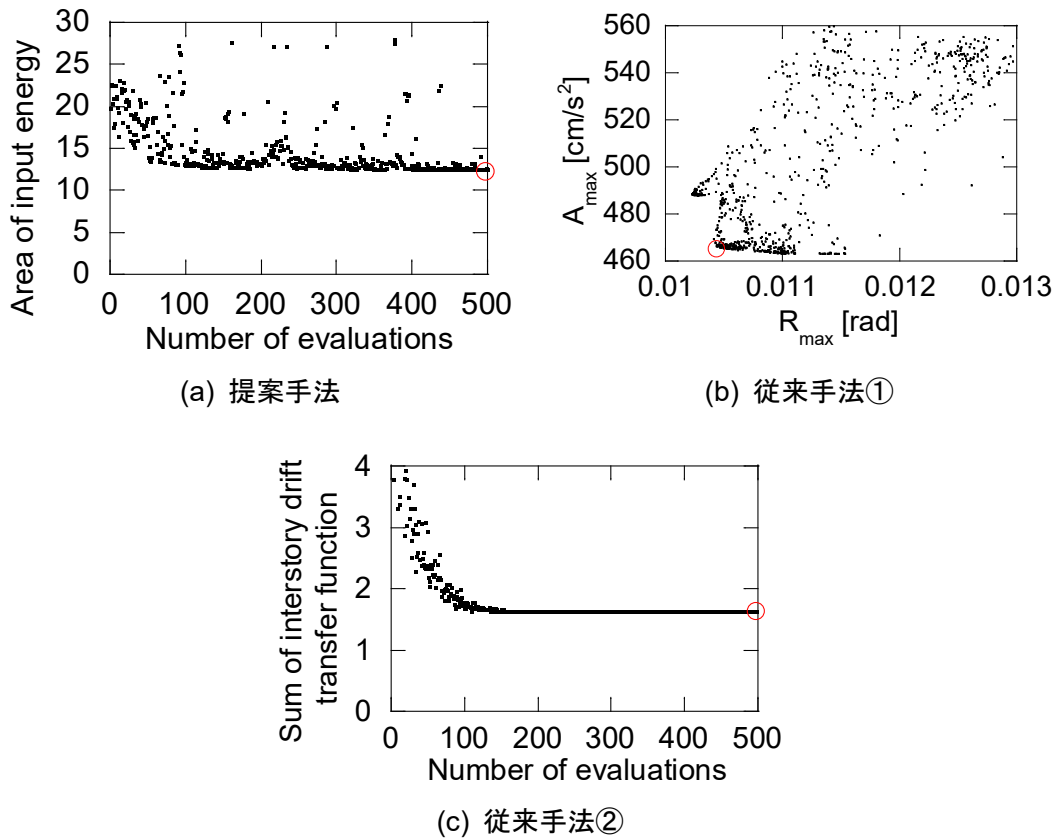


図 4-10 ケース c の最適化過程

表 4-13 最適連結ダンパー量 (ケース c)

Method	$_{11}h_c$	$_9h_c$	$_7h_c$	$_5h_c$	$_{11}\mu_z$	$_9\mu_z$	$_7\mu_z$	$_5\mu_z$
Proposed	0.069	0.000	0.005	0.021	0.287	0.008	0.073	0.015
Ordinary 1	0.000	0.000	0.000	0.062	0.007	0.001	0.074	0.441
Ordinary 2	0.001	0.000	0.002	0.489	0.340	0.006	0.061	0.362

次に、3種類の手法で得られた最適連結ダンパー諸元を有するモデルに対し、表 4-1 で示した 6 種類の地震動を入力したときの応答値を表 4-14 に示す。ここで、指標とした応答値は 4.4.1 項と同様である。また、表中の太字は地震動毎の最小応答値を示す。

地震動毎のレベルの影響を排除するため、表 4-14 の値について、地震動毎の応答値を最小応答値で基準化した値を表 4-15 に示す。また、6 種類の地震動の基準化応答値の平均値を表 4-15 下段に示す。表 4-15 より、最大応答値（指標 a, 指標 b）を多くの地震動で低減できるのは従来手法①の最適連結ダンパー諸元であり、平均応答値（指標 c, 指標 d）を多くの地震動で低減できるのは提案手法である。また、図 4-11 に、従来手法①の解探索過程において、最大層間変形角および最大加速度が生じる地震動の割合を示す。ケース a と同様、最大応答が生じる地震動に偏りが生じている。

表 4-14 設計用地震動に対する時刻歴応答解析結果 (ケース c)

Name	Method	Earthquake response index			
		a [rad]	b [cm/s ²]	c [rad]	d [cm/s ²]
El Centro	Proposed	0.0119	502	0.0061	364
	Ordinary 1	0.0104	466	0.0059	333
	Ordinary 2	0.0123	522	0.0064	370
Taft	Proposed	0.0093	494	0.0057	374
	Ordinary 1	0.0098	465	0.0063	339
	Ordinary 2	0.0098	519	0.0059	389
Hachinohe	Proposed	0.0109	481	0.0063	282
	Ordinary 1	0.0098	429	0.0059	265
	Ordinary 2	0.0112	491	0.0065	288
Kokuji Kobe	Proposed	0.0119	481	0.0075	327
	Ordinary 1	0.0104	423	0.0076	319
	Ordinary 2	0.0120	478	0.0075	327
Kokuji Kanto	Proposed	0.0096	387	0.0057	265
	Ordinary 1	0.0103	400	0.0071	278
	Ordinary 2	0.0094	379	0.0055	266
Kokuji Random	Proposed	0.0084	355	0.0056	254
	Ordinary 1	0.0086	360	0.0066	281
	Ordinary 2	0.0085	358	0.0058	260

表 4-15 設計用地震動に対する地震時最大応答の比 (ケース c)

Name	Method	Earthquake response ratio				Max ratio	
		a	b	c	d	a · b	c · d
El Centro	Proposed	1.15	1.08	1.05	1.09	1.15	1.09
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 2	1.19	1.12	1.08	1.11	1.19	1.11
Taft	Proposed	1.00	1.06	1.00	1.10	1.06	1.10
	Ordinary 1	1.05	1.00	1.10	1.00	1.05	1.10
	Ordinary 2	1.05	1.12	1.03	1.15	1.12	1.15
Hachinohe	Proposed	1.11	1.12	1.08	1.06	1.12	1.08
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 2	1.14	1.14	1.10	1.09	1.14	1.10
Kokuji Kobe	Proposed	1.14	1.14	1.00	1.03	1.14	1.03
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.02	1.00	1.00	1.02
	Ordinary 2	1.15	1.13	1.00	1.03	1.15	1.03
Kokuji Kanto	Proposed	1.03	1.02	1.04	1.00	1.03	1.04
	Ordinary 1	1.10	1.06	1.30	1.05	1.10	1.30
	Ordinary 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Kokuji Random	Proposed	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 1	1.02	1.02	1.18	1.11	1.02	1.18
	Ordinary 2	1.01	1.01	1.03	1.02	1.01	1.03
All Earthquake average	Proposed	1.07	1.07	1.03	1.05	1.07	1.05
	Ordinary 1	1.03	1.01	1.10	1.03	1.03	1.10
	Ordinary 2	1.09	1.09	1.04	1.07	1.09	1.07

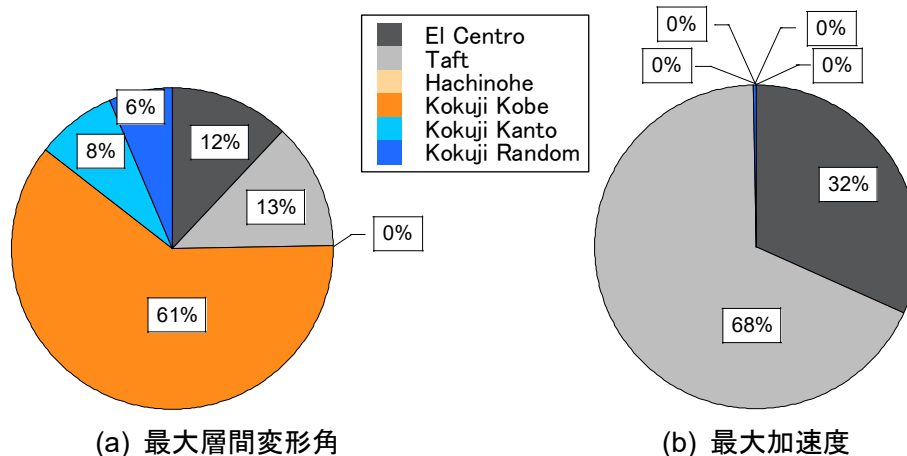


図 4-11 最適化過程における最大応答が生じる地震動の割合(ケース c, 従来手法①)

また、設計時に想定していなかった地震動に対する応答性状の確認のため、表 4-5 に示す代表的なパルス性地震動や長周期地震動に対する地震応答解析を実施し、表 4-14 や表 4-15 と同様の分析を行う。

表 4-16 および表 4-17 に示したとおり、設計時に想定していなかった地震動に対しても、設計用地震動と同様に、最大応答値（指標 a, 指標 b）を多くの地震動で低減できるのは従来手法①の最適連結ダンパー諸元であり、平均応答値（指標 c, 指標 d）を多くの地震動で

低減できるのは提案手法である。

表 4-16 想定外地震動に対する時刻歴応答解析結果 (ケース c)

Name	Method	Earthquake response index			
		a [rad]	b [cm/s ²]	c [rad]	d [cm/s ²]
Mashiki	Proposed	0.0369	1536	0.0164	911
	Ordinary 1	0.0365	1502	0.0176	881
	Ordinary 2	0.0373	1564	0.0165	939
Nishihara	Proposed	0.0357	1639	0.0272	973
	Ordinary 1	0.0338	1340	0.0285	896
	Ordinary 2	0.0368	1688	0.0274	999
Northridge	Proposed	0.0370	1713	0.0168	862
	Ordinary 1	0.0345	1570	0.0168	812
	Ordinary 2	0.0374	1735	0.0170	873
Chuetsu-oki	Proposed	0.0374	1445	0.0214	664
	Ordinary 1	0.0326	1263	0.0201	576
	Ordinary 2	0.0378	1459	0.0220	679
OS1	Proposed	0.0116	456	0.0076	282
	Ordinary 1	0.0127	463	0.0101	281
	Ordinary 2	0.0116	456	0.0075	285
CH1	Proposed	0.0179	706	0.0099	366
	Ordinary 1	0.0196	731	0.0142	408
	Ordinary 2	0.0184	724	0.0100	370

表 4-17 想定外地震動に対する地震時最大応答の比 (ケース c)

Name	Method	Earthquake response ratio				Max ratio	
		a	b	c	d	a · b	c · d
Mashiki	Proposed	1.01	1.02	1.00	1.03	1.02	1.03
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.07	1.00	1.00	1.07
	Ordinary 2	1.02	1.04	1.01	1.07	1.04	1.07
Nishihara	Proposed	1.06	1.22	1.00	1.09	1.22	1.09
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.05	1.00	1.00	1.05
	Ordinary 2	1.09	1.26	1.01	1.12	1.26	1.12
Northridge	Proposed	1.07	1.09	1.00	1.06	1.09	1.06
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 2	1.09	1.11	1.01	1.07	1.11	1.07
Chuetsu-oki	Proposed	1.15	1.14	1.07	1.15	1.15	1.15
	Ordinary 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 2	1.16	1.16	1.10	1.18	1.16	1.18
OS1	Proposed	1.00	1.00	1.01	1.01	1.00	1.01
	Ordinary 1	1.09	1.02	1.35	1.00	1.09	1.35
	Ordinary 2	1.00	1.00	1.00	1.01	1.00	1.01
CH1	Proposed	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Ordinary 1	1.10	1.04	1.43	1.11	1.10	1.43
	Ordinary 2	1.03	1.02	1.01	1.01	1.03	1.01
All Earthquake average	Proposed	1.05	1.08	1.01	1.06	1.08	1.06
	Ordinary 1	1.03	1.01	1.15	1.02	1.03	1.15
	Ordinary 2	1.06	1.10	1.02	1.08	1.10	1.08

4.5 考察

図 4-12 に、各ケースのそれぞれの手法で設定した最適連結ダンパー諸元のモデルにおいて、表 4-1 に示す 6 種類の地震動の内、最大層間変形角の層毎の平均値が最大となる地震動に対する最大層間変形角を示す。連結層が高層にあるケース a では、各手法とも応答低減効果が高いことが確認できる。また、ケース b では、突出部となる 22 層以上の最大層間変形角の低減には従来手法①の適用が効果的であるが、21 層以下の応答低減効果は提案手法や従来手法②に比べ小さい。一方、低層のみで連結するケース c では、地震動によっては各手法とも最大応答低減効果はほとんどなく、地震応答解析によらない提案手法や従来手法②では上層部の最大応答は非連結時より増大することがある。これは、IMD 連結に伴う固有周期の変化により、地震動の応答スペクトルのピークに固有周期が近接したことによると考えられる。図 4-13 および表 4-18 に、各手法で連結ダンパー諸元を設定したモデルにおいて、主構造の 1 次から 3 次の固有モード形状および固有周期を示す。1 次固有周期は非連結時 3.5 秒に対し各モデル 3.6 秒～3.9 秒で 2%～11%の変動であるのに対し、2 次固有周期は非連結時 1.4 秒に対し各モデル 2.5 秒～2.9 秒で 78%～107%の変動となる。図 4-4 に示す擬似速度スペクトルより、図 4-12(c)に示す告示神戸位相波は 2.6 秒付近にピークがあり、主構造突出部が大きく振動する 2 次モードが共振することで、主構造突出部の応答が非連結時に比べ増加した。

図 4-14 に、El Centro 波および Taft 波を入力したときのケース c 各モデルの最大層間変形角を示す。図 4-4 に示す擬似速度スペクトルより、El Centro 波は 2.4 秒付近にピークがあるため、告示神戸位相波と同様に主構造突出部の応答が非連結時に比べ増加したが、2 秒～3 秒の間に明確なピークがない Taft 波では、主構造突出部の応答は非連結時に比べ連結することで低減できる。従って、主構造突出部の応答増加は地震動の特徴に依存するものであり、連結後の 2 次固有周期が大きく変動することに注意が必要である。

次に、各ケースのそれぞれの手法で設定した最適連結ダンパー諸元のモデルにおける、(4-2)式で表される主構造の無次元化入力エネルギーの面積を表 4-19 に示す。いずれの手法も、非連結時に比べ主構造入力エネルギーの面積は減少しており、連結層が高層であるほど無次元化入力エネルギーの面積を低減可能である。また、従来手法①は、全てのケースにおいて他の手法に比べ最大 55%程度大きな値となっている。

図 4-15 に、ケース b (副構造 21 層) のそれぞれの手法で設定した最適連結ダンパー諸元のモデルに対し、告示神戸波を入力したときの主構造頂部の相対変位応答波形を示す。入力エネルギーの面積が大きな値となる従来手法①は、提案手法や従来手法②に比べ、最大変位 (12.6 秒) 以降の後揺れ変位が大きい。これより、揺れの収束と入力エネルギーの面積は相関があることが確認できる。

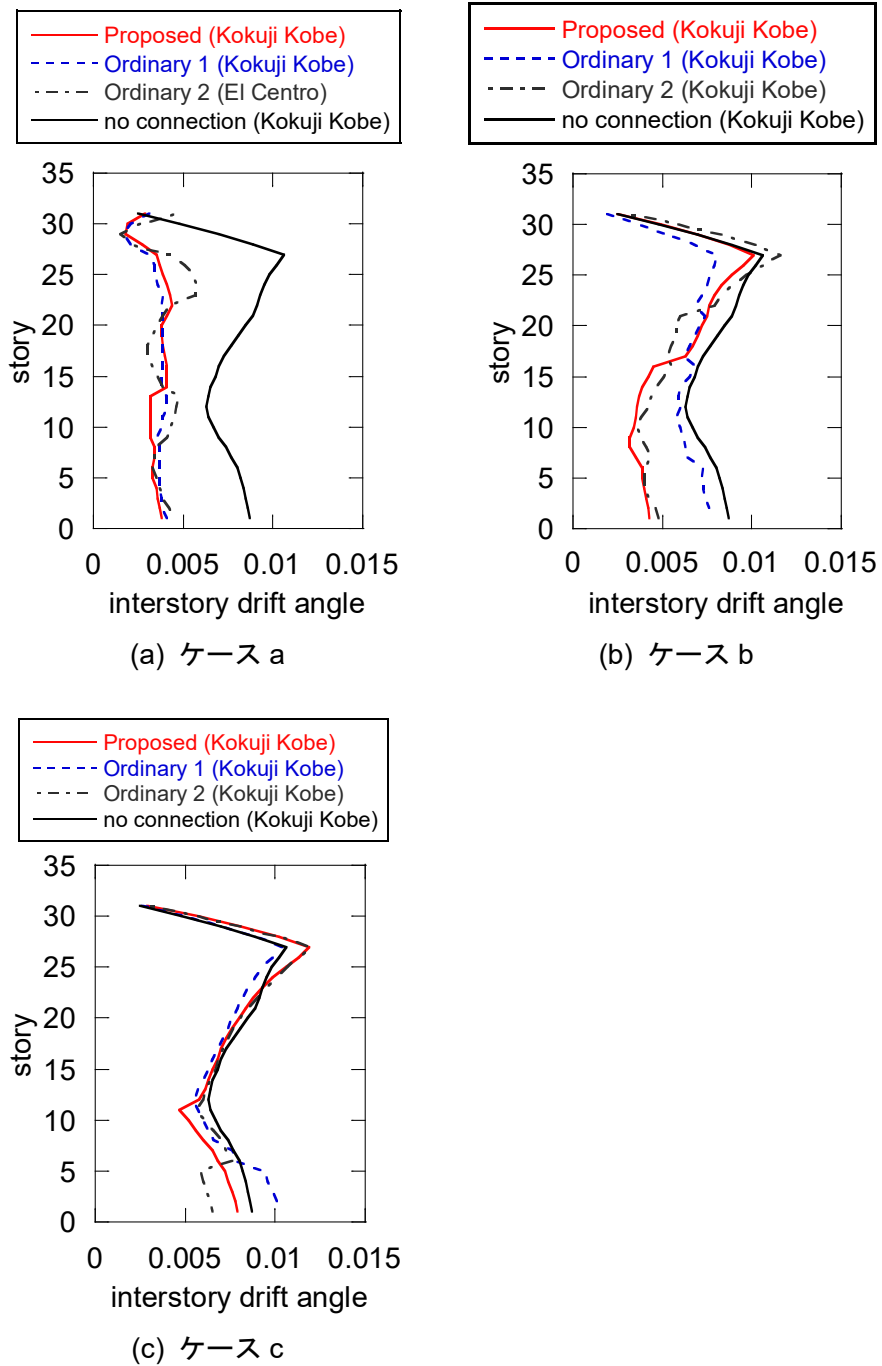
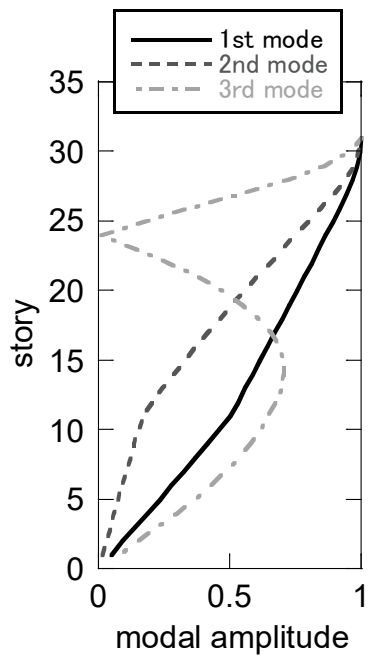
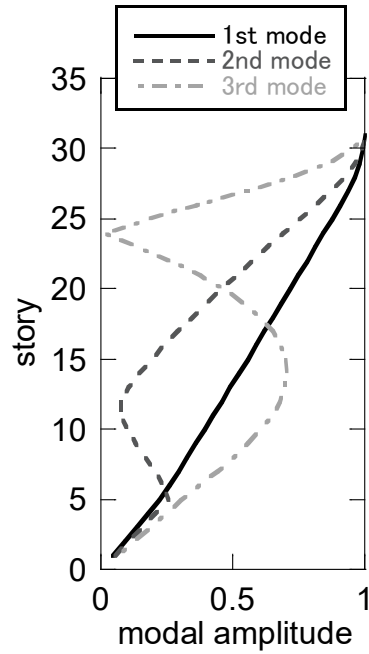


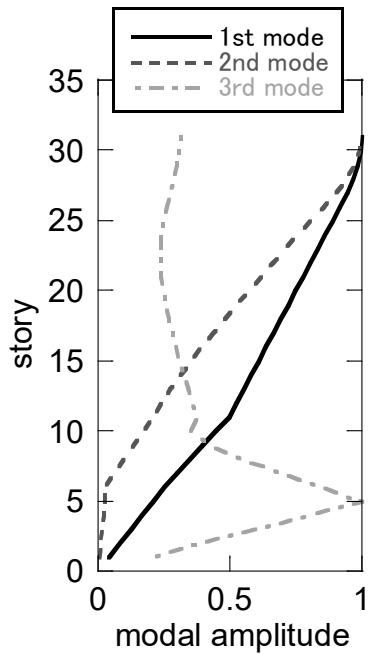
図 4-12 最大層間変形角の層平均値が最大となる地震動入力時の最大層間変形角



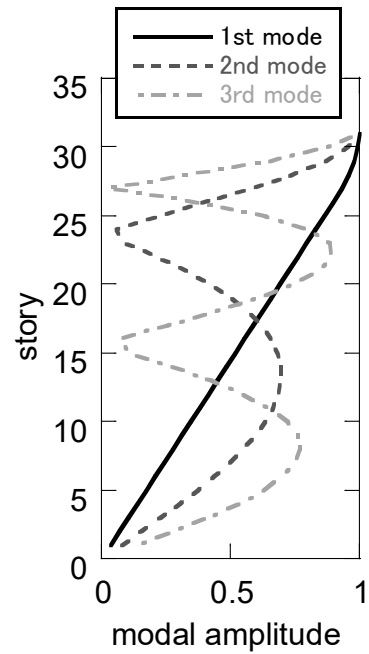
(a) 提案手法



(b) 従来手法①



(c) 従来手法②



(d) 非連結時

図 4-13 主構造の固有モード形状 (ケース c)

表 4-18 各手法で連結ダンパー量を設定したモデルの主構造固有周期 (ケース c) (sec)

Method	Proposed	Ordinary 1	Ordinary 2	No connection
1st mode	3.9	3.6	3.8	3.5
2nd mode	2.8	2.5	2.9	1.4
3rd mode	1.3	1.3	1.8	0.8

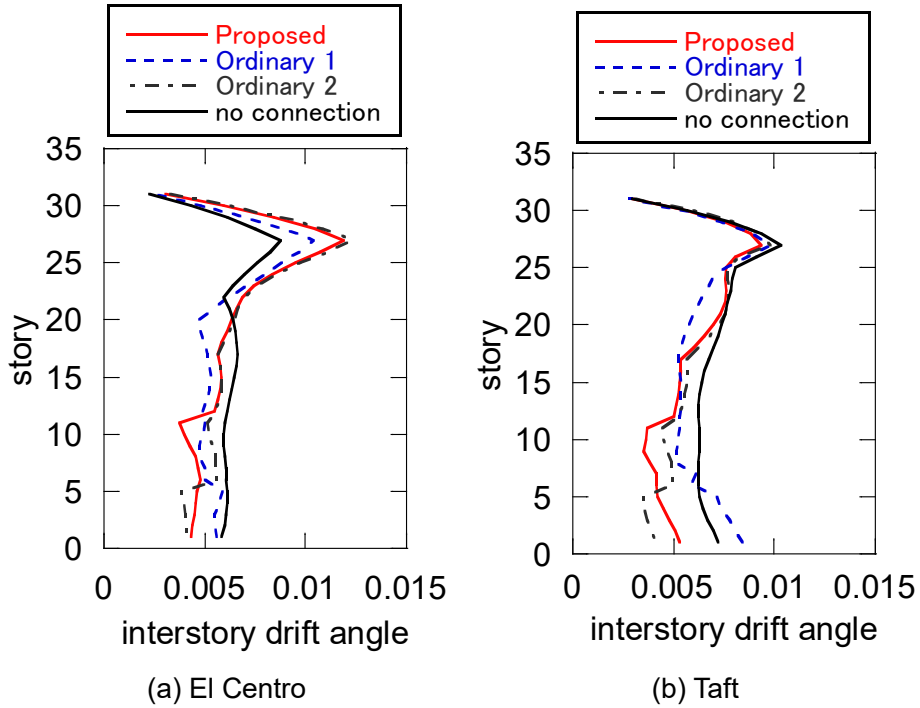


図 4-14 最大層間変形角 (ケース c)

表 4-19 無次元化入力エネルギーの面積 (主構造)

Method	Proposed	Ordinary 1	Ordinary 2	No connection
case a	4.31	5.11	4.77	30.59
case b	6.80	10.57	7.68	
case c	12.50	19.19	12.89	

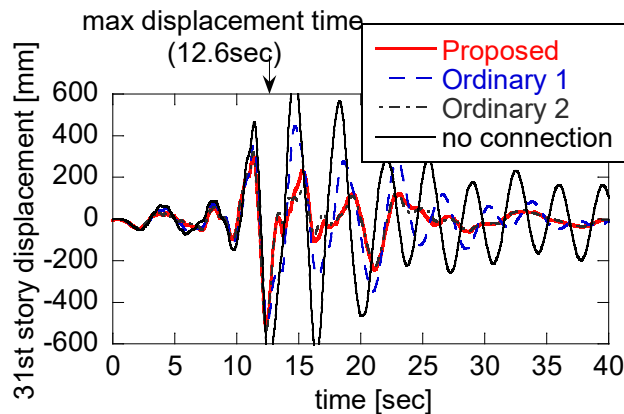


図 4-15 主構造 31 層の変位応答波形 (ケース b, 告示波神戸位相)

4.6 主構造の非線形性を考慮した場合の応答低減効果

4.4 節では、主構造の剛性を線形として時刻歴応答解析を実施した。一般的に、鉄筋コンクリート造建物は変形に伴いひび割れ・降伏による剛性低下が生じるため、線形システムで定めた最適ダンパー量が非線形システムで適用できるか確認する必要がある。

本節では、主構造の剛性を非線形とした建物モデルに対し、4.4 節で得られた各手法による最適連結ダンパーを適用した際の応答性状について確認する。主構造の剛性は鉄筋コンクリート造を想定し、図 4-16 で示すトリリニア復元力特性を 1~26 層に設定した。ただし、図中の K_E は各層の弾性剛性を示す。また、除荷時の剛性は弾性剛性 K_E としている。なお、主構造の上 5 層および副構造の剛性は線形とした。

図 4-17 に、各ケースのそれぞれの手法で設定した最適連結ダンパー諸元のモデルにおいて、最大層間変形角が最大となる地震動に対する最大層間変形角を示す。突出部を有するケース b やケース c において、提案手法や従来手法②では、地震動によっては特定層に層間変形が集中し、非連結時に比べ応答が大きくなることもある。一方、従来手法①は線形解析における最大層間変形角を最小化する手法のため、特定層に層間変形が集中することが少ないと考えられる。一方、突出部が無いケース a では、提案手法や従来手法②においても応答低減効果が確認された。

次に、突出部があるケース b やケース c において、特定層に変形が集中することを防止するため、提案手法の最適化問題(4-3)式に対し、以下のような層間変形角の制約条件を追加する。

$$R_{\max} = \max(R_{1 \max}, R_{2 \max}, \dots, R_{6 \max}) \leq R_{\text{const}} \quad (4-7)$$

ただし、 $R_{1 \max} \sim R_{6 \max}$ は従来手法①で用いた入力地震動 1~6 に対する最大層間変形角を示す。また、上限値 R_{const} は、ここでは従来手法①で設計した場合の最大層間変形角 R_{\max} の 1.1 倍とし、ケース b は $R_{\text{const}} = 0.0088$ 、ケース c は $R_{\text{const}} = 0.0113$ と設定した。

表 4-20、表 4-21 に、ケース b、ケース c における層間変形角の制約条件を加えた提案手

法の最適連結ダンパー諸元を示す。なお、このときの無次元化入力エネルギーの面積は、ケース b では 7.33，ケース c では 12.94 となり，制約条件が無い場合に比べそれぞれ 7%，4% 増加した。

図 4-18 に，ケース b，ケース c のそれぞれの手法で設定した最適連結ダンパー諸元のモデルにおいて，最大層間変形角が最大となる地震動に対する最大層間変形角を示す。制約条件を加えた提案手法の応答は制約条件のない提案手法に比べ，特定層の変形の集中を防ぐことができ，突出部の応答は非連結と同程度となる。一方，非突出部の層間変形角の低減に関して，制約条件を加えた提案手法は有効である。また，ケース c では従来手法①に比べ最大層間変形角が小さい結果となった。

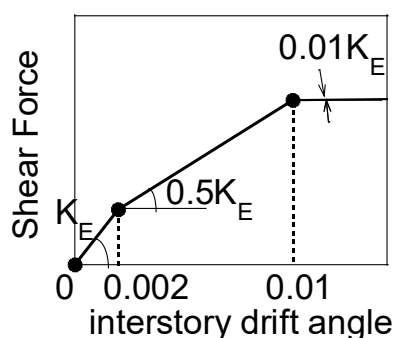


図 4-16 RC 復元力特性

表 4-20 最適連結ダンパー量 (ケース b)

Method	$21h_c$	$16h_c$	$11h_c$	$6h_c$	$21\mu_z$	$16\mu_z$	$11\mu_z$	$6\mu_z$
Proposed with constraint	0.000	0.101	0.040	0.001	0.156	0.060	0.026	0.041

表 4-21 最適連結ダンパー量 (ケース c)

Method	$11h_c$	$9h_c$	$7h_c$	$5h_c$	$11\mu_z$	$9\mu_z$	$7\mu_z$	$5\mu_z$
Proposed with constraint	0.006	0.015	0.101	0.002	0.093	0.245	0.021	0.026

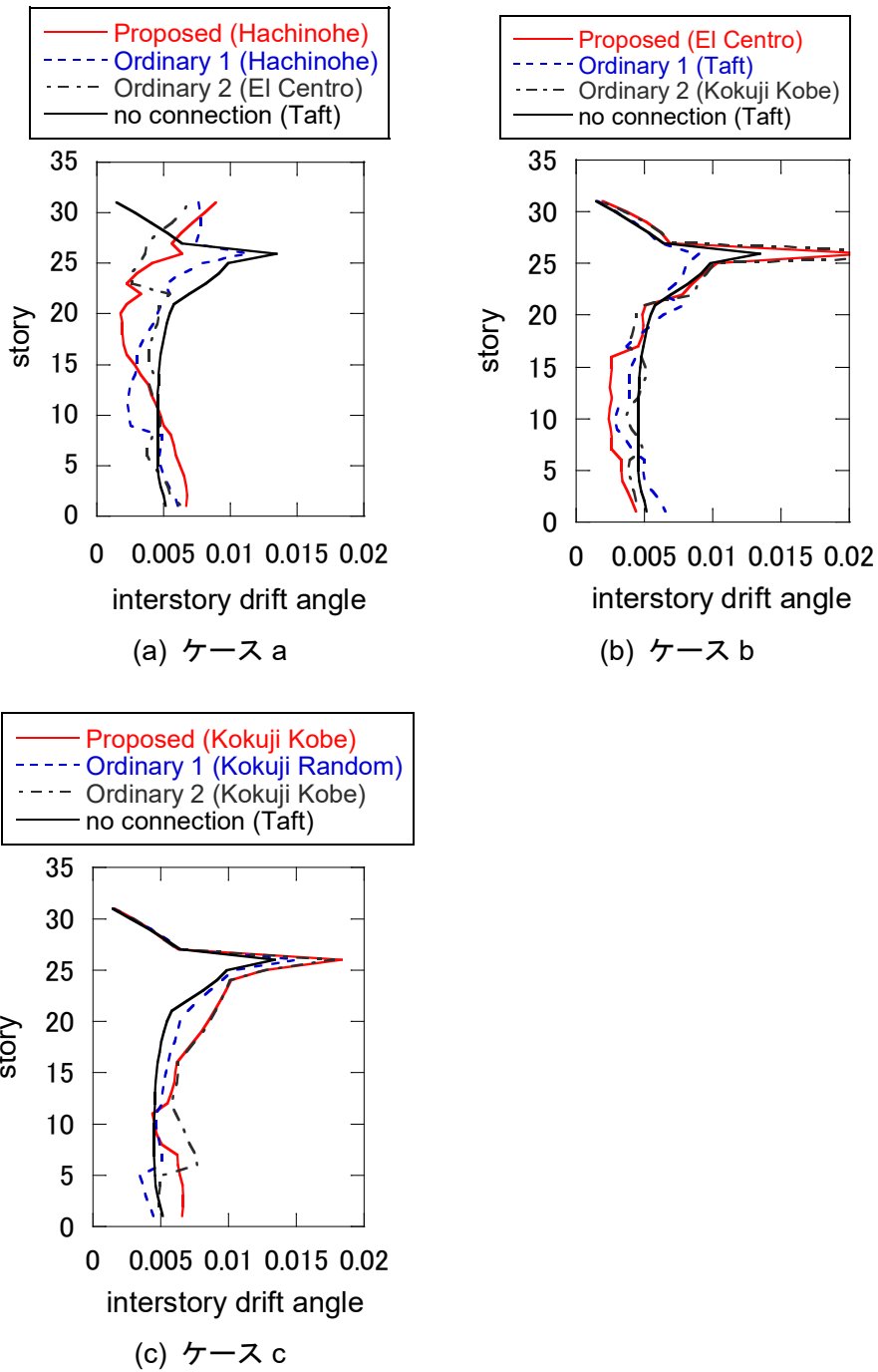


図 4-17 最大層間変形角の層平均値が最大となる地震動入力時の最大層間変形角

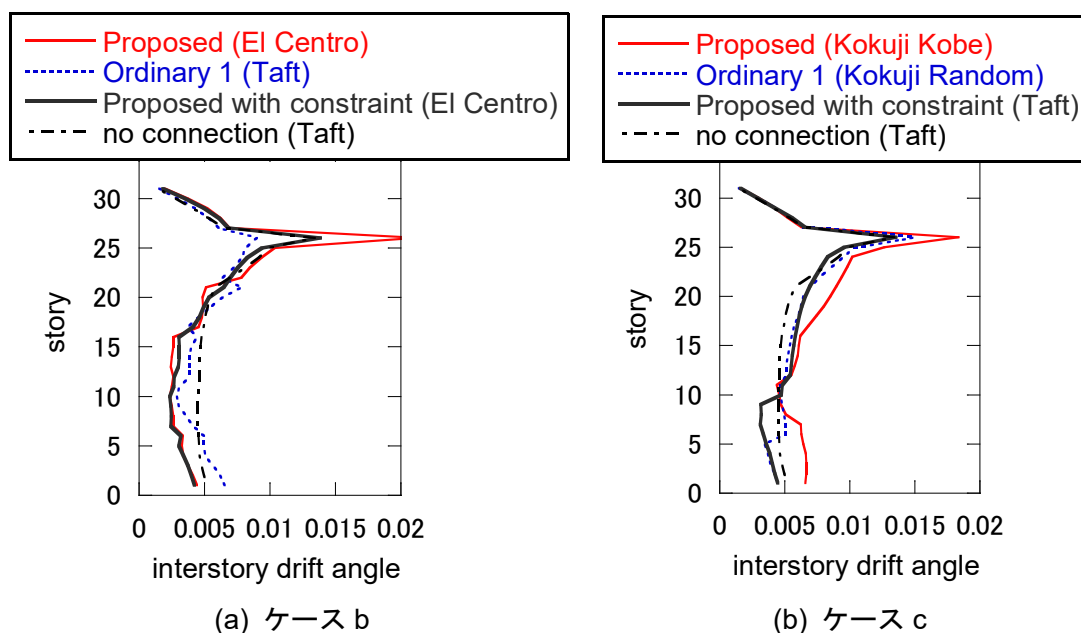


図 4-18 最大層間変形角の層平均値が最大となる地震動入力時の最大層間変形角

4.7 結論

断層近傍地震動を模擬したダブルインパルスによる入力エネルギーに着目し、インパルス間隔 t_0 に対するその面積を最小化する設計手法を提案した。入力エネルギーの t_0 に対する面積を指標とすることで、幅広い周期帯の地震動に対する入力エネルギーの低減が期待できる。居住棟（主構造）とタワーパーキング棟（副構造）をIMDとオイルダンパーの並列配置で連結した超高層集合住宅を対象とし、主構造を設計対象としたときの複数の地震動に対する最大応答を最小化する手法（従来手法 1）、層間変形伝達関数の最大値の和を最小化する手法（従来手法 2）および提案手法の 3 種類の手法で最適連結ダンパー諸元を求め、それらを配置した建物の地震応答性状を比較した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 副構造の層数によらず、提案手法は幅広い種類の地震動に対する最大層間変形角や最大加速度の層毎の平均値を低減させることに効果的である。
- 2) 従来手法 1 は複数の地震動を使用しているが、最適化の過程において応答が最大となる地震動は限定的となることがあり、結果的に特定の地震動の応答低減に特化した連結ダンパー諸元を求める可能性がある。
- 3) 従来手法 2 では、告示波関東位相を除き、他の手法に比べ効果的な連結ダンパー諸元が得られなかった。共振時の応答倍率を指標としているため、パルス性地震動や高次モー

ドの影響が強い地震動に対して効果的な連結ダンパー諸元が必ずしも求められない。

- 4) 連結層が高層であるほど，連結ダンパーにより t_0 に対する入力エネルギーの面積を低減できる。連結層が下層の場合，非連結時に比べ入力エネルギーの面積は低減できるが，最大応答の低減効果は限定的である。
- 5) t_0 に対する無次元化入力エネルギーの面積が小さくなるように設計すると，最大応答以後の後揺れ応答の低減に効果的である。
- 6) 提案手法は特定層の応答に着目する手法ではないため，建物剛性に非線形性を考慮した場合，地震動によっては特定層に層間変形が集中する恐れがある。突出部を有する建物ケースにおいて，提案手法による最適化の際に，地震応答解析を併用して最大層間変位応答に関する制約条件を加えることにより，層間変形の集中に対して一定の効果が得られることを確認した。

本章では副構造の応答について着目していないが，2.5 節で確認した通り IMD 連結により副構造の応答が増加するおそれがある。副構造は連層耐震壁のタワーパーキング棟を想定しており，壁厚の増加などによる耐力の確保が必要である。

5章 信頼性設計に基づくクリギングを用いた確率的ロバスト評価手法

5.1 序

4章では入力地震動の種類のみをばらつきに対しロバストな連結IMDの設計手法を提案した。本章および6章では、建物物性のばらつきに着目したロバスト最適設計手法を展開する。本章では、IMDを用いた連結制振構造に対し建物物性のばらつきに着目したロバスト最適設計を実施するために、IMDを用いた連結制振構造に対して適用可能な、クリギングを用いた新しいロバスト性の定量的評価手法を提案する。

近年、建築物の最適設計に関する研究が数多く報告されており（例えば山川ら2004, 竹脇2001, Adachi et al. 2013, 西原・田守2015）、外乱や構造物特性の不確定性を考慮したロバスト設計やロバスト最適設計に関する研究も報告されている（Ben-Haim and Elishakoff 1990, Alefeld and Mayer 2000, 竹脇2001, Ben-Haim 2001, 竹脇2004, Takewaki and Ben-Haim 2005, 藤田・竹脇2011, Kanno and Takewaki 2016, 山川・大崎2016, 藤田・安田2016, 安田ら2017, Makita et al. 2019）。これらの不確定性は、確率的に取り扱う方法（probabilistic approach）と非確率的に取り扱う方法（possibilistic approach）に大別される。

非確率的な不確定性を取り扱う理論は、ばらつき変数の変動幅を指定し、区間解析（Alefeld and Mayer 2000）、凸最適化（Ben-Haim and Elishakoff 1990）あるいは多項式近似（藤田・竹脇2011）により最悪応答値を評価する手法や、ばらつき変数の変動幅を議論しない最悪ケース解析手法（竹脇2001, 竹脇2004）が提案されている。また、ロバスト性の定量的評価手法として、区間内の最悪応答値がクリアリティと一致するときの変動幅をロバスト性指標とする Info-gap ロバストネス解析（Ben-Haim 2001, Takewaki and Ben-Haim 2005, 藤田・竹脇2011, Kanno and Takewaki 2016）が提案されている。これらの理論を用いたロバスト最適設計に関する研究として、藤田・竹脇（2011）は時刻歴応答解析による最大応答値を Taylor 展開により高精度に予測する手法を用いて、構造物の物性ばらつきを考慮したロバスト最適化手法を提案した。Kanno and Takewaki（2016）は、2つのインパルス入力を用いて弾塑性建物の共振時最悪応答値を表現する手法を利用し、1質点モデルの固有周期や降伏変位等のばらつきを考慮したロバスト性評価手法を提案した。山川・大崎（2016）は、順序統計量に基づき最悪応答値を予測する手法を用いて、地震動の周期特性および構造物の物性ばらつきを考慮したロバスト最適化手法を提案した。これらの手法は、設定したばらつき条件において目標性能を100%満足する設計解を得るものであるが、場合によっては過剰設計につながる可能性があることが指摘されている。

一方、不確定性を確率的に取り扱うものとしては、信頼性理論に基づく研究（岡田1995, 小野ら1995, 趙ら1997, 趙・小野1999, 廣畑ら2001, Echard et al. 2011, 小谷ら2016, 北原ら2020, 日紫喜ら2020）が数多く展開されている。一般的に、応力解析や応答解析に基づく建物の性能評価は計算負荷が大きく、不確定性を有する建物の性能が目標性能を満足する確

率を直接求めることは容易ではない。そこで、一次信頼性評価法(FORM)や確率モーメントを用いてそれらを発展させた手法による近似法が提案されている(小野ら 1995, 趙・小野 1999)が、限界状態関数を線形近似あるいは曲面近似するため、性能関数が強非線形性を有する場合には精度に課題があると指摘されている。また、性能関数を応答曲面(Response Surface Method : RSM)で近似し、RSM を用いたモンテカルロシミュレーション(MCS)により確率を直接求める手法も提案されており、多項式で近似する例(趙ら 1997, 廣畑ら 2001, 小谷ら 2016) やクリギングで近似する例が報告されている(Echard et al. 2011, 北原ら 2020)。一方、ロバスト性最適化事例と比べ、信頼性に基づく最適設計(Reliability-Based Design Optimization : RBDO)の報告例(岡田 1995, 日紫喜ら 2020)は少なく、目標性能を満足する確率を直接求めた RBDO 例はほとんどない。RBDO により、設定したばらつき条件内の目標性能を満足する確率(Criteria Satisfaction Rate : CSR)を明示し、CSR と許容ばらつき量や、CSR とコスト指標のトレードオフ関係を得ることができる。この情報は、建物の被災リスクや供用期間の情報と併せて、ライフサイクルコストの最適設計に有用である。

IMD を用いた連結制振建物の特徴として、2 章で IMD 連結により建物の固有周期や有効質量が変化することを明らかにした。従って、地震時応答を性能関数とした場合、性能関数の非線形性が強いおそれがある。そこで、本章で提案するロバスト性の定量的評価手法は応答曲面の高精度高効率近似手法の導入により、目標性能を満足する確率を直接算出する、表 1-1 に示すレベル 3 信頼性設計手法を用いるものとする。

提案手法の妥当性は、複数のベンチマーク関数を利用して MCS や既往手法と比較することで確認する。なお、本論文において、設計変数のばらつきに対して建物の応答が設計クライテリアを満足する能力(確率)をロバスト性と定義する。

Ben-Haim の提唱した Info-gap ロバストネス関数(Ben-Haim 2011)と RBDO における CSR 関数の関係を図 5-1 に示す。ここで、図 5-1 の左の図の横軸は性能クライテリア p を表し、グラフの右側ほど性能クライテリアが緩和されていることを示す。また、図 5-1 の左の図の縦軸はモデルが性能クライテリアを満足する最大許容変動幅であり、値が大きいほどロバスト性が高い。Info-gap ロバストネス関数は、最悪応答値と性能クライテリアが一致するときの最大許容変動量を示すため CSR100%に相当し、RBDO の概念を導入することで、Info-gap ロバストネス関数を拡張することができる。性能要求 p' に対する CSR100%の最大許容変動量を $\hat{\alpha}_{100}$ と表す。一方、CSR95%を許容した場合、同じ性能要求を満たす最大許容変動量 $\hat{\alpha}_{95}$ は常に $\hat{\alpha}_{95} > \hat{\alpha}_{100}$ の関係を満たす。言い換えると、不確定性を有する建物の性能が目標性能を一部満足しないことを許容することで、最大許容変動量は増大する。ただし、 $\hat{\alpha} = 0$ はばらつきを考慮しないことを意味するため、CSR を定義することはできない。

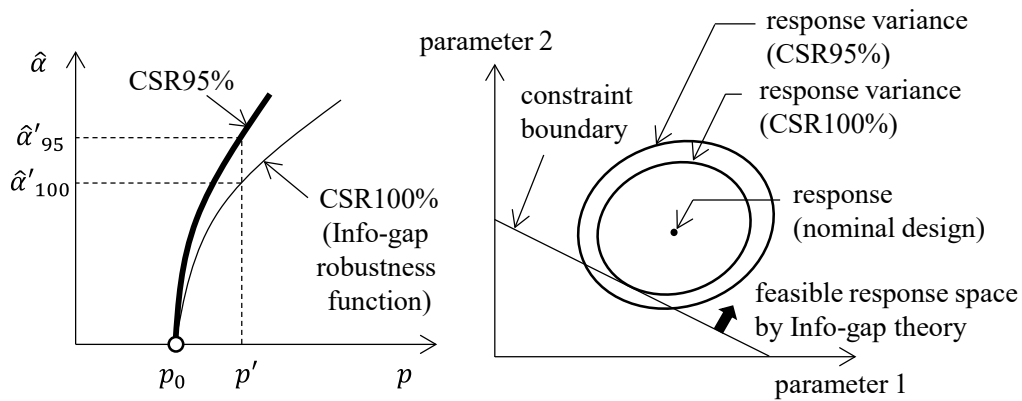


図 5-1 Info-gap ロバストネス関数と RBDO の関係

5.2 クリギングの概要

クリギングとは、対象データ間に空間相関性を仮定し、サンプル点からの距離に応じて確率的に値の予測を行う応答曲面法である（阪田 2021）。サンプル点以外の応答値を予測するとき、図 5-2 のように応答推定値の平均値 $z^*(x)$ と標準偏差 $\sigma^*(x)$ のデータが得られる。得られたデータは「空間的に近いサンプル点の応答値の影響が大きい」、「サンプル点から遠い応答推定値は不確実性が大きい」という特徴を有する。

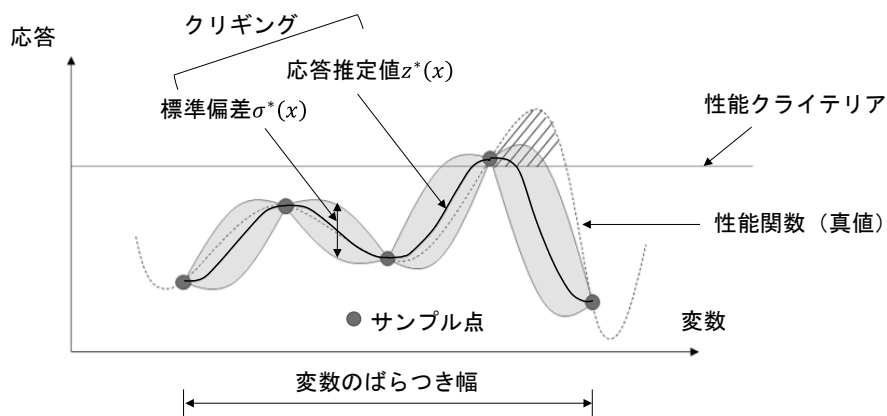


図 5-2 クリギングの概要

空間相関性はクリギングにおいてバリオグラムと称する。サンプル点の解析結果の差 γ およびサンプル取得位置間の距離 h の関係から、経験バリオグラムを作成し、経験バリオグラムの分布に基づいて理論バリオグラム $\gamma(h)$ をモデル化する。理論バリオグラムには球関数モデルやガウスモデル等が提案されており、データの分布性状に応じて選択したうえで、図 5-3 のように最小 2 乗法等で経験バリオグラムにフィッティングさせる。

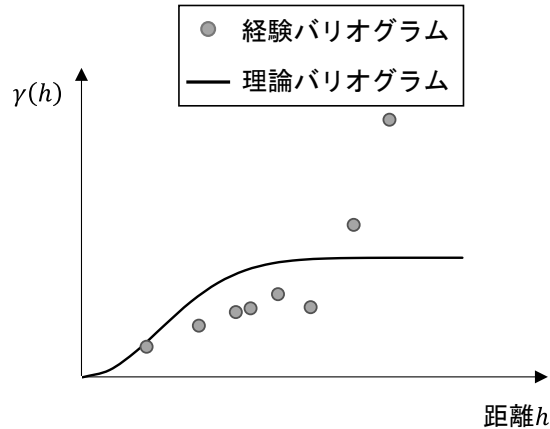


図 5-3 経験バリオグラムと理論バリオグラム

推定点の応答推定値の平均値 z^* は、 n 個のサンプル点 $k(k = 1, 2, \dots, n)$ のデータ z_k の線形和として、以下の式で表される (阪田 2021)。

$$z^* = \sum_{k=1}^n \omega_k z_k \quad (5-1)$$

ただし、 ω_k はクリギング係数と呼ばれ、サンプル点間およびサンプル点と推定点間の距離に対するバリオグラムの値とラグランジュ未定乗数 μ を係数とする、以下の $n + 1$ 次元連立一次方程式を解くことで求められる。この方程式はクリギング方程式と呼ばれる。

$$\begin{bmatrix} \gamma(h_{1,1}) & \cdots & \gamma(h_{n,1}) & 1 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \gamma(h_{1,n}) & \cdots & \gamma(h_{n,n}) & 1 \\ 1 & \cdots & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \vdots \\ \omega_n \\ \mu \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \gamma(h_{0,1}) \\ \vdots \\ \gamma(h_{0,n}) \\ 1 \end{bmatrix} \quad (5-2)$$

ただし、 $\gamma(h_{i,j})$ は i 番目のサンプル点と j 番目のサンプル点間の距離に対するバリオグラムの値を示し、 $\gamma(h_{0,j})$ は推定点と j 番目のサンプル点間の距離に対するバリオグラムの値を示す。

推定点の応答推定値の推定誤差分散 σ^{*2} は、次の式で求められる。

$$\sigma^{*2} = \sum_{k=1}^n \omega_k \gamma(h_{0,k}) + \mu \quad (5-3)$$

このように、(5-2)式の左辺の行列 (共分散行列) の逆行列を一度計算することで、推定点とサンプル点間の距離に基づき推定点の応答推定値の平均値 z^* および推定誤差分散 σ^{*2} を算出することができる。

5.3 提案 RBDO (Reliability-Based Design Optimization) 手順

提案 RBDO の手順を図 5-4 および以下に示す。ここでは、設計パラメータ \mathbf{x} のノミナル値 $\tilde{\mathbf{x}}$ が設計変数であるものとし、ここでの RBDO は CSR と Info-gap ロバストネス関数の同時最適化、あるいは CSR とコスト指標の同時最適化を想定する。

手順(1) 設計パラメータ \mathbf{x} のノミナル値 $\tilde{\mathbf{x}}$ およびばらつき幅 $\boldsymbol{\alpha}$ を指定する。ここで、 $\tilde{\mathbf{x}} = \tilde{x}_1, \tilde{x}_2, \dots, \tilde{x}_n$, $\boldsymbol{\alpha} = \alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ としたとき、設計区間 $\mathbf{x}(\tilde{\mathbf{x}}, \boldsymbol{\alpha})$ は次式で表される。

$$\mathbf{x}(\tilde{\mathbf{x}}, \boldsymbol{\alpha}) = \{x_i | [\tilde{x}_i - \alpha_i \Delta x_i, \tilde{x}_i + \alpha_i \Delta x_i], i = 1, 2, \dots, n\} \quad (5-4)$$

ただし、 Δx_i は設計パラメータ x_i のばらつき変動基準、 i は設計パラメータ番号、 n は不確定設計パラメータ数を示す。

手順(2) 設計区間 $\mathbf{x}(\tilde{\mathbf{x}}, \boldsymbol{\alpha})$ に対して目標性能を満足する確率 CSR を逐次更新クリギング (Adaptive Kriging : AK)およびモンテカルロシミュレーション(MCS)により算出する。この手法は AK-MCS と呼ばれる (Echard et al 2011)。

手順(3) 指定した $\tilde{\mathbf{x}}$ および $\boldsymbol{\alpha}$ より、コスト、CSR、 $\boldsymbol{\alpha}$ の関係を得る。

手順(4) 手順(1)で指定したノミナル値 $\tilde{\mathbf{x}}$ およびばらつき幅 $\boldsymbol{\alpha}$ と異なるノミナル値 $\tilde{\mathbf{x}}$ およびばらつき幅 $\boldsymbol{\alpha}$ を指定し、 $\tilde{\mathbf{x}}$ や $\boldsymbol{\alpha}$ に対して手順(1)~手順(3)を繰り返す。

手順(5) CSR と $\boldsymbol{\alpha}$ や CSR とコストのパレート解集合を得る。

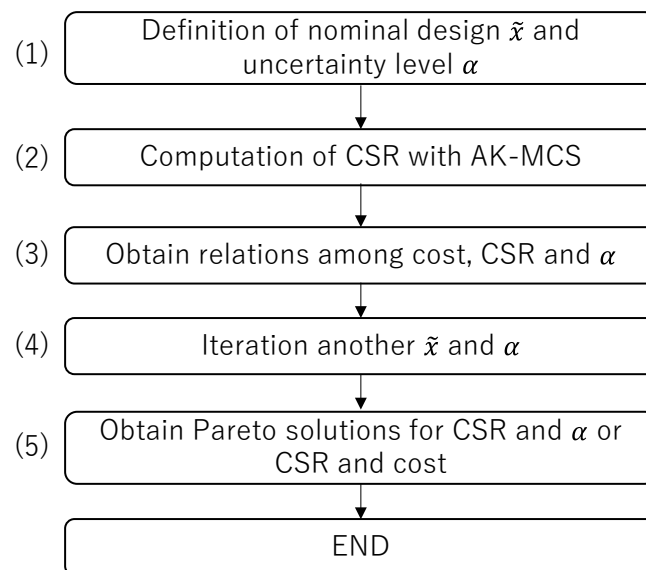


図 5-4 RBDO 手順

上記のように、RBDO では計算負荷の大きい CSR 計算を多数回実施する必要があるため、1 回の CSR 計算における解析実施回数をできる限り少なくすることが望ましい。本論文では、CSR 計算における計算時間の短縮のため、性能関数を応答曲面法(RSM)により近似し、得られた応答曲面を利用してモンテカルロ法による数値計算で CSR を算出する。ここで、CSR を高精度に算出する際に最も重要なクライテリア境界面の効率的探索のため、応答曲面は確率論に基づく空間内挿法であるクリギングを用いる。クリギングは、サンプル位置からの距離を元に既存サンプル位置の応答結果を用いた線形結合で表現する。このとき、推定点の推定応答値の平均値および推定誤差分散（推定値の不確かさ）を計算できる。さらに、計算を効率化するため、初期サンプル数を減らし、クライテリア境界面付近であると推定される領域（後述の式(5-6)を満たす領域）内において、既往のサンプル取得点からの距離が最も大きくなる点に追加サンプルを取得する逐次更新クリギングを用いる。この選択方法は、Echard et al (2011) や北原ら (2020) が提案した方法では考慮されていない新しい方法である。

提案 RBDO の手順(2)の詳細を図 5-5 および以下に示す。

手順(2-1) k 個の初期サンプルの解析を行う。初期サンプルはばらつき区間内で等間隔に設定し、得られた応答値（真値）を z_j とおく。ただし、 j は解析ケース番号を示し、 $j = 1, 2, \dots, k$ とする。

手順(2-2) サンプルの解析結果およびサンプル取得位置間の距離 h の関係から、バリオグラム $\gamma(h)$ を設定する。

なお、バリオグラムとはデータ間の空間相関性に相当し、既往の例と同様に、以下の式で表されるガウスモデルを用いる。また、各係数は経験バリオグラムと理論バリオグラムの誤差 2 乗和 RSS を最小とする最小 2 乗法を用いて設定する。

$$\gamma(h) = b + (c - b) \left[1 - \exp \left\{ - \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right\} \right] \quad (5-5)$$

ここで、 a, b, c はそれぞれレンジ、ナゲット、シルと呼ばれる。本論文では、ナゲット（距離ゼロにおける非類似度の変動）は 0 とする。

手順(2-3) バリオグラムを用いてばらつき区間内の推定応答の平均値 $z^*(\mathbf{x})$ および推定誤差分散 $\sigma^{*2}(\mathbf{x})$ を通常クリギングで計算する。以降、*を推定値として真値と区別して表す。

ここで、推定点を \mathbf{x}_0 としたとき、 $z^*(\mathbf{x}_0)$ および $\sigma^{*2}(\mathbf{x}_0)$ はそれぞれ以下の式で表される。

$$z^*(\mathbf{x}_0) = \sum_{j=1}^k \omega_j z_j \quad (5-6a)$$

$$\sigma^{*2}(\mathbf{x}_0) = \sum_{j=1}^k \omega_j \gamma(\mathbf{h}_{0,j}) + \mu \quad (5-6b)$$

ただし、 $\boldsymbol{\omega} = \{\omega_j | j = 1, 2, \dots, k\}$ はクリギング係数、 $\gamma(\mathbf{h}_{0,j})$ は推定点と既存サンプル位置の距離に応じたバリオグラム、 \mathbf{z}_j は初期サンプル点 (j 点) における応答である。また、クリギング係数 $\boldsymbol{\omega}$ およびラグランジュ未定乗数 μ は、以下のクリギング方程式から計算できる。

$$\begin{pmatrix} \omega_1 \\ \vdots \\ \omega_k \\ \mu \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \gamma(h_{1,1}) & \cdots & \gamma(h_{k,1}) & 1 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \gamma(h_{1,k}) & \cdots & \gamma(h_{k,k}) & 1 \\ 1 & \cdots & 1 & 0 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} \gamma(h_{0,1}) \\ \vdots \\ \gamma(h_{0,k}) \\ 1 \end{pmatrix} \quad (5-7)$$

クリギングは内挿法であるため、サンプル位置での推定応答値 $\mathbf{z}^*(\mathbf{x}_j)$ は応答値 (真値) $\mathbf{z}(\mathbf{x}_j)$ と一致し、既存サンプル位置からの距離が遠いほど推定誤差分散 $\sigma^{*2}(\mathbf{x})$ は大きくなるという特徴がある。

手順(2-4) クリギングの応答推定値の不確実性を考慮するため、応答推定値の平均値に対し安全側に $+2\sigma^*(\mathbf{x})$ を考慮する。応答曲面 $\mathbf{z}^*(\mathbf{x})$ および $\mathbf{z}^*(\mathbf{x}) + 2\sigma^*(\mathbf{x})$ に対し、 \mathbf{x} の確率密度関数 $f_X(\mathbf{x})$ を用いてクライテリアを満足する確率 $P(\mathbf{z}^*(\mathbf{X}) \leq C)$ 、 $P(\mathbf{z}^*(\mathbf{X}) + 2\sigma^*(\mathbf{X}) \leq C)$ を(5-8)式に示す。なお、(5-8)式は $n = 2$ のときを例示する。また、(5-8)式の多重積分はモンテカルロ法による数値計算により評価する。

$$P(\mathbf{z}^*(\mathbf{X}) \leq C) = \iint_{\mathbf{z}^*(\mathbf{x}) \leq C} f_X(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (5-8a)$$

$$P(\mathbf{z}^*(\mathbf{X}) + 2\sigma^*(\mathbf{X}) \leq C) = \iint_{\mathbf{z}^*(\mathbf{x}) + 2\sigma^*(\mathbf{x}) \leq C} f_X(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (5-8b)$$

ここで、 C はクライテリアの値を示す。

手順(2-5) $P(\mathbf{z}^*(\mathbf{X}) \leq C)$ と $P(\mathbf{z}^*(\mathbf{X}) + 2\sigma^*(\mathbf{X}) \leq C)$ の差の比率が 1%未満となった場合、 $CSR = P(\mathbf{z}^*(\mathbf{X}) + 2\sigma^*(\mathbf{X}) \leq C)$ とする。1%以上となった場合は、クライテリア境界の精度向上のため新たにサンプル取得を取得する。

手順(2-6) 本手法では、クリギングの応答曲面上において、応答推定値の $\pm 2\sigma^*$ 以内にクライテリア C を含む領域を「クライテリア境界面付近にあると推定される領域」とする。上記の領域は(5-9)式で表現できる。これらの領域の中から、既往サンプル点からの最小距離 $h_{min} = \min(h_1, h_2, \dots, h_k)$ が最大となる点を新しいサンプル点として解析を行う。

$$\frac{|\mathbf{z}^*(\mathbf{x}) - C|}{\sigma^*(\mathbf{x})} < 2 \quad (5-9)$$

$k + 1$ 個のサンプル位置に対し手順(2-2)以降を行い、手順(2-5)の不等式を満足するまで繰り返す。なお、上記の候補となる点が複数個存在する場合、(5-9)式の左辺の値が最も小さい点を新しいサンプル点とする。

手順(2-5)の判定は、クリギング推定値が正規分布に従うものと仮定したとき、信頼区間約95%でCSRの値の誤差が1%以内となることを表している。

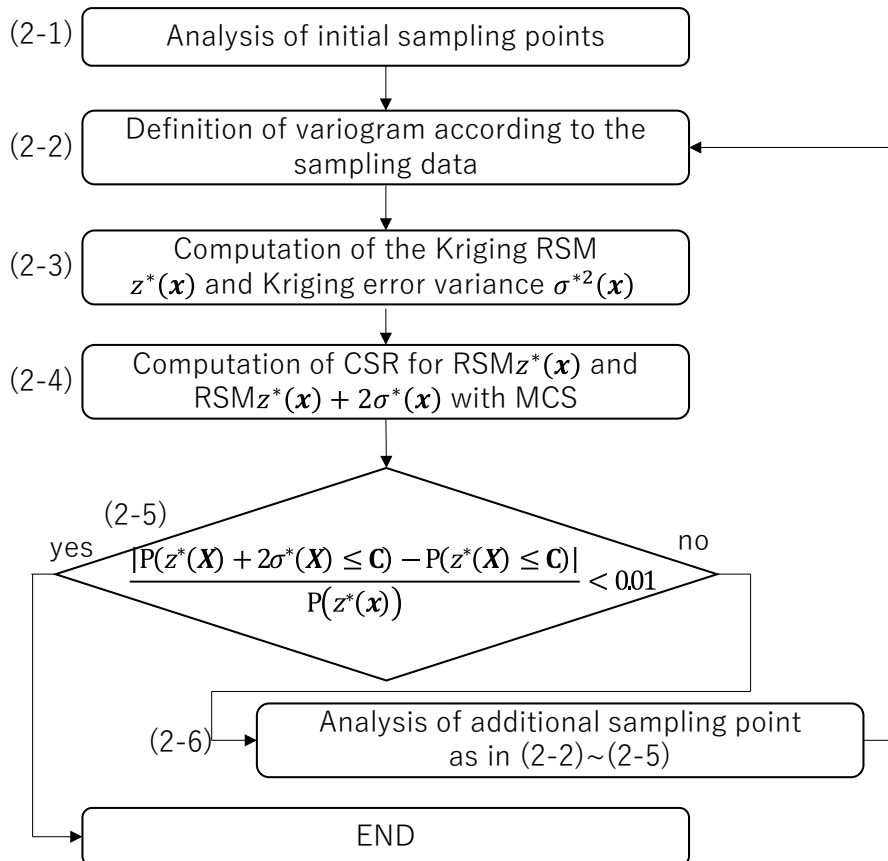


図 5-5 逐次更新クリギングの手順

5.4 提案 RBDO の検証

2 種類のベンチマーク関数を用いて、提案手法による RBDO の妥当性の検証を行う。提案 RBDO はクライテリア境界の推定が重要であるため、ここでは、2 変数のばらつきを考慮した建築物の応答曲面とクライテリアとの境界線として凸形、非凸形の 2 パターンを考慮し、ベンチマーク関数を選択した。

①関数 A (Rosenbrock)

2 変数の Rosenbrock 関数の真値を(5-10a)式で表す。ノミナル値 $\mathbf{x} = \{\tilde{x}_1, \tilde{x}_2\}$ を設計変数とし、 \tilde{x}_1, \tilde{x}_2 がそれぞれノミナル値から α_1, α_2 だけばらつくときのクライテリアを満足する確

率を考える。なお、例題ではいずれのばらつきも一様分布と仮定する。また、クライテリアは $C = 500$ と設定した。設計区間 $\mathbf{x}(\tilde{\mathbf{x}}, \boldsymbol{\alpha})$ は(5-10b)式で表される。

$$z(\mathbf{x}) = 100(x_2 - x_1^2)^2 + (x_1 - 1)^2 \quad (5-10a)$$

$$\mathbf{x}(\boldsymbol{\alpha}) = \{x_i | [\tilde{x}_i - \alpha_i, \tilde{x}_i + \alpha_i], i = 1, 2\} \quad (5-10b)$$

図 5-6 に、ノミナル値を $\tilde{x}_1 = \tilde{x}_2 = 0$ 、ばらつきを $\alpha_1 = \alpha_2 = 2$ としたときの応答曲面(真値)、クライテリア境界および $z(\mathbf{x}) \leq C$ の領域を示す。このとき、MCS(解析回数 15000 回)によるクライテリアを満足する確率 CSR の正解値は 0.708 である。

提案手法は、初期サンプルを 25 点(5×5 グリッド)とし、5.3 節で示した手順で CSR を算出する。

図 5-7 に、クライテリア境界の収束状況を示す。黒点が MCS で求めたクライテリア境界の正解値であり、青点がクリギングで求めた応答曲面において式(5-9)を満たす点群である。青点群の幅が小さいほどクライテリア境界付近の推定誤差が小さいことを表す。提案手法は青点群の中で、白抜き点で示した既存のサンプル点からの距離が最も遠い赤点を追加サンプル点とする。追加サンプル点を含めて新たに作成した応答曲面では、追加サンプル点付近の青点群の幅が小さくなっており、クライテリア境界をより正確に求められている。このような操作を繰り返し実施し、手順 2-5 の判定式が成立したときの収束状況を図 5-7(f)に示す。提案手法の CSR 計算値は 0.707 であり、MCS による正解値との誤差は 1%以内である。

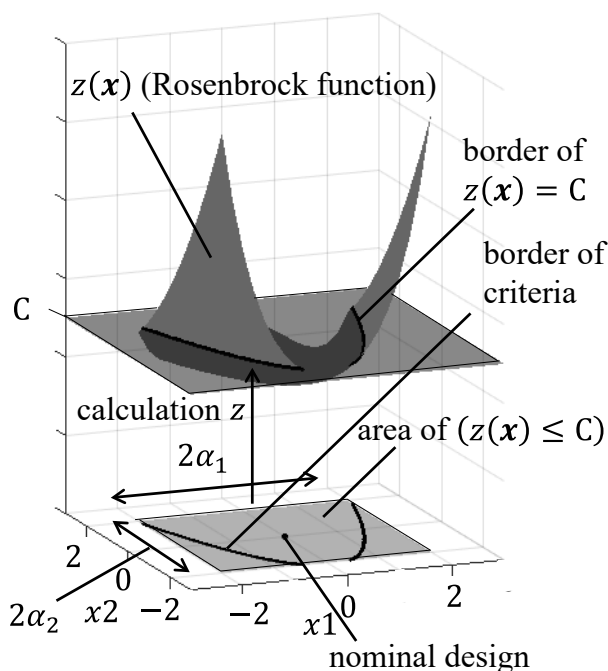
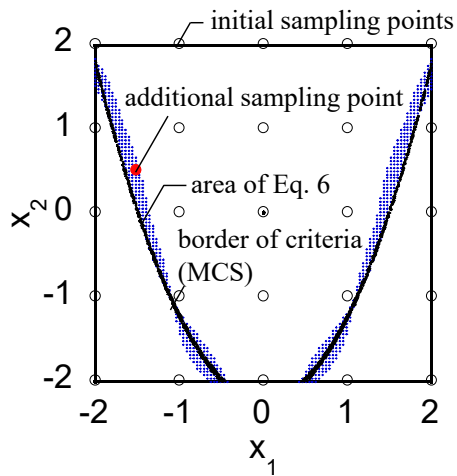
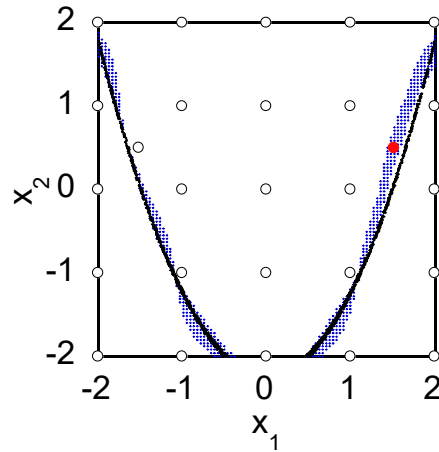


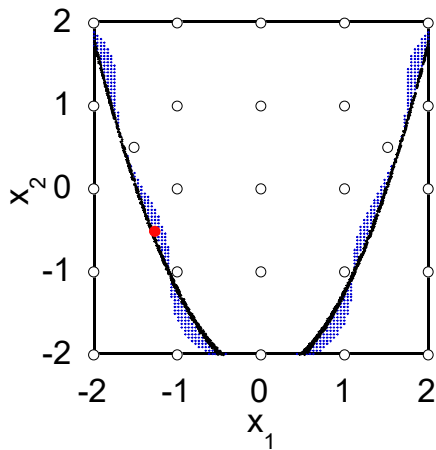
図 5-6 Rosenbrock 関数



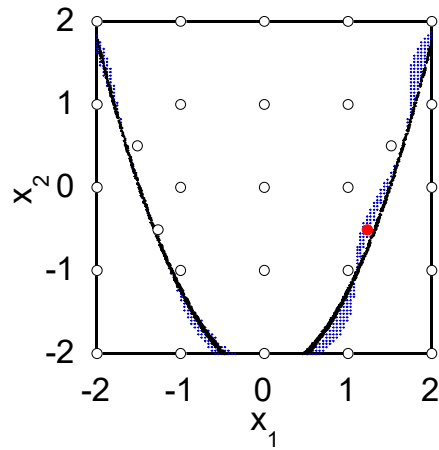
(a) 初期サンプリング



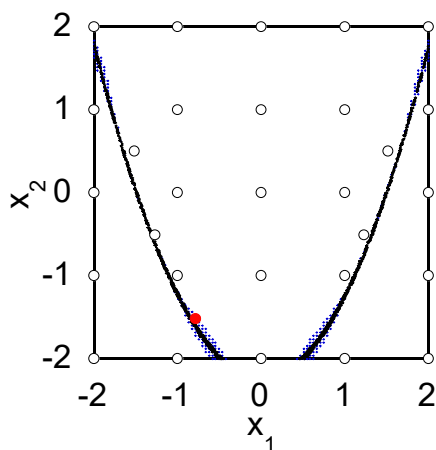
(b) イテレーション No. 1



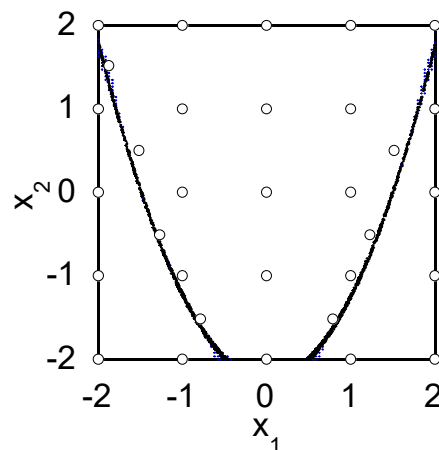
(c) イテレーション No. 2



(d) イテレーション No. 3



(e) イテレーション No. 4



(f) イテレーション No. 7 (収束)

図 5-7 クライテリア境界の収束状況 (Rosenbrock 関数)

②Threehump-camel 関数

2 変数の Threehump-camel 関数の真値を(5-11)式で表す。ノミナル値の範囲およびばらつき量は Rosenbrock 関数の場合と同様とし、クライテリアは $C = 2$ と設定した。

$$z(\mathbf{x}) = 2x_1^2 - 1.05x_1^4 + \frac{x_1^6}{6} + x_1x_2 + x_2^2 \quad (5-11)$$

図 5-8 に、ノミナル値を $\hat{x}_1 = \hat{x}_2 = 0$, ばらつきを $\alpha_1 = \alpha_2 = 2$ としたときの応答曲面(真値), クライテリア境界および $z(\mathbf{x}) \leq C$ の領域を示す。このとき, MCS (解析回数 15000 回) によるクライテリアを満足する確率 CSR の正解値は 0.600 である。

提案手法は, 初期サンプルを 25 点(5×5 グリッド)とし, 5.3 節で示した手順で CSR を算出する。

図 5-9 に, クライテリア境界の収束状況を示す。Rosenbrock 関数の場合と同様, サンプル点を追加するごとに追加サンプル点付近の青点群の幅が小さくなっており, クライテリア境界をより正確に求められている。このような操作を繰り返し実施し, 手順 2-5 の判定式が成立したときの収束状況を図 5-9(f)に示す。提案手法の CSR 計算値は 0.602 であり, MCS による正解値との誤差は 1%以内である。

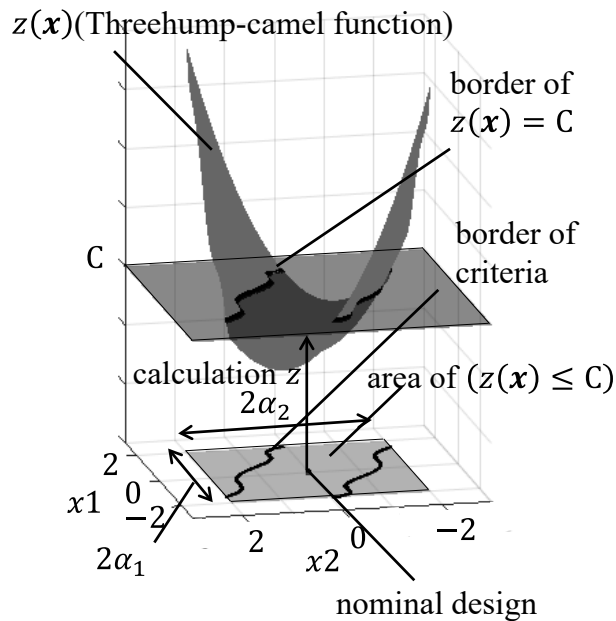
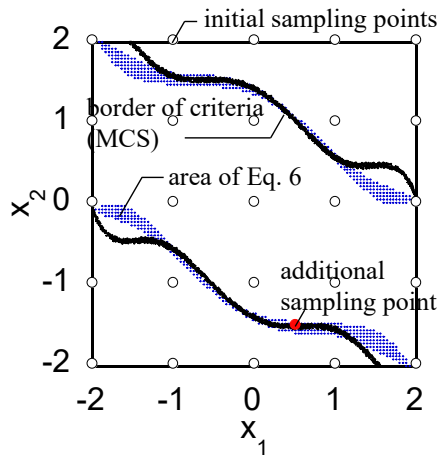
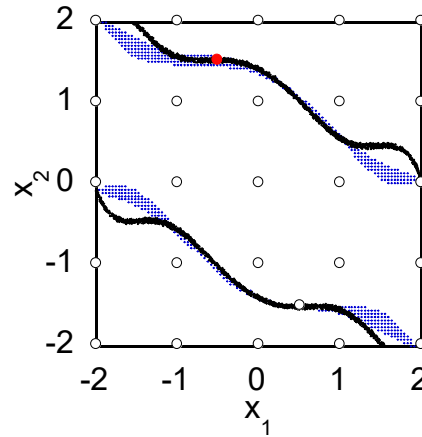


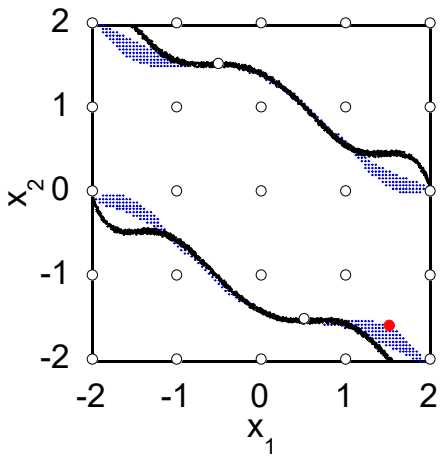
図 5-8 Threehump-camel 関数



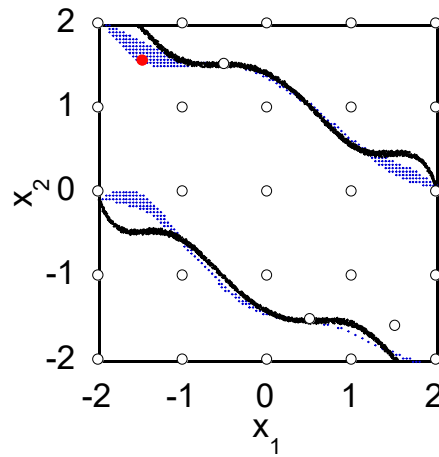
(a) 初期サンプリング



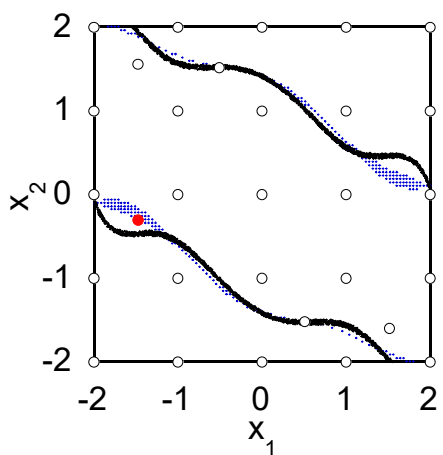
(b) イテレーション No. 1



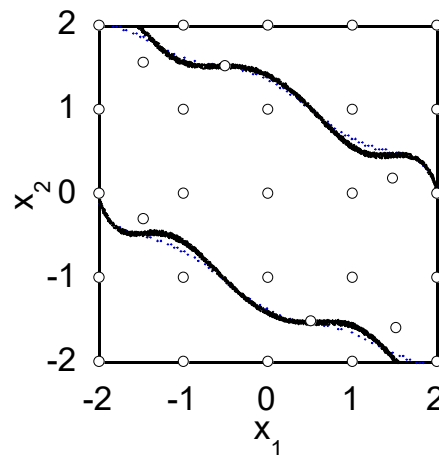
(c) イテレーション No. 2



(d) イテレーション No. 3



(e) イテレーション No. 4



(f) イテレーション No. 7 (収束)

図 5-9 クライテリア境界の収束状況(Threehump-camel 関数)

③RBDO 結果

本例題の RBDO は、CSR と Info-gap ロバストネス関数の同時最適化問題とする。いずれのベンチマーク関数も、ノミナル値の範囲は $-5 \leq \tilde{x}_1, \tilde{x}_2 \leq 5$ 、ばらつき量は $0 < \alpha_1 = \alpha_2 \leq 5$ とすると、最適化問題は以下のように表すことができる。

$$\text{maximize } \begin{cases} \text{CSR} \\ \hat{\alpha} \end{cases} \quad (5-12)$$

$$\text{subject to } \begin{cases} -5 \leq x_i \leq 5 \ (i = 1, 2) \\ 0 \leq \hat{\alpha} \leq 5 \end{cases} \quad (5-13)$$

ここで、 $\hat{\alpha}$ は、既往の Info-gap ロバストネス関数の定義を拡張し、CSR を制約条件としたときの変動パラメータの許容最大変動幅であり、下式で定義される。

$$\hat{\alpha}(\mathbf{x}, \text{CSR}) = \max[\alpha | P(z^*(\mathbf{X}) + 2\sigma^*(\mathbf{X}) \leq C) = \text{CSR}] \quad (5-14)$$

この最適化問題は、指定したばらつき量に対し CSR が最大となるようなノミナル値を探索する最適化を、様々なばらつき量で繰り返し実施する問題といえる。CSR = 100%のときの最大 $\hat{\alpha}$ が既往の Info-gap ロバストネス関数に対応している。

最適化には modeFRONTIER を用いる。アルゴリズムは遺伝的アルゴリズムによる発見的手法に基づく pilOPT を採用する。

それぞれのベンチマーク関数の RBDO 結果のパレート解集合を図 5-10 に示す。グラフは、CSR の算出方法を MCS としたケース（正解値）、AK-MCS において追加サンプル点の選択方法が異なる従来手法、および提案手法の結果を重ねて示している。なお、従来手法は Echard et al. (2011) が提案した以下の評価関数が最小となる点を追加サンプル点として選択する手法であり、収束条件は(5-15)式の評価関数がすべての \mathbf{x} において 2 以上という条件である。また、提案手法は 5.3 節で提案した手法である。

$$U(\mathbf{x}) = \frac{|z^*(\mathbf{x}) - C|}{\sigma^*(\mathbf{x})} \quad (5-15)$$

図 5-10 より、AK-MCS で CSR を算出した 2 ケースはいずれも MCS で CSR を算出した場合と同様の結果が得られており、計算精度は良好である。また、パレート解となった解析ケース（図中の点 1 つ 1 つ）の解析回数を平均した値を表 5-1 に示す。表 5-1 より、提案手法の方が関数 A では 29%、関数 B の場合では 27%少ない。実際の応答解析は時刻歴応答解析や FEM 解析など解析時間を要するのに対し、クリギングによる応答推定は(5-7)式の逆行列計算を一度実施すれば線形和で求められるため、サンプル点数が解析時間に直結する。数値解析を除いたクリギングによる応答曲面作成に要する時間を比較すると、いずれも解析ケース数が 1000 のとき、提案手法は 4 時間 17 分、従来手法は 5 時間 42 分となり、提案手法の方が 25%短縮できる。

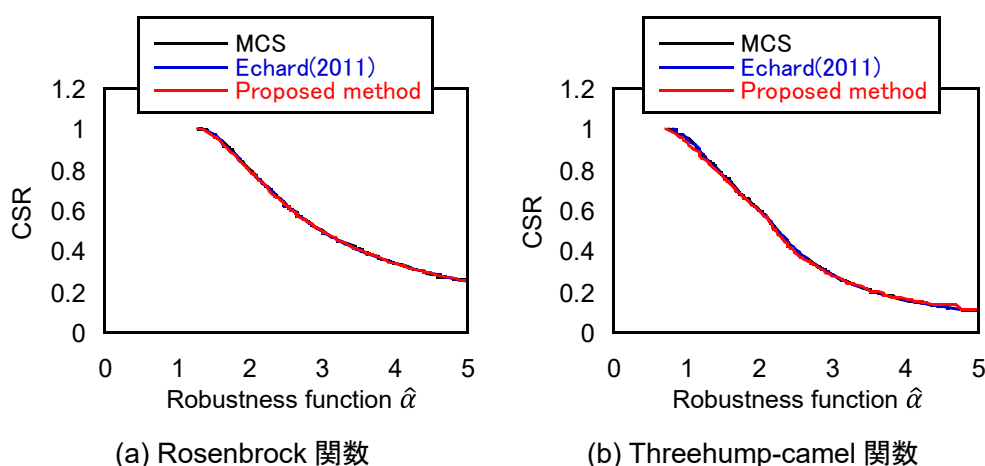


図 5-10 RBDO 結果のパレート解 (ベンチマーク関数)

表 5-1 パレート解集合のサンプル数の平均値

Method	function A	function B
MCS	15000	15000
Echard(2011)	55.75	55.86
Proposed	39.33	40.61
Ratio (Proposed / Echard(2011))	70.5%	72.7%

5.5 結論

種々のばらつきに対する建物の性能ばらつきを表現するために用いられる「クライテリアを満足する確率を指標としたロバスト最適設計手法」は、信頼性最適設計 (Reliability-Based Design Optimization : RBDO) ともいわれる。RBDO の課題として、従来の信頼性指標に基づく手法は、性能関数が複雑な形状の場合に適用が困難であること、確率を直接照査する場合は計算負荷が大きいことが挙げられる。本章では、上記で挙げた課題を解決するクリギングを用いた新しい高精度高効率応答曲面近似手法を提案した。

提案手法の特徴は、クライテリア境界の近似精度向上のための新規サンプル点の取得アルゴリズムを、既存のサンプル点からの空間的距離に基づき設定することである。提案手法の妥当性確認のため、2種類のベンチマーク関数を用いた信頼性最適化の検討を行った。モンテカルロシミュレーションや既往のクリギングを用いた応答曲面近似手法に比べ、提案手法は同等の精度で計算効率を改善できることを確認した。

以下に、得られた知見や提案手法の適用範囲を示す。

- 1) 2種類のベンチマーク関数を用いた妥当性検証において、クリギングを用いた既往手法に比べ提案手法は解析回数を約 27%~29%削減できており、追加サンプリング点を選択する際の距離の算出の手間が非常に少ないことから、RBDO を効率的に行うことができる。

- 2) 本手法は応答曲面法を採用しているため、対象となるばらつきは連続関数により表現可能なものとする。地震動の種類など、離散型のばらつきは対象外とする。
- 3) 本論文で扱ったばらつきは2変数であるが、クリギングによる空間内挿は理論上多変数へ適用可能である。ただし、初期サンプル点の増加に伴い共分散行列が悪条件化し、逆行列計算が困難となる。従って、感度解析や工学的判断等により考慮するばらつき変数を絞ることが重要である。なお、ばらつきが3変数の場合の提案手法によるCSR評価例をAppendix 5-1に示した。
- 4) 提案する応答曲面近似手法は内挿近似であるため、初期サンプル数が多いほど応答曲面の近似精度が向上するが、解析に要する時間は増加する。対象とする性能関数が局所的に急変するケースでは、初期サンプル位置によっては正しく近似できない可能性がある。また、ばらつきには上下限を設定する必要がある。正規分布のような上下限を有しない分布の場合、適切な上下限を設定した上で、上下限外の事象が発生する確率を5.3節における手順(2-5)のCSR算出の誤差に加える等の工夫が必要となる。

なお、本論文では一様確率分布のみを対象とし、初期サンプリングはばらつき幅を等間隔に区切って設定した。一様確率分布以外の確率分布に対する初期サンプリング点の効率的設定手法については今後の課題とする。

Appendix 5-1 ばらつき対象が3変数の場合のCSR評価

ばらつき対象が3変数の場合のCSR評価の例として、ここでは本稿で用いたベンチマーク関数である Rosenbrock 関数を用いて、MCS および提案手法による CSR 算出結果を比較する。3変数の Rosenbrock 関数の真値を(5-16a)式で表す。

ノミナル値を $\tilde{\mathbf{x}} = \{0,0,0\}$ とし、 x_1, x_2, x_3 がそれぞれノミナル値から $\alpha_1 = 2, \alpha_2 = 2, \alpha_3 = 2$ だけばらつくときのクライテリアを満足する確率 CSR を考える。なお、本例題ではいずれのばらつきも一様分布と仮定する。また、クライテリアは $C = 500$ と設定した。設計区間 $\mathbf{x}(\tilde{\mathbf{x}}, \boldsymbol{\alpha})$ は(5-16b)式で表される。

$$100(x_2 - x_1^2)^2 + (x_1 - 1)^2 + 100(x_3 - x_2^2)^2 + (x_2 - 1)^2 \quad (5-16a)$$

$$\mathbf{x}(\tilde{\mathbf{x}}, \boldsymbol{\alpha}) = \{x_i | [\tilde{x}_i - \alpha_i, \tilde{x}_i + \alpha_i], i = 1, 2, 3\} \quad (5-16b)$$

なお、この例題では、提案手法の解の収束に関する手順 2-5 の判定値を5%に変更した。これは、結論 4)で示した通り、ばらつき変数の増大に伴い解の収束に必要なサンプル数が増加することで、共分散行列が悪条件化し、逆行列計算が困難となることへの対応である。この変更により、提案手法においてクリギング推定値が正規分布に従うものと仮定したとき、信頼区間約95%でCSRの値の誤差が5%以内となる。

同等のCSR計算誤差を与えるMCSの計算回数を検討するため、MCSの計算回数をパラメータとし、それぞれ1000回計算した際のCSRの平均値 E および標準偏差 σ を用いて、MCSにより算出したCSRの値が正規分布に従うものと仮定したときの95%信頼区間におけるCSR算出誤差を式(5-17)に基づき算出した。

$$\varepsilon_{95} = \frac{2\sigma}{E} \quad (5-17)$$

図 5-11 に式(5-17)の算出結果を示す。図 5-11 より、提案手法と同程度のCSR算出誤差となるMCSの計算回数は2000回であった。

本例題に対するMCSおよび提案手法のCSR算出結果とサンプル数(関数の数値計算回数)を表 5-2 に示す。なお、提案手法の初期サンプルは27点(3×3×3グリッド)とした。また、MCSのCSRの値は試行1000回の平均値 E の値を示している。本例題では、提案手法の追加サンプル点数は90点であり、MCSと比較し十分に少ない計算回数で指定した誤差範囲内に納まるCSRを算出することができた。

図 5-12(a)に、式(5-16a)の直接数値計算で求めたクライテリア境界の3D分布図を示す。なお、境界に対し x_3 が大きい側がクライテリアを満足する領域である。また、図 5-12(b)に、提案手法によるクリギング応答曲面で求めたクライテリア境界の3D分布図を示す。図中に、初期サンプル点および追加サンプル点も併せて示す。

図 5-13 に、それぞれの x_3 の値における断面図を示す。図 5-12 および図 5-13 より、ばらつき範囲の端部となる図 5-13 (a)や図 5-13 (e)でわずかにクライテリア境界に誤差があるものの、その他の領域のクライテリア境界は十分な精度で推定できている。以上より、ばらつ

き変数が3変数の場合にも提案手法を適用できることを確認した。

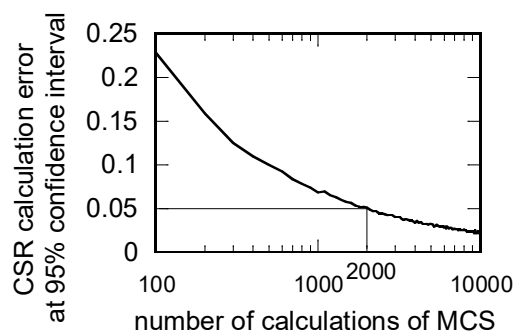


図 5-11 MCSにおけるCSRの計算誤差

表 5-2 CSR 計算結果とサンプル数

Method	CSR	Number of sample points
MCS	0.442	2000
Proposed	0.423	117
Ratio (Proposed / MCS)	0.96	0.06

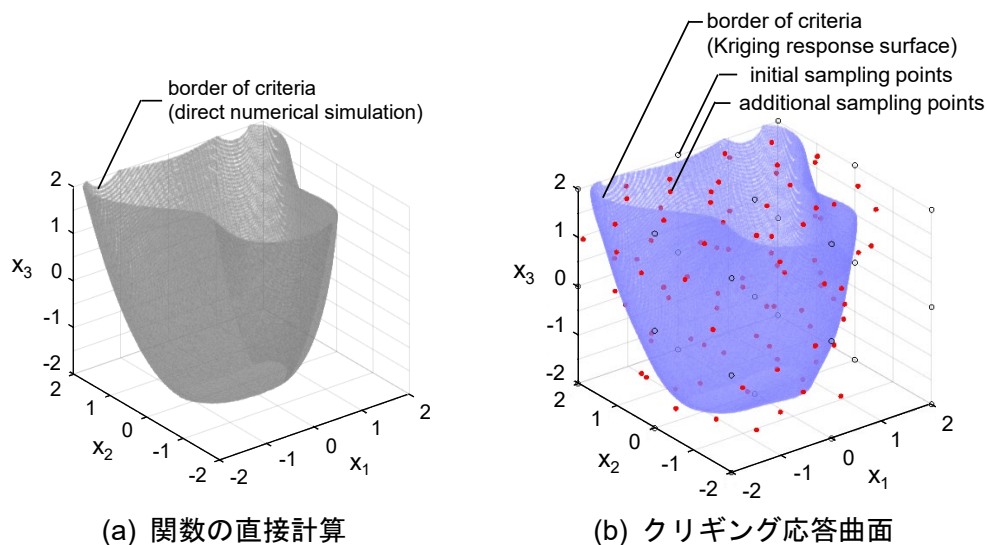
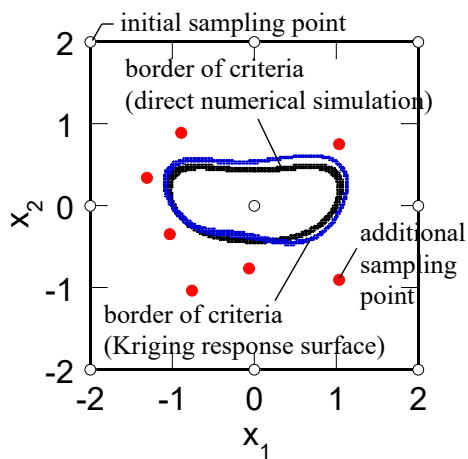
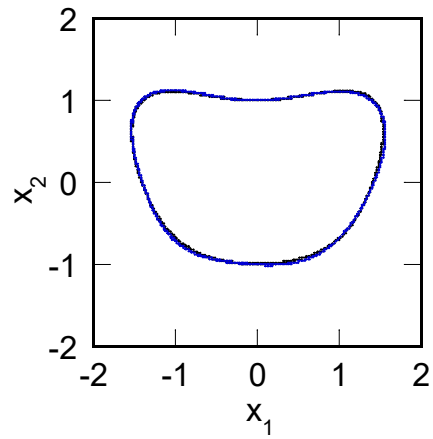


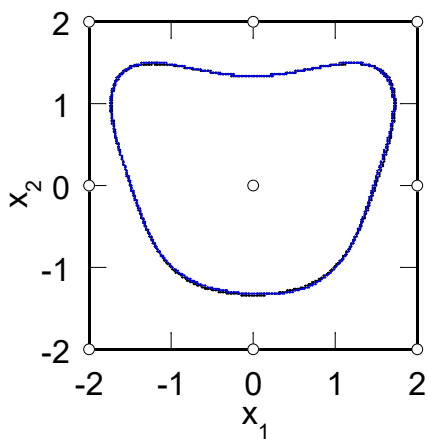
図 5-12 クライテリア境界 3D 表示(3変数 Rosenbrock 関数)



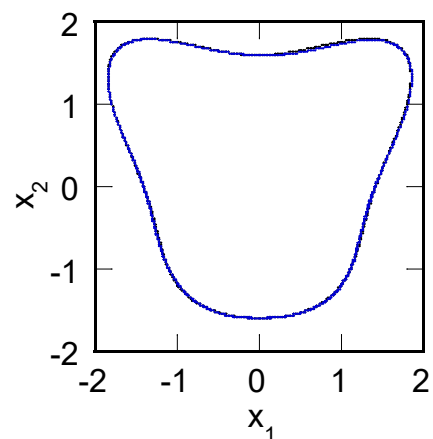
(a) $x_3 = -2$ 断面



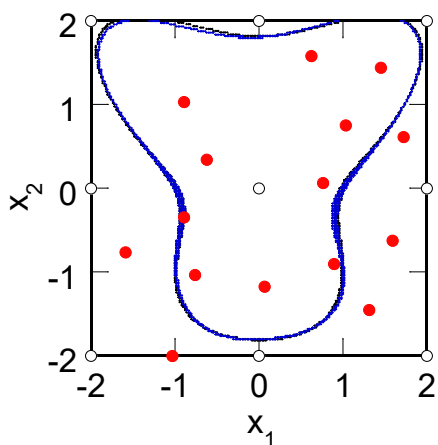
(b) $x_3 = -1$ 断面



(c) $x_3 = 0$ 断面



(d) $x_3 = 1$ 断面



(e) $x_3 = 2$ 断面

図 5-13 クライテリア境界の断面表示(3変数 Rosenbrock 関数)

6章 IMD 連結制振の信頼性設計に基づくクリギングを用いた確率的ロバスト最適設計法

6.1 序

本章では、2章から4章で対象としたIMDを用いた連結制振建物に対し、構造物の物性ばらつきを考慮した連結ダンパーのロバスト最適設計法を展開する。ロバスト性の定量的尺度として、5章と同様「変数のばらつきに対して建物性能が目標性能を満足する確率 (Criteria Satisfaction Rate : CSR)」を採用し、ロバスト最適設計の解法として、5章で提案したクリギングを用いた信頼性に基づく最適設計 (Reliability-Based Design Optimization : RBDO) 手法を用いる。また、得られたロバスト最適設計結果と物性ばらつきを考慮しない最適設計の結果と比較することで、ロバスト最適設計のロバスト性向上効果やコスト低減効果を確認する。

ロバスト性を目的関数として、最適化する設計手法はロバスト最適設計とされる。ロバスト最適設計を行うためにはロバスト性を定量的に評価する必要がある、これまでに多くの研究成果がある (例えば岡田 1995, 神田 1999, Ben-Haim 2001, 竹脇 2001, 中川・浅野 2006, 曾我部 2008, 山川・大崎 2016, 相馬・西谷 2016, 宇田川・西谷 2017, 日紫喜 2020)。しかしながら、不確定性を有する建物の性能が目標性能を満足する確率を直接求めた RBDO に関する研究はほとんどない。RBDO により、設定したばらつき条件内の目標性能を満足する確率 CSR を明示し、CSR と許容ばらつき量や、CSR とコスト指標のトレードオフ関係を得ることができる。この情報は、建物の被災リスクや供用期間の情報と併せて、ライフサイクルコストの最適設計に有用である。

6.2 対象建物

対象建物は図 4-1 (a)に示す連結制振建物ケース a (副構造 31 層) とする。各層の諸元設定は 4.2 節のとおりとする。設計変数は 31 層, 22 層, 13 層および 8 層に並列に配置した連結 IMD 慣性質量および連結オイルダンパー減衰係数の計 8 種類である。

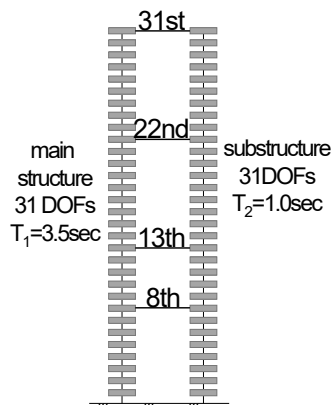


図 4-1 31 層 IMD 連結制振モデル (ケース a)

6.3 建物物性のばらつきを考慮しない最適設計

6.3.1 設計条件

本検討では、表 6-1 および図 6-1 に示す計 10 波のレベル 2 告示波（ランダム位相）の地震動に対して主構造最大層間変形角の層平均値を算出し、それらの最大値を建物の応答値の目的関数に設定した。これは、地震動の周波数特性による影響を極力排除し、主構造全体の層間変位の低減を目的とした連結ダンパー諸元を得るためである。また、本検討のクライテリアは上記の応答値が 0.004 (1/250)以下と設定した。

物性ばらつきを考慮しない場合の連結ダンパーコストと応答値の同時最適化問題は(6-1)式のように表すことができる。

$$\begin{cases} \text{minimize Response} = \max_{j=1,2,\dots,10} (\Delta_j(x)) \\ \text{and Damper cost} = \sum_i \mu_z + \sum_i h_c \quad (\text{for all } i) \end{cases} \quad (6-1)$$

ここで、 Δ_j はj番目の地震動入力時の最大層間変形角の層平均値を表す。なお、例題では建物の復元力やダンパーは線形として解析している。また、第i層の連結慣性質量ダンパー量および第i層の連結オイルダンパー量を(6-2a)、(6-2b)式で表す。

$${}_i\mu_z = \frac{{}_iZ}{M_1} \quad (\text{for all } i) \quad (6-2a)$$

$${}_ih_c = \frac{{}_iC_c}{c_r} \quad (\text{for all } i) \quad (6-2b)$$

(6-2a)式は、主構造総質量 M_1 に対する慣性質量の比を示している。(6-2b)式は、オイルダンパーの減衰係数を主構造 1 質点縮約かつ副構造剛体仮定時の臨界減衰係数 $c_r = 2\omega_1 \sum_i m_1$ で無次元化している。なお、 ω_1 は非連結時の主構造の非減衰 1 次固有円振動数である。

本例題では、2.4.1 項のように主構造の 1 次モードに副構造の振動を同調させる連結 IMD 量の設計手法に必ずしも拘らず、時刻歴応答解析に基づく応答値の最小化を実施するため、連結ダンパーのコスト指標として(6-2a)式に示す連結慣性質量ダンパー量および(6-2b)式に示す連結オイルダンパー量の単純和を用いる。実際の建物では、ダンパーのコストはダンパーの種類やダンパーに生じる慣性力や減衰力、ストロークの影響を受けるが、ここでは簡便のため単純和を用いた。

表 6-1 入力地震動の最大加速度

No.	Max acc. [cm/s ²]
1	348
2	351
3	321
4	343
5	403
6	394
7	387
8	340
9	318
10	384

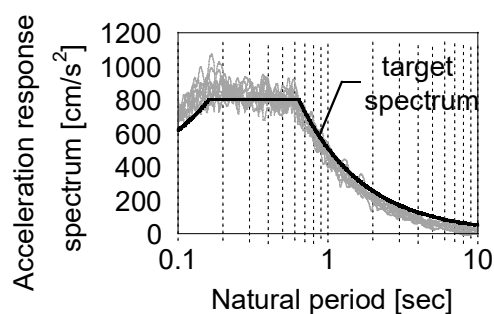


図 6-1 入力地震動の擬似速度応答スペクトル

6.3.2 連結ダンパーの非ロバスト最適化解析結果

物性ばらつきを考慮しない場合の連結ダンパーコストと応答値のパレート解集合を図 6-2 に示す。なお、最適化のアルゴリズムは modeFRONTIER の pilOPT とし、解析実行回数を 4000 としてパレート解を取得する。

本設計例では、クライテリアに対し 5%程度余裕を有する連結ダンパー諸元（図 6-2 中の ○印）を、ロバスト性を考慮しない場合の最適解（Non-Robust Optimization solution : NRO solution）とした。このときの連結ダンパー諸元を表 6-2 に示す。

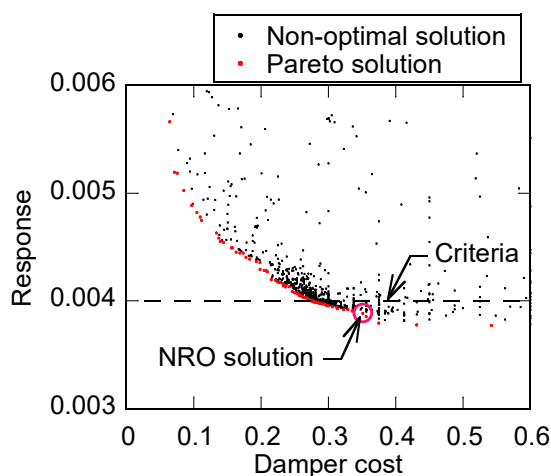


図 6-2 非ロバスト最適化解析

表 6-2 非ロバスト最適解の連結ダンパー諸元

Solution	$_{31}h_c$	$_{22}h_c$	$_{13}h_c$	$_{8}h_c$	$_{31}\mu_z$	$_{22}\mu_z$	$_{13}\mu_z$	$_{8}\mu_z$	Damper cost
NRO solution	0.054	0.071	0.032	0.000	0.016	0.091	0.000	0.082	0.347

6.4 建物物性のばらつきを考慮したロバスト設計

6.4.1 設計条件

次に、ばらつきを考慮した場合の CSR 評価を行う。本章で対象とするばらつきは、主構造の非減衰 1 次固有周期 T_1 および主構造の構造減衰定数 h_1 とする。このようなばらつきは、建物の振動性状の変化を伴うため、従来の部分係数法や信頼性指標による設計では考慮できず、確率の直接照査が必要となる。それぞれのノミナル値は 4.2 節で設定した値とする。ばらつき幅は文献（横田ら 1993）を参考に、1 次固有周期はノミナル値の $\pm 20\%$ 、構造減衰の 1 次減衰定数はノミナル値の $\pm 40\%$ とした(Appendix 6-1 参照)。上記を(5-1)式に当てはめると、 $n = 2$, $\tilde{x}_1 = \Delta x_1 = \tilde{T}_1 = 3.5(\text{秒})$, $\tilde{x}_2 = \Delta x_2 = \tilde{h}_1 = 0.02$, $\alpha_1 = 0.2$, $\alpha_2 = 0.4$ となる。解析では、建物の剛性や構造減衰の分布形状はばらつきによらず 4.2 節と同様とし、1 次固有周期や 1 次減衰定数のばらつきに応じて剛性や構造減衰の値を係数倍した解析モデルを種々作成し、時刻歴応答解析を実施する。

なお、十分な観測データ数が得られていないことや、経年変化、地震経験後の変化等を勘案し、ばらつきの確率分布は一様分布と仮定する。

6.4.2 非ロバスト最適解の CSR (Criteria Satisfaction Rate) 評価

6.3 節で求めた非ロバスト性最適解の建物物性のばらつきに対するロバスト性を信頼性手法に基づき評価する。クライテリアを満足する確率 CSR は、建物物性のばらつきを考慮したときの応答のばらつきがクライテリアを満足する確率として次式で表される。

$$CSR = \iint_{\max_{j=1,2,\dots,10}(\Delta_j(x)) \leq C} f_X(x) dx \quad (6-3)$$

ただし、 $f(x)$ は設計変数のばらつき確率密度関数を表し、クライテリア C は 6.3 節と同様 $C = 0.004$ とした。

CSR の算出は 5.3 節で定義した提案手法で行う。初期サンプル点は 25 点(5×5 グリッド)とした。

図 6-3 に、6.3.2 項で設定したロバスト性を考慮しない場合の最適解の連結ダンパー諸元のモデルに対し、建物物性のばらつきを考慮した応答推定曲面を示す。図より、主構造固有周期がノミナル値より長く、主構造の構造減衰定数がノミナル値より小さくばらついたときにクライテリアを超過する傾向がある。ロバスト性を考慮しない場合の最適解 (NRO solution) のクライテリアを満足する確率 CSR は 0.714 であった。

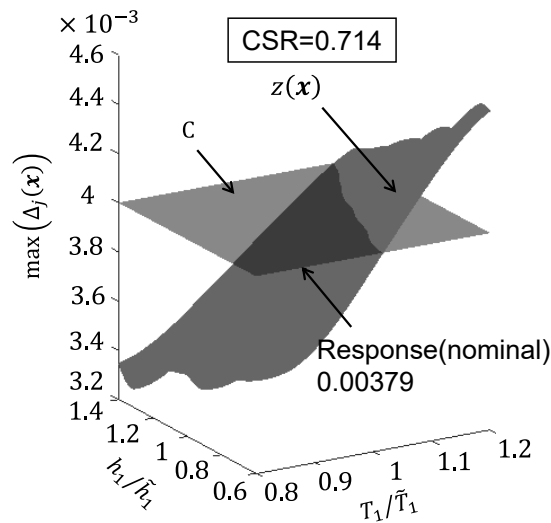


図 6-3 非ロバスト最適解のロバスト性評価

6.4.3 連結ダンパーの RBDO 結果

続いて、RBDO により建物物性のばらつきを考慮したロバスト最適連結ダンパー諸元の設計を行う。設計変数は計 8 個 ($i\mu_z, ih_c: i = 31, 22, 13, 8$) であり、考慮するばらつきは 6.4.2 項と同様である。RBDO では、次の同時最適化問題を解く。

$$\begin{cases} \text{maximize CSR} \\ \text{minimize Damper cost} \end{cases} \quad (6-4)$$

ただし、CSR および Damper cost はそれぞれ(6-3)式、(6-1)式による。

最適化のアルゴリズムは modeFRONTIER の pilOPT とし、解析実行回数を 4000 としてパレート解を取得する。

図 6-4 に、RBDO による CSR と Damper cost のパレート解集合および建物物性のばらつきを考慮しないときの最適解 (NRO solution) の位置を示す。図 6-4 より、NRO solution と同一コストで CSR を改善する解 (RO solution A) や同一 CSR でコストを改善する解 (RO solution B)、CSR が概ね 1.0 となるときのコスト最小解 (RO solution C : 従来のロバスト最適解) が得られる。

それぞれの解の連結ダンパー諸元およびコストと CSR の関係を表 6-3 に示す。ただし、5.3 節で提案した CSR 算出手法の精度が誤差 1% のため、CSR の小数点以下 3 位を四捨五入したときに 1.0 となるときの解を RO solution C とした。

図 6-5 に、RO solution A、RO solution B および RO solution C の連結ダンパー諸元を用いた場合における、ばらつきを考慮した応答推定曲面を示す。図 6-3 および図 6-5 より、以下の点が確認できる。

- ① NRO solution はノミナル値における応答を指標とした最適化を行うため、ノミナル値における応答は RO solution A、RO solution B に比べて NRO solution の方が小さい。一方、ロ

バスタ最適化を行うことで、NRO solution に比べ同一コストでロバスト性が優れた解や同一ロバスト性でコストが優れた解を探索することができる。

- ②ロバスト最適化により、主構造固有周期および主構造の構造減衰定数が+側にばらついたときの応答値が低減される連結ダンパー諸元が得られた。
- ③RO solution C に比べ、RO solution A のコスト指標は約 72%となり、ばらつき領域内のクライテリア超過を部分的に許容することで、コスト改善効果が得られることを示した。
- ④本例題においては、頂部の連結オイルダンパー量 $_{31}h_c$ を減らし頂部の連結 IMD 量 $_{31}\mu_z$ を増加させると、建物物性のばらつきに対するロバスト性が向上する傾向がある。

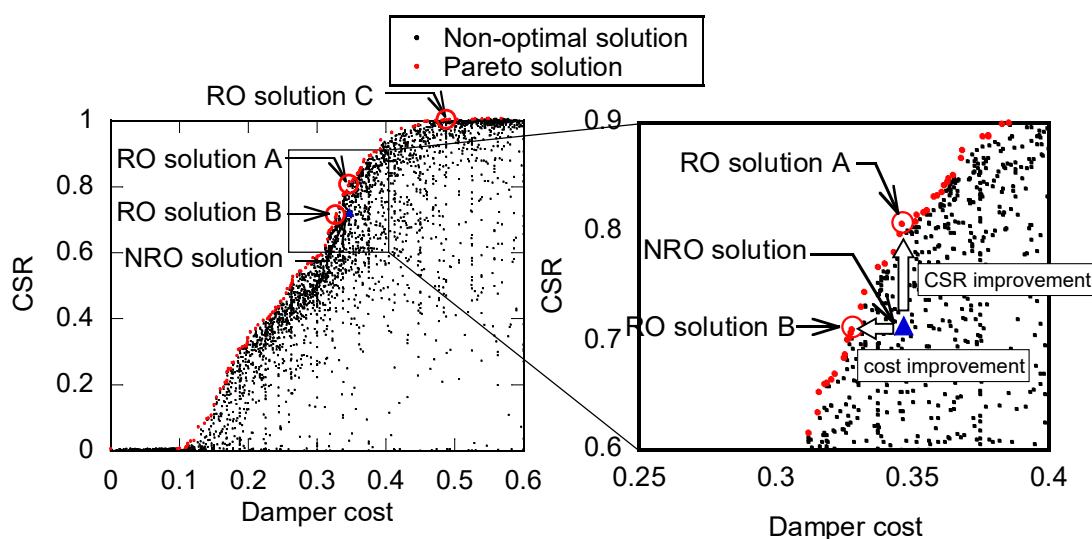
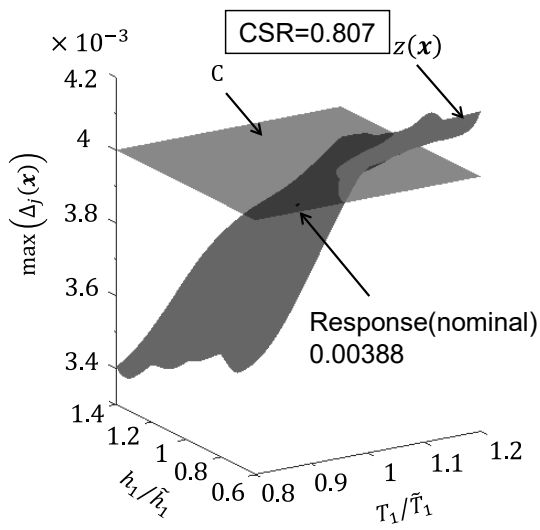


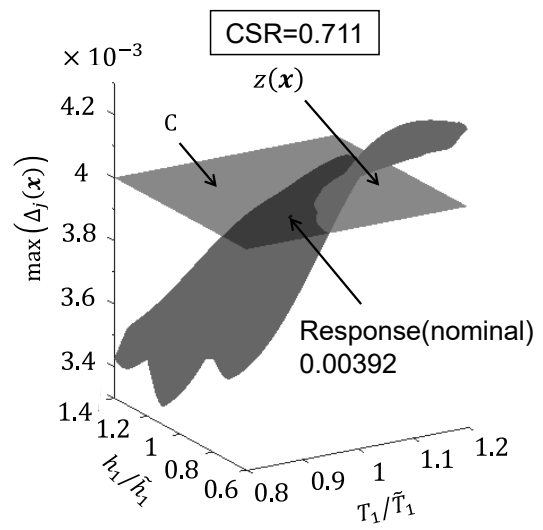
図 6-4 ロバスト最適化解析

表 6-3 非ロバスト最適解とロバスト最適解の連結ダンパー諸元および CSR

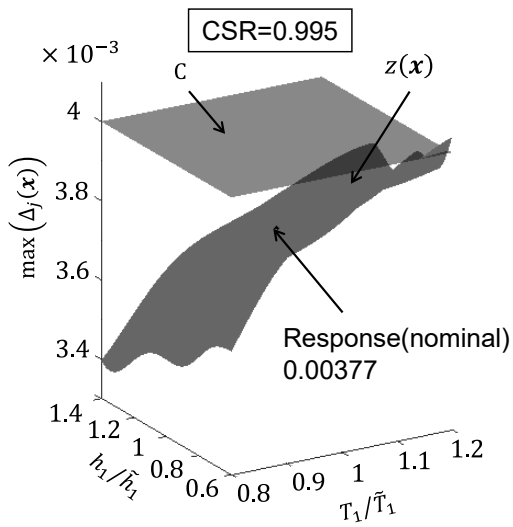
Solution	$_{31}h_c$	$_{22}h_c$	$_{13}h_c$	$_{8}h_c$	$_{31}\mu_z$	$_{22}\mu_z$	$_{13}\mu_z$	$_{8}\mu_z$	Damper cost	CSR
NRO solution	0.054	0.071	0.032	0.000	0.016	0.091	0.000	0.082	0.347	0.714
RO solution A	0.001	0.095	0.059	0.002	0.112	0.014	0.000	0.063	0.346	0.807
RO solution B	0.009	0.094	0.056	0.000	0.094	0.019	0.000	0.056	0.328	0.711
RO solution C	0.006	0.114	0.062	0.028	0.125	0.047	0.024	0.075	0.482	0.995



(a) Solution A (CSR 改善解)



(b) Solution B (Damper cost 改善解)



(c) Solution C (CSR が概ね 1.0)

図 6-5 ロバスト最適解のロバスト性評価

6.5 結論

種々のばらつきに対する建物の性能ばらつきを表現するために用いられる「クライテリアを満足する確率を指標としたロバスト最適設計手法」は、信頼性最適設計（Reliability-Based Design Optimization : RBDO）ともいわれる。本章では、5章で提案したクリギングを用いた新しい高精度高効率応答曲面近似手法を用いて、慣性質量ダンパーを用いた連結制振建物に対する、建物物性のばらつきを考慮した連結ダンパー諸元のRBDOを実施した。

以下に、得られた知見を示す。

- 1) 連結制振建物の連結ダンパー諸元のロバスト最適設計問題において、建物物性のばらつきを考慮せずにノミナル応答値を最小化する連結ダンパーの最適解（NRO solution）は、建物物性のばらつきを考慮した場合の「応答値のクライテリアを満足する確率（CSR）」と「連結ダンパーのコスト」の多目的最適化において非パレート解となる。従って、建物物性のばらつきを考慮した場合のパレート解（RO solutions）は、NRO solution に比べてコストが同等で CSR に優れた解や、CSR が同等でコストに優れた解を提供することを示した。
- 2) 確率的ロバスト最適化では性能（クライテリアを満足する確率）とコストのトレードオフ関係が明示できるため、従来の非確率的ロバスト最適化により得られる最適解を含む幅広い最適解群の中から、発注者や設計者が要求性能やコストの制約に応じて適切な解を選択するのに有効である。

Appendix 6-1 建物の固有周期と減衰定数のばらつき

横田ら（1993）に、振動試験から得られる建物の固有周期および減衰定数の観測記録、並びにそれらの回帰直線式が示されている。図 6-6および図 6-7に文献で示されている建物の1次固有周期や1次減衰定数の観測記録、回帰直線（黒線）、および筆者が追記した回帰直線の±20%、±40%の直線（赤線）を示す。図より、多くのデータが赤線の内部に存在しているため、これらの値をばらつき幅の数値として採用した。

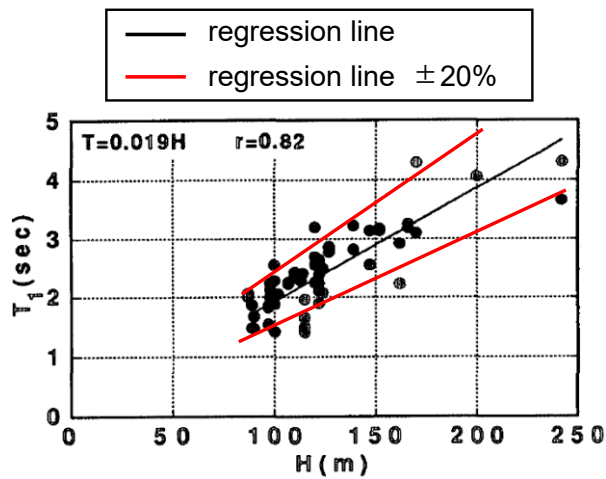


図 6-6 建物高さとの1次固有周期の関係
(横田ら（1993）の図 1 に加筆)

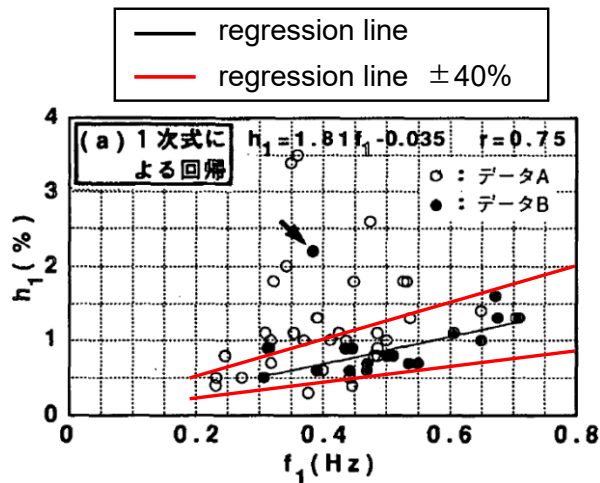


図 6-7 1次固有振動数との1次減衰定数の関係
(横田ら（1993）の図 9 に加筆)

7章 結論

本論文では、慣性質量ダンパーを用いた連結制振構造を対象とし、連結慣性質量ダンパーによる応答低減特性の解明や、最適連結ダンパー量に関する理論的・解析的な検討を行い、連結ダンパー量の最適設計法を提案した。

地震災害の甚大化や建築物の長寿命化に伴い、外乱や建物物性の変動に対してロバストな建築物の設計が求められている。従って、上記の最適ダンパー量は、地震動や建物物性の変動を考慮して設計することが望ましい。そこで、入力エネルギー解析に基づく設計手法や、ばらつきに対する信頼性最適設計手法を新たに提案し、従来のばらつきを考慮しない設計手法に比べて、ロバスト性を有する設計解を得ることを可能とした。

本論文で得られた成果を以下に示す。

1章では、本論文におけるロバスト性の定義を示し、ロバスト性を考慮した設計に関する背景および連結制振構造システムの特性について述べた。

2章では、本論文で用いる慣性質量ダンパーを用いた連結制振構造の概要を示し、主構造および副構造をそれぞれ1質点に縮約した単純モデルを用いて、基本特性を解明した。また、入力エネルギー解析手法を示し、断層近傍地震動を模擬したダブルインパルスや長周期長時間地震動を模擬したマルチインパルスを入力したときの主構造入力エネルギーの最大値を最小化する連結慣性質量ダンパー量を解析的に求め、既往の定点理論による連結慣性質量ダンパー量と比較した。その結果、それぞれの最適連結慣性質量ダンパー量が異なることや、入力エネルギー解析に基づくダンパー量はパルス性地震動の後揺れ低減や長周期地震動の最大変形の低減に効果的であることを解明した。

3章では、2章において単純モデルで実施した分析を多質点1層連結モデルに拡張する方法を示した。連結層の違いや突出部の影響を考慮するため、主構造の層数を一定とし、副構造の層数について3ケースの検討を実施した。多質点1層連結モデルに適用できる定点理論を提案し、連結部の変位伝達関数の定点高さを揃える連結慣性質量ダンパー量の導出を行った。定点理論を用いる場合、主構造および副構造をそれぞれ1質点に縮約する必要があり、高次モードの影響を考慮することはできない。一方、入力エネルギー解析は1質点のときと同様、多質点モデルに対しても適用できる。それぞれの手法で最適連結慣性質量ダンパー量を算出した結果、建物パラメーターが同一の場合、連結層が下層であるほど必要連結慣性質量ダンパー量が増加することや、入力エネルギー解析に基づくダンパー量は低層部で連結し突出部を有する建物に対し有効であることを解明した。

4章では、副構造の層数について3ケースの解析モデルを使用し、3章とは異なり複数層連結の場合へ拡張した。また、断層近傍地震動を模擬したダブルインパルスによる入力エネルギーに着目し、インパルス間隔 t_0 に対するその面積を最小化する設計手法を提案した。提案手法および、地震応答解析の結果や層間変形伝達関数を目的関数とした従来手法を用いて、最適設計手法を用いて最適連結ダンパー諸元を算出した。さらに、それぞれの連結ダンパー諸元のモデルに対し地震応答解析を行った。その結果、提案手法は幅広い種類の地震動に対する最大層間変形角や最大加速度の層毎の平均値を低減させることに効果的でロバストな設計が可能であることを確認した。また、地震応答解析の結果を目的関数とした従来手法では、複数の入力地震動を使用しているが、最適化の過程において応答が最大となる地震動は限定的となることがあり、結果的に特定の地震動の応答低減に特化した連結ダンパー諸元を求める可能性があることを明らかにした。

一方、提案手法は特定層の応答に着目する手法ではないため、建物剛性に非線形性を考慮した場合、地震動によっては特定層に層間変形が集中する恐れがあることを示した。突出部を有する建物ケースにおいて、提案手法による最適化の際に、地震応答解析を併用して最大層間変位応答に関する制約条件を加えることにより、層間変形の集中に対して一定の効果が得られることを確認した。

5章では、ロバスト最適設計に用いるロバスト性の定量的尺度として、「設計変数のばらつきに対して建物性能が目標性能を満足する確率(Criteria Satisfaction Rate : CSR)」を提案した。この確率によるロバスト最適設計は、信頼性最適設計 (Reliability-Based Design Optimization : RBDO) ともいわれる。また、計算負荷が大きい CSR を新たに提案する逐次更新クリギングを用いて高精度かつ高効率な応答曲面近似手法を提案した。ここで、提案手法の特徴は、クライテリア境界の近似精度向上のための新規サンプル点の取得アルゴリズムを、既存のサンプル点からの空間的距離に基づき設定することである。さらに、ベンチマーク関数を用いて提案手法の妥当性を検証し、モンテカルロシミュレーションやクリギングを用いた従来手法と同程度の精度で解析回数を削減できることを明らかにした。

6章では、4章で用いた多質点多層連結モデルを用いて、構造物の物性ばらつきを考慮した連結ダンパーのロバスト最適設計法を展開した。ロバスト最適設計問題の解法として、5章で提案した信頼性に基づく最適設計手法を用いた。その結果、建物物性のばらつきを考慮せずにノミナル応答値を最小化する連結ダンパーの最適解 (NRO solution) は、建物物性のばらつきを考慮した場合の「応答値のクライテリアを満足する確率 (CSR)」と「連結ダンパーのコスト」の多目的最適化において非パレート解となる。従って、建物物性のばらつきを考慮した場合のパレート解 (RO solutions) は、NRO solution に比べてコストが同等で CSR に優れた解や、CSR が同等でコストに優れた解を提供することを示した。確率的ロバスト

最適化では性能（クライテリアを満足する確率）とコストのトレードオフ関係が明示できるため、従来の非確率的ロバスト最適化により得られる最適解を含む幅広い最適解群の中から、発注者や設計者が要求性能やコストの制約に応じて適切な解を選択するのに有効である。

以上のように、本論文では慣性質量ダンパーを用いた連結制振構造を対象として、地震動タイプのばらつきや建物物性のばらつきに対してロバストな設計手法を提案した。なお、実際の構造設計においてロバスト性を考慮する場合、ばらつきを考慮する設計変数が多数存在することが考えられるが、提案した手法では多数のばらつきを同時に考慮することは困難である。考慮するばらつき変数の絞り込み手法については今後の課題としたい。

参考文献

- [1] Adachi, F. et al.: Nonlinear optimal oil damper design in seismically controlled multi-story building frame, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 44, Issue 1, pp. 1-13, 2013
- [2] 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980
- [3] Alefeld, G. and Mayer, G.: Interval analysis: theory and applications, *Journal of Computational and Applied Mathematics*, Vol. 121, pp. 421-464, 2000
- [4] Ben-Haim, Y. and Demertzis, M.: Decision Making in Times of Uncertainty: An Info-Gap Perspective, *De Nederlandsche Bank Working Paper No. 487*, 2015
- [5] Ben-Haim, Y. and Elishakoff, I.: *Convex Models of Uncertainty in Applied Mechanics*, Elsevier, 1990
- [6] Ben-Haim, Y.: *Info-gap decision theory: decisions under severe uncertainty*, Elsevier, 2001
- [7] Domenico, D. De, and Ricciardi, G.: Earthquake protection of existing structures with limited seismic joint: Base isolation with supplemental damping versus rotational inertia, *Adv. in Civil Eng.*, 2018
- [8] Domenico, D. De, Impollonia, N. and Ricciardi, G.: Soildependent optimum design of a new passive vibration control system combining seismic base isolation with tuned inerter damper, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 105, pp. 37-53, 2018.
- [9] Jones, D.R., Schonlau, M., and Welch, W.J.: Efficient Global Optimization of Expensive Black-Box Function, *Journal of Global Optimization*, Vol. 13, pp. 455-492, 1998.
- [10] Echard, B., Gayton, N. and Lemaire, M.: AK-MCS: An active learning reliability method combining Kriging and Monte Carlo Simulation, *Structural Safety*, Vol. 33, pp. 145-154, 2011
- [11] Qian, F, Luo, Y, Sun, H, Tai, WC, Zuo, L: Optimal tuned inerter dampers for performance enhancement of vibration isolation, *Engineering Structures* 198, 2019
- [12] 藤田 皓平, 安田 圭佑: 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, *日本建築学会構造工学論文集*, Vol. 62B, pp. 387-394, 2016
- [13] 藤田 皓平, 竹脇 出: 不確定な構造特性を有する免震建物のロバスト性評価のための地震時応答限界解析, *日本建築学会構造系論文集*, 第 76 巻, 第 666 号, pp. 1453-1460, 2011
- [14] 福本 義之: 連結制振機構を用いた建物における連結ダンパーのエネルギー伝達関数に基づく合理的設計, *京都大学学位論文*, 2017
- [15] Fukumuto, Y. and Takewaki, I.: Critical earthquake input energy to connected building structures using impulse input, *Earthquakes and Structures*, Vol. 9, No. 6, pp. 1133-1152. 2015
- [16] 福本 義之, 西村 勝尚, 笹元 克紀, 片岡 大: 連結制振構造を利用した超高層 RC 造建物の構造設計, *GBRC*, 42(3), pp. 5-14, 2017

- [17] 福本 義之, 坂口 和大, 竹脇 出: エネルギー伝達特性に基づく連結制振における最適ダンパー量の決定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 713-714, 2014
- [18] 古橋 剛, 石丸 辰治: 慣性接続要素によるモード分離 慣性接続要素による応答制御に関する研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 576 号, pp. 55-62, 2004
- [19] 古橋 剛, 石丸 辰治: 慣性接続要素による多質点振動系の応答制御 慣性接続要素による応答制御に関する研究 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 601 号, pp. 83-90, 2006
- [20] 林 晃平, 満田 衛資, 藤田 皓平, 辻 聖晃, 竹脇 出: 免震・連結制振ハイブリッド構造の振動低減のメカニズム, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, No. 737, pp. 1023-1033, 2017
- [21] 廣畑 賢治, 川上 崇, 向井 稔, 川村 法靖, 干 強, 白鳥 正樹: 応答曲面法およびベイズ理論に基づく構造信頼性設計手法の提案, 日本機械学会論文集(A 編), 67 巻, 660 号, pp. 1297-1304, 2001
- [22] 日紫喜 智昭, 杉崎 友哉, 熊谷 知彦, 加藤 史郎: 形状初期不整に対してロバスト最適化された単層ラチスシェルの信頼性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 941-942, 2020
- [23] 星谷 勝, 石井 清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986
- [24] Housner, G.W.: Behavior of structures during earthquakes, Journal of the Engineering, Mechanics Division, ASCE, 85(4), pp. 109-129, 1958
- [25] 磯田 和彦, 半澤 徹也, 田村 和夫: 慣性質量ダンパーを組合せた応答低減機構による 1 質点系振動モデルの応答特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 642 号, pp. 1469-1476, 2009
- [26] Den Hartog, J. P.: Mechanical Vibrations, 4th ed., McGraw-Hill, pp. 87-106, 1956
- [27] 蔭山 満, 安井 譲, 背戸 一登: 連結制振の基本モデルにおける連結バネとダンパーの最適解の誘導, 日本建築学会構造系論文集, 第 529 号, pp. 97-104, 2000
- [28] 蔭山 満, 背戸 一登: 連結構造物の最適制振に関する研究 (その 11) 回転慣性型の連結機構を用いた連結制振理論, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 433-434, 2001
- [29] 蔭山 満, 安井 譲, 背戸 一登: 多モード連結制振を対象とした連結バネとダンパーの最適配置に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 538 号, pp. 79-86, 2000
- [30] 蔭山 満: 定点理論による連結制振を対象としたパッシブ系の多モード最適制振の設計法に関する研究, 日本大学学位論文, 2005
- [31] Kanno, Y. and Takewaki, I.: Robustness analysis of elastoplastic structure subjected to double impulse, Journal of Sound and Vibration, Vol. 383, pp. 309-323, 2016

- [32] 神田 順: 限界状態設計における設計荷重のための最適目標信頼性指標, 日本建築学会構造系論文集, 第 523 号, pp. 39-46, 1999
- [33] 北原 優, Broggi, M. and Beer, M.: 適応型クリギングと MCMC 法に基づく代替モデルを用いた効率的な耐震性能評価手法, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 76, No. 1, pp. 75-86, 2020
- [34] Kojima, K., Fujita, K. and Takewaki, I.: Critical double impulse input and bound of earthquake input energy to building structure. *Front. Built Environment*, 1: 5, 2015
- [35] 小島 紘太郎, 竹脇 出: バイリニア型復元力特性を有する弾塑性構造物の断層近傍地震動に対する極限応答の閉形表現, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 726 号, pp. 1209-1219, 2016
- [36] Kojima, K. and Takewaki, I.: Critical earthquake response of elastic-plastic structures under near-fault ground motions (Part 1: Fling-step input), *Frontiers in Built Environment*, Vol. 1, Article 12, 2015
- [37] Kojima, K. and Takewaki, I.: Critical earthquake response of elastic-plastic structures under near-fault ground motions (Part 2: Forward-directivity input), *Frontiers in Built Environment*, Vol. 1, Article 13, 2015
- [38] Kojima, K. and Takewaki, I.: Critical input and response of elastic-plastic structures under long-duration earthquake ground motions, *Frontiers in Built Environment*, Vol. 1, Article 15, 2015
- [39] 近藤 恭一郎, 榎田 航己, 竹脇 出: 地震動形成過程における不確定性を考慮した極限的地震動とそれを用いた構造物のロバスト性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 233-234, 2019
- [40] 黒瀬 梨加, 本藤 洋介, 秦 一平: 連結型制震フレーム改修工法に関する基礎的研究, その 4 中間層連結制震システムによる制震改修方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 319-320, 2016
- [41] Lazar, I.F., Neild, S. A. and Wagg, D. J.: Inerter-based vibration suppression systems for laterally and base-excited structures, *Proc. EURODDYN 2014*, pp.1525-1530, 2014
- [42] Li, L and Liang, Q.: Effect of inerter for seismic mitigation comparing with base isolation. *Struct. Control Health Monit.* 2019
- [43] Makita, K., Kondo, K. and Takewaki, I.: Finite difference method-based critical ground motion and robustness evaluation for long-period building structures under uncertainty in fault rupture, *Frontiers in Built Environment*, Volume 5: Article 2, 2019
- [44] 丸尾 純也, 藤谷 秀雄, 伊藤 麻衣: 回転慣性質量ダンパーによる連結制振構造の基本特性とセミアクティブ制御-可変減衰と可変回転慣性質量によるセミアクティブ制御-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 683-684, 2015

- [45] 満田 衛資, 大淵 充紀, 辻 聖晃, 竹脇 出: 連結制振構法を用いた建物の固有振動および減衰に関する基本特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, No. 696, pp. 227-236, 2014
- [46] modeFRONTIER, ESTECO SpA, <https://www.esteco.com/modefrontier>
- [47] Murakami, Y., Noshi, K., Fujita, K., Tsuji, M. and Takewaki, I.: Simultaneous optimal damper placement using oil, hysteretic and inertial mass dampers, Earthquakes and Structures, Vol. 5, No. 3, 2013, pp. 261-276
- [48] 村瀬 充, 藤田皓平, 辻 聖晃, 竹脇 出: 幅広いタイプの地震動にも頑強な免震と連結制振のハイブリッド構造, 構造工学論文集, Vol. 60B, pp. 413-422, 2014
- [49] 村瀬 充, 竹脇 出: 慣性質量ダンパーを用いた連結制振構造の最適慣性質量ダンパー量, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, No. 784, pp. 912-923, 2021
- [50] 村瀬 充, 竹脇 出: 地震動特性の変動にロバストな連結慣性質量ダンパーの入力エネルギー解析を用いた最適パラメータ設定, 日本建築学会構造系論文集, 第 87 巻, No. 799, pp. 902-911, 2022
- [51] 村瀬 充, 竹脇 出: 慣性質量ダンパーを用いた連結制振建物の信頼性に基づくロバスト最適設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 巻, No. 805, 2023 (掲載予定)
- [52] 中村 晋, 室野 剛隆, 芦谷 公稔: 地震動のエネルギー的評価指標に基づく非線形地震応答の推定に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 710 号, pp. 399-411, 2002
- [53] 中川 肇, 浅野 幸一郎: 地震信頼性解析に基づく非線形粘性ダンパーを有する免震構造物の性能設計について, 日本建築学会構造系論文集, 第 601 号, pp. 61-67, 2006
- [54] 日本建築学会: 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—, 2013
- [55] 日本建築学会: 応用力学シリーズ 12 建築構造設計における冗長性とロバスト性, 2013
- [56] 日本建築学会: 建築物の限界状態設計指針, 2002
- [57] 荻野 瑛, 古橋 剛, 油野 球子, 押山 育未: D.M.を用いた連結制振に関する基礎的研究(その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 719-724, 2011
- [58] 大井 謙一, 田中 尚, 高梨 晃一: 地震動による構造物へのエネルギー入力 of 統計量予測に関する基礎的考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 347 号, pp. 47-55, 1985
- [59] 大森 博司, 田村 尚土, 伊藤 智幸: 多目的最適化法による鋼構造物の構造設計支援手法の提案, 構造工学論文集, Vol. 54B, pp. 251-257, 2008
- [60] 岡田 康男: 最適信頼性設計への GA の適用に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 470 号, pp. 29-34, 1995
- [61] 小野 徹郎, 趙 衍剛, 石井 清, 井戸田 秀樹: パラメータの不確定性を考慮した構造信頼性解析, 構造工学論文集, Vol. 41B, pp. 159-164, 1995

- [62] 江原 勇介, 木下 拓也, 和多田 遼: 多目的最適化を用いた超高層制震建物のオイルダンパーおよび架構剛性の最適設定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 327-328, 2018
- [63] 齊藤 賢二, 栗田 哲, 井上 範夫: 慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーによる一質点構造の最適応答制御と Kelvin モデル化手法に関する考察, 構造工学論文集, Vol. 53B, pp. 53-66, 2007
- [64] 坂口 和大, 竹脇 出: 地盤剛性を考慮した連結制振建物モデルへの地震エネルギーの入力メカニズム, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 707 号, pp. 69-79, 2015
- [65] 阪田 義隆: クリギング入門-空間データ推定の確率論的アプローチ-, コロナ社, 2021
- [66] 背戸 一登, 岩浪 孝一, 滝田 好宏: 動吸振器による多自由度系の制振 (第 1 報, 動吸振器の設計理論), 日本機械学会論文集 (C 編), 第 50 巻, 第 458 号, 1984
- [67] 背戸 一登, 大熊 政明, 山下 繁生, 長松 昭男: 多自由度系の等価質量同定法, 日本機械学会論文集 (C 編), 第 53 巻, 第 485 号, 1987
- [68] Seto, K. and Matsumoto, Y.: Vibration control of multiple connected buildings using active controlled bridges, Proc. World Conf. Struct. Control, 3 (2002-8), pp. 253-261, Wiley., 2003
- [69] 背戸 一登: 構造物の振動制御, コロナ社, 2006
- [70] 曾我部 博之: ロバストを考慮した設計 1-シックスシグマ設計に基づく崩壊荷重のロバスト最適化-, 日本建築学会大会 PD (応用力学), 2008
- [71] 相馬 和貴, 西谷 章: 応答超過確率の均一化を目指す減衰配置の最適化に関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 789-790, 2016
- [72] Sudret, B. : Meta-models for structural reliability and uncertainty, Proc. of 5th Asia-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications, Singapore, pp. 53-76, 2012
- [73] 竹脇 出, 辻 聖晃: 連結制震ダンパーを有する構造物群へ入力される地震エネルギーの基本特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 616 号, pp. 81-87, 2007
- [74] Takewaki, I., Murakami, S., Yoshitomi, S. and Tsuji, M.: Fundamental mechanism of earthquake response reduction in building structures with inertial dampers, Struct. Control Health Monitoring, 19(6), pp. 590-608, 2012
- [75] Takewaki, I.: Optimal damper placement for minimum transfer functions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 1113-1124, 1997
- [76] 竹脇 出: 変動クリティカル外乱に対するグローバル性能最大化設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 539 号, pp. 63-69, 2001
- [77] Takewaki, I. and Ben-Haim, Y.: Info-gap robust design with load and model uncertainties, Journal of Sound and Vibration, Vol. 288, pp. 551-570, 2005
- [78] 竹脇 出: 不確定性を有する構造物のロバスト性の非確率的評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 581 号, pp.55-61, 2004

- [79] 武居 秀樹, 池田 隼人, 山下 淳一, 杉浦 良和, 佐藤 慶太, 田畑 健: 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, pp. 205-206, 2019
- [80] 高橋 和久, 金子 健作, 元結 正次郎: 超高層 RC 造建物の塑性率に応じた地震用 TMD の最適同調比の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 847-848, 2019
- [81] Tamura, G., Taniguchi, M., Fujita, K., Tsuji, M. and Takewaki, I.: Optimal damper placement in hybrid control system of multiple isolation and building connection, *Int. J. Earthquake and Impact Engineering*, Vol. 2, No. 1, pp. 67-87, 2017
- [82] 宇田川 裕喜, 西谷 章: 構造特性のばらつきを考慮した地震時非線形挙動の信頼性解析に基づく最適減衰配置手法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 93-94, 2017
- [83] 山川 誠, 大崎 純: 順序統計量を用いて地震動特性のパラメータ変動を考慮したロバスト最適設計, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 62B, pp. 381-386, 2016
- [84] 山川 誠, 吉富 信太, 上谷 宏二: 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, Vol. 583, pp. 77-83, 2004
- [85] 楊 貴君, 岩崎 良二, 高田 毅士: 連結構造物における定点理論に基づく質量比一周波数比空間の領域分類と最適パラメータの誘導, 日本建築学会構造系論文集, No. 617, pp. 71-76, 2007
- [86] 安田 圭佑, 藤田 皓平, 竹脇 出: 地震時弾塑性応答を考慮した高層免震建物のロバスト性評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 811-812, 2017
- [87] 横田 治彦, 佐武 直紀, 岡田 敬一: 振動試験および地震観測データに基づく鉄骨造高層建物の減衰性状, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 453, pp. 77-84, 1993
- [88] Zhang, SY, Jiang, JZ, Neild, SA.: Passive vibration control: a structure-immittance approach. *Proc. R. Soc. A* 473: 2017
- [89] 趙 衍剛, 小野 徹郎, 鈴木 誠: パラメータの不確定性を考慮した動的構造信頼性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 497 号, pp. 33-38, 1997
- [90] 趙 衍剛, 小野 徹郎: モーメント法による構造信頼性解析: その 1, 基本的な考え方, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 13-14, 1999

発表論文

■本論文に直接関連する業績（査読付き学術誌）

- 1) 村瀬 充, 竹脇 出：慣性質量ダンパーを用いた連結制振構造の最適慣性質量ダンパー量, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, No. 784, pp. 912-923, 2021
- 2) 村瀬 充, 竹脇 出: 地震動特性の変動にロバストな連結慣性質量ダンパーの入力エネルギー解析を用いた最適パラメータ設定, 日本建築学会構造系論文集, 第 87 巻, No. 799, pp. 902-911, 2022
- 3) 村瀬 充, 竹脇 出: 慣性質量ダンパーを用いた連結制振建物の信頼性に基づくロバスト最適設計, 日本建築学会構造系論文集（第 88 巻, No. 805, 2023 掲載予定）

■本論文に直接関連する業績（査読無し）

- 1) 村瀬 充, 竹脇 出：慣性質量ダンパーを用いた連結制振構造の最適慣性質量ダンパー量, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 717-718, 2021
- 2) 村瀬 充, 竹脇 出: 入力エネルギー解析を用いた連結慣性質量ダンパーの最適パラメータ設定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 267-268, 2022

■その他の業績（査読付き学術誌）

- 1) Murase, M., Tsuji, M. and Takewaki, I.: Smart passive control of buildings with higher redundancy and robustness using base-isolation and inter-connection, Earthquakes and Structures, Vol. 4, No. 6, pp. 649-670, 2013
- 2) 村瀬 充, 藤田 皓平, 辻 聖晃. 竹脇 出: 幅広いタイプの地震動にも頑強な免震と連結制振のハイブリッド構造, 構造工学論文集, Vol. 60B, pp. 413-422, 2014

■その他の業績（査読無し）

- 1) 村瀬 充, 吉富 信太, 辻 聖晃, 竹脇 出: 免震構造と連結制振構造を組み合わせた建物の地震時応答低減特性, 日本建築学会近畿支部研究報告集（構造系）, pp. 209-212, 2012
- 2) 村瀬 充, 吉富 信太, 辻 聖晃, 竹脇 出: 免震構造と連結制振構造を組み合わせた建物の地震時応答低減特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 279-280, 2012
- 3) 村瀬 充, 藤田 皓平, 辻 聖晃, 竹脇 出: 幅広いタイプの地震動にも頑強な免震と連結制振のハイブリッド構造, 日本建築学会近畿支部研究報告集（構造系）, pp. 125-128, 2013
- 4) 村瀬 充, 藤田 皓平, 辻 聖晃, 竹脇 出: 幅広いタイプの地震動にも頑強な免震と連

結制振のハイブリッド構造, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 707-708, 2013

- 5) 村瀬 充, 藤田 皓平, 辻 聖晃, 竹脇 出: 幅広いタイプの地震動に頑強な免震と連結制振のハイブリッド構造, 日本建築学会近畿支部研究報告集 (構造系), pp. 241-244, 2014
- 6) 村瀬 充, 藤田 皓平, 辻 聖晃, 竹脇 出: 免震と連結制振を組み合わせたハイブリッド構造システムの連結ダンパー量決定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 711-712, 2014

謝辞

著者は、京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 環境構成学講座 地盤環境工学分野の博士後期課程在学中において、慣性質量ダンパーを用いた連結制振の最適設計およびロバスト最適設計に関する研究に従事してきました。本論文は、博士後期課程在学中に行った研究成果を学位論文としてまとめたものであります。

竹脇 出先生（現京都大学教授）には、2011年に学部4回生で地盤環境工学分野研究室に所属してからの3年間、および2020年に博士課程編入学後の3年間、懇切丁寧なご指導を賜りました。研究室に所属してから修士課程にかけて、免震・連結制振ハイブリッドシステムの設計法に関する研究に従事させていただきました。また、博士課程編入学後は本論文の内容である、慣性質量ダンパーを用いた連結制振の最適設計およびロバスト最適設計に関する研究のご指導を賜りました。竹脇先生には、在学中のみならず、就職後も多くの心遣いをいただき、本論文を完成させることができました。ここに、心より深く御礼申し上げます。

大崎 純先生（現京都大学教授）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。深く御礼申し上げます。

池田 芳樹先生（現京都大学教授）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。深く御礼申し上げます。

藤田 皓平先生（現京都大学准教授）には、本研究を行うにあたり、特に解析環境のご提供やご助言を賜りました。深く御礼申し上げます。

研究室秘書の門永 加奈子様には、研究に関する事務手続きを支援していただきました。深く御礼申し上げます。

本研究の遂行に際し、清水建設株式会社 技術研究所長 掛川 秀史博士、清水建設株式会社 技術研究所 建設基盤技術センター長 名知 博司博士、清水建設株式会社 技術研究所 建設基盤技術センター架構技術グループ長 石井 大吾博士より本論文の完成にむけて十分な環境を与えていただき、ご配慮いただきましたことを深く感謝いたします。

最後に、博士後期課程への編入学や論文完成までの長きにわたり、協力と励ましをくれた家族に、心より感謝いたします。

2023年1月 村瀬 充