

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	ブレースの座屈に着目した鋼構造骨組の終局耐震性能および最適設計
Title(English)	Ultimate Seismic Performance and Optimal Design Strategy of Steel Frames Focused on Brace Buckling
著者(和文)	寺澤友貴
Author(English)	Yuki Terazawa
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第11166号, 授与年月日:2019年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:竹内 徹,坂田 弘安,五十嵐 規矩夫,堀田 久人,田村 修次
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第11166号, Conferred date:2019/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

ブレースの座屈に着目した鋼構造骨組の
終局耐震性能および最適設計

Ultimate Seismic Performance and
Optimal Design Strategy of Steel Frames Focused on Brace Buckling

平成 30 年度 学位論文

東京工業大学 環境・社会理工学院 建築学系 建築学コース
竹内徹 研究室

寺澤 友貴

論文要旨

本論文は「ブレースの座屈に着目した鋼構造骨組の終局耐震性能および最適設計」と題し、鋼構造骨組内の円形鋼管ブレースが座屈を生じて部材破断に至るまでの累積変形性能と終局耐震性能、ならびにその座屈発生の解消を目指す制振ブレースの最適設計手法について論じたものであり、以下の6章で構成される。

第1章「序論」では、本研究の背景を述べ、ブレース付鋼構造骨組に関する既往研究を概観し、その耐震設計において未だ明らかでない問題点を指摘し、本研究の目的や論文構成を示している。

第2章「座屈後破断を伴う薄肉円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の振動台実験」では、過大変形時のP- Δ 効果を再現する実験装置と低層建物の第1層を抽出した径厚比42のブレースを片流れ配置した架構の振動台実験を行い、ブレースが座屈後に破断して架構が層崩壊する動的崩壊挙動を分析している。この実験からブレースの座屈後破断が架構の層崩壊挙動にとって致命的であることや、層崩壊はブレース局部座屈部の亀裂発生時より全断面破断時に顕著となる知見を得ている。また、実験結果より、静的部材実験に基づいて構築された既往のブレース部材の破断時期評価手法が、骨組配置かつ動的入力に対しても適用可能であり、同手法を組み込んだ時刻歴応答解析は、安全側の耐震性能評価を与えることを示している。一方、局部歪の評価結果から、全体座屈した強度型ブレースは、余震等の小地震の繰返しで破断する可能性が高い点を指摘している。

第3章「径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能および構造特性係数」では、初めに第2章の試験体のブレースの細長比と径厚比をパラメータにFEM解析を行い、骨組から付加曲げを受けるブレース部材の累積変形性能と破壊性状を分類し、部材破断時期評価手法が径厚比約90以下の範囲で適用可能であることを示している。次に径厚比12の試験体の性能確認実験を行い、前章との比較からブレース付鋼構造骨組の終局耐震性能は、最大応答に関わる細長比のみならず、部材破断時期に関わる径厚比の影響を受けることを示した。また、径厚比が小さいブレースは、保有耐力接合を満たしても溶接部の応力集中を緩和できない場合があり、接合部納まりに留意すべき点も示している。以上を踏まえ、上述の部材破断時期評価手法と等価繰返し回数を援用して、円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した構造特性係数の略算法を提案し、部

材破断を考慮しない従来の告示や鋼構造限界状態設計指針(LSD)の耐震性能指標の余裕率を検証し、ブレースの水平力分担率による割増が適用されない BA ランクの余裕率が低いこと、告示の極稀地震 1 回では LSD の径厚比制限 35 を満たす架構であれば余裕率 35%以上を有することを示している。一方、長時間・長周期地震動入力等では余裕率は一般に低下し、座屈を前提とする弾塑性設計を経済的な選択肢と捉え続けることが難しい点も示している。

第 4 章「一般化応答スペクトル解析法を用いた応答制御型ブレース付鋼構造骨組の地震応答評価」では、第 3 章までの強度型ブレース付架構の検討結果を受け、極稀地震後の継続使用など要求性能の高い建物に適用される応答制御設計について、複素固有値解析と応答スペクトル法の収斂計算に基づく一般化応答スペクトル解析法を提案している。提案評価法は従来の簡易自由度系を用いた等価線形化法と比べ、応力解析に用いる程度の骨組モデルのまま、詳細なダンパー量と配置を直接検討することが可能であり、曲げ系、軸力系に依らず実用的な精度で、時刻歴応答解析より高速(自由度数 810 のモデルに対して約 5 秒)に、座屈やその他の応答制御への効果が検証可能である。また、振幅依存型減衰を表現する複素剛性の評価は、特定の振動モードが卓越する場合は最大点剛性法、複数の振動モードが卓越する場合は平均減衰法の評価精度が良いことを示している。一方で、高い主架構ダンパー剛性比や極端なスペクトル性状を有する地震動入力の場合など、地震応答の非線形性が強くなると評価精度が悪化する点も示している。

第 5 章「座屈制御を目的とした鋼構造骨組へのブレース最適設計法の提案」では、一般化応答スペクトル解析法を遺伝的アルゴリズムや粒子群最適化などの最適化アルゴリズムモジュールと組合せた設計手法へ拡張し、座屈拘束ブレース(BRB)を用いた改修が行われた実在トラス鉄塔や、一般的な BRB 付骨組を対象に最適化計算を実施し、提案手法が時刻歴応答解析を用いた試行錯誤や、等価一自由度系を用いた検討手法より優れた設計解を得られること、詳細多自由度系でも等価一自由度系と同様な性能曲線が導出できることを示し、最後に耐震要素を外周に集約した外殻構造物を対象に、強度型ブレースを含め、より複雑な配置最適化計算を行い、変位の低減を目的とする場合は BRB が層方向に均一に、部材座屈の解消を目的とする場合はスパン方向に集中的に配置され、変位と座屈の基準を満たす場合は両者の中間的な配置となることを示している。

第 6 章「結論」では、各章で得られた成果を統括している。

Synopsis

The post-buckling ductile fracture behavior of cold-formed and closed section braces are becoming a considerable problem of seismic design of steel braced frames according to previous seismic damage reports and numerical fracture analysis results. To cover an insufficiency of the current seismic design method about this problem, this thesis studied ultimate seismic performance and optimal damper design strategy of steel braced frames including both circular hollow section braces (CHS, the most popular closed section braces in Japan) and elasto-plastic damper braces as buckling restrained braces.

In Chapter 1, the background and literature review about research fields of steel braced frames were summarized, and the purpose of this thesis was discussed.

In Chapter 2, the dynamic fracture characteristic of a thin CHS braced frames model was investigated by a collapse test, and the existing CHS fracture evaluation method and the fracture analysis method were validated under dynamic loading.

In Chapter 3, a structural ductility factor of CHS braced frames considering member fracture was proposed according to the discussion of the cumulative plastic deformation capacity of in-frame CHS braces by finite element analysis and some performance experiments, and the margin of safety of the current design standard value were estimated and analyzed against a variety of section property and seismic inputs, which suggested one of the limitation of the code-based elasto-plastic design philosophy as an easy and economical seismic design method.

In Chapter 4, according to the above discussion of the buckling braced frames, a numerical seismic response evaluation method named as “Generalized Response Spectrum analysis” (GRSA) for highly intermediate three dimensional structures (to require higher seismic performance) with various damper braces including elasto-plastic damper braces was proposed, and the accuracy, applicability and limitation were confirmed.

In Chapter 5, the optimal damper design strategy composed of GRSA and optimization algorithms to prevent member buckling was proposed. The efficiency of the proposed design strategy was verified, analyzed and discussed in a series of studies using an existing lattice tower structure, typical buckling-restrained braced frames in Japan and a concentric braced frame skin structure.

In Chapter 6, the conclusions of each chapter were summarized.

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景	3
1.2 既往の研究	
1.2.1 ブレース部材とブレース付鋼構造骨組の繰返し挙動に関する実験研究	7
1.2.2 ブレース部材の座屈履歴挙動の数値モデルに関する研究	8
1.2.3 ブレース部材の破断までの累積変形性能に関する実験研究	10
1.2.4 ブレース部材の破断時期予測と強度型架構の崩壊解析に関する研究	11
1.2.5 ブレース付鋼構造骨組の振動台実験に関する研究	16
1.2.6 座屈拘束ブレースの性能と応答制御型架構への適用に関する研究	16
1.2.7 応答制御型架構の地震応答評価に関する研究	17
1.2.8 数理的・発見的にダンパーを最適設計する手法に関する研究	19
1.3 研究の目的	21
1.4 研究の対象と方法	21
1.5 論文の構成	22

第2章 座屈後破断を伴う薄肉円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の振動台実験

2.1 序	34
2.2 慣性質量装置を用いた実験システムの構築	
2.2.1 慣性質量装置の定義	35
2.2.2 目標性能の設定	36
2.2.3 既往の慣性質量装置の分類と比較分析	39
2.2.4 本論の実験システムの装置概要	44
2.2.5 荷重計測の精度検証	49
2.3 予備実験	
2.3.1 試験体概要	51
2.3.2 計測計画	54
2.3.3 載荷計画	58
2.3.3 予備実験 (準静的繰返し載荷実験)	59

2.3.4	予備実験 (弾性振動実験).....	63
2.4	振動倒壊実験	
2.4.1	試験体状況	65
2.4.2	時刻歴波形	68
2.4.3	荷重—変形関係	71
2.4.4	各種入力と亀裂発生までのブレース荷重変形関係と損傷状態	77
2.5	円形鋼管ブレースの部材破断時期予測手法の適用性	
2.5.1	評価手順	78
2.5.2	各種入力と評価値の比較	83
2.5.3	各種入力と疲労損傷指標の推移	84
2.6	部材破断を考慮した時刻歴応答解析手法の適用性	
2.6.1	数値解析手法と比較するパラメータの概要	85
2.6.2	解析モデル	88
2.6.3	振動台実験との対応関係	92
2.6.4	ブレース接合部条件や復元力特性の影響	95
2.7	2章のまとめ	98
第3章	径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能と構造特性係数	
3.1	序	104
3.2	径厚比約 42 の C742 試験体の数値解析検証	
3.2.1	解析概要	105
3.2.2	軸方向歪の周方向分布の推移	110
3.2.3	部材破断時期評価に与えるブレース座屈方向の影響	111
3.3	ブレース断面諸元に着目した広範な数値解析検証	
3.3.1	モデルパラメータの概要	112
3.3.2	破壊性状と累積変形性能	115
3.3.3	部材破断時期評価手法の適用性	119
3.4	局部座屈を生じにくいブレース付鋼構造骨組の性能確認実験	
3.4.1	試験体概要	126

3.4.2	準静的入力下における実験結果と考察	130
3.4.3	動的入力下における実験結果と考察	141
3.5	円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した構造特性係数と破断安全余裕率	
3.5.1	評価法の提案と破断安全余裕率の定義	150
3.5.2	想定建物の概要と比較対象の規準値	153
3.5.3	告示 D_s 現行値の余裕率	156
3.5.4	鋼構造限界状態設計指針 $\beta_{k_{di}}$ の余裕率	159
3.5.5	その他の地震動入力に対する弾塑性設計指標の安全余裕率	161
3.6	3章のまとめ	167
第4章	一般化応答スペクトル解析法を用いた応答制御型ブレース付鋼構造骨組の地震応答評価	
4.1	序	173
4.2	ダンパーを有する多自由度系を対象とした既往の応答スペクトル解析法	
4.2.1	各種用語について	174
4.2.2	拡張型等価線形化法	178
4.2.3	非比例減衰系のための拡張型モード重合法	179
4.3	一般化応答スペクトル解析法(GRSA)の提案	
4.3.1	複素非対称減衰系の地震応答評価	182
4.3.2	ブレース型弾塑性ダンパーの複素剛性要素	186
4.3.3	一般化応答スペクトル解析法の計算ルーチンの詳細	190
4.4	ラーメン構造物(曲げ系)に対する GRSA の適用性	
4.4.1	解析モデル概要	194
4.4.2	1層モデルの評価精度	196
4.4.3	低層モデルの評価精度	198
4.4.4	固定荷重および様々な BRB 配置を考慮した9層モデルの評価精度	199
4.4.5	中層から高層モデルの評価精度	202
4.5	トラス構造物(軸力系)に対する GRSA の適用性	
4.5.1	解析モデル概要	205
4.5.2	評価結果	207

4.5.3	計算時間の比較	210
4.6	4章のまとめ	213
第5章	座屈制御を目的とした鋼構造骨組へのブレース最適設計法の提案	
5.1	序	218
5.2	一般化応答スペクトル解析法に基づくブレース付鋼構造骨組の最適設計手法	219
5.3	実在トラス鉄塔を対象とする最適化計算	
5.3.1	最適化問題の概要	223
5.3.2	最適 BRB 配置と既存改修法の比較(各層 BRB 容量は固定)	226
5.3.3	最適 BRB 容量分布と既存改修法の比較(BRB 配置は固定)	229
5.4	座屈拘束ブレース付骨組を対象とする最適化計算	
5.4.1	想定建物と最適化問題の概要	231
5.4.2	多目的分布量最適化と標準法の比較	234
5.5	強度型ブレースと座屈拘束ブレースが混在する外殻構造物を対象とする最適化計算	
5.5.1	想定建物と最適化問題の概要	238
5.5.2	BRB 置換のみを利用した最適配置解の傾向	243
5.5.3	ブレースの除去を含む最適配置解の傾向	245
5.5.4	1層柱の BRC 置換を含む最適配置解の傾向	246
5.5.5	ブレースの除去と1層柱の BRC 置換を含む最適配置解の傾向	247
5.6	5章のまとめ	248
第6章	結論	252

発表論文リスト

第 1 章 序論

1.1. 研究の背景

ブレース付鋼構造骨組は、鉛直方向に配置されたブレース部材(トラス部材)を介して、架構全体がトラス挙動によって水平力に抵抗する構造物全般を指す¹⁻¹⁾。ブレース部材によって容易に水平方向の剛性と耐力を高められるため、この構造システムの歴史は長い。その原点は 19 世紀まで遡り、New York Crystal Palace (1853 年, 米国)の設計では、鉛直方向のトラス(梁)が風荷重に対して建物を補剛(bracing)する概念が既に述べられ¹⁻²⁾、より直接的にブレース部材を採用した Eiffel Tower (1889 年, フランス)の設計前後にその優れた性能が一般に認知され、20 世紀初頭の超高層需要に伴い急速に発展・普及し、現代も重層構造物から鉄塔など空間構造物まで幅広く利用されている¹⁻¹⁾。

その一方、水平抵抗の要となるブレースは軸力主体型の部材であり、地震時は曲げ座屈(全体座屈)に起因する損傷を生じる。具体的には①たわみ変形と付加モーメントに伴う圧縮側の剛性と耐力低下、②軸変形の増大に伴う局所の板要素の屈服(局部座屈)、③局部座屈部の歪集中と繰返し変形による低サイクル疲労破壊(亀裂発生)、④亀裂の進展と全断面破断である。①は片側の引張耐力と剛性を担保する 2 本一組のブレース配置である程度対応できるが、②～④は地震荷重が確率的な事象のため完全に防ぐことは出来ず、設計時の取扱いが難しい。特に角型や円形など閉断面ブレースは、屈服した断面角部の歪集中が著しく、開断面ブレースと比べて容易に低サイクル疲労破壊を生じ、累積変形性能が低いことが知られる¹⁻¹⁾。1990 年以降の約 30 年の間だけでも、日本国内では直下型(兵庫県南部沖地震)、長周期長時間型(新潟中越沖地震、東北地方太平洋沖地震)、多数回直下型(熊本地震)など様々な大規模地震が発生し、Photo 1.1.1 に示すように、その度に閉断面ブレースが部材破断する被害が報告されている。また、近年の数値解析結果では、部材破断を生じると特定層へ損傷集中する可能性が盛んに指摘されている¹⁻⁶⁾。幸いにして、現在まで数値解析結果に示されるようなブレース破断を起因とした骨組の層崩壊被害は報告されていない。しかし、②～④の過程に代表される部材破断が架構全体に与える悪影響は明らかになりつつある。ブレース付鋼構造骨組は、既に部材破断の評価や、それを考慮した強非線形領域の数値解析(崩壊解析)まで行える段階に至っているが、①～④を含め層崩壊までの詳細な動特性を比較できる実験データは殆ど無いのが現状である。また、実験値が殆どないため、崩壊解析手法もブレース破断後挙動の妥当性は検証されていない。南海トラフ地震など今後発生が予想される大規模・長時間地震¹⁻⁷⁾を考慮し、ブレース付鋼構造骨組が層崩壊に至るまでの挙動や原設計の余裕度を詳細に把握する必要がある。

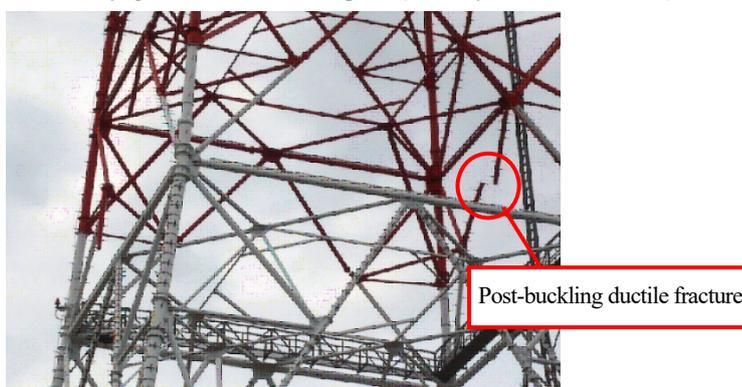
以下に各耐震設計における②～④の取扱いと、それに対する現在の問題点について述べる。

ブレース付鋼構造骨組の主要な耐震設計としては、設計想定地震荷重に対して、主架構の一部損傷を認め、その塑性エネルギー吸収によって地震応答を低減する、いわゆる弾塑性設計が採用される事が多い。弾塑性設計は部材の終局耐力と塑性変形性能を前提とした、必要耐震性能の下限を支える設計法であり、各地震国の法規でマニュアル化されている。また、安価な規格品を用いて効率的に水平剛性と耐力を確保でき、設計手順も容易なため、強度型のブレース付架構は経済的な耐震構造の選択肢として重要である。弾塑性設計は Newmark らが提唱したエネルギー一定則¹⁻⁸⁾に基づき、弾性応答時の必要保有水平耐力 Q_{ud} に対し、層の塑性エネルギー吸収性能と等価な低減係数より換算した Q_{ud} を計算し、実際の耐力がこれを上回ることを確認する。この低減係数は、欧州では Behavior factor q ¹⁻⁹⁾、米国では Response modification factor R ^{1-10), 1-11)}、日本の建築基準法 (BSL)¹⁻¹²⁾では構造特性係数 D_s と呼ばれ、弾塑性設計における耐震性能指標といえる。欧米では、鋼構造骨組(MRF)は柱梁、無偏心ブレース付鋼構造骨組(CBF)はブレースなど塑性エネルギー吸収を担当する部位を明確に分類して q と R を一義に定める。これに対し D_s は、欧米の MRF とブレースを含めた Dual system が相当すると推測される。しかし、その手順はブレースを細長比のランクに基づきエネルギー吸収性能を分類する¹⁻¹²⁾一方で、実際の評価は MRF を前提として基本 D_s 値を決定した後、ブレースの水平力分担率に応じて割増だけ行う。このように、Dual system としてブレースの塑性化を認めつつも、実体は MRF のエネルギー吸収を妨げるペナルティとして扱い、各パラメータに応じて低減値も変動するなど、 D_s は日本固有の耐震性能指標となっている¹⁻¹³⁾。

ただし、どの指標もブレースの部材破断による累積変形性能の限界を考慮しない点で共通しており、既存や新規を問わず破断安全余裕率の検証が急務となっている。この点について崩壊解析は、建物毎に詳細な終局耐震性能を検証できる有効な手法である。しかしながら、弾塑性設計の利点が手続きの簡便さにあることを考慮すると、手計算の略算法も必要と考えられる。また、崩壊解析は、実際に各層毎に使用した耐震性能指標との関連が曖昧な個別解が得られるため、現行の指標の余裕率を包括的に議論することは難しい。例えば D_s は、径厚比や幅厚比に制限がなく、特に②～④の問題が深刻な閉断面ブレースでは、これらの数値が大きな断面ほど細長比が小さくなりやすく(割増が小さくなる)、評価上は優秀として採用される可能性がある。このように現行の手続きは断面検討時に危険側となる場合があり、同様なケースをスクリーニングするためにも、断面性能などのパラメータ分布図上で、簡便に D_s の安全余裕率を視覚化する手法が必要である。しかしながら、こういった手法の提案や検証例は未だ少ないのが現状である。また、BSL の弾塑性設計の地震力は 1981 年制定時のレベル 2 極稀地震(標準層せん断力係数 $C_0 = 1.0$)を想定しており、疲労破



(a) A parking lot in 1995 Hyogoken Nanbu-oki earthquake (Courtesy of Prof. Kuwamura)¹⁻³⁾



(b) A lattice tower in 2007 Chuetsu-oki earthquake (Courtesy of TEPCO)¹⁻⁴⁾



(c) A double layer grids in 2016 Kumamoto earthquake (Courtesy of Prof. Takeuchi)¹⁻⁵⁾

Photo 1.1.1 Observed low cycle fatigue fractures of concentric braces due to earthquakes

壊の問題^{1-14), 1-15)}で注目される地震動の継続時間性に関する余裕率の検証も必要である。その一方、D_s 評価はあくまで設計上の手続きに過ぎないため、部材破断の安全余裕率は、実験やその補完解析を用いてブレースの累積変形性能や架構の終局耐震性能を整理した後に議論する必要がある。

近年は事業継続性(BCP)の観点から、大地震後も継続使用を求める建築物が増えており、そういった建物に損傷や残留変形を残す一般的な弾塑性設計を適用することは必ずしも適当とは言えない。その一方、②～④などから懸念される数々の問題の根本原因は、ブレースが曲げ座屈を生じる

ことにあり、このような要求性能の高い構造物においては、制振部材を導入することによって、再現期間 500 年程度の地震(以下、極稀地震)でそもそもブレースを曲げ座屈させないという応答制御型設計が有効である。制振部材(以下、簡単のためダンパーとも称する)は効率的な地震エネルギー吸収を意図したデバイスであり、主架構部材の一部損傷を利用する場合より優れた応答低減効果を発揮する。その中でも特に座屈拘束ブレース(BRB)¹⁻¹⁶⁾に代表される弾塑性ダンパーブレースは、指定された耐力で降伏するよう設計することで周辺部材の負担荷重上昇を抑制する荷重制御(ヒューズ)の役割も期待でき、ブレースの曲げ座屈を解消する抜本的な解決策になりうる。従って、付加減衰とヒューズの機能を有する BRB と、安価に水平剛性と耐力を付与する従来の強度型ブレースを組合せ、より強靱なブレース付鋼構造骨組を設計することが可能となる。なお、BRB は、圧縮側の耐力も期待できる靱性の高いブレースとして、欧米では座屈拘束ブレース付鋼構造骨組(BRBF)、日本ではBA ランクブレースのカテゴリーが設けられており、弾塑性設計の部材としても取扱うことができ、この点でブレース付鋼構造骨組における応答制御型架構は上位の強度型架構といえる。

強度型ブレースが混在する BRBF においては、“どこにどれだけ BRB を配置すると曲げ座屈や他の地震応答に効果的か?”、など離散的なダンパーの配置や容量の検討が問題となる。この点について、現在の BRBF の設計では、時間のかかる時刻歴応答解析を試行錯誤的に用いる手法しかないのが現状である。BRB に限らず、ダンパーは一般に高価であり、また導入量が多すぎると応答が却って増幅するなどの特徴があり、時刻歴応答解析を用いず時間効率的にダンパー量を検討するための地震応答評価と最適化手法に関する研究はこれまでも盛んに行われてきた。しかしながら、これまでの地震応答評価に関する既往研究の主要な目標は、弾塑性設計と同様な、手計算の範囲で行える応答制御型設計の標準手法を確立することにあつた¹⁻¹⁷⁾。この手法は各層を集約した単純な振動モデルの範囲しか検討できず、BRBF の最適設計法の提案は重層構造系などに限定されている。また、数値的な地震応答評価を駆使して、ダンパーの具体的な配置位置を最適化する研究も広く行われているが、時間効率性の良い手法はオイルまたは粘性タイプなど減衰性能が取り扱いやすい速度依存型ダンパーへの適用に留まっており、振幅依存型の非線形特性を有する弾塑性ダンパーに関する検討は殆ど手付かずとなっている。必要耐震性能の下限を支える強度型架構と比較して、応答制御型架構は建築設計の可能性を広げられる耐震構造であり、以上の需要に答えられる手法の検討にあたっては、意匠・構造分野での普及が目覚ましいデザイン・コンピューティング¹⁻¹⁸⁾など、近年の設計ツールの進化¹⁻¹⁹⁾も考慮し、任意の建物形状やダンパー種にも適用可能な汎用性・拡張性が求められると考えられる。

1. 2. 既往の研究

ブレース付鋼構造骨組の歴史は長く、既往研究も長期かつ多岐に渡って精力的に検討されている。そこで本節では、関係する研究領域を順を追って整理し、未だ明らかでない事項に言及する。

1. 2. 1. ブレース部材とブレース付鋼構造骨組の繰返し挙動に関する実験研究

ブレース付鋼構造骨組は非地震地域で誕生したため、当初の規準¹⁻²⁰⁾や設計マニュアル¹⁻²¹⁾は、風荷重を対象に、ブレースは十分に細長く座屈耐力が無視できる引張材を仮定していた。しかしながら、ブレース付鋼構造骨組が地震地域へ普及するに伴い、地震荷重の規定が設けられ、より高い剛性と耐力を確保できる細長比の小さな断面の使用が始まると、引張材として無視していた座屈後挙動の解明が必要になり、その結果として 1960 年代から実験研究が盛んに行われるに至る。

特に初期は架構実験から始まり、これはブレース配置など従来型の設計との対応の検証を兼ねていたと推測される。例えば若林・辻ら(1965 年¹⁻²²⁾, 1966 年¹⁻²³⁾)は、高さ 1m×スパン 1m の 1 層あるいは 2 層の門型骨組に片流れ、K 型、逆 K 型、X 型など様々な矩形断面ブレース配置した場合の座屈後繰返し挙動を検証している。藤本・羽倉・松本ら(1968 年¹⁻²⁴⁾)は、高さ 0.25m×スパン 0.19m の小模型を対象に鉛直荷重と片流れ、逆 K 型などの H 形断面ブレース配置を考慮した場合を検証している。高橋・岡田ら(1969 年¹⁻²⁵⁾)は、高さ 2.4m×スパン 2.2m の門型骨組で片流れ、X 型、K 型など様々なダブルチャンネル断面ブレース配置した場合を検証している。若林・松井ら(1969 年¹⁻²⁶⁾)は高さ 2.6m×スパン 5.0m の実大 X 型配置 H 形断面ブレース付骨組を対象に鉛直荷重や水平力分担率の影響を検証している。友田・新宮・守山ら(1969 年¹⁻²⁷⁾)は、高さ 1.3m×スパン 2.5m の X 型配置山形断面ブレース付骨組を対象に柱崩壊型のブレース曲げ座屈挙動の相関を検証している。1970 年代は建築基準法の改定に向けた建設省建築研究所プロジェクト「新耐震設計法の確立」として、例えば若林らのグループ(1974 年~1975 年^{1-28)~1-30)})が H 形、山形、円形、平板の様々なパラメータに対して大々的な実験研究を行い、これらが現行基準制定の基本データとなった。

ブレース単体の実験は 1970 年代から盛んに行われた。例えば Kahn・Hanson ら(1976 年¹⁻³¹⁾)は、有効細長比 85, 120, 210 のピン支持矩形断面ブレースについて、正負対称と片側偏心の交番荷重を行ってブレースの座屈履歴をステージに分けて分析している。若林・松井ら(1977 年¹⁻³²⁾)は、材端拘束条件を表す回転バネで表現した荷重装置を構築して、細長比 40~160 の矩形断面や H 形断面ブレースの正負交番荷重を行って座屈耐力の劣化やエネルギー吸収性能を広範に検証している。

Jain・Goel ら(1980 年¹⁻³³)は、角形(細長比 60~160, G.PL 接合)と山形(細長比 170 と 240, 剛接合)断面ブレース 17 体を対象に、耐力劣化挙動の検証と履歴モデルの提案を行い、角形断面が局部座屈後に早期に疲労破壊した点を報告している。Black ら(1980 年¹⁻³⁴)は、H 形、角形、円形、ダブルアングル、ダブルチャンネル、T 形断面ブレース 24 体について、ピン-固定あるいは両端ピン支持の境界条件の下で漸増载荷を行い、断面形状や細長比(有効細長比 40, 80, 120)が履歴性状や吸収エネルギー量に与える影響を分析している。Zayas ら(1980 年¹⁻³⁵)は、湾岸構造物でよく使われるパラメータ範囲(有効細長比 25 と 54, 径厚比 34 と 48)の円形鋼管ブレースの漸増载荷を行い、局部座屈に径厚比が影響する点や、引張载荷で早期に破断する点を報告している。

以上に代表される 1960 年~1980 年の実験から、①ブレース部材は繰返し挙動時に特徴的な履歴性状(弾性範囲, 引張降伏, 引張反転除荷, 座屈進展, 圧縮反転除荷, 引張曲げ)を示す。②ブレース部材の座屈後耐力や履歴性状は細長比のみに依存し、細長比が小さいほど骨組を含めた全体の履歴性状は安定する。③逆 K 型配置は梁がブレースより強くないと接合部に塑性ヒンジが発生しブレースに期待される耐力や剛性が発揮されない。④局部座屈は径厚比に依存し、閉断面ブレースは局部座屈後に早期に疲労破壊することがある。など、ブレース付鋼構造骨組の基本的な特性の理解が進み、建築基準法などの法規に反映された。1984 年には、当時の弾塑性設計である保有水平耐力計算の妥当性を検証するため、日米共同実大耐震実験研究の一貫として実大 6 層ブレース付鋼構造骨組の仮動的実験が行われた¹⁻³⁶。この実験の架構は、米国規格の鋼材や米国に多い角形断面ブレースを用いたが、耐震設計は日本の法規に従って $C_0 = 0.197$ に対して 1 次設計されている。同実験は現在においても最大規模であり、実験結果から保有水平耐力に関する弾塑性設計の妥当性が示された一方、極稀地震(500 cm/s^2 , 1978 年宮城県沖地震東北大記録 Tohoku NS 波)で角形断面ブレースが局部座屈後に疲労破壊したなど、後述する発展研究の出発点にもなっている。

1.2.2. ブレース部材の座屈履歴挙動の数値モデルに関する研究

高層建物の非線形数値解析の需要から、ブレース部材の特徴的な座屈履歴性状をモデル化する検討が実験と並行して行われている。

(a) 塑性ヒンジモデル (線材モデル+一般化塑性ヒンジモデル)

ブレース部材の繰返し座屈挙動が未知の現象であった 1960 年代は、実験で確認される挙動と得られる座屈履歴性状の関係を理論的に説明するため、特に理論として明快な塑性ヒンジ法を駆使した解析解が盛んに検討された¹⁻³⁷。塑性ヒンジ法は、線材モデル(主にトラス要素)のヒンジ部に

塑性変形を集約し、MN 相関に基づき並進と回転成分に分解して非線形性を解析する手法であり、数値解析上は部材中央に塑性ヒンジを有する弾性梁要素として表現される。例えば藤本・瀬川・松本(1969 年¹⁻³⁸⁾)は、現象と履歴を複数のステージに分類し、放物線型の MN 降伏関数と単純塑性ヒンジ曲げ理論から回転成分のみを考慮した繰返し挙動の解析解を求めた。五十嵐・井上らのグループ(1972 年¹⁻³⁹⁾, 1973 年¹⁻⁴⁰⁾)は、塑性流れ則に基づいて並進成分と回転成分を分解した解析解を導出し、ブレース部材の座屈挙動は塑性伸縮が座屈伸展時の耐力劣化挙動に影響する点を指摘し、さらに座屈後の除荷から引張曲げに移行するステージにおいて細長比が大きくなると台形からスリップ型の形状に移行する現象を解明した。野中は(1973 年¹⁻⁴¹⁾, 1977 年¹⁻⁴²⁾, 1983 年¹⁻⁴³⁾, 1984 年¹⁻⁴⁴⁾, 1-45))、降伏関数に依らず数値計算時の収斂誤差に影響を受けず、大変形域も考慮できる閉解形式の一般解を検討し、国内におけるブレース部材の塑性ヒンジモデル理論では最も著名である。一方、海外では Ikeda・Mahin ら(1986 年)が実験式を修正ヒンジ法に反映する手法を検討している。

(b) 弾塑性解析法 (ファイバー要素または一次元有限要素)

荷重変形の次元で履歴性状を表現するヒンジモデルに対して、材料の応力歪の次元を用いてより精緻に弾性・弾塑性の挙動を追跡する弾塑性解析の手法も検討されている。これは例えば山田・辻ら(1972 年¹⁻⁴⁷⁾)の検討に挙げられるように、断面を有限個に区分し、区分断面座標ごとの応力歪関係から、曲げと軸力の連成を考慮した断面力を計算する手法であり、変位関数や材料構成則など有限要素法を導入することで、いわゆるファイバー要素(一次元有限要素)へと発展し、数値モデルとしての精度の高さは藤本・和田ら(1973 年¹⁻⁴⁸⁾, 1975 年¹⁻⁴⁹⁾)の検討に示されている。海外では、Uriz・Mahin ら(2008 年¹⁻⁵⁰⁾)が、共回転座標と荷重制御型のファイバー要素を提案している。また、Hasio・Lehman・Roeder ら(2012 年¹⁻⁵¹⁾)は、ファイバー要素に剛域と非線形回転バネを追加して米国規準の接合部 G.PL の剛性と塑性化の影響を再現するモデルを検討している。

(c) 現象論モデル (トラス要素+弾塑性復元力特性)

数値解析の計算負荷の低減や、実用性、組込の簡便さの観点から、トラス要素軸方向の荷重変形関係だけで座屈履歴性状を表現する現象論モデルの検討も行われている。現象論モデルは実験結果に適合する骨格曲線の更新ルールを直接作成するモデルであり、実験結果の蓄積に比例して履歴モデルが更新されている。ブレースの座屈履歴では Nilforoushan (1973 年¹⁻⁵²⁾)が最も古く、海外では Jain・Goel ら(1980 年¹⁻³³⁾)の履歴モデルが有名であり、日米耐震共同実験研究¹⁻³⁶⁾の再現解析に

利用されている。日本国内の初期のものとして、加藤・秋山 (1977 年¹⁻⁵³) は塑性ヒンジ法の複雑さを批判した上で、繰返し変形時の座屈耐力の劣化を単調圧縮時の骨格曲線で補完できると仮定したモデルを提案している。これに対し柴田・若林らのグループ(1982 年^{1-54, 1-55}, 1983 年¹⁻⁵⁶)は、より一貫性と汎用性を重視した履歴モデルを提案している。同モデルは座屈進展と引張曲げの耐力曲線を単純な関数式で定め、将来的な拡張の余地を考慮して、各パラメータを実験値で修正できる仕様となっている。また、理想的な境界条件と膨大な細長比パラメータの部材実験結果のデータベースを基にキャリブレーションされたため、提案当初から精度も良く、国内の現象論モデルでは最も多く用いられている。日本国内の後発研究は、例えば谷口・加藤ら(1991 年¹⁻⁵⁷)による座屈後耐力の劣化を表現する関数の追加や、竹内・中村ら(2010 年¹⁻⁵⁸)による接合部固定度の影響の反映、伊藤ら(2015 年¹⁻⁵⁹)による円形, H 形, 角形断面の径厚比・幅厚比を考慮したパラメータの修正など、柴田・若林らの履歴モデルの改良が少なくない。一方、海外では、例えば Dicleli ら¹⁻⁶⁰らなどが、座屈たわみ量の再現性も考慮できる履歴モデルなどを提案している。

このようにブレース部材だけでも様々な数値モデルが提案されたが、現在は汎用性と精度を重視する場合はファイバー要素、計算負荷の低減を重視する場合は現象論モデルが主流となっている。

1.2.3. ブレース部材の破断までの累積変形性能に関する実験研究

ブレース付鋼構造骨組の基本的な挙動が明らかになり、ブレース部材の数値モデルが成熟するにつれて、ブレース部材の破断までの累積変形性能に関する研究が盛んになる。これは、1.2.1 節の最後に述べた実大 6 層建物の仮動的実験¹⁻³⁶や、1994 年の Northridge 地震¹⁻¹や、1995 年の兵庫県南部沖地震¹⁻¹から、少数ではあるものの、ブレースが地震応答時に部材破断する結果が報告されたためである。

1980 年代頃の実験研究においても疲労破壊に関する結果は報告されていたが(例えば^{1-33, 1-35})、主題は耐力や履歴性状であり、部材破断に関する断面パラメータの相関は議論されていなかった。そこで 2000 年代初頭に Tremblay(2002 年¹⁻⁶¹)や、Lee・Bruneau ら(2002 年¹⁻⁶²)は、それまでの実験値を収集したデータベースを作成し、①部材破断は局部座屈に関係する径厚比・幅厚比の影響が大きく、細長比と比べて広範な実験結果が不足している、②閉断面部材は特に局部座屈後に容易に亀裂発生することを指摘している。

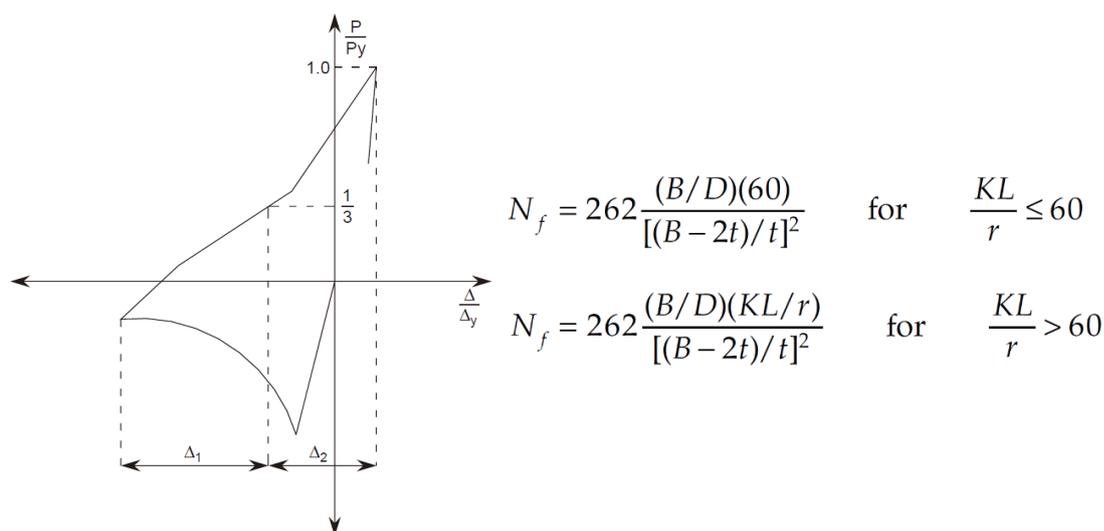
Tremblay ら(2003 年¹⁻⁶³)は、高さ 3.6m×スパン 4.9m の実大 1 層 1 スパン平面骨組に、角形断面ブレースを X 型または逆 K 型配置した試験体について、有効細長比 63~152, 幅厚比 6.7~22.7 の範囲で 6 種類の荷重履歴の繰返し実験を実施し、殆どの試験体でブレース部材の局部座屈が生じると急速に疲労破壊することや、亀裂発生は角部から生じることを報告している。また、指針が指定する性能確認用の荷重履歴の範囲で破断が生じることを指摘している。Elchalakani ら(2003 年¹⁻⁶⁴)は、固定支持の円形鋼管ブレースの部材試験体について、有効細長比 25~41, 径厚比 19~56 の範囲で 3 種類の荷重履歴の繰返し実験を実施し、最大塑性率は径厚比に逆比例すること、エネルギー吸収面積で表した累積変形性能や疲労寿命は径厚比に依存することを指摘している。竹内・鈴木・松井ら(2006 年¹⁻⁶⁵)は、両端ピン支持の円形鋼管ブレースの部材試験体について、有効細長比 53, 72, 104, 121, 径厚比 19~56 の範囲で 1 種類の漸増荷重履歴の繰返し実験を実施し、軸変形量の無次元量を累積変形性能として整理し、累積変形性能は細長比に比例、径厚比に逆比例することを示し、有限要素法解析を用いて局部座屈部に塑性歪が急速に集中する様子を分析している。竹内・秦・松井ら(2008 年¹⁻⁶⁶)は、両端ピン支持の H 形断面ブレースの部材試験体について、細長比 50, 70, 120, 幅厚比 6, 10, 13 の範囲で 1 種類の漸増荷重履歴の繰返し実験を実施し、軸変形量の無次元量を累積変形性能として整理し、累積変形性能は細長比に比例、幅厚比に逆比例するが、エネルギー吸収面積の無次元量を累積変形性能として整理すると、細長比は殆ど影響せず、幅厚比依存であることを示している。Fell・Kanvinde・Deierlein ら(2008 年¹⁻⁶⁹)は、角形(有効細長比 77, 80, 幅厚比 14.2, 8.5), 円形(有効細長比 63, 102, 径厚比 21.6, 16.2), H 形(有効細長比 153, 幅厚比 7.5)の部材試験体に対して、海溝型地震を考慮した圧縮・引張側に大きく偏心した漸増荷重履歴の繰返し実験を実施し、局部座屈後の疲労寿命が小さいことや、閉断面が破断しやすいことを指摘し、有限要素法解析を用いて、局部座屈した角形断面の角部が特に歪集中する様子を報告している。また、組立断面ブレースについては、Lee・Bruneau ら(2008 年^{1-67, 1-68})の、アングル材に関する 1 種類の漸増荷重履歴の繰返し実験の報告や、竹内・近藤・松井(2012 年¹⁻⁷⁰)らによるチャンネル材に関する 1 種類の漸増荷重履歴の繰返し実験の報告などがある。

1.2.4. ブレース部材の破断時期予測と強度型架構の崩壊解析に関する研究

架構の強非線形応答の追跡と終局耐震性能の検証を目的として、部材破断時期の予測手法と、部材破断を考慮した数値解析の検討も行われている。以下、部材破断を考慮した数値解析を崩壊解析と呼び、ここでは部材を線で表す骨組解析に適用される手法だけを述べる。

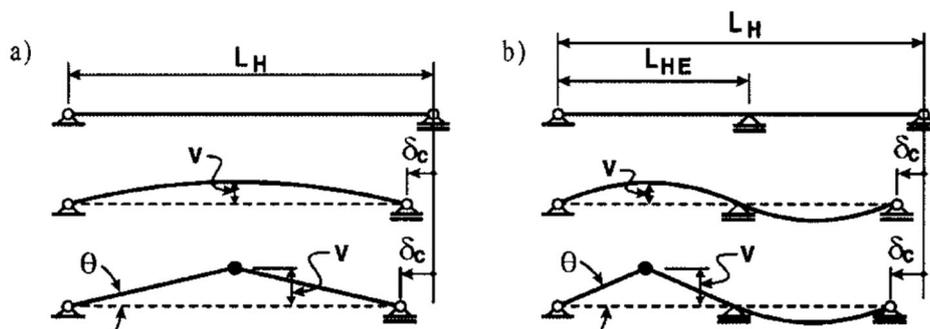
(a) Goel モデル (トラス要素 + 現象論モデル)

ブレース付鋼構造骨組の部材破断時期予測と崩壊解析の研究は、Goel のグループの研究が著名である¹⁻¹⁾。Tang・Goelら(1987年¹⁻⁷¹⁾、1989年¹⁻⁷²⁾らの研究は、実大6層建物の仮動的実験で角形断面ブレース部材が破断した結果を省み、極稀地震下での終局耐震性能の検証と崩壊解析の構築の必要性を指摘した最初期のものと考えられる。Fig. 1.2.1 に示すように、Goel モデルは部材の無次元化した荷重変形関係 $P-\Delta$ に対して、座屈進展から引張降伏に反転する引張変形成分 Δ を無次元化荷重 $1/3$ の軸で分解し、累積塑性変形量 $N = \Sigma (0.1\Delta_1 + \Delta_2)$ としてサイクルカウントし、 N が疲労寿命 N_f を超過した時点がブレース部材の亀裂発生と評価する。 N_f は細長比、幅厚比などを変数とした関数式であり、Goel らの実験結果に各パラメータを適合させた実験式である。また、崩壊解析への組込においては、Goel らの座屈履歴¹⁻³³⁾を組込んだトラス要素の荷重変形関係に対して累積変形性能を逐次計算し、亀裂が評価された時点でブレース部材の軸剛性と耐力を極小値に設定して破断状態と模擬する。この崩壊解析は上記の実大6層建物に適用され、実験結果との比較から、ある層でブレースの部材破断が生じると、その層に変形が増大する点が指摘されている。一方、Goel モデルに関連して、Lee・Goel(1987年¹⁻⁷³⁾らは細長比に依らない N_f を提案し、Archambault・Tremblay(1995年¹⁻⁷⁴⁾らは他の角形鋼管ブレースの実験に対して N_f を修正し、Lee・Breneauら(2008年¹⁻⁶⁸⁾)は組立材ブレースに対する N_f を提案している。なお、Goel モデルでは局部座屈による歪集中などは陽に表現されず、その影響は局部座屈を生じた実験結果の反映として N_f に内包されている。

Fig. 1.2.1 Schematic image of Goel Model¹⁻¹⁾

(b) Tremblay モデル¹⁻⁶³⁾(現象論モデル)

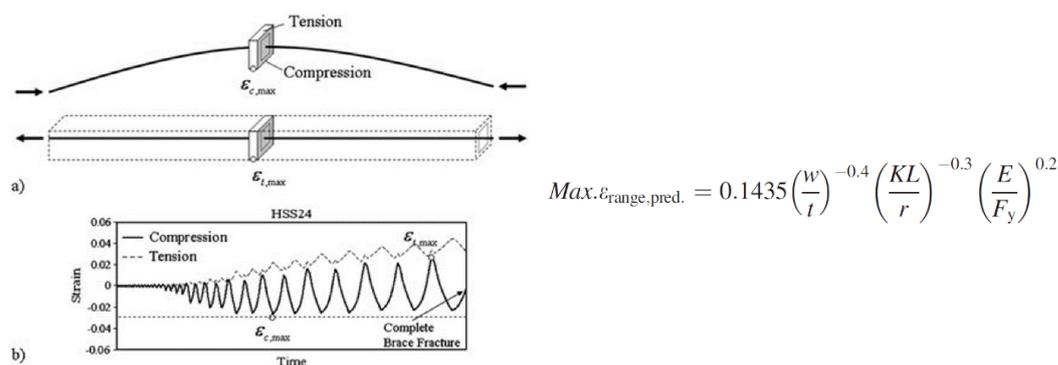
Tremblay モデルは, Fig. 1.2.2 に示すように, 局部座屈部をヒンジで表現した線材モデルを用いて, 単純塑性曲げ理論より支持点間の変位量からヒンジの塑性回転角 θ を計算し, θ が破断回転角 θ_f を超えた時点を亀裂発生と評価する。 θ_f は幅厚比, 細長比, 材料の降伏応力を変数とする関数式であり, 各パラメータを実験値に適合させた実験式である。Tremblay モデルは回転角の瞬間値で部材破断を評価する手法であり, 部材がそれまで経験した応答履歴に依らない点で優れている。ただし, 同法は数値解析への適用は行われていない。また, 角形断面しか検討されていない。

Fig. 1.2.2 Schematic image of Tremblay Model¹⁻⁷⁴⁾(c) Uriz モデル¹⁻⁷⁵⁾(ファイバー要素 + 疲労破壊理論モデル)

Uriz モデルは, 軸方向・断面方向の詳細な軸応力歪分布が追跡できるファイバー要素の特性を利用し, 古典的な金属材料の疲労破壊理論をそのまま適用して累積変形性能を評価する手法であり, 軸方向の荷重と変形が卓越するブレースには妥当な手法と考えられる。具体的には, ブレース部材中央の各区分断面の歪履歴に対して, 修正レイフロー法を用いて各歪度範囲のサイクルカウントを行い, Miner 則(線形疲労損傷則)に基づき損傷指標 D が 1.0 を超えた時点を亀裂発生と判定する。各歪度範囲に対応する破断相当サイクルは Coffin - Manson 則の疲労曲線より決定される。断面保持を仮定するため, ファイバー要素においても局部座屈に伴う歪集中を厳密には表現が出来ないが, Uriz らの検討¹⁻⁷⁵⁾によれば, 実験値に対して良好に亀裂発生を予測することが示されている。また, 同モデルの場合は区分断面毎に亀裂発生が判定されるため, 亀裂が進展する挙動を模擬することもできる。ただし, ファイバー要素は要素分割数や材料構成則に結果が依存する点に留意が必要である。Uriz ら¹⁻⁷⁵⁾は, 米国の弾塑性設計に従って設計されたモデル建物を対象に, 同モデルを組込んだ IDA 解析を行い, $R = 6.0$ では地震波によっては設計時に期待する耐震性能を発揮しない場合があることを指摘している。

(d) Hsiao モデル¹⁻⁷⁶⁾ (ファイバー要素 + 現象論モデル)

Hsiao モデルは、ファイバー要素を用いる点では同じだが、部材破断は数値解析と実験結果の比較から導かれた現象論モデルで評価される。Fig. 1.2.3 に示すように、Hsiao モデルは部材を 2 積分点の 16 要素に分割し、部材中央の圧縮側区分断面(局部座屈で屈服する側)を対象に、繰返し変形に伴って拡大する経験最大塑性歪振幅 ϵ_{range} が閾値 $Max. \epsilon_{range, pred}$ を超過した時点を亀裂発生とみなす。 $Max. \epsilon_{range, pred}$ は幅厚比、有効細長比、材料基準強度を変数とする関数式で表され、過去の角形断面ブレース実験データにパラメータを適合させた実験式である。数値解析では亀裂発生が判断された該当区分断面は負担荷重を開放する。同モデルは Hsiao により Strain Range Fracture Model と呼ばれる。Hsiao(2012 年¹⁻⁷⁷⁾)は、弾塑性設計されたモデル建物の崩壊解析を行い、米国の古い規準(1998 年以前)に相当する NCBF と、新しい規準を満足する SCBF の結果を比較し、NCBF はブレースの部材破断を生じやすい点を報告している。

Fig. 1.2.3 Schematic image of Hsiao Model¹⁻⁷⁶⁾(e) Takeuchi モデル¹⁻⁷⁸⁾ (トラス要素 or ファイバー要素 + 現象論モデル&疲労破壊理論モデル)

Takeuchi モデルは、ブレース部材全体の等価な無次元化軸歪振幅から局部に集中する塑性歪振幅を換算し、その歪振幅履歴に対して疲労破壊理論を適用して累積変形性能を評価する手法であるが、塑性歪の換算と、疲労破壊評価に工夫が施されている。まず、塑性歪の換算は、Fig. 1.2.4 に示すように、ブレースの座屈挙動を全体座屈時と局部座屈時の場合分けし、次に、実験観察に基づき各断面の局部座屈の変形状態を表す幾何的な破壊モデルを仮定し、最後に真に局部座屈が集中する塑性ヒンジ点の集中係数 α_c を計算して用いる。疲労破壊評価は Miner 則ではなく、塑性歪振幅の平均値と累積値に変換した Coffin-Manson 則の疲労曲線との比較から評価する。平均塑性歪振幅は、塑性歪振幅履歴にレインフロー法を適用してサイクルカウントを行い、各歪度の累計と総サイクル数の商から計算する。損傷度は塑性歪振幅の累積-平均の分布図上の座標として表現され、

Fig. 1.2.4 に示すように、一定応力振幅状態を前提とする線形累積損傷則よりも、現実的なランダム振幅の挙動を模擬出来ると考えられる。文献 1-78) では、有限要素法解析との比較から、集中係数 α_c と非線形累積損傷則の妥当性と精度の高さが確認され、円形や H 形断面を対象に拡張が続けられている (例えば 1-79)。Takeuchi モデルの特性として、累積変形性能は部材の軸方向変形履歴だけで評価できるため、荷重変形関係が必要な Goel モデルや、応力歪関係が必要な Uriz, Hsiao モデルと比べて数値解析を必ずしも要求せず、また、数値解析に組込む場合もブレースの要素モデルの種別に依存しないという特筆すべき利点がある。ただし、提案者らは計算負荷の低減を意図しており¹⁻⁸⁰⁾、崩壊解析にあたっては、ブレース部材の数値モデルはトラス要素に柴田・若林らの座屈履歴則¹⁻⁵⁴⁾を組込んだ現象論モデルを用い、部材破断が判定された時点で軸剛性を 10^4 倍、軸力を零値とする処理が推奨されている。松井・竹内ら(2011 年¹⁻⁸⁰⁾)は、柱降伏または梁降伏の低層建物を対象に崩壊解析を行い、部材破断を生じた層で変形が急激に増大する結果を報告し、松井・潤井ら(2015 年¹⁻⁸¹⁾)は、保有水平耐力計算法に従って設計された 7 層(25.2m), 15 層(54.8m), 21 層(84.2m)のモデル建物を対象に IDA 解析を行い、より広範な終局耐震性能を検証している。ただし、Takeuchi モデルは部材単体の静的実験のみでしか妥当性が検証されておらず、また、骨組配置や動的入力に関する累積変形性能評価法や崩壊解析手法の妥当性も検証されていない。

以上に示したように、ブレース部材の破断時期の予測や累積変形性能の評価法が構築され、崩壊解析を用いた強度型架構の終局耐震性能の検証が進んでいる。一方、より詳細な部材破断評価手法ほど、区分断面の応力歪関係が求められるなど、数値解析依存となる傾向があり、手計算の範囲で耐震性能指標の R や D_s 自体の安全余裕率を検証することは難しい。この点において、Takeuchi モデルは略算法への適用も可能と考えられる。

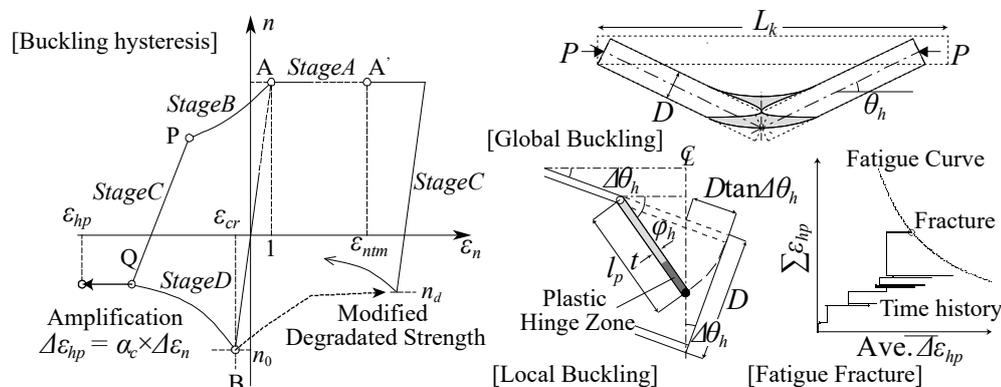


Fig. 1.2.4 Schematic image of Takeuchi Model

1.2.5. ブレース付鋼構造骨組の振動台実験に関する研究

1.2.4 節に述べたように、部材破断を考慮した数値解析手法の検討が進んでいる一方で、実現象としてブレース部材の破断前後の動的崩壊挙動を検証している実験は殆ど無い。まず、ブレース部材の破断の問題を初めて提起した実大 6 層建物実験¹⁻⁵³⁾は、仮動的な強制加振であり、加力アクチュエータの保護など実験装置の都合で部材破断が生じた時点で試験は終了している。

ブレース付鋼構造骨組に関する振動台実験は、1970 年代～1980 年代にかけて検討されているが引張ブレースを対象とした実験が多い。例えば加藤・秋山ら(1976 年¹⁻⁸²⁾)は、高さ 1.2m の H 形断面柱に錘を積載し、骨組とは分離して引張ブレースを設置した模型に El Centro NA 波を入力する振動台実験を行い、錘による $P-\Delta$ 効果を検証している。若林・中村ら(1978～1980 年^{1-83)~1-85)})は、同様に 10mm×4.2~7.3mm 角の 4 本柱の上に錘を積載した模型(階高 40mm~120mm)に矩形断面の引張ブレースを配置し、El Centro NS 波を入力する振動台実験を行っている。他方、海外では、Ghanaat・Clough ら(1982 年¹⁻⁸⁷⁾)により、円形鋼管ブレース付架構の振動台実験が行われているが、湾岸構造物を模擬した試験体となっており、建築構造物とは構成が大きく異なる。また、2010 年代には、岡崎・Lignos ら(2014 年)は、米国の強度形設計規準で設計された高さ 2.3m×スパン 4.2m の 1 層鋼構造骨組に、細長比 85.2、幅厚比 20.4 の角形断面ブレースを逆 K 型配置した試験体に JR Takatori 波(1995 年兵庫県南部沖地震)を入力する振動台実験を行い、ブレースが局部座屈後に部材破断する挙動を報告し、Uriz モデルの妥当性も検証しているが、部材破断時点までの実験となっている。このように、ブレース付鋼構造骨組の部材破断後の挙動を検証している実験は未だ少ない。

1.2.6. 座屈拘束ブレースの性能と応答制御型架構への適用に関する研究

座屈拘束ブレース(BRB)は、荷重伝達しないモルタルやコンクリートを充填した鋼管等によって、ブレース芯材を軸方向に亘って連続的に横移動を拘束し、ブレース芯材の曲げ座屈を防止することによって、圧縮力に対しても安定した耐力維持と軸方向塑性変形を可能にしているブレース部材を指す¹⁻¹⁶⁾。BRB のアイデアは 1970 年代当時から存在したが、藤本・和田ら(1988 年¹⁻⁸⁸⁾)の検討によって、拘束材とブレース芯材の剥離と芯材の横方向変形の吸収に適したアンボンド材の選定や、芯材突出部(拘束材の挿入部)の有効な局部座屈防止の有効な仕様が明らかになったことで実用化に至った。その後、佐伯ら(1995 年¹⁻⁸⁹⁾)の実大実験によって、圧縮引張両方の安定したエネルギー吸収性能や基本的な設計法が法的に認められ、保有水平耐力計算法における BA ランクのブレース部材として弾塑性設計にも適用可能となった。海外では、Black ら(2003 年¹⁻⁹⁰⁾)や Merritt ら(2003

年¹⁻⁹¹⁾の検討によって、部材単位、架構単位それぞれの有効性が証明され、また、Sabelli(2001年¹⁻⁹²⁾)は従来の無偏心ブレース付鋼構造骨組(CBF)と座屈拘束ブレース付鋼構造骨組(BRBF)の数値解析の比較検討を行い、この結果を基に BRBF は米国の弾塑性設計法に組み込まれた。

一方、BRB を利用した、応答制御型架構の研究も盛んに行われてきた。初期の検討としては、藤本・和田ら(1990年¹⁻⁹³⁾)によって、地震地域では成立が難しい全面ブレース架構も BRB を用いれば設計可能であることが示されている。大河内・竹内ら(2005年¹⁻⁹⁴⁾)、鈴木・竹内(2008年¹⁻⁹⁵⁾)らは、建屋敷設型の通信鉄塔を対象に、円形鋼管ブレースの斜材の一部を BRB に置換することで極稀地震時においても、その他の部材に座屈を生じさせない改修法を検討し、BRB をヒューズとして用いる考え方を初めて実構造物に適用した。Tremblay ら(2004年¹⁻⁹⁶⁾)は、剛なブレース構面の柱に BRB を適用することで、ブレースに座屈を生じさせることなく、さらにブレース構面を心棒として利用することで、層間変形も十分に小さく抑えられる Flexural Braced Frame 構造(Spine Frame 構造と概ね同一の応答制御構造)を提案し、その有効性を数値解析的に示している。

1.2.7. 応答制御型架構の地震応答評価に関する研究

振動問題において振動系(対象構造物)の動的応答を計算する手法として、大きく時刻歴応答解析とモード解析の2種類が存在する。時刻歴応答解析は応答を逐次計算する手法であり、殆どの非線形性を考慮できる点で強力だが、計算量(主として線形代数方程式の解を求める回数)が膨大になるため、自由度数が大きな骨組解析では一般的に時間がかかる。これに対してモード解析は、振動系を固有振動モード分解し、等価一自由度モード応答の畳み込みを用いて振動系の応答を復元する手法であり、対象が線形系に限られるものの計算量は少ない。その中でも、応答スペクトルを用いて、耐震設計上重要な最大応答だけを直接決定する近似的な地震応答評価(応答スペクトル法)が、時間効率的として盛んに研究されてきた。ここではブレース付鋼構造骨組に限らず、応答制御型架構の一般的な地震応答評価に関する研究を述べる。

(1) 等価一自由度系を用いた地震応答評価と設計法 (等価線形化法)

Jacobsen (1930年¹⁻⁹⁷⁾、1960年¹⁻⁹⁸⁾)は、種々の非線形特性を有する一自由度系の応答を、一周期のエネルギー吸収量が等価な線形粘性減衰を有する一自由度系に置換する等価線形化法を提案した。等価線形化法の本来の意図は、コンピュータが存在しない時代に精度良く解析解を計算することにあったが、結果として地震応答中に部材が発揮する履歴吸収エネルギー量を振動系の付加減衰

比として手計算できるため、応答スペクトル法との親和性が良く、応答制御型架構の簡易な地震応答評価手法への応用が進んだ。例えば笠井・Fu・渡辺ら(1998年¹⁻⁹⁹)は、ダンパー、接合部、主架構を代表する等価一自由度系を用いてダンパー付加による変位と加速度の応答低減曲線(性能曲線)を作成し、図上で最適なダンパー諸元を決定した後に、重層骨組(多自由度系)の各層ダンパー諸元を換算する応答評価法と設計法を提案した。この手法が現在日本における応答制御型架構の標準的な最適ダンパー設計法の基礎となっている。笠井・伊藤・渡辺ら(2003年¹⁻¹⁰⁰)は、弾塑性ダンパーを例に標準設計法の精度を検証している。笠井・伊藤ら(2005年¹⁻¹⁰¹)は、層剛性が不均一な重層骨組を対象に多自由度系に換算する際の必要ダンパー量を自動調節する設計法とその精度を検証している。その後、各種ダンパーに対応した標準設計法の分類・体系化が進み、重層構造物を対象とする標準的な設計手順は殆ど確立されている¹⁻¹⁷。近年は Rocking Frame¹⁻¹⁰²や、Spine Frame や、Damped Outrigger など、革新的な応答制御型架構の提案も多く、そういった制御構造に特化した派生法^{例えば 1-103, 1-104}の提案も無数に検討されている。ただし、これらは①簡易であること、②手計算であること、③技術者がダンパーによる応答低減効果を明快に理解できること、を重視しており、各層内における詳細なダンパー配置などの検討は対象外である。結果として、適用範囲は部分的な数値解析を通して単純な振動系に置換できる理想的な制御構造に限られ、複雑な振動性状を示す構造物にも適用できず、特に弾塑性ダンパーなどを配置した場合は現在でも時刻歴応答解析を用いた試行錯誤的検討が必要になる場合が多い¹⁻⁹⁴。

(2) 多自由度系を対象にした地震応答評価

多自由度系のまま応答制御型架構の地震応答を評価する手法も検討されており、それらは主として①多自由度系に拡張された等価線形化法、②非比例減衰系を考慮した応答スペクトル法に分けられる。

①は Biggs ら(1970年¹⁻¹⁰⁵)が提案した拡張型等価線形化法を用いる。これは各層の付加減衰を等価線形化法で計算したあと、各層の弾性歪エネルギーを用いて重み付け平均した値を系のモード減衰比として用いる手法であり、Biggs らは地盤構造物を対象に妥当性を検証している。竹内・市川ら(2004年¹⁻¹⁰⁶)は、1次モードが卓越する10層・15層の重層骨組を対象に、弾塑性または粘弾性ダンパーを各層不均等配置した場合について、その評価精度を検証している。また、竹内・木内ら(2015年¹⁻¹⁰⁷)は、粘弾性ダンパーを配置したトラス鉄塔の立体モデルを対象に、モード毎に Biggs 法を適用することで、高次モードの影響を考慮した状態でも良好な精度が得られることを示して

いる。ただし、Biggs 法の等価モード減衰比は、非減衰系の振動モードを用いた応答スペクトル法から計算されるため、位相差を生じて振動モードの同時性が保たれない非比例減衰系(減衰性能の強い振動系)での精度は理論上保証されない。竹内・木内らの検討でも、トラス鉄塔の 1 次モード減衰比は 7%を超えない。

②は非比例減衰系の複素固有値解析を利用して厳密なモード減衰比を用いる手法である。ただし、一般的な応答スペクトル法は、比例減衰系など位相差が生じない振動系を想定して、非減衰振動系の実刺激関数を用いる SRSS や CQC などのモード重合法が構築されており、減衰による位相差を含む複素刺激関数はそのまま適用することが出来ない。この点について、Shinha・Igusa ら(1995 年¹⁻¹⁰⁸⁾)は、一般化座標上の複素刺激関数を、等価な一自由度減衰振動系の刺激関数に実数化し、非比例減衰系にも応答スペクトル法を適用する修正 SRSS 法と修正 CQC 法を提案した。同手法では、基礎免震構造物を対象に 35%のモード減衰比まで精度良く評価できることを示している。修正 CQC は位相差も考慮できる。修正 CQC 法は他に Yang・Sarkani ら(1990 年¹⁻¹⁰⁹⁾)による提案も有る。ただし、これらの手法は粘性ダンパーなどでしか妥当性が検証されておらず、弾塑性ダンパーを含む振動系への適用へは拡張されていない。これに対して石丸ら^{例えば 1-110)}は、複素剛性を用いて弾塑性ダンパーを等価線形化して複素固有値解析に展開する手法を提案しているが、モード重畳は従来の SRSS と特定の復元力特性に特化した弾塑性応答スペクトルで評価している。

1.2.8. 数理的・発見的にダンパーを最適設計する手法に関する研究

地震応答評価と独立して、数理的・発見的にダンパーを最適設計する手法に関する研究も盛んに行われている。例えば辻・中村ら(1995 年¹⁻¹¹¹⁾)は、平面弾性せん断モデルの各層の最大応答を目標値に制御する様な粘性ダンパー分布を決定し、さらに各層の層剛性の総和を最小化するという最適設計手法を検討している。同手法では、Lagrange の未定乗数法で最適化問題を定式化し、制約摂動法を組合せることで最適解を検討できることを示している。同検討では Yang・Sarkani ら¹⁻¹⁰⁹⁾の修正 CQC 法を用いて応答を評価している。池永・皆川・加地ら(1995 年¹⁻¹¹²⁾)は、時刻歴応答解析に人工知能の一種であるニューラルネットワークを組合せ、平面せん断モデルの最適粘性ダンパー配置を検討している。古屋・藤田・浜崎ら(1996 年¹⁻¹¹³⁾)は、時刻歴応答解析に遺伝的アルゴリズムを組合せ、種々の応答を最小化する粘性ダンパー配置を検討している。桐谷・辻・上谷ら(2002 年¹⁻¹¹⁴⁾)らは、剛性と粘性の偏心を考慮する立体せん断モデルを対象に、耐震改修における最適な粘性ダンパー配置及び補剛剛性の最適設計手法を検討している。同手法では、耐震改修による応答

の変化勾配を、剛性と減衰行列を用いた一次近似式で定式化し、シンプレックス法で最適化する手法を提案している。Singh ら(2002 年¹⁻¹¹⁵)は、モード解析(モード応答解析および応答スペクトル法)に遺伝的アルゴリズムを組合せ、粘性、固体粘弾性、粘弾性ダンパーの配置最適化手法を提案し、その傾向を検証している。朝比奈・Bolander ら(2004 年¹⁻¹¹⁶)は、時刻歴応答解析に遺伝的アルゴリズムを組合せ、各層の粘性ダンパー容量を最適化する手法を検討している。平田(2005 年¹⁻¹¹⁷)は、感度解析から 2 種類の設計変数と目的関数で構成される 3 次元空間の勾配曲面を近似的に求め、最適ダンパー配置を決定する応答曲面法を提案し、橋梁構造物を対象に妥当性を検証している。坂場・大鳥ら(2005 年¹⁻¹¹⁸)は、地震動を確率過程でモデル化し応答を導出する不規則振動論と分散遺伝的アルゴリズムを組合せ、あるパワースペクトル密度で表される地震動に対する各層の粘性ダンパー容量最適化を検討している。中澤・村上・加藤ら(2006 年¹⁻¹¹⁹)は、時刻歴応答解析にグリッド・コンピューティングと遺伝的アルゴリズムを組合せ、トラス鉄塔の立体モデルにおける離散的な BRB の最適配置を検討している。小坂・斎藤ら(2007 年¹⁻¹²⁰, 2011 年¹⁻¹²¹)は、粘性ダンパーを含んだ非比例減衰系の固有振動特性の感度解析や最小 2 乗法を用いて、与えたダンパー総量に対して、1 次モード減衰比を最大化する最適ダンパー容量分布を決定する手法を提案し、1 スパン多層骨組を対象に最適配置の傾向を分析している。山川・櫛田ら(2010 年¹⁻¹²²)は、方杖式弾塑性ダンパーで耐震改修された木造住宅を対象に、時刻歴応答解析に直接探索法を組合せ、最適ダンパー分布量を検討している。辻・国分ら(2010 年¹⁻¹²³)は、非線形粘弾性ダンパーを有する多自由度系を逆問題型定式化により少数自由度系に縮約し、時刻歴応答解析結果に基づく感度解析を用いて、多自由度系の最適ダンパー分布量を復元する最適化手法を検討している。野村・松本・崎野・藤井ら(2017 年¹⁻¹²⁴)は、時刻歴応答解析に ESO 法を組合せ、多層平面骨組上で地震エネルギー吸収量を最大化するブレース型粘性ダンパーの最適配置を検討している。

このように応答制御型架構のダンパーの配置最適化や分布量最適化を検討している研究は豊富にある。その一方で、既往研究は、①最適化問題の定式化と適応度算出を単純化するため、ダンパーは線形粘性タイプに限られる。②時刻歴応答解析を用いて幅広いダンパーを考慮するが、適応度計算は時間がかかるため、意図的に自由度数の低いモデルしか議論しない、または最適化手法を重視して時間効率性を無視する、の 2 種類に分類され、汎用性と時間効率性を同時に満足する手法に関する研究は殆ど無い。これは既往研究が少なからず最適化手法自身の提案と応用を重視しているためと推測される。特に弾塑性ダンパーを含む最適化は、どの最適化手法を用いても適応度計算が最も時間効率性に影響するため、入念な地震応答評価手法の検討が必須となる。

1.3. 研究の目的

1.2 節と 1.3 節に示したように、ブレース付鋼構造骨組の歴史は長く、その耐震性能と設計法は広く研究されており、成熟した構造システムと言える。しかしながら、近年の地震被害ならびに研究成果から、特にブレース部材の破断後に生じる架構の著しい応答増大の問題が表面化しつつあり、そういった現象に対する、①実験を用いた挙動の比較検証、②現行規準の対応関係の分析、③座屈後破断の回避に有効な最適ダンパー設計法の検討は未だ不足していると考えられる。そこで本研究は、鋼構造の基礎研究への貢献と各耐震設計法の課題に対する知見の拡充を目的として、上記の現象の根本原因である、ブレースの曲げ座屈(全体座屈)を軸に、ブレース付鋼構造骨組の終局耐震性能および最適設計法を検討する。

1.4. 研究の対象と方法

一口にブレース付鋼構造骨組と言っても多種多様であるが、本論は円形鋼管ブレースのみで構成された強度型架構と、BRB のみまたは円形鋼管ブレースの混合で構成された応答制御型架構を対象とする。これは前述の通り、座屈を認める弾塑性設計は、保有水平耐力計算法の 2 次設計が終局強度の確認を求められ、必要耐震性能の下限を支える設計法としてブレースの部材破断に対する安全余裕率の検証が急務であり、その中でも円形鋼管ブレースは、①局部座屈後に容易に疲労破壊することが問題視されている閉断面ブレース、②国内で利用が特に多い、③手計算の範囲の部材破断時期評価(累積変形性能評価)手法がある、④既往の崩壊解析から得られた知見が充実していて実験・評価との比較に適しているためである。ただし、強度型架構の検討では、既存の評価手法を用いる代わりとして、本論の 2 章と 3 章は、円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の実験・解析を重点的に行い、その終局耐震性能、累積変形性能、および評価法の適用性を詳細に検証し、その上で安全余裕率の評価法構築と分析に言及する。なお、骨組の柱は角形、梁は H 形断面を想定し、柱崩壊や梁中央ブレース接合部の塑性化などブレースが関わらない架構の終局状態は考慮しない。これに対して応答制御型架構の検討では、構造設計の可能性を上げられることを重要視し、本論の 4 章と 5 章は、ダンパー種、建物形状、最適化手法によらず汎用的な地震応答評価と最適設計手法の構築を志し、その妥当性と有効性を検証している。この点で、提案する地震応答評価手法は、強度型ブレースが曲げ座屈を生じない範囲であれば任意のブレース断面形状にも適用可能と考える。

1.5. 論文の構成

先述した通り、本研究は曲げ座屈を共通項として、ブレースの座屈発生を認めて弾塑性設計する強度型架構の終局耐震性能と、ブレースの座屈発生を阻止を目指す応答制御型架構のダンパー最適設計法について検討を行っている。本論の構成は、初めに両者に共通する最悪の状況として、ブレースが部材破断して架構が層崩壊する動的崩壊挙動を検証し、次に必要耐震性能の下限を支え、経済的な耐震構造の選択肢としても重要な強度型架構について、終局耐震性能と耐震性能指標の破断安全余裕率を検証し、その後、挑戦的な建築設計をも可能にする応答制御型架構について、BRB と強度型ブレースを含む場合の地震応答評価手法および最適ダンパー設計法を検討する。

1 章以降の論文構成の詳細は、以下に示す通りである。

第 2 章「座屈発生を伴う薄肉円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の振動台実験」では、初めに過大変形時の $P-\Delta$ 効果を再現する実験装置を構築し、比較的局部座屈を生じやすい径厚比約 42 の円形鋼管ブレースを片流れ配置した鋼構造骨組の振動台実験を行い、ブレースが破断して架構が層崩壊する動的崩壊挙動を分析する。ここでは試験体の基本性能の確認も兼ねて準静的載荷実験も行う。次に実験結果を用いて、既往のブレース部材の破断時期評価手法が骨組配置かつ動的入力に対しても適用可能か検証する。また、局部歪の評価値を用いて、地震応答中の疲労寿命の推移も分析する。さらに、崩壊解析と実験結果を比較して、評価誤差の程度と原因も考察する。

第 3 章「径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能および構造特性係数」では、初めに第 2 章の試験体の有限要素法解析を行い、詳細な局部座屈部の歪集中の傾向を分析する。次に様々な断面性能を有する円形鋼管ブレースを配置した補完解析を行い、その累積変形性能と破壊性状を分類し、骨組配置された状態での部材破断時期評価手法の適用範囲を検証する。続いて局部座屈を生じにくい径厚比約 12 の円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の性能確認実験を行い、第 2 章の実験結果との比較から、強度型架構の終局耐震性能とブレース断面諸元の関係を考察する。また、局部座屈を生じない他の断面例として平鋼引張ブレース付鋼構造骨組の準静的載荷実験も行う。なお、径厚比約 12 の円形鋼管ブレースは G.PL 割込み接合部の応力集中が緩和できなかったため、接合部収まりを改善した実大の部材実験を行って架構実験を補完する。最後に 2 章と 3 章

の検討を踏まえて、円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した構造特性係数の略算法を提案し、断面性能や地震荷重入力をパラメータとして、現行規準の耐震性能指標の安全余裕率を検証する。

第 4 章「一般化応答スペクトル解析法を用いた応答制御型ブレース付鋼構造骨組の地震応答評価」では、初めに応答制御型ブレース付鋼構造骨組を対象に、弾塑性ダンパーも含む立体モデルに適用可能な地震応答評価手法の提案し、その理論と仕様の詳細を言及する。次に BRB のみをセンターコア配置した平面骨組モデルを用いて、建物高さ、周期、ダンパー配置、ダンパー塑性率、地震波数をパラメータとする膨大な数の応答評価と時刻歴応答解析の比較を行い、その精度誤差を検証する。また、高さ 36m の 4 スパン 9 層の平面骨組モデルを用いて、様々なダンパー配置や固定荷重を考慮した場合の評価精度も別途検証する。さらに、座屈発生を憂慮して BRB を用いた耐震改修が行われた実在トラス鉄塔とそのダンパー諸元を用いて、立体モデルでの適用性を検証する。ここでは粘弾性ダンパーを代表として、提案手法が他のダンパーを用いた場合にも適用できることや、時刻歴応答解析と比べた計算時間の比較例も示す。

第 5 章「座屈制御を目的とした鋼構造骨組のブレース最適配置」では、初めに第 4 章で提案した地震応答評価手法にスクリプトを介して様々な最適化手法を組合せる、いわゆるデザイン・コンピューティングに類する設計法の概念を提示する。次に実在トラス鉄塔の耐震改修を対象に、遺伝的アルゴリズムや粒子群最適化手法を組合せて BRB の配置または分布量最適化を行い、提案手法が時刻歴応答解析を試行錯誤的に用いて検討された既存改修より優れた設計解が得られることを示し、さらに結果の比較から既存改修の有効性も検証する。続いて一般的な BRB 付骨組を対象に、多目的粒子群最適化を組合せて BRB の分布量最適化を行い、詳細多自由度系でも性能曲線が導出できることや、手計算の等価線形化法で導出した場合より優れた設計解を得られることを示す。最後に耐震要素を外周に集約した外殻構造のモデル建物を対象に、島モデル型の分散遺伝的アルゴリズムを組合せて円形鋼管ブレースと BRB の部材配置最適化を行い、座屈発生の阻止と応答変位の抑制に効果的な部材配置の例と有効な条件設定を示す。

第 6 章「結論」では、各章で得られた知見を総括する。

【参考文献】

- 1-1) Bruneau M., Uang C. M. and Sabelli R. : Ductile Design of Steel Structures 2nd edition, Mc-Graw Hill Education, 2011.
- 1-2) Carstensen, G. and Gildemeister C. : New York Crystal Palace Illustrated Description of the Buildings, New York : Riker, Thorne and Co. Publishers, 1918.
- 1-3) 東京大学名誉教授 桑村仁先生 所蔵 (引用元 DOI: 10.1016/j.jcsr.2017.07.002)
- 1-4) 東京電力様 所蔵
- 1-5) 東京工業大学 教授 竹内徹先生 所蔵
- 1-6) 松井良太, 竹内徹 : 部材破断を考慮したブレース付ラーメン骨組のエネルギー吸収性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 665, pp.1337 - 1345, 2011. 7
- 1-7) 内閣府, 中央防災会議 : 南海トラフ地震に係る地震防災対策の推進に関する特別措置法関係, 2014. 3
- 1-8) Newmark N. M. and Hall W. J. : Earthquake spectra and design. Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- 1-9) Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance, 2004.
- 1-10) ANSI/AISC 341-16 : Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2016.
- 1-11) ASCE/SEI 7-16 : Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 2016.
- 1-12) 国土交通省 : 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015. 6
- 1-13) Uang C. M. : Comparison of Seismic Force Reduction Factors used in U.S.A. and Japan, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 20, No. 4, pp. 389-397, 1991.
- 1-14) 独立行政法人建築研究所 : 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討, 建築研究資料, No. 160, 2014. 7
- 1-15) 日本建築構造技術者協会 : JSCA 応答制御構造設計法・改訂シンポジウムー巨大地震への対応ー, 2013. 5
- 1-16) 日本免震構造協会 : Buckling-Restrained Braces and Applications, 2017. 10
- 1-17) 日本免震構造協会 : パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 3 版, 2013. 11
- 1-18) 日本建築学会編 : デザイン・コンピューティング入門, コロナ社, 2017. 9
- 1-19) 建築技術 : 構造デザインと数値解析ツール, 建築技術 No. 797, 2016. 6
- 1-20) 日本建築学会 : 鋼構造計算規準・同解説, 1962.
- 1-21) Ketchum M. S. : Structural Engineers' Handbook, 2nd edition, McGraw-Hill Co, 1918.

- 1-22) 若林實, 辻文三 : 繰返し水平荷重を受けるラーメンの性状 その 2, 日本建築学会論文報告集号外, 1965. 9
- 1-23) 若林實, 辻文三 : 繰返し水平荷重を受けるラーメンの性状 その 3, 日本建築学会論文報告集号外, 1966. 10
- 1-24) 藤本盛久, 羽倉弘人, 松本芳紀 : 繰返し荷重をうける鋼構造物の弾塑性域における挙動に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.931-932, 1968. 9
- 1-25) 高橋泰彦, 岡田宏 : 鉄骨ブレース付きラーメンの実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 1199 - 1200, 1969. 7
- 1-26) 若林實, 松井千明, 南宏一, 三谷勲, 高枝新伍 : 筋違付き鉄骨ラーメンの弾塑性挙動に関する実大実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 1191 - 1192, 1969. 7
- 1-27) 友田政陳, 新宮義信, 守山藤寿 : 筋違をもつ鋼構造架構の挙動に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 1201 - 1202, 1969. 7
- 1-28) Wakabayashi M. Nakamura T. and Yoshida N. : Experimental Studies on the Elastic-Plastic Behavior of Braced Frames under Repeated Horizontal Loading. Part 1 Experiments of Braces with an H-shaped Cross Section in a Frame, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, 1977. 3
- 1-29) Wakabayashi M. Nakamura T. and Yoshida N. : Experimental Studies on the Elastic-Plastic Behavior of Braced Frames under Repeated Horizontal Loading. Part 2 Experimental Studies on the Elastic-Plastic Behavior of Braced Frames under Repeated Horizontal Loading. Part 2 Experiments of braces composed of steel circular tubes, angle-shapes, flat bars or round bars, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, 1980. 3
- 1-30) Wakabayashi M. Nakamura T. and Yoshida N. : Experimental Studies on the Elastic-Plastic Behavior of Braced Frames under Repeated Horizontal Loading. Part 3 Experiments of One Story-One Bay Braced Frames, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, 1980. 4
- 1-31) Kahn L. F and Hanson R. D. : Inelastic Cycles of Axially Loaded Steel Members, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102(5), pp. 947 - 959, 1976. 2
- 1-32) 若林實, 松井千秋, 三谷勲 : 材端回転拘束を受ける鉄骨筋違の繰返し弾塑性性状に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No. 262, pp. 83 - 92, 1977. 12
- 1-33) Jain A. K., Goel S. C. and Hanson R. D. : Hysteresis cycles of axially loaded steel members. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 106, pp. 1777 - 1795, 1980. 8
- 1-34) Black R.G., Wenger W. and Popov E. P. : Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal, Report No. UCB/EERC-80/40. Berkeley : Earthquake Engineering Research Center, University of California. 1980.
- 1-35) Zayas V. A., Popov E. P. and Mahin S. A. : Cyclic inelastic buckling of tubular steel braces., Report No. UCB/EERC-80/16, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif., 1980.

- 1-36) 梅村魁, 加藤勉その他 : 日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造) 鉄骨造実大6層建物の耐震実験 その1~その68, 日本建築学会大会学術講演梗概集(1984年~1988年)
- 1-37) 構造標準委員会鋼構造分科会, 辻文三 : I. 筋違材および筋違付骨組に関する理論解析(筋違付骨組の弾塑性挙動について), 日本建築学会論文報告集, No. 243, pp. 63 - 67, 1976. 5
- 1-38) 藤本盛久, 瀬川輝夫, 松本芳樹 : 繰返し荷重をうける筋違付ラーメンの弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 1213 - 1214, 1969. 7
- 1-39) 五十嵐定義, 井上一朗, 木林長仁, 浅野美次 : 筋違付架構の復元力特性 その1 交番繰返し軸力を受ける筋違材の挙動, 日本建築学会論文報告集, No. 196, pp. 47 - 54, 1972. 6
- 1-40) 五十嵐定義, 井上一朗, 浅野美次, 小川厚治 : 筋違付架構の復元力特性 その2 ダイアゴナルブレースの動的解析例, 日本建築学会論文報告集, No. 205, pp. 37 - 42, 1973. 3
- 1-41) Nonaka T. : An elastic-plastic analysis of a bar under repeated axial loading, *Int. J. Solids Structures*, Vol. 9, pp. 569 - 580, 1973.
- 1-42) Nonaka T. : An analysis for large deformation of an elastic-plastic bar under repeated axial loading I. Derivation of basic equations, *International Journal of Mechanic. Science*, Vol. 19, pp.619-627, 1977
- 1-43) 野中泰次郎 : 繰返し軸方向載荷を受ける部材の履歴挙動に対する閉解 第1部 基礎式の誘導, 日本建築学会論文報告集, No. 334, pp. 1 - 8, 1983. 12
- 1-44) 野中泰次郎 : 繰返し軸方向載荷を受ける部材の履歴挙動に対する閉解 第2部 解析例, 日本建築学会論文報告集, No. 338, pp. 29 - 35, 1984. 4
- 1-45) 野中泰次郎 : 繰返し軸方向載荷を受ける部材の履歴挙動に対する閉解 第3部 塑性履歴性状, 日本建築学会論文報告集, No. 343, pp. 42 - 50, 1984. 9
- 1-46) Ikeda K. and Mahin S. A. : Cyclic response of steel braces, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 112(2), pp. 342 - 361, 1986. 2
- 1-47) 山田稔, 辻文三 : 繰返し軸方向力を受ける筋違材の弾塑性変形性状に関する研究 I 解析, 日本建築学会論文報告集, No. 205, pp. 31 - 35, 1973. 3
- 1-48) 藤本盛久, 和田章, 白方和彦, 小杉立 : 筋違付鉄骨ラーメンの弾塑性解析に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No. 209, pp. 41 - 51, 1973. 7
- 1-49) 藤本盛久, 和田章, 岩田衛, 中谷文俊 : 鋼構造骨組の三次元非線形解析, 日本建築学会論文報告集, No. 227, pp. 75 - 90, 1975. 1
- 1-50) Uriz P., Filippou F. C. and Mahin S.A. : Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 134(4), pp. 619 - 628, 2008. 4
- 1-51) Hsiao P. C., Lehman D. E. and Roeder C. W. : Improved analytical model for special concentrically braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 73, pp. 80-94, 2012.2
- 1-52) Nilforoushan R. : Seismic behaviour of multi-storey K-braced frame structures, *UMEE Report*, No. 73R9, University of Michigan, 1973.

- 1-53) 加藤勉, 秋山宏 : 鋼構造筋違付骨組の復元力特性, 日本建築学会論文報告集, No. 260, pp. 99 - 108, 1977. 5
- 1-54) 柴田道生, 中村武, 若林實 : 鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 1 定式化関数の誘導-, 日本建築学会論文報告集, No. 316, pp. 18 - 24, 1982. 6
- 1-55) 柴田道生, 若林實 : 鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 2 応答解析への適用-, 日本建築学会論文報告集, No. 320, pp. 29 - 35, 1982. 10
- 1-56) 柴田道生, 若林實 : 繰返し荷重を受ける筋違付架構の弾塑性解析, 日本建築学会論文報告集, No. 325, pp. 9 - 16, 1983. 3
- 1-57) 谷口元, 加藤勉, 中村紀吉, 高橋泰彦, 佐伯俊夫, 広谷勉, 相川勇治 : 鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 37B, pp. 303 - 316, 1991. 3
- 1-58) 竹内徹, 中村悠, 松井亮太 : 接合部固定度を考慮した H 形断面ブレースの座屈後履歴性状及び累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 75, No. 653, pp. 1289 - 1297, 2010. 7
- 1-59) 伊藤拓海, 杉山昇馬, 井上祥一 : 繰返し荷重を受ける鋼圧縮材の劣化挙動を考慮した復元力特性モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 710, pp. 715 - 725, 2015. 4
- 1-60) Dicleli M. and Calik E. E. : Physical theory hysteretic model for steel braces, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.134(7), pp.1215-1228, 2008.7
- 1-61) Tremblay R. : Inelastic seismic response of steel bracing members, Journal of Constructional Steel Research, Vol.58, No.5-8, pp.665-701, 2002.
- 1-62) Lee K. and Bruneau M. : Review of Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced Frames., Technical Report MCEER-02-0005, State University of New York at Buffalo, 2002.
- 1-63) Tremblay R., Archambault M. H. and Filiatrault A. : Seismic response of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.129(12), pp.1626-1636, 2003.12
- 1-64) Elchalakani M., Zhao X. L. and Grzebieta R. : Tests of Cold-Formed Circular Tubular Braces under Cyclic Axial Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.129(4), pp.507-514, 2003.4
- 1-65) 竹内徹, 鈴木一弁, 松井良太, 小河利行 : 局部座屈を伴う鋼管ブレースの累積繰返し変形性能, 日本建築学会構造系論文集, No.608, pp.143-150, 2006.10
- 1-66) 竹内徹, 秦康, 松井良太 : 局部座屈を伴う H 形断面ブレースの累積繰返し変形性能, 日本建築学会構造系論文集, No.632, pp.1875-1882, 2008.10
- 1-67) Lee K. and Bruneau M. : Seismic Vulnerability Evaluation of Axially Loaded Steel Built-up Laced Members - I : Experimental Results., Earthquake Engineering and Engineering Vibrations Journal, vol. 7, no. 2, pp.113-124, 2008.

- 1-68) Lee K. and Bruneau M. : Seismic Vulnerability Evaluation of Axially Loaded Steel Built-Up Laced Members - II : Evaluations., Earthquake Engineering and Engineering Vibrations Journal, vol. 7, no. 2, pp.125-136.
- 1-69) Fell B. V., Kanvinde A. M., Deierlein G. G. and Myers A. T. : Experimental Investigation of Inelastic Cyclic Buckling and Fracture of Steel Braces, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.135(1), 2009.1
- 1-70) 竹内徹, 近藤佑樹, 松井良太, 今村晃 : 局部座屈を伴う組立材ブレースの座屈後履歴性状および累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.681, pp.1781-1790, 2012.11
- 1-71) Tang X. and Goel S. C. : Seismic Analysis and Design Considerations of Braced Steel Structures., Report No. UMCE 87-4, Department of Civil Engineering, University of Michigan, 1987.6
- 1-72) Tang X. and Goel S. C. : Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 8, pp.1960-1976, 1989.8
- 1-73) Lee, S. : Seismic behavior of hollow and concrete-filled square tubular bracing members, dissertation, Department of Civil Engineering, University of Michigan, 1987.
- 1-74) Archambault M. H., Tremblay R. and Filiatrault A. : Etude du Comportment Seismique des Contreventements Ductiles en X Avec Profiles Tubulaires en Acier, Rapport No. EPM/GCS-1995-09, Departement de Genie Civil Section Structures, Ecole Polytechnique, 1995.
- 1-75) Uriz P and Mahin S. A. : Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures, PEER Report 2008/8, University of California, Berkeley, 2008.
- 1-76) Hsiao P. C., Lehman D. E. and Roeder C. W. : A model to simulate special concentrically braced frames beyond brace fracture, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.42, pp.183-200, 2013. 5
- 1-77) Hsiao P. C. : Seismic Performance Evaluation of Concentrically Braced Frames, dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington, 2012.
- 1-78) Takeuchi T. and Matsui R. : Cumulative Deformation Capacity of Circular Tubular Braces under Local Buckling, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 137, No.11, pp.1311-1318, 2011. 11
- 1-79) Takeuchi T and Matsui R. : Cumulative Deformation Capacity of Steel Braces under Various Cyclic Loading Histories, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.141, No. 7, 2014. 7
- 1-80) 松井良太, 竹内徹 : 部材破断を考慮したブレース付ラーメン骨組のエネルギー吸収性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 665, pp. 1337-1345, 2011. 7
- 1-81) 松井良太, 潤井駿司, 得能将紀, 竹内徹 : ブレースおよび梁端部破断を考慮した鋼構造骨組の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.717, pp.1745-1754, 2015. 11
- 1-82) 加藤勉, 秋山宏, 鈴木弘之, 深沢義和 : 鋼構造模型の動的崩壊実験, 日本建築学会論文報告集, No.241, pp.101-109, 1976. 3

- 1-83) 若林實, 中村武, 吉田望, 岩井哲, 高井秀博 : 振動台を用いた鋼構造骨組の動的加振実験 (その 1) , 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.1399-1400, 1978. 8
- 1-84) 若林實, 中村武, 吉田望, 岩井哲, 高井秀博 : 振動台を用いた鋼構造骨組の動的加振実験 (その 2) , 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.981-982, 1979. 9
- 1-85) 若林實, 中村武, 吉田望, 岩井哲, 高井秀博 : 振動台を用いた鋼構造骨組の動的加振実験 (その 3) , 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.1373-1374, 1980. 9
- 1-86) Okazaki T., Lignos D. G., Hikino. T. and Kajiwara K. : Dynamic response of a chevron concentrically braced frame, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 139 (4), No. 4, pp. 515-525, 2013. 4
- 1-87) Ghanaat, Y. and Clough R. W. : Shaking Table Test of a Tubular Steel Frame Model Report No. UCB/EERC-82/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1982. 1
- 1-88) 藤本盛久, 和田章, 佐伯英一郎, 渡邊厚, 人見泰義 : 鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究, *構造工学論文集*, Vol. 34B, pp. 249-257, 1988.3
- 1-89) 佐伯英一郎, 前田泰史, 中村秀司, 緑川光正, 和田章 : 実大アンボンドブレースに関する実験的研究, *日本建築学会構造系論文集*, No. 476, pp. 149-158, 1995. 10
- 1-90) Black C., Makris N. and Aiken I. : Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces, Technical Report No. 2002/08, University of California, Berkeley, 2002.
- 1-91) Merritt S., Uang C. and Benzoni C. : Subassemblage testing of star seismic buckling-restrained braces, Technical Report No. TR-2003/04, University of California, San Diego, 2003.
- 1-92) Sabelli R. : Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel braced frames, EERI/FEMA NEHRP Fellowship Report, 2001. 10
- 1-93) 藤本盛久, 和田章, 佐伯英一郎, 竹内徹, 渡邊厚 : アンボンドブレースの開発, *季刊カラム*, No. 115, pp. 91-96, 1990.
- 1-94) 大河内靖雄, 竹内徹, 加藤史郎, 鈴木一弁 : 座屈拘束ブレースを用いた既存通信鉄塔の耐震補強工事, *日本建築学会技術報告集*, No. 22, pp. 179-184, 2005. 12
- 1-95) 鈴木一弁, 竹内徹, 大河内靖雄, 小河利行, 加藤史郎 : 塔条トラス架構の累積地震エネルギー吸収性能, *日本建築学会技術報告集*, No. 27, pp. 131-136, 2008. 6
- 1-96) Tremblay R., Frima M. B. and Sabelli R. : An Innovative Bracing Configuration for Improved Seismic Response, *Proceedings of Recent Advances and New Trends in Structural Design International Colloquium*, Timisoara, Romania, pp. 419-430, 2004
- 1-97) Jacobsen, L. S. : Steady forced vibration as influenced by damping, *Transaction of the American Society of Mechanical Engineers, ASME*, Vol. 51, pp. 169-181, 1930.

- 1-98) Jacobsen, L. S. : Damping in composite structures, Proceeding of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, pp. 1029-1043, 1960.
- 1-99) Kasai K., and Fu Y. and Watanabe A. : Passive control systems for seismic damage mitigation, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124 (5), pp. 501-512, 1998. 5
- 1-100) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚 : 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No. 571, pp. 53-62, 2003. 9
- 1-101) 笠井和彦, 伊藤浩資 : 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御手法, No. 595, pp. 45-55, 2005. 9
- 1-102) Eatherton M. R., Ma X., Krawinkler H., Deirlein G. G. and Hajjar J. F. : Quasi-static cyclic behavior of controlled rocking steel frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 140, 2014.
- 1-103) Chen, X., Takeuchi, T. and Matsui R. : Simplified design procedure for controlled spine frames with energy-dissipating members, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 135, pp. 242-252, 2017.
- 1-104) Huang B. and Takeuchi T. : Dynamic response of evaluation of damped-outrigger systems with various heights, Earthquake Spectra, Vol. 33, pp. 665-685, 2017.
- 1-105) Biggs J. M. and Whitman R. V. : Soil structure interaction in nuclear power plants, Proceedings of The 3rd Japanese Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan, pp. 89-95., 1970. 11
- 1-106) 竹内徹, 市川康, 中島秀雄, 笠井和彦 : ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制震構造の応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No. 583, pp. 115-122, 2004. 9
- 1-107) Takeuchi T., Kinouchi Y., Matsui R. and Ogawa T. : Optimal arrangement of energy dissipating members for seismic retrofitting of truss structures, American Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 8, pp. 455-464, 2015.
- 1-108) Shinha R. and Igusa T. : CQC and SRSS methods for non-classically damped structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, pp. 615-619, 1995.
- 1-109) Yang J. N. and Sarkani S. : A response spectrum approach for seismic analysis of nonclassically damped structures, Engineering Structures, Vol. 12, 1990. 7
- 1-110) 石丸辰治, 郭鈞桓 : 新板・塑性率制御法 -任意の塑性率指定構造物の最適粘性減衰定数及び累積塑性率の評価法-, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 708, pp. 241-251, 2015. 2
- 1-111) 辻聖晃, 中村恒善 : 弾性平面剪断型構造物モデルの剛性設計に対する最適ダンパー配置, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 733-734, 1995. 8
- 1-112) 池永広幸, 皆川洋一, 加地孝敏 : ニュートラルネットワークによる粘性体ダンパーの最適配置の決定, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 459-460, 1995. 7
- 1-113) 古屋治, 藤田聡, 浜崎宏典 : 遺伝的アルゴリズムを用いた高層建物制振用高減衰ゴムダンパーの適正配置に関する研究 第 2 報 最適配置結果とその有効性, 日本機械学会論文集, C 編, Vol. 62, No. 594, pp. 488-493, 1996.

- 1-114) 桐谷龍介, 辻聖晃, 上谷宏二 : 立体構造物の耐震改修における最適ダンパー・補剛設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp. 347-348, 2002. 8
- 1-115) Singh M. P. and Moreschi L. M. : Optimal placement of dampers for passive response control, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 4, pp. 955-976, 2002. 4
- 1-116) 朝比奈大輔, Bolander J. E. : 多自由度構造におけるパッシブ部材の最適設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 191-192, 2004. 8
- 1-117) 平田祐一 : 制振構造のダンパー配置計画への応答曲面法の適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp. 1061-1062, 2005. 7
- 1-118) 坂場律和, 大鳥靖樹, 石田勝彦, 北村春幸 : 分散 GA と不規則振動論を用いた最適ダンパー配置法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp. 1059-1060, 2005. 7
- 1-119) 中澤祥二, 村上秀樹, 加藤史郎, 大河内靖雄, 竹内徹, 柴田良一 : 座屈拘束ブレースを用いた通信鉄塔の耐震補強法に関する研究 : グリッドシステムを用いた遺伝的アルゴリズムによる座屈拘束ブレースの最適配置探索法, 日本建築学会構造系論文集, No. 604, pp. 79-86, 2006. 6
- 1-120) 小坂郁夫, 斎藤 利幸 : 複素固有値解析を用いた平面建築骨組における最適粘性ダンパー配置, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 349-350, 2007. 8
- 1-121) 小坂郁夫, 斎藤利幸, 小谷俊二, 北尾聡子 : 非比例減衰構造物の複素固有値と固有ベクトルに関する感度解析を用いた最適粘性ダンパー配置, 構造工学論文集, Vol. 57B, pp. 287-292, 2011. 3
- 1-122) 山川誠, 櫛田浩太, 吉富信太, 上谷宏二, 櫛部淳道, 青木和雄 : 直接探索法に基づく超塑性制振ダンパーを用いた木造住宅の耐震補強設計支援法, 構造工学論文集, Vol. 56B, pp. 289-296, 2010. 3
- 1-123) 辻聖晃, 国分宏樹, 吉富信太, 竹脇出 : 非線形復元力特性を有する制振ダンパーの構造縮約モデルを用いた最適配置法, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 75, No. 658, pp. 2143-2152, 2012. 12
- 1-124) 野村正貴, 松本慎也, 崎野良比呂, 藤井大地 : ESO 法を用いた高層ビルの制振ダンパー構面配置の最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No. 742, pp. 1885-1892, 2017. 12

第2章 座屈後破断を伴う薄肉円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の振動台実験

2.1. 序

1990 年以降の様々な極稀地震(直下型, 長周期長時間型, 多数回直下型を含む)において, 強度型の閉断面ブレースの局部座屈部に疲労破壊が生じる被害が報告されている^{2-1)~2-4)}。また, 1984 年の実大 4 層ブレース付鋼構造骨組の仮動的実験以降, ブレースの部材破断評価手法の検討が行われ, 部材破断を考慮した数値解析の結果から, 古い規準で設計された構造物がブレースの部材破断を生じやすい可能性²⁻⁶⁾や, 部材破断を生じると特定層に損傷が集中する可能性²⁻⁷⁾が盛んに指摘されている。このように, ブレース部材の破断後に生じる架構の著しい応答増大の問題が表面化しつつあり, 今後も発生する極稀地震を想定して, 部材破断を考慮したブレース付鋼構造骨組の安全性検討が急務となりつつある。

その一方, 振動倒壊実験の計画の難しさ(試験体の制御, 安全性, 正確な計測など)から, 実際にブレース部材が破断して架構が層崩壊に至る動的崩壊性状は殆ど検証されておらず, 現状は理想化された骨組モデルの数値解析結果に依存している。したがって, ブレース付鋼構造骨組全般に共通する最悪の状況として, ブレースが破断して架構が層崩壊に至るまでの挙動を実験的に把握する必要がある。また, 動的入力下の実験値が殆どないため, 安全性検討に必要な部材破断時期評価手法や数値解析手法の妥当性は未だ不明である。特に本論の評価手法は, 数値モデルに依存せず, 手計算範囲の簡易評価にも有効な手法であるが, 静的な部材実験と有限要素法解析に基づいて構築されており, 周辺骨組や動的入力に対する適用性は不明である。

そこで第 2 章では, はじめに慣性質量装置を用いた実験システムを構築する。実験システムは本論の研究のために文献調査して特別に設計している。次に比較的局部座屈を生じやすい径厚比約 42 の円形鋼管ブレースを片流れ配置した鋼構造骨組 1 体の各種載荷実験を実施し, ブレース部材が破断して架構が層崩壊に至る動的崩壊性状を定性的に把握する。続いて実験結果を用いて, 本論の部材破断評価法既往のブレース部材の破断時期評価手法が骨組配置かつ動的入力に対しても適用可能か検証する。最後に部材破断を考慮した数値解析の適用性を検証する。なお, 第 2 章では, ブレース破断前後の挙動の把握を目的としており, ブレース部材は意図的に局部座屈しやすい試験体を採用している。ブレース断面諸元に関する広範な検証は第 3 章で検討する。

2.2. 慣性質量装置を用いた実験システムの構築

2.2.1. 慣性質量装置の定義

振動台実験は、構造物の動的応答について、総合的な知見を与える有力な手法の一つである。振動台実験における究極的な理想は実大立体架構の動的加振であり、日本国内では主に兵庫県三木市にある(独)防災科学技術研究所が所有する実大3次元震動破壊実験施設(以下、E-Defense 振動台)において実験が行われている。しかしながら、実大立体架構の動的実験は試験用フレームが大規模であることに加え、E-Defense 震動台程度の大型振動台(公称寸法 20m×15m)が必要とされるなど、費用と時間が過大になる問題を抱えており、パラメトリックな検討において非現実的である。一方、動的応答において構造物に損傷を与える直接的な原因は構造物自身の慣性力であり、試験フレームの振動に追従して試験体に慣性力を加力する機構を設けることが出来れば、少なくとも実際の動的応答の一部は、実大立体架構でなくとも部分架構試験体を用いて再現可能である。慣性質量装置とは上記の機能に加えて、他の応答特性を再現する付加的な機構を備えた実験装置であり、実験施設や振動台の規模、着目する構造物の応答特性に合わせて国内外で数多くの装置が提案および設計されている(例えば2-8)~2-18)。

以下では、試験体に慣性力を与える機構を慣性質量装置(重錘、重錘を支持する架構、補剛フレームおよび加力治具を含む)、慣性質量装置+試験体+振動台の系を実験システムと定義する。

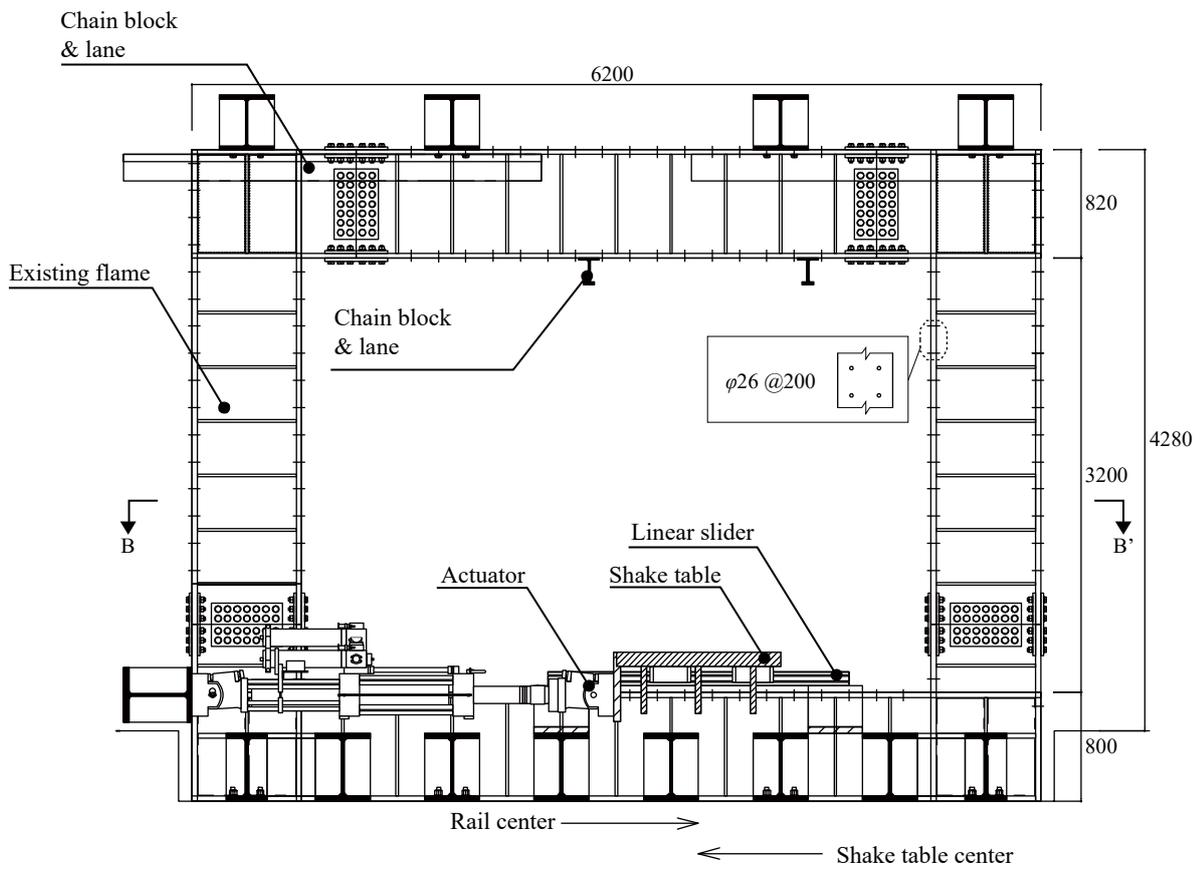
2.2.2. 目標性能の設定

提案する実験システムは東京工業大学建築学系が有する汎用試験機を拡張して構築する。Fig. 2.2.1 に既存の汎用試験機を示す。同図(a)(b)に示すように、汎用試験機は試験フレーム、動的アクチュエータ、リニアスライダ、振動台テーブルで構成される。試験フレームは寸法が長辺方向 6200mm、短辺方向 1300mm、高さ方向 4800mm で、フランジ部に $\phi 26$ のキリ孔が 200mm ピッチで設けられ、フレーム上部から作業用のチェンブロックおよびレールが付属している。動的アクチュエータは MTS 社製で、最大荷重は 500kN、最大速度 50cm/s、ストロークは ± 300 mm である。リニアスライダは THK 社製の LM ガイドで、レール長は 2200mm である。振動台テーブルは、同図(c)(d)に示すように、寸法が 1200 \times 1700mm で、 $\phi 26$ のキリ孔と M27 のタップ穴が設けられている。以上に示すように、本研究で使用する試験機は E-Defense 振動台と比較して比較的小規模であり、実装する慣性質量装置も同程度の規模でなければならない。

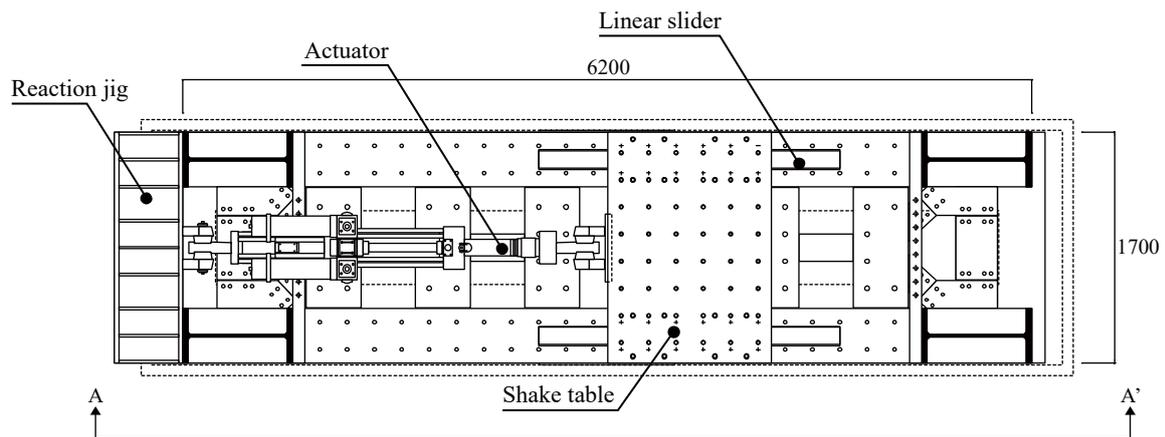
本研究はブレース付ラーメン骨組を対象に部材破断を考慮した崩壊挙動を静的、動的入力から分析する。したがって、各実験を同一の加力メカニズムで一元的に行えることが望ましい。さらに、動的試験においては層崩壊挙動を模擬するため、慣性質量装置は PI 効果(見かけの力による倒れ込み現象)を再現できる必要がある。

以上より、提案する実験システムの目標性能を下記の通り設定する。

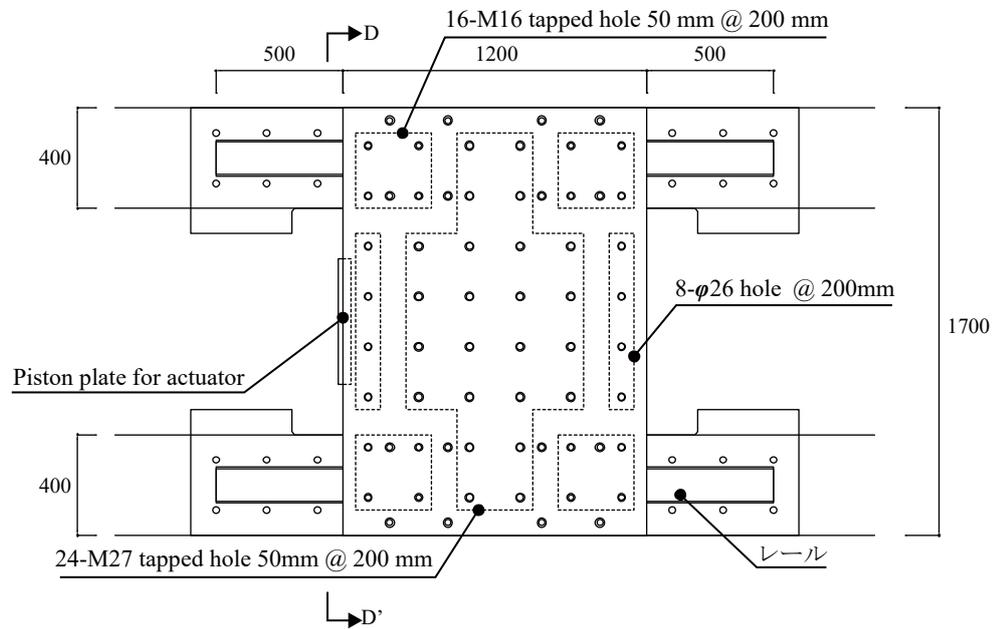
- 1) 1.2m \times 1.7m 程度の小規模振動台(1 軸)に適合する。
- 2) 静的および動的実験を一元的に行える加力メカニズムを有する。
- 3) PI 効果による骨組の動的な層崩壊挙動を再現する。



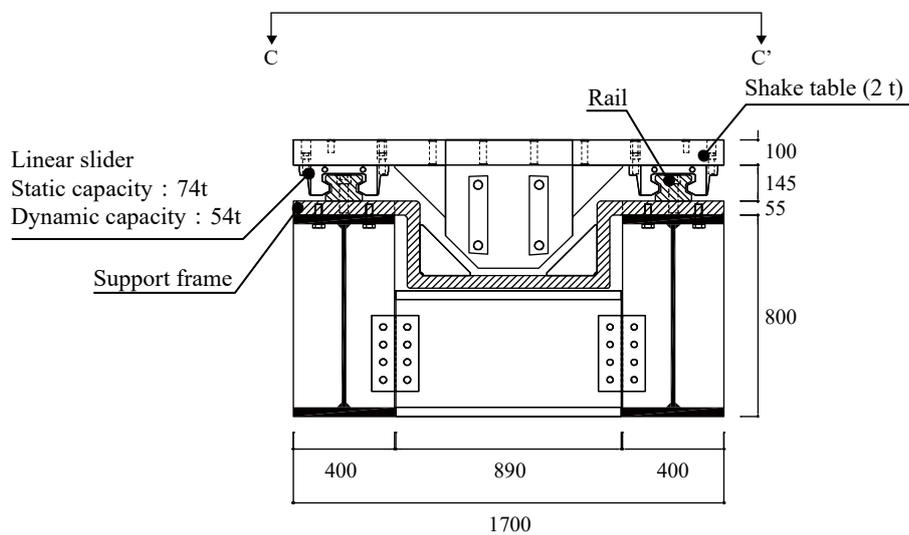
(a) A-A' Section



(b) B-B' Section



(c) C-C' Section



(d) D-D' Section

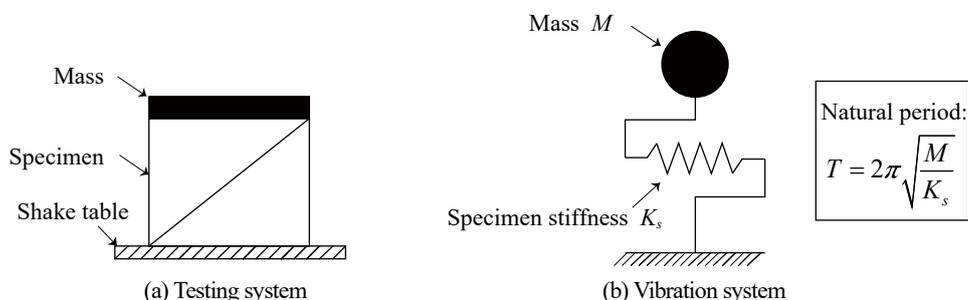
Fig. 2.2.1 Drawing of the existing testing frame in Tokyo Institute of Technology

2.2.3. 既往の慣性質量装置の分類と比較分析

本節は、本研究で実装する慣性質量装置の構成を決定するため、既往の慣性質量装置を分類および比較検討する。文献 2-8) に示されているように、既往の慣性質量装置は重錘の設置方法により①試験体一体型、②懸垂型、③自立型の 3 種類に分類でき、さらに、自立型の慣性質量装置は、振動台との位置関係から①振動台内部設置型、②振動台外部設置型の 2 種類に分類できる。以下では各装置形式について述べ、Table 2.2.1 に各装置形式の性能比較を示す。

(a) 試験体一体型の慣性質量装置

Fig. 2.2.2 に試験体一体型の慣性質量装置を示す。同図(a)に示すように、試験体一体型の慣性質量装置は、試験体と重錘が一体として構成されており、同図(b)に示すように、振動系は試験体剛性 K_s と重錘質量 M のみからなる単純な系へと置き換えることが出来る。また、装置は振動台内部に配置され、さらに重錘は試験体直上に設置されるため小規模な振動台にも対応できる。試験体一体型の慣性質量装置は長谷川²⁻⁹⁾などにより検討されている。長谷川により提案された装置は、重錘を試験体に直接積載する装置構成となっており、試験体に作用する柱軸力や PI 効果による層崩壊挙動を再現する事が可能である。ただし、試験体一体型は、試験体自身が重錘を支持するため、後述する 2 形式と比較して、試験体損傷状況により実験系全体が崩壊するなど作業上の危険性を有している。したがって、本形式を採用する場合は、転倒防止用フレームなどの設置が必須となる。一方、振動系の剛性は K_s のみで構成され、実験システムの固有周期 T は重錘 M のみで調節するため、実験条件によっては振動台性能を超えた質量が必要となる。

Fig. 2.2.2 simple supporting type system²⁻⁹⁾

(b) 懸垂型の慣性質量装置

Fig. 2.2.3 に懸垂型の慣性質量装置を示す。同図(a)に示すように、懸垂型の慣性質量装置は、重錘が上部より懸垂され、水平方向の加力梁を介して試験体に接続されている。本形式は錘が振動台外部に設置されるため、振動台を有効に活用することが可能である。また、吊材により錘の自重を支える機構が必要なく、加振時における重錘の摩擦抵抗も低減できる。ただし、同形式の装置は、振り子の原理によって発生する水平方向復元力を小さくするため、十分な振り子半径をとれる広い空間を必要とする。また、同装置は PI 効果を再現できない。

懸垂型の慣性質量装置の振動系は、Fig. 2.2.3(a)に示す多田ら²⁻¹⁰⁾が検討した重錘質量 M と試験体剛性 K_s の単純な系の他に、同図(b)に示す連結バネ(剛性 K_i)を直列に接続する系を設定することができる。直列型振動系は全体剛性 K の逆数が $1/K_i$ と $1/K_s$ の和で決定されるため、装置全体の固有周期を柔軟に調整できる。同様の懸垂型慣性質量装置は山口、和田²⁻¹¹⁾などにより検討されており、装置構成は付加バネを加力治具と重錘の間に設ける方法が考えられている。

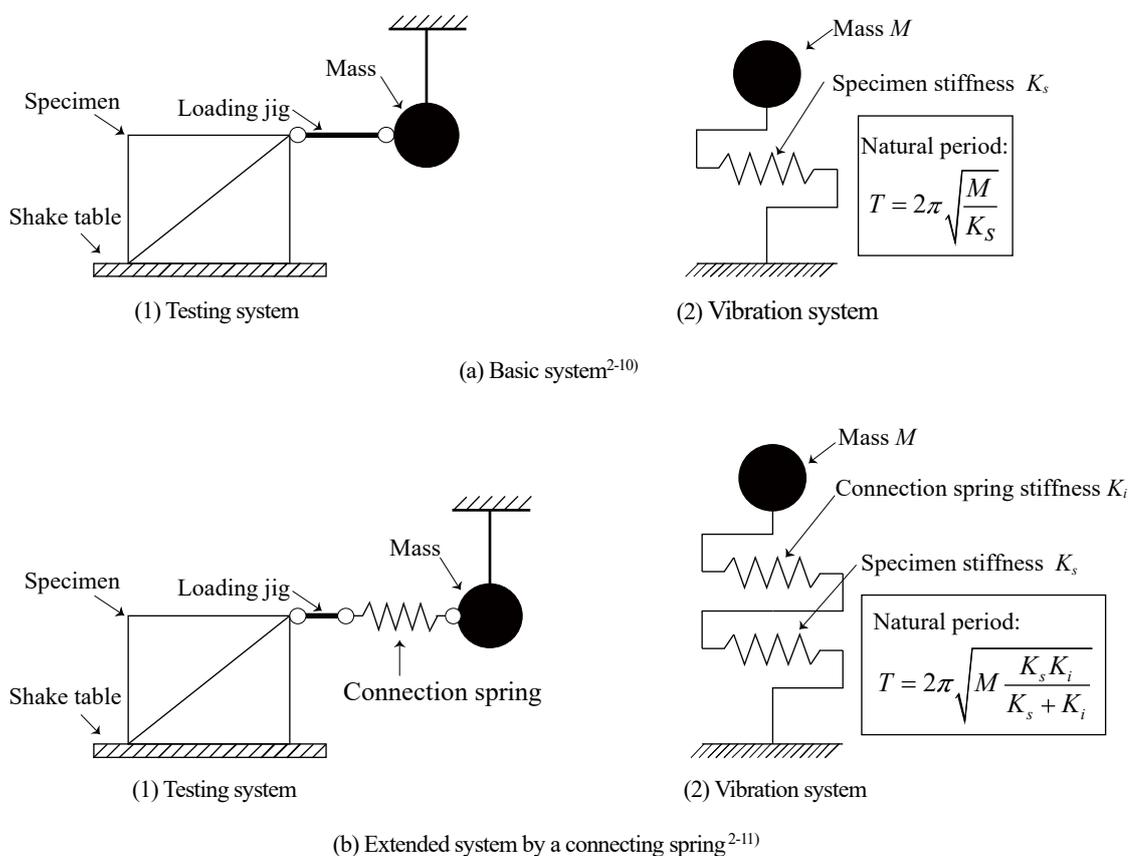


Fig. 2.2.3 Suspension type system

(c) 自立型の慣性質量装置

Fig. 2.2.4 および Fig. 2.2.5 に自立型の慣性質量装置を示す。自立型の慣性質量装置は、架台に重錘が積載され、水平方向の加力治具を介して試験体に接続される装置構成を有する。同形式最大の利点は応用性が高い点にある。例えば、自立型の慣性質量装置は、リニアスライダの設置により振動台の内部・外部どちらにも設置できるため、小型振動台による 1 軸加振から、大型振動台による 3 軸加振まで対応できる。また、慣性質量装置自身に PI 効果を再現する機構を付加できる。さらに、同形式は複層化が可能であり、多層の試験体にも対応できる。以上に示すように、自立型の装置構成の応用範囲は多岐にわたり、国内外で多種多様な装置構成が検討されている^{2-12)~2-18)}。

一層内部自立型は、Fig. 2.2.4(a)に示すように、最も基本的な装置構成であり、秋山、山田ら²⁻¹²⁾により検討されている。井上、稲井ら²⁻¹³⁾は、同図(b)に示すように、同形式に連結バネを付加し周期特性を調整しやすい装置構成を検討している。さらに、山田、松本ら²⁻¹⁴⁾は、同図(c)に示すように、同形式を発展させた多層内部自立型の装置構成の概念を提案し、竹内、笠井ら²⁻⁸⁾により具体的な装置設計が行われている。また、Krawinkler ら²⁻¹⁵⁾は、同図(d)に示すように、錘を支える柱材にシリンダーを設け、接合部をピンとして水平変位に追従した鉛直方向力を発生させ PI 効果が再現できる多層内部自立型の装置を検討している。このとき慣性質量装置は不安定機構となるため、装置を支える転倒防止フレームが必要である。本論はこの機構をロッキングコラムと呼ぶ。

一層外部自立型の装置は、Fig. 2.2.5(a)に示すように、Julian ら²⁻¹⁶⁾による検討例がある。多層外部自立型の装置は、同図(b)に示すように、Bachman ら²⁻¹⁷⁾による検討例の他、同図(c)に示すように PI 効果を再現するロッキングコラムを付加した Tremblay ら²⁻¹⁸⁾による検討例がある。

自立型の慣性質量装置は積層ゴムやリニアスライダなど、振動台変位に追従する支承を有しており、装置の標準的な振動系は Fig. 2.2.4(a)に示すように、試験体剛性 K_s と支承剛性 K_b の並列系として表現される。したがって、実験装置の全体剛性は K_s と K_b の線形和で決定し、固有周期 T は K_b と重錘質量 M によって調整する。試験体の塑性化による見かけの長周期化は K_b によって多少緩和される。また、同図(b)に示すように、連結バネを挿入した直列系も井上・稲井ら²⁻¹³⁾により検討されている。ただし、支承を有する装置構成は支承による摩擦抵抗の影響を考慮しなければならない。一方、Fig. 2.2.4(d)および Fig. 2.2.5(c)に示すように、ロッキングコラムを用いた形式ではロッキングコラムが試験体の層間変形角に追従するため、振動系は M と K_s の単純な一質点系となる。

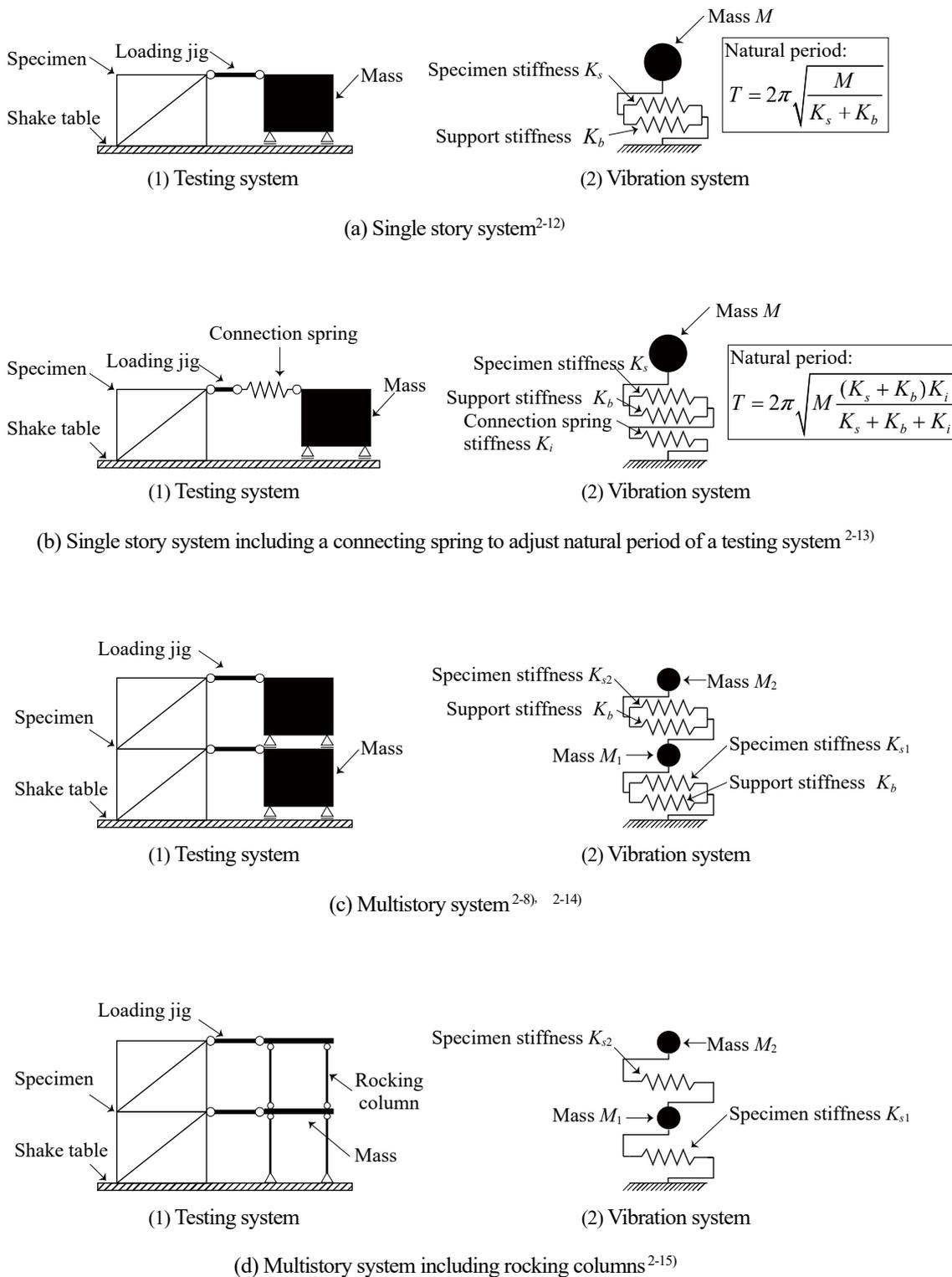


Fig. 2.2.4 Self-standing type system (mass simulator is founded on a shake table)

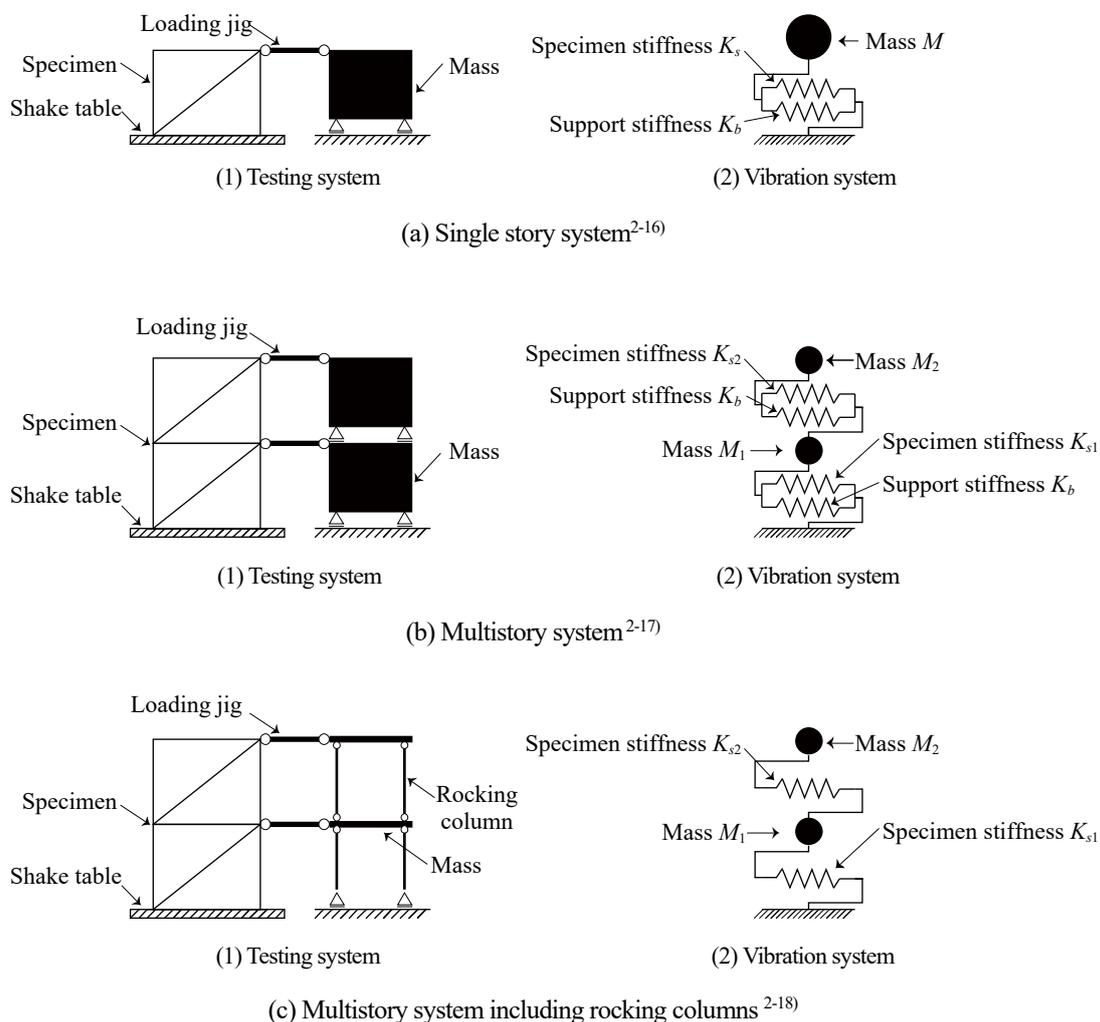


Fig. 2.2.5 Self-standing type system (mass simulator is founded outside a shake table)

Table 2.2.1 Comparison of the existing testing systems including mass simulators

Type	Simple	Suspension		Self-standing						
		2-9)	2-10)	2-11)	2-12)	2-13)	2-8), 2-14)	2-15)	2-16)	2-17)
Mass support is	Inside	Outside		Inside				Outside		
Story	Single	Single	Single	Single	Single	Multi	Multi	Single	Multi	Multi
Additional function	/	/	Connection spring	/	Connection spring	/	Rocking column	/	/	Rocking column
Shake table size	flexible	Small		Large				Small		
Loading direction	Tri.	Uni.	Uni.	Tri.			Uni.	Uni.		
Restrainer frame	Mandatory	Mandatory		Not mandatory			Mandatory	Not mandatory	Mandatory	
PA effect?	Yes	No		No			Yes	No	Yes	

2.2.4. 本論の実験システムの装置概要

前節より各形式による慣性質量装置の特性が明らかになった。本節は、前節の検討をもとに、本実験の目標性能を満たす実験システムの具体的な概要を述べる。

Fig. 2.2.6 に実験システムの構成および振動系を示す。提案する実験装置は、慣性質量装置が振動台内部に配置される振動台内部設置型である。試験体は下部治具にピン接合され、加力治具を介して慣性質量装置の内側に取り込まれるため、本装置は文献 2-8)と同じく錘を積載するテストベッドとなる。さらに、錘を支持する柱は両端をピン接合とし、文献 2-15)および文献 2-18)と同様のロッキングコラムを採用する。ただし、不安定な慣性質量装置を支える転倒防止フレームは存在せず、本装置は加力治具を介して試験体と接合されることで初めて静定構造となる。したがって、前節より、提案する慣性質量装置は、試験体一体型と一層内部自立型の複合型であると分類できる。一方、振動系は重錘質量 M と試験体剛性 K_s からなる単純な一質点系となり、周期調整は重錘質量に依存する。

本実験装置のシステム構成は、小規模な試験機内でシステムが完結することに加え、ロッキングコラムにより過大変形時の PI 効果による層崩壊挙動を模擬できる、また、不安定構造物であるものの錘は試験体と独立して支持されるため、純粋な試験体一体型と比較して安全性は向上している。ただし、本形式の慣性質量装置においても、装置内外にバンパーを設け十分な安全対策を行う必要がある。

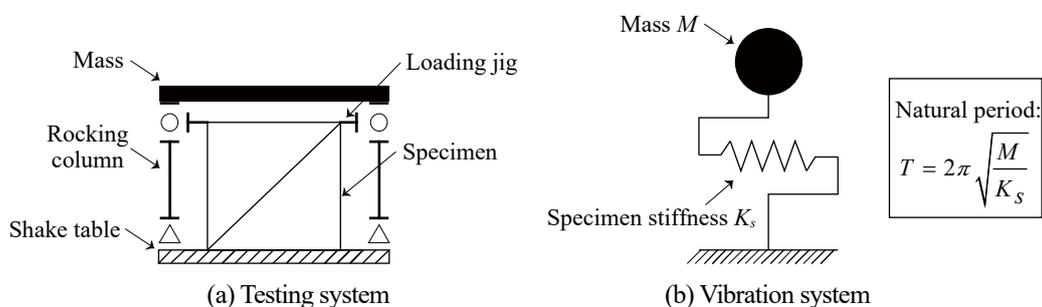


Fig. 2.2.6 the proposed testing system schematics

実験システムは大別して、汎用試験フレーム、アクチュエータ、振動台、慣性質量装置、試験体、下部治具および反力治具で構成される。Fig. 2.2.7 に各構成部品の系統を、Fig. 2.2.8 に実験システムアクソメ図を示す。

(a) 加力システム

本装置の加力システムは、4本のロッキングコラムと加力治具から構成される。ロッキングコラムは繋ぎ梁により2本で1組の平面フレームとなり、試験体は内側に取り込まれ、4組の加力治具を介して装置と接続する。ロッキングコラムのピン治具はベアリング(円筒ころ軸受)を内蔵しており、ピン回転による摩擦抵抗の軽減を試みる。本装置は、繋ぎ柱および繋ぎ梁の長さを変更して再設計すれば、異なる寸法の試験体にも転用できる仕様とした。Fig. 2.2.8 に各載荷形式における実験装置セットアップ図を示すように、本装置は重錘の積載により慣性質量装置となる他、反力治具の接続により同様の加力メカニズムを用いて一元的に骨組試験体の各種試験が可能となる。振動台実験では、重錘はPC鋼棒を用いて装置に緊結する。

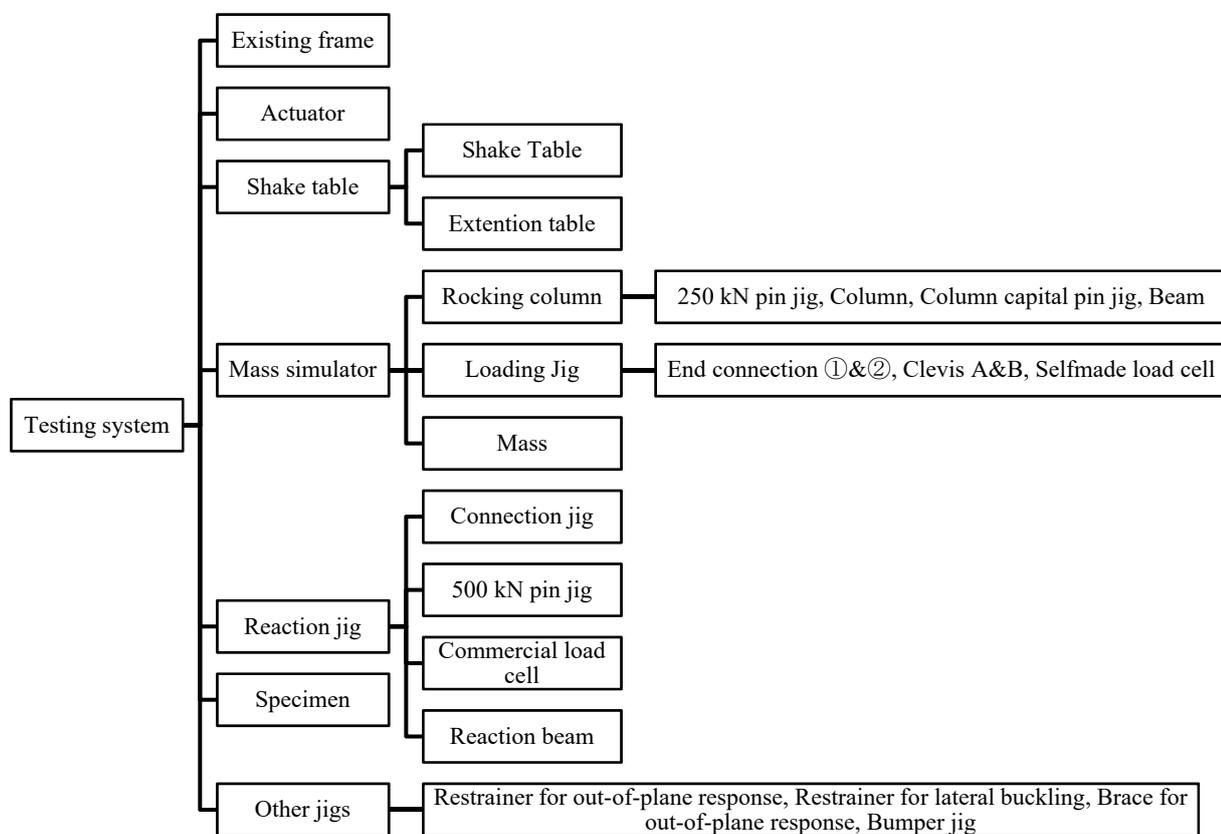
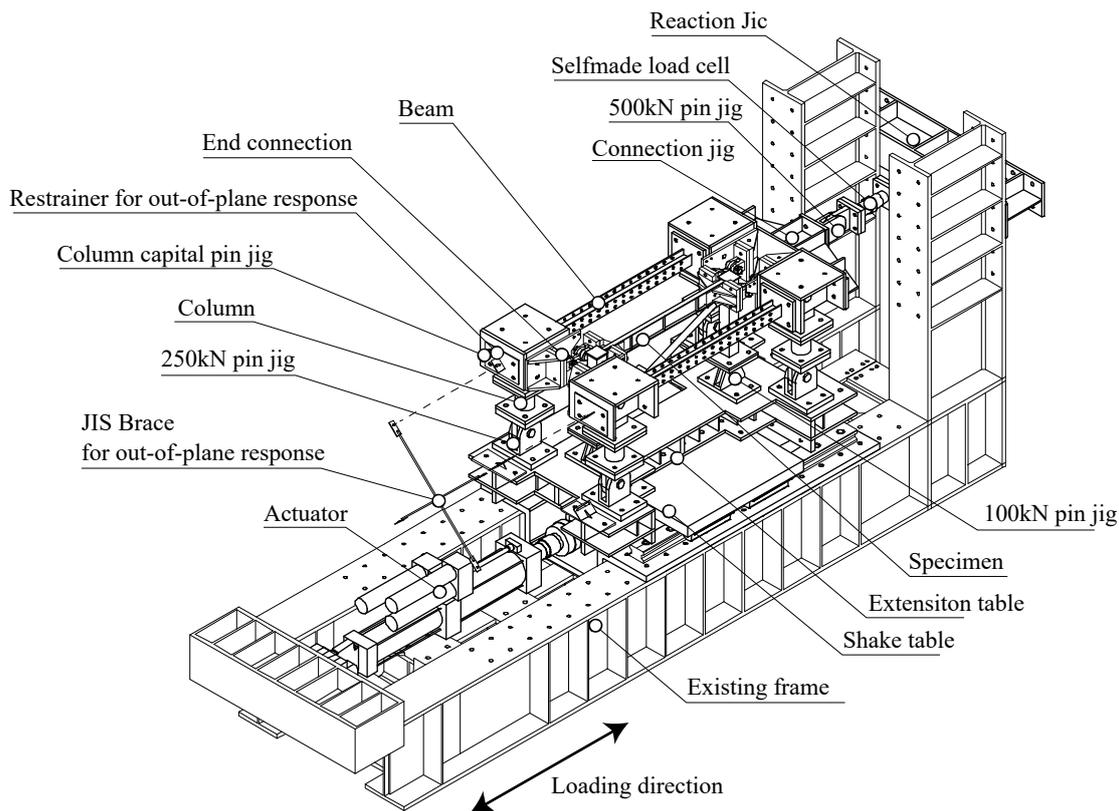
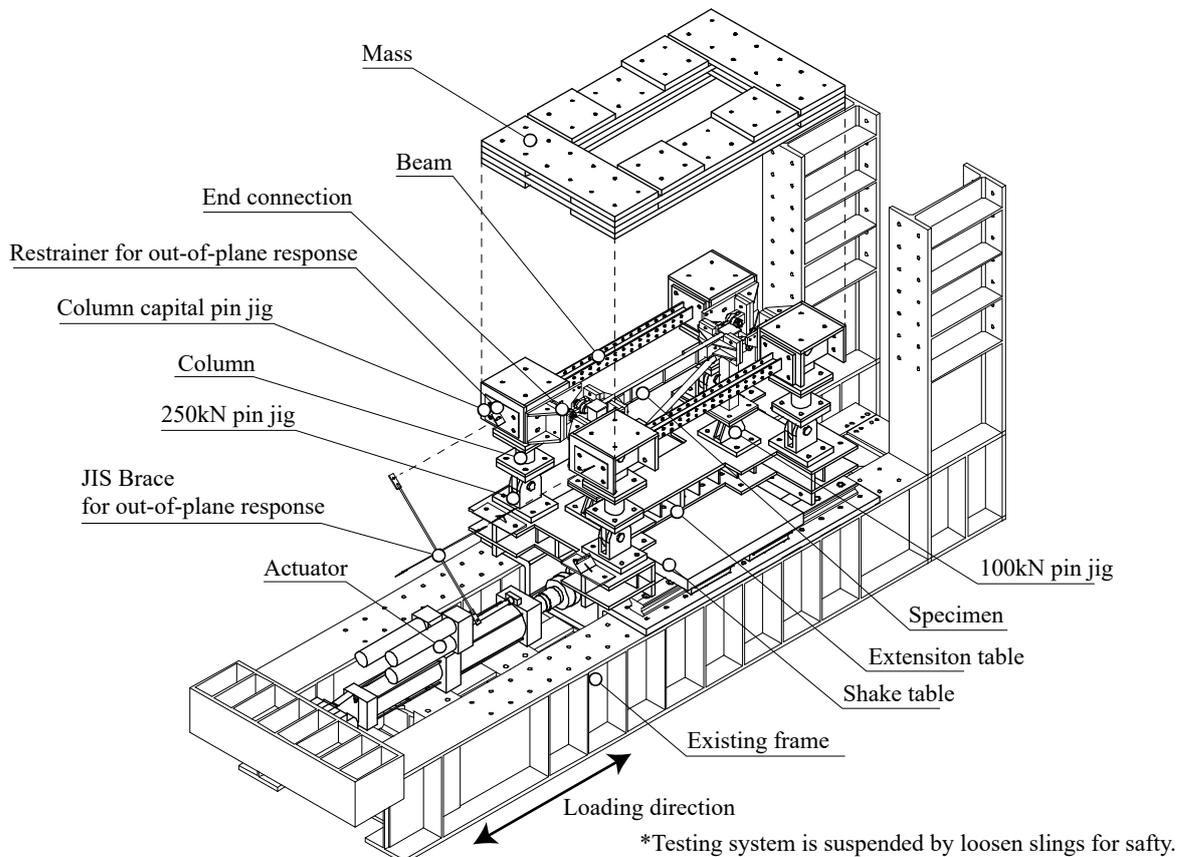


Fig. 2.2.7 System diagram of the mass simulator



(a) Quasi-static testing (The mass simulator is connected to the existing testing frame by the reaction jig)



(b) Shake table testing (Weights is set on the rocking columns)

Fig. 2.2.8 Testing setup

(b) 加力治具

Fig. 2.2.9 に加力治具の組立図を示す。加力治具は加力治具①および②，クレビス A および B，ダンベル型ロードセルで構成される。振動台実験では，試験体の層せん断力はダンベル型ロードセルを用いて計測する。ダンベル型ロードセルは本実験装置のために特別に製作し，鋼材は一般的な SS400 より高い降伏耐力を有する SCM 材(公称値 $\sigma_y=700\text{N/mm}^2$ 以上)を用いており，歪 $\varepsilon=3414(\mu)$ 以下まで弾性応力を維持できる。また，ダンベル型ロードセルは球面すべり軸受け(動的定格荷重 126kN，静的定格荷重 755kN)を内蔵し，ピンの回転方向に加えて面外曲げがある程度解放される。試験体の構面外拘束は別途治具を設ける。なお，ダンベル型ロードセルは振動台実験前に一度製作し直しており，本論は再製作したダンベル型ロードセルのみ記している。

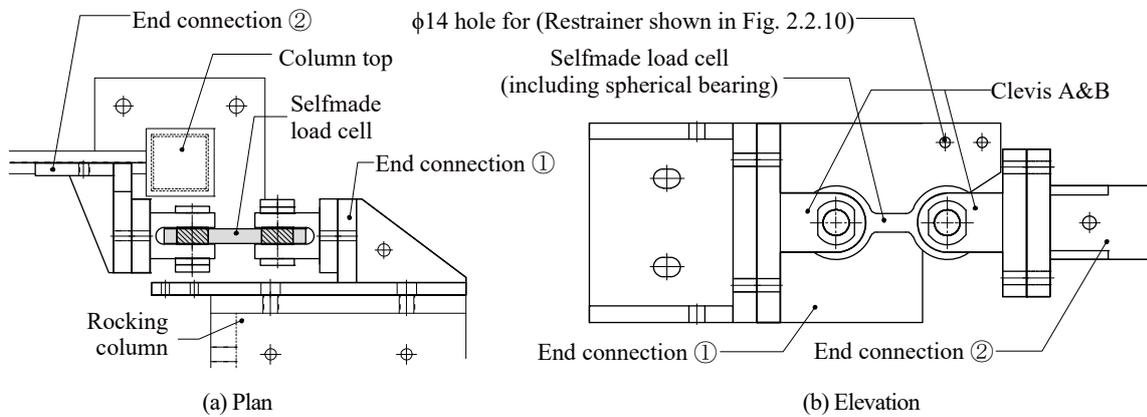


Fig. 2.2.9 setup of loading jigs

(c) 構面外拘束治具

Fig. 2.2.10 に構面外拘束治具を示す。加力治具は構面外拘束治具を支持する為の $\phi 14$ のキリ孔を設けており，構面外拘束治具は $\phi 12$ ネジ棒を介して支持する。

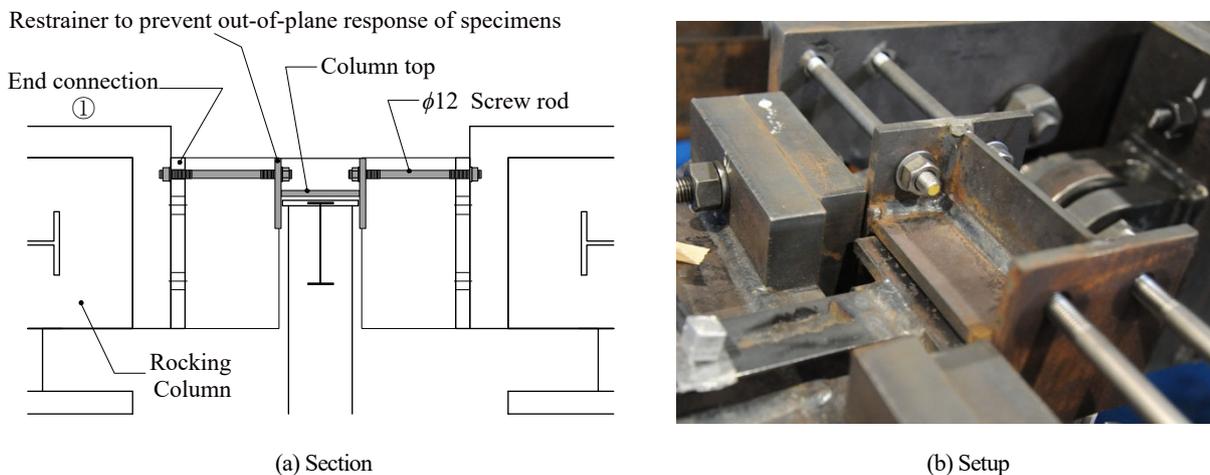


Fig. 2.2.10 Restrainer to prevent out-of-plane response of specimens

(d) 横座屈補剛治具

Fig. 2.2.11 に横座屈補剛治具の組立図を示す。繋ぎ梁のフランジ部は $\phi 18$ キリ孔を 85mm ピッチで設けており、横座屈補剛治具は繋ぎ梁から PC 鋼棒の緊張力で支持する。本実験では 340mm ピッチ合計 6 組の横座屈補剛治具を設置した。

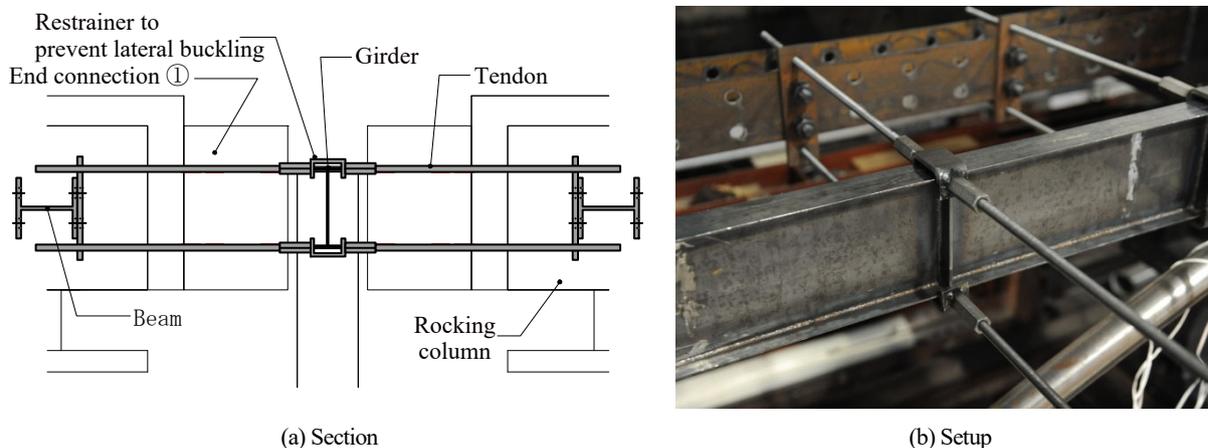
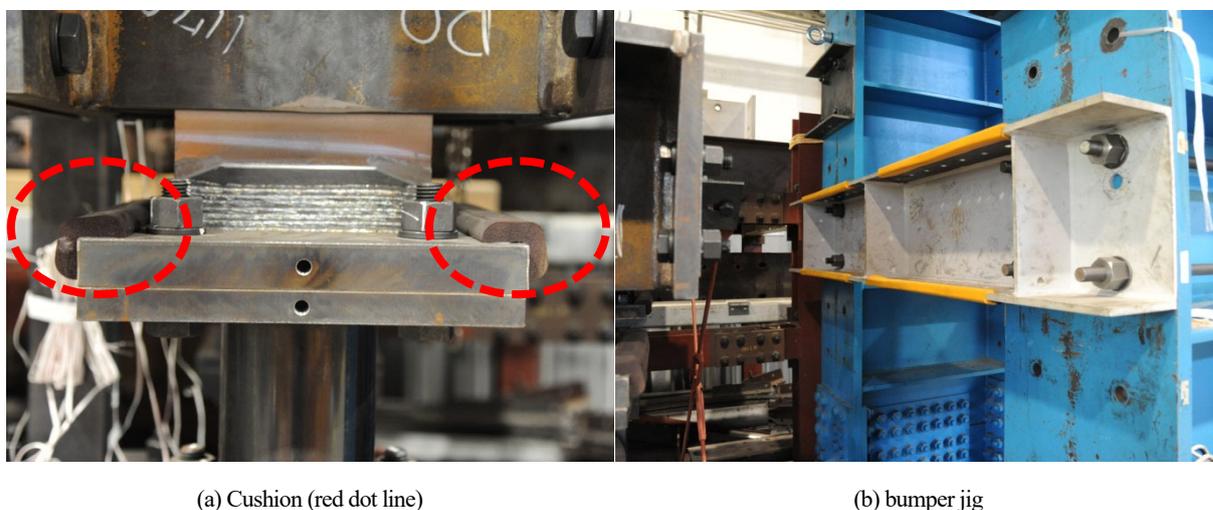


Fig. 2.2.11 Restrainer to prevent lateral buckling

(e) 安全対策

実験装置の安全対策は、構面外拘束ブレース、バンパークッション、バンパー治具、吊り具を用いる。Fig. 2.2.8 に示すように、構面外拘束ブレースは、JIS ブレースであり、ロッキングカラムの平面フレーム直行方向に対して X 型に配置する。Fig. 2.2.12 にバンパークッションおよびバンパー治具を示す。慣性質量装置は過大変形を生じると、接続治具の接合部プレートが柱頭ピンブロックに接触するため、瞬時に完全崩壊には至らない。バンパークッションは接触時のベアリングの衝撃吸収を目的とする。バンパー治具は試験フレーム側への実験装置衝突防止を目的とする。アクチュエータ側への転倒防止は吊り具を用いて行う。



(a) Cushion (red dot line)

(b) bumper jig

Fig. 2.2.12 Cushion and bumper jig

2.2.5. 荷重計測の精度検証

動的載荷実験は、慣性質量装置に組み込んだダンベルロードセルの歪値から、試験体層せん断力を計測する。そこで、本節はダンベルロードセルのガタ等を考慮し荷重計測の精度検証を行う。

(a) 検証方法

反力治具に組み込んだ市販ロードセルとダンベルロードセルの荷重計測値を比較する。

(b) 計測計画

Table 2.2.2 に計測項目一覧を示す。荷重値 F は歪計測値 ε_i 、ダンベルロードセル断面積 A_i 、ヤング率 E より下式を用いて計算する。

$$F = A_3E\left(\frac{\varepsilon_5 + \varepsilon_6}{2}\right) + A_4E\left(\frac{\varepsilon_7 + \varepsilon_8}{2}\right) - A_1E\left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2}\right) - A_2E\left(\frac{\varepsilon_3 + \varepsilon_4}{2}\right) \quad (2-1)$$

Table 2.2.2 Measurement item

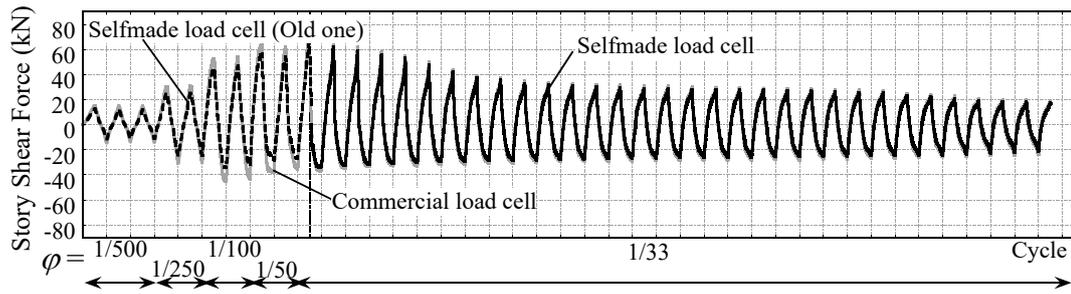
Ch No.	symbol	Measurement point	Type	Instrument
9	F_0	Load	Load	Commercial load cell
46	ε_1	Selfmade load cell 1 (North East)	Strain	Strain gauge
47	ε_2	Selfmade load cell 2 (North East)	Strain	Strain gauge
48	ε_3	Selfmade load cell 3 (North West)	Strain	Strain gauge
49	ε_4	Selfmade load cell 4 (North West)	Strain	Strain gauge
50	ε_5	Selfmade load cell 5 (South East)	Strain	Strain gauge
51	ε_6	Selfmade load cell 6 (South East)	Strain	Strain gauge
52	ε_7	Selfmade load cell 7 (South West)	Strain	Strain gauge
53	ε_8	Selfmade load cell 8 (South West)	Strain	Strain gauge

(c) 載荷計画

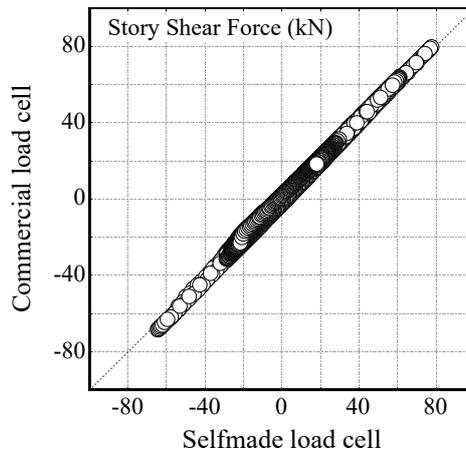
載荷計画は後述する準静的繰返し載荷実験時の結果を用いる。

(d) 検証結果

Fig. 2.2.12 に層せん断力履歴を示す。ただし、ダンベルロードセルは動的載荷実験前に再製作しており、同図(a)は両方の結果を示している。同図が示すように、ダンベルロードセルと市販ロードセルの荷重計測値は対応しており、良好な精度で荷重計測できている。また、同図(a)が示すように、新ダンベルロードセルを用いることで荷重計測精度は向上している。一方、ダンベルロードセルと市販ロードセルの荷重誤差は約 60kN に対して 2kN 程度であった。



(a) Story force – loading history relationship



(d) Story force (commercial load cell, exact values) – story force (selfmade load cel) relationship

Fig. 2.2.12 Comparison of selfmade load cell and commercial load cell

2.3. 予備実験

2.3.1. 試験体概要

(a) 想定建物と試験体の検討範囲

Fig. 2.3.1 に想定建物と検討範囲を示す。本実験では、中低層 3 スパン鉄骨造建築物を対象とし、試験体は柱脚部にピン支承を有しブレースが偏心配置された 1 層部を検討範囲として 1/5 にモデル化する。検討範囲はスパン 6800mm, 層高さ 3600mm の柱梁門型骨組であり、断面形状□-500×500×16 の柱に、断面形状 H-650×200×11.5×11.5 の梁がノンスカラップで接合されるものとする。強度型ブレースは V 字など 2 本一組の対称配置が一般的であるが、本論はブレース部材が破断して架構が層崩壊に至る挙動を単純化するためにブレースは片流配置としている。

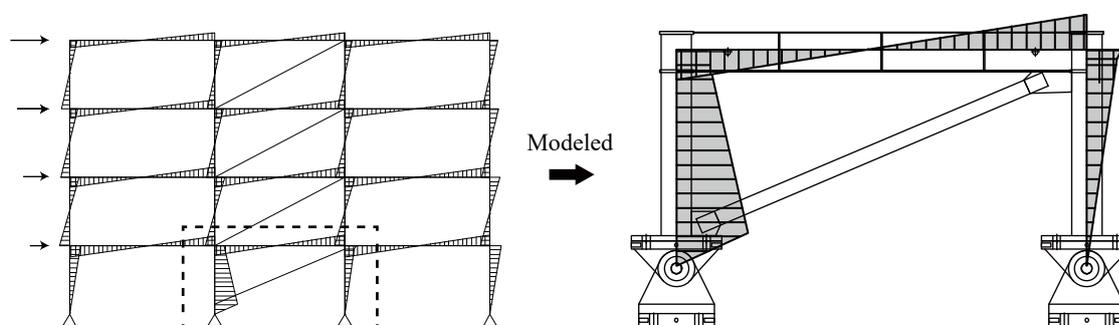


Fig. 2.3.1 Target building and specimen modeling

(b) 試験体諸元

Table 2.3.1 に部材断面諸元を、Table 2.3.2 に試験体の材料特性を、Fig. 2.3.2 に試験体図を、Photo 2.3.1 に載荷前の試験体写真を示す。同表および同図に示すように、試験体の柱は断面形状□-100×100×3.2, 材長 720mm, 梁は断面形状 H-130×40×2.3×2.3, 材長 1360mm であり、接合部は PL-6 を用いた通しダイアフラム形式であり、梁端部は裏板金(PL-6×25)を用いて溶接する。本実験のブレースは径厚比 42, 細長比 70 の比較的局部座屈しやすい円形鋼管を採用した。試験体名はブレース断面諸元より C742 とする。ブレース端部は切欠き部を設けて G.PL を挿し込み回し溶接している。柱は載荷中に応力弾性範囲を維持する設計とし軸力導入しない。本論では静的・動的実験で異なる鋼材ロットの試験体を用意したが、Table 2.3.2 に示すように、両者の試験体は概ね同等の性能を有することを確認している。なお、材料試験結果から柱は FC ランク、梁は FD ランクであり、ブレースは BB ランク、水平力分担率は 0.7 であり、試験体の D_s 値は 0.35 となった。

Table 2.3.1 Member specification

(a) Column and Girder

	Section	Material	Section area A (mm ²)	Moment inertia I (mm ⁴)	Section modulus Z (mm ³)	Plastic section modulus Z_p (mm ³)
Column	□-100×100×3.2	STKR400	885	1.87×10^6	3.75×10^4	4.37×10^4
Girder	H-130×40×2.3×2.3	SS400	472	1.13×10^6	1.74×10^4	2.10×10^4

(b) Concentric Brace

	Section	Material	Diameter to thickness ratio D/t	Section area A (mm ²)	Length L (mm)	Slenderness ratio λ
Brace	φ 50.8×1.2	STKM11A	42.3	180	1220	70

Table 2.3.2 Tension coupon testing results

(a) Specimen used in the quasi-static loading testing

	Material	Yield σ_y (N/mm ²)	Ultimate σ_u (N/mm ²)	Ultimate ϵ_{long} (%)	Average value	
					Yield σ_y (N/mm ²)	Ultimate σ_u (N/mm ²)
Column C-1	STKR400 ($t=3.2$ mm)	307.5	433.1	40.51	309.6	435.4
Column C-2		311.6	437.6	38.30		
Girder G-1	SS400 ($t=2.3$ mm)	356.3	447.1	44.53	354.2	444.1
Girder G-2		352.1	441.0	45.34		
Brace B-1	STKM11A ($t=1.2$ mm)	262.4	327.5	39.28	265.5	332.8
Brace B-2		268.6	338.1	44.02		

(b) Specimen used in the shake table testing

	Material	Yield σ_y (N/mm ²)	Ultimate σ_u (N/mm ²)	Ultimate ϵ_{long} (%)	Average value	
					Yield σ_y (N/mm ²)	Ultimate σ_u (N/mm ²)
Column C-1	STKR400 ($t=3.2$ mm)	336.2	429.9	42.3	337.3	435.5
Column C-2		337.0	438.9	40.7		
Column C-2		338.7	437.7	38.2		
Girder G-1	SS400 ($t=2.3$ mm)	333.9	435.8	41.8	339.8	436.5
Girder G-2		340.5	437.1	47.1		
Girder G-2		345.1	436.7	44.4		
Brace B-1	STKM11A ($t=1.2$ mm)	274.1	334.4	41.7	270.0	333.0
Brace B-1		274.1	334.3	40.7		
Brace B-2		261.8	330.4	44.2		

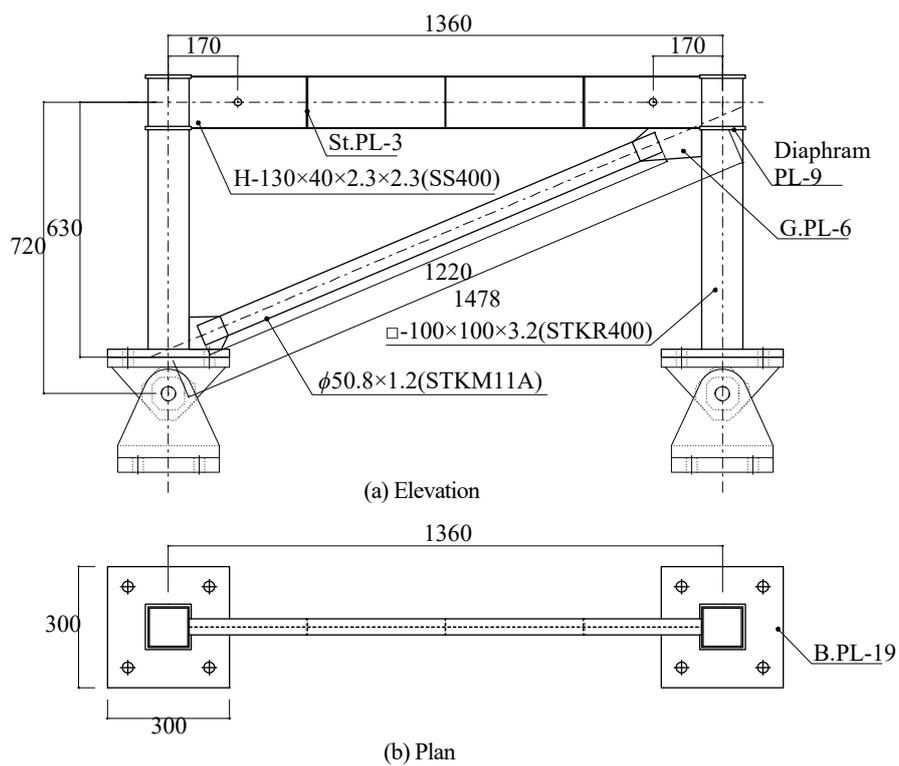


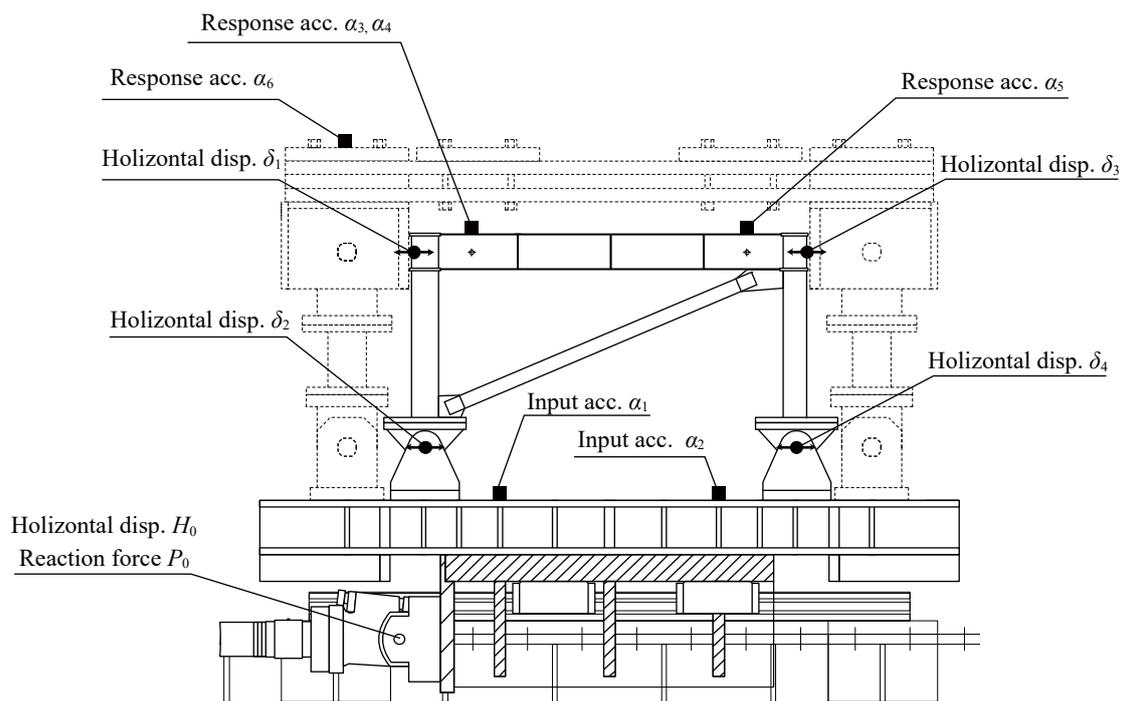
Fig. 2.3.2 Specimen drawing



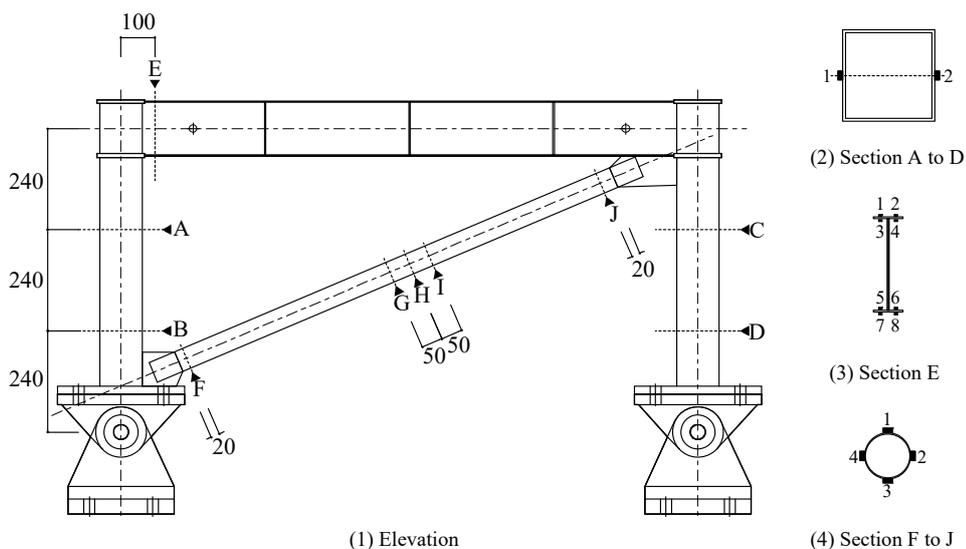
Photo 2.3.1 Specimen before shake table testing

2.3.2. 計測計画

本試験は全ての計測に動ひずみ計(共和電業製 UDAS)を用い、サンプリング周波数を 1kHz、ローパスフィルタを 200Hz に設定してデータ収録を行う。Fig. 2.3.3 に計測装置の設置位置を、Table 2.3.3 に測定項目を示す。本実験では変位、加速度、歪、荷重の 4 項目を計測し、それらの計測値を層間変形角や部材力などの応答値を計算する。



(a) Measuring instruments for displacement and acceleration



(b) Strain gauges

Fig. 2.3.3 Measuring instruments layout

Table 2.3.3 List of measuring instruments

Ch No.	symbol	Mesurement point	Type	Instrument
1	P_0	Shake table	Reaction force	Commertial load cell
2	H_0	Shake table	Horizontal disp.	LVD
3	δ_1	Column top North	Horizontal disp.	Laser displacement sensor
4	δ_2	Column base North	Horizontal disp.	Laser displacement sensor
5	δ_3	Column top South	Horizontal disp.	Laser displacement sensor
6	δ_4	Column base South	Horizontal disp.	Laser displacement sensor
7	α_1	Extension table North	Input acc. (In-plane)	Strain-based accelerometer
8	α_2	Extension table South	Input acc. (In-plane)	Strain-based accelerometer
9	α_3	Girder upper flange North	Response acc. (In-plane)	Strain-based accelerometer
10	α_4	Girder upper flange South	Response acc. (In-plane)	Strain-based accelerometer
11	α_5	Girder upper flange North	Response acc. (Out-of-plane)	Strain-based accelerometer
12	α_6	Mass top North	Response acc. (In-plane)	Strain-based accelerometer
13	ε_1	Column North A-1	Strain	Strain gauge
14	ε_2	Column North A-2	Strain	Strain gauge
15	ε_3	Column North B-1	Strain	Strain gauge
16	ε_4	Column North B-2	Strain	Strain gauge
17	ε_5	Column South C-1	Strain	Strain gauge
18	ε_6	Column South C-2	Strain	Strain gauge
19	ε_7	Column South D-1	Strain	Strain gauge
20	ε_8	Column South D-2	Strain	Strain gauge
21	ε_9	Girder end North E-1	Strain	Strain gauge
22	ε_{10}	Girder end North E-2	Strain	Strain gauge
23	ε_{11}	Girder end North E-3	Strain	Strain gauge
24	ε_{12}	Girder end North E-4	Strain	Strain gauge
25	ε_{13}	Girder end North E-5	Strain	Strain gauge
26	ε_{14}	Girder end North E-6	Strain	Strain gauge
27	ε_{15}	Girder end North E-7	Strain	Strain gauge
28	ε_{16}	Girder end North E-8	Strain	Strain gauge
29	ε_{17}	Brace end F-1	Strain	Strain gauge
30	ε_{18}	Brace end F-2	Strain	Strain gauge
31	ε_{19}	Brace end F-3	Strain	Strain gauge
32	ε_{20}	Brace end F-4	Strain	Strain gauge
33	ε_{21}	Brace center G-1	Strain	Strain gauge
34	ε_{22}	Brace center G-2	Strain	Strain gauge
35	ε_{23}	Brace center G-3	Strain	Strain gauge
36	ε_{24}	Brace center G-4	Strain	Strain gauge
37	ε_{25}	Brace center H-1	Strain	Strain gauge
38	ε_{26}	Brace center H-2	Strain	Strain gauge
39	ε_{27}	Brace center H-3	Strain	Strain gauge
40	ε_{28}	Brace center H-4	Strain	Strain gauge
41	ε_{29}	Brace center I-1	Strain	Strain gauge
42	ε_{30}	Brace center I-2	Strain	Strain gauge
43	ε_{31}	Brace center I-3	Strain	Strain gauge
44	ε_{32}	Brace center I-4	Strain	Strain gauge
45	ε_{33}	Brace end J-1	Strain	Strain gauge
46	ε_{34}	Brace end J-2	Strain	Strain gauge
47	ε_{35}	Brace end J-3	Strain	Strain gauge
48	ε_{36}	Brace end J-4	Strain	Strain gauge
49	ε_{37}	Selfmade load cell 1 (North East)	Strain	Strain gauge
50	ε_{38}	Selfmade load cell 2 (North East)	Strain	Strain gauge
51	ε_{39}	Selfmade load cell 3 (North West)	Strain	Strain gauge
52	ε_{40}	Selfmade load cell 4 (North West)	Strain	Strain gauge
53	ε_{41}	Selfmade load cell 5 (South East)	Strain	Strain gauge
54	ε_{42}	Selfmade load cell 6 (South East)	Strain	Strain gauge
55	ε_{43}	Selfmade load cell 7 (South West)	Strain	Strain gauge
56	ε_{44}	Selfmade load cell 8 (South West)	Strain	Strain gauge

測定値を用いて以下の応答値を計算する。ここで変位と荷重はブレース引張方向を正とする。

(a) 架構の層間変位および層間変形角

$$\text{層間変位} \quad : \quad \delta_H = \frac{\delta_2 + \delta_4}{2} - \frac{\delta_1 + \delta_3}{2} \quad (2-2)$$

$$\text{層間変形角} \quad : \quad \varphi = \frac{\delta_H}{H} \text{ [rad]} \quad (2-3)$$

ここに, $H=720$ [mm]

(b) ブレース軸変形量およびブレース等価軸歪

$$\text{材長} \quad : \quad L_b = \frac{h_r - h_l}{\sin \theta} \quad (2-4)$$

$$\text{軸変形量} \quad : \quad \Delta L = (h_r - h_l) \tan \varphi \cos \theta \quad (2-5)$$

$$\text{等価軸歪} \quad : \quad \varepsilon_n = \frac{L_b}{\Delta L} = \tan \varphi \cos \theta \sin \theta \quad (2-6)$$

ここに, θ : ブレース取り付け角度, h_l : 左端取り付け高さ, h_r : 右端取り付け高さ

(c) 層せん断力

振動実験ではダンベルロードセルを用いて層せん断力を算出する。

$$\text{層せん断力} \quad : \quad Q = A_3 E \left(\frac{\varepsilon_5 + \varepsilon_6}{2} \right) + A_4 E \left(\frac{\varepsilon_7 + \varepsilon_8}{2} \right) - A_1 E \left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \right) - A_2 E \left(\frac{\varepsilon_3 + \varepsilon_4}{2} \right) \quad (2-7)$$

ここに, A_1, A_2, A_3, A_4 : ロードセル断面積計測値

(d) 慣性力

$$\text{慣性力} \quad : \quad Q_I = -m\alpha_1 \quad (2-8)$$

ここに, m : 慣性質量

(e) 柱せん断力および柱梁骨組せん断力

$$\text{左柱} \quad : \quad Q_{CL} = \frac{EZ_c}{L} \left(\frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{2} - \frac{\varepsilon_4 - \varepsilon_3}{2} \right) \quad (2-9)$$

$$\text{右柱} \quad : \quad Q_{CR} = \frac{EZ_c}{L} \left(\frac{\varepsilon_6 - \varepsilon_5}{2} - \frac{\varepsilon_8 - \varepsilon_7}{2} \right) \quad (2-10)$$

$$\text{柱梁骨組} \quad : \quad Q_f = Q_{CL} + Q_{CR} \quad (2-11)$$

ここに, E : 鋼材ヤング係数, Z_c : 柱断面係数, $L=H/3=240$ [mm]

(f) ブレース負担せん断力, ブレース軸力, ブレース等価軸応力度

$$\text{せん断力} \quad : \quad Q_b = F - Q_f \quad (2-12)$$

$$\text{軸力} \quad : \quad N_b = \frac{Q_b}{\cos \theta} \quad (2-13)$$

$$\text{等価軸応力度} \quad : \quad \sigma_{eq} = \frac{N_b}{A_b} \quad (2-14)$$

ここに、 A_b : ブレース断面積

(g) 柱の作用曲げモーメント

$$\text{A 点} \quad : \quad M_A = EZ_c \varepsilon_{bA} = EZ_c \left(\frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{2} \right) \quad (2-15)$$

$$\text{B 点} \quad : \quad M_B = EZ_c \varepsilon_{bB} = EZ_c \left(\frac{\varepsilon_4 - \varepsilon_3}{2} \right) \quad (2-16)$$

$$\text{C 点} \quad : \quad M_C = EZ_c \varepsilon_{bC} = EZ_c \left(\frac{\varepsilon_6 - \varepsilon_5}{2} \right) \quad (2-17)$$

$$\text{D 点} \quad : \quad M_D = EZ_c \varepsilon_{bD} = EZ_c \left(\frac{\varepsilon_8 - \varepsilon_7}{2} \right) \quad (2-18)$$

ここに、 ε_{bA} , ε_{bB} , ε_{bC} , ε_{bD} : 各柱断面の曲げ歪

(h) 梁端モーメント

Fig. 2.3.4 に線材による力学モデルを用いた試験体曲げモーメント分布の簡易評価を示す。本試験体はブレースが柱梁芯に対して偏心配置されており、曲げモーメント分布はブレース軸力による曲げ戻しを受け、同図(a)と(b)を重ね合わせた同図(c)で評価される。弾性範囲の水平力分担率は $Q_b:(Q_{CL}+Q_{CR}) = 1.07:-0.07$ であり、ブレースが支配的に層せん断力を負担する。ブレース塑性化後は同図(a)の曲げモーメント分布の割合が増加するため、梁端曲げモーメントは常に逆対称曲げが維持される。ここに図の C は試験体の架構規模および各部材断面諸元から計算される係数である。以上より、曲げモーメントは部材の弾性・塑性範囲に関わらず次式で計算できる。

$$\text{左端} \quad : \quad M_L = M_A + Q_{CL}L \quad (2-19)$$

$$\text{右端} \quad : \quad M_R = M_C + Q_{CR}L + Q_b(H - h_r) \quad (2-20)$$

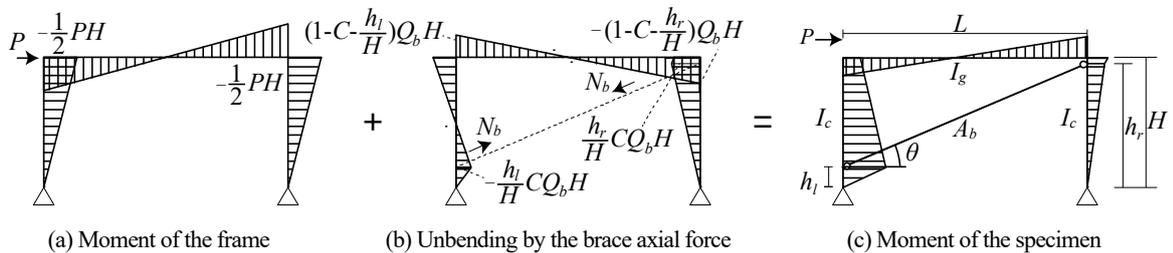


Fig. 2.3.4 Moment diagram

2.3.3. 載荷計画

(a) 準静的繰返し載荷実験

載荷は層間変位 δ_H を試験体層高さ $H=720\text{mm}$ で除した層間変形角 ϕ により制御する。Fig. 2.3.5 に載荷履歴を示すように、 $\phi = \pm 1/500, \pm 1/250, \pm 1/100, \pm 1/50, \pm 1/33\text{rad}$ の各 2 サイクルを基準とした正負交番漸増繰返しであり、 $\phi = \pm 1/33\text{rad}$ 以降は梁端が破断に至るまで一定振幅繰返しとする。準静的載荷実験は計測計画の妥当性と試験体の基本性能の確認を目的としている。準静的載荷実験結果は、動的入力との比較や 2 章 3 章の数値解析のキャリブレーションでも用いる。

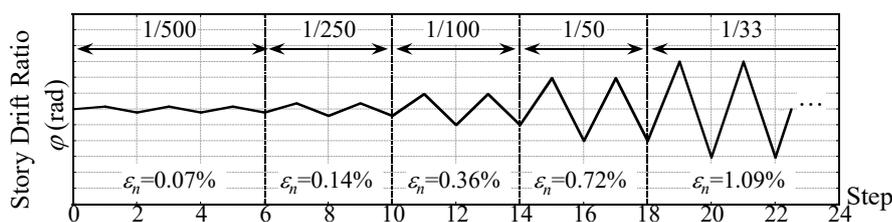


Fig. 2.3.5 Loading protocol of quasi-static testing

(b) 弾性振動実験および振動倒壊実験

Table 2.3.4 に載荷メニューを示す。弾性振動実験は共振現象より実験系の固有振動特性や減衰特性を把握する。倒壊実験では観測地震 El CentroNS 波を、相似側²⁻¹⁹⁾に基づいて時間軸を縮小し、最大速度を 35kine(原型換算でレベル 3 相当の 78kine)に基準化した地震波を振幅倍率 100%として定義する。倒壊実験では倍率 100%入力(El Centro35kine-100%)を 2 回入力した後に倍率 150%入力(El Centro35kine-150%)を倒壊するまで繰り返す。振幅倍率は試験機性能を考慮して決定している。なお、アクチュエータは変位制御であり、地震動は加速度を積分した変位波形として入力する。倒壊は FEMA²⁻²⁰⁾が定める 4~12 層建物の層間変形角許容値 $\phi = 1/12.5\text{rad}$ を超えた時点とする。なお、100%入力と 150%入力の 1 回目には、下部治具上で計測した加速度(実際に実験システムに入力される加速度に相当)より応答スペクトルを作成して入力再現性を確認する。

Table 2.3.4 Loading protocol of shake table testing

No.	Test series	Contents	PGA(m/s ²)
1	Elastic Vaibration	Sine wave sweep (Amplitude: 0.12mm, Frequency band:0.1~10Hz)	
1-2	Collapse Test	El Centro35kine - 100%	7.95
3-		El Centro 35 kine - 150%	11.93

2.3.4. 予備実験(準静的繰返し载荷実験)

Fig 2.3.6 に試験体状況と载荷履歴の比較を, Photo 2.3.2 に主要な試験体状況を示す。

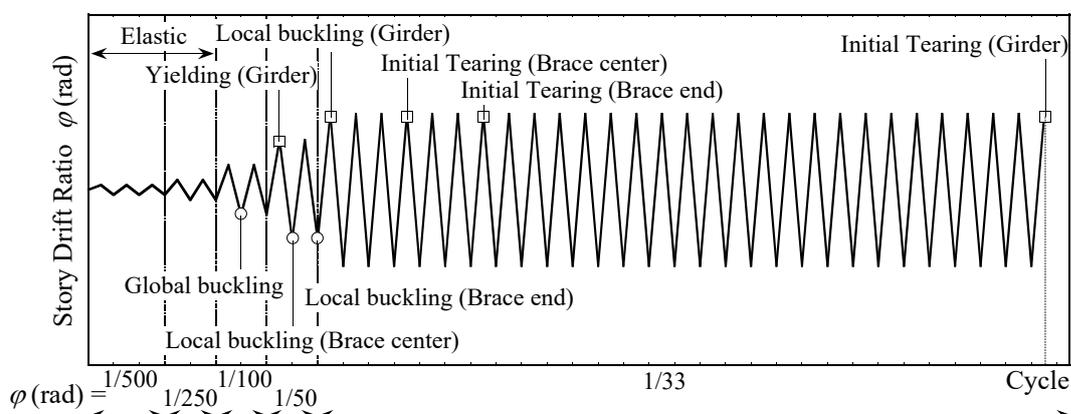


Fig 2.3.6 Summary of damage condition

$\phi=1/500\text{rad}\times 2\text{cycle}$, $1/250\text{rad}\times 2\text{cycle}$

架構全体で応力弾性範囲。歪ゲージよりブレース端部に局所的な塑性化を確認。

$\phi=1/100\text{rad}-1\text{cycle}-\text{圧縮}$

ブレース全体座屈発生。座屈たわみは骨組の面外方向に発生。骨組負担せん断力が増加。

$\phi=1/50\text{rad}-1\text{cycle}$

ブレース中央部に局部座屈発生。ブレース引張降伏経験。左右梁端降伏発生。

$\phi=1/50\text{rad}-2\text{cycle}$

ブレース柱脚側端部に局部座屈(起伏)発生。

$\phi=1/33\text{rad}-1\text{cycle}$

左右梁端に局部座屈発生。梁は以降の繰返し载荷にてわずかに横座屈を経験。

$\phi=1/33\text{rad}-4\text{cycle}-\text{引張}$

ブレース中央局部座屈部に亀裂発生。

$\phi=1/33\text{rad}-8\text{cycle}-\text{引張}$

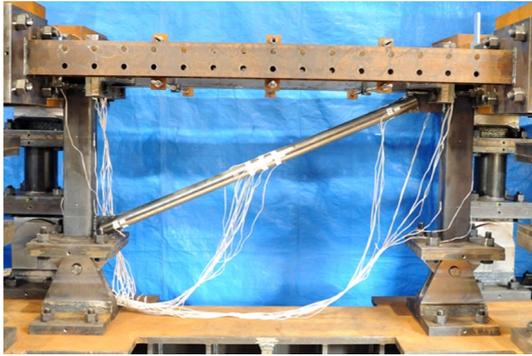
ブレース柱脚側局部座屈部に亀裂発生。

$\phi=1/33\text{rad}-29\text{cycle}-\text{引張}$

梁左端付近の下フランジ局部座屈部に亀裂発生。

[特記事項]

- ・ブレースは中央に加えて, 柱脚側端部も局部座屈発生した。
- ・ブレースは局部座屈部と柱頭側端部の 3 ヒンジ安定状態に至り, 全断面破断しなかった。



(a) Brace global buckling (1/100rad-1cycle)



(b) Brace local buckling on the central part (1/50rad-1cycle)



(c) Brace local buckling on the end part (1/50rad-2cycle)



(d) Girder local buckling (1/33rad-1cycle)



(e) Brace initial crack on the central part (1/33rad-5cycle)



(f) Brace initial crack on the end part (1/33rad-8cycle)



(g) Girder initial crack on the left end (1/33rad-29cycle)



(h) Girder cracking point on the left end after testing

Photo 2.3.2 Damage condition of quasi-static test (C742 specimen)

Fig. 2.3.7 に負担せん断力履歴を, Fig. 2.3.8 にせん断力-層間変形角関係を, Fig. 2.3.9 にブレース等価軸応力-等価軸歪関係を示す。Fig. 2.3.9 の括弧内の数字は $\phi=1/33\text{rad}$ 時のサイクル数を示す。

1) 負担せん断力

Fig. 2.3.7 に示すように, 全体の応力弾性範囲(層間変形角 $\phi=1/500\text{rad}$ - $1/250\text{rad}$)において, ブレースが層せん断力の殆どを負担している。ブレース部が塑性化する $\phi=1/100\text{rad}$ 以降は, 振幅の増加に従って柱梁骨組部の負担せん断力が上昇する。これは, ブレースが塑性化し, 応力上昇が緩慢になるにつれて, 柱梁骨組が荷重負担する層間変位量が増大するためである。以上より, 負担せん断力に関する傾向は, 2.3.2 節で述べた簡易評価と概ね一致していると判断できる。一方, ブレース耐力が十分低下する $\phi=1/33\text{rad}$ -8cycle 以後は, 柱梁骨組が支配的にせん断力を負担するものの, 本試験体はブレースが完全破断しなかったため, 梁部亀裂発生に至るまで約 20%~50%の範囲でせん断力を負担し続けた。

2) せん断力-層間変形関係

Fig. 2.3.7 に示すように, ブレースは柱脚側端部に亀裂を生じる $\phi=1/33\text{rad}$ -8cycle まで負担せん断力に対して支配的であるものの, Fig. 2.3.8 (a)に示すように, 圧縮側の耐力低下や局部座屈の影響により, 同図(b)に示す架構全体の履歴に占める面積は小さく, 全体の履歴吸収は, 安定的なバイリニア型の履歴を示す柱梁骨組が主体的と考えられる。

3) ブレース等価軸応力度-等価軸歪関係

Fig. 2.3.9 に示すように, ブレース全体座屈応力は σ_{cr} 評価値とほぼ等しく, 薄肉鋼管ブレースの G.PL 接合部は概ね両端固定と判断できる。一方, 全体座屈発生歪や引張降伏歪は評価値より大きい結果となった。圧縮耐力は $\phi=1/50$ -1cycle まで安定するが, 局部座屈を経験した 2cycle 以降は耐力低下が著しい。また, 引張耐力も $\phi=1/33\text{rad}$ -2cycle 以降は耐力低下が著しい。これは, 局部座屈部に歪集中によるヒンジが発生し, $\phi=1/33\text{rad}$ 定振幅载荷にともなって, ブレース全体が伸びきらなくなるためと考えられる。ブレース端部も局部座屈を生じているが, これは柱梁骨組から受ける付加曲げの影響と考えられる。

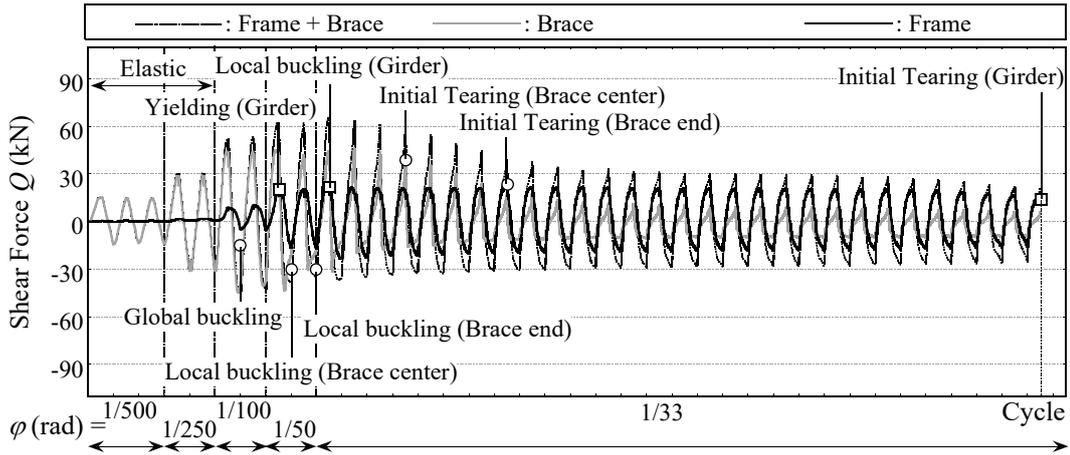


Fig. 2.3.7 Shear force history

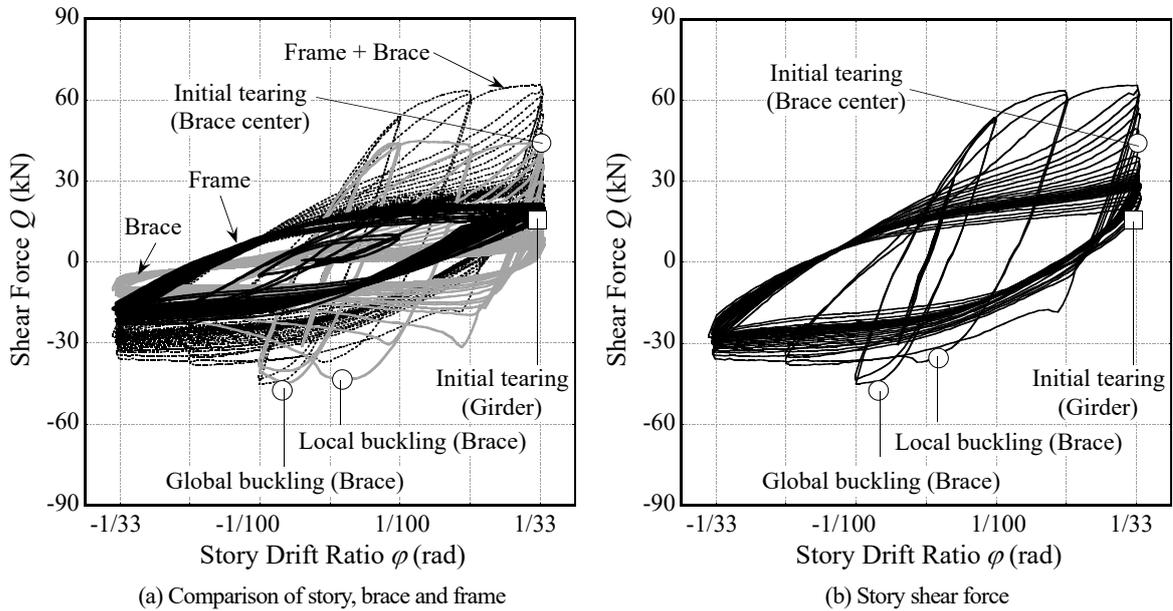


Fig. 2.3.8 Shear force - story drift ratio relationship

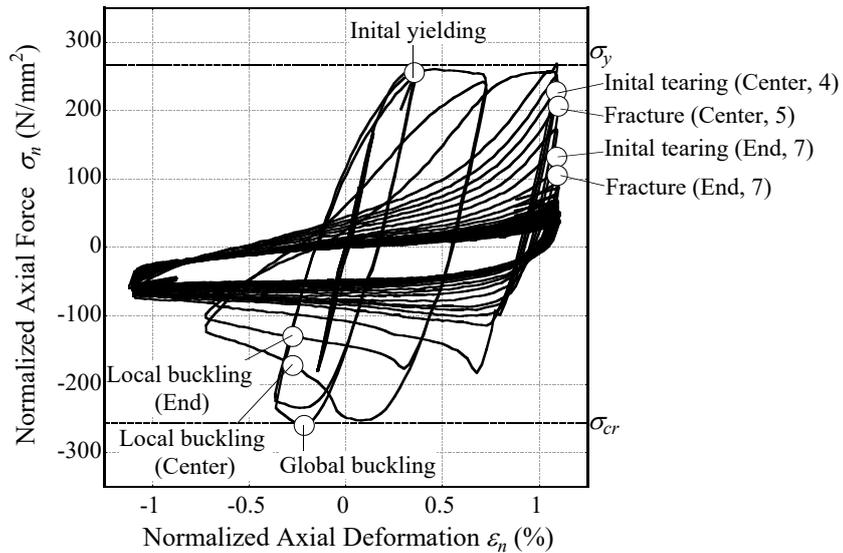


Fig. 2.3.9 Normalized axial force - deformation relationship of the brace

2.3.5. 予備実験(弾性振動実験)

(a) 相似則

本実験では、基礎物理量に「長さ」、「加速度」、「弾性剛性」を選定し、基礎相似比は長さに模型の寸法比 λ (=原型寸法/模型寸法)、加速度と弾性剛性に 1 を設定して誘導相似比を算出して相似側を定義する。したがって時間軸は 0.45 倍の縮小率を必要とする。

(b) 固有振動特性

加速度振幅スペクトルの指標を用いて固有振動数を分析する。加速度データは加速度計記録値と変位計データ換算値の 2 種類を比較し、ピーク振動数の妥当性を確認する。Fig. 2.3.10 に Parzen のスペクトル・ウィンドウを用いて平滑化したスペクトルを示す。どちらのデータにおいてもピーク振動数は 7.37Hz と判断できる。その他にもピークが生じるが、これは処理に用いるデータ数(0 Hz 近傍)とスイープ加振の折返し(10 Hz)が影響しており意味のあるデータではない。以上より試験体の固有周期は 0.136s と推定できる。このとき、相似側により換算した原型の固有周期は 0.303s であり、実験系は一般的な中低層鋼構造物の周期を再現出来ていると判断する。Fig. 2.3.11 に伝達関数と減衰評価を示す。減衰定数の算出方法はハーフパワー法(減衰比 $\zeta \leq 0.1$ では真値に対して誤差 2%程度以下の精度)を用いる。減衰定数は平均として $\zeta=4.6\%$ と判断する。

(c) 入力再現性

Fig. 2.3.12 に下部治具上の加速度計測値より算出した応答スペクトルと想定値の比較を示す。減衰比は上述の $\zeta=4.6\%$ を用いている。同図はアクチュエータに設定した目標入力、錘積載前に計測した出力(錘無)および弾性振動実験時の出力(錘有)を比較する。同図(b)に示すように、倒壊実験で使用する El Centro35kine 入力においては、想定 100%出力 S_a は周期 0.2~1.0s の範囲で目標値と対応が良く、0.2s 以下の範囲においても来実験系固有周期のスペクトル値は概ね目標値と対応する。また、想定 100%出力 S_v および S_d は周期 1.0s 以下の範囲で目標値と殆ど一致しており良く入力を再現出来ていると判断できる。以上の検討より、本実験装置のアクチュエータ出力は倒壊実験で使用する El Centro35kine 波について、概ね目標値に対して再現性を有していると推定される。

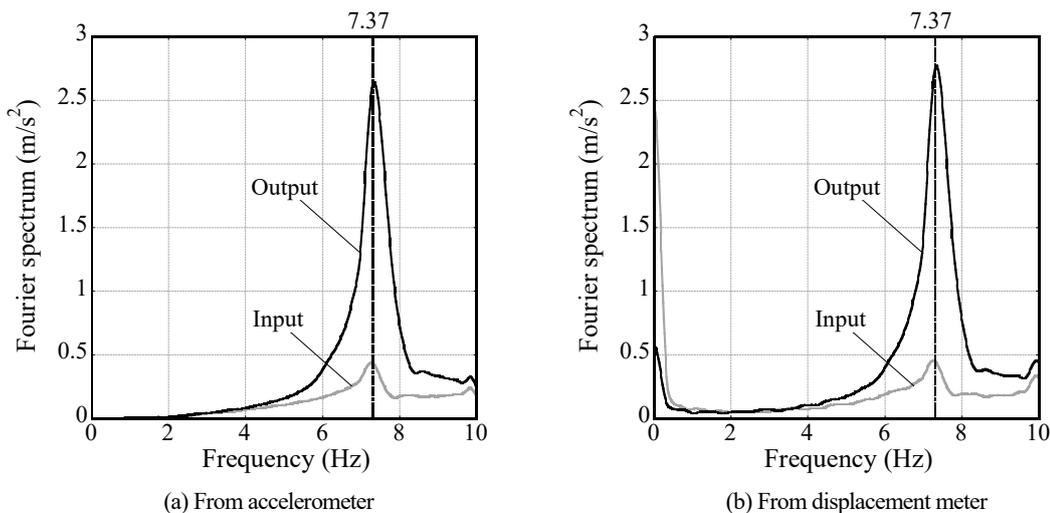


Fig. 2.3.10 Fourier spectrum of the response acceleration

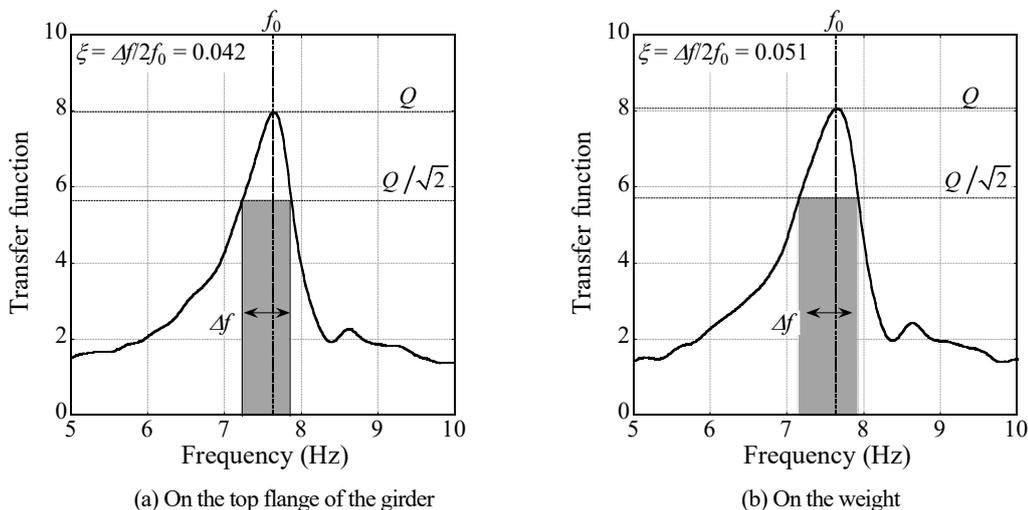


Fig. 2.3.11 Transfer function to estimate the damping ratio

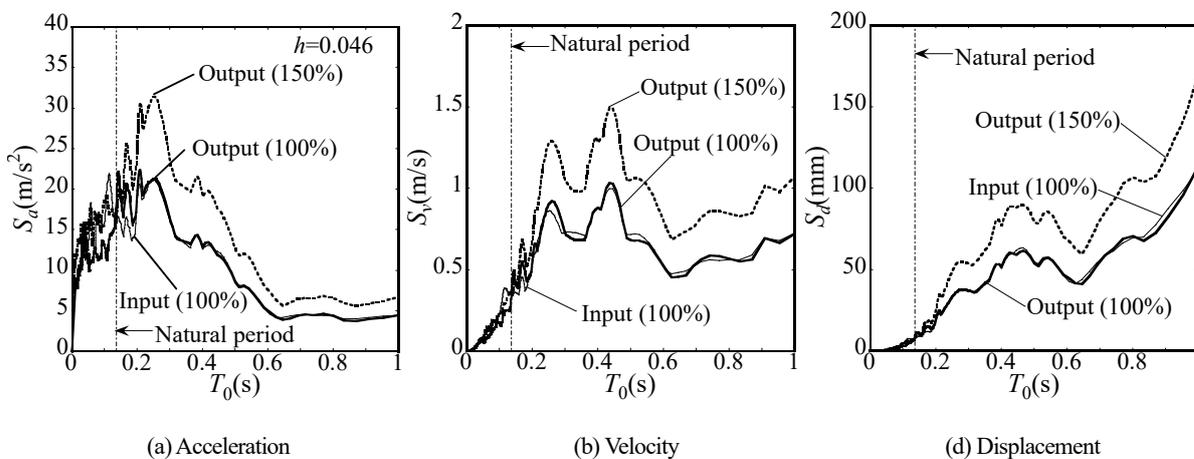


Fig. 2.3.12 Response spectra (Damping ratio is 4.6%)

2.4. 振動倒壊実験

以下は静的載荷実験に併せる形式とし、静的入力との差異が確認される点は適宜論じる。

2.4.1. 試験体状況

Table 2.4.1 に入力地震波と主な応答値および試験体状況の一覧を示す。ここで、ブレース全体座屈および梁端降伏は荷重および歪計測値より判断し、ブレース局部座屈、梁局部座屈、ブレース破断、梁破断は目視より判断した。Photo 2.4.1 および Photo 2.4.2 に試験体状況を示す。

Table 2.4.1 Damage condition of the collapse test

Input wave (El Centro35kine)		Story Drift ratio ϕ (rad)		Story Shear Force Q (kN)		Resp. Acc. (m/s^2)	Damage condition	
Amplitude factor	No.	Max.	Residual	Max	Residual	Max.	Brace	Girder
100%	1st	-1/79	-1/540	+64.5	-0.91	-16.1	Global buckling	-
	2nd	-1/55	-1/354	+71.2	-1.11	-18.6	Tensile yielding	-
150%	1st	-1/33	-1/278	+85.2	-1.38	-21.9	local buckling Initial crack	Yielding
	2nd	-1/19	-1/109	+84.7	-2.00	-21.1	Gross section fracture	Local buckling
	3rd	+1/11	+1/16	+42.3	+1.2	-11.2	-	Initial crack Frame collapse

El Centro35kine-100%入力 1回目&2回目

ブレース全体座屈、引張降伏発生。2回入力ともに同様の挙動を示し、計測残留値無し。

座屈たわみは静的入力と同じ骨組面外方向に発生。柱梁骨組の負担荷重は小さい。

El Centro35kine-150%入力 1回目 (Photo 2.4.1 (a)~(d))

ブレース局部座屈発生。局部座屈発生から数秒程度あとに亀裂発生。梁端降伏発生

動画および写真より破断したブレース断面が衝突する現象が確認された。

El Centro35kine-150%入力 2回目 (Photo 2.4.1 (e)~(h), Photo 2.4.2 (a)~(c))

ブレース全断面破断発生。応答増大にしたがい、梁局部座屈経験。大きな残留変形有り。

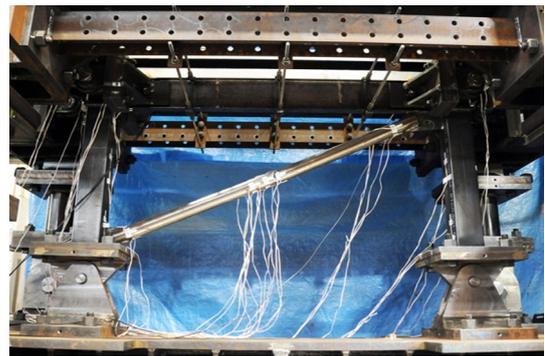
柱梁骨組の荷重負担が急増する。ブレース破断面同士が衝突する現象が発生。

El Centro35kine-150%入力 3回目 (Photo 2.4.1 (d)~(h))

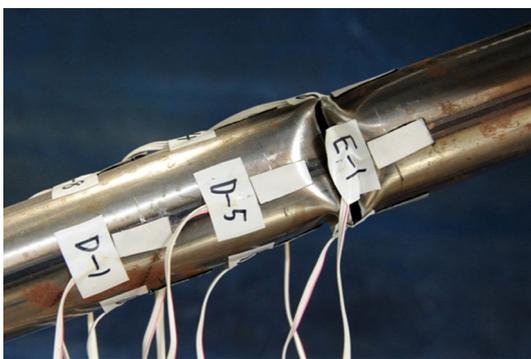
梁亀裂発生。亀裂進展と同時にブレース引張方向に応答が急激に増大し、残留変形は $\phi=1/6rad$ であり、文献 2-20)に従い試験体は鋼構造物として十分に倒壊したと判断する。



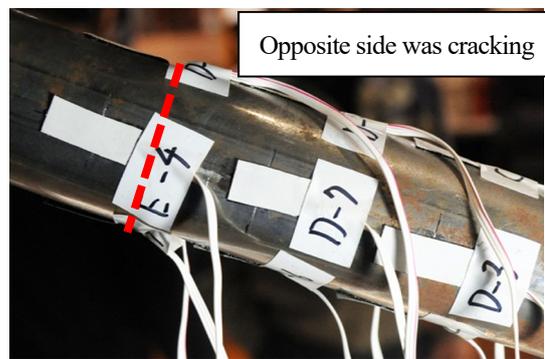
(a) Overall before testing



(b) Overall (150%-1st, Brace initial crack)



(c) Brace initial crack (150%-1st)



(d) Brace initial crack (150%-1st)



(e) Overall (150%-2nd, Brace gross section fracture)



(f) Brace gross section fracture (150%-1st)



(g) Fracture section (after testing, left side)



(h) Fracture section (after testing, right side)

Photo 2.4.1 Damage condition No. 1



(a) Girder local buckling (150%-2nd, right end)



(b) Girder local buckling (150%-2nd, left end)



(c) Girder local buckling (150%-2nd, left end)



(d) Overall (150%-3rd, Frame collapse)



(e) Collapsed specimen after testing



(f) Collapsed specimen after testing



(g) Girder local buckling (after testing, left end)



(h) Girder large deformation (after testing, right side)

Photo 2.4.1 Damage condition No. 2

2.4.2. 時刻歴波形

本節は、試験体の動的崩壊挙動について、各計測値の時刻歴波形を用いて横断的に分析する。ここで、時刻歴波形は全計測時間を繋ぎ合わせて示す。

(a) 層間変形角

Fig. 2.4.1 に層間変形角時刻歴を示す。同図(a)に示すように、倍率 100%入力では、ブレースは全体座屈や引張降伏を経験するものの、残留変形等は残らず応答は 2 度の入力ではほぼ同一である。倍率 150%の 1 回目入力では、ブレースは亀裂を生じるものの全断面破断に至らず、残留層間変形角 $\phi=1/128\text{rad}$ であり、2 回目入力でブレースが全断面破断を生じると応答層間変形角 ϕ は正方向に急激に増大し残留値 $\phi=1/21\text{rad}$ (1 回目入力の約 13 倍)を記録した。同図(b)に示すように、全応答時間で比較するとブレース亀裂発生時の応答増大は微小であり、全断面破断が部材破断をとまなう構造物の動的崩壊挙動に影響しやすいと推定される。続く 3 回目入力ではさらに応答層間変形角が正方向に増大し残留値 $\phi=1/6\text{rad}$ を記録した。振動軸はブレース亀裂発生時から正方向に一方向的に増大しており、ロッキングカラムによる $P\Delta$ 効果が影響していると考えられる。

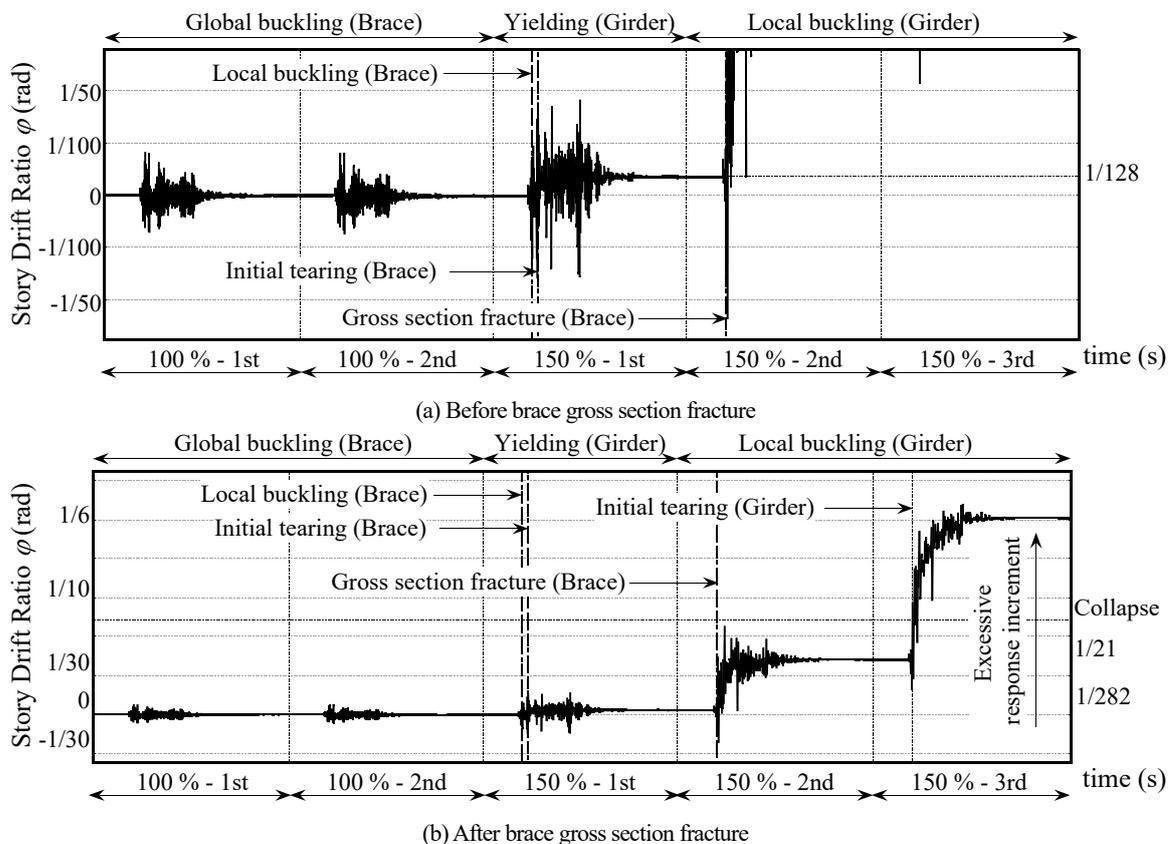


Fig. 2.4.1 Time history of story drift ratio

(b) 応答加速度

Fig. 2.4.2 に応答加速度時刻歴を示す。同図(a)に示すように、最大応答加速度は、倍率 100%の 1 回目入力では 14.2m/s^2 であり、Fig. 2.3.12 (a)に示す応答加速度スペクトルと概ね対応する。また、倍率 150%の 1 回目入力では最大応答加速度は 16.9m/s^2 であり、架構弾性時のスペクトル値と概ね一致し、倍率 100%入力終了時に試験体架構の塑性化はそれ程進展していないと推測される。一方、倍率 150%-2nd 入力ではブレース全断面破断時にパルス的に大きな応答加速度が記録されるが、その後の応答加速度の振幅は落ち着き、続く倍率 150%の 3 回目入力では、最大値約 6.8m/s^2 を記録した。応答加速度スペクトルより、架構は固有周期 1s 程度まで塑性化進展したと推測される。

Fig. 2.4.2 (b)に重錘上部と梁上部に設置した応答加速度の比較を示す。重錘上部と比較して、梁上部の応答加速度は最大値で 3~4 倍の差があり、これは試験体が重錘と比較して質量が小さいためと考えられる(試験体は 60kg 程度)。試験体状況とロードセル荷重計測値より、以下では重錘上部の加速度を実験系の応答加速度と判断する。

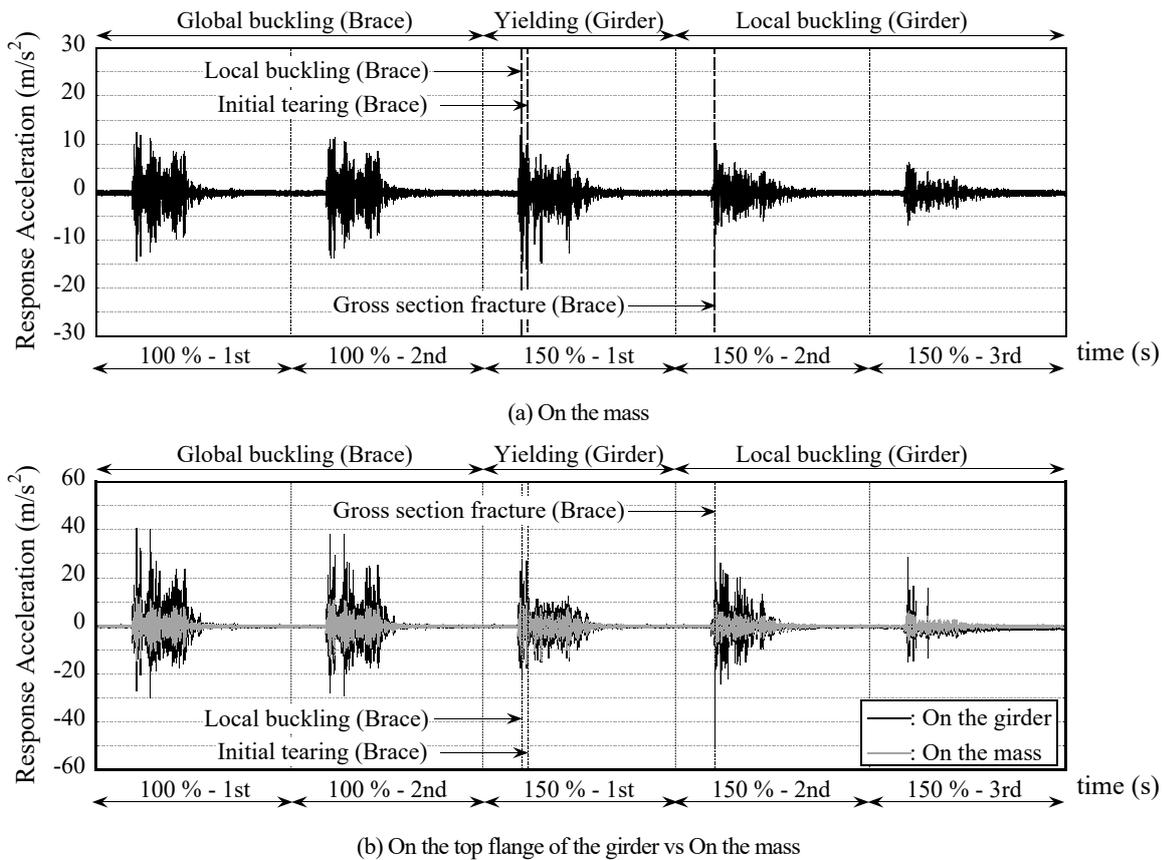
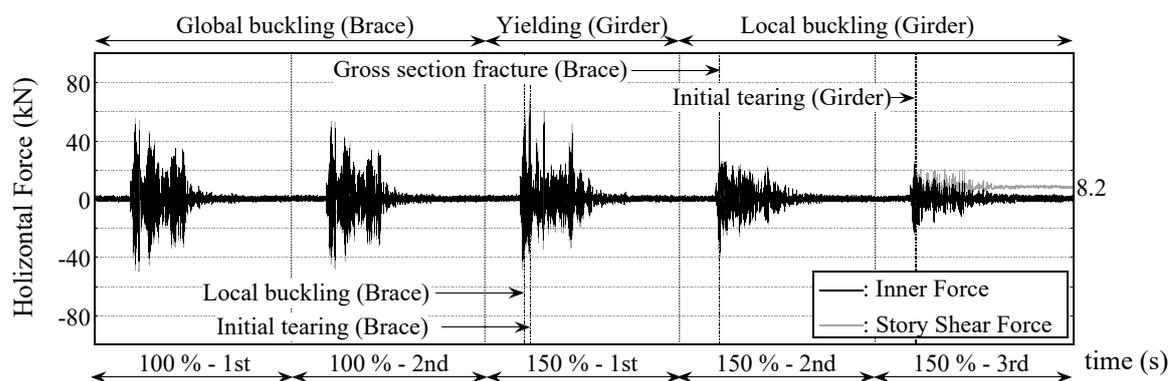


Fig. 2.4.2 Time history of response acceleration

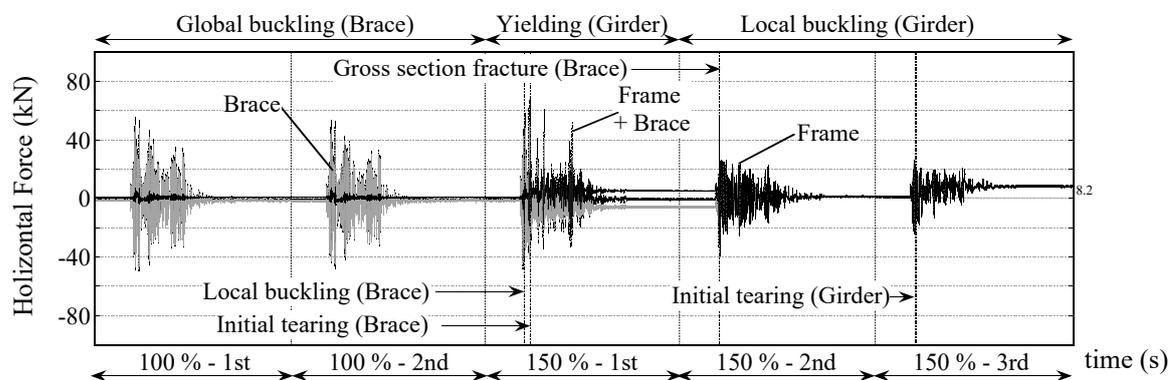
(c) 慣性力および負担せん断力

Fig. 2.4.3 に慣性力および負担せん断力の時刻歴波形を示す。Fig. 2.4.3 (a)に示すように、慣性力はダンベルロードセルの層せん断力と概ね対応しており、重錘上部の応答加速度は実験系の応答加速度として妥当であると判断できる。一方、倍率 150%の 3 回目入力では、ロードセル荷重計測値は試験体倒壊後の柱復元力を含むため、慣性力と層せん断力は残留値において乖離する。

Fig. 2.4.3 (b)に示すように、倍率 100%入力では、ブレース負担荷重が層せん断力に対して支配的であり、準静的繰返し载荷実験結果よりブレースは全体座屈や引張降伏を経験するものの損傷は弱非線形領域に留まっていると考えられる。倍率 150%の 1 回目入力では、ブレースの局部座屈や亀裂発生に伴い、柱梁骨組の負担せん断力が上昇し、準静的繰返し载荷実験時の骨組降伏耐力 (20kN 程度) を超えており梁は降伏したと考えられる。一方、2 回目入力でブレースが全断面破断すると柱梁骨組は準静的繰返し载荷実験時の最大耐力(25~30kN)を発揮するが、続く 3 回目入力では梁の亀裂発生とともに耐力が低下している。



(a) Inertia force and Story shear force



(b) Shear forces (Whole, Brace, Frame)

Fig. 2.4.3 Time history of shear force

2.4.3. 荷重-変形関係

本節は、各入力履歴の試験体挙動について、荷重-変形関係を用いて分析する。

(a) せん断力-層間変形角関係

Fig. 2.4.4 にせん断力-層間変形角関係を示す。ブレース破断は荷重値が急激に低下した時点とし、ブレース破断後は柱梁骨組の負担せん断力を層せん断力に置き換えている。

倍率 100% 1 回目&2 回目入力

Fig. 2.4.4(a)に示すように、ブレースが全体座屈および引張降伏を経験するものの、全体として Round-House 型の安定した履歴をえがき、柱梁骨組は弾性範囲にあり、負担荷重も小さい。

倍率 150% 1 回目入力

Fig. 2.4.4(b)に示すように、ブレースは 1 度目の大きなループで局部座屈を生じ、その後 2~3 回大きなループを経験したのち亀裂発生し、圧縮、引張いずれも耐力低下を生じた。一方、ブレースが著しく損傷したため、柱梁骨組の負担荷重は上昇したものの、層せん断力はブレースが支配的に負担している。

倍率 150% 2 回目入力

Fig. 2.4.4(c)に示すように、応答初期の引張側荷重ピーク経験と同時にブレースが完全破断する様子が履歴より判断できる。また、柱梁骨組はブレース完全破断と同時に応答が急激に増大し、ブレース完全破断のループで層間変形角 $\phi=1/30\text{rad}$ 程度を経験し、続く 1 度目の大きなループで最大応答値 $\phi=1/13\text{rad}$ を経験し、その後の履歴ループは層間変形角の正方向に偏る。

一方、同図に示すように、ブレース破断後に架構は圧縮側荷重ピークを経験するものの、ピーク値は-40kN 程度であり、準静的繰返し載荷実験時において柱梁骨組が経験した最大荷重 20~30kN を超えている。これは、ブレース破断後に破断面同士が衝突し、ブレースが一時的に荷重を負担するためである。Photo 2.4.3 にブレース破断面詳細図を示すように、ブレースは破断面の一部がお互いに貫通した痕跡、切り口が押しつぶされた痕跡、切り口が捲り上がった痕跡が確認できる。なお、破断後のブレース衝突現象は載荷中の動画より確認している。

倍率 150% 3 回目入力

Fig. 2.4.4(d)に示すように、2 度目の大きな履歴ループを経験した時点で梁左端付近下フランジに亀裂を生じており、層せん断力が顕著に低下する様子が履歴より判断できる。

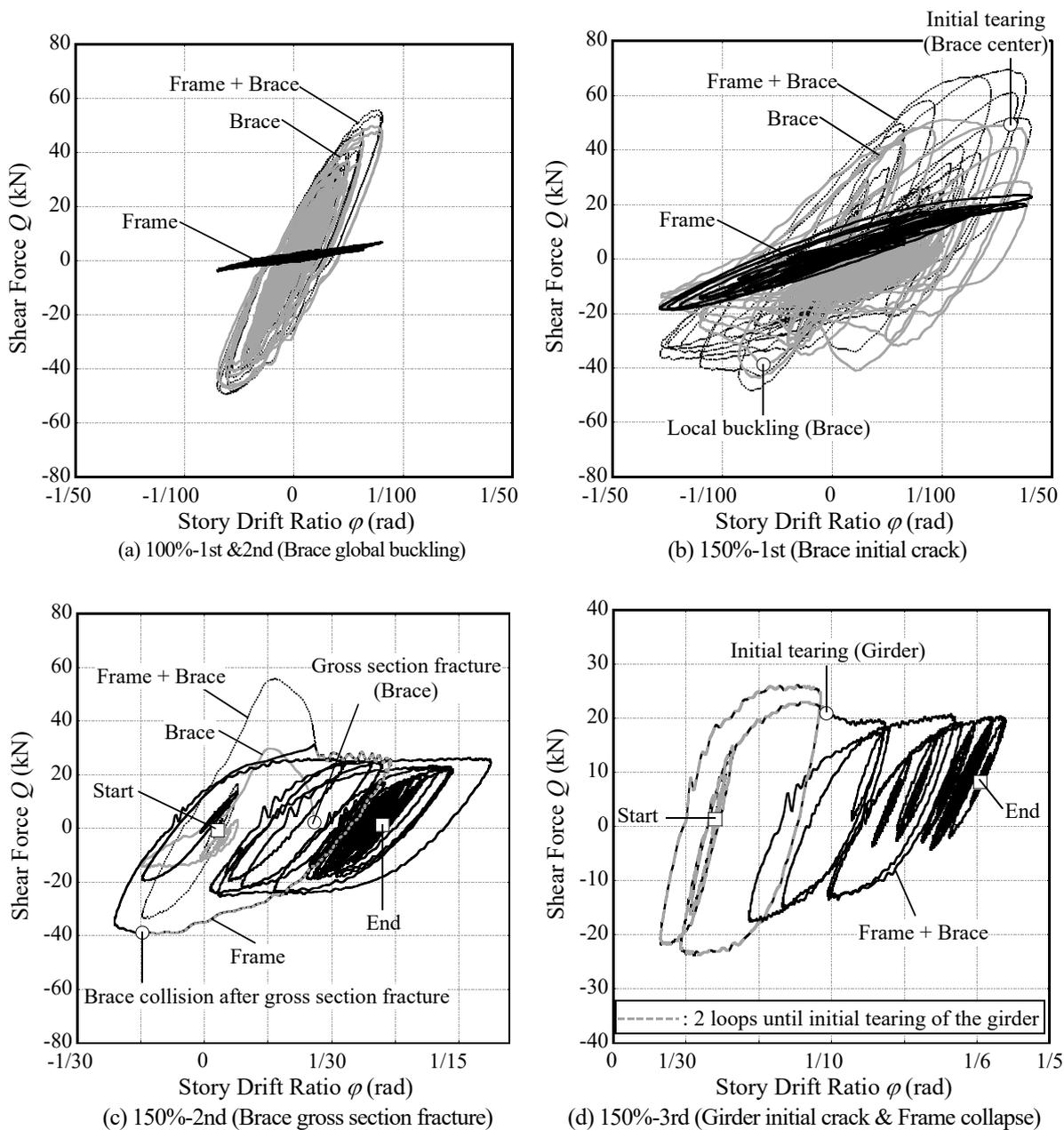


Fig. 2.4.4 Shear force – story drift ratio relationships

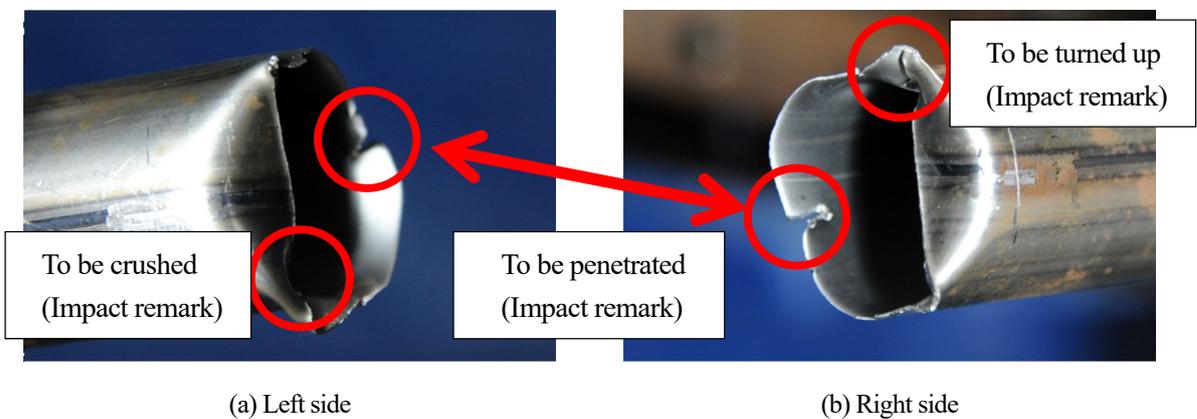


Photo 2.4.3 Fracture section detail of the brace

(b) ブレース等価軸応力度-等価軸歪関係

Fig. 2.4.5 にブレース等価軸応力度-等価軸歪関係を示す。同図はブレース座屈応力度および降伏応力度の理論値を重ねて示す。また、ブレース等価軸応力度が急激に低下した時点をブレース完全破断と判断している。同図(c)では、ブレース破断後の衝突現象発生時まで計測値を重ねて示す。

倍率 100% 1 回目&2 回目入力

Fig. 2.4.5(a)に示すように、明確な剛性や耐力の低下は見られないものの、等価軸応力度は座屈応力度および降伏応力度を超えており、全体座屈および引張降伏を経験していると判断する。また、降伏後の履歴は Round-House 型の安定した履歴をえがいている。一方、1 回目と 2 回目の入力で応答の変化は殆ど観測されなかった。

倍率 150% 1 回目入力

Fig. 2.4.5(b)に示すように、2 度目の大きなループで座屈耐力が低下し、さらに座屈後の応力度低下から、局部座屈発生が推測できる。その後ブレースは数回にわたるループを経験した後に亀裂発生し、その後は圧縮、引張ともに急激に耐力低下した。一方、本試験体は静的入力と同じく面外に座屈たわみを生じたが、局部座屈は中央部のみに生じた。

倍率 150% 2 回目入力

Fig. 2.4.5(c)に示すように、1 度目の大きなループで全断面破断し、等価軸応力度が急激に低下し、等価軸歪が $\epsilon_r=+1.8\%$ まで増大する様子が確認できる。同図に示すように、破断面の衝突現象により、破断後の揺り戻しの際に等価軸応力度は圧縮側で一時的に上昇する。一方、同図(d)に示すように、衝突現象は破断時から約 0.2 秒の僅かな期間に発生しており、また、その後の入力で衝突は再発しなかった。これは、ブレース完全破断後は応答変位が増大し、 $P\Delta$ 効果を受けて試験体全体の振動軸がブレース引張側に偏るためである。

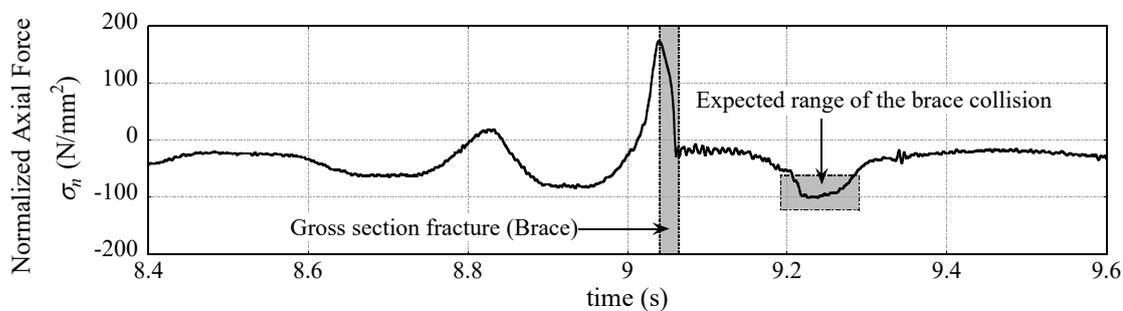
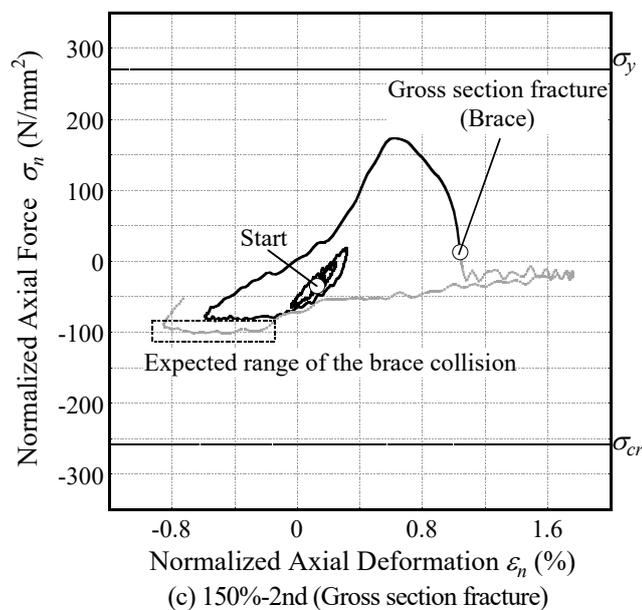
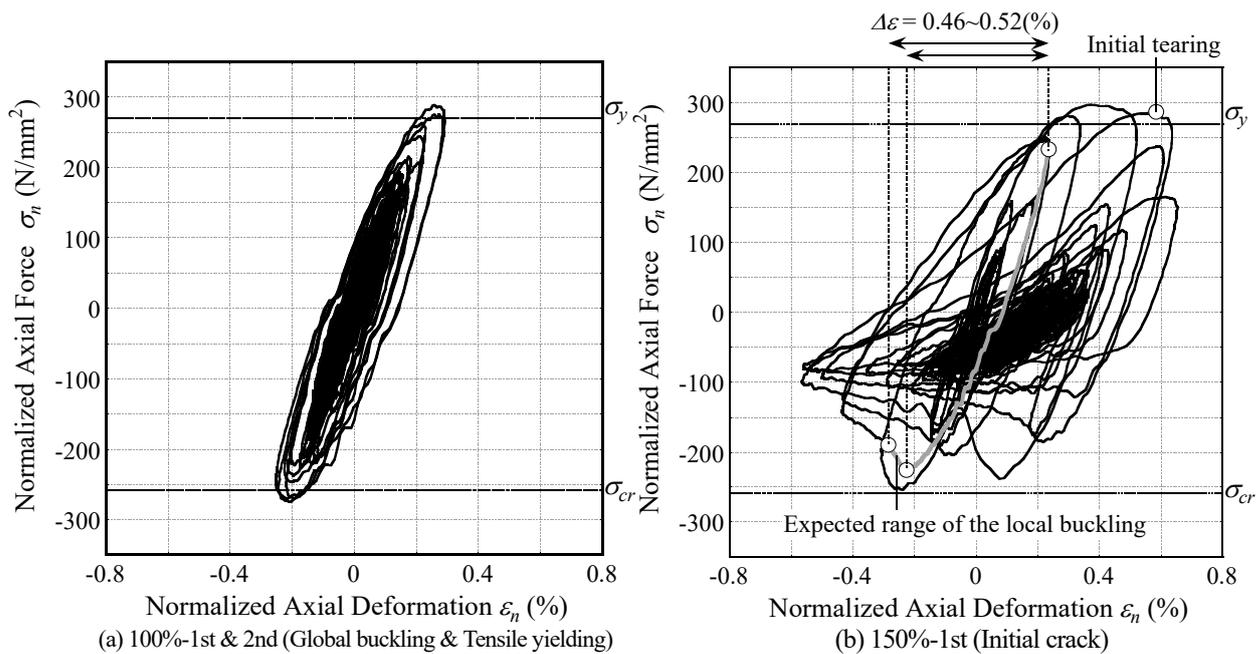


Fig. 2.4.5 Normalized axial force – deformation relationships of the brace

(b) 梁端曲げモーメント-層間変形角関係

Fig. 2.4.6 に梁端曲げモーメント-層間変形角関係を示す。ここで、同図は降伏曲げモーメント M_y 理論値を重ねて示す。

倍率 100% 1 回目&2 回目入力

Fig. 2.4.6(a)に示すように、梁端部は弾性範囲であると判断できる。ここで、右端曲げモーメントは第 3 章で述べたモーメントダイアグラムを基に、式(2-20)を用いて算出しており、値はブレースせん断力の影響を受けて左端より高く評価される。

倍率 150% 1 回目入力

Fig. 2.4.6(b)に示すように、梁端曲げモーメント値は M_y を超え、左右端とも降伏したと判断する。このとき、ピーク値は静的入力下の最大耐力 9~10kNm に到達している。

倍率 150% 2 回目入力

Fig. 2.4.6(c)に示すように、梁端曲げモーメントはブレース全断面破断時に最大耐力に到達し、直後に耐力低下、一時的な負剛性、破断にともなうノイズが示される。また、その後のループでは左右端ともに降伏後の歪硬化にともなう耐力上昇は示されず、梁端曲げモーメントは終局曲げモーメントに到達したと考えられる。一方、同入力では、ブレース全断面破断と正方向の応答増大にともない、フランジに局部座屈が生じる様子を動画より確認している。

倍率 150% 3 回目入力

図 5.4.7(d)に示すように、左端では 2 度の大きなループで明確な正側耐力と歪硬化勾配の低下が計測される。また、2 度目のループでは急激な耐力低下とともに、写真 5.4.2(e)に示すように下フランジに亀裂を生じ、その後のループで耐力はさらに低下し亀裂進展が推測される。一方、右端曲げモーメントは負側耐力の低下が計測され、試験体の層崩壊にともない写真 5.4.2(f)に示すように下フランジに著しい局部座屈も観察されたが、入力終了まで亀裂発生は生じておらず、正側耐力は一定値を保ち低下しない。これは G.PL による補剛効果が影響していると考えられる。

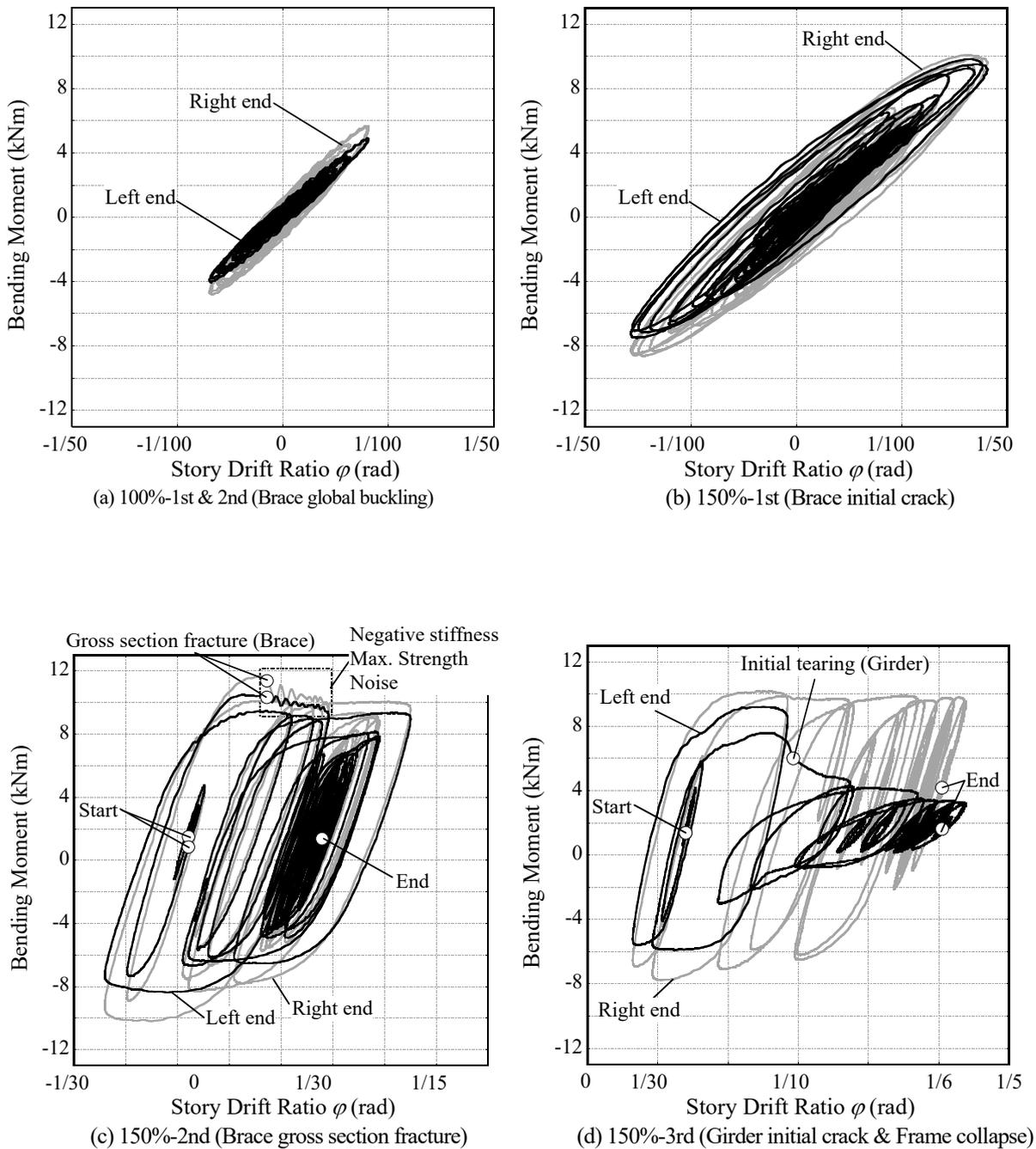


Fig. 2.4.6 Bending moment of the girder end – story drift relationships

2.4.4. 各種入力と亀裂発生までのブレース荷重変形関係と損傷状態

Fig. 2.4.7 に各種入力における亀裂発生までの等価軸応力度-等価軸歪関係を重ねて示す。静的と動的入力では、最大応答や入力履歴は異なるものの、動的入力における亀裂発生までの履歴性状は静的入力時の等価軸歪振幅範囲内($\Delta\varepsilon_n = \pm 2.18\%$)で対応し、動的な効果は確認できない。

局部座屈発生歪について等価軸歪振幅 $\Delta\varepsilon$ を用いて検証する。小川らの既往研究²⁻²¹⁾より、鋼管部材の局部座屈発生歪 ε_{lb} は次の実験式で下限値が与えられる。

$$\varepsilon_{lb} = 0.0683\varepsilon_y^{-0.39} \left(\frac{D}{t} \right)^{-1.39} \tag{2-21}$$

ここに、 ε_y : 降伏歪, D : 鋼管外径, t : 鋼管板厚

本試験体のブレース ε_{lb} は0.50%である。Fig. 2.4.5(b)に示すように、引張側からの反転位置から局部座屈発生予想位置までの $\Delta\varepsilon$ は約0.46~0.52%であり、径厚比 $D/t = 42.3$ の鋼管では、入力に依らず、上記実験式は概ね ε_{lb} の下限をとらえられ、適用可能であると判断できる。

動的入力において、ブレースは柱脚側端部に局部座屈を生じなかった。これは、静的入力では目標 $\varphi = 1/50\text{rad}$ (等価軸歪振幅 $\Delta\varepsilon_n = 1.44\%$)で端部に局部座屈を生じたが、動的入力では経験した最大等価軸歪振幅は $\Delta\varepsilon_n = 1.0\%$ 程度とやや小さくあり、中央部の亀裂発生が先行したためと考えられる。

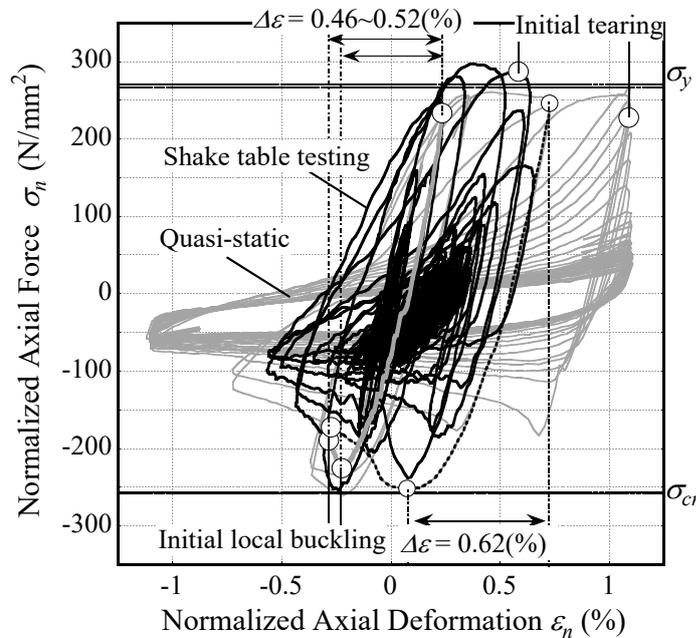


Fig. 2.4.7 Comparison of Brace hysteresis (Quasi-static loading vs Dynamic loading)

2.5. 円形鋼管ブレースの部材破断時期予測手法の適用性

2.5.1. 評価手順

本論が用いる円形鋼管ブレース材の部材破断時期評価手法²⁻²²⁾⁻²⁻²⁴⁾は、局部歪履歴より算出した累積変形性能と鋼素材の低サイクル疲労性能から得られる破断条件式を適合させて部材の破断時期を予測する。具体的には、①局部歪の評価、②平均塑性歪振幅および累積塑性歪等の累積変形性能の評価、③鋼素材における低サイクル疲労性能の破断条件式との比較、の3段階で予測する。

(1) 円形鋼管ブレースの局部歪の算出方法

円形鋼管ブレースの局部歪算出方法について述べる。本手法は鋼管部材の等価軸歪より局部歪を評価する。具体的には、ブレース応力-歪履歴における等価軸歪振幅 $\Delta\epsilon_n$ および局部および局部座屈部歪振幅 $\Delta\epsilon_h$ それぞれ式(2-22), 式(2-23)により定義し、等価軸歪振幅 $\Delta\epsilon_n$ に対する局部座屈部歪振幅 $\Delta\epsilon_h$ の比である歪振幅拡大係数 α_c を等価軸歪履歴に乗じることで局部歪履歴を評価する。なお、 $\Delta\epsilon_{ntm}$ は経験した最大引張等価軸歪であり、歪振幅拡大係数 α_c の概念図を Fig. 2.5.1 に示す。

$$\Delta\epsilon_n = \epsilon_{ntm} - \epsilon_n \tag{2-22}$$

$$\Delta\epsilon_h = \epsilon_{hlm} - \epsilon_h \tag{2-23}$$

$$\alpha_c = \frac{\Delta\epsilon_h}{\Delta\epsilon_n} \tag{2-24}$$

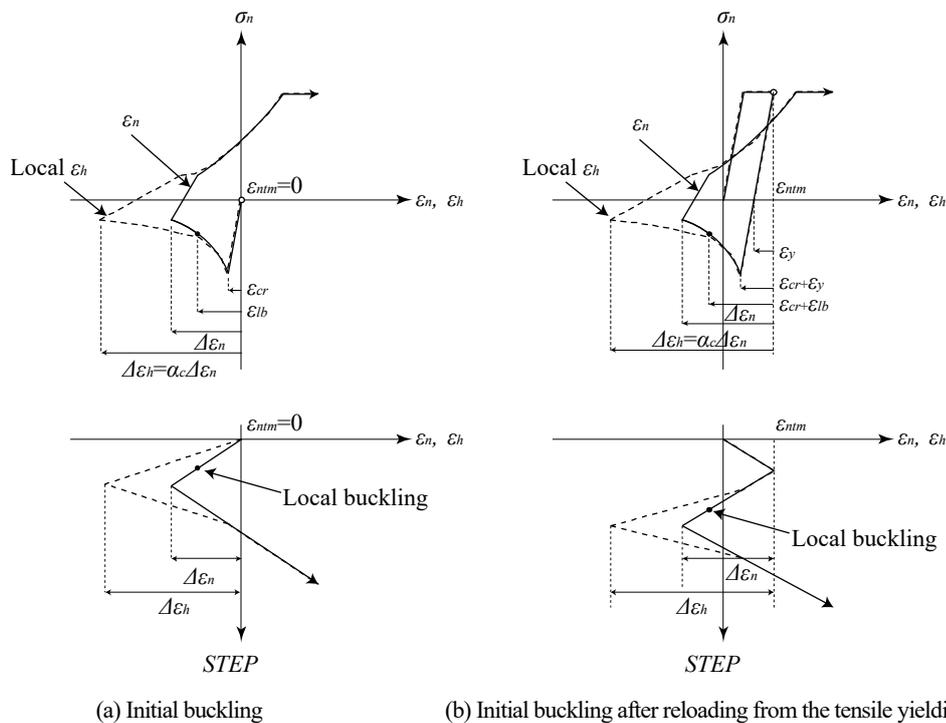


Fig. 2.5.1 Schematic image of strain concentration ratio α_c

評価手法において、歪振幅拡大係数は全体座屈前、全体座屈後、局部座屈前の 3 段階に区別され、それぞれ式(2-25)で表される。ただし、 $\Delta\varepsilon_n=0$ のとき $\Delta\varepsilon_n=0$ とする。

$$\alpha_c = \frac{\Delta\varepsilon_h}{\Delta\varepsilon_n} = \begin{cases} 1 & (\text{全体座屈前: } \Delta\varepsilon_n < \varepsilon_{cr}) \\ \frac{\theta_h D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \Delta\varepsilon_n} & (\text{全体座屈後: } \varepsilon_{ncr} \leq \Delta\varepsilon_n < \varepsilon_{lb}) \\ \frac{3\sqrt{6}\varphi_h \beta_c}{2\pi\sqrt{\frac{D}{t}}\Delta\varepsilon_n} + \frac{\theta_{lb} D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \Delta\varepsilon_n} & (\text{局部座屈後: } \varepsilon_{lb} \leq \Delta\varepsilon_n) \end{cases} \quad (2-25)$$

同手法では、全体座屈および局部座屈部は Fig. 2.5.2 に示すようにモデル化し、局部座屈半波長 l_p を式(2-26)、全体座屈後の塑性ヒンジ部回転角 θ_h を式(2-27)、局部座屈を生じる塑性ヒンジ部回転角 θ_{lb} を式(2-28)、局部座屈時の塑性ヒンジ部回転角 φ_h を式(2-29)により算出する。

$$l_p = \pi \sqrt{\frac{Dt}{6}} \quad (2-26)$$

$$\theta_h = \cos^{-1}(1 - \Delta\varepsilon_n) \quad (2-27)$$

$$\theta_{lb} = \cos^{-1}(1 - \varepsilon_{lb}) \quad (2-28)$$

$$\varphi_h = \cos^{-1} \left\{ \cos(\theta_h - \theta_{lb}) - \frac{D \sin(\theta_h - \theta_{lb})}{l_p} \right\} \quad (2-29)$$

全体座屈を生じるときの等価軸歪(全体座屈発生歪) ε_{ncr} は、初期座屈応力 σ_{cr} とヤング率 E を用いて下式より算出される。 σ_{cr} は一般的な圧縮材の座屈耐力式から計算する。

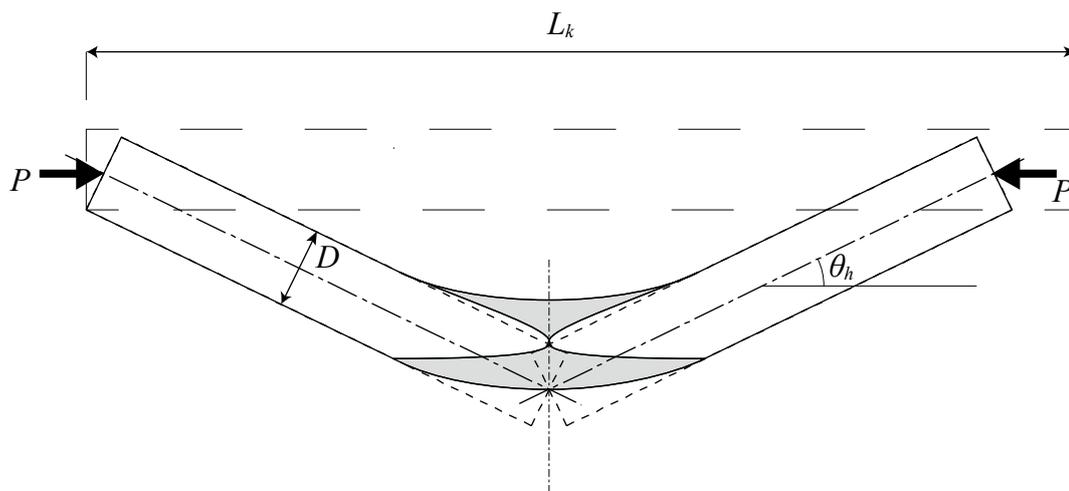
$$\varepsilon_{ncr} = \frac{\sigma_{cr}}{E} \quad (2-30)$$

局部座屈発生歪 ε_{lb} は、降伏歪 ε_y および径厚比 D/t を用いて、以下の実験式より算出される。

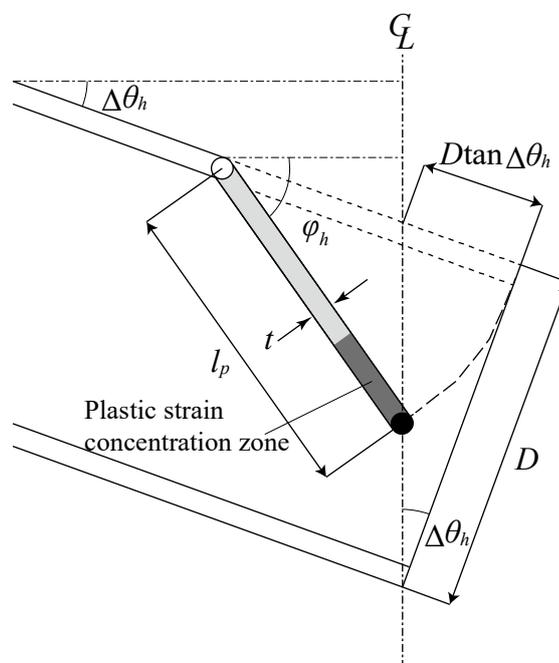
$$\varepsilon_{nlb} = 0.0683 \varepsilon_y^{-0.39} \left(\frac{D}{t} \right)^{-1.39} \quad (2-31)$$

一方, Fig. 2.5.2 に示す座屈モデルはブレース中央部を対象としており, 縁部歪は式(2-25)内の修正係数 β_c を用いて換算する。²⁻²⁴⁾

$$\beta_c = \begin{cases} 1 & (D/t < 35) \\ \frac{1}{15} \left(\frac{D}{t} \right) - \frac{4}{3} & (35 \leq D/t < 50) \\ 2 & (50 \leq D/t) \end{cases} \quad (2-32)$$



(a) Global buckling



(b) Local Buckling

Fig. 2.5.2 Phenomenon logical model to estimate local plastic strain range

(3) 累積変形性能の評価と破断条件式の比較

鋼素材の低サイクル疲労性能は、一定応力振幅下での繰返し载荷疲労試験の結果を踏まえ、応力範囲 $\Delta\sigma$ (または応力振幅)とサイクル数 N_f の関係により評価することが一般的に行われている。この関係は Fig. 2.5.3(a)の $S-N$ 線図と呼ばれ、ある一定応力以下では疲労限度が現れ、それ以上の応力では式(2-33)の直線(両軸対数表示)で表されることが知られている。

$$\Delta\sigma = C \cdot N_f^m \tag{2-33}$$

塑性変形を伴う低サイクル疲労試験では、荷重制御で行うことが困難であるため、歪制御によって行われる。したがって、低サイクル疲労性能を評価するためには、前述の一定歪振幅下で行われた低サイクル疲労試験から得られた $S-N$ 線図の応力を歪に置き換え $\varepsilon-N$ 線図とする必要がある。置き換えられた $\varepsilon-N$ 線図は Fig. 2.5.3(b)である。また、歪制御による低サイクル疲労試験の応力-歪関係は Fig. 2.5.3(c)である。一定歪振幅下において、全歪範囲を $\Delta\varepsilon_t$ 、弾性歪範囲を $\Delta\varepsilon_e$ 、塑性歪範囲を $\Delta\varepsilon_p$ とした場合に Manson²⁻²⁵⁾と Coffin²⁻²⁶⁾の提唱により式(2-34)~式(2-36)が成り立つ。

$$\Delta\varepsilon_e = C_1 \cdot N_f^{m_1} \tag{2-34}$$

$$\Delta\varepsilon_p = C_2 \cdot N_f^{m_2} \tag{2-35}$$

$$\Delta\varepsilon_t = \Delta\varepsilon_e + \Delta\varepsilon_p = C_1 \cdot N_f^{m_1} + C_2 \cdot N_f^{m_2} \tag{2-36}$$

ここで、 C_1 、 C_2 、 m_1 、 m_2 は材料により決定される係数である。本研究では、歪が数十%に達する局部座屈部の局部歪を対象に破断時期を評価するため、塑性歪振幅の破断に与える影響が支配的となるため、近似的に式(2-37)が得られる。

$$\Delta\varepsilon_t = \Delta\varepsilon_p \tag{2-37}$$

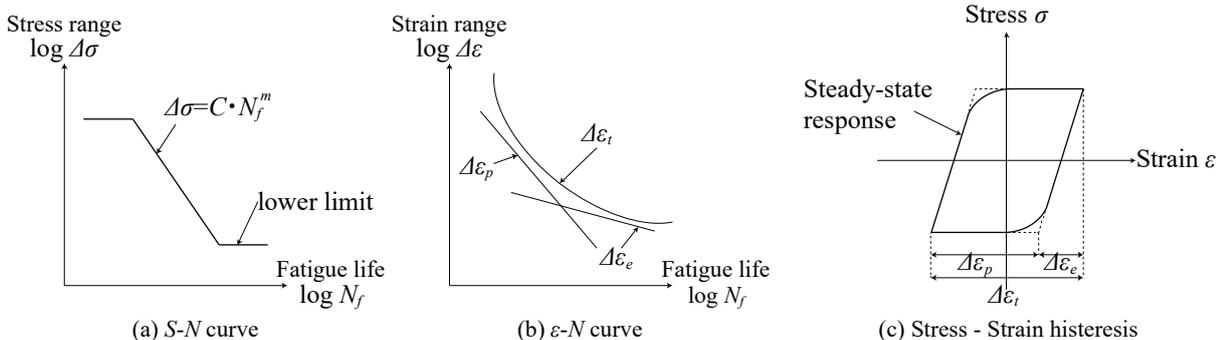


Fig. 2.5.3 Schematic image of metal fatigue fracture evaluation

また、Coffin- Manson 式は一定歪振幅における破断までの载荷回数を示す式であるが、地震動を含め多くの载荷履歴は一定歪振幅と限らない。そこで塑性歪振幅の累積値である累積塑性歪 $\Sigma \Delta \varepsilon_{hp}$ と、歪履歴における累積歪振幅を一定歪振幅载荷に置き換えた際の歪振幅である平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ を導入して、Coffin- Manson 式を载荷履歴によらない疲労破壊条件式へ変換する。 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ は局部歪振幅履歴をレインフロー法で処理し、各歪度の累計と総サイクル数の商から求める。

平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ を一定歪振幅载荷時の式(2-35)の $\Delta \varepsilon_p$ と置き換える(式(2-38))。

$$\overline{\Delta \varepsilon_{hp}} = C \cdot N_f^m \quad (2-38)$$

一定歪振幅下で N_f サイクルの繰返し载荷を受けたと仮定すると、累積塑性歪 $\Sigma \Delta \varepsilon_{hp}$ は平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ を用いて、式(2-39)のように表すことができる。さらに、式(2-37)および式(2-38)により、式(2-40)が成り立つ。

$$\Sigma \Delta \varepsilon_{hp} = 2 \cdot N_f \cdot \overline{\Delta \varepsilon_{hp}} \quad (2-39)$$

$$\Sigma \Delta \varepsilon_{hp} = 2 \cdot C \cdot \frac{1}{m} \cdot \overline{\Delta \varepsilon_{hp}}^{\frac{m+1}{m}} \quad (2-40)$$

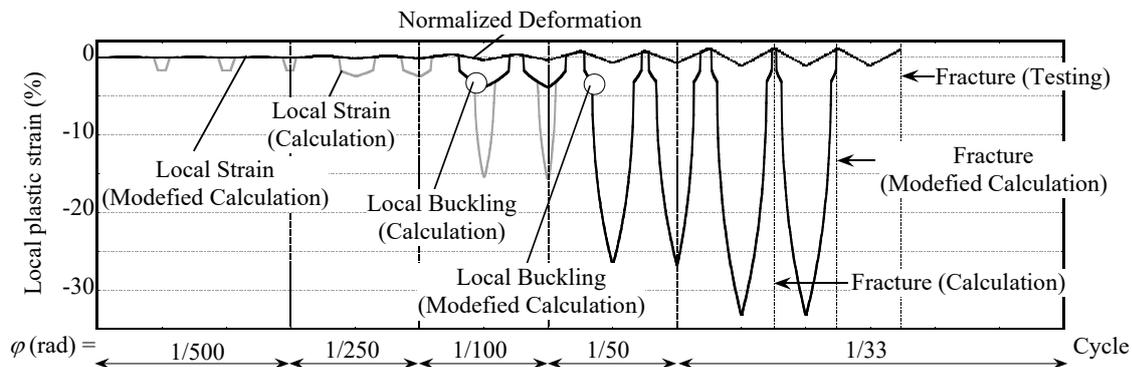
式(2-40)より、変動振幅下における破断に至る累積塑性歪と平均塑性歪振幅の関係を把握することができ、部材破断を評価する破断条件式となる。SS400 では $C=35$, $m=-0.47$ であり²⁻²⁷⁾、疲労破壊条件式は式(2-41)となる。実際の評価値は $\Sigma \Delta \varepsilon_{hp} - \overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ 空間上をランダムに移動する座標として取扱い、同座標が式(2-41)に達した時に疲労破壊と判定する。本論では、この時点部材破断時期(亀裂発生時期)と定義する。

$$\Sigma \Delta \varepsilon_{hp} = 3857 \cdot \overline{\Delta \varepsilon_{hp}}^{-1.13} \quad (2-41)$$

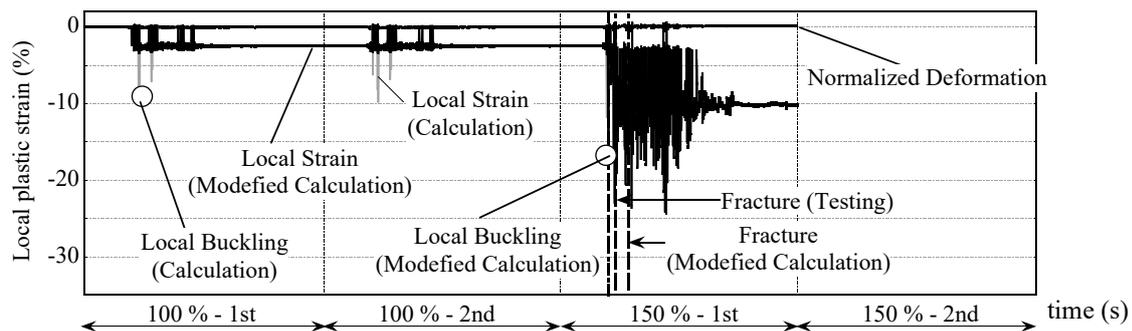
以上より、応力-局部歪履歴から累積塑性歪 $\Sigma \Delta \varepsilon_{hp}$ と平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ を算出し、鋼素材の疲労破断条件式との比較より円形鋼管ブレース部材の破断時期を予測する。

2.5.2. 各種入力と評価値の比較

Fig. 2.5.4 に各種荷重実験における亀裂発生までの局部歪の評価値を、Table 2.5.1 に破断評価時期を示す。そのままの評価式は実験結果より早く全体座屈や局部座屈の発生を判定する。これは評価式が時刻歴応答解析への組み込みを意図した安全側の処置として、経験した最大引張歪から等価軸歪振幅 $\Delta\epsilon_n$ を評価するためである。Table 2.5.1 の亀裂発生時期の比較に示すように、局部座屈の発生時期を実験結果に合わせた場合には、準静的繰返し荷重実験結果に対し $\varphi=1/33\text{rad-1cycle}$ 、振動台実験結果に対し約 2.5 秒程度の誤差で亀裂発生時期を評価し、概ね実験結果と対応し、同評価法は本検討範囲内において動的入力下かつ骨組配置されたブレースに適用可能であると考えられる。一方、同評価法が妥当であるとみなした静的入力の局部最大歪は約 32%、動的入力では約 25%であった。



(a) Quasi-static loading



(b) Dynamic loading (Collapse test of the shake table testing series)

Fig. 2.5.4 Time History of the local plastic strain (calculation value)

Table 2.5.1 Comparison of the Instant of the Brace Fracture to Test Result

Loading Type	Calculation	Modified Calculation	Test Result
Quasi-Static	$\varphi=1/33\text{rad}$ 2cycle	$\varphi=1/33\text{rad}$ 3cycle	$\varphi=1/33\text{rad}$ 4cycle
Dynamic	150%-1st 101.924 s(total time)	150%-1st 101.674s(total time)	150%-1st 99.181 s(total time)

2.5.3. 各種入力と疲労損傷指標の推移

次に評価法が検討範囲内において妥当とみなして、ブレース局部の累積変形性能値の推移を比較分析する。Fig. 2.5.5 に局部歪評価値を用いた累積変形性能値と鋼素材の疲労破断条件式の比較を示す。同図に示すように、静的入力では平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon_{hp}}$ の増大が顕著となって破断判定となり、動入力では累積塑性歪 $\Sigma\varepsilon_{hp}$ の増大が顕著となって破断判定となる。これは Fig. 2.5.4 (b) に示すように、地震応答ではブレースが最大応答を経験して座屈を生じた後に、多数回にわたり小振幅の応答を繰り返して、 $\overline{\Delta\varepsilon_{hp}}$ を評価するための歪度分布に対し、小振幅の占める割合が卓越するためである。なお、例えば局部座屈を生じて著しく塑性化が進展する倍率 150% の 1 回目入力のみを評価した場合には、平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon_{hp}}$ は 7% 程度まで増大して破断判定となる。また、自由振動を考慮しない静的な漸増繰返し入力では、振幅がある程度(本载荷履歴では $\Delta\varepsilon_i=2.18\%$)まで増大するため、 $\overline{\Delta\varepsilon_{hp}}$ は絶えず増大を続けて部材破断の判定となる。

以上の結果は、地震応答を受けるブレースは一度座屈を生じると、極大地震でなくとも、余震など小地震による弾性振動でも部材破断に至る可能性を示唆していると考えられる。

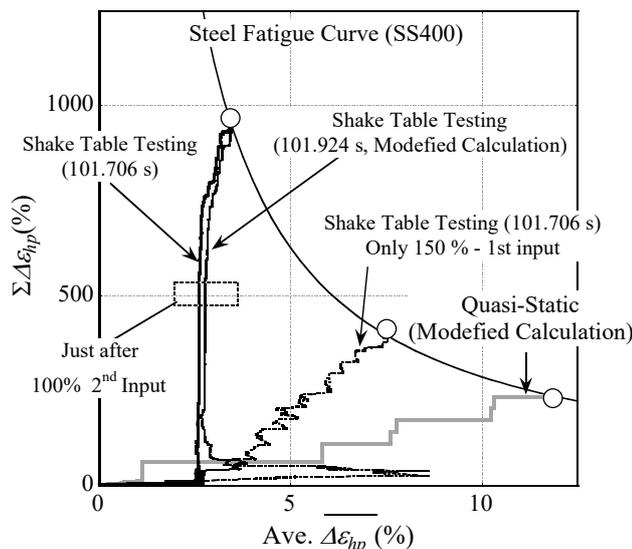


Fig. 2.5.5 Cumulative - Average plastic strain range relationship (calculation)

2.6. 部材破断を考慮した時刻歴応答解析手法の適用性

試験体と実験装置を再現する線材の平面骨組モデルを用いて部材破断を考慮した時刻歴応答解析を実施し、亀裂発生時期や部材破断後の応答について振動台実験との対応を検証する。本節が比較に用いるパラメータは①部材破断評価の設定、②ブレース部材の要素モデルである。

2.6.1. 数値解析手法と比較するパラメータの概要

ブレースの部材破断を考慮した時刻歴応答解析の概要を以下のとおりである。時刻歴応答解析のフローチャートは Fig. 2.6.1 に示す。

- 1) 部材要素は、幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮する。
- 2) 3次元的な拡がりを持つ部材を一次元要素による線材と考える。
- 3) 各要素の変形は、材軸要素の変形、2軸方向の曲げ変形、St.Venant のねじれを含んだ材軸まわりの捩じれ変形を考慮する。
- 4) 梁要素の断面形状は全て中空の円形鋼管とし、断面を周方向に 16 分割する。
- 5) 部材の曲げに伴うせん断変形は無視できるものとする。
- 6) 断面の反り変形は無視できるものとする。
- 7) 断面の弾性、弾塑性状態にかかわらず、2軸方向の曲げに関しては、断面は平面を保持すると仮定する。
- 8) 特記無き限り、各骨組部材は節点に直接剛接合されているとする。
- 9) 質量マトリクスには集中質量系を用いる。集中質量系での質量行列は対角行列となる。
- 10) 解析は、初めに過減衰状態で質量マトリクスと重力加速度の積による固定荷重を入力し、次に固有値解析を行って減衰マトリクスを作成し、続いて地震波入力を行う。
- 11) 構造減衰は初期剛性比例 Reyleigh 型とし、減衰比は弾性振動実験の結果より、1次、2次モードで $\zeta=4.6\%$ とする。
- 12) 数値積分法として Newmark β 法($\beta=1/4$)を用いる。
- 13) 固有値を計算する方法として、ハウスホルダー法と二分法と逆反復法を組み合わせで行う。
- 14) 非線形時刻歴応答解析における反復解法として Newton-Raphson 法を用いる。各ステップにおいて、(内力+慣性力+減衰力)の 2 乗和に対する不釣り合い力(外力-(内力+慣性力+減衰力))の 2 乗和の割合が所定の値以下に収束するまで収斂計算を行う。

- 15) ブレース部材は後述のトラス要素あるいは梁要素としてモデル化する。
- 16) ブレース部材は部材全体の応力-歪履歴より、2.5.1 節に述べた手順でステップ毎に部材破断 (亀裂発生) を評価する。時刻歴応答解析では、安全側の処置として亀裂発生時点を全断面破断と見なす。全断面破断は軸剛性を 10^4 倍、負担荷重を零として模擬する。

Table 2.6.1 に部材破断評価の設定を示す。本解析では局部座屈および亀裂発生時期について以下の 3 種類を設定して亀裂発生時期や破断後応答の差異を分析する。

Table 2.6.1 Property of member fracture evaluation compared in this study

Property of member fracture evaluation	
Case 1	Evaluation based on the original method
Case 2	Initial local buckling is assumed to occur at the same time as in the test (150%-1st)
Case 3	Member fracture is forced at the same time as in the test (150%-2nd)

さらに、本章ではブレース部材に柴田・若林らが提案する座屈履歴側を復元力特性に組み込んだトラス要素モデルと、ブレースを 6 分割し初期不整を与えて座屈を模擬する梁要素モデルを用意して比較する。ここでトラス要素モデルでは部材の座屈履歴の $\sigma_n - \epsilon_n$ 関係、梁要素モデルではブレース部材全体の軸力と層間変形角より換算した応力歪履歴を用いて部材破断を評価する。

入力地震動は下部治具上の加速度計測値を用いる。実際の倒壊実験では、入力毎に試験体状況の確認等を行うため、各入力の間は時間差が存在するが、解析上では全ての加速度データを繋ぎ合わせて連続的に入力する。ここで計測データの時間刻みは 0.001 秒であり、解析の時間刻みも 0.001 秒とする。Fig. 2.6.2 に入力履歴を示す。同図は固定荷重入力の時間を省略して示している。

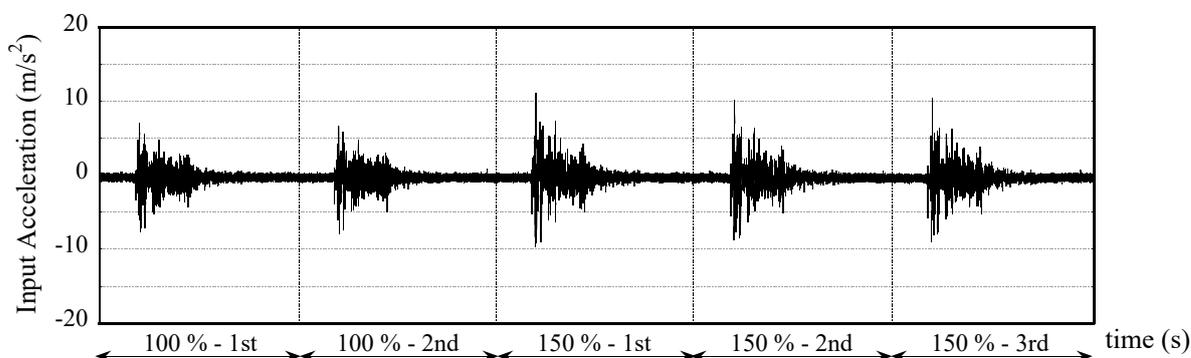


Fig. 2.6.2 Input acceleration measured on the extension table

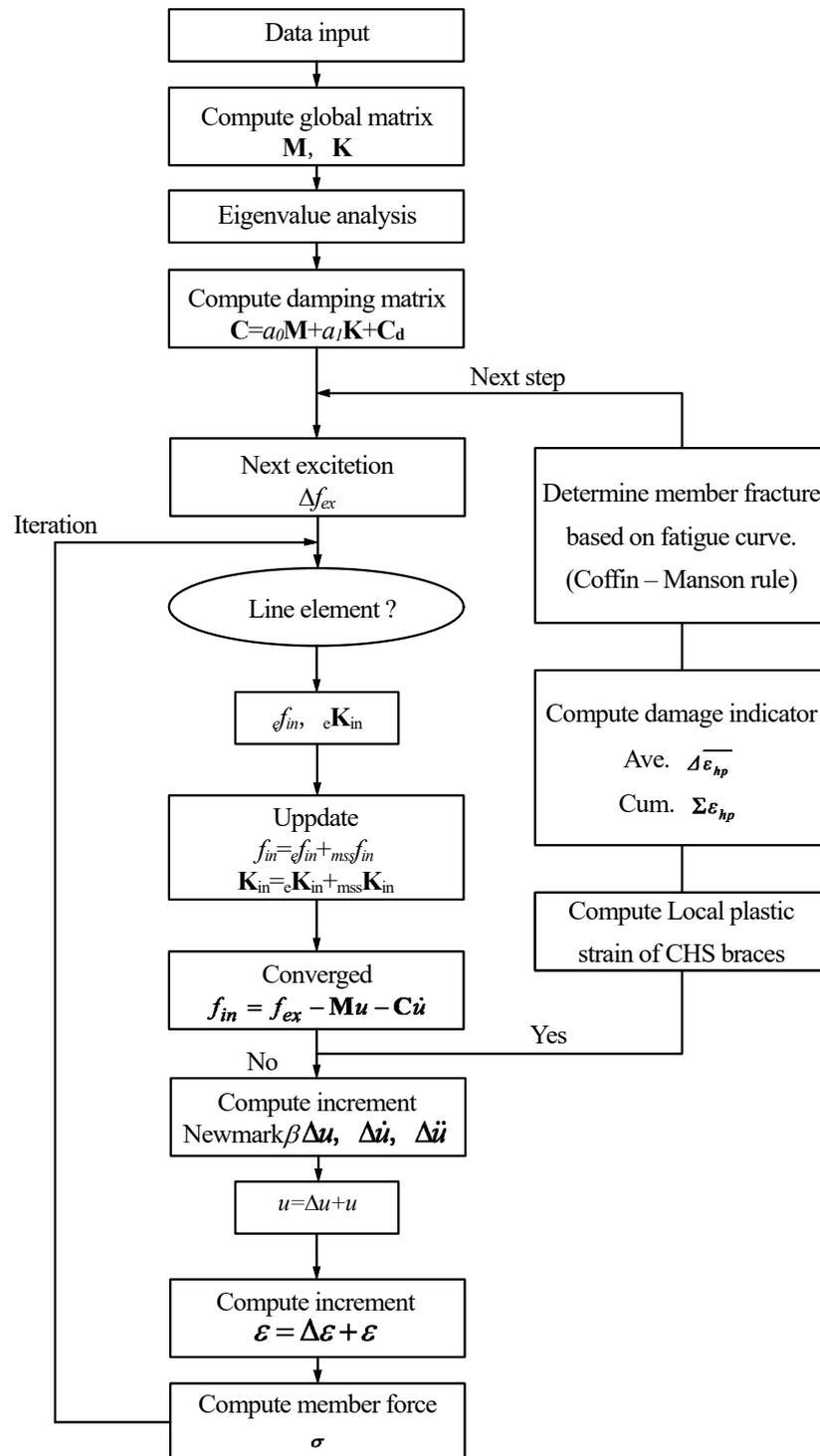


Fig. 2.6.1 Flow chart of Nonlinear response history analysis

2.6.2. 解析モデル

(a) ブレーストラス要素モデル

ブレーストラス要素モデルは、ブレース部材にトラス要素を設定し、汎用プログラムなどで一般に使われるモデル化手法を踏襲した従来型の平面骨組モデルである。

Fig. 2.6.3 に解析モデルを示す。各部材は 1 次元要素の線材としてモデル化する。試験体骨組の柱および梁は断面積 A と断面二次モーメント I が等価な円形中空断面を持つ梁要素とし、柱は応力完全弾性、梁は弾塑性バイリニアモデルの復元力特性を設定する。ブレースは断面積 A が等価なトラス要素とし、柴田・若林らが提案する座屈履歴側(柴田・若林モデル²⁻²⁸)の復元力特性を設定する。ここで、試験体各部の耐力は、実験時の最大耐力を模擬する数値を設定する。解析モデルは慣性質量装置に相当する部分(ロッキングコラムと加力治具)をモデル化し、有効質量を設定する。解析モデル各部の接合条件および境界条件は実態と適合させ、平面骨組の面外方向の変形と回転は固定する。なお、同図に示すように下部治具を模擬する応力完全弾性の梁要素を設けて層剛性を実験結果と適合させる。弾性時固有周期は有効質量により実験結果と適合させる。

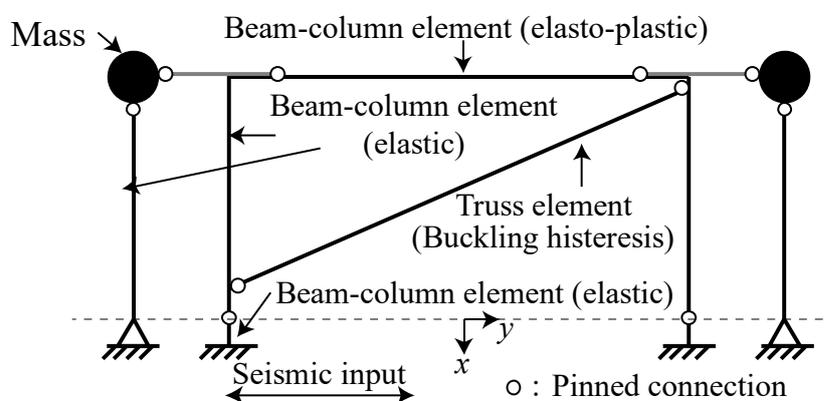
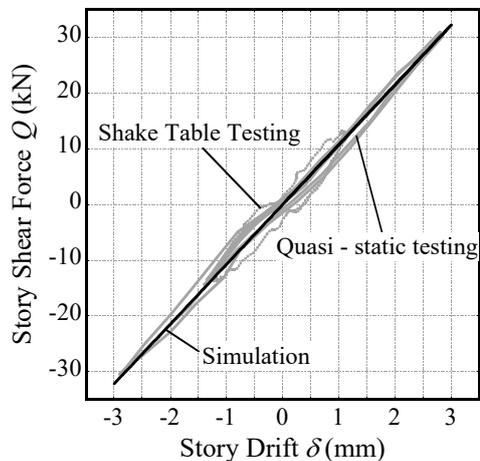


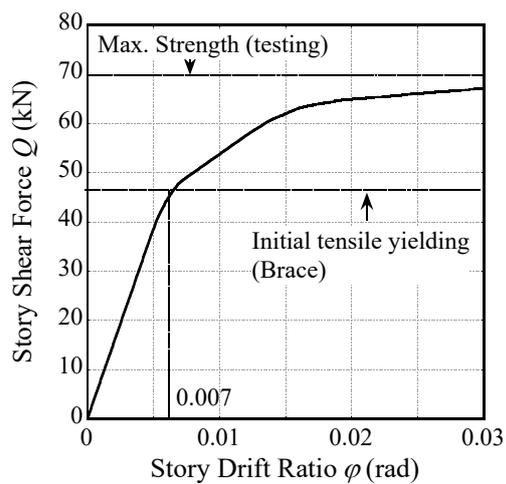
Fig. 2.6.3 2D frame model schematics (Brace is modeled by Truss element)

振動台実験では、1 波目にあたる El Centro35kine の倍率 100% 入力から試験体が全体座屈を経験し、試験体の振動性状は非線形領域に移行するため、時刻歴応答解析を用いた解析モデルの妥当性の検証は難しい。そこで、本検討では静的増分解析を用いて試験体の弾性時層剛性、層せん断力の最大耐力、梁端曲げモーメント最大耐力を検討し、静的および動的入力の実験結果と比較して解析モデルの妥当性を検証する。ここで、静的増分解析は①弾性範囲の繰返し载荷、②弾塑性範囲を含むブレース引張方向の単調载荷、③準静的繰返し载荷実験と同様の载荷履歴を用いた漸増繰返し载荷、の 3 種類の入力を変位制御で行う。Fig. 2.6.4 に解析結果を示す。解析モデルの弾

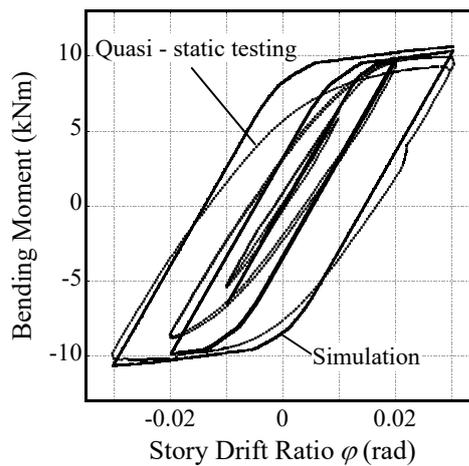
性時層剛性, 層せん断力, 梁端曲げモーメントは静的および動的入力の実験結果と対応しており, 解析モデルは薄肉鋼管ブレース試験体の基本的力学特性を再現すると判断する。



(a) Story horizontal stiffness



(b) Pushover curve



(c) Bending moment

Fig. 2.6.4 Static analysis results of truss model

(b) ブレース梁要素モデル

ブレーストラス要素モデルは、実際のブレースの接合部や座屈に伴うブレース自身の個材曲げ振動の効果の再現を意図したモデルである。トラス要素と比べて、ブレースの接合部条件や要素モデル上の復元力特性が破断判定時期や部材破断後の応答に与える影響を分析する。

Fig. 2.6.5 に解析モデルを示す。ブレースは実験と同様の両端剛接合として梁要素を用い、復元力特性に弾塑性バイリニアモデルを設定する。梁要素は質量を持った中間節点を設けて 6 等分し、ブレース全長の 1/1000 の初期不整を骨組面内方向に与えて全体座屈を発生させ、座屈発生後はブレースに働く曲げの影響により座屈履歴を生じる。ここで、ブレースに用いる梁要素は柱梁骨組と同じく周方向に 16 分割された円形中空断面を設定する。また、復元力特性では、降伏応力度に材料試験の結果を採用し、歪硬化勾配は初期剛性の 10^{-2} 倍を設定する。なお、ブレース以外のモデル化や耐力の設定はブレーストラス要素モデルと同一である。

トラス要素に設定する座屈履歴側は、座屈によりブレースに働く曲げの効果を含んだ復元力特性のため、モデル化の際に曲げの効果を重複させない目的で両端ピン接合のトラス要素が併用される。トラス要素と座屈履歴側を組み合わせたブレースのモデル化は、座屈履歴側が時刻歴応答解析に組み込みやすい点、部材要素数を少なくできる点、最大耐力や座屈後耐力低下のアルゴリズムを自由に設定できる点において、梁要素を用いたモデル化と比べて利便性が高い。

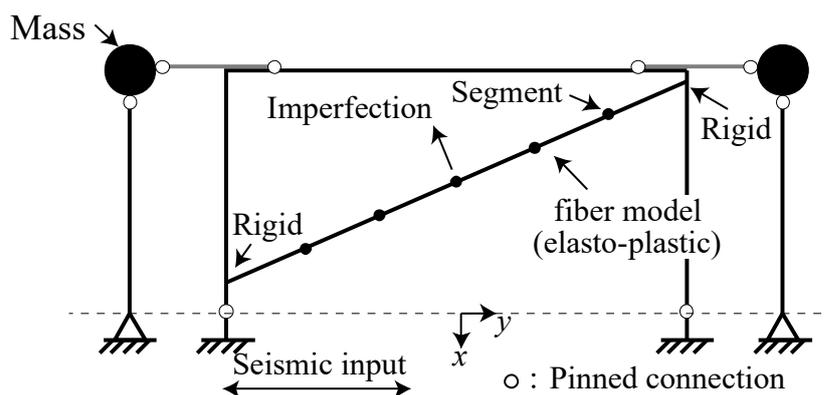


Fig. 2.6.5 2D frame model schematics (Brace is modeled by fiber based beam column)

6 分割した梁要素を用いるブレース部材モデルは、初期不整の設定により初期座屈耐力や座屈後耐力の低下が変化する。そこで、準静的繰返し载荷実験と同様の载荷履歴を用いた漸増繰返しの静的増分解析を実施し、実験結果との比較から解析モデルの妥当性を確認する。

Fig. 2.6.6 に解析結果を示す。同図(a)に示すように、ブレース等価軸応力度-等価軸歪関係は初期座屈耐力や引張と圧縮耐力の低下等を含めて準静的試験の結果と良く対応する。また、同図(b)に示すように、層せん断力-層間変形角関係も準静的試験の結果と良く対応する。以上より、ブレースに梁要素を用いる解析モデルは試験体の基本的力学特性を概ね再現すると判断する。

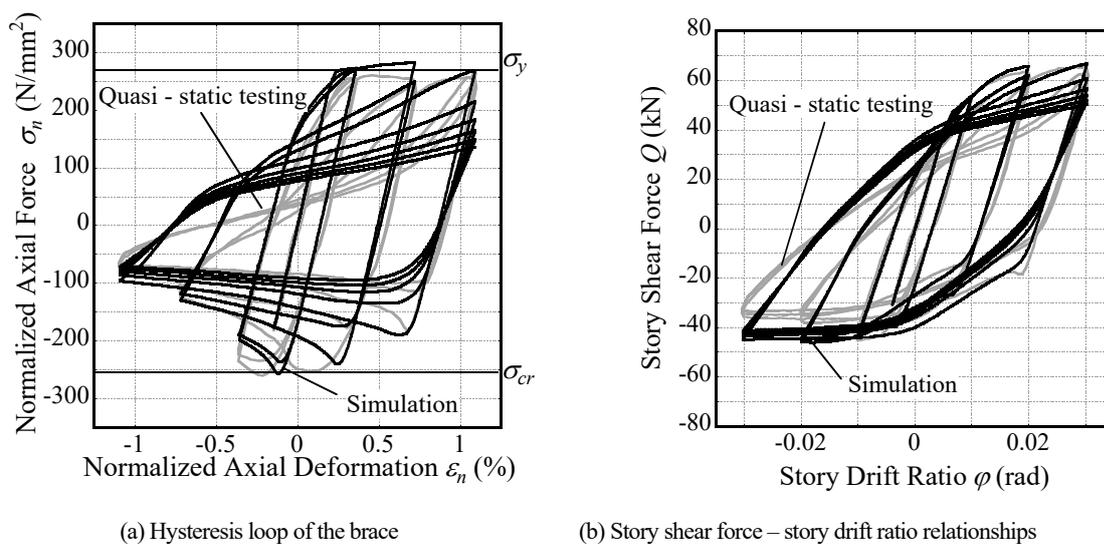


Fig. 2.6.6 Static analysis results of fiber based beam column model

2.6.3. 振動台実験との対応関係

(a) 応答変位の対応 (ブレーストラス要素モデル)

Fig. 2.6.7 に層間変形角の時刻歴を示す。円形鋼管ブレースの部材破断時期予測手法に準ずる Case 1 では、実験結果に対し局部座屈発生の判定が早く、倍率 100% 入力 of 2 回目で破断判定となる。これは同手法が経験した最大引張歪からの等価軸歪振幅 $\Delta \epsilon_n$ を用いて全体座屈や局部座屈の発生を評価するためである。局部座屈発生時期を実験と合わせた Case 2 では、実験におけるブレースの亀裂発生時期から約 9s 遅れた倍率 150% 入力 of 1 回目で破断が生じ、続く 2 回目, 3 回目入力では正方向に変位応答の増大が生じて振動軸が移動し、実験の動的層崩壊挙動の傾向と対応する。なお、実験時の全断面破断時期を採用する Case 3 でも、変位応答の増大は生じるものの Case 2 と差は殆どない。これは Case 2 では最大応答から振動が落ち着いた後に破断が判定されるためである。骨組解析では破断面の衝突を考慮出来ないが、以上よりその影響は軽微だったと考えられる。

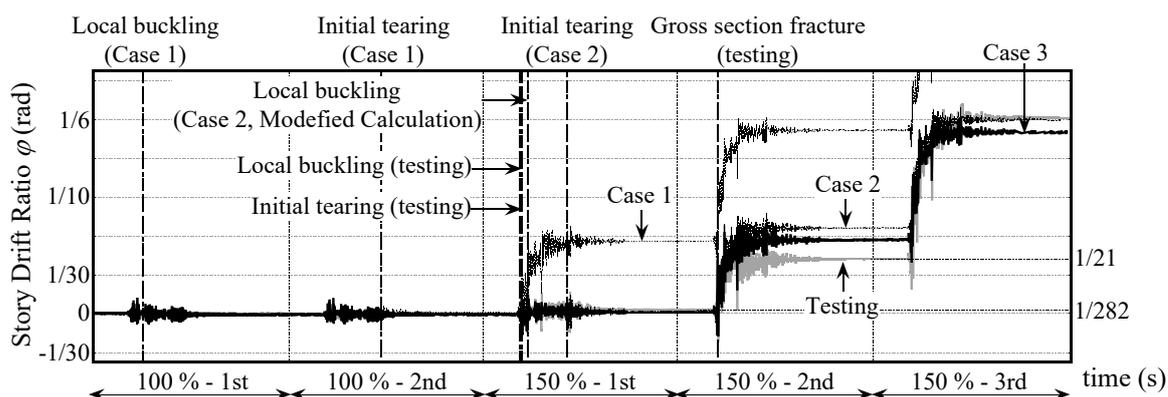


Fig. 2.6.7 Time history of story drift ratio (Truss model)

(b) 応答加速度の対応 (ブレーストラス要素モデル)

Fig. 2.6.8 に水平応答加速度の時刻歴を示す。部材破断までの解析値と実験結果は概ね対応する。また、同図に示すように、部材破断時にパルス的に大きな応答加速度が発生し、ブレース破断判定と同時に部材剛性と負担荷重を解放する手法で、時刻歴応答解析は実験結果と同様の応答特性を模擬できている。

実験時に計測できなかった鉛直応答加速度について解析結果を用いて補完する。Fig. 2.6.9 に鉛直応答加速度の時刻歴を示す。ブレース破断後は鉛直応答加速度が増大するものの、最大応答値は重力加速度 (9.8m/s^2) の約 10% 程度 (1.0m/s^2) であり、後述の $P\Delta$ 効果に対する鉛直応答加速度の影響は小さかったと推察される。

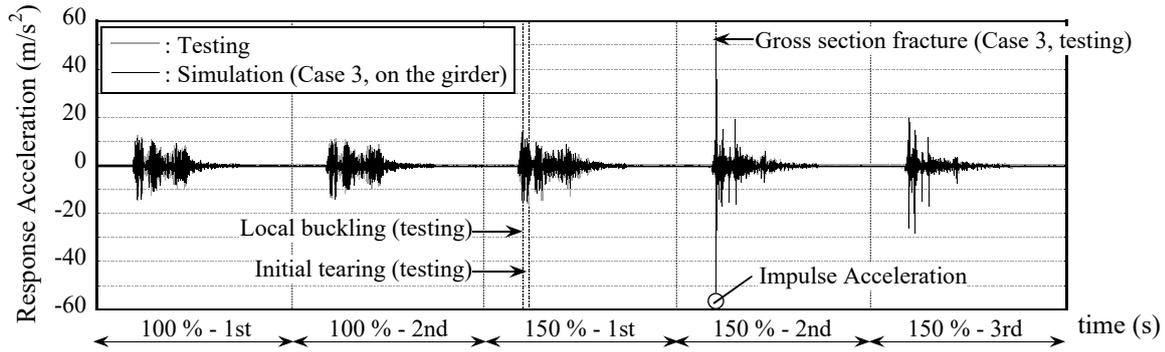


Fig. 2.6.8 Time history of horizontal response acceleration (Truss model)

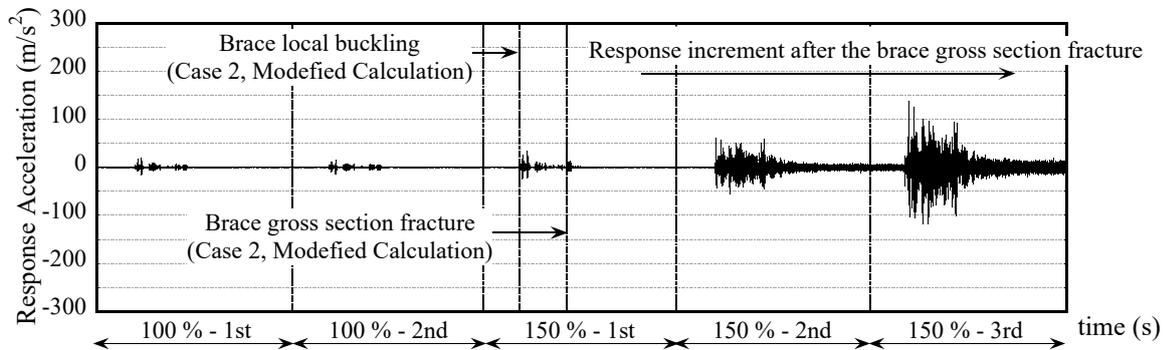


Fig. 2.6.9 Time history of vertical response acceleration (Truss model)

(c) 動的層崩壊挙動に対する $P\Delta$ 効果と梁端部破断非考慮の影響 (ブレーストラス要素モデル)

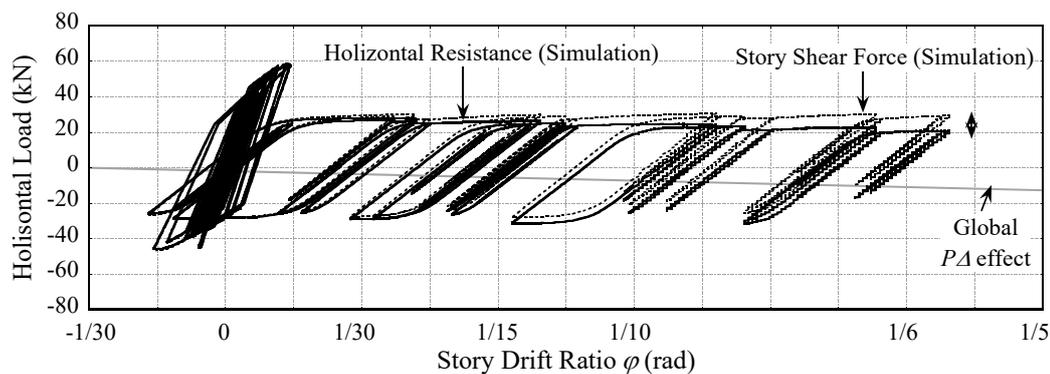
実験時に捉えられなかった層せん断力に対する $P\Delta$ 効果の影響と、解析上考慮しなかった梁端破断の影響を分析する。 $P\Delta$ 効果に相当する抵抗力 Q_{pd} を差し引いた水平抵抗力 Q_r は下式で求める²⁻²⁹⁾。

$$Q_r = Q / \cos \varphi - Q_{pd} = Q / \cos \varphi - \{m(g + \ddot{Z})\} \tan \varphi \quad (2-42)$$

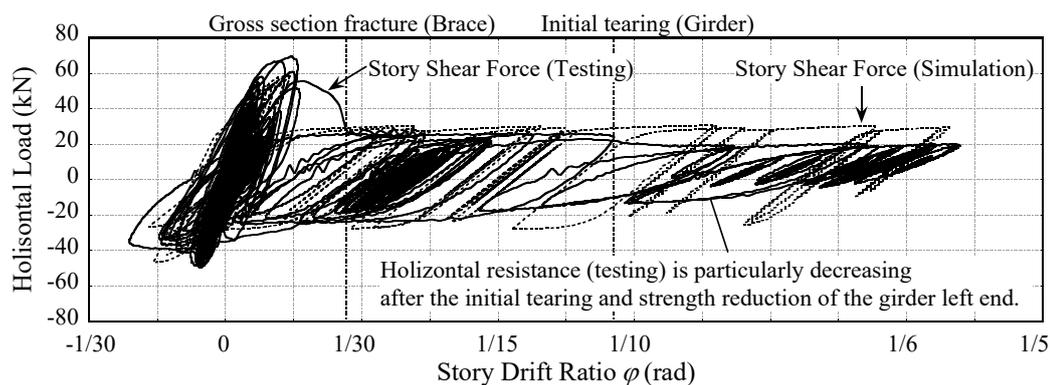
ここに、 Q : 層せん断力, m : 慣性質量, 有効質量, g : 重力加速度, \ddot{Z} : 鉛直応答加速度

Fig. 2.6.10 に荷重-変形関係を全応答時間を合わせて示す。同図の荷重値は、層せん断力 Q の実験値と解析値、水平抵抗力 Q_r の解析値を重ねて示している。同図(a)に示すように、全入力終了した倍率 150% の 3 回目入力において、水平抵抗力 Q_r は 20kN 程度、 $P\Delta$ 効果による荷重低下は 10kN 程度である。試験体はブレース破断に伴い、振動軸が移動する等の層崩壊挙動が確認されたものの、水平抵抗力は柱梁骨組の最大耐力程度が維持され、試験体が完全崩壊する程の $P\Delta$ 効果は働いていなかったと推定される。これは、式(2-42)に示すように、 $P\Delta$ 効果は慣性質量に比例しており、重錘質量が小さかったためと考えられる。一方、梁端破断を考慮しない解析は、Fig. 2.6.10 に示す

ように、ブレース破断後の応答において、負側抵抗力の点で実験結果と乖離が生じている。これは、実験では応答増大により、梁左端が曲げ変形を受けて耐力低下と亀裂を生じたためである。なお、Fig. 2.6.7 や Fig. 2.6.10 に示すように、解析は実験結果の変位応答の増大や最大応答を捉えられており、これは、本実験で梁端が全断面破断を生じなかったためと考えられる。



(a) $P\Delta$ effect to frame collapse (simulation)



(b) Beam fracture effect to collapse

Fig. 2.6.10 Story shear force – story drift ratio relationships

以上の検討より、部材破断を考慮した時刻歴応答解析は、局部座屈発生の評価条件により、実験値に対してブレース破断の判定が早くなる傾向を示すものの、安全側の評価が可能であり、破断時に部材剛性と負担荷重を解放する手法で部材破断を伴う地震応答を概ね模擬できることが確認できた。

2.6.4. ブレース接合部条件や復元力特性の影響

(a) 亀裂発生時期とブレースの累積変形性能

Table 2.6.2 にブレースの局部座屈と亀裂発生時期の比較を示す。ブレースに梁要素を用いたモデルにおいても、円形鋼管ブレースの部材破断時期予測法をそのまま適用する場合は、局部座屈および亀裂発生時期が実験結果より早く評価される。一方、座屈時期を実験結果と合わせた解析では、トラス要素を用いた解析結果より亀裂発生時期は実験結果に近似し、評価精度は向上する。

Table 2.6.2 Comparison of damage conditions of the brace

Damage condition of the brace	Truss model (Case 1)	Truss model (Case 2)	Fiber model (Case1)	Fiber model (Case 2)	Test result
Local buckling	100%-1st Time 11.349 s	150%-1st Time 97.296 s	100%-1st Time 9.550 s	150%-1st Time 97.280 s	150%-1st Time 97.821 s
Initial crack	100%-2nd Time 65.735 s	150%-1st Time 108.028 s	100%-2nd Time 54.583 s	150%-1st Time 101.818 s	150%-1st Time 99.181 s

Fig. 2.6.11 にブレースの累積変形性能評価の比較を示す。同図は実験結果、ブレーストラス要素モデルおよび梁要素モデルの等価軸応力度-等価軸歪関係に部材破断時期予測手法による局部歪の評価法を適用して累積変形性能を算出し、いずれも座屈時期を考慮している。同図に示すように、実験の評価と比べて、解析結果は倍率 150%入力時における平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\epsilon_{hp}}$ の推移がやや大きいものの、亀裂発生時期は実験の評価より遅い。これは、解析結果の最大応答や最大応答後の小振幅振動が影響していると考えられる。一方、梁要素とトラス要素による差異は小さい。

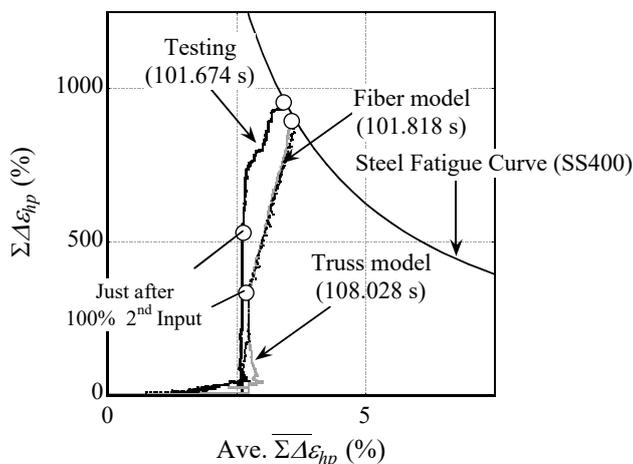


Fig. 2.6.11 Cumulative - Average plastic strain range relationship (calculation)

(b) ブレースの等価軸応力度-等価軸歪関係

Fig. 2.6.12 に代表的なブレース等価軸応力度-等価軸歪関係を示す。同図(a)に示すように、倍率 100%入力では、実験結果に対して、梁要素モデルはトラス要素モデルより最大応答が大きいものの、同図(b)に示すように、亀裂を生じる倍率 150%入力の 1 回目では、耐力低下や最大応答において、梁要素の履歴はトラス要素の履歴よりも実験結果との対応がよい。

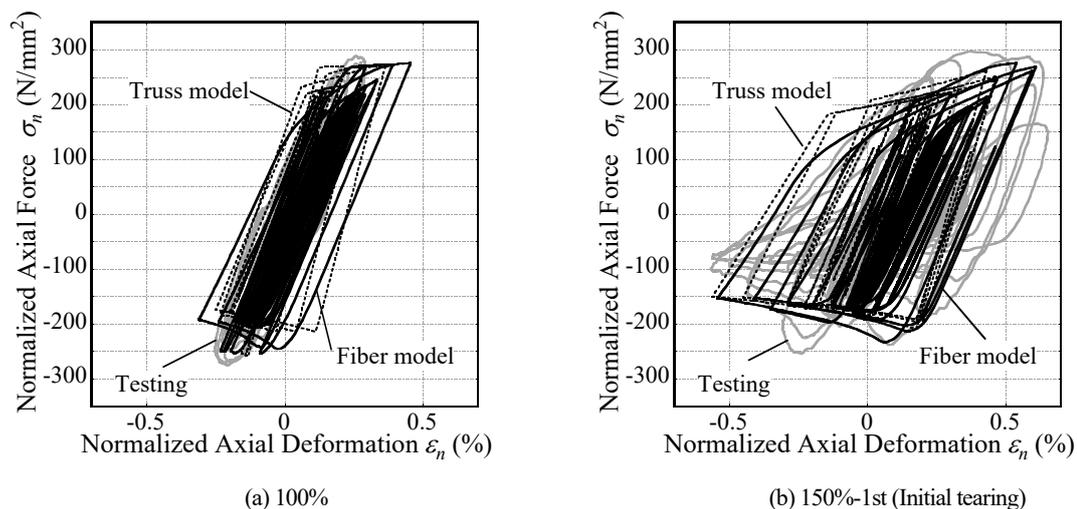


Fig. 2.6.12 Normalized axial force – deformation relationships of the brace

(c) ブレース破断後の応答 (ブレース梁要素モデル)

Fig. 2.6.13 に応答層間変形角の時刻歴波形を示す。ブレースに梁要素を用いるモデルは、円形鋼管ブレースの部材破断時期予測手法に準ずる Case 1 では、試験体架構の最大応答時に破断が判定されるため、破断直後に振動軸が正方向に移動する。座屈時期を考慮する Case 2 や実験における全断面破断時期を採用する Case 3 においては、実験結果と同様の応答増大の傾向を示すものの、ブレースにトラス要素を用いる解析結果(Fig. 2.6.7)との差異は小さい。

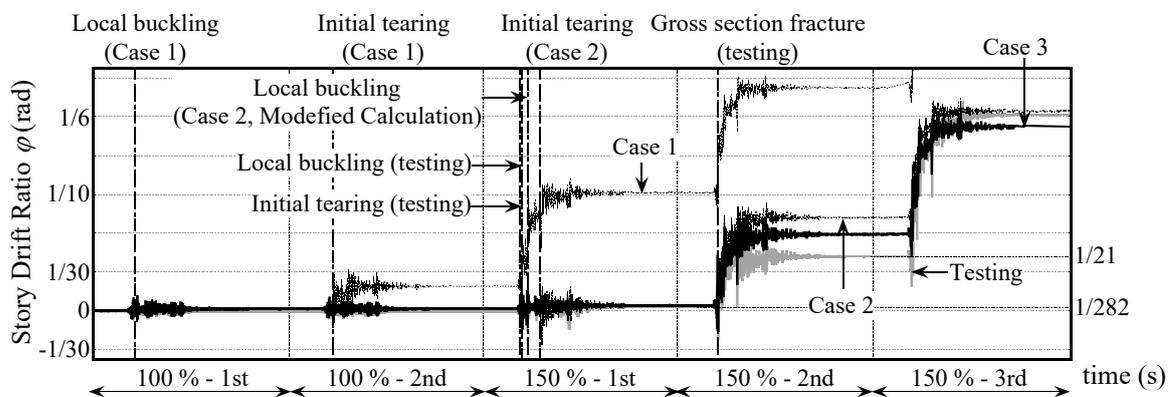


Fig. 2.6.13 Time history of story drift ratio (Fiber based beam column model)

(b) ブレース個材の振動 (ブレース梁要素モデル)

Fig. 2.6.14 にブレース個材振動の時刻歴を示す。同図はブレース芯線に対するブレース中央節点の距離を示し、正方向がブレース圧縮側である。同図に示すように、ブレース中央節点は、全体座屈後の地震応答により個材振動し、倍率 150% の 1 回目入力では、ブレース材長の 1/25 程度まで圧縮変形が進行している。ただし、ブレースは激しく個材振動しているものの、ブレース質量(2kg) は実験時の慣性質量($3.6 \times 10^3 \text{kg}$)と比較して十分小さく、また、Fig. 2.6.13 の応答層間変形角の時刻歴に示すように、ブレーストラス要素モデルとの差異は殆ど確認されなかったため、ブレースの個材振動が試験体架構全体の振動モードに与える動的効果は微小であったと推定される。ただし、梁要素は常時の断面保持を仮定した要素種であり、著しい断面変形を伴う局部座屈は考慮出来ない点に留意が必要である。

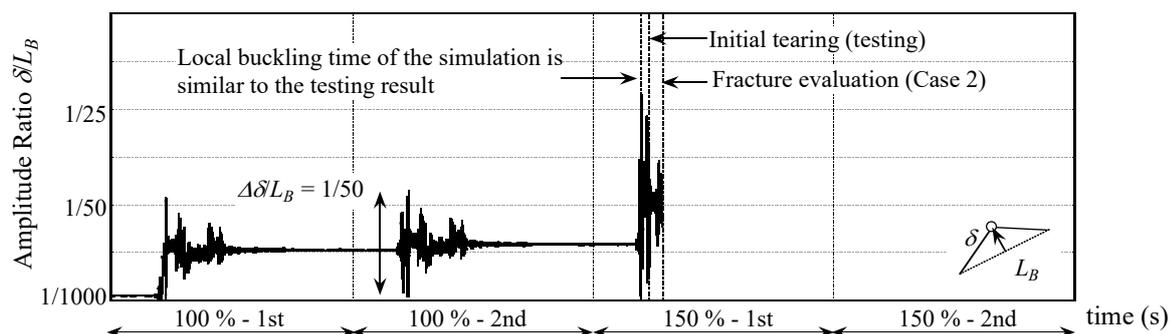


Fig. 2.6.14 Time history of deflection of the center node of the brace

2.7. 2章のまとめ

本章では慣性質量装置を用いた実験システムを構築して、実大の 1/5 サイズで 1 スパンの円形鋼管ブレース付鋼構造骨組を対象に各種載荷実験を実施し、ブレースが破断して架構が層崩壊に至る動的崩壊性状を検証し、さらに本論が用いる円形鋼管ブレースの部材破断時期評価手法や部材破断を考慮した数値解析の適用性を検証した。本章で得られた主要な知見を以下に示す。

- 1) 振動倒壊実験において、ブレースを片流れ配置した 1 スパンの鋼構造骨組では、ブレースの亀裂発生と全断面破断の発生時期に差がある。変位応答の増大や、振動軸の移動(架構が片方向に倒れ込む挙動)は全断面破断後に顕著となる。また、ブレース部材が全断面した後に入力で層間変形角が $1/6\text{rad}$ まで一方向に増大すると、骨組は曲げ変形を受けて梁端部の下フランジが引張破断する場合がある。
- 2) 実験結果のブレース等価軸応力度-等価軸歪を用いる場合において、既往の円形鋼管ブレースの部材破断時期評価手法は、全体座屈や局部座屈発生を実験値より早く評価する傾向を示すが、局部座屈発生の時期を実験に適合させると静的入力に対し $\phi = 1/33\text{rad-1cycle}$ 、動的入力に対し約 2.5s 程度の精度で亀裂発生時期を予測でき、同手法は骨組配置されたブレースにおいて動的なランダム入力下でも適用できる。
- 3) 鋼素材の疲労損傷則を用いてブレース部材の座屈後破断を論じる場合、静的な漸増繰返し入力では、ブレースは振幅の漸増繰返しにより平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\epsilon_{ip}}$ の増大が顕著となって破断に至り、地震動入力では、ブレースは最大応答を受け座屈を生じた後の小振幅応答により累積塑性歪 $\Sigma\epsilon_{ip}$ の増大が顕著となって破断に至る傾向が確認された。同結果は地震応答を受けるブレース部材は一度座屈を生じると余震による弾性振動でも部材破断を生じる可能性を示す。
- 4) ブレースの部材破断時期の評価手法を組み込んだ時刻歴応答解析は、局部座屈発生時期の評価条件により、破断時期を実験結果より早期に判定するものの、構造物の耐震性能余裕度を安全側に評価している。破断判定と同時に部材剛性と負担荷重を解放する手法では、

破断時にパルス的な応答加速度が発生し、層間変形角の振動軸は片側に偏り、解析は実験結果と同様の地震応答を模擬できる。ブレースの接合部条件を考慮したモデル化により実験結果に対する破断判定の精度は向上する傾向を示したが、ブレース部材が破断した後の架構全体の地震応答に対する影響は殆どない。実験ではブレース破断面同士が衝突する現象が確認されたが、同現象を模擬しない本解析結果より、それらが崩壊挙動に与える影響は軽微だったと考えられる。

【参考文献】

- 2-1) 阪神・淡路大震災調査報告 建築編, 阪神淡路大震災調査報告編集委員会, 1997.11
- 2-2) 2007 年能登半島沖地震災害調査報告 2007 年新潟中越沖地震災害調査報告, 日本建築学会, 2010.3
- 2-3) 東日本大震災合同調査報告 建築編, 日本建築学会, 2014.9
- 2-4) 2016 年熊本地震災害調査報告, 日本建築学会, 2018.7
- 2-5) 梅村魁, 加藤勉その他 : 日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造) 鉄骨造実大6層建物の耐震実験 その1~その68, 日本建築学会大会学術講演梗概集(1984年~1988年)
- 2-6) Hsiao P. C. : Seismic Performance Evaluation of Concentrically Braced Frames, dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington, 2012.
- 2-7) 松井良太, 竹内徹 : 部材破断を考慮したブレース付ラーメン骨組のエネルギー吸収性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 665, pp.1337 - 1345, 2011. 7
- 2-8) 竹内徹, 笠井和彦, 緑川光正, 松岡祐一, 吉敷祥一, 安藤広隆 : 汎用慣性質量装置を用いた梁端ダンパー架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, No.634, pp.2239-2246, 2008.12
- 2-9) 長谷川隆 : 接合部パネルが塑性化する鉄骨構造骨組の地震応答性状に関する振動実験, 日本建築学会構造系論文集, No.528, pp.143-149, 2000
- 2-10) 多田英之, 高山峯雄ほか「Aseismic Isolatorに関する模型実験 (その6) 模型 Isolator 静的及び動的実験」, 日本建築学会九州支部研究報告, No.27, 1983.3
- 2-11) 山口路夫, 山田哲, 前田泰史, 萩原みき, 竹内徹, 成川匡文, 中島正愛, 和田章 : 振動台実験による部分骨組みの耐震性能評価—制振ダンパーを組み込んだ鋼構造骨組の耐震性その2—, 日本建築学会構造系論文集, No.547, pp.153-160, 2001.9
- 2-12) 秋山宏, 山田哲, 箕輪親宏, 寺本隆幸, 大竹章夫, 矢部喜堂 : 慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動台実験方法, 日本建築学会構造系論文集, No.505, pp.139-146, 1998.3
- 2-13) Namihiko Inoue, Eiichi Inai, Akira Wada, Hiroshi Kuramoto, Isao Fujimoto and Masanori Iida: A Shaking table test of reinforced concrete frames designed under old seismic regulations in Japan, Proceedings of 12WCEE, Twelfth World Conference on Earthquake Engineering. New Zealand, 2000
- 2-14) S. Yamada, Y. Matsumoto, M. Yamaguchi, N. Ogawa, A. Wada and H. Akiyama (2002): Experimental Method Using the Inertial Loading Equipment by the Large Scale Shaking Table, ASME PVP 2002, Vol.445-1, pp.61-66, 2002.7
- 2-15) D.G. Lignos, H.Krawinkler and A.S. Whittaker: Shaking table collapse tests of two scale models of a 4-story moment resisting steel frame, Proceedings of 14WCEE, Forteenth World Conference on Earthquake Engineering. China, 2008

- 2-16) Julian Carrillo and Sergio Alcocer. Improved device for amass-carrying sliding system for shaking table testing, *Earthquake Engng Struct. Dyn*, No.40, pp.394-411, 2011
- 2-17) Hugo Bachmann, Thomas Wenk and Pierino Lestuzzi. Dynamic Tests of RC Structural Walls on the ETH Earthquake Simulator, *IBK Report*, No.240, 1999.4
- 2-18) R. Tremblay, N. Velev, S. Merzouq, C. Blais, M. Leclec, P. Leger, B. Massicotte, C. Rogers: Multi-purpose Earthquake Simulation Testing Set-up for Seismic Force Resisting Systems of Multi-story Buildings, *Advances in Experimental Structural Engineering*, ISBN4-901887-18-1, pp.533-540, 2005
- 2-19) 江守一郎：模型実験の理論と応用第二版，技法堂出版，1988.9
- 2-20) Federal Emergency Management Agency : Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, FEMA-350, 2000.6
- 2-21) 小川厚治，黒羽啓明，前田珠希：円形鋼管圧縮柱の座屈後挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.475，pp.137-144，1995.9
- 2-22) Takeuchi T. and Matsui R. : Cumulative Deformation Capacity of Circular Tubular Braces under Local Buckling, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 137, No.11, pp.1311-1318, 2011. 11
- 2-23) Takeuchi T and Matsui R. : Cumulative Deformation Capacity of Steel Braces under Various Cyclic Loading Histories, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.141, No. 7, 2014. 7
- 2-24) 竹内 徹，堀内健太郎，松井良太，小河利行，今村 晃：鋼管部材の座屈および破断を考慮したトラス鉄塔の崩壊機構，日本建築学会，Vol.79，No.703，pp.1309-1319，2014.9
- 2-25) S. S. Manson: *Thermal Stress and Low Cycle Fatigue*, McGraw-Hill, 1966
- 2-26) L. F. Coffin Jr.: Experimental Support for Generalized Equation Predicting Low Cycle Fatigue, *Journal of Basic Engineering*, Trans. ASME, Series D, pp.533-537, December 1961
- 2-27) 佐伯英一郎：鋼材及び座屈拘束筋違の履歴特性に関する研究，1997.3
- 2-28) 柴田道生，中村 武，若林 實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化，その 2 応答解析への適用，日本建築学会論文報告集，No.320，pp.29-35，1982.10
- 2-29) 島田侑子，赤澤資貴，伊藤陽介，松岡祐一，山田 哲，吹田啓一郎：鋼構造小型立体骨組の崩壊挙動に関する振動台実験，日本建築学会構造系論文集，No.620，pp.125-132，2007.10

第3章 径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能と 構造特性係数

3.1. 序

第 2 章の振動台実験より、ブレース部材が座屈後に破断して架構が倒壊に至る動的崩壊性状が定性的に把握でき、既往の部材破断時期予測手法が骨組配置かつ動的入力下でも適用可能であることや、平面骨組モデルを用いた数値解析手法が実験に対して安全側の評価となることが示された。そこで第 3 章では、より広範なモデルパラメータの検討を行い、その分析に基づいてブレース部材の破断に伴うブレース付鋼構造骨組の構造特性係数の安全余裕率を検証する。ブレース付鋼構造骨組の終局耐震性能に関わると考えられる部材破断までの累積変形性能は、単体部材の検討が多く、動的入力を含め柱梁骨組に配置された状態での比較検討は解析・実験ともに未だ少ない。第 2 章の結果からも分かるように、特に骨組に偏心して剛または半剛接合されるブレースは端部も局部座屈する場合があります。柱梁骨組から受ける付加曲げを考慮して、ブレース部材の累積変形性能と破壊モードを検証する必要がある。以上の知見が少ないため、強度型架構の耐震性能指標である構造特性係数 D_s は、ブレース部材の破断に対する安全余裕率の検証が殆ど行われてこなかったと考えられる。

具体的には、はじめに第 2 章の試験体を基準とする有限要素法解析のパラメトリックスタディ(静的入力)を行い、架構から骨組面内方向の付加曲げを受けるブレース部材の累積変形性能と破壊性状を整理し、骨組配置された円形鋼管ブレースについて部材破断時期評価手法の広範な適用範囲の検証を行う。次に局部座屈を生じにくいブレース単体部材の累積変形性能について鋼構造骨組と単体部材を用いた準静的な性能確認実験を行い、さらに径厚比が架構全体の動的な累積変形性能に与える影響を振動台実験より比較する。最後にこれまでの知見に基づいて、円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した構造特性係数 D_s の略算法を提案し、さらに一般的な重層ブレース付鋼構造骨組から抽出した平面層骨組を対象に、現基準法制定時の設計用地震入力に対する余裕率を試算してブレース断面性能や異なる地震荷重との関係を分析する。

3.2. 径厚比約 42 の C742 試験体の数値解析検証

本節は基準となる C742 試験体(径厚比約 42)を対象に、第 2 章の実験結果の詳細な検証を行う。解析プログラムは ABAQUS³⁻¹⁾を用いる。なお、本節は、次節の広範なモデルパラメータの検討に先立つ、モデル作成のキャリブレーションを兼ねている。

3.2.1. 解析概要

(a) 解析モデルの概要とキャリブレーション

Fig. 3.2.1 に解析モデルを示す。解析モデルは試験体、加力治具②および柱脚部ピン治具の一部をモデル化する。試験体および加力治具は実寸と設計寸法に差が殆ど無い点を考慮して、設計寸法でモデル化し、ピン治具と接続する B.PL は一部省略する。加力治具②は試験体梁ウェブ板と接触する面のみをモデル化する。ピン治具はピン接合を再現する程度に省略する。境界条件は実験と同様である。ブレースは座屈現象を再現するため、材軸に対して最大振幅が材長の 1/1000 となる正弦波半波の元たわみ(初期不正)を与える。荷重入力や計測方法は C742 の準静的荷重実験に準ずる。ただし、柱のせん断力は Fig. 3.2.1 に示す抽出要素の柱軸方向の平均歪を用いる。

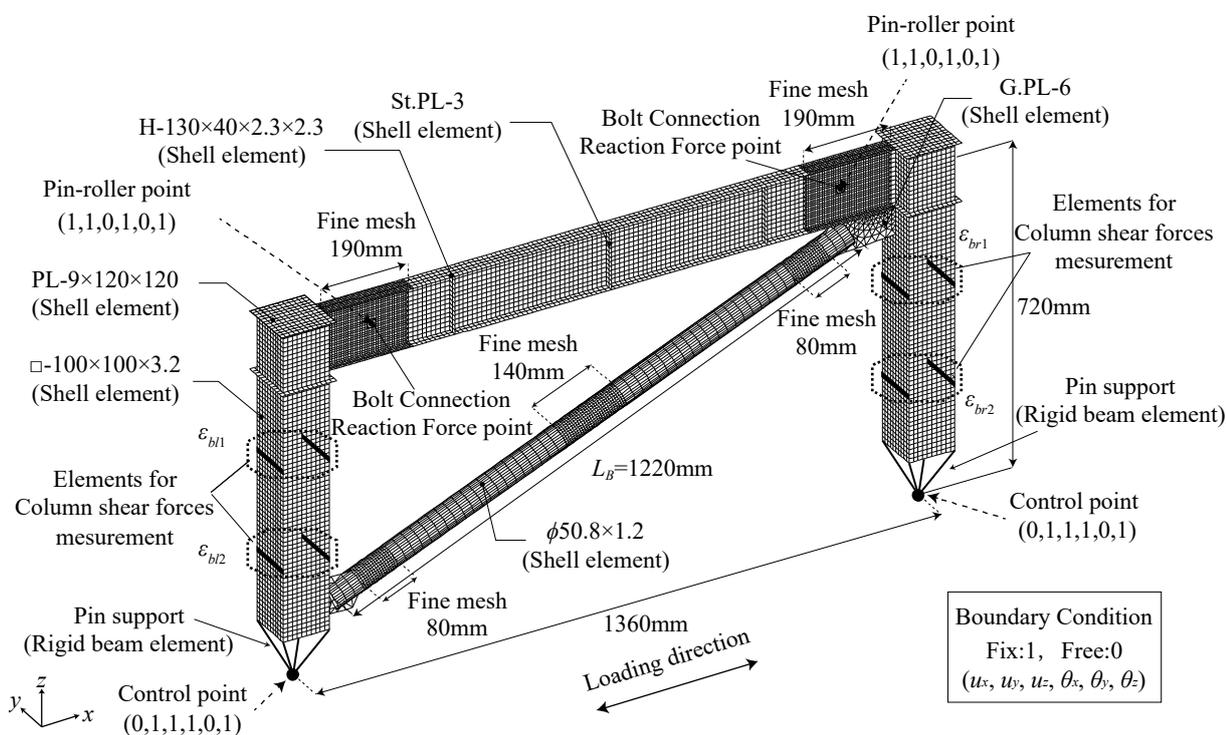


Fig. 3.2.1 Model schematic (Specimen C742)

Table 3.2.1 に要素種類とメッシュの詳細を示す。試験体の主要部分(柱, 梁, ブレース)は複層の 4 節点シェル要素でモデル化し、実験で著しい塑性化が観察された部分はメッシュ分割を細かくす

る。細要素の境界部や、ブレース接合部 G.PL など一部は複層の 3 節点シェル要素とする。ただし、解析精度を考慮して、梁の細要素の境界部は 2 等辺三角形で規則正しく分割し、G.PL はブレース部の挙動に影響しない程度に粗く分割している。梁、柱、ブレースの材料特性は、解析プログラムの標準設定に従い、第 2 章に示す材料試験結果を取り込んだ複合硬化則の弾塑性とし、その他は一般的な鋼材特性(ヤング率 $E = 205000 \text{ N/mm}^2$, ポアソン比 $\nu = 0.3$)に基づく完全弾性とする。

Table 3.2.1 Element specification

(a) Element types

	Element Type	Material	Thickness (mm)
Girder	4 node shell element (S4R) 3 node shell element (S3R)	Elasto-Plastic	2.3
Column	S4R	Elasto-Plastic	3.2
Brace ($\phi 50.8 \times 1.2$)	S4R	Elasto-Plastic	1.2
Diaphragm	S4R	Elastic	9
Stiffener	S4R	Elastic	3.2
G.PL	S4R, S3R	Elastic	6
Girder end	Rigid shell element (R3D3, R3D4)	/	/
B.PL	R3D4		
End Connection ②	R3D4		
Girder hole	Rigid 3D beam element (RB3D2)		
G.PL end	RB3D2		
Pin jig	RB3D2		

(b) Mesh sizes

	Mesh Type	Short side B_1 (mm)	Long side B_2 (mm)	Division numbers of B_1	Division numbers of B_2	Mesh size (mm)	Size Ratio	Note
Girder Flange	Rough	40 (width)	860	4	86	10×10	1	-
	Fine		190	8	38	5×5	1	-
Girder Web	Rough	130 (depth)	860	13	86	10×10	1	-
	Fine		190	26	38	5×5	1	-
Column (4 palnes)	Rough 1	100 (width)	347.2	10	35	10×9.9	1.01	Center
	Rough 2		100		10	10×10	1	End
Beam-Column Connection (4 planes)	Rough	100 (width)	130	10	13	10×10	1	-
Diaphragm	Rough	120	120	12	12	10×10	1	-
Stiffener	Rough	20	130	2	13	10×10	1	-
Brace ($\phi 50.8 \times 1.2$)	Rough 1	159.6 (circle)	800	32	40	4.99×20	0.25	-
	Rough 2		60		3	4.99×20	0.25	End
	Fine 1		140		28	4.99×5	0.99	Center
	Fine 2		80		16	4.99×5	0.99	End

Fig. 3.2.2 の剛体部詳細図を示す。ピン治具、柱脚部 B.PL は剛体要素でモデル化する。梁端部は実験時の溶接と破壊の状況を考慮し、一部のウェブとフランジを剛体要素でモデル化する。実験時の溶接状況やブレース座屈耐力より、C742 と同程度規模のブレース接合部は固定度が高いことが判明しており、ブレース端部の溶接ビード相当部分は剛体要素でモデル化する。

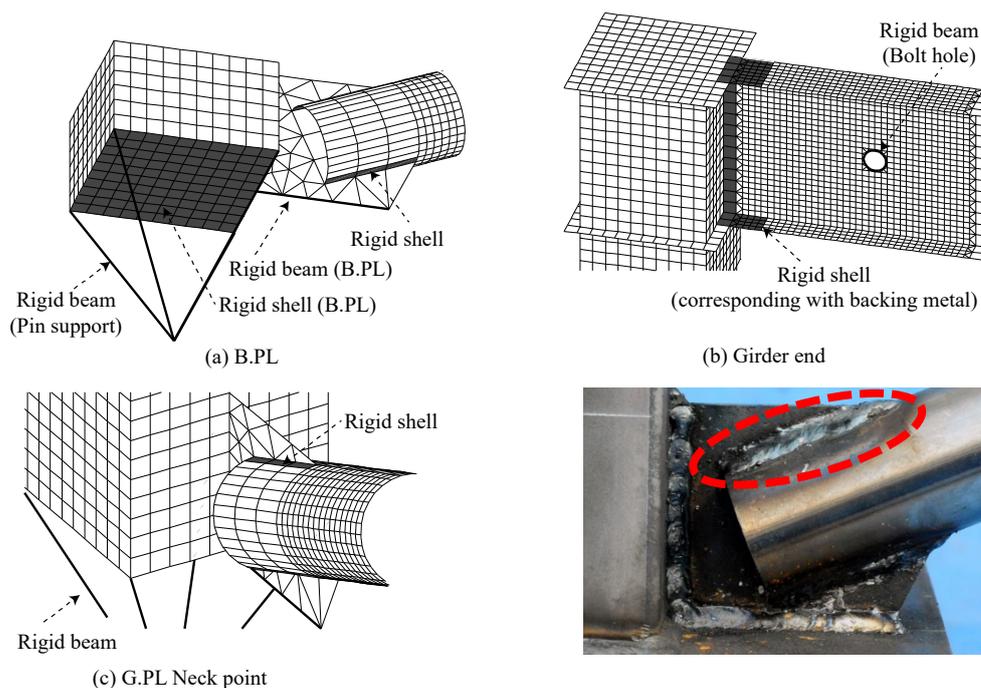


Fig. 3.2.2 Rigid element details

Fig. 3.2.3 に接触部詳細図を示す。加力治具②と梁材ウェブ板間は接触を定義し、ウェブ板の面外変形を拘束する。接触定義区間は加力治具②の全面と治具に接触する梁材ウェブ板であり、接触面法線方向の貫通を拘束し、接触面同士の摩擦は考慮しない。また、非線形接触はペナルティ法を用い、同法における諸係数は解析プログラムのデフォルト値を採用する。なお、加力治具②と梁材ウェブ板は貫通量 0 で接触している状態を初期条件とする。

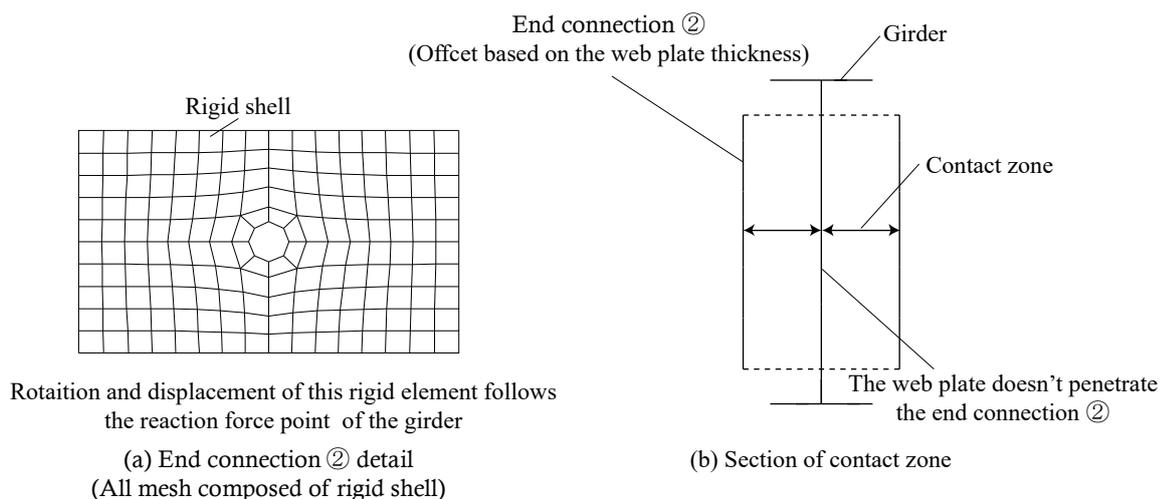
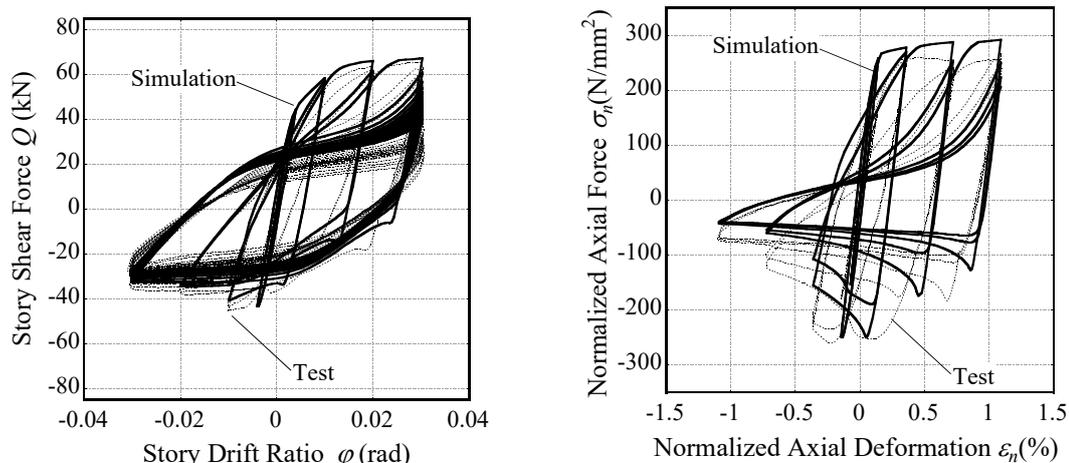


Fig. 3.2.3 Contact property details

Fig. 3.2.4 に主な荷重変形関係を示すように、解析値は実験値と概ね対応する。また、Fig. 3.2.5

の詳細図に示すように、解析モデルは実験と同様な局部座屈性状を再現する。



(a) Story shear force – story drift ratio relationships (b) Normalized axial force – deformation relationships

Fig. 3.2.4 Loading – deformation relationships

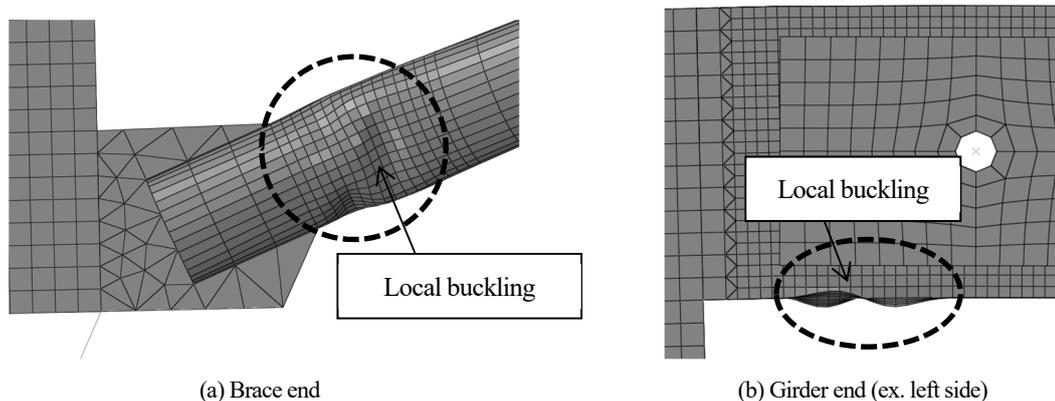


Fig. 3.2.5 Damage situation (corresponding with the quasi-static test result)

(b) ブレース局部座屈部における抽出要素と主歪の定義

抽出要素の歪値データの主歪方向と主歪面を定義して、変形が複雑化する局部座屈部を検証する。Fig. 3.2.6 に各々の定義を示す。円形鋼管ブレースでは、局部座屈後に局部歪が母材中央から縁部に推移する知見³⁻²⁾が得られており、特に Edge, Center と名付けた抽出要素を定義する。

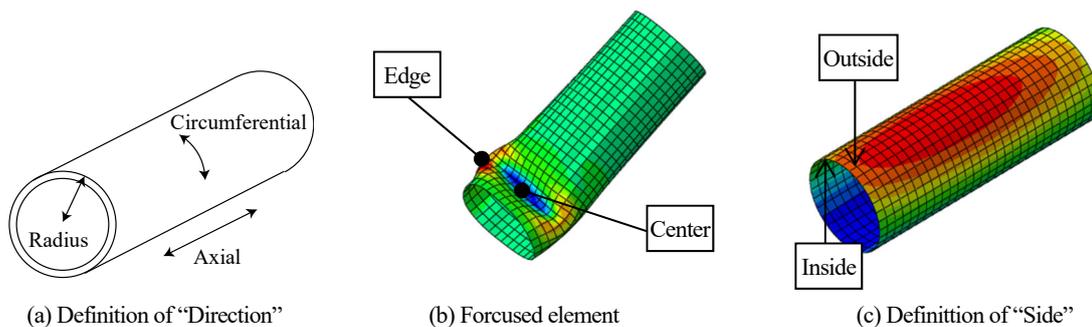


Fig. 3.2.6 Strain definition

局部座屈が進展すると、局部座屈部の変形は複雑化するため、式(3-1)で算出される三軸相当歪³⁻³⁾の指標を用いて主歪方向を決定する。

$$e_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3}(e_z^2 + e_r^2 + e_\theta^2 + 2e_{zr}^2)} \quad (3-1)$$

ここに、 e_{eq} ：三軸相当歪、 e_z ：軸方向歪、 e_r ：径方向歪、 e_θ ：周方向歪、 e_{zr} ：軸径方向せん断歪、

Fig. 3.2.7 に三軸相当歪による局部歪の比較を示す。局部歪は軸方向歪成分が三軸相当歪を包括しており、変形が複雑化する局部座屈部においても主歪の方向は概ね軸方向歪と判断する。

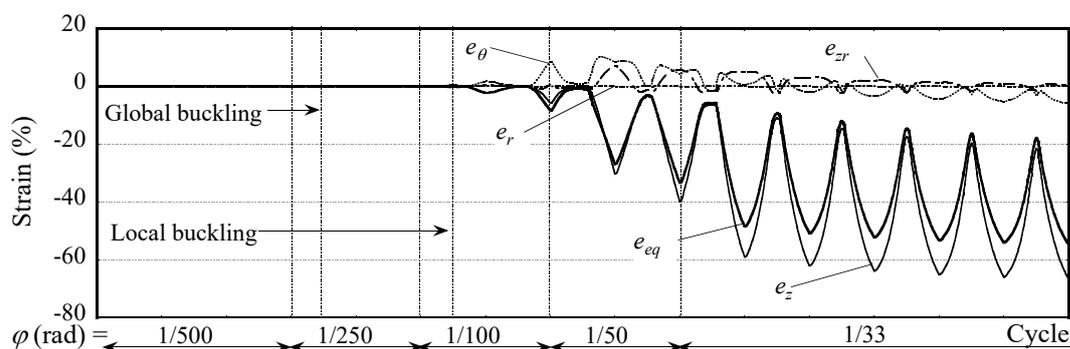


Fig. 3.2.7 Comparison of local strain history in Edge

Fig. 3.2.8 に軸方向歪の内側と外側の比較を示す。同図に示すように、局部歪は中央部で等価軸歪の10~20倍、縁部で30~40倍程度ある。また、歪は局部座屈の進展に従い縁部に集中し、中央部は引張側に偏る傾向が示され、既往の知見と対応する。同図より主歪面は外側と判断する。

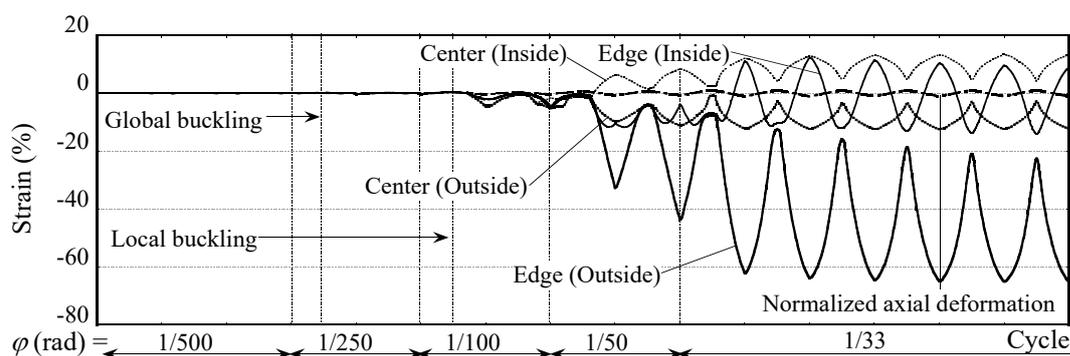


Fig. 3.2.8 Comparison of local axial strain

3.2.2. 軸方向歪の周方向分布の推移

変形が複雑化するブレース中央の局部座屈部について分析する。Fig. 3.2.9 に軸方向歪の周方向分布を示す。同図(a)に示すように、実験と同様に骨組の面外方向にブレースが座屈たわみを生じる場合には、縁部歪は片側に偏る傾向を示す。これは本試験体のブレースが柱梁骨組に対して剛接合されており、ブレースに対する骨組の面内方向の強制曲げと、ブレース面外座屈が連成するためである。同図(b)に示すように、ブレースが面内方向に座屈たわみを生じる場合は、既往研究の知見³²⁾と同じく、縁部歪は中央部から対称的に集中する。同図(a)より、骨組の面内曲げと面外座屈が連成する場合は片側縁部への損傷集中が推測され、同図(a)の亀裂発生時のブレース中央局部座屈部の写真に示すように、面外座屈を生じた実験時も片側縁部から亀裂進展する様子が確認されている。同図(a)に示すように、骨組の面内曲げとブレースの面外曲げが連成する場合は、載荷履歴にしたがって層間変形角が進展しても中央部歪があまり増大しない傾向を示す。その一方で、中央部に対する縁部の歪集中は、面外方向に座屈する場合で 5~6 倍、面内方向に座屈する場合で 1.5~2 倍であるものの、縁部歪の最大値は座屈たわみの発生方向によらず概ね同等である。

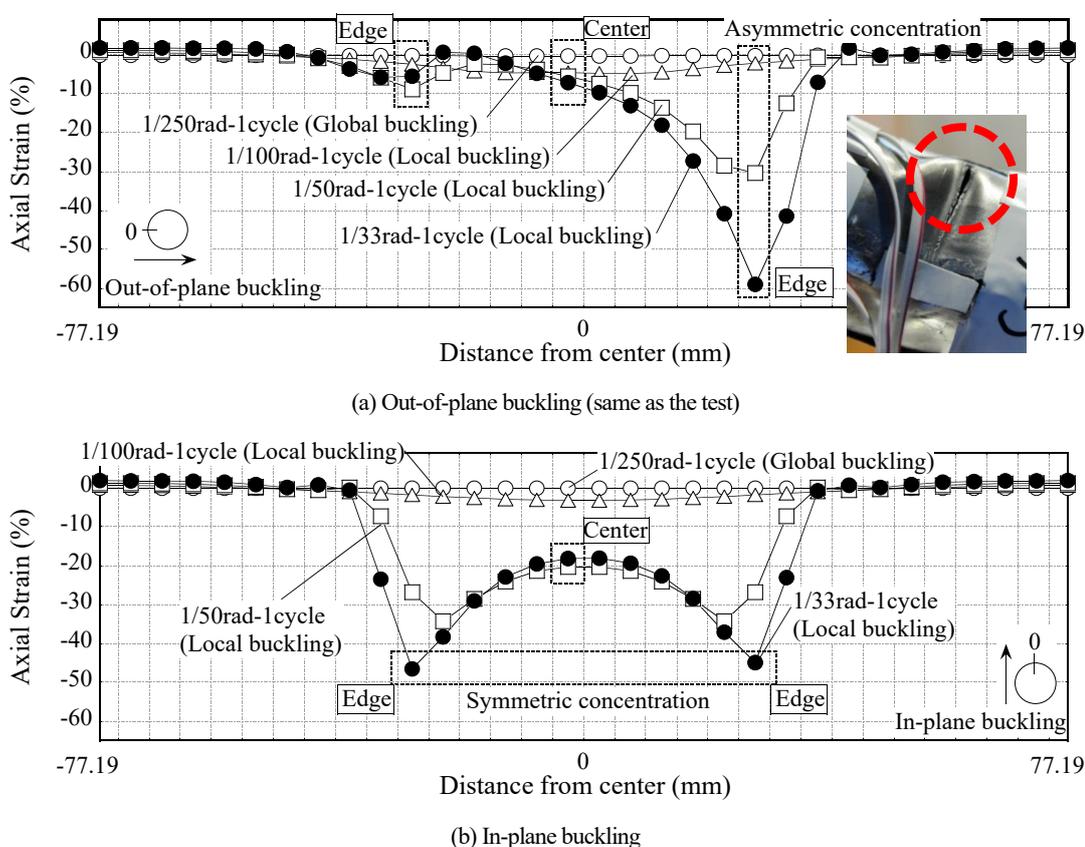


Fig 3.2.9 Axial strain distribution

3.2.3. 部材破断時期評価に与えるブレース座屈方向の影響

ブレース部材破断時期について、実験結果、既往手法の評価時期、解析データによる破断評価時期(以降、解析評価値)を比較する。ここで、解析データによる破断評価時期は、縁部抽出要素単体の応力-主歪履歴から累積塑性歪 $\Sigma \Delta \epsilon_{hp}$ と平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \epsilon_{hp}}$ を算出して評価する。平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \epsilon_{hp}}$ はレインフロー法にて求める。Table 3.2.2 に亀裂発生評価時期の比較を示す。解析評価値はブレース座屈発生方向により差異がみられるが、実験結果より 2~3cycle 早く破断評価となり、実験結果に対して安全側の評価結果となった。これは Coffin-Manson 則を利用した低サイクル疲労破壊評価が、本論の範囲で FEM の局部歪に対しても適用可能であることを示している。

Table 3.2.2 Comparison of the instant of the brace crack to test result

Calculation	FEM with Coffin-Manson (Out-of-plane buckling)	FEM with Coffin-Manson (In-plane buckling)	Test Result
$\varphi=1/33\text{rad}$ 3cycle	$\varphi=1/33\text{rad}$ 1cycle	$\varphi=1/33\text{rad}$ 2cycle	$\varphi=1/33\text{rad}$ 4cycle

次に縁部抽出要素の応力-歪関係を用いて歪振幅拡大係数評価値を比較する。ここで、歪振幅拡大係数の解析値は等価軸歪振幅と縁部抽出要素の主歪の比として算出する。Fig. 3.2.10 に歪振幅拡大係数の履歴を示す。ブレースが面外座屈する場合は、解析値が評価値をやや上回るものの、概ね解析値と評価値は対応し座屈方向が歪振幅拡大係数に与える影響は小さい。

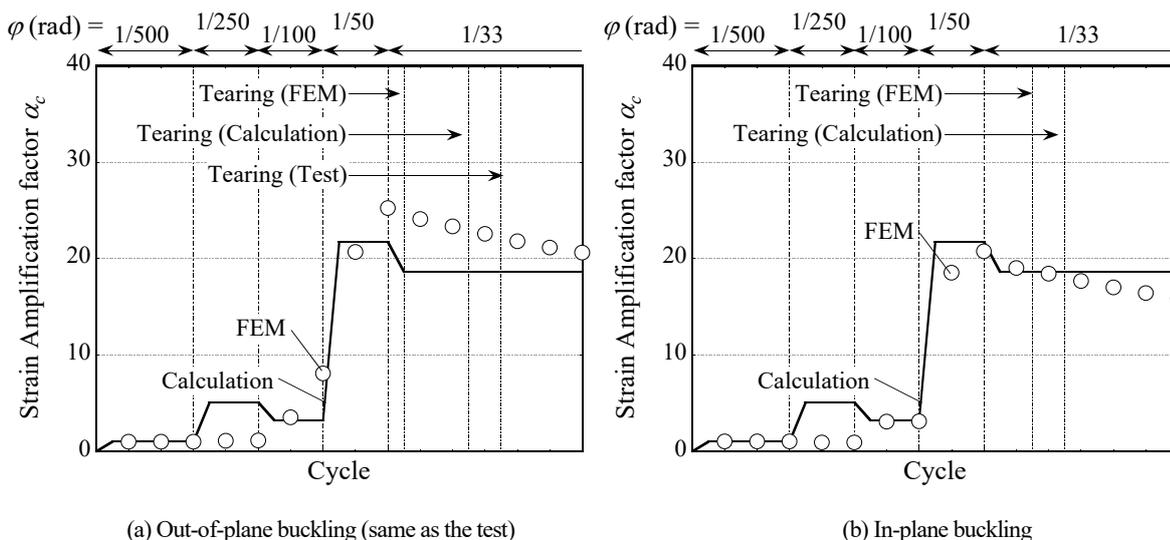


Fig. 3.2.10 Strain Amplification factor history

3.3. ブレース断面諸元に着目した広範な数値解析検証

前節の結果から、有限要素法モデルを用いた補完解析は妥当であり、各種の検証に適用可能であることが示された。次に本節は、ブレース断面に着目した広範なパラメトリックスタディを行い、架構に配置され、骨組面内方向の付加曲げを受けるブレース部材の破壊性状、累積変形性能、部材破断時期評価手法の精度検証を行う。

3.3.1. モデルパラメータの概要

Table 3.3.1 に解析モデルのブレース部材断面諸元を示す。解析モデル名称は Fig. 3.3.1 の規則に従って命名する。パラメトリックスタディは、C742 を基準に、材料特性は同一として、ブレース部材の径厚比と細長比を変化させて解析モデルを構築する。また、細長比を約 70 一定とし、径厚比 13~85 とするモデル群と、断面積を約 180mm²一定とし、径厚比 12~91、細長比 46~140 とするモデル群の 2 種を設定する。細長比一定モデルは既往部材実験³⁻⁴⁾を踏襲した従来型のパラメータ設定であり、架構の有無による部材の累積変形性能の傾向を調査する。断面積一定モデルは径厚比に比例して保有水平耐力計算の部材ランク³⁻⁵⁾が向上するパラメータ設定であり、部材の累積変形性能と部材ランクの関係を議論する。

Table 3.3.1 Model parameter specification

Model Series	CHS Section ($D \times t$)	Diameter thickness ratio D/t	Slenderness ratio λ	Section area A (mm ²)	Brace rank ($F_y = \sigma_y$)
Constant slenderness ratio series	C785	$\phi 50.8 \times 0.6$	85	95	BB
	C764	$\phi 50.8 \times 0.8$	64	126	
	C751	$\phi 50.8 \times 1.0$	51	156	
	C742	$\phi 50.8 \times 1.2$	42	187	
	C732	$\phi 50.8 \times 1.6$	32	247	
	C722	$\phi 50.8 \times 2.3$	22	350	
	C713	$\phi 50.8 \times 4.0$	13	588	
Constant section area series	C591	$\phi 73.0 \times 0.8$	91	180	BA
	C661	$\phi 60.5 \times 1.0$	61	180	BA
	C742	$\phi 50.8 \times 1.2$	42	180	BB
	C924	$\phi 38.1 \times 1.6$	24	180	BB
	C1412	$\phi 27.2 \times 2.3$	12	180	BC

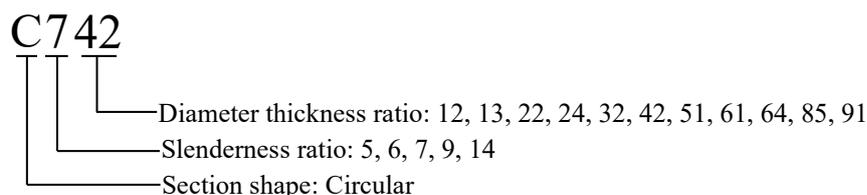


Fig. 3.3.1 Model name rule

解析モデルにおいては、ブレース部材の母材中央部または G.PL 接合部端部に局部座屈が発生すると想定してメッシュ分割の粗さを決定する。Fig. 3.3.2 にブレース部の詳細図を示す。解析結果の精度を考慮して、ブレース部材の局部座屈が想定される領域 A, C の要素分割は、軸方向の要素長さを各ブレースの局部座屈半波長(式(3-2))で除した値が C742 と等しくなる要素サイズを決定し、周方向の要素長さは長辺比が 1:1(正方形)となるように分割する。メッシュ分割の詳細は Table 3.3.2 に示す。その他の解析モデルの構築は C742 に準じ、元たわみは骨組面外方向に与える。

$$l_p = \pi \sqrt{\frac{Dt}{6}} \quad (3-2)$$

パラメトリックスタディでは、ブレース中央部と端部の部材破断(亀裂発生)を評価する。部材破断は、局部座屈部で塑性ひずみが最も集中している抽出要素メッシュの平均塑性歪振幅 $\Delta\epsilon_{ip}$ と累積塑性歪 $\Sigma\Delta\epsilon_{ip}$ をレインフロー法により算出し、Manson-Coffin の式から求められる鋼素材(SS400)の疲労破断条件式 $\Sigma\Delta\epsilon_{ip} = 3857 \Delta\epsilon_{ip}^{-1.13}$ と比較して判定する。この手法の妥当性は 3.2.3 節に示しており、実験結果に対して安全側の評価を与えることを確認している。なお、本検討においても三軸相当歪を用いた比較を行い、主歪方向は軸方向、主歪面は外側であることを確認しており、部材破断の評価は抽出要素外側の軸方向歪を用いる。

荷重方法や数値算出方法は準静的荷重実験および前節と同様である。以降の結果は、荷重履歴の層間変形角 φ ($= 1/500, 1/250, 1/100, 1/50, 1/33 \text{ rad}$)に対応する、ブレースの無次元化軸変形量 ϵ_n ($= 0.07, 0.14, 0.36, 0.72, 1.09 \%$)で示している。

ブレース部材の累積変形性能は、無次元化軸変形量の累積値 $\Sigma\epsilon$ 、あるいは軸方向の無次元化塑性エネルギー吸収量の台形積分値(式(3-3))を指標とする

$$\chi_w = \frac{\sum (\sigma_{ni} + \sigma_{ni-1})(\epsilon_{ni} - \epsilon_{ni-1}) / 2}{\sigma_y} \quad (3-3)$$

ここに σ は無次元化荷重、 σ_y は無次元化降伏荷重、 ϵ は無次元化変形量(%), i はサンプリング番号である。

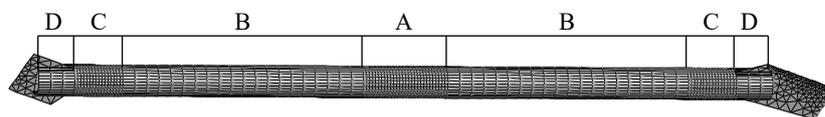


Fig. 3.3.2 Modeling detail of the brace (ex. C742)

Table 3.3.2 Mesh detail of the brace

(a) Fine mesh size (area A, C)

Model series		Diameter D (mm)	Thickness t (mm)	Division numbers of Circumferential	Circumferential elemnt length l_{div} (mm)	Axial element length l_{axi} (mm)	Plastic buckling half wavelength l_p (mm)	l_{axi}/l_p
Constant slenderness ratio series	C785	50.8	0.6	46	3.47	3.50	7.08	0.49
	C764	50.8	0.8	38	4.20	4.12	8.17	0.50
	C751	50.8	1	34	4.69	4.67	9.14	0.51
	C742	50.8	1.2	32	4.98	5.00	10.01	0.50
	C732	50.8	1.6	28	5.70	5.83	11.56	0.50
	C722	50.8	2.3	22	7.25	7.00	13.86	0.51
	C713	50.8	4	18	8.86	8.75	18.27	0.48
Constant section area series	C591	73	0.8	46	4.98	5.00	9.80	0.51
	C661	60.5	1	38	5.00	5.00	9.97	0.50
	C742	50.8	1.2	32	4.98	5.00	10.01	0.50
	C924	38.1	1.6	24	4.98	5.00	10.01	0.50
	C1412	27.2	2.3	18	4.74	5.00	10.14	0.49

(b) Axial mesh length

Model series		Area A			Area B			Area C			Area D		
		A (mm)	Division numbers	Element (mm)	B (mm)	Division numbers	Element (mm)	C (mm)	Division numbers	Element (mm)	D (mm)	Division numbers	Element (mm)
Constant slenderness ratio series	C785	140	40	3.50	400	20	20.00	80	23	3.48	60	3	20.00
	C764	140	34	4.12	400	20	20.00	80	19	4.21	60	3	20.00
	C751	140	30	4.67	400	20	20.00	80	18	4.44	60	3	20.00
	C742	140	28	5.00	400	20	20.00	80	16	5.00	60	3	20.00
	C732	140	24	5.83	400	20	20.00	80	14	5.71	60	3	20.00
	C722	140	20	7.00	400	20	20.00	80	12	6.67	60	3	20.00
	C713	140	16	8.75	400	20	20.00	80	9	8.89	60	3	20.00
Constant section area series	C591	140	28	5.00	380	20	19.00	80	16	5.00	60	3	20.00
	C661	140	28	5.00	390	20	19.50	80	16	5.00	60	3	20.00
	C742	140	28	5.00	400	20	20.00	80	16	5.00	60	3	20.00
	C924	140	28	5.00	400	20	20.00	80	16	5.00	60	3	20.00
	C1412	140	28	5.00	400	20	20.00	80	16	5.00	70	3	23.33

3.3.2. 破壊性状と累積変形性能

Fig. 3.3.3 にブレース断面形状と FEM 解析上の座屈性状の比較を、Table 3.3.3 にブレースの損傷進展状況などを示す。Fig. 3.3.3 には異なる境界条件での既往の単体部材実験^{3-2), 3-4), 3-6)}も併記している。また、Fig. 3.3.4 に代表的なブレースの損傷状況を示す。架構内に配置された径厚比 $D/t \geq$ 約 20 の円形鋼管ブレースは、C742 の実験結果と同様に、端部にも局部座屈を生じる(Figure 3.3.4 (b))。同様の D/t 範囲の単体部材実験^{3-4), 3-6)}では端部に局部座屈を生じておらず、これが架構による骨組面内方向の付加曲げの有無による差異と考えられる。特に $D/t \geq$ 約 60 では、Figure 3.3.4 (a)と Table 3.3.3 に示すように、全体座屈後に端部のみに局部座屈を生じて塑性歪が集中し、破断が判定された。一方、 $D/t \leq$ 約 20 では、母材中央や端部に応力集中が確認されるものの、局部座屈は確認されなかった(Figure 3.3.4 (c))。以上より架構に偏心かつ剛接合された円形鋼管ブレース部材の破壊性状は径厚比に応じて、端部のみに局部座屈を生じて破壊するI型($D/t \geq$ 約 60)、端部と中央部に局部座屈を生じて中央部が先行破壊するII型(約 20 $\leq D/t \leq$ 約 60)、層間変形角 $\varphi = 1/33$ rad 以下では局部座屈を生じないIII型($D/t \leq$ 約 20)に分類される。

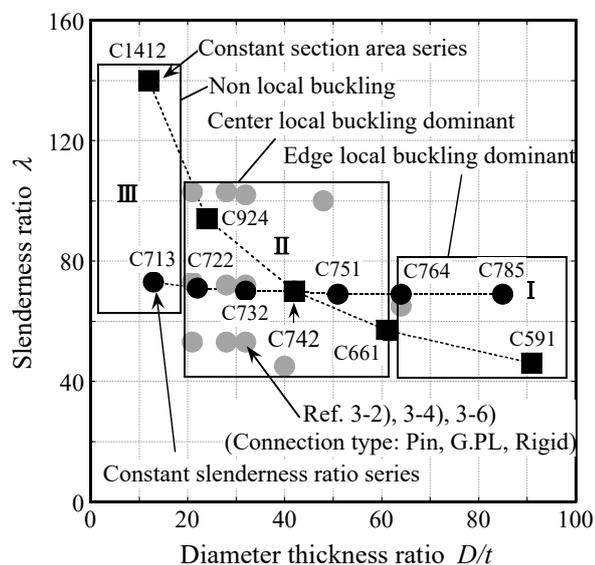
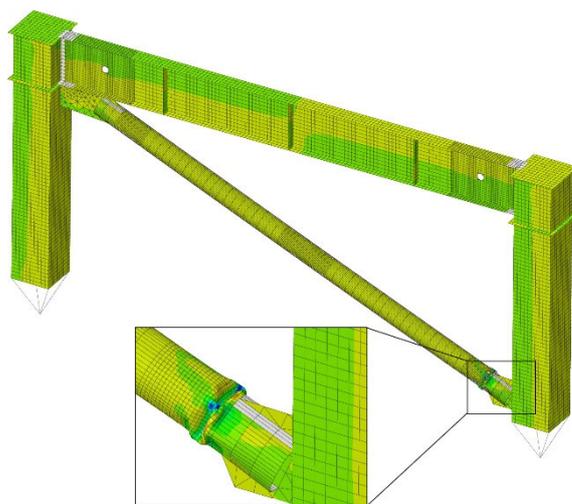


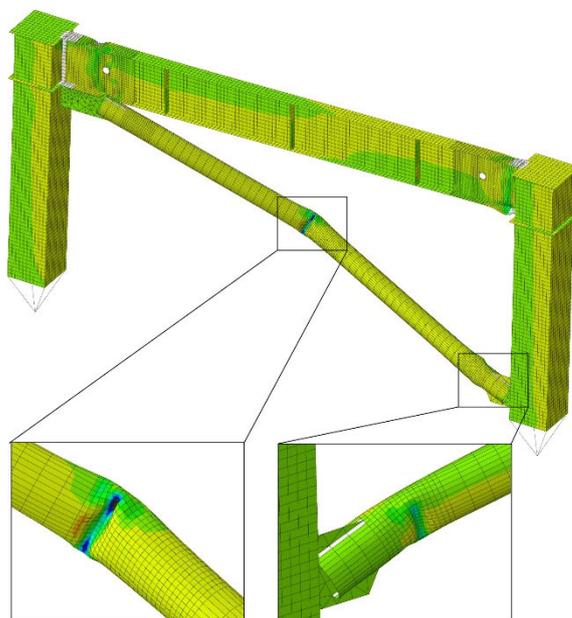
Fig. 3.3.3 Fracture type of braces corresponding with section properties

Table 3.3.3 Detail results

Model Series		Global buckling	Local buckling (center)	Local buckling (edge)	Initial tearing (evaluation)		Cumulative deformation		Fracture type
		$\varepsilon_n(\%)$	$\varepsilon_n(\%)$	$\varepsilon_n(\%)$	$\varepsilon_n(\%)$	cycle	$\Sigma\varepsilon_n(\%)$	$\chi_w(\%)$	
Constant slenderness ratio series	C785	/	/	0.14	0.36	2	3.82	0.99	I
	C764	/	/	0.14	0.72	2	11.76	3.69	
	C751	0.14	0.36	0.36	1.09	1	11.76	3.47	II
	C742	0.14	0.36	0.36	1.09	2	16.13	4.48	
	C732	0.14	0.72	0.72	1.09	3	20.49	5.74	
	C722	0.14	0.72	/	1.09	4	24.86	6.79	
	C713	0.14	/	/	1.09	13	88.17	14.81	
Constant section area series	C591	/	/	0.14	0.72	1	7.06	2.04	I
	C661	0.14	0.36	0.36	0.72	2	8.51	2.46	II
	C742	0.14	0.36	0.36	1.09	2	16.13	4.48	
	C924	0.14	0.36	1.09	1.09	3	20.49	3.65	
	C1412	0.14	/	/	1.09	19	90.35	16.26	III



(a) Type I (Edge local buckling dominant, ex. C785)



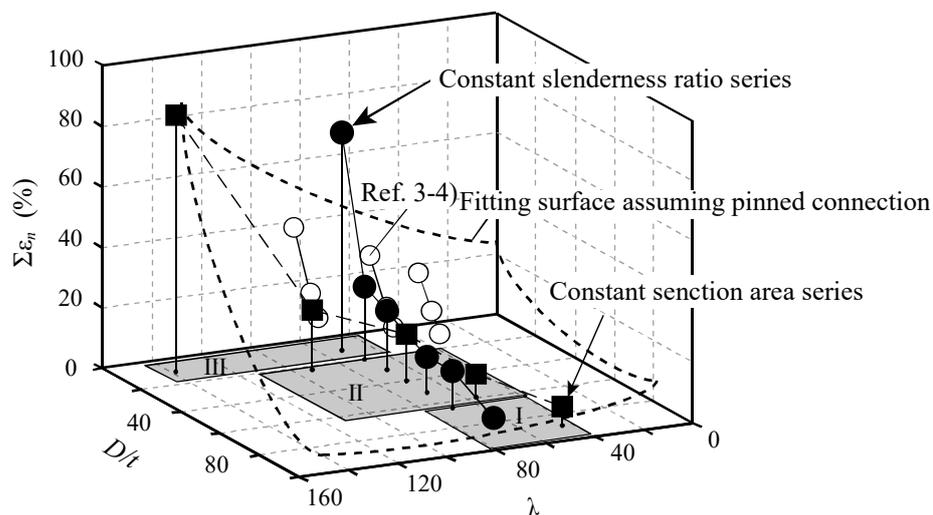
(b) Type II (Center local buckling dominant, same as the C742 test)



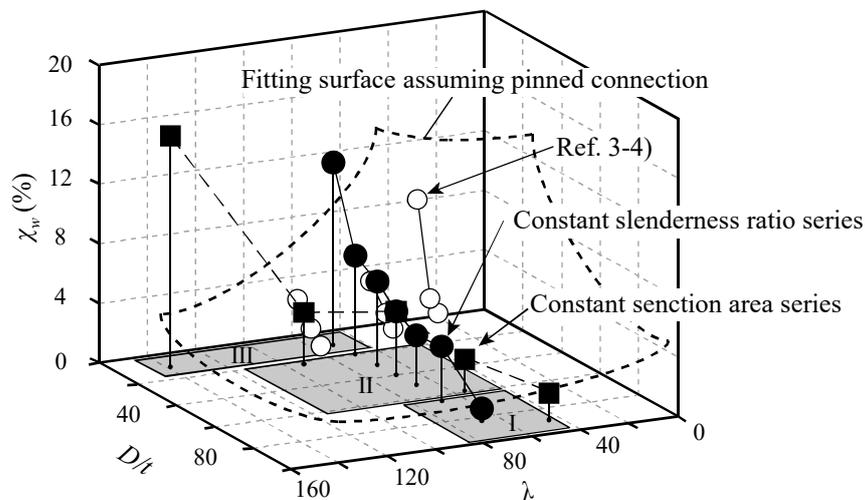
(b) Type III (Non-buckling, ex. C713)

Fig. 3.3.4 Fracture type schematic

Fig. 3.3.5 にブレース断面形状と破断判定までの累積変形性能関係を示す。同図は両端ピン接合の部材実験結果^{3,4)}を併記している。同図および Table 3.3.3 に示すように、架構内のブレース部材の累積変形性能は、既往部材実験^{3,4)}と同様に径厚比に反比例する傾向が示され、両端ピンの単体部材実験と同様の値となった。これは端部が先行破壊するI型のブレースでは、単体部材における中央と同等の歪集中が生じているためと考えられる。断面積一定モデルは鋼材量が等価で、保有水平耐力計算では径厚比が大きいほど部材ランクが向上し経済的な設計となる。しかし、実際は Table 3.3.3 に示すように、部材ランクは劣るが厚い断面形状の方が累積変形性能は高い。一方、本解析において、局部座屈を生じないIII型のブレース部材は相対的に高い累積変形性能が得られた。ただし、本試験体の端部の G.PL 接合部仕様は、若林らが割込み板溶接部の破断により累積変形性能が低下する結果^{3,7)}を報告しており、この点は改めて性能確認実験を行う。



(a) Cumulative normalized axial deformation capacity



(b) Cumulative normalized axial plastic dissipation energy

Fig. 3.3.5 Cumulative deformation capacity corresponding with section properties

3.3.3. 部材破断時期評価手法の適用性

既往の部材破断時期評価の精度を検証する。接合部条件の影響を検証するため、本節では、座屈長さ係数を精算して歪振幅拡大係数を評価する³⁻⁶⁾。ただし、振幅値を用いて座屈発生時期を評価する場合には、十分に安全側評価できることは第 2 章で判明しているため、本節の範囲では座屈発生時期等は解析時の挙動に準ずるように設定して精度検証する。骨組配置下では歪振幅拡大係数は G.PL 接合されたブレースが、母材中央で局部座屈を生じる場合の曲げモーメント分布は Fig. 3.3.6 で表される。 M_{pb} はブレースの全塑性モーメント、 M_{pg} は接合部折れ線を断面とする G.PL の全塑性モーメントである。局部座屈(塑性ヒンジ)は概ねブレース中央部に生じるため、座屈長さおよび座屈長さ係数の精算値は Table 3.3.4 に示す通りとなる。同表に示すように、座屈長さは材長に対して 0.5~0.7 倍と評価される。殆どの試験体の接合部固定度が高く、概ね剛接合とみなせる。ただし、以降の評価では座屈長さ係数は下限値を 0.5(固定支持のオイラー座屈の理論値)とする。

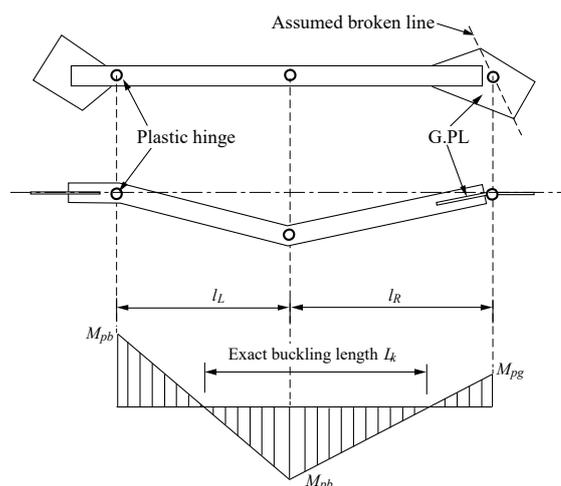


Fig. 3.3.6 Exact buckling length schematic

Table 3.3.4 Exact buckling coefficient

Model Series	M_{pb} (kNm)	M_{bg} (kNm)	Exact buckling length L_k (mm)	Buckling coefficient k
Constant slenderness ratio series	C785	0.40	580	0.48
	C764	0.53	623	0.51
	C751	0.66	654	0.54
	C742	0.79	679	0.56
	C732	1.03	714	0.59
	C722	1.44	752	0.62
	C713	2.34	816	0.76
Constant section area series	C591	1.11	713	0.60
	C661	0.94	698	0.58
	C742	0.79	679	0.56
	C924	0.57	632	0.52
	C1412	0.38	583	0.47

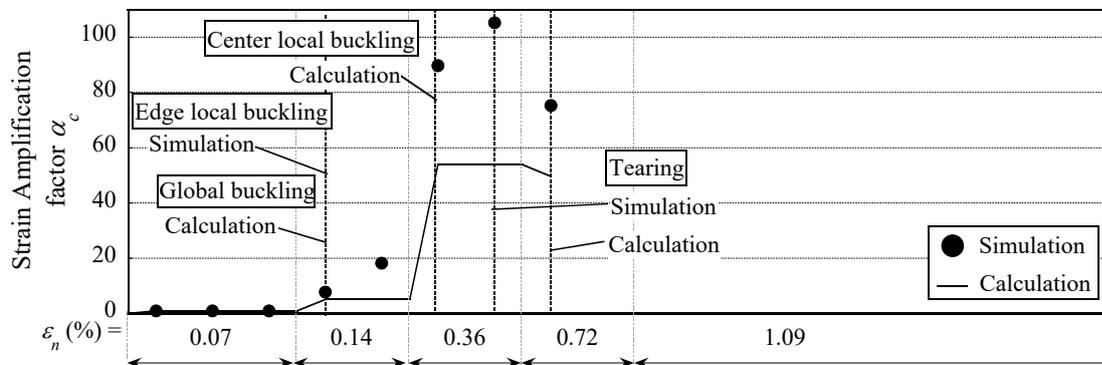
初めに歪振幅拡大係数の評価精度を検証する。

Fig. 3.3.7 にブレース端部の局部座屈が先行して亀裂発生に至る I 型のブレースの歪振幅拡大係数を示す。評価式は全体座屈を生じてから中央部での局部座屈の発生を想定しており、端部で早期に局部座屈を生じる I 型は想定していない。しかし、評価式の歪振幅拡大係数の推移は解析値と概ね対応し、破断時期も概ね対応していることが確認できる。よって評価式は I 型の局部歪でも評価可能であると考えられる。

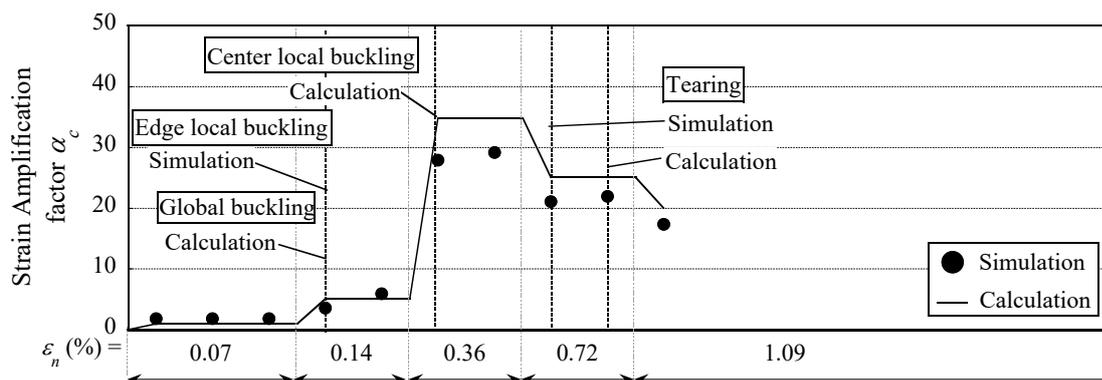
Fig. 3.3.8 と Fig. 3.3.9 にブレース母材中央の局部座屈が先行して亀裂発生に至る II 型のブレースの歪振幅拡大係数を示す。同図より径厚比が 30 以下についてはやや危険側の評価となっているものの、評価式の歪振幅拡大係数の推移および破断時期予測は解析値と概ね対応している。

Fig. 3.3.10 に本検討の荷重履歴範囲内で局部座屈しない III 型のブレースの歪振幅拡大係数を示す。同図に示す通り、局部座屈を生じないため、歪振幅拡大係数は I 型、II 型よりも比較的小さい値となっている。しかし、評価式の歪振幅拡大係数の推移は解析値と概ね対応している。

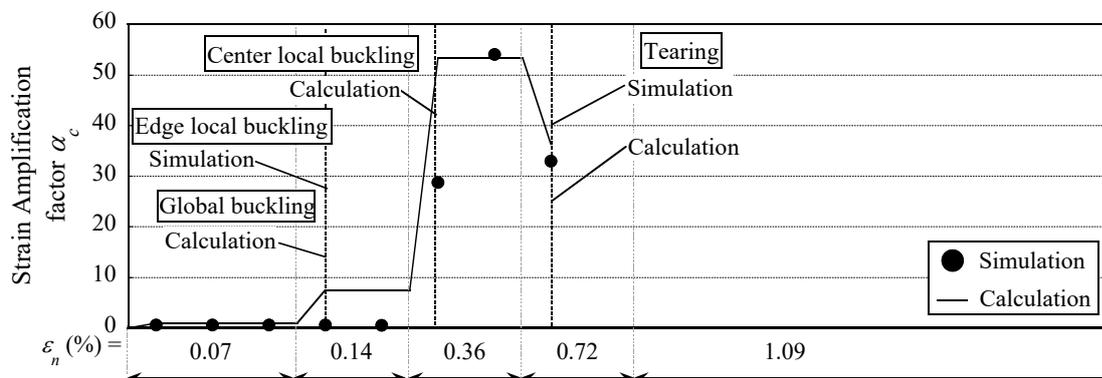
以上より、接合部条件を考慮した座屈長さを適用することで、骨組に配置されたブレース部材についても歪振幅拡大係数は妥当な評価が可能と考えられる。



(a) C785

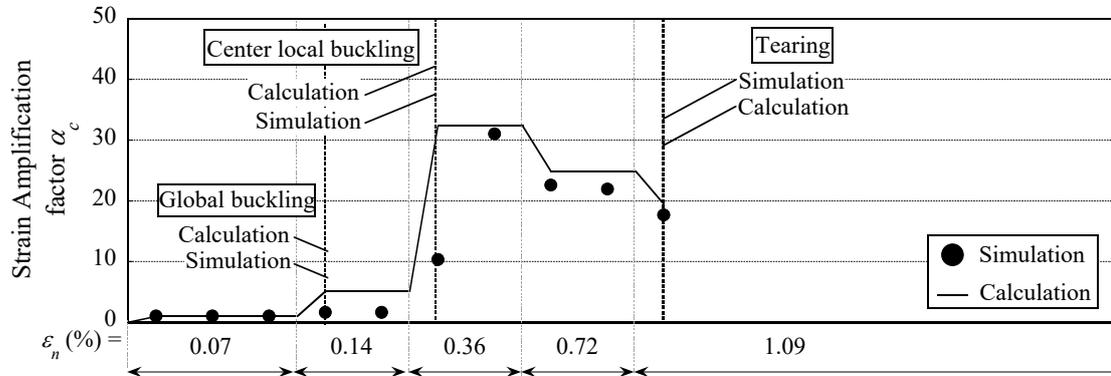


(b) C764

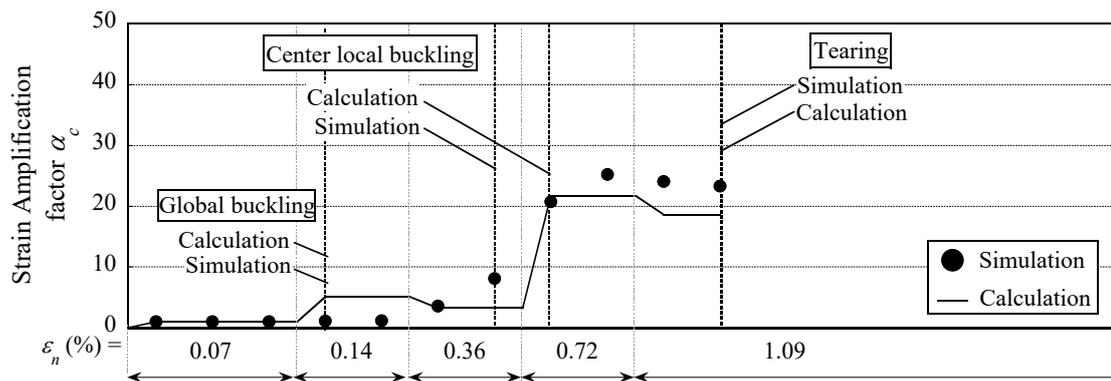


(b) C591

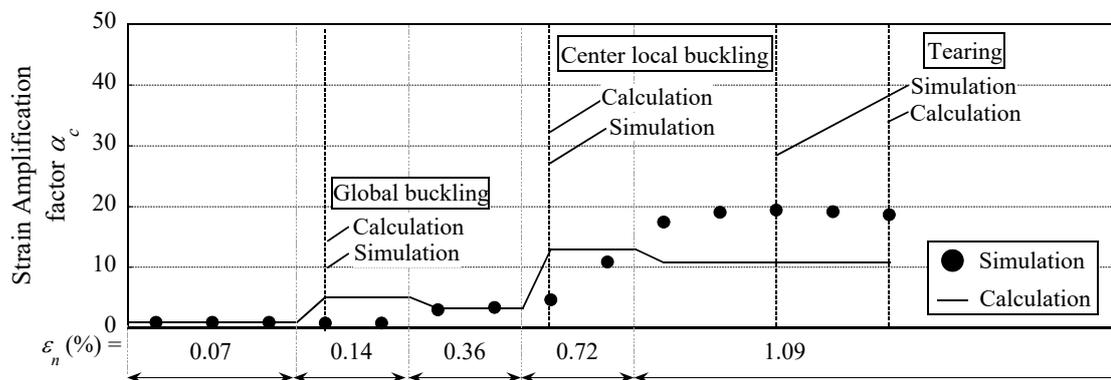
Fig. 3.3.7 Strain Amplification factor history (Type I: Edge local buckling dominant)



(a) C751

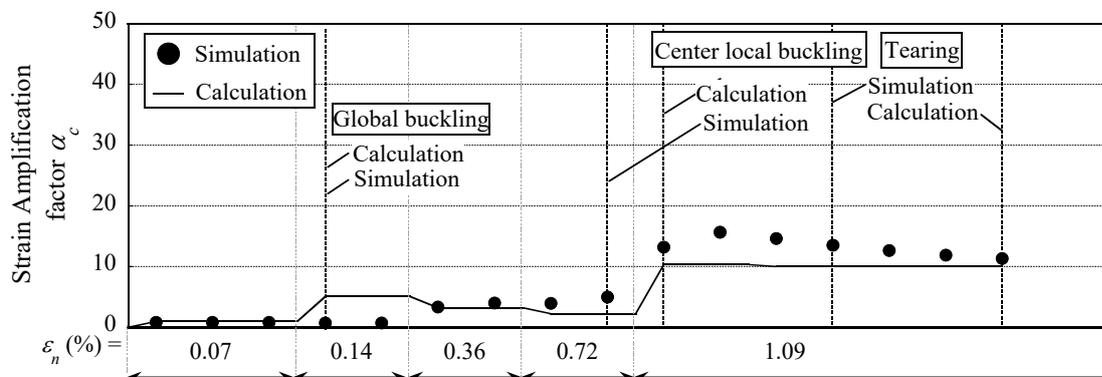


(b) C742

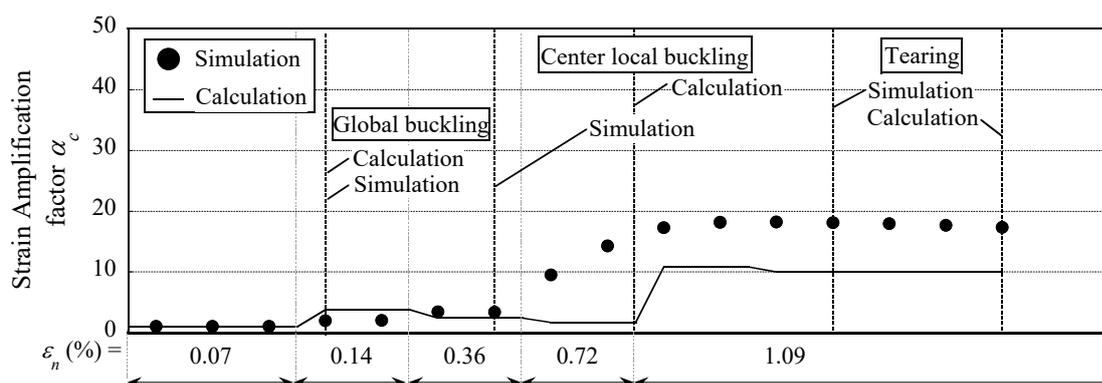


(b) C732

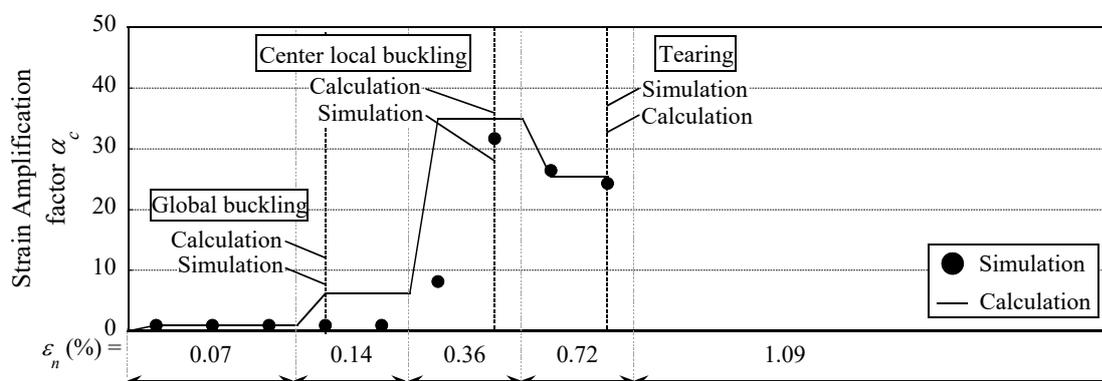
Fig. 3.3.8 Strain Amplification factor history (Type II: Center local buckling dominant)



(a) C722

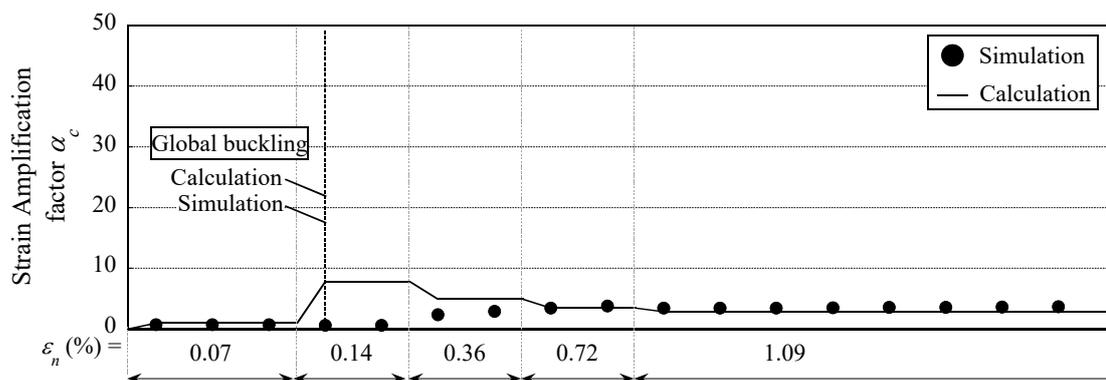


(b) C924

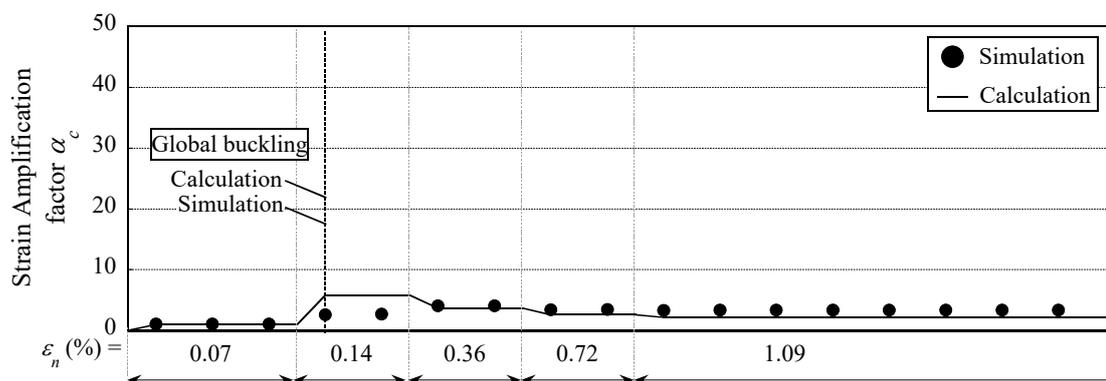


(b) C661

Fig. 3.3.9 Strain Amplification factor history (Type II: Center local buckling dominant)



(a) C713



(b) C1412

Fig. 3.3.10 Strain Amplification factor history (Type III: Non-local buckling)

Table 3.3.5 に部材破断(亀裂発生)評価時期を, Fig. 3.3.11 に累積無次元化吸収エネルギー χ_w の評価を示す。同表に示すように, 既往評価手法は, 架構に剛接合された円形鋼管ブレース部材に対し, 最大 $\varepsilon_n = 1.09\%$ -4cycle 程度の誤差で破断を判定する。一方, Fig. 3.3.7 に示すように, 既往の部材実験結果も含めると, χ_w は最小-75%, 最大 50%, 平均+4.0%の誤差で対応する。なお, 端部局部座屈部が破壊するI型は同評価法の仮定する破壊モードと異なり, χ_w はやや過大評価となるが, 破断判定時期は $\varepsilon_n = 0.72\%$ -1cycle 以内で捉えられた。以上より, 母材部で破壊を生じる限りに置いて, I型を含め骨組内のブレース部材の累積変形性能は, 既往評価手法で概ね検証可能と考えられる。後述する構造特性係数の評価の節では, 同評価法を静的入力下で, $D/t \leq \text{約 } 90$, ピン接合, 半剛接合, 剛接合, 架構内配置の円形鋼管ブレース部材に対して適用する。

Table 3.3.5 Comparison

Model Series		Modified Calculation		FEM with Coffin-Manson	
		$\varepsilon_n(\%)$	cycle (error)	$\varepsilon_n(\%)$	cycle
Constant slenderness ratio series	C785	0.72	1(+1)	0.36	2
	C764	1.09	1(+1)	0.72	2
	C751	1.09	1	1.09	1
	C742	1.09	2	1.09	2
	C732	1.09	5(+2)	1.09	3
	C722	1.09	7(+3)	1.09	4
	C713	1.09	13(-7)	1.09	20
Constant section area series	C591	0.72	1	0.72	1
	C661	0.72	2	0.72	2
	C924	1.09	7(+4)	1.09	3
	C1412	1.09	16(-3)	1.09	19

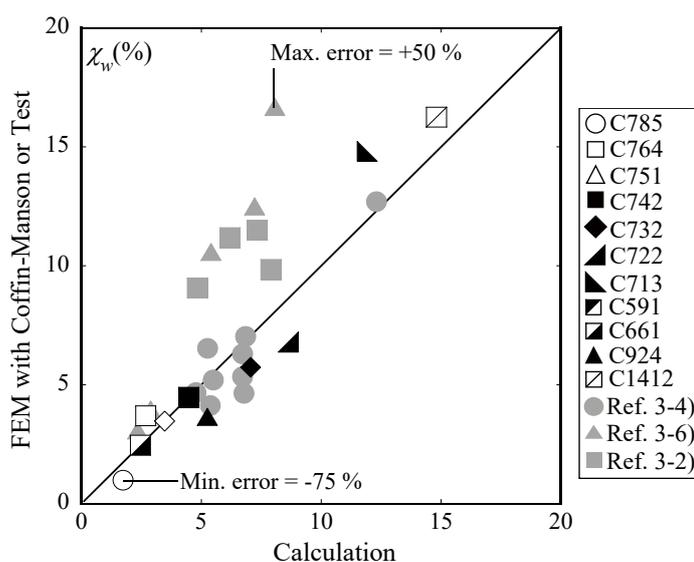


Fig. 3.3.11 Comparison of cumulative normalized axial plastic dissipation energy

3.4. 局部座屈を生じにくいブレース付鋼構造骨組の性能確認実験

続いて本節では、母材に局部座屈を生じにくく、C742 試験体より高い累積変形性能が期待されるブレース付鋼構造骨組とブレース部材の性能確認実験を行い、基準とする C742 試験体との比較で累積変形性能と崩壊挙動を検証する。

3.4.1. 試験体概要

(a) 全体概要

Table 3.4.1 に試験体諸元を示す。同表は比較の C742 試験体を含めて示している。試験体は $\phi 27.2 \times 3.2$ の円形鋼管または PL-6 \times 30 の平鋼を配置したブレース付鋼構造骨組(架構試験体)と、 $\phi 60.5 \times 5.5$ の円形鋼管ブレース(部材試験体)を採用し、C1412, 平鋼ブレース, C1412U 単体部材と試験体名を定義する。C1412 および平鋼ブレースの架構試験体は前節の断面積一定モデルに属し、有効細長比 35(BB)の C742 と比較して部材ランクや座屈後安定耐力は劣るが、局部座屈を生じにくく、累積変形性能の向上が期待される。平鋼ブレース試験体は一般的な引張ブレースの代表例として用意した試験体であり、特に局部座屈を生じにくい無垢断面形状の性能を比較する。C1412U は疲労性能が高い接合部仕様で設計された場合の性能を比較する。

Table 3.4.1 Member specification

(a) Brace

	Shape	Material	Diameter thickness ratio D/t	Section area A (mm ²)	Partial loss of section	Yield strength σ_y (N/mm ²)	Effective slenderness ratio λ_e (Member rank)	D_s
C742 (Frame)	$\phi 50.8 \times 1.2$	STKM11A	42.3	180	None	266	35 (BB)	0.35
C1412 (Frame)	$\phi 27.2 \times 2.3$	STK400	11.8	180	Neck point	401	70 (BC)	0.40
					None	423		
C1412U (Component)	$\phi 60.5 \times 5.5$	STK400	11	950	None	391	70 (BC)	-
Flat plate (Frame)	PL-6 \times 30	SS400	-	180	None	219	635 (BB)	0.35

(b) Column & girder (C1412 including partial losses of brace connections)

	Section	Material	Yield strength σ_y (N/mm ²)	Ultimate strength σ_u (N/mm ²)	Full plastic moment M_p (kNm)	Member rank
Column	\square -100 \times 100 \times 3.2	STKR400	310	435	13.5	FB
Girder	H-130 \times 40 \times 2.3 \times 2.3	SS400	354	444	7.4	FB

(c) Column & girder (C1412 and Flat plate)

	Section	Material	Yield strength σ_y (N/mm ²)	Ultimate strength σ_u (N/mm ²)	Full plastic moment M_p (kNm)	Member rank
Column	\square -100 \times 100 \times 3.2	STKR400	294	420	12.8	FB
Girder	H-130 \times 40 \times 2.3 \times 2.3	SS400	331	416	7.0	FB

一方、後述するように、実験ではブレース接合部の断面欠損や溶接部の応力集中により、ブレース部材が早期破断して累積変形性能が低下する結果が得られたため、実際の実験期間において接合部仕様の改善を試みた試験体も用意している。Table 3.4.1 (b) (c)に示すように、架構試験体の柱梁骨組はそれぞれ同程度の性能を有することを確認している。各試験体図は Fig. 3.4.1 ~ Fig. 3.4.4, 接合部仕様の詳細は Photo 3.4.1 ~ Photo 3.4.2 にそれぞれ示す。

(b) C1412 試験体

Fig. 3.4.1 と Photo 3.4.1 に示すように、 $\phi 27.2 \times 3.2$ の円形鋼管ブレースを配置する C1412 試験体は、板厚 6mm の G.PL を割込む切欠き部 (Neck point) について、欠損を残す試験体と、溶接時に全て埋戻しとグラインダー処理を行う試験体を用意する。

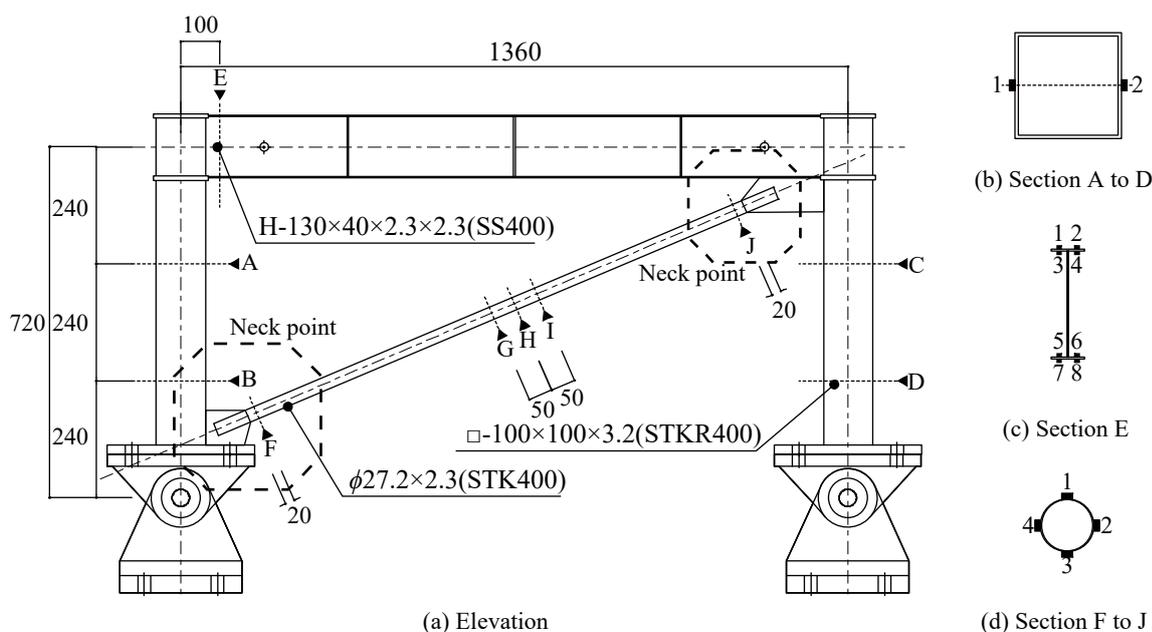
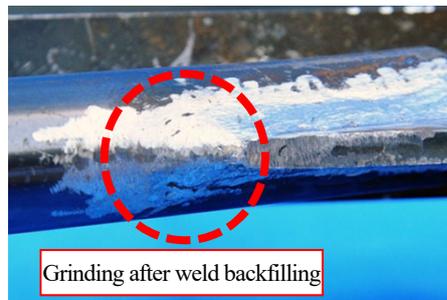


Fig. 3.4.1 Specimen drawing including strain gauge places (C1412, unit: mm)



(a) the specimen including partial loss of section area



(b) the specimen tring an improvement of the connection detail

Photo. 3.4.1 Connection detail (C1412, Neck point)

(c) C1412U 試験体

Fig. 3.4.2 と Photo 3.4.2 に示すように、C1412 試験体は G.PL を埋戻しても突端部の応力集中が緩和できなかったため、文献 3-8)で応力集中の緩和効果が報告されている U 字 R.PL を用い、境界条件もピン接合とした C1412U ($\phi 60.5 \times 5.5$)を用意する。なお、C1412U は接合部の境界条件が C1412 と異なるものの、有効細長比や径厚比は C1412 と同等に設計している。

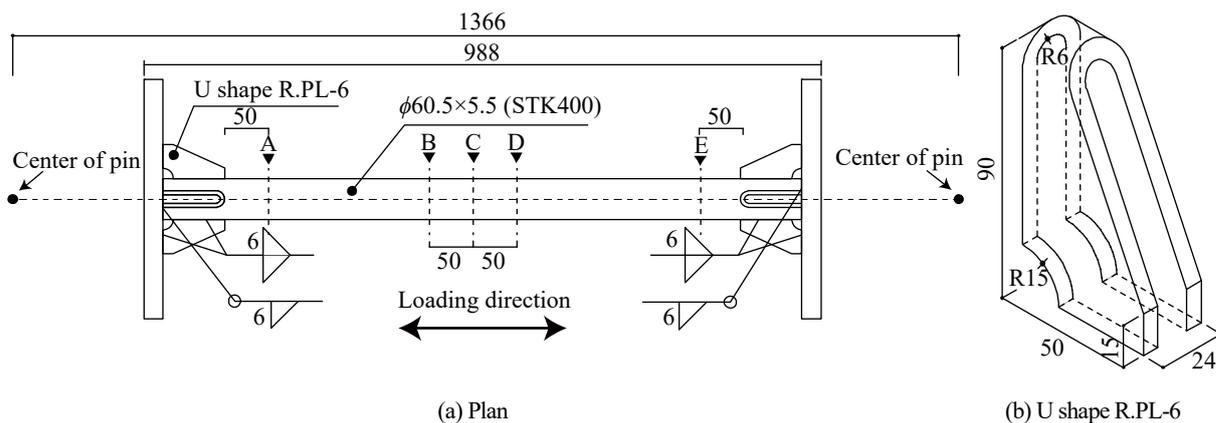


Fig. 3.4.2 Specimen drawing including strain gauge places (C1412U, unit: mm)



Photo. 3.4.2 Connection detail (C1412U)

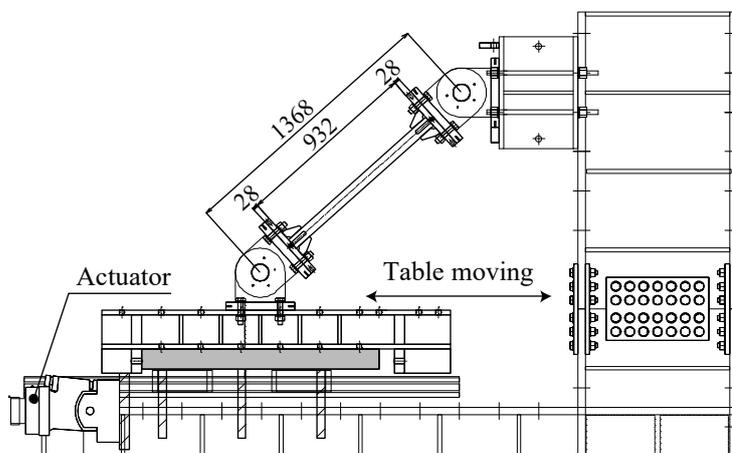


Fig. 3.4.3 Testing set-up (C1412U)

(d) 平鋼ブレース試験体

Fig. 3.4.4 に示すように、PL-6×30 の平鋼を配置した平鋼ブレース試験体は、平鋼ブレースを X 字に配置した試験体である。X 字の交点 (Cross point) に接合は無く、山形断面ブレース高力ボルト接合部も十分な縁端距離を設けている。

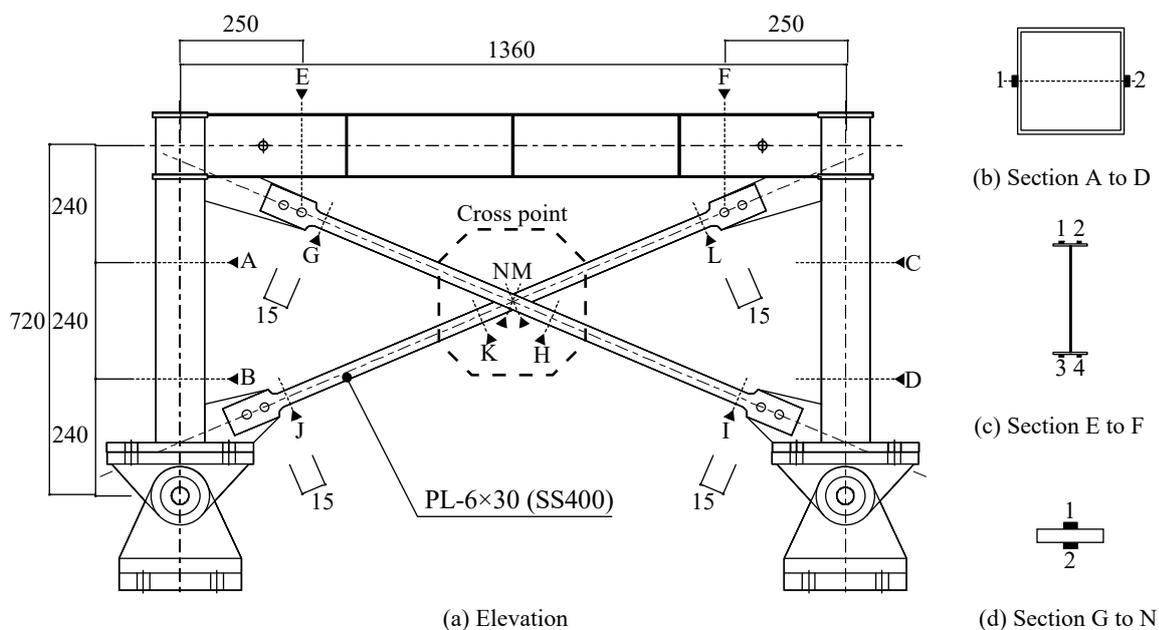


Fig. 3.4.4 Specimen drawing including strain gauge places (Flat plate, unit: mm)

(d) 実験概要

本実験は準静的繰返し载荷実験と振動台実験を行う。準静的繰返し载荷実験の対象は C1412, C1412U, 平鋼ブレース試験体の 3 種類であり、振動台実験の対象は C1412 試験体である。

架構試験体のセットアップおよび計測項目と数値算出は第 2 章の C742 試験体と同様であり、平鋼ブレースの負担荷重は 2 本一組で示す。Fig. 3.4.3 に示すように、C1412U は架構試験体と同じ試験フレームに別途固定し、振動台テーブルを水平に強制移動させることで载荷を行う。計測項目はブレースの軸方向の変形と荷重と歪であり、それぞれ軸方向に取付けたバネ式変位計とアクチュエータ反力と歪ゲージを用いて計測する。架構試験体の準静的繰返し载荷実験は層間変形角 ϕ により制御し、C1412U 部材試験体の準静的繰返し载荷実験は架構試験体のブレースが受ける無次元化軸変形量により制御する。架構試験体の振動台実験は固有振動特性と減衰性能を把握するための弾性振動実験と、試験体が倒壊と見なされるまで地震動を入力する振動倒壊実験の 2 種を行う。各载荷実験における試験プログラムは C742 試験体と同様である。

3.4.2. 準静的入力下における実験結果と考察

(a) C1412 試験体 (ブレース端部の断面欠損あり)

Fig. 3.4.5 に試験体状況と载荷履歴の比較を, Fig. 3.4.6 に荷重変形関係を, Photo 3.4.3 に主要な試験体状況を示す。

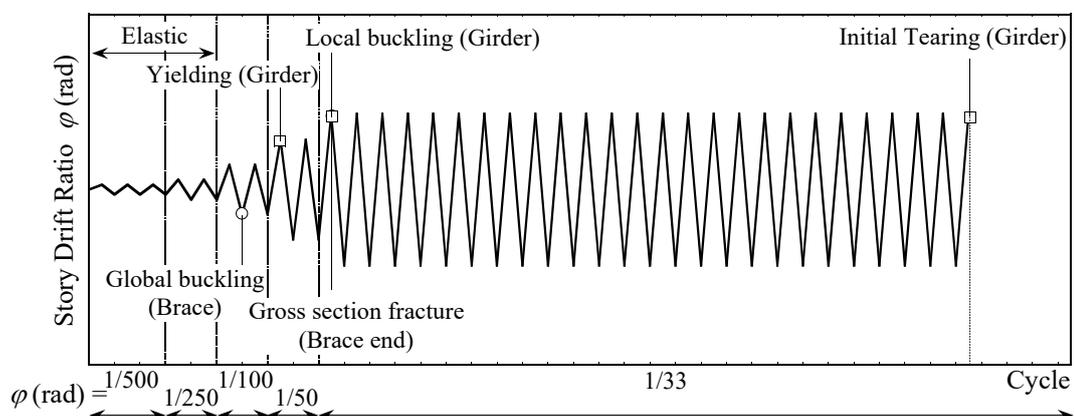


Fig. 3.4.5 Summary of damage condition (C1412 including partial loss of section area)

$\phi = 1/250$ rad

架構全体で応力弾性範囲。歪ゲージよりブレース端部に局所的な塑性化を確認。

$\phi = 1/100$ rad - 1 cycle - 圧縮

ブレース全体座屈発生。座屈たわみは骨組の面内方向(Photo 3.4.3 (a))に発生。これは断面欠損によりブレースの面内方向の曲げ剛性が面外方向より低いためと考えられる。ブレース負担力の低下ともなう骨組負担せん断力が増加。

$\phi = 1/50$ rad - 1 cycle

ブレース引張降伏経験。左右梁端降伏発生。Fig. 3.4.5 (b)に示すように、ブレース引張降伏耐力は材料試験結果を下回っており、切欠き部の断面欠損が影響していると考えられる。

$\phi = 1/33$ rad - 1 cycle

ブレース柱脚側端部にて引張破断発生(Photo 3.4.3 (b))。ブレースの破断ともなう骨組負担せん断力は完全破断と同時に急激に上昇し、その後に左右梁端に局部座屈発生した。

$\phi = 1/33$ rad - 26 cycle - 引張

梁左端付近の下フランジ局部座屈部に亀裂発生、ウェブまで亀裂貫通(Photo 3.4.3 (d))。

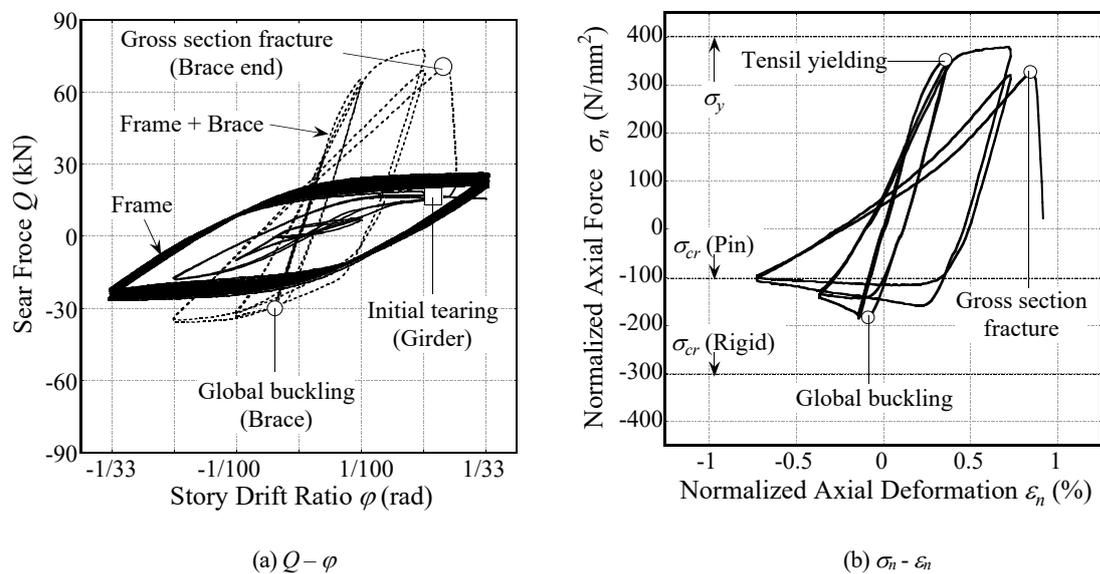


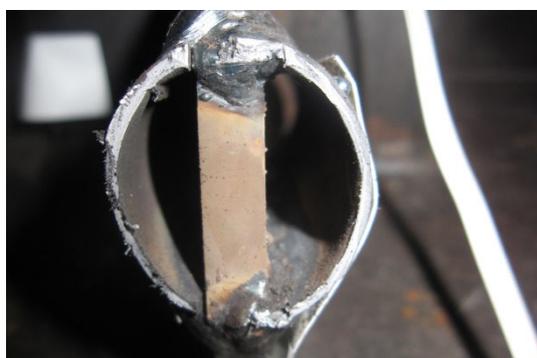
Fig. 3. 4. 6 Load – deformation relationships (C1412 including partial loss of section area)



(a) Brace global buckling (1/100rad-1cycle)



(b) Gross section fracture of brace end (1/33rad-1cycle)



(c) Fracture section of brace end (After testing)



(d) Fracture condition of beam end (After testing)

Photo 3. 4. 3 Damage condition (C1412 including partial loss of section area)

ブレース端部の破断原因を分析するための追加の再現解析を行う。解析モデルは 3.2 節に示した C1412 と概ね同様であるが、ブレースの材料特性に実際に使用された STK400 を適用し、ブレース端部は 1.5mm×1.5mm でメッシュ分割して詳細な応力分布の再現を試みた。メッシュサイズは切欠き残存部の実測値を基に決定し、切欠き部に相当するメッシュ要素を意図的に削除している。

Fig. 3.4.7 に端部欠損を有する場合の C1412 試験体の塑性歪分布を示す。同図より切欠き残存部周辺に歪集中が生じていることが確認できる。Fig. 3.4.8 に塑性歪集中部における平均塑性歪振幅の推移を示す。同図は切欠き部周辺で最も歪集中している要素の歪履歴をレインフロー法で処理して算出している。Fig. 3.4.8 (a)に示すように、切欠き部が残存しているモデルは、残存していないモデルと比べて実験時に破断を生じたステップで急激に平均塑性歪振幅が増大し、Fig. 3.4.8(b)に示すように、抽出要素は疲労寿命に達することが分かる。以上より、切欠き部の残存が破断原因であったと言える。切欠き部が残存しない場合では、平均塑性歪振幅は比較的強く抑えられており、同様な場合の性能確認として、次に切欠き部を溶接で埋戻した C1412 試験体の実験を行う。

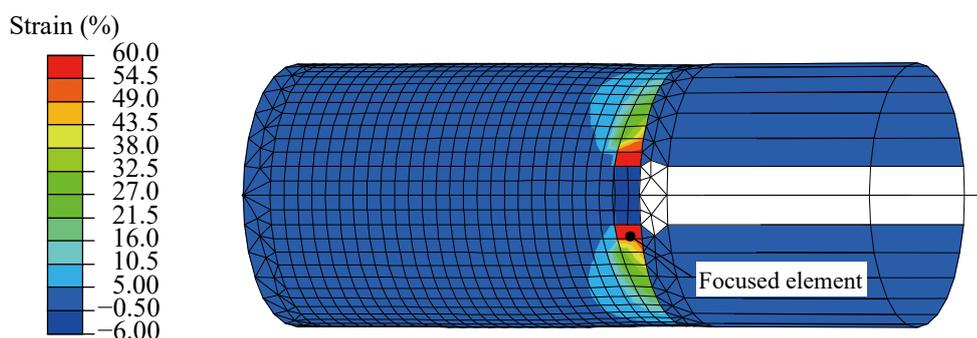
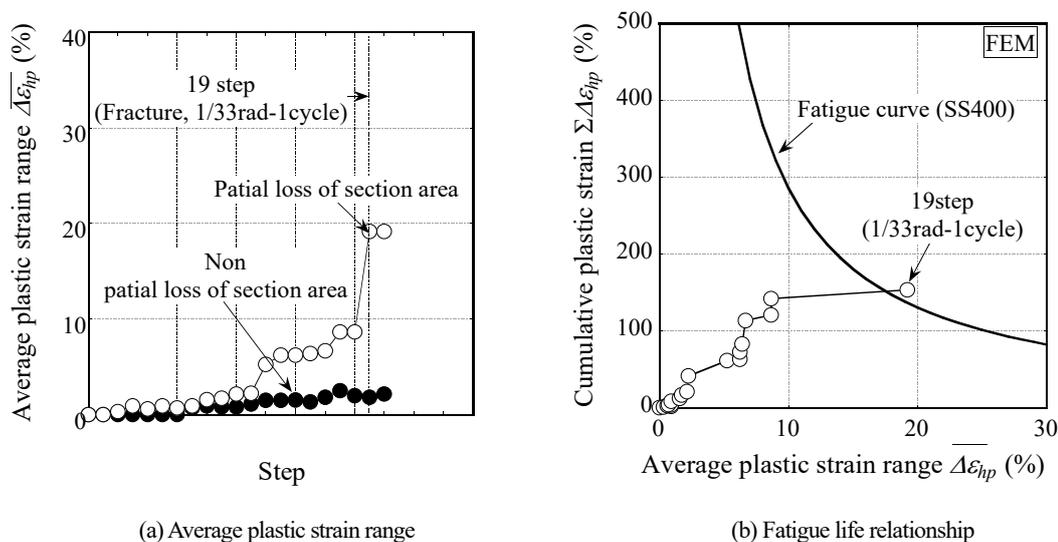


Fig. 3.4.7 Plastic strain distribution (C1412, 1/33 rad - 1cycle)



(a) Average plastic strain range (b) Fatigue life relationship
Fig. 3.4.8 Local plastic strain details of the focused element

(b) C1412 試験体 (ブレース端部の溶接埋戻しとグラインダー処理を施した)

Fig. 3.4.9 に試験体状況と载荷履歴の比較を, Fig. 3.4.10 に荷重変形関係を, Photo 3.4.4 に主要な試験体状況を示す。

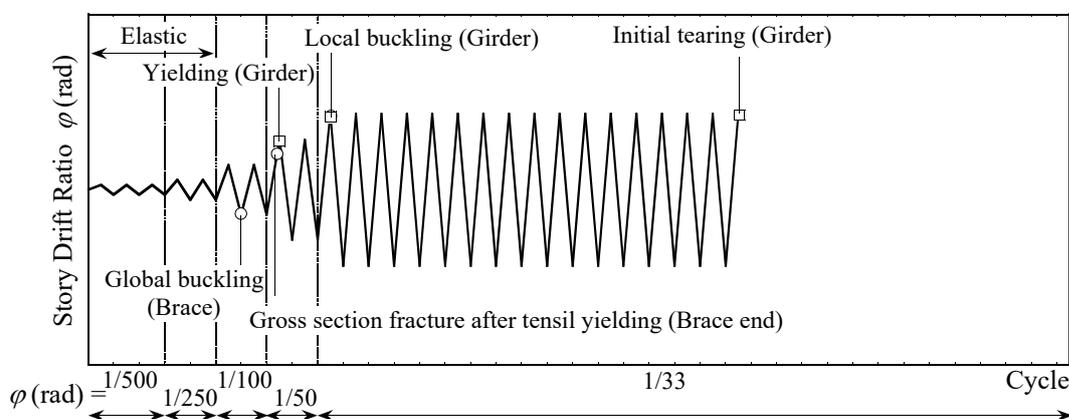


Fig. 3.4.9 Summary of damage condition (C1412)

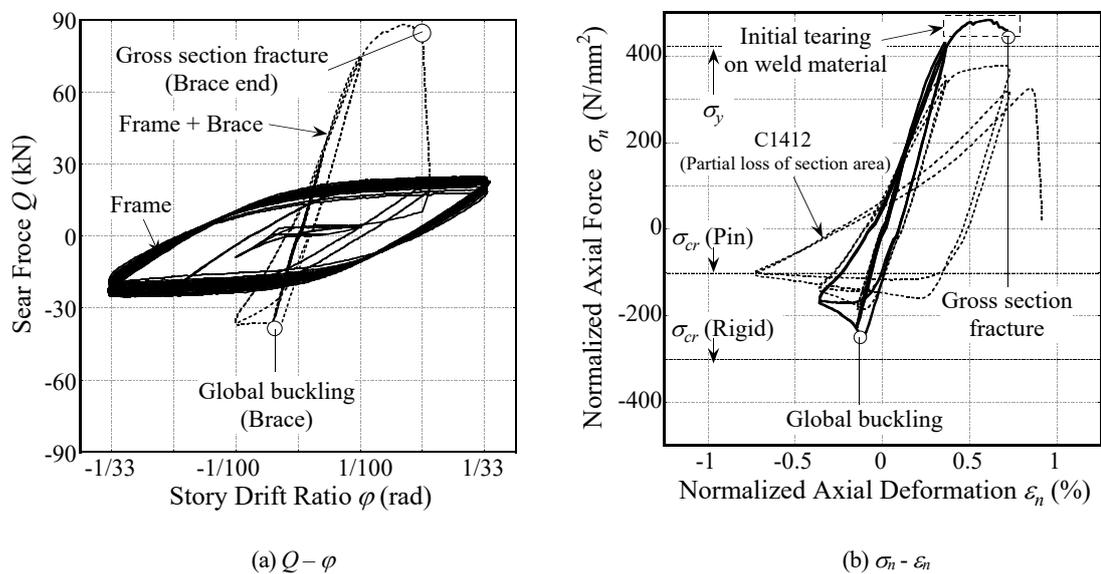
$\phi = 1/100\text{rad} - 1\text{ cycle} - \text{圧縮}$

ブレース全体座屈発生。座屈たわみは骨組の面外方向(Photo 3.4.4 (a))に発生した。

$\phi = 1/50\text{ rad} - 1\text{ cycle}$

ブレース引張降伏経験。左右梁端降伏発生。溶接埋戻しを行ったことで、引張降伏耐力は理論値を概ね満足した。しかし、Fig. 3.4.9 (b)に示すように、 $\epsilon_i =$ 約 0.6%近傍に到達した時点で溶接部に亀裂(Photo 3.4.4 (b)と(c))が生じて荷重が低下を始め、切欠き部が残存した場合よりも早期に亀裂発生し、入力後の観察中に亀裂が進展して柱脚側端部が全断面破断した(Photo 3.4.4(d))。これは切欠き部を埋戻しても、割込 G.PL 突端部の応力集中が緩和できず、埋戻し溶接部の亀裂発生が誘発されたためと考えられる。また、文献 3-7)において、ブレース+G.PL 割込み接合部の引張試験では必要性能を満たしたが、架構試験体では本実験と同様な破壊現象が報告されており、本実験を含めた類推より、接合部の溶接突端部がブレースの引張力と半剛接により働く曲げ力の複合力を受ける時に、接合部は早期破断すると考えられる。

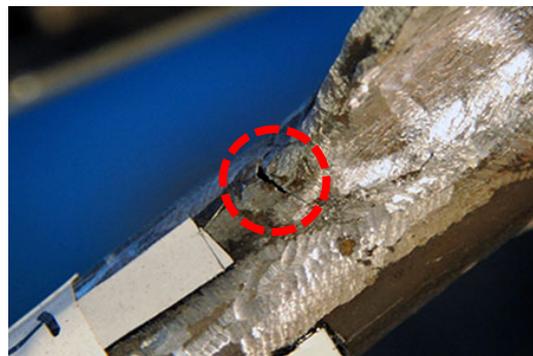
以上より、本実験と同様に G. PL を切欠き部に割込み溶接する円形鋼管ブレースは、母材に局部座屈を生じる場合(C742 試験体や 3.2 節の I 型, II 型)では、部材破断はブレース母材の累積変形性能で決定されるが、局部座屈を生じない場合では、切欠き断面欠損部周辺または埋戻し溶接突端部に歪集中するため、部材破断は接合部の累積変形性能で決定される。従って、同様な接合部を設計する場合には、その納まり設計に注意が必要といえる。



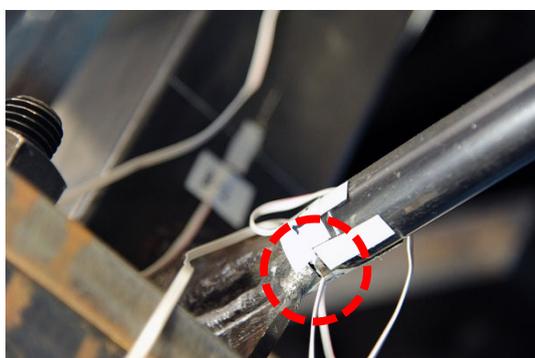
(a) $Q - \varphi$ (b) $\sigma_n - \varepsilon_n$
 Fig. 3.4.10 Load – deformation relationships (C1412)



(a) Brace global buckling (1/100rad-1cycle)



(b) Initial tearing on weld material (1/50rad-1cycle)



(c) Initial tearing on weld material (1/50rad-1cycle)



(d) Gross section fracture of brace end (After 1/50rad-1cycle)

Photo 3.4.4 Damage condition (C1412)

(c) C1412U 試験体

Fig. 3.4.11 に試験体状況と载荷履歴の比較を, Fig. 3.4.12 に荷重変形関係を, Fig. 3.4.13 に歪値歴を, Photo 3.4.5 に主要な試験体状況を示す。

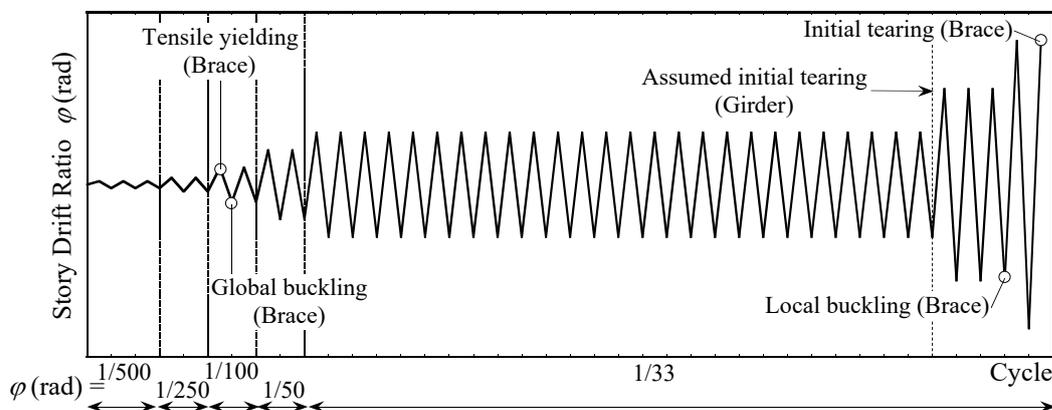


Fig. 3.4.11 Summary of damage condition (C1412U)

$\varphi = 1/100 \text{ rad} - 1 \text{ cycle } (\varepsilon_n = 0.36\%)$

ブレース全体座屈と引張降伏発生。

$\varphi = 1/33 \text{ rad} - 26 \text{ cycle } (\varepsilon_n = 1.09\%)$

ピン回転は最大 16 度に及んだが, Photo 3.4.5 (b)に示すように, ブレースは局部座屈を生じず, 切欠き部が残存した C1412 試験体の梁に亀裂が生じた cycle 数まで亀裂等の疲労破壊は生じなかった。以降の载荷では, さらなる 3 cycle 単位の漸増振幅载荷を実施した。

$\varphi = 1/18 \text{ rad} - \text{圧縮 } (\varepsilon_n = 2.00\%)$

ブレース母材中央に屈服が生じ始め, 3 cycle 目に顕著な局部座屈 (Photo 3.4.5 (c))が確認された。Fig. 3.4.13 に示すように, 最大歪は母材端部で約 2.7% (ε_n と同等以下), 中央部で約 15% (ε_n の 5 倍)を計測し, U 字 R.PL 補強とピン接合により, 端部の歪集中の緩和が確認できた。

$\varphi = 1/12 \text{ rad} - 2 \text{ cycle} - \text{引張 } (\varepsilon_n = 3.00\%)$

ブレース母材中央に亀裂発生 (Photo 3.4.5 (d))。相当層間変形角は $\varphi=1/12 \text{ rad}$ であり, 適切な接合部納まりを用い, 部材破断が母材の累積変形性能で決定される場合では, 径厚比が約 11 で比較的局部座屈を生じにくい円形鋼管ブレース部材は十分な塑性変形能力を発揮できることが分かる。

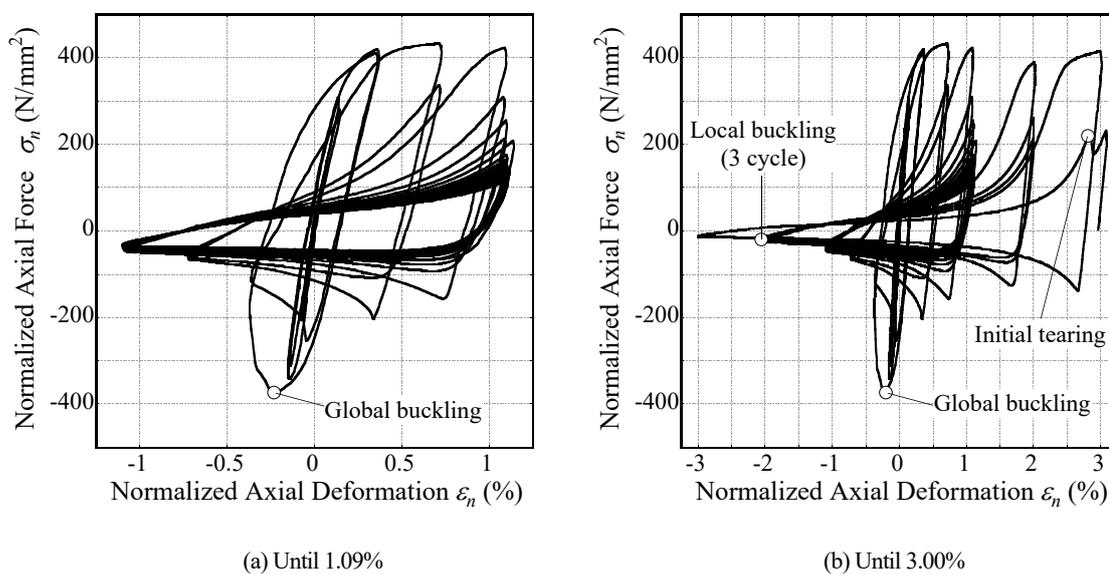


Fig. 3.4.12 Normalized axial force – deformation relationships (C1412U)

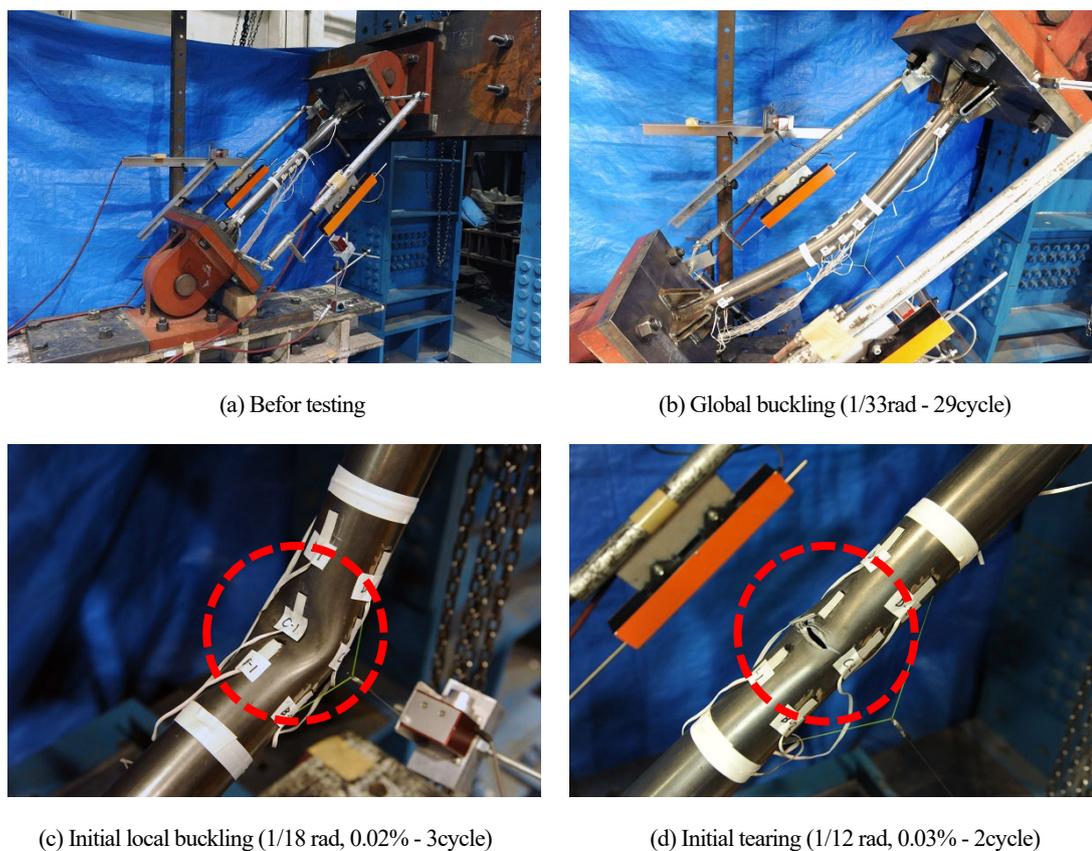


Photo 3.4.5 Damage condition (C1412)

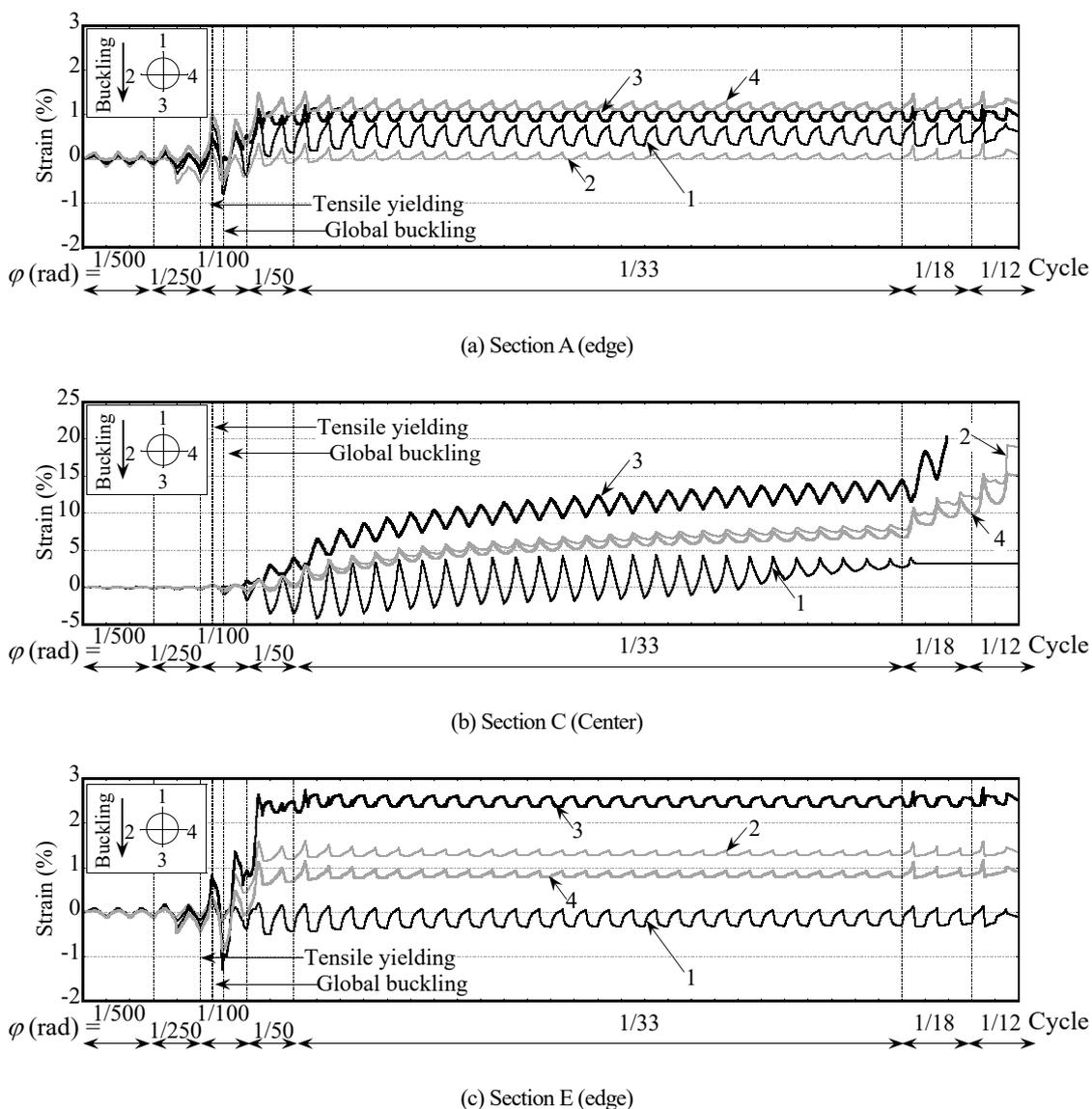


Fig. 3.4.13 Local strain distribution of the C1412U brace (C1412U)

Table 3.4.2 に既往の部材破断時期評価手法の適用結果を示す。C1412U 試験体では、局部座屈は想定時期(実験式で 2.8%のため、 $\varepsilon_n = 2.0\%$ 、振幅値で 4.0% のサイクル)通りに生じた。同表に示すように、既往評価手法は径厚比約 11 の円形鋼管についても 1 cycle 程度の誤差で評価できた。

Table 3.4.2 Comparison of the initial tearing of the brace

Calculation	Test Result
$\varepsilon_n = 3.0\%$	$\varepsilon_n = 3.0\%$
3 cycle	2 cycle

(d) 平鋼ブレース試験体

Fig. 3.4.14 に試験体状況と载荷履歴の比較を, Fig. 3.4.15 に荷重変形関係を, Fig. 3.4.16 にブレース部の歪値履歴を, Photo 3.4.6 に主要な試験体状況を示す。ここに, H, K ないし M, N の歪ゲージ貼付位置はそれぞれ芯々間中心またはブレース部材中心位置に相当する。

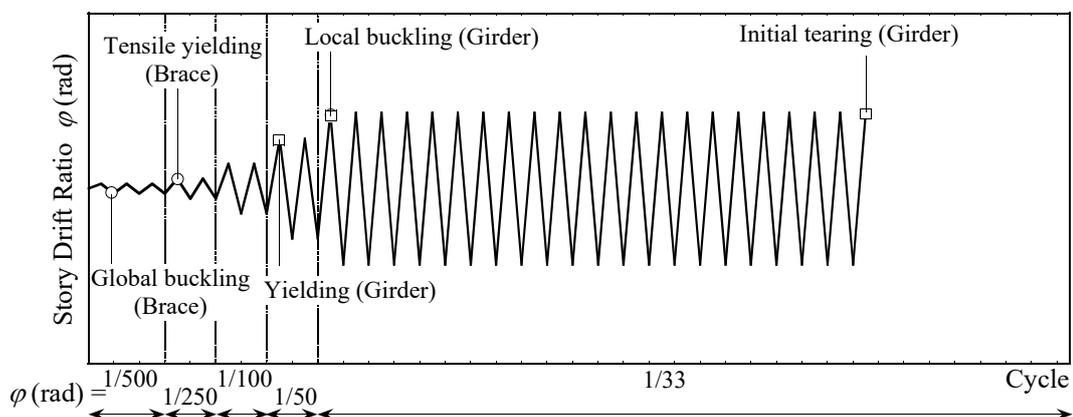


Fig. 3.4.14 Summary of damage condition (Flat plate)

$\phi = 1/500 \text{ rad} - 1 \text{ cycle}$

2本のブレースが全体座屈経験(Photo 3.4.6 (a))

$\phi = 1/250 \text{ rad} - 1 \text{ cycle}$

2本のブレースが引張降伏経験。スリップ型履歴が確認される。

$\phi = 1/50 \text{ rad} - 1 \text{ cycle}$

梁端曲げ降伏発生。スリップ型の履歴が進展する。

$\phi = 1/33 \text{ rad} - 22 \text{ cycle}$

梁右端上フランジに亀裂発生(Photo 3.4.6 (b))。Fig. 3.4.14 (b)に示すように, ブレースは全载荷履歴を通して履歴性状は安定しており, 母材および端部ボルト接合部に疲労破壊は生じなかった。Fig. 3.4.16 に示すように, 歪はブレース中央部と端部でともに最大約 3.5% (ϵ_t の約 3 倍)計測され, 局所的な歪集中は確認されなかった。なお, Fig. 3.4.14(a)に示すように, 各 cycle の層間変形角が最大となると, 一旦座屈したブレースが真直な状態で引張力を再び負担するピンチングが生じるため, 柱梁骨組の負担荷重が一時的に低下し, その履歴性状はラグビーボール型となっている。

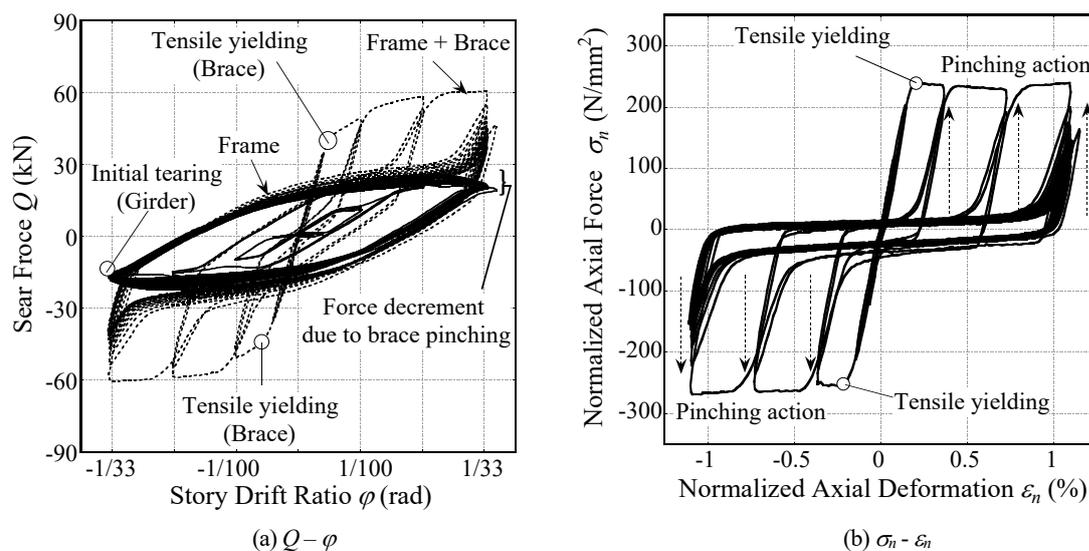


Fig. 3.4.15 Load – deformation relationships (Flat plate)

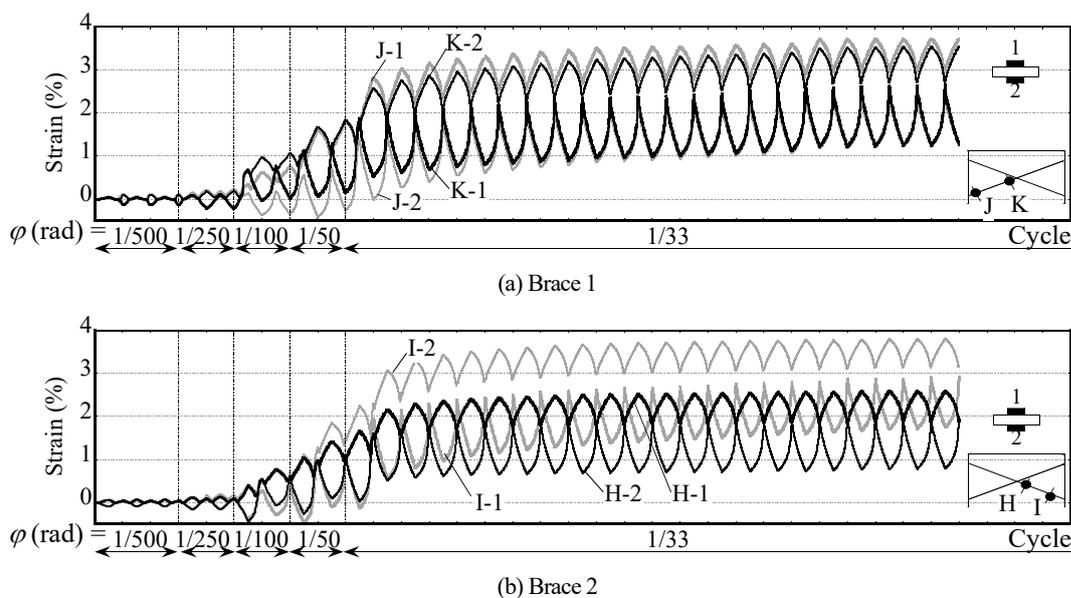
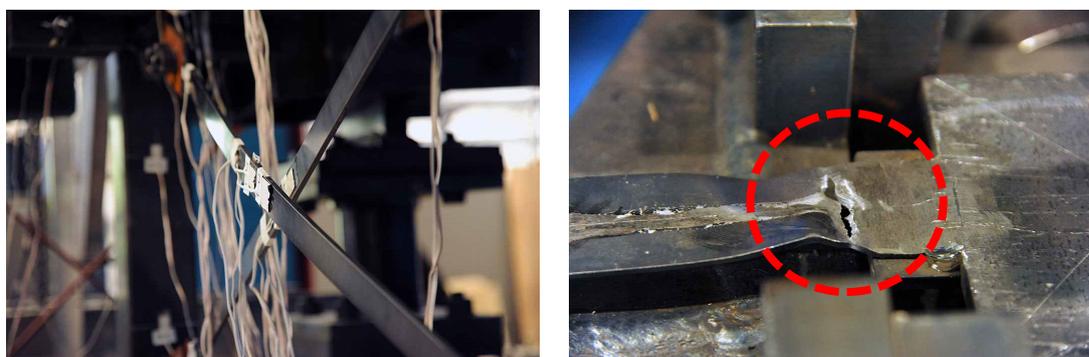


Fig. 3.4.16 Local strain history of the flat plate brace (Flat plate)



(a) Brace global buckling (1/500rad - 1cycle)

(b) Fracture condition of the girder end (1/33rad - 27cycle)

Photo 3.4.6 Damage condition (Flat plate)

(e) ブレース部材の累積変形性能

Table 3.4.3 に累積変形性能を示す。ここで、C1412U および平鋼ブレースは、切欠き断面欠損を有する C1412 において梁に亀裂発生したサイクルまでの累積変形性能を示している。

準静的繰返し载荷実験から、局部座屈を生じにくいブレース部材の高い累積変形性能が確認できた。ただし、各試験体結果の項や Table 3.4.3 に示すように、ブレース端部の接合部設計法の影響は大きい。特に径厚比が比較的小さく局部座屈を生じにくいⅢ型ブレース部材の累積変形性能は、接合部ディテールによっては局部座屈部が破壊するブレース部材(C742 を含めたⅡ型)より劣化する可能性も示された。本実験のブレース端部に G.PL を直接割込む接合は、C742 試験体と比較して、準静的入力下では累積等価軸歪 $\Sigma \varepsilon_n$ は約 1/4、累積無次元化吸収エネルギー χ_w は約 1/10 に低下した。しかし、接合部納まりを改良した C1412U 単体部材は $\Sigma \varepsilon_n$ が約 4.2 倍、 χ_w は約 1.9 倍上昇が確認され、U 字 R.PL の補強の有効性が示された。また、平鋼ブレースは 2 本の合計で $\Sigma \varepsilon_n$ は約 4.2 倍、 χ_w は約 1.5 倍上昇が確認され、適切な接合を用いた引張ブレースの有効性が示された。

Table 3.4.3 Cumulative capacity of the braces

	Shape	Diameter thickness ratio D/t	Effective slenderness ratio λ_e (Member rank)	Connection	Partial loss of section	D_s	$\Sigma \varepsilon_n$ (%)	χ_w (%)
C742 (Frame)	$\phi 50.8 \times 1.2$	42.3	35 (BB)	G.PL interrupted	None	0.35	25	7
C1412 (Frame)	$\phi 27.2 \times 2.3$	11.8	70 (BC)	G.PL interrupted	Neck point	0.40	12	2
					None		6	0.6
C1412U (Component)	$\phi 60.5 \times 5.5$	11	70 (BC)	Pin	None	-	106	13
Flat plate (Frame)	PL-6 \times 30	-	635 (BB)	H.T.B	None	0.35	106	11

3.4.3. 動的入力下における実験結果と考察

切欠き部を溶接埋戻した C1412 試験体と第 2 章の C742 試験体の振動台実験結果に基づき、ブレース部材の径厚比が、動的入力下における架構全体の倒壊挙動と累積変形性能に与える影響を比較する。なお、弾性振動大実験より、C1412 試験体の固有周期は 0.13s、減衰比は 4.7%であり、比較対象の C742 試験体と同程度の固有振動特性を有していることを確認している。

(a) 試験体状況と崩壊挙動の比較

Table 3.4.4 に入力地震波と主な応答値および試験体状況の一覧を示す。Fig. 3.4.17 ~ Fig. 3.4.20 に各荷重変形関係を示す。Photo 3.4.6 に試験体状況を示す。ここで、各試験体状況は計測データと目視と動画より判断した。

El Centro35kine - 100% 入力 1 回目

ブレースは骨組面外方向に全体座屈を経験した(Photo 3.4.6 (b))が、引張降伏は経験しなかった。Fig. 3.4.16 (a)に示すように、ブレースが全体座屈した後の C1412 試験体は、Fig. 3.4.17(b)に示す C742 試験体と比較して、Fig. 3.4.19 (a)に示す座屈後耐力の低下と共に負側に概ね倍の変位を生じた。また、Fig. 3.4.18 (a)や Fig. 3.4.20 (a)に示すように、柱梁骨組の負担荷重が増大して負側(ブレースの圧縮側)の領域で梁端の曲げ降伏が確認された。

El Centro35kine - 100% 入力 2 回目

Fig. 3.4.19 (b)に示すように、ブレースの座屈後耐力の劣化にともない、Fig. 3.4.17 (a)や Table 3.4.4 に示すように、C1412 試験体の最大変形と残留変形はブレース圧縮側に偏り、Fig. 3.4.20 (b)に示すように、梁端は正側(ブレース引張側)の領域でも曲げ降伏が確認された。Fig. 3.4.18 (b)に示すように、ブレース引張側ではブレースが未だ支配的に層せん断力を負担していた。Table 3.4.4 に示すように、100%入力時点での応答は準静的入力時に溶接部に亀裂を生じた 1/50 rad に至らなかった。

El Centro35kine - 150% 入力 1 回目

Fig. 3.4.19 (c)に示すように、ブレースが初期引張降伏を経験し、その後の応答で端部溶接金属に亀裂が生じた(Photo 3.4.6 (c))。Fig. 3.4.18 (c)に示すように、柱梁骨組はブレース圧縮側の層せん断力を支配的に負担し、梁右端の下フランジのみ局部座屈が生じた(Photo 3.4.6 (d))。

El Centro35kine - 150% 入力 2 回目

Fig. 3.4.18 (d)および Fig. 3.4.19 (d)に示すように、ブレース引張降伏後の耐力劣化が著しく(2 ルー

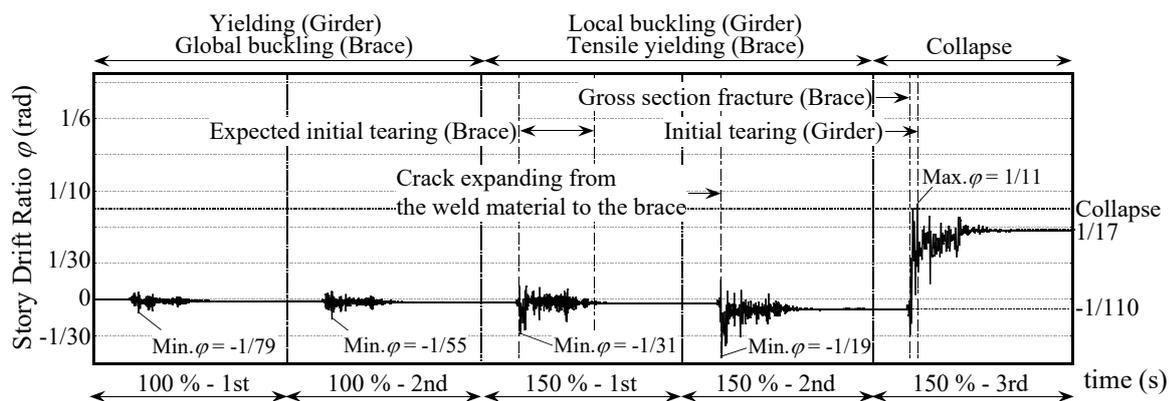
プ目で 75%低下), Photo 3.4.6 (f)に示すように, 溶接金属に生じた亀裂はブレース母材部に進展し, C1412 試験体の最大応答は負側に $-1/19$ rad に及んだが, 準静的入力(3.4.2 節 (c))の結果と異なり, ブレース端部は急速な亀裂進展と全断面破断は生じずに同入力を耐えた。これは変位制御の準静的繰返し载荷実験時では, ブレース引張変形状態で測定中に引張の加力状態が保持されるため, その間に亀裂発生から全断面破断へと破壊の進行が生じたが, 加速度制御の振動台実験時では, 引張側の最大応答の継続時間は非常に短く(本実験では概ね 1s 以下), 引張力は即座に除荷状態に移行して亀裂が進行しなかったためと考えられる。なお, 比較の C742 試験体は同入力で母材中央の局部座屈部が全断面破断している。その一方で, Fig. 3.4.18 や Fig. 3.4.20 に示すように, 柱梁骨組のせん断力負担はより大きくなっていることが分かる。

El Centro35kine - 150% 入力 3 回目

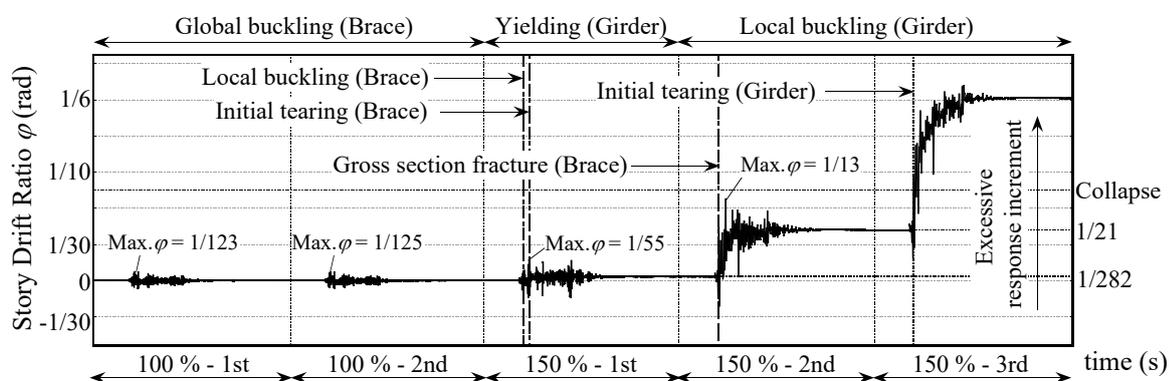
Fig. 3.4.18 (d)やFig. 3.4.19 (d)に示すように, ブレース端部が全断面破断し, Table 3.4.4 やFig. 3.4.17 に示すように, 負側で進行していた応答変位は正側に反転して振動軸が移動し, 応答値から試験体の倒壊判定が確認された(Photo 3.4.6 (g))。また, ブレースの全断面破断後の応答では, Fig. 3.4.20 (e)に示すように, 梁左端に局部座屈を生じると同時に下フランジからウェブに向かって亀裂が進展した(Photo 3.4.6 (h))。ブレース部材の破断原因は異なるものの, C1412 試験体も, 新同軸の移動などの応答増大はブレース部材の全断面破断後に顕著となった。なお, 金属の亀裂は, 引張力が働く時に進展するため, ブレースを片流れ配置した鋼構造骨組はブレース圧縮側に変位が進行しても, ブレースの部材破断による架構の倒壊はブレース引張側に生じる。

Table 3.4.4 Damage condition of the collapse test (C1412)

Input wave (El Centro35kine)		Story Drift ratio φ (rad)		Story Shear Force Q (kN)		Resp. Acc. (m/s^2)	Damage condition	
Amplitude factor	No.	Max.	Residual	Max	Residual	Max.	Brace	Girder
100%	1st	-1/79	-1/540	+64.5	-0.91	-16.1	Global buckling	Yielding
	2nd	-1/55	-1/354	+71.2	-1.11	-18.6		
150%	1st	-1/33	-1/278	+85.2	-1.38	-21.9	Tensile Yielding Initial crack	Local buckling (Right end)
	2nd	-1/19	-1/109	+84.7	-2.00	-21.1	-	-
	3rd	+1/11	+1/16	+42.3	+1.2	-11.2	-	Local buckling (Left end) Initial crack Frame collapse



(a) C1412



(b) C742

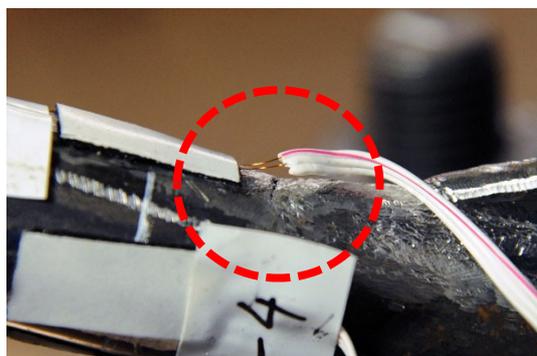
Fig. 3.4.17 Time history of Story drift ratio



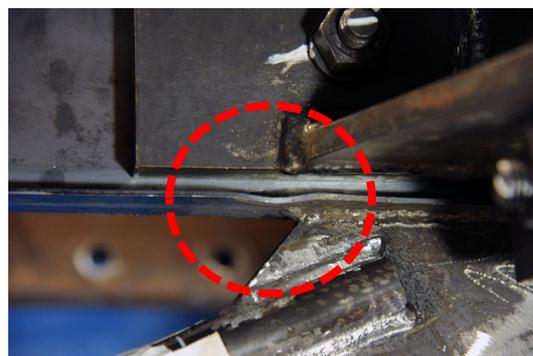
(a) Overall before testing



(b) Deformation condition of the global buckling (100 % - 2nd)



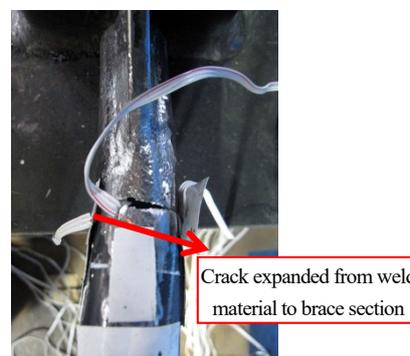
(c) Initial tearing (150 % - 1st)



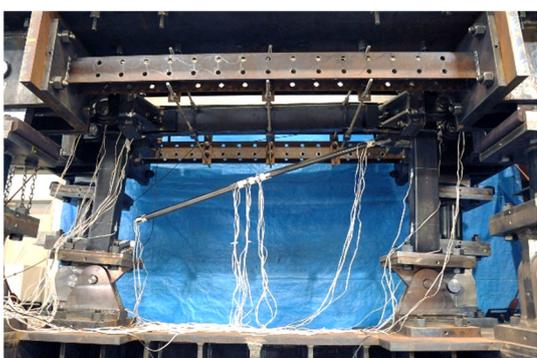
(d) Local buckling on the left end of the girder (150 % - 1st)



(e) Deformation condition of the global buckling (150 % - 2nd)



(f) Expanded crack (150 % - 2nd)



(g) Frame collapse (150 % - 3rd)



(h) Fracture condition of the left end of the girder (After testing)

Photo 3.4.6 Damage condition

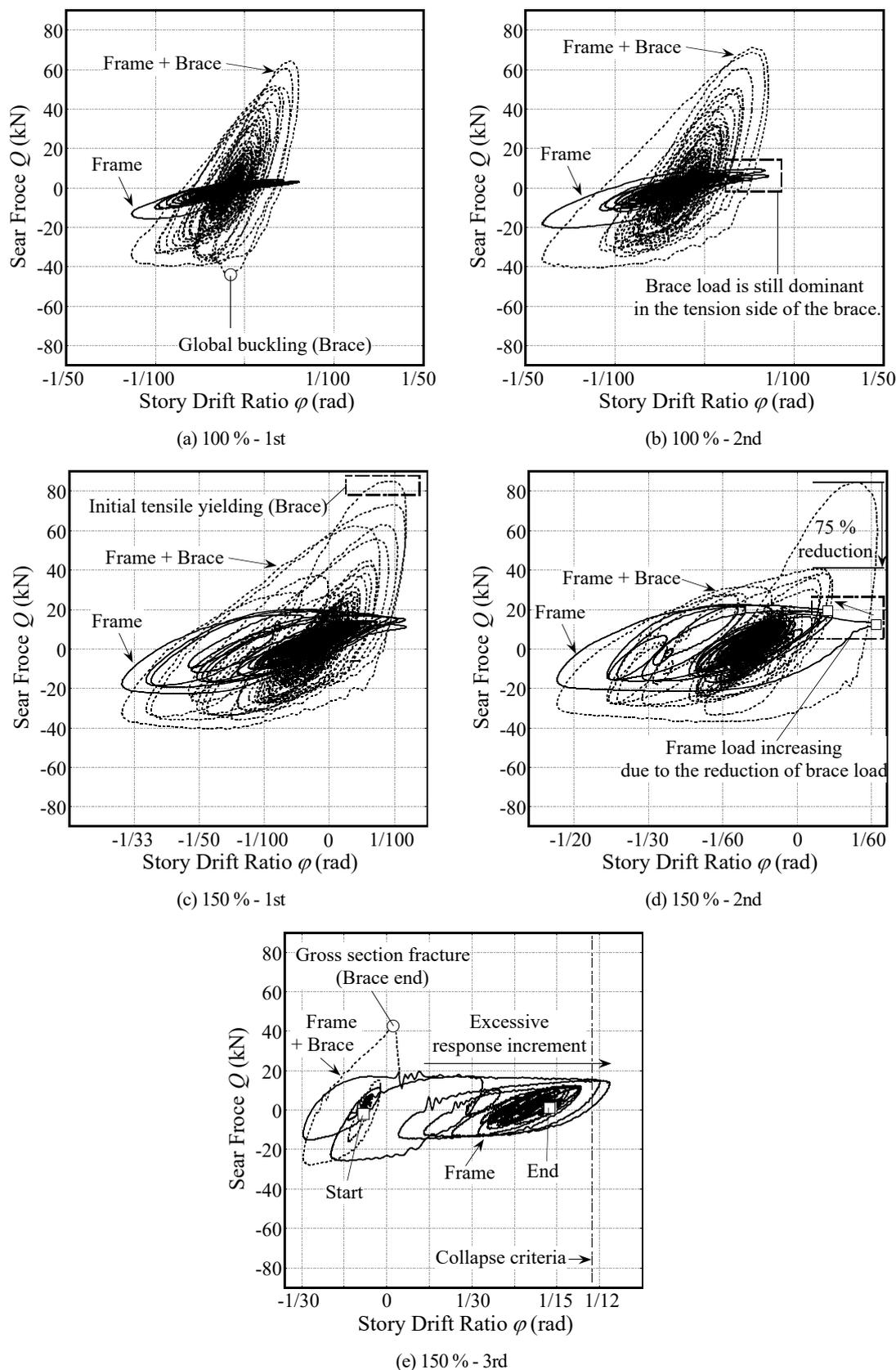


Fig. 3.4.18 Shear Force – Story Drift Ratio relationships

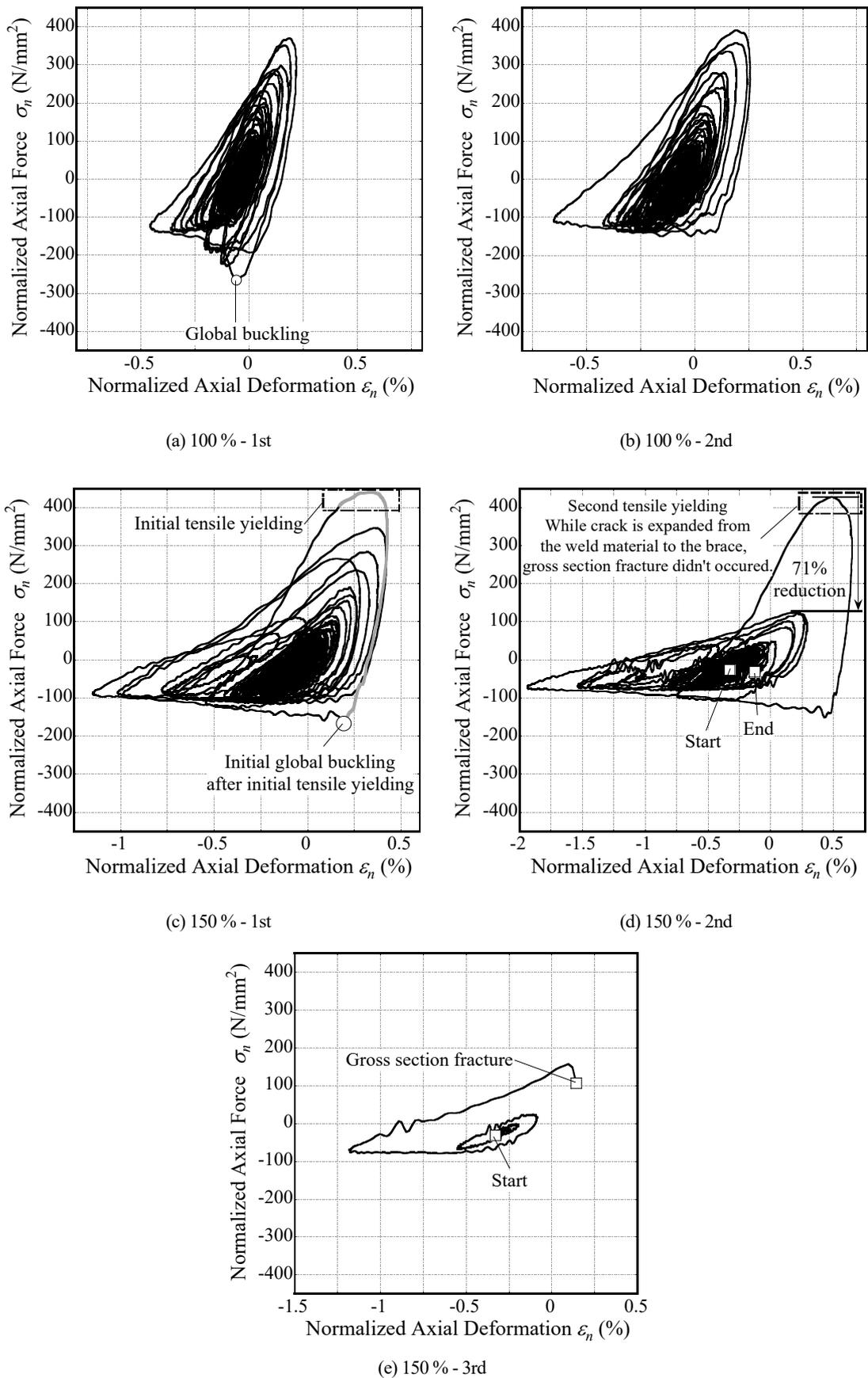


Fig. 3.4.19 Normalized Axial Force – Deformation relationships

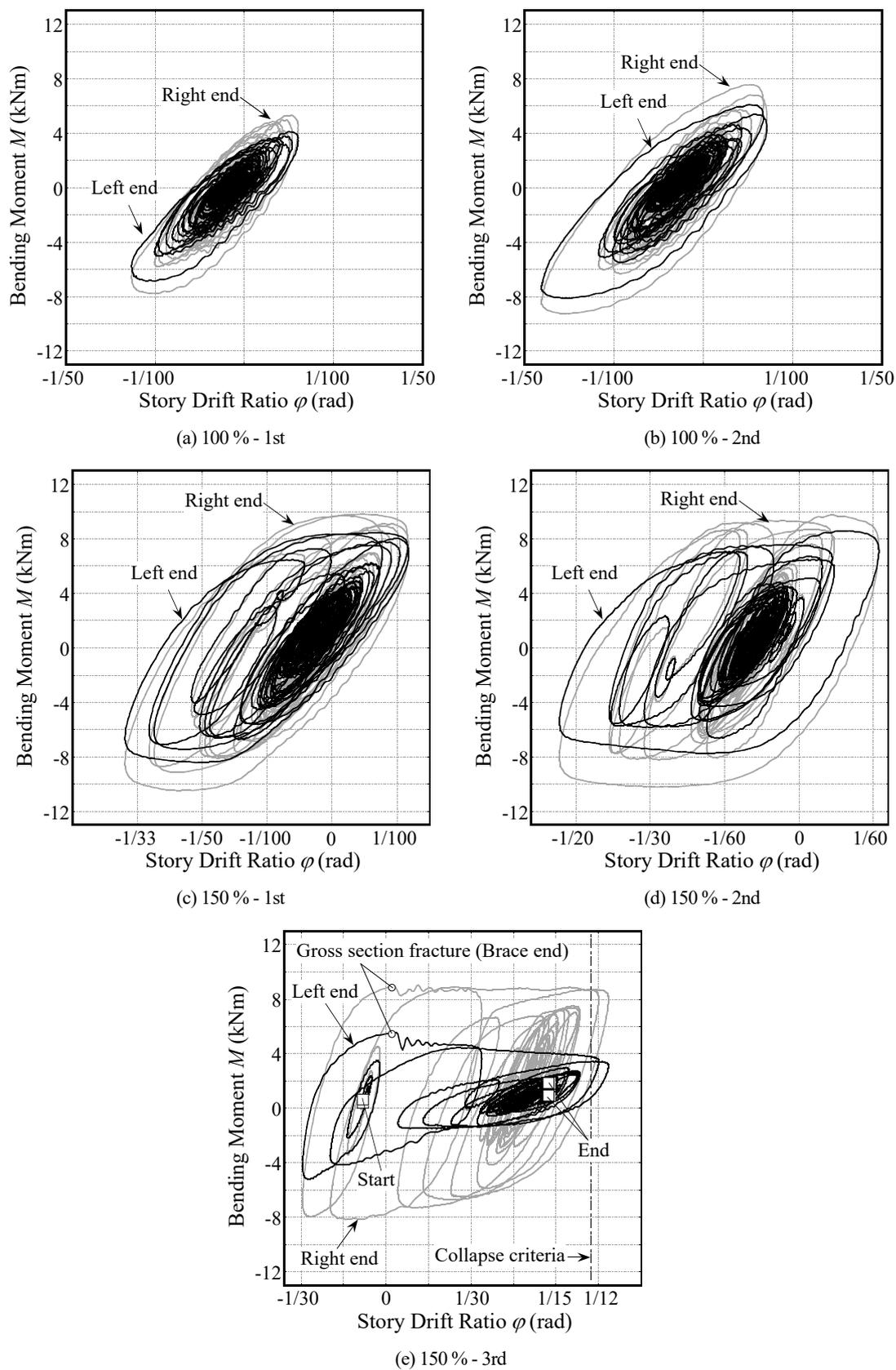


Fig. 3.4.20 Bending Moment – Story Drift Ratio relationships

(b) 累積変形性能と終局耐震性能の考察

層単位で累積変形性能を比較する。累積変形性能は、せん断力 - 層間変形角関係図の塑性エネルギー吸収面積をサンプリングデータ数に基づいて台形積分し、その値を降伏せん断力および降伏層間変形角で無次元化した累積塑性変形倍率 η を指標とする。Table 3.4.5 に累積塑性変形倍率 η を、Fig. 3.4.21 に同時刻歴を示す。

$$\eta = \eta_f + \eta_b = \int Q_f d\varphi / Q_{fy} \varphi_{fy} + \left(\int Q_b^+ d\varphi / Q_{by} \varphi_{by} + \int Q_b^- d\varphi / Q_{bcr} \varphi_{bcr} \right) \quad (3-4)$$

ここに、 $Q_f, Q_b (= Q_b^+ + Q_b^-)$ は柱梁骨組とブレースの負担せん断力、 M_p, I, L, E は梁の全塑性モーメントと断面 2 次モーメントと材長とヤング率、 $\sigma_y, \sigma_{cr}, A, \theta$ はブレースの降伏応力、座屈応力、断面積、配置角度、 $Q_{fy} = 2M_p/h$, $Q_{by} = \sigma_y A / \cos\theta$, $Q_{bcr} = \sigma_{cr} A / \cos\theta$, $\varphi_{fy} = M_p L / 6EI$, $\varphi_{by} = \tan^{-1}(\sigma_y / E \cos\theta \sin\theta)$, $\varphi_{bcr} = \tan^{-1}(\sigma_{cr} / E \cos\theta \sin\theta)$ である。ブレースの η_b は負担せん断力 Q_b を正負 (Q_b^+, Q_b^-) に分け、それぞれ引張耐力 Q_{by} と圧縮耐力 Q_{bcr} で無次元化する。

ブレース付鋼構造骨組の耐震性能においては、一般に細長比の小さいブレースの方が、耐力が高く圧縮耐力も劣化しにくいいため、架構全体の最大変形を抑制する点で望ましいと考えられている。C742 試験体は C1412 試験体より細長比が小さく、Fig. 3.4.17(b) に示すように、最大応答が抑制され、Fig. 3.4.21 (b) と Table 3.4.5 (b) に示すように、主架構の損傷も抑制される。一方、細長比が小さくとも、径厚比の大きいブレースは、部材の累積変形性能が低く、応答中に局部座屈部が破断に至る可能性が高い。断面積一定モデルは径厚比と細長比が反比例の関係にあり、C1412 試験体は細長比は大きいですが、径厚比は C742 試験体より小さく、倒壊に影響する全断面破断までの入力地震は El Centro NS の振幅倍率 150% 入力 1 回分増加している。このため径厚比が小さいブレースは架構全体の累積塑性変形量確保の点で望ましいと考えられる。本実験では、架構試験体の C1412 は溶接部で亀裂を生じたが、Table 3.4.3 に示すように、端部の応力集中を緩和した C1412U の累積変形性能は C742 の 4.2 倍増加しており、架構試験体においても、適切な端部の納まりにより、部材破断までの累積塑性変形量がより向上すると推定される。ブレースの全断面破断は架構の著しい応答増大や終局限界を決定する可能性が高い。このため、動的入力下におけるブレース付鋼構造骨組の終局耐震性能は、架構の最大応答を決定するブレース部材の初期耐力と座屈後耐力のみならず、部材破断を回避するための累積塑性変形量を決定する径厚比などの影響を受けると考えられる。

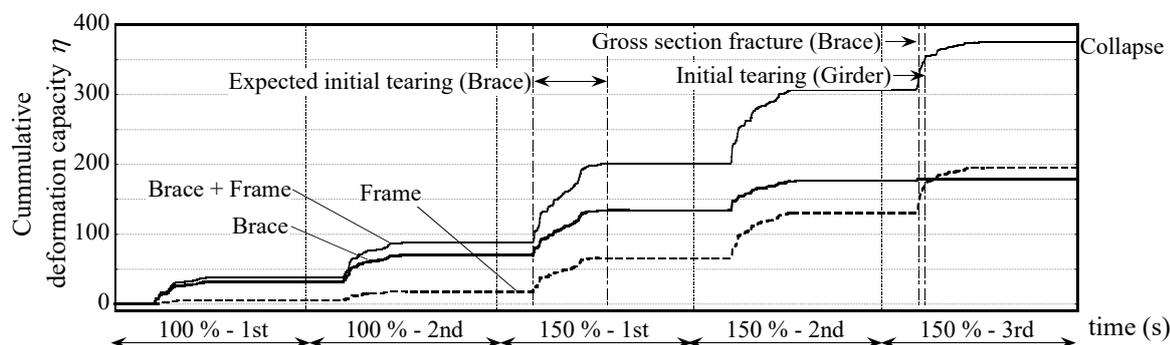
Table 3.4.5 Comparison of the cumulative capacities between C742 and C1412 frame specimen

(a) C1412

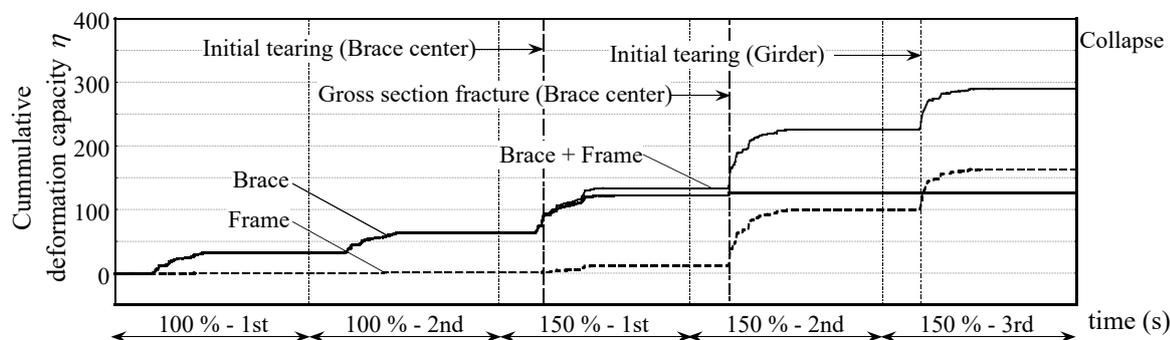
C1412 $D_s = 0.40$	Brace end Initial tearing	Brace end Gross section fracture	Girder end Initial tearing	After testing
	150 % - 1st input Total 136.7 s	150 % - 2nd input Total 189.4 s	150 % - 3rd input Total 190.6 s	150 % - 3rd input
Brace η_b	134 ($\times 1.5$)	179 ($\times 1.4$)		
Frame η_f	66 ($\times 19.4$)	136 ($\times 7.2$)	165	195
Brace + Frame η	201 ($\times 2.2$)	316 ($\times 2.2$)	345	375
$\Sigma\phi$ (rad)	4.77 ($\times 1.4$)	7.14 ($\times 1.4$)	7.5	9.2

(b) C742

C742 $D_s = 0.35$	Brace center Initial tearing	Brace center Gross section fracture	Girder end Initial tearing	After testing
	150 % - 1st input Total 99.2 s	150 % - 2nd input Total 142.3 s	150 % - 3rd input Total 187.1 s	150 % - 3rd input
Brace η_b	88	126		
Frame η_f	3.4	19	124	163
Brace + Frame η	91	145	250	289
$\Sigma\phi$ (rad)	3.3	5.2	7.9	9.9



(a) C1412



(b) C742

Fig 3.4.21 History of the cumulative capacities

3.5. 円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した構造特性係数と破断安全余裕率

第 2 章から第 3 章 3.4 節までの検討から、円形鋼管ブレース付鋼構造骨組について、主として①ブレースの全断面破断が層の応答増大や倒壊現象に影響する。②適切な接合部納まりを有する場合において、径厚比の比較的小さい円形鋼管ブレースは高い累積変形性能を有し、倒壊までの架構全体の累積塑性変形量確保の点で望ましい。③既往の部材破断評価手法は、骨組配置下、径厚比範囲 11~90、静的・動的入力範囲で適用可能である。ことが示された。最後に本節では以上の分析に基づき、保有水平耐力計算で層の塑性エネルギー吸収能力を表す構造特性係数 D_s について、ブレース部材の累積変形性能を反映させた試算を行い、一般的な K 型配置のブレース付鋼構造骨組を対象に、部材破断が生じる層の累積塑性“変形”量の観点から、“耐力”の低減係数である現行の D_s 値の破断安全余裕率をパラメトリックに分析する。なお、本章では、日本建築学会の鋼構造限界状態設計指針 3-9(以下、LSD 指針)をその他の弾塑性設計の耐震性能指標として比較に用いる。以下、本評価法で求めた値は D_s 評価値、建築基準法告示³⁻⁵⁾が定める値は D_s 現行値と記す。

3.5.1. 評価法の提案と破断安全余裕率の定義

(a) 前提条件

本節のブレースの部材破断を考慮した構造特性係数(D_s 評価値)の前提条件は以下の通りである。

- 1) 剛接骨組の各層を独立した層骨組として評価する。
- 2) ブレースの全体座屈および引張降伏と、梁端の曲げ降伏が生じている状態を想定する。
- 3) ブレースの部材破断時点をブレース付鋼構造骨組の終局限界(応答変形が急激に増大し、架構が倒壊に至る状態)と考える。
- 4) ブレース端部は、骨組に対して適切に保有耐力接合され、部材破断はブレース母材の局部座屈部を想定する。
- 5) 柱梁接合部の溶接金属の破断、柱梁の局部崩壊、梁中央のブレース接合部の塑性ヒンジ発生など、ブレース部材以外の破壊モードは考慮しない。
- 6) ブレース部材の累積変形性能は、梁が破断しない状態で層骨組の累積エネルギー吸収量の上限を与えると考える。
- 7) D_s 評価値は上述の終局限界時の耐震性能に相当し、設計時の必要保有水平耐力の低減係数(D_s 現行値)の代わりに使用することは出来ない。

(b) D_s 評価値と余裕率の評価手順

D_s 評価値は累積塑性変形倍率 η^{3-10} を用いて評価する。Fig. 3.5.1 に柱梁層骨組を一自由度完全弾塑性系と見なした場合の荷重変形関係を示す。

一般的な弾塑性設計の耐震性能指標と同様に、短周期帯建物のエネルギー一定則を基に、 D_s 値は弾性系歪エネルギー W_e (式(3-5)) と弾塑性系歪エネルギー W_p (式(3-6)) を等値した式(3-7)で表す。

$$W_e = 0.5Q_e\varphi_e = 0.5Q_{fy}\varphi_{fy} / D_s^2 \quad (3-5)$$

$$W_p = 0.5Q_{fy}\varphi_{fy} + Q_{fy}\Sigma\Delta\varphi_i^+ + Q_{fy}\Sigma\Delta\varphi_j^- = 0.5Q_{fy}\varphi_{fy}(1 + 2\eta) \quad (3-6)$$

$$D_s = 1 / \sqrt{1 + 2\eta} \quad (\because W_p = W_e) \quad (3-7)$$

正負累積塑性変形等量 ($\Delta\varphi_i^+ = \Delta\varphi_i^-$) の仮定^{3-9), 3-12)} と、エネルギー法の等価繰返し回数 n_{eq}^{3-10} の概念から、定振幅下の η は最大塑性率 μ と n_{eq} より式(3-8)で表す。

$$\eta = 4n_{eq}\Delta\varphi_1^+ / \varphi_{fy} = 4n_{eq}(\mu - 1) \quad (3-8)$$

提案評価法では、 n_{eq} 回の定振幅繰返しでブレースが部材破断する最大層間変形角 φ_{max} と、層骨組の降伏層間変形角 φ_{fy} より層の μ を式(3-9)で求める。

$$\mu = \varphi_{max} / \varphi_{fy} \quad (3-9)$$

第 2 章と第 3 章の振動台実験より、ブレースの全断面破断が層の応答増大や倒壊現象に影響するため、 D_s 評価値は Fig. 3.5.1 に示す柱梁層骨組の累積エネルギー吸収量のみで評価し、ブレースの累積変形性能は、梁が破断せず、K 型ブレース配置の上部梁の交点に塑性ヒンジも生じない場合において、同吸収量の上限を与える。 D_s 評価値はブレース破断を終局状態と仮定したブレース付鋼構造骨組の累積変形性能の一表現となる。

ブレースの部材破断は既往の部材破断評価法より評価する。同手法の適用性とその範囲は第 2 章と第 3 章に示した通りである。提案評価法では、ブレース部材の破断判定(亀裂発生)を全断面破断と安全側に捉える。 n_{eq} 回の定振幅繰返しで母材の局部座屈部が亀裂を生じる平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\epsilon_h}$ は、Coffin – Manson 則を置換した鋼素材(SS400)の疲労破断条件式から式(3-10)で陽に算出できる。

$$\overline{\Delta\epsilon_h} = (3857 / 2n_{eq})^{1/2.13} \quad (3-10)$$

無次元化軸変形振幅 $\Delta\epsilon_h$ はブレース部材のパラメータ (円形鋼管ブレースの場合は、外形 D 、板厚 t 、有効座屈長さ L_k) と塑性歪振幅 $\Delta\epsilon_h (\doteq \overline{\Delta\epsilon_h})$ よりブレース母材の局部座屈後の第 2 章 式(2-25)を逆算し、 φ_{max} はブレース配置角度 θ から式(3-11)で表す。

$$\varphi_{\max} = \tan^{-1}(\Delta\varepsilon_n / 2 \cos \theta \sin \theta) \quad (3-11)$$

n_{eq} 回の定振幅繰返し入力に対して、任意の規準の弾塑性設計の耐震性能指標のブレース部材の破断に対する安全余裕率(Margin of Safety, 以下, *M.S.*)は式(3-12)で表す。同式は告示の D_s 現行値の場合を例に示している

$$M.S. = \frac{D_s \text{現行値} - D_s \text{評価値}}{D_s \text{評価値}} \quad (3-12)$$

Fig. 3.5.2 に D_s 評価値と n_{eq} 関係を示す。同図に示すように、上記の手順で求めた D_s 評価値は n_{eq} に比例して増大し、安全余裕率は低下する。本評価法においては、 n_{eq} が地震動レベルや継続時間性に対応し、適切な n_{eq} を設定することで、様々な地震導入力を想定した安全余裕率を検証できる。

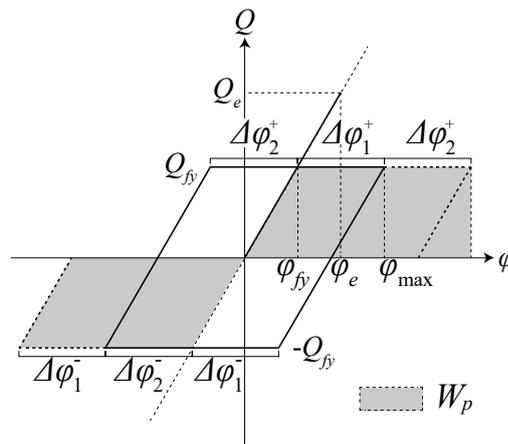


Fig. 3.5.1 Load – deformation relationship of perfect elasto-plastic SDOF system

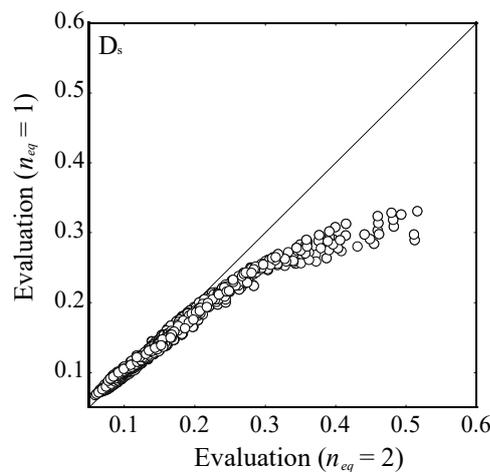


Fig. 3.5.2 Comparison of reevaluated D_s according to n_{eq}

3.5.2. 想定建物の概要と比較対象の規準値

Fig. 3.5.3 にパラメトリックスタディに用いる想定建物を示す。対象架構は文献 3-13) に示される、梁降伏先行型の 7 層、15 層、21 層のブレース付鋼構造骨組から、各建物の第 1 層と中間層を、同一の寸法規模と保有水平耐力を有する独立した層骨組に抽出する。同骨組は立体建物から抽出した平面骨組モデルとして設計され、柱梁は一般的に用いられる柱梁断面が採用され、保有水平耐力計算法に従って 1 次設計が行われている。Table 3.5.1 に部材諸元を示す。降伏層間変形角 ϕ_f および降伏層せん断力 Q_f は A_i 分布のせん断力分に基づく静的増分解析値を用いる。本節では、同骨組に対して同一断面の円形鋼管ブレースを K 型配置し、上述のブレース部材の破断を考慮した D_s 評価値を算出して、破断を考慮しない D_s 現行値の余裕率を分析する。本節では、建築基準法告示³⁻⁵⁾の部材群ランクは部材ランクと等価となる。本節は広範なブレース断面諸元に基づく傾向分析が目的であるため、実設計時の使用頻度等に関わらず、ブレースは一般に流通し選択可能な電縫鋼管を広く採用する。ただし、柱最大外形を大きく超えるブレース断面または評価法の適用範囲を検証していない径厚比 $D/t > 90$ のブレース断面は除く。Fig. 3.5.4 にブレース部材のパラメータ分布を示す。同図はブレースの部材ランクと耐震部材の位置付け³⁻⁵⁾も示す。ブレース部材と柱梁骨組の境界条件はピン(材端拘束係数 1.0)、半剛(0.75)、剛(0.55)を対象とし、各ブレース部材の座屈長さ係数に置き換えて評価する。

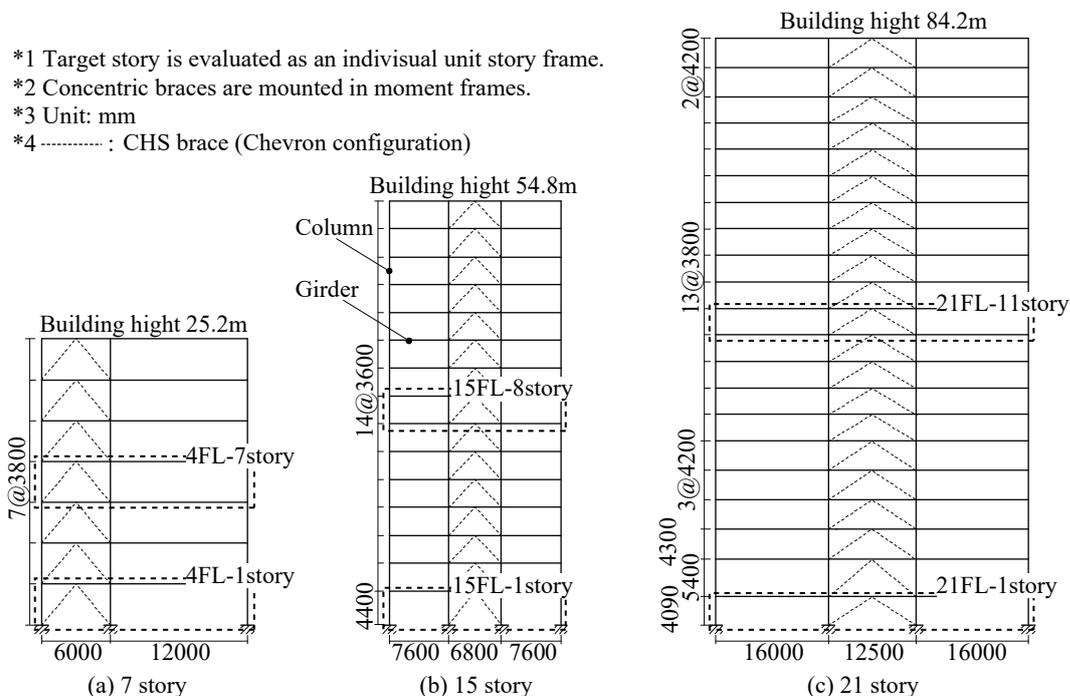


Fig. 3.5.3 Model schematics

Table 3.5.1 Member specification

Model series	Frame section Column : BCP324 Girder : SS400 All is FA rank	Yield story drift ratio ϕ_{fy} (rad)	Yield story shear force Q_{fy} (kN)	Brace section
1F-7story	Column : □-550×25	1/265	1030	ϕ 101.6×3.2~8.5
	Girder 1 : H-440×330×11×18			ϕ 114.3×2.8~8.6
	Girder 2 : H-558×300×12×20			ϕ 139.8×2.8~6.6
4F-7story	Column : □-550×25	1/202	803	ϕ 165.2×4.5~11.0
	Girder 1 : H-440×330×11×18			ϕ 190.7×4.5~8.2
	Girder 2 : H-558×300×12×20			ϕ 216.3×4.5~12.7
1F-15story	Column : □-550×32	1/306	1640	ϕ 267.4×6.0~12.7
	Girder : H-720×200×13×24			ϕ 318.5×6.0~12.7
8F-15story	Column : □-550×25	1/197	1270	ϕ 355.6×6.0~12.7
	Girder : H-600×200×10×18			ϕ 406.4×6.4~21.4
1F-21story	Column : □-600×700×55	1/320	4630	ϕ 457.2×6.4~19.0
	Girder : H-1100×300×19×34			ϕ 508.0×6.4~22.0
11F-21story	Column : □-600×40	1/184	3570	ϕ 558.8×6.4~22.0
	Girder : H-900×300×16×30			ϕ 609.6×7.9~22.0
				ϕ 660.4×9.5~22.0

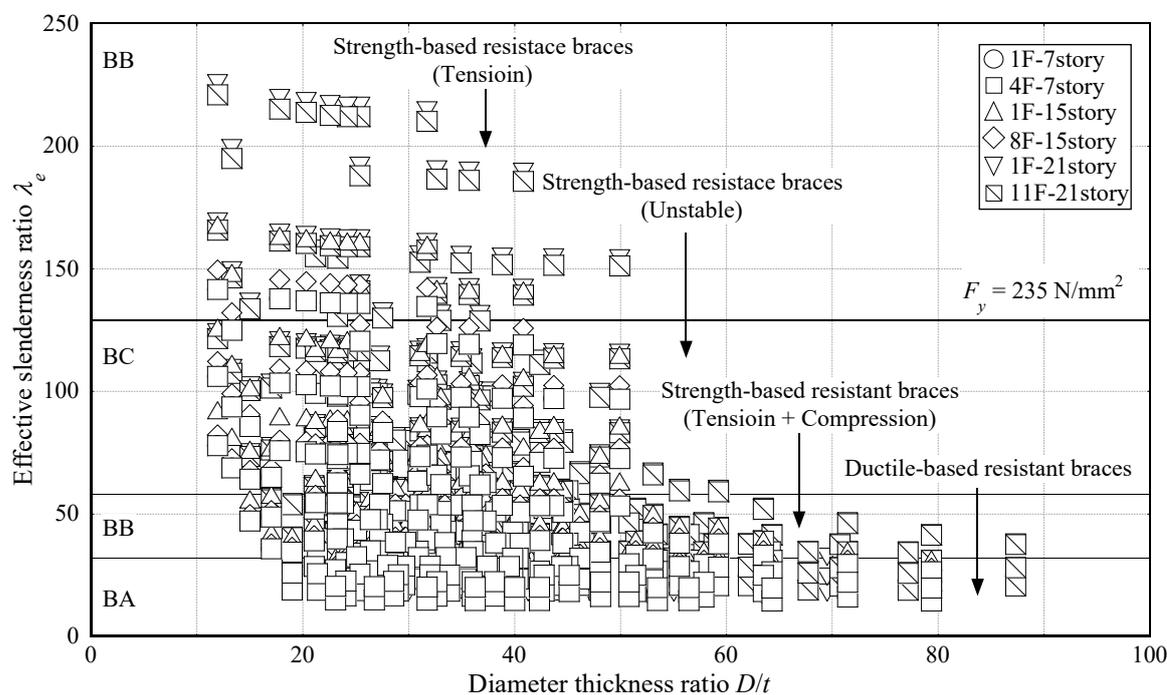


Fig. 3.5.4 Model parameter distribution according to section properties

本節では、建築基準法告示の D_s 現行値と、その他の指標として LSD 指針の塑性変形能力の低減係数 ${}_B k_{di}$ のブレースの部材破断に対する安全余裕率を比較検証する。

D_s 現行値は建築基準法告示³⁻⁵⁾に従い、柱梁層骨組とブレースの部材群ランクとブレース部材群の水平力分担率 β_u より Table 3.5.2 で判定する。ブレース部材群の保有水平耐力は文献 3-9)の座屈後安定耐力を考慮して算出する。

Table 3.5.2 D_s of BSL

Frame rank : A	D_s of BSL		
Braced frame rank : A (\equiv BA)	0.25		
Braced frame rank : B (\equiv BB)	$0 < \beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$0.7 < \beta_u$
	0.25	0.3	0.35
Braced frame rank : C (\equiv BC)	$0 < \beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.5$	$0.5 < \beta_u$
	0.3	0.35	0.4

${}_B k_{di}$ は層骨組の低減係数 ${}_R k_{di}$ とブレース部材の基準化細長比 λ_B 、水平力分担率 β_u の関数として式(3-13)で算出する。本節の ${}_R k_{di}$ は 0.25 である。本来の式(3-13)は引張ブレースの接合部破断を終局限界とし、母材の破断は幅厚比制限で対応するが、本節は全円形鋼管ブレースを配置したモデルについて、同式で計算して分析の対象とする。

$${}_B k_{di} = (1 + 0.4\beta_u\lambda_B) {}_R k_{di} \quad (3-13)$$

3.5.3. 告示 D_s 現行値の余裕率

初めに D_s 現行値のブレース部材の破断に対する安全余裕率を検証する。3.5.3 節および 3.5.4 節において、外力は従来の極稀に生じる設計用地震入力 1 回分($C_0 = 1.0$)と同等を想定する。文献 3-10) では、時刻歴応答解析の結果として 1 回の大規模地震入力に対し $n_{eq} = 1 \sim 2$ が提案されており、本検討ではより安全側の $n_{eq} = 2$ を採用する。

Fig. 3.5.5 に特定モデルの余裕率径厚比関係の例を示す。各モデルは同一の外径、部材ランク、 D_s 現行値を有し、径厚比 D/t が異なる円形鋼管を配置しており、保有水平耐力計算上は等価なエネルギー吸収能力が期待される。しかし、3.4 節までの結果に示すように、ブレース部材の累積変形性能は、母材の局部座屈に関係する径厚比 D/t の影響を受けるため、ブレースの部材破断に対する余裕率は D/t の増大に応じて減少し、余裕率が負、すなわち D_s 現行値/ D_s 評価値は 1.0 倍を下回る場合がある。文献 3-5) に記されるように、圧縮耐力を期待できエネルギー吸収型に分類される BA ランクの耐震ブレース部材は、水平力分担率に基づく割増が適用されず、余裕率の低下傾向はより顕著となる。

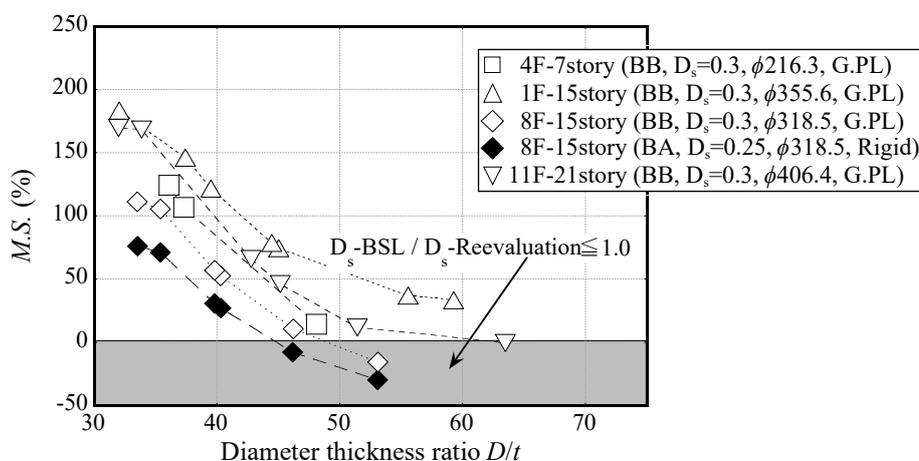
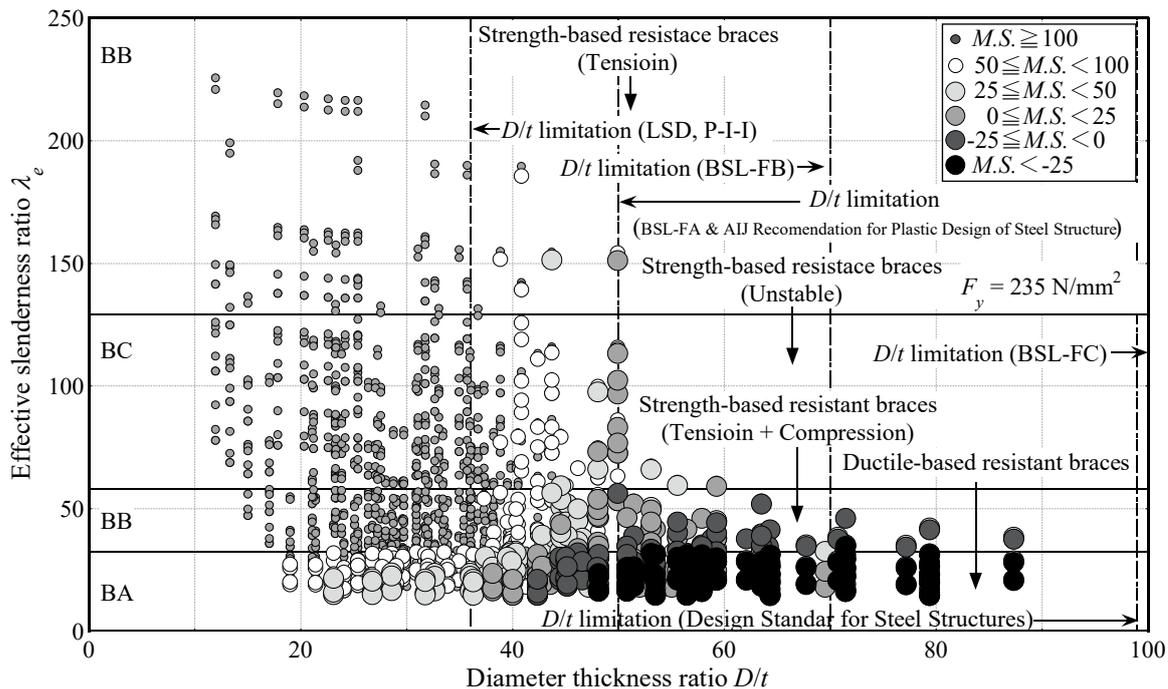
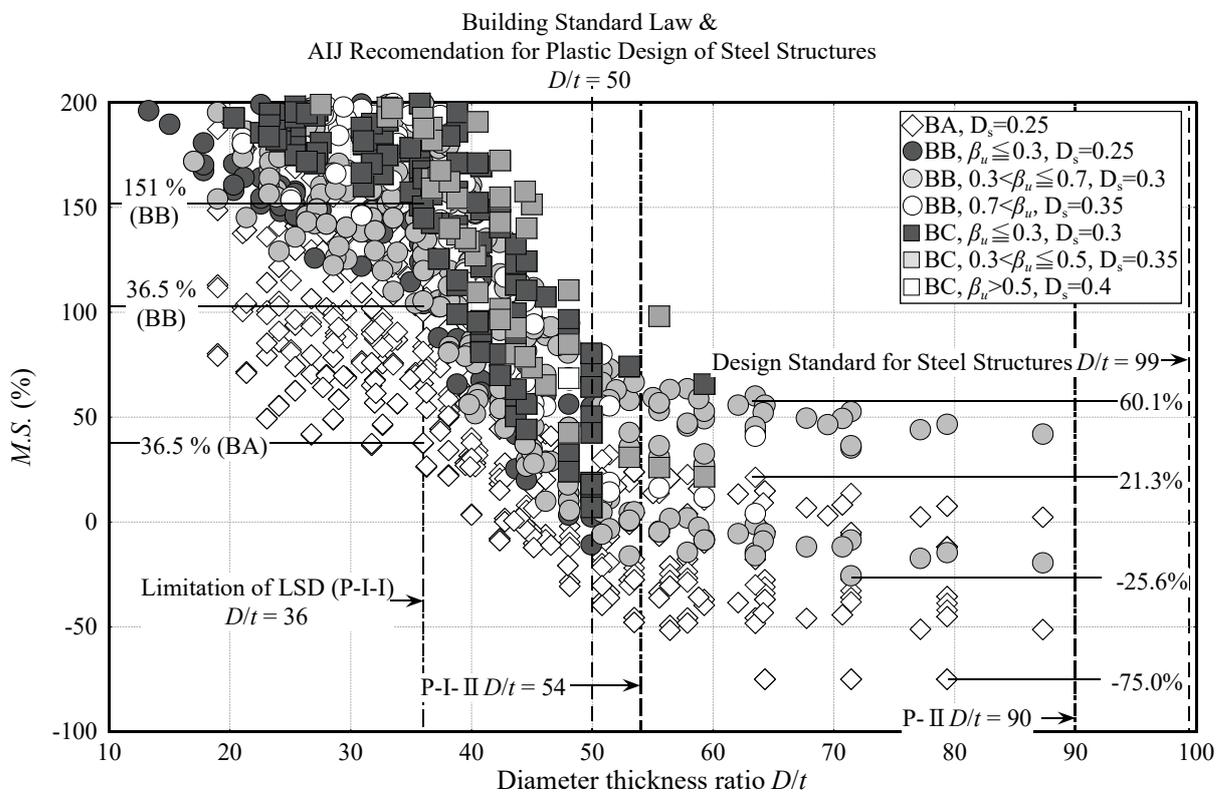


Fig. 3.5.5 $M.S.$ – D/t relationship (D_s of BSL, specific cases)

円形鋼管ブレースの断面形状パラメータと余裕率の傾向を分析する。Fig. 3.5.6 (a) に余裕率と円形鋼管ブレースの主要パラメータ分布関係を、Fig. 3.5.6 (b) に余裕率と径厚比関係を示す。Fig. 3.5.6 (a) に示すように、部材ランクが BB, BC で約 $10 \leq D/t \leq 40$ のブレース部材を配置したモデルは、ブレースの部材破断に対して D_s 現行値の余裕率 100%以上が評価される。建築基準法告示³⁻⁵⁾ではブレース部材の径厚比制限が設けられていないものの、Fig. 3.5.6 (a)に示すように LSD³⁻⁹⁾の径厚比制限 $D/t \leq 36$ を適用すれば、大規模地震時のブレースの部材破断に対する余裕率は 36%以上確保できると推定される。一方、Fig. 3.5.5 と同様に、径厚比 $D/t \geq 40$ では、一部のモデルの余裕率が負となり、 $D/t \geq 60$ の余裕率は BA ランクで -75 ~ 21%、BB ランクでは -25% ~ 60%の範囲に分布する。また、3.4 節の Fig. 3.4.20 (b)に示すように、ブレース部材の亀裂発生まで柱梁骨組のエネルギー吸収効果が得られない場合(BB ランク、 D/t 約 42 の C742 試験体)もあることに注意することが必要と考えられる。なお、BC ランクは、現行の建築基準法告示³⁻⁵⁾においても、座屈後の耐力劣化が著しく、繰返し座屈履歴性状が複雑になる中間の不安定型と見なされ、耐震性能が低く評価される(D_s 値は高く評価される)ため、BA や BB ランクより破断安全余裕率は高くなる。なお、建築基準法 LSD 指針以外に、建築基準告示³⁻⁵⁾($D/t = 50$, 柱材)、鋼構造設計規準³⁻¹⁴⁾($D/t = 99$, 板要素)、鋼構造塑性設計指針³⁻¹⁵⁾($D/t = 50$, 板要素)などでも径厚比制限が設けられているが、Fig. 3.5.6 (b)に示すように、これらの指針の制限値では BA ランクに負側評価が含まれる。



(a) $M.S.$ on $\lambda_e - D/t$ distribution map



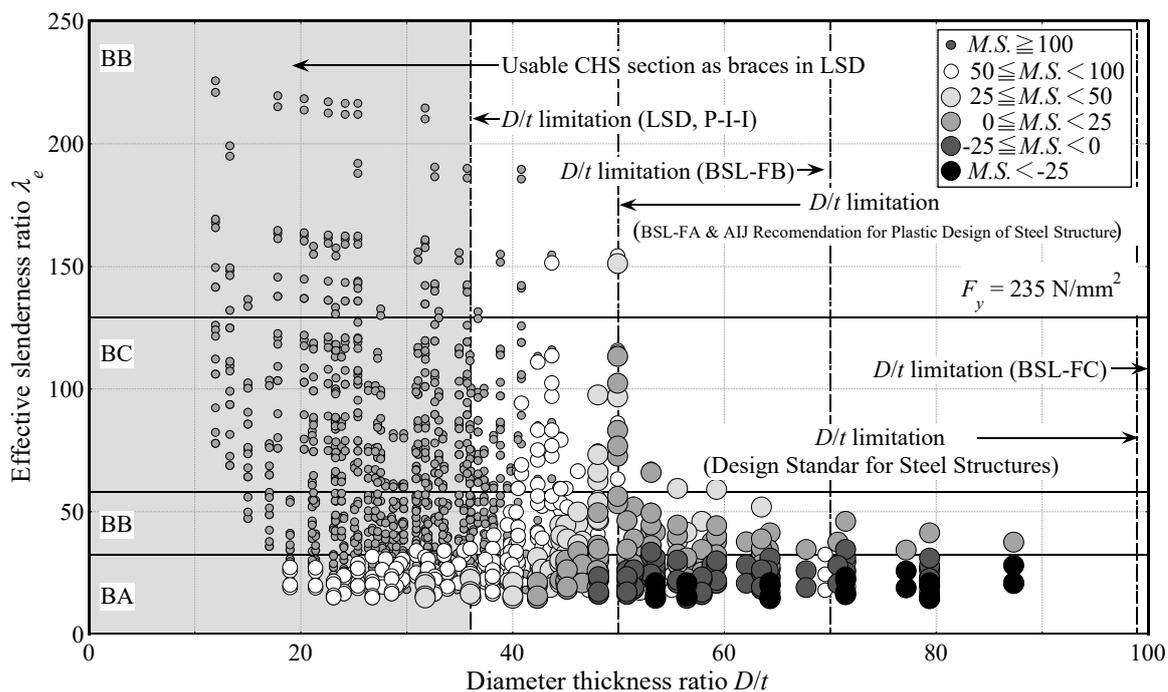
(b) $M.S. - D/t$ relationship

Fig. 3.5.6 Comparison of $M.S.$ (D_s of BSL, $n_{eq} = 2.0$, $C_0 = 1.0$)

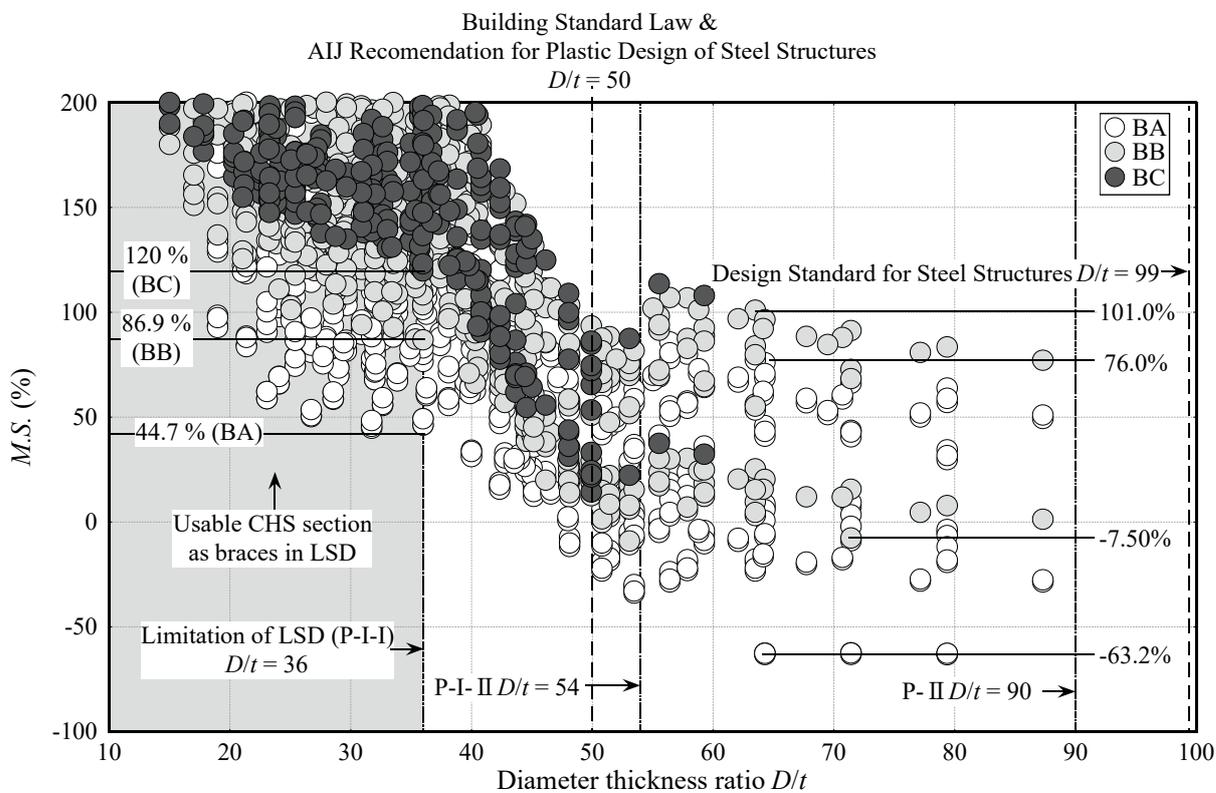
3.5.4. 鋼構造限界状態設計指針 βk_{di} の余裕率

次に鋼構造限界状態設計指針・同解説³⁻⁹⁾(LSD)で提案される塑性変形能力の低減係数 βk_{di} についても、ブレースの部材破断に対する安全余裕率を検証する。なお、3.5.3 節の Ds 現行値との対応関係を比較するため、 n_{eq} は 3.5.3 節と同様に従来の極稀に生じる設計用地震入力 1 回分($C_0 = 1.0$)に相当する 2.0 を用いる。

Fig. 3.5.7 (a) に余裕率と円形鋼管ブレースの主要パラメータ分布関係を、Fig. 3.5.7 (b) に余裕率と径厚比関係を示す。径厚比制限内($D/t \leq 36$)の βk_{di} の余裕率は告示³⁻⁵⁾から改善し、Fig. 3.5.7 (b) に示すように、大規模地震時のブレースの部材破断に対し、 βk_{di} の余裕率は部材ランクが BA ランクでも最低 44%以上確保できると推定され、LSD がより安全側の評価結果となった。一方、Fig. 3.5.6 (a)と Fig. 3.5.7(a), Fig. 3.5.6 (b) と Fig. 3.5.7 (b) の比較に示すように、告示より改善したモデルもあるが、 $D/t \geq 40$ の余裕率は告示と同様に一部が負となり、LSD の式(3-13)の適用範囲の限界を示す。なお、Ds 現行値の場合と同様に、建築基準告示³⁻⁵⁾($D/t = 50$, 柱材), 鋼構造設計規準³⁻¹⁴⁾($D/t = 99$, 板要素), 鋼構造塑性設計指針³⁻¹⁵⁾($D/t = 50$, 板要素)の制限値では BA ランクに負側評価が含まれる。



(a) $M.S.$ on $\lambda_e - D/t$ distribution map



(b) $M.S. - D/t$ relationship

Fig. 3.5.7 Comparison of $M.S.$ (βk_{di} of LSD, $n_{eq} = 2.0$, $C_0 = 1.0$)

3.5.5. その他の地震動入力に対する弾塑性設計指標の安全余裕率

続いて従来の極稀に生じる設計用地震入力 1 回分 ($C_0 = 1.0$) では考慮されていない地震動入力についても同様な安全余裕率評価を行い、傾向を分析する。

検討ケースは、一般的な長周期・長時間地震動、継続時間が長い地震動および多数回の主要動を繰り返す直下型地震動の 3 種類である。一般的な長周期・長時間地震動の n_{eq} は、文献 3-16) で検討された 2.25 を採用する。継続時間性や多数回の主要動の n_{eq} は、文献 3-17) に基づき、単位地震動の等価繰返し回数 n_0 と反復数 f として評価する。同手法は、エネルギー法の拡張を目的に検討されている。継続時間性の長い地震動の n_{eq} は、2011 年東北地方太平洋沖地震における新宿記録 (継続時間 300 s) に対する $f = 2.64^{3-18}$ と、長周期地震動について検討された $n_0 = 2.31^{3-19}$ より 6.10 を採用する。多数回の主要動を繰り返す直下型地震動は震度 7 クラスが 2 度生じた 2016 年熊本地震を想定し、極稀に生じる設計用地震入力 2 回分 ($f = 2.0$ と仮定) として $n_{eq} = 4.0$ を採用する。各ケースの評価結果は Fig. 3.5.8 ~ Fig. 3.5.11 に示す。また、主要な評価結果のまとめを Table 3.5.3 に示す。

(a) 一般的な長周期・長時間地震動 ($n_{eq} = 2.25$)

Fig. 3.5.8 に示すように、 n_{eq} で代表される入力地震動レベルの増大に従って、Ds 現行値と Bk_{di} の安全余裕率は低下するものの、LSD の径厚比制限 ($D/t \leq 36$) の範囲であれば、余裕率は最低 21% 程度 (BA ランク) 確保できると推測される。一方で、径厚比約 40 以上の範囲では、BB や BC ランクのブレース部材でも余裕率が負に評価される場合がある。

(b) 継続時間の長い地震動 ($n_{eq} = 6.10$, 2011 年東北地方太平洋沖地震を想定)

Fig. 3.5.9 と Fig. 3.5.10 に示すように、特に継続時間の長い長周期・長時間地震動を受ける場合の安全余裕率の低下は著しい。LSD の径厚比制限 ($D/t \leq 36$) の範囲であっても、余裕率は負に評価される場合があり、告示 Ds 現行値では最低-33%程度、LSD の Bk_{di} では最低-29 程度に評価される。特に LSD の Bk_{di} では BB ランクでも余裕率は-2%に評価された。

(c) 多数回の主要動を繰り返す直下型地震動 ($n_{eq} = 4.0$, 2016 年熊本地震を想定)

Fig. 3.5.11 に示すように、多数回の主要動を繰り返す直下型地震動を受ける場合の安全余裕率は、Fig. 3.5.9 や Fig. 3.5.10 に示す継続時間の長い地震動の場合より低下は抑えられる。しかしながら、極稀に生じる地震動 2 回で、LSD の径厚比制限 ($D/t \leq 36$) の範囲内の余裕率が負に評価される場合

があり、告示 D_s 現行値と LSD の Bk_{di} の安全余裕率は最低-20%程度に評価される場合がある。

Table 3.5.3 や Fig. 3.5.7~Fig. 3.5.11 に示したように、弾塑性設計の耐震性能指標は、従来の極稀に生じる設計用地震動レベルでは、径厚比制限等を考慮すれば、ブレースの部材破断に対する安全余裕率はある程度 (本節の検討範囲では最低 36%程度) は確保していると推測されるが、継続時間の長い場合や繰返し数が多い場合の地震動入力では、現行値の安全余裕率は、径厚比制限の有無に関わらず負に評価される場合がある。特にこの傾向は圧縮側耐力を信頼できる BB ランクやエネルギー吸収型と扱われる BA ランクで顕著となった。解決策は設計時の想定地震動入力レベルに応じて異なる D_s や径厚比制限を設定する制度変更が考えられる。しかしながら、確率的な事象として地震動入力レベルの上限が未定であることを考慮すると、これは場当たりの対策に過ぎないと考えられる。また、引張ブレースの BB ランクや、元から D_s が高めに設定される BC ランクは最低値でも正の安全余裕率を有しているが、架構に対する水平剛性と耐力付与という従来の観点で優秀な部材断面とは言えない。想定入力に比例して D_s を増大させることは、強度型架構をより強固にするために、より多くの鋼材量が必要になることを意味し、これらの結果は経済的に効率的であり、手続きも容易であるという弾塑性設計の限界を示していると考えられる。

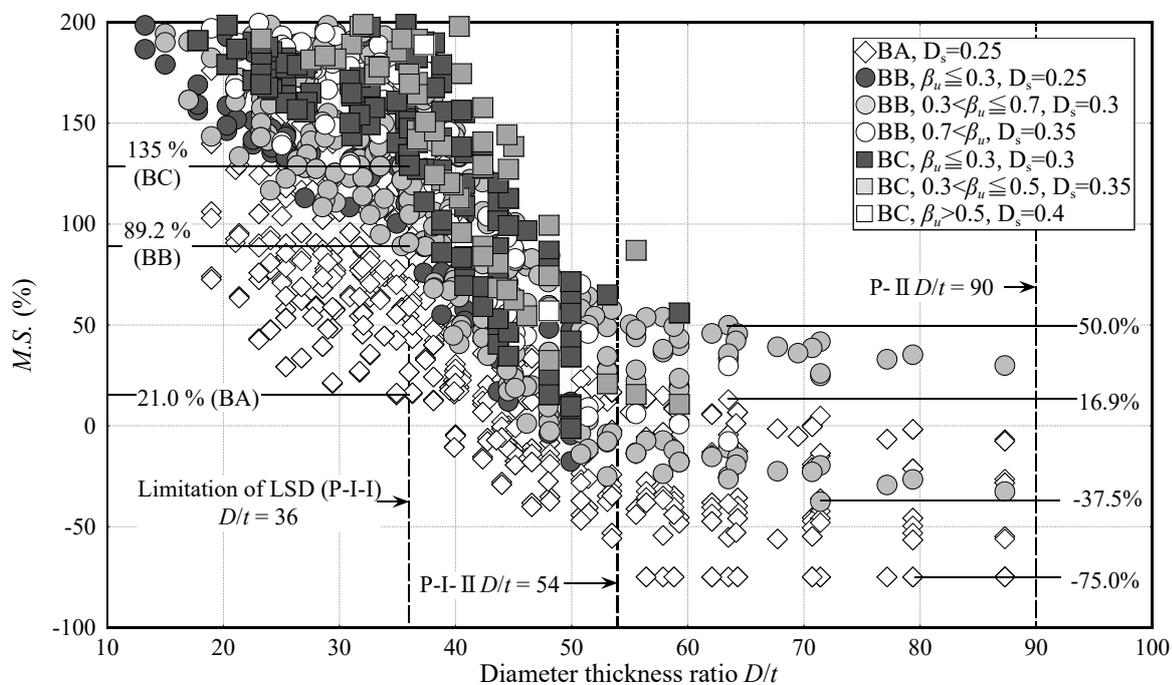
Table 3.5.3 Summary of M. S.

(a) D_s (BSL)

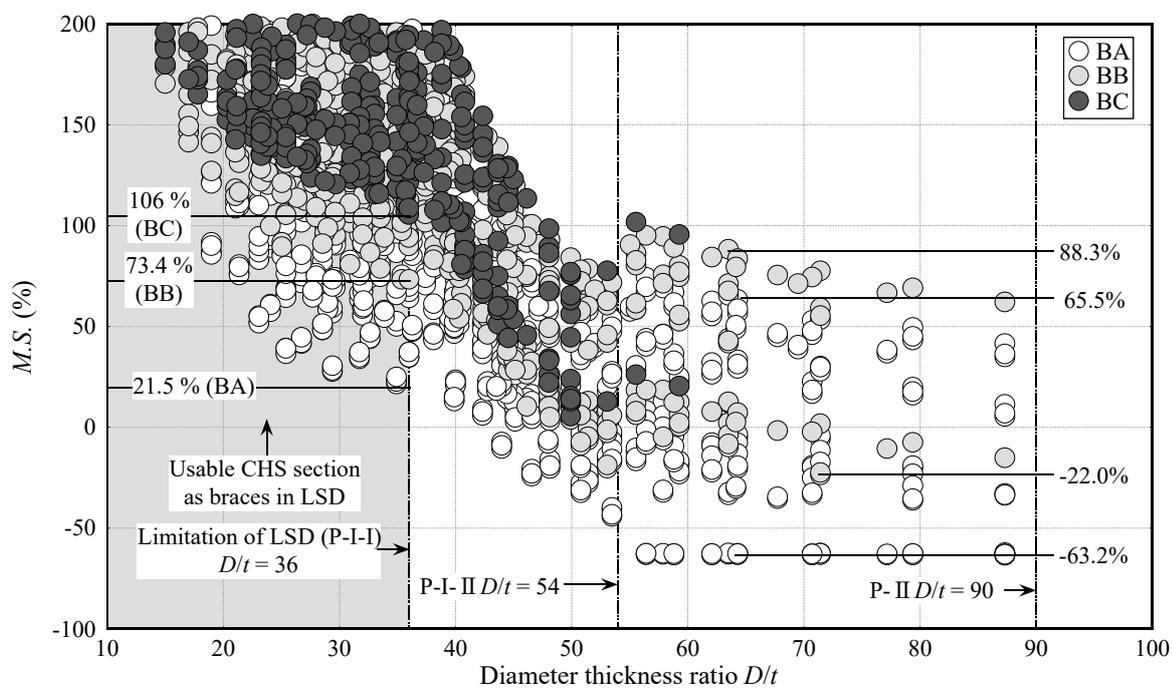
	n_{eq}	BA rank braces			BB rank braces			BC rank braces	
		$D/t \leq 36$ (P-I-I)	$D/t \leq 54$ (P-I-II)	$D/t \geq 60$	$D/t \leq 36$ (P-I-I)	$D/t \leq 54$ (P-I-II)	$D/t \geq 60$	$D/t \leq 36$ (P-I-I)	$D/t \leq 54$ (P-I-II)
$C_0 = 1.0$	2.00	Min. 36	-47.8 to 138	-75 to 21.3	Min. 104	-16.2 to 220	-25.6 to 60.1	Min. 151	7.04 to 293
Long period	2.25	Min. 21	-40.0 to 136	-75 to 16.9	Min. 89.2	-25 to 201	-37.5 to 50	Min. 135	-1.19 to 270
Long period (2011, Tohoku)	6.10	Min. -32.4	-75 to 43.4	-75 to 26.8	Min. 6.9	-75 to 95.9	-70 to -10.1	Min. 40.9	-70 to 134
Multiple near fault (2016 Kumamoto)	4.00	Min. -20.0	-75 to 68.9	-75 to -13.4	Min. 33.2	-70 to 130	-70 to 10.5	Min. 72.6	-35.3 to 179

(b) Bk_{di} (LSD)

	n_{eq}	BA rank braces			BB rank braces			BC rank braces	
		$D/t \leq 36$ (P-I-I)	$D/t \leq 54$ (P-I-II)	$D/t \geq 60$	$D/t \leq 36$ (P-I-I)	$D/t \leq 54$ (P-I-II)	$D/t \geq 60$	$D/t \leq 36$ (P-I-I)	$D/t \leq 54$ (P-I-II)
$C_0 = 1.0$	2.00	Min. 44.7	-33.9 to 217	-63.2 to 76.1	Min. 86.9	-9.0 to 268	-7.5 to 101	Min. 120	14.4 to 284
Long period	2.25	Min. 21.6	-24.2 to 199	-63.4 to 65.5	Min. 73.4	-18.6 to 248	-22.3 to 88.3	Min. 106	5.6 to 262
Long period (2011, Tohoku)	6.10	Min. -28.6	-68.4 to 144	-63.5 to -4.8	Min. -2.03	-68.4 to 130	-62.7 to 12.8	Min. 24.4	-67.9 to 137
Multiple near fault (2016 Kumamoto)	4.00	Min. -15.6	-68.4 to 159	-63.3 to 19.4	Min. 22.1	-62.7 to 169	-62.7 to 38.8	Min. 51.6	-30.9 to 179

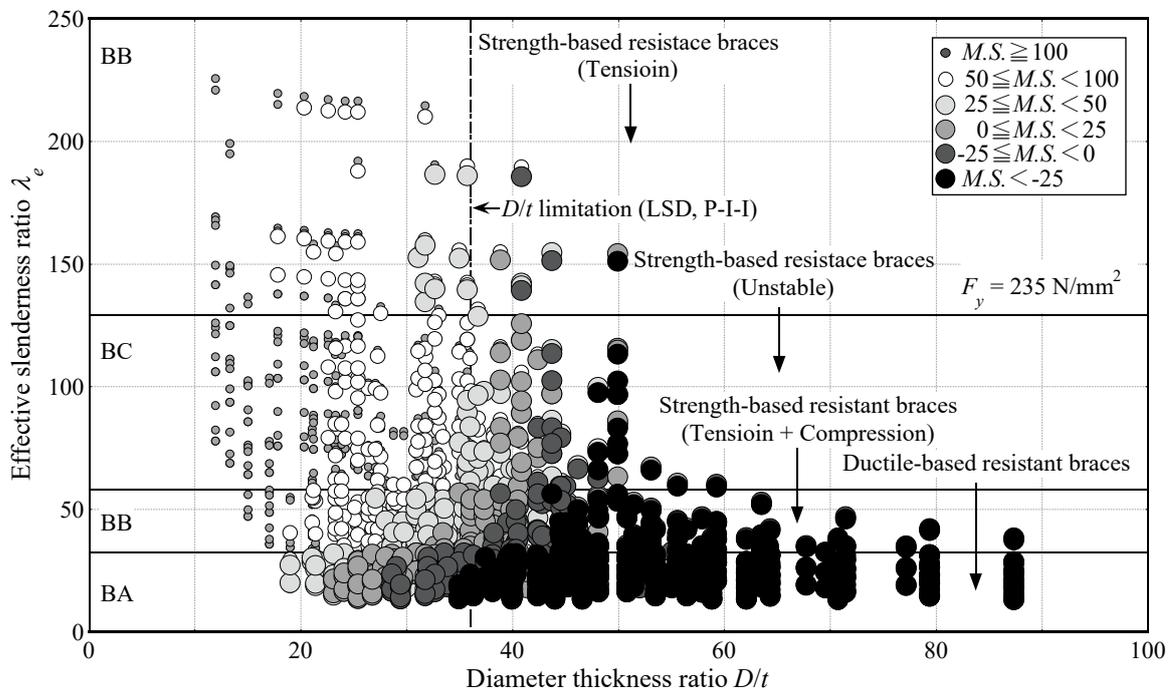


(a) D_s of LSD

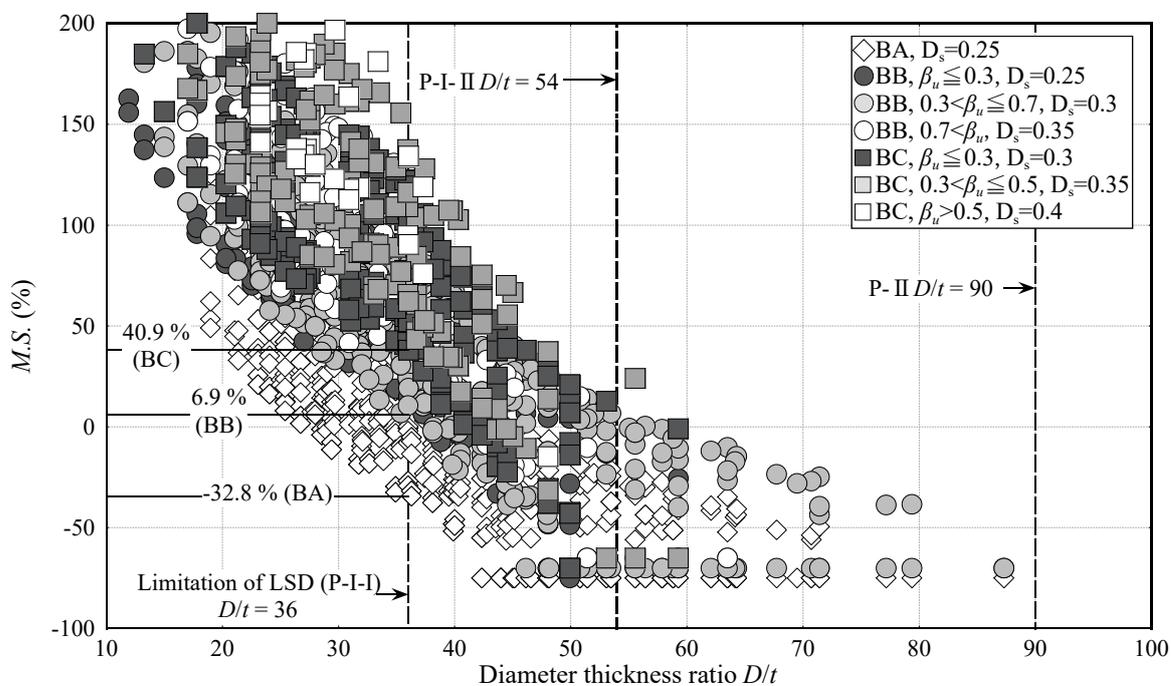


(b) b_{kdi} of LSD

Fig. 3.5.8 Comparison of $M.S. - D/t$ relationship ($n_{eq} = 2.25$, Long period earthquake)

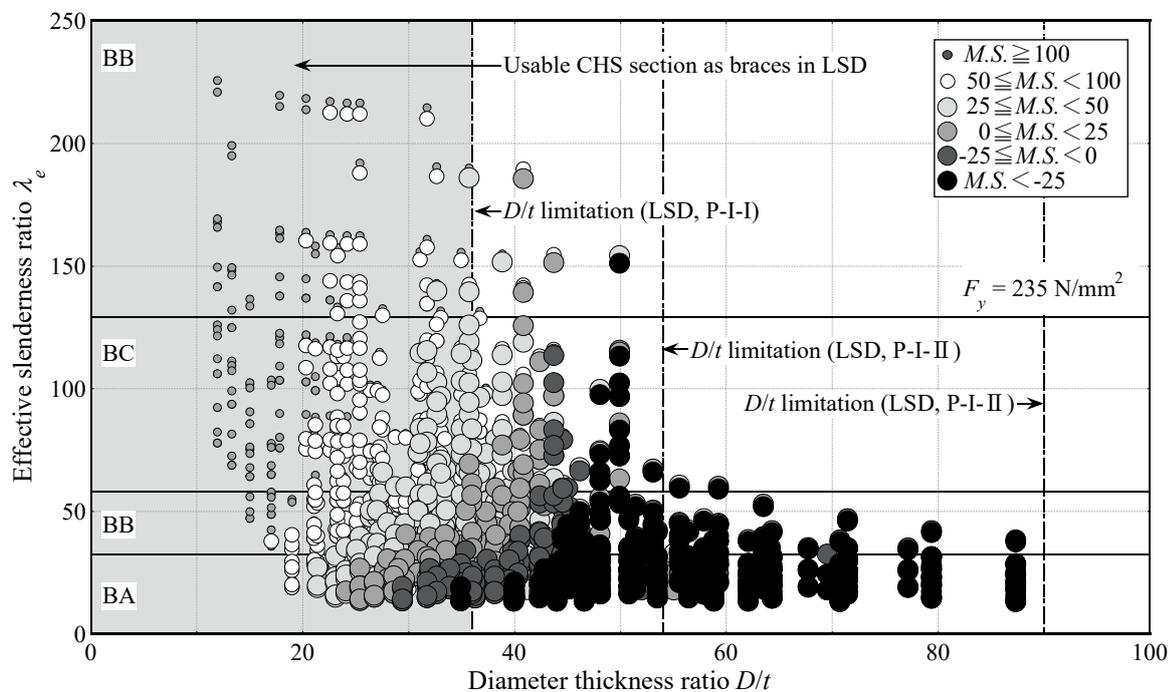


(a) *M.S.* on $\lambda_e - D/t$ distribution map

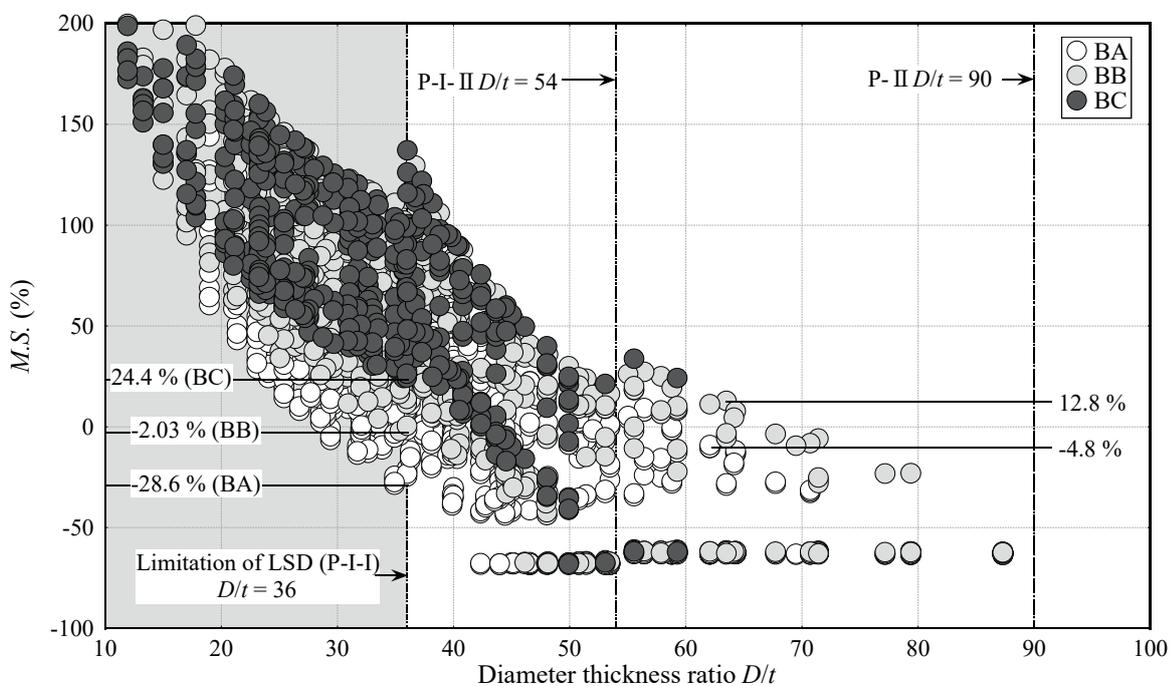


(b) *M.S.* - D/t relationship

Fig. 3.5.9 Comparison of *M.S.* (D_s of BSL, $n_{eq} = 6.10$, 2011 Tohoku)

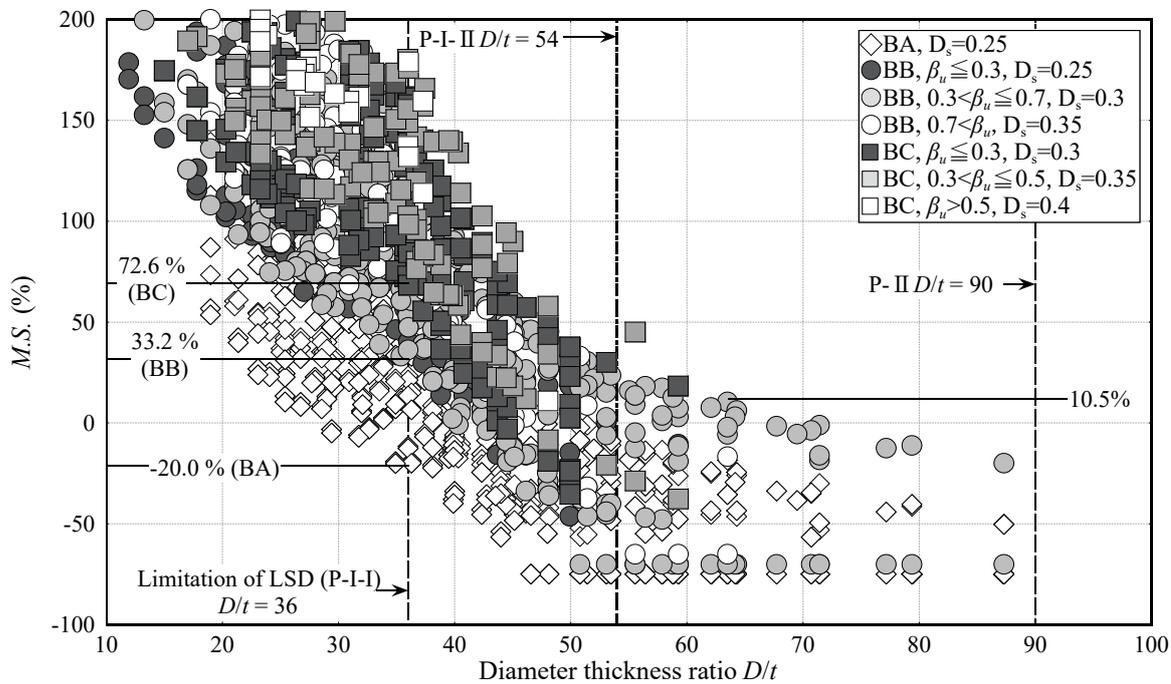


(a) *M.S.* on $\lambda_e - D/t$ distribution map

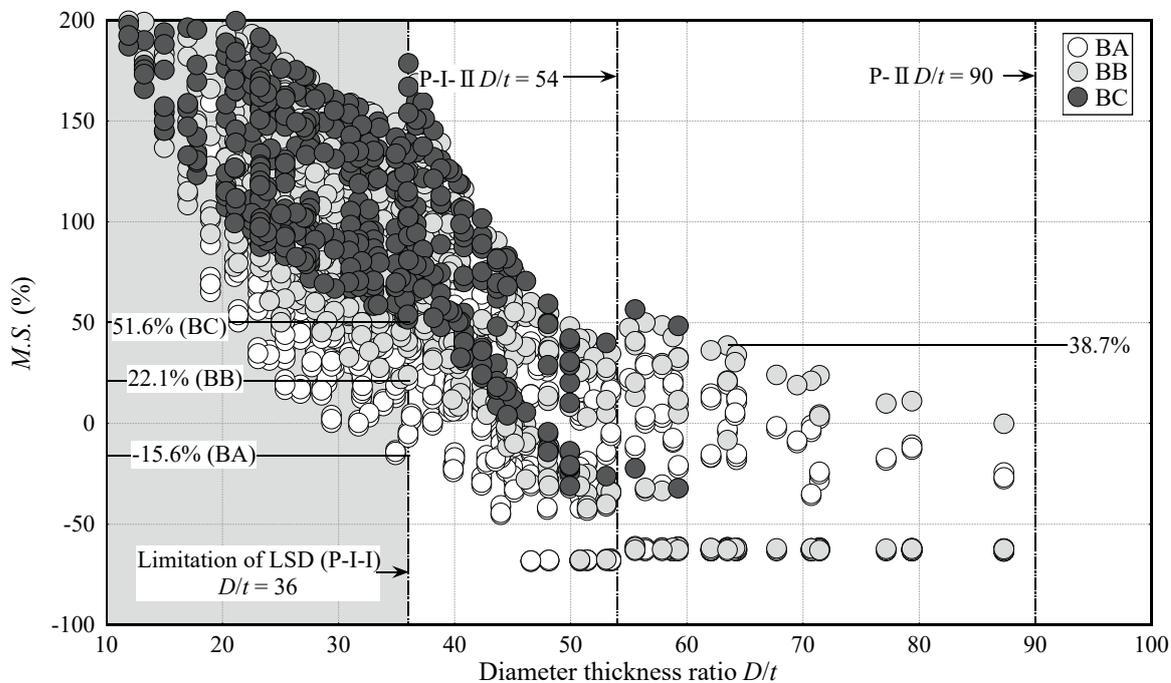


(b) *M.S.* - D/t relationship

Fig. 3.5.10 Comparison of *M.S.* (βk_{di} of LSD, $n_{eq} = 6.10$, 2011 Tohoku)



(a) D_s of LSD



(b) Bk_{di} of LSD

Fig. 3.5.11 Comparison of $M.S. - D/t$ relationship ($n_{eq} = 4.0$, Multiple near fault earthquake)

3.6. 3章のまとめ

本章では、広範な径厚比パラメータを有する円形鋼管ブレースの部材破断とブレース付鋼構造骨組の累積変形性能の因果関係について有限要素法を用いた詳細な数値解析と性能確認実験を用いた検証を行い、さらに保有水平耐力計算について、層の許容できる累積塑性変形量の観点から、円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した層の構造特性係数 D_s の評価手法を提案し、同部材破断に対する建築基準法告示³⁻⁵⁾や LSD 指針³⁻⁹⁾の弾塑性設計の耐震性能指標の安全余裕率について径厚比に着目して分析した。本章で得られた主要な知見を以下に示す。

- 1) 柱梁骨組に対し、G.PL を割込溶接した円形鋼管ブレース部材の破壊性状は、骨組面内方向の付加曲げの影響により、径厚比に応じて母材端部のみに局部座屈を生じて亀裂発生に至る場合と、母材中央部と端部に局部座屈を生じて中央部が先行破壊する場合と、特定の層間変形角範囲内では局部座屈を生じない場合に分類される。ただし、溶接部に応力集中が生じて破断しない限り、架構内のブレース部材においても、破断までの累積変形性能は提案した部材破断時期評価手法を用いて概ね検証できると考えられる。
- 2) 径厚比が小さく局部座屈を生じにくいブレース部材は、径厚比の大きいブレース部材より高い累積変形性能を発揮する。本検討の準静的入力下では、径厚比約 11 の円形鋼管ブレース部材は、等断面積の径厚比約 42 の円形鋼管ブレース部材と比較して、累積等価軸歪は約 4.2 倍、無次元化累積吸収エネルギー量は約 1.9 倍、同じく平鋼ブレースの無次元化累積吸収エネルギー量合計値は約 1.5 倍向上した。ただし、径厚比の小さい円形鋼管ブレース部材は、保有耐力接合を満たしても、溶接突端部の応力集中を緩和できずに亀裂を生じ、累積変形性能が劣化する場合があります。接合部の納まりに留意が必要である。
- 3) 円形鋼管ブレース部材の径厚比による累積変形性能差は、ブレース付鋼構造骨組の動的な終局耐震性能に影響を与える。本検討の地震動入力下では、径厚比約 11 の円形鋼管ブレース付鋼構造骨組は、等断面積の径厚比約 42 の円形鋼管ブレース付鋼構造骨組と比較して、接合部仕様によりブレース端部が早期破断したものの、全断面破断までの地震動入力は大で 78 cm/s に基準化した El Centro NS の振幅倍率 150 % 入力 1 回分増大した。また、どち

らの試験体も著しい応答増大や架構の倒壊現象はブレース部材の全断面破断時に顕著となった。

- 4) 架構の塑性エネルギー吸収能力を表す構造特性係数は、等価繰返し回数 $n_{eq}=2$ とした場合の円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した D_s 評価値に対し、LSD 指針³⁻⁹⁾の径厚比制限($D/t \leq 36$)であれば、告示 D_s 現行値は最低 36 %程度、LSD の低減係数 Bk_{di} は最低 44 %程度の余裕率を有するが、制限以上の径厚比範囲では余裕率が負となる場合がある。同傾向は有効細長比が小さい程顕著であり、特にブレース部材の水平力分担率による割増が適用されない告示の BA ランクは余裕率の低下が著しく、部材群ランク A の柱梁層骨組に対し、 $D/t \geq 60$ の告示 D_s 現行値の余裕率は -75 ~ 21 %に分布する。
- 5) 地震動の継続時間性や主要動の多数回繰返しを考慮すると、現行の告示 D_s 現行値や LSD の低減係数 Bk_{di} のブレース部材の破断安全余裕率は従来の極稀に生じる設計用地震動入力を用いた場合より低下し、LSD 指針³⁻⁹⁾の径厚比制限($D/t \leq 36$)範囲内であっても告示 D_s 現行値や LSD の低減係数 Bk_{di} の安全余裕率が負として評価される場合があり、経済的な耐震構造の選択肢として強度型架構の設計限界が示された。

【参考文献】

- 3-1) ABAQUS/Standard.ver.6.14-2
- 3-2) 竹内 徹, 堀内健太郎, 松井良太, 小河利行, 今村 晃: 鋼管部材の座屈および破断を考慮したトラス鉄塔の崩壊機構, 日本建築学会, Vol.79, No.703, pp.1309-1319, 2014.9
- 3-3) 桑村 仁, 山本恵市: 三軸応力状態における構造用鋼材の延性き裂発生条件, 日本建築学会構造系論文集, No.477, pp.129-135, 1995.11
- 3-4) Takeuchi T. and Matsui R. : Cumulative Deformation Capacity of Circular Tubular Braces under Local Buckling, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 137, No.11, pp.1311-1318, 2011. 11
- 3-5) 国土交通省: 2015 年版建築物の構造関係技術解説書, 2015.6
- 3-6) Takeuchi T and Matsui R. : Cumulative Deformation Capacity of Steel Braces under Various Cyclic Loading Histories, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.141, No. 7, 2014. 7
- 3-7) Wakabayashi M. Nakamura T. and Yoshida N. : Experimental Studies on the Elastic-Plastic Behavior of Braced Frames under Repeated Horizontal Loading. Part 2 Experimental Studies on the Elastic-Plastic Behavior of Braced Frames under Repeated Horizontal Loading. Part 2 Experiments of braces composed of steel circular tubes, angle-shapes, flat bars or round bars, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, 1980. 3
- 3-8) 杉本雅一, 三木千壽: 鋼管基部補強 U 字リブ構造の疲労強度, 土木学会論文集, No.787, pp.47-56, 2005.4
- 3-9) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 3-10) 秋山 宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999.11
- 3-11) Veletos, A.S. and N.M. Newmark : Effect of Inelastic Behavior of the Response of Simple System to Earthquake Motions, II WCEE, p.p.895~912, 1960.
- 3-12) 石丸辰治: 応答性能に基づく「対震設計」入門, 彰国社, 2004.3
- 3-13) 松井良太, 潤井駿司, 得能将紀, 竹内 徹: ブレースおよび梁端部破断を考慮した鋼構造骨組の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.717, pp.1745-1754, 2015.11
- 3-14) 日本建築学会: 鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 —, 2005.9
- 3-15) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 2017.3
- 3-16) 北村春幸, 馬谷原伴恵: 長周期地震動に対する鋼構造高層建物の耐震安全性評価—その 2 エネルギー法を用いた長周期地震動の評価—, 日本建築学会大会(近畿), 学術梗概講演集, B-2 分冊, pp. 375-376, 2005.7
- 3-17) 秋山宏, 北村晴幸: エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応, 日本建築学会構造系論文集, No. 608, pp. 37-43, 2006.10

- 3-18) 小穴温子, 北村晴幸, 吉江慶祐, 佐藤俊明: 設計用地震動のための長周期地震動の f 値の定性的評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 77, No. 674, pp. 575-584, 2012.4
- 3-19) 成田冴子, 小穴温子, 北村晴幸, 佐藤利昭, 佐藤大樹, 佐藤俊明, 壇一男, 吉江慶祐, 谷内孝誠: 長周期地震動における f 値と単位地震動の等価繰り返し数の弾塑性応答解析に基づく再評価, 日本建築学会大会(九州), 学術梗概講演集, B-2 分冊, pp. 717-718, 2016.8

第4章 一般化応答スペクトル解析法を用いた応答制御型ブレース付鋼構
造骨組の地震応答評価

4.1. 序

第 3 章の検討より、弾塑性設計の構造特性係数 D_s は、従来の極稀に生じる設計用地震動入力では径厚比が 40 を超える範囲で、継続時間の長い地震動や 2 回以上繰返す地震動入力では鋼構造限界状態設計指針の径厚比制限 36 以下でも BA や BB ランクの範囲で、破断安全余裕率が負になる場合があることが定量的に示された。設計用入力レベルに応じた径厚比制限と D_s の設定という解決が考えられるが必要鋼材量の増大が懸念される。これらの結果は経済的と見なされている強度型架構の設計限界を示唆していると考えられる。また、強度型ブレースは全体座屈後に破断すると架構の応答変位が急増するため、要求性能の高い建築物では、主架構に損傷を蓄積する弾塑性設計を適用することは必ずしも適当とは言えない。同様の施設では、一部に制振部材(ダンパーとも称する)を導入することで、同様の入力では、強度型ブレースを曲げ座屈させないという応答制御設計が有効である。特に座屈拘束ブレース(BRB)などの弾塑性ダンパーは、応答低減効果に加えて周辺部材の荷重制限効果があり、個材座屈が問題となる強度型ブレースに代わり適用が進んでいる。そこで第 4 章、5 章では骨組への望ましいブレース配置と耐震性能との関係を分析する。

制振構造の設計は、応答スペクトル解析法に基づく略算が時刻歴応答解析より時間効率性に優れる。特に Jacobsen に端を発する等価線形化法⁴¹⁾は、振動系の付加減衰を手計算できるため、笠井を初めとした精力的な検討が行われ、各制振部材に対応した簡易な評価法の分類・体系化が進み、標準的な最適設計法が既に確立している⁴²⁾。簡易手法は数値解析を行う前の計画段階で実用的であり、特定の制御構造に特化した派生法も多く検討されている^{例えば 43)}。しかし、簡易手法の適用範囲は、単純な振動系に置換できる理想的な制御構造に限られ、空間構造など複雑な振動性状を示す構造物では時刻歴応答解析を用いて試行錯誤する機会が多い^{例えば 44), 45)}。特に強度型ブレースが混在する応答制御型架構の設計では、“どこにどれだけの強度型ブレースと制振ブレースを配置すると効果的か?” など離散的な部材の配置と容量の検討が必要であり、単純な振動系に置換える手法は合理的とは言えない。これに対して複素固有値解析と応答スペクトル解析法を組合せた手法は、各部材を考慮した立体モデルに適用可能であるが、弾塑性ダンパーの取扱いが難しく、特定の弾塑性履歴に特化した手法⁴⁶⁾など適用範囲は未だ限られている。第 1 章で述べたように、応答制御型架構は建築設計の可能性を広げられる耐震構造であり、その設計に用いる応答評価法は汎用性と拡張性が重要と考えられる。本章は第 5 章の最適設計への展開を目的として、任意形状のブレース付鋼構造骨組に適用可能な応答スペクトル解析法を構築し、その適用性を検証する。

4.2. ダンパーを有する多自由度系を対象とした既往の応答スペクトル解析法

初めにダンパーを有する多自由度系を対象とした既往の応答スペクトル解析法について、本章で提案する手法と関係が深い手法を概説する。なお、特に応答スペクトル法を含めたモード解析手法は、文献によって様々な用語が使用されているため、本節では制振構造物の地震応答評価に用いられる範囲でモード解析の基本知識に触れつつ、本章における各種用語の定義も行う。以下、振動系は行列形式で表記し、質量行列 \mathbf{M} 、減衰行列 \mathbf{C} 、剛性行列 $\mathbf{K}(\mathbf{K}_{eq})$ の対称性に基づき、振動系は \mathbf{MK} 型(非減衰系 or 比例減衰系)、 \mathbf{MCK} 型(実対称減衰系, 非比例減衰系)、 \mathbf{MK}_{eq} 型ないし \mathbf{MCK}_{eq} 型(複素非対称減衰系, 非比例減衰系)と分類して論述する。

4.2.1. 各種用語について

(a) 振動固有値解析 (特に比例減衰を例として)

n 自由度の振動系が質量行列 \mathbf{M} 、剛性行列 \mathbf{K} を有していると仮定する。非減衰振動系の固有値は、式(4-1)を変換した一般固有値問題式(4-2)を解くことで得られる。振動系の揺れ方(周期や振動形状)に関する情報を得るために固有値問題を解くことを振動固有値解析と呼び、非減衰振動の場合は最大で n 次の固有値が得られる。減衰振動の場合でも同様な振動固有値解析が可能であり詳細は 4.2.3 節で述べる。なお、断りがない限り、モード番号順は固有周期の大きい順番を仮定する。本章では、振動の固有値しか取り扱わないため、以下では固有値解析と略して記す。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \{0\} \quad (4-1)$$

$$(\mathbf{K} - \lambda\mathbf{M})\mathbf{u} = \{0\} \quad (4-2)$$

ここに、 \mathbf{x} 、 $\ddot{\mathbf{x}}$ はそれぞれ応答の変位、加速度ベクトル、 λ は非減衰振動の固有値 ($= \omega^2$)、 \mathbf{u} は非減衰振動の固有モードベクトル、 ω は固有円振動数である。

一般に構造物の減衰のメカニズムは複雑であり、減衰行列 \mathbf{C} のモデル化は難しい。これに対して比例減衰とは、振動系の主要なモード応答の減衰性能(例えば低層の重層構造物であれば 1 次)を適切に表現できる様に非減衰振動の固有振動特性に基づいて一義的に設定される減衰である。非比例減衰とは、ダンパーなど振動系の中で減衰性能を発揮する部位が明確になっている場合に用いられる減衰であり、比例減衰 \mathbf{C} に要素減衰行列を累加することで作成することも少なくない。

固有モードベクトルの直交性から、振動系は等価な縮約 1 自由度系にモード分解される。特に比例減衰系の場合では、減衰行列 \mathbf{C} は \mathbf{M} または \mathbf{K} の線形和として表現されるため、 \mathbf{C} は非減衰

振動の固有モードベクトルで同様にモード分解することができ、対応する各モード減衰比 ξ を得る。縮約 1 自由度系の運動方程式を一般座標上(実関数 q)の非連成モード方程式(4-3)と呼ぶ。なお、振動理論では、固有ベクトルは質量行列に対して正規化($\mathbf{u}_s^T \mathbf{M} \mathbf{u}_s = 1$)することが多く、本論も従う。

$$m_s \ddot{q}_s + c_s \dot{q}_s + k_s q_s = 0 \iff \ddot{q}_s + 2\xi_s \omega_s \dot{q}_s + \omega_s^2 q_s = 0 \quad (4-3)$$

ここに s はモード番号, $m_s = \mathbf{u}_s^T \mathbf{M} \mathbf{u}_s$, $k_s = \mathbf{u}_s^T \mathbf{K} \mathbf{u}_s$, $c_s = \mathbf{u}_s^T \mathbf{C} \mathbf{u}_s = \mathbf{u}_s^T (a\mathbf{M} + b\mathbf{K}) \mathbf{u}_s$ であり, それぞれ広義のモード質量, モード剛性, モード減衰であり, 値は固有ベクトルの長さに依存して変化する。 a と b は比例減衰の係数であり, 質量比例, 剛性比例, レーリー型などで計算法が異なる。

構造物の振動は, 振動系の固有振動特性の重ね合わせである程度表現することができ, 特に材料的, 幾何学的に線形の範囲であれば, 地震動入力に対する応答を, 振動固有値解析の結果(固有周期や固有モードベクトル)の畳み込みで求めることが出来る。この振動解析手法をモード解析手法(モード重合法, モーダルアナリシス)と呼び, 主として応答時刻歴を計算するモード応答解析法と, より計算少なく最大応答だけを略算する応答スペクトル解析法に分類される。モード解析手法は, 固有値解析以外は線形方程式を解く必要がなく, 適用範囲が線形応答に限られるものの, 時刻歴応答解析より計算時間が短く済む。なお, 本論ではモード解析と固有値解析は区別する。

(b) モード応答解析法

地動入力加速度 x_g を受ける比例減衰の振動系の運動方程式は式(4-4)で表され, その場合の非連成モード方程式は式(4-5)で表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = -\mathbf{M}\{1\}x_g \quad (4-4)$$

$$\ddot{q}_s + 2\xi_s \omega_s \dot{q}_s + \omega_s^2 q_s = -\beta_s x_g \quad (4-5)$$

ここに, β は刺激係数と呼ばれ, 式(4-6)で計算する。固有ベクトルと刺激係数の積 $\beta_s \mathbf{u}_s$ は刺激関数と呼ばれる。 β は固有ベクトルの直交性に基づき, 展開定理を利用して単位外乱ベクトル $\{1\}$ をモード分解した係数であり, 外乱に対する各モードの寄与度を表す。また, 集中質量で構成された質量行列 \mathbf{M} の場合では, 式(4-7)より広義質量と刺激係数の 2 乗の積 $\beta_s^2 m_s$ が, 振動系の総質量に対するモード有効質量 M_s となり, 総質量に対する比(有効質量比)は卓越固有振動特性の指標として用いられ, モード解析手法においては重合に用いるモードの選定の指標にも用いられる。

$$\beta_s = \frac{\mathbf{u}_s^T \mathbf{M} \{1\}}{\mathbf{u}_s^T \mathbf{M} \mathbf{u}_s} \quad (4-6)$$

$$\{1\}^T \mathbf{M} \{1\} = \sum_{s=1}^n (\beta_s \mathbf{u}_s^T) \mathbf{M} (\beta_s \mathbf{u}_s) = \sum_{s=1}^n \beta_s^2 m_s = \sum_{s=1}^n M_s \quad (\because \mathbf{u}_s^T \mathbf{M} \mathbf{u}_s = 1) \quad (4-7)$$

振動系の時刻 t に対する応答 \mathbf{x} は入力 \mathbf{x}_g に対するモード基本解 q_s (縮約 1 自由度系の応答値) より式(4-8)で求められる。

$$\mathbf{x}(t) = \sum_{s=1}^n (\beta_s \mathbf{u}_s) q_{s0} \quad (4-8)$$

(c) 応答スペクトルと応答スペクトル解析法(Response Spectrum Analysis, RSA)

実際の耐震設計における興味は地震応答の最大値の検定にあることが多く、応答スペクトル解析法は各モードの最大応答値のみを重合し、振動系全体の最大応答値を略算する。任意の固有円振動数 ω , 減衰比 ξ を有する 1 自由度減衰振動系の地震時最大応答を統計化したデータベースは応答スペクトルと呼ばれる。応答スペクトルは、1 自由度系の結果であるものの、構造物の固有周期と地震応答の関係性を議論する指標として用いられることが多い。式(4-5)に示すように、非連成モード方程式は 1 自由度減衰振動系であり、各モード基本解の最大応答は応答スペクトル値に等しく、その振動モード全体の最大応答は応答スペクトルと刺激関数のスカラーベクトル積として表現される。ただし、各モードは固有周期が異なることが多く、各モードの最大応答は一般に同時性を有するとは限らないため、応答スペクトル解析法では、各モードの最大応答の重合方法について種々の提案がある。ここでは特に評価精度が良い SRSS 法や CQC 法について述べる。

SRSS 法は、各モード応答が同時に発生しないということを考慮し、確率論の観点から各モードの 2 乗和平方を用いて最大応答を評価する手法である。ここに i は自由度番号である。

$${}_i R_{\text{SRSS}} = \sqrt{\sum_{s=1}^n \{(\beta_s)_i \mathbf{u}_s\} S_d(\omega_s, \xi_s)^2} \quad (4-9)$$

ただし、特にモード間の固有円振動数が近接し、その相関が無視できない場合では、SRSS 法は誤差が大きくなることが知られている。これに対して CQC 法は、モード間の相関を考慮した 2 乗和平方を用いて最大応答を評価する。 ρ はモード相関を考慮するための係数であり、対象とする応答の種類によって式(4-11)～式(4-13)を用いる。 $\gamma = \omega_r / \omega_s$ である。

$${}_i R_{\text{CQC}} = \sqrt{\sum_{s=1}^n \sum_{r=1}^n (\beta_{si} \mathbf{u}_s)(\beta_{ri} \mathbf{u}_r) S_{d_s}(\omega_s, \xi_s) S_{d_r}(\omega_r, \xi_r) \rho_{sr}} \quad (4-10)$$

$$\text{相対変位} \cdot \text{部材力} : \rho_{sr} = \frac{8\sqrt{\xi_s \xi_r} (\xi_s + \gamma \xi_r)^{1.5}}{(1 - \gamma^2)^2 + 4\xi_s \xi_r \gamma (1 + \gamma^2) + 4(\xi_s^2 + \xi_r^2) \gamma^2} \quad (4-11)$$

$$\text{相対速度： } \rho_{sr} = \frac{8\sqrt{\xi_s \xi_r} (\xi_r + \gamma \xi_s)^{1.5}}{(1-\gamma^2)^2 + 4\xi_s \xi_r \gamma (1+\gamma^2) + 4(\xi_s^2 + \xi_r^2) \gamma^2} \quad (4-12)$$

$$\text{絶対加速度： } \rho_{sr} = \frac{8\sqrt{\xi_s \xi_r} \{ \xi_r + \gamma^3 \xi_s + 4\gamma \xi_s \xi_r (\xi_r + \gamma \xi_s) \} \sqrt{\gamma}}{\sqrt{(1+4\xi_s^2)(1+4\xi_r^2)} \{ (1-\gamma^2)^2 + 4\xi_s \xi_r \gamma (1+\gamma^2) + 4(\xi_s^2 + \xi_r^2) \gamma^2 \}} \quad (4-13)$$

(d) 等価線形化法 (等価線形化法を組合せた応答スペクトル解析法)

等価線形化法の初出は 1930 年の Jacobsen の文献 4-1) であるとする。これはノイマン型コンピュータや応答スペクトルが発明される前であり、初期の等価線形化法とは、特に機械構造物を対象に、種々の減衰特性を有する 1 自由度振動系の運動方程式を、正弦波一周分分のエネルギー吸収量が等価な線形粘性減衰の 1 自由度振動系の運動方程式に置換し、その定常応答を解析的に検証するための近似解法であった。ただし、結果として種々の減衰特性に対する等価な線形粘性減衰が得られるため、応答スペクトルを利用する強度型の耐震設計の隆盛に伴ない、等価線形化法は 1 自由度系と見立てた主架構の塑性エネルギー吸収と付加減衰比の評価手法に意味が移り変わった。これに対し Jacobsen は 1960 年に文献 4-7) にて、弾塑性減衰では評価精度に限界があることを指摘しつつ、1 自由度の線形粘性減衰系との比較から一般的な付加減衰比 ζ^{eq} の評価式(4-14)を提案した。

$$\zeta^{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E}{W} \quad (4-14)$$

ここに、 E は正弦波一周分分のエネルギー吸収量、 W は弾性歪エネルギーである。同式は速度の 1 乗に比例する線形粘性減衰振動系の減衰比の理論解である。

その後の等価線形化法は、笠井らの検討に代表されるように、制振構造物の設計手法に導入され、日本免震構造協会的设计マニュアル⁴²⁾などで標準化された。同手法では、構造物全体を置換した等価 1 自由度振動系を用いてダンパーの諸元を検討した後に、種々の仮定に基づいて建物各層にダンパーを配分するという手続き踏む。等価線形化法は各ダンパーの付加減衰の評価に用いられ、各種のダンパーに対する付加減衰比の評価法が分類・体系化されている。現在の等価線形化法は「エネルギー吸収要素の付加減衰を簡易的に考慮した応答スペクトル解析法」と捉えられることが少なくないが、厳密には「付加減衰の評価手法」であり、その地震応答評価は「等価線形化法+応答スペクトル解析法」と呼ぶのが正確である。なお、以上に示したように、等価線形化法は基本的に 1 自由度振動系を対象とする付加減衰比の評価手法であることに留意が必要である。次節からは、個別のダンパーを考慮できる多自由度系の地震応答評価について言及する。

4.2.2. 拡張型等価線形化法

ダンパーを有する多自由度系の地震応答評価では、前節に述べた等価線形化法を組合せた応答スペクトル解析法に類する手法として Biggs rule⁴⁸⁾が挙げられる。同手法はダンパーにより非比例減衰となる多自由度系の地震応答を、比例減衰系である MK 型の固有振動特性(周期, モードベクトル, 刺激係数, 比例減衰の初期モード減衰比 ζ_{s0})を用いて近似評価する手法である。Biggs rule では、多自由度系の s 次の等価モード減衰比 ζ_s^{eq} は、 s 次モード最大変形時における i 番目の構成要素(骨組モデルであれば部材, 串団子モデルであれば層)の等価減衰比 ζ_s^i を弾性歪エネルギー W_s^i で重み付けし、全構成要素の弾性歪エネルギーの総和で平均化する式(4-15)で求める。また、Biggs rule を付加減衰比の評価式と厳密に捉え、同式に初期モード減衰比 ζ_{s0} を含まない場合がある。

$$\zeta_s^{eq} = \frac{\sum_i \zeta_s^i W_s^i}{\sum_i W_s^i} + \zeta_{s0} = \frac{1}{4\pi} \frac{\sum_i E_s^i}{\sum_i W_s^i} + \zeta_{s0} \quad (4-15)$$

展開部分に示すように、この重み付け平均は、多自由度系を 1 自由度系と見立てて、定常応答下における全ての吸収エネルギー E_s と弾性歪エネルギー W_s の比を求めていることと同じであり、式(4-15)は 1 自由度系の等価線形化法の拡張と言える。なお、各等価モード減衰比を計算した後は、対応する応答スペクトル値と従来の応答スペクトル解析法(SRSS, CQC 法など)により地震応答を評価する。Biggs rule は、手計算の範囲でも建物内の様々なダンパーのエネルギー吸収を考慮した地震応答評価が可能であり、日本免震構造協会の設計マニュアル⁴²⁾では、重層構造物を対象に、モード重合の代わりに Bi 分布の振動モードだけで地震応答評価する手法が示されている。

その一方で、Biggs rule などに挙げられる近似的な地震応答評価法は、MK 型の非減衰モード形状を前提としており、ダンパーにより比較的大きな減衰比を有するモードでは、非減衰モード形状はダンパーを考慮した真の減衰モード形状と乖離する可能性があり、振動モードの位相差の影響を含め、強減衰比を有するモードの地震応答評価精度は保証されない。例えば竹内ら⁴⁹⁾は、粘弾性ダンパーで改修されたトラス鉄塔の立体モデルの地震応答評価に Biggs rule を適用し、その有効性を示しているが、1 次モード減衰比は約 7%程度の範囲で運用されている。また、同検討内では、部材の減衰比 ζ_s^i の評価に用いる弾性ひずみエネルギー W_s^i の種類が建物種別(軸力抵抗系, 曲げ抵抗系)に依存する点が報告されている。以上の理由から、拡張型等価線形化法を用いた非比例減衰系の近似的な応答スペクトル解法は、任意のダンパーを有する任意形状の立体モデルに用いる手法としては、拡張性・汎用性・適用範囲の点で制約が多いといえる。

4.2.3. 非比例減衰系のための拡張型モード重合法

前節の問題点に対する解決策として、非比例減衰系の複素固有値に基づく拡張型モード重合法が挙げられる。複素固有値解析はダンパーを有する多自由度系の厳密な各モード減衰比と振動モード形状の精算に適している。文献 4-10)より、一般的な **MCK** 型の複素固有値は、2 階連立微分方程式(4-16)に恒等式(4-17)を加えた 1 階連立微分方程式(4-18)を、標準固有値問題に書き換えた式(4-19)の解として得られる。この手法は提案者の名前より“Foss の手法”と呼ばれることがある。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = -\mathbf{M}\{1\}x_g \quad (4-16)$$

$$-\mathbf{K}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\dot{\mathbf{x}} = \{0\} \quad (4-17)$$

$$\bar{\mathbf{M}}\dot{\mathbf{X}} + \bar{\mathbf{K}}\mathbf{X} = -\bar{\mathbf{M}}\mathbf{E}x_g \quad (4-18)$$

$$\begin{bmatrix} -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} \\ \mathbf{I} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda\mathbf{u} \\ \mathbf{u} \end{Bmatrix} = \lambda \begin{Bmatrix} \lambda\mathbf{u} \\ \mathbf{u} \end{Bmatrix} = \lambda\mathbf{v} \quad (4-19)$$

ここに、 \mathbf{x} 、 $\dot{\mathbf{x}}$ 、 $\ddot{\mathbf{x}}$ はそれぞれ応答の変位、速度、加速度ベクトル、 x_g は入力加速度、 λ は複素固有値、 \mathbf{u} は $1 \times n$ の複素固有モードベクトルであり、 \mathbf{I} は $n \times n$ の単位行列であり、 $\mathbf{0}$ は $n \times n$ の零行列ないし $1 \times n$ の零ベクトルである。

$$\bar{\mathbf{M}} = \begin{bmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K} \end{bmatrix}, \quad \bar{\mathbf{K}} = \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{K} \\ \mathbf{K} & \mathbf{0} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{Bmatrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{X} = \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}} \\ \mathbf{x} \end{Bmatrix} \text{ である。}$$

\mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} 行列が $n \times n$ の正方行列とすると、式(4-19)より、 λ と \mathbf{u} はそれぞれ $2n$ 個存在し、式(4-19)は非対称行列のため固有値、固有ベクトルは複素数となる。ただし、 \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} は一般に実対称行列のため、重複解を除けば複素共役な n 組のペアが保証される。なお、これは振幅 D 、固有円振動数 ω で自由振動する 1 自由度非減衰系の自由振動解の複素数表示 $x = D e^{i\omega t}$ が $\lambda = \pm i\omega$ となるように、**MK** 型の非減衰振動系の固有値でも成立する。なお、**MK** 型の場合では、 $\lambda = \omega^2$ (正の実数)として固有値問題を定式化(4.2.1 節(a)参照)する事が多いため複素数解は発生しない。**MCK** 型の場合では、 $\lambda = -\text{Re}(\lambda) + i \text{Im}(\lambda)$ として、1 自由度減衰振動系の自由振動解(式(4-20))との比較から、各モードの固有円振動数 $\omega = |\lambda|$ とモード減衰比 $\xi = -\text{Re}(\lambda) / |\lambda|$ が得られる。式(4-20)の右側の展開部分では、 $e^{-\xi\omega t}$ が振動の減衰部分に相当し、 $D_1 e^{i\omega\sqrt{1-\xi^2}t} + D_2 e^{-i\omega\sqrt{1-\xi^2}t}$ が調和振動部分に相当する。振幅 D_1 と振幅 D_2 は振動系の時刻 $t = 0$ における初期条件(変位や速度など)で決定される未定係数である。

$$x = D_1 e^{\lambda t} + D_2 e^{\lambda^* t} = D_1 e^{(-\xi\omega + i\omega\sqrt{1-\xi^2})t} + D_2 e^{(-\xi\omega - i\omega\sqrt{1-\xi^2})t} = e^{-\xi\omega t} \left(D_1 e^{i\omega\sqrt{1-\xi^2}t} + D_2 e^{-i\omega\sqrt{1-\xi^2}t} \right) \quad (4-20)$$

複素固有値解析より、**MCK**型では一般化座標上で共役な n 組の非連成モード方程式が得られ、 s 次モードでは式(4-21)、式(4-22)となる。

$$\dot{q}_{s0} - \lambda_s q_{s0} = -x_g \quad (4-21)$$

$$\dot{q}_{s0}^* - \lambda_s^* q_{s0}^* = -x_g \quad (4-22)$$

ここに、*は複素共役であり、モード基本解は $q_{s0} = \beta_s q_s$ 、 $q_{s0}^* = \beta_s^* q_s^*$ であり、複素刺激係数 β_s 、 β_s^* は式(4-16)～式(4-19)に示す固有値問題の直交性と展開定理から n 組求められる(式(4-23)、式(4-24))。

$$\beta_s = \frac{\mathbf{v}_s^T \bar{\mathbf{M}} \mathbf{E}}{\mathbf{v}_s^T \bar{\mathbf{M}} \mathbf{v}_s} \quad (4-23)$$

$$\beta_s^* = \frac{\mathbf{v}_s^{*T} \bar{\mathbf{M}} \mathbf{E}}{\mathbf{v}_s^{*T} \bar{\mathbf{M}} \mathbf{v}_s^*} \quad (4-24)$$

振動系が線形の範囲であれば、系の時刻 t に対する応答は入力 x_g に対するモード基本解 q_{s0} 、 q_{s0}^* に複素固有ベクトル \mathbf{v}_s 、 \mathbf{v}_s^* を乗じた総和(式(4-25))で表現され、複素共役性から虚数部は相殺され、応答値は実数として得られる。これが一般的な非比例減衰系のモード応答解析である。

$$\begin{cases} \dot{x}(t) \\ x(t) \end{cases} = \sum_{s=1}^n (\beta_s \mathbf{v}_s q_s + \beta_s^* \mathbf{v}_s^* q_s^*) = 2 \sum_{s=1}^n \text{Re}(\beta_s \mathbf{v}_s q_s) \quad (4-25)$$

しかし、式(4-21)と式(4-22)に示すように、固有モード成分や非連成モード方程式は変位と速度に関する複素項を含んでおり、**MK**型を前提とする実数ベクトルのモード重合法は一般に適用不可能である。その一方で、この問題について複素固有値を従来のRSAに用いる手法が種々提案されており、本論ではSinhaら⁴¹⁾の修正SRSS法および修正CQC法を採用する。

Sinhaらの手法では、**MCK**型の複素共役ペアの性質から、 s 次の非連成モード方程式を、対応する実関数 x_s を用いて式(4-26)で書き換え、式(4-21)に代入して一般的な地動入力加速度を受け一質点系の運動方程式(4-27)を得る。同式の最大応答は当然ながら応答スペクトル値となる。

$$q_s = -\lambda_s^* x_s + \dot{x}_s \quad (4-26)$$

$$\ddot{x}_s + 2\xi_s \omega_s \dot{x}_s + \omega_s^2 x_s = -\ddot{x}_g \quad (4-27)$$

式(4-26)を式(4-25)に代入することで、式(4-28)を得る。

$$\begin{cases} \dot{x}(t) \\ x(t) \end{cases} = 2 \sum_{s=1}^n \left\{ -\operatorname{Re}(\lambda_s^* \beta_s \mathbf{v}_s) x_s + \operatorname{Re}(\beta_s \mathbf{v}_s) \dot{x}_s \right\} \quad (4-28)$$

ここで $x_s = |x_{s\max}| \sin \omega_s t$, $\dot{x}_s = |x_{s\max}| \omega_s \cos \omega_s t$ で近似し, s 次モードの i 番自由度の変位応答として式(4-29)～式(4-31)を得る。

$${}_i x_s \approx {}_i B_s S_d(\omega_s, \xi_s) \sin(\omega_s t + {}_i \theta_s) \quad (4-29)$$

$${}_i B_s = 2 \left| \operatorname{Re}(\lambda_s^* \beta_s {}_i u_s) / \sin({}_i \theta_s) \right| \quad (4-30)$$

$${}_i \theta_s = \tan^{-1}(-\operatorname{Re}(\lambda_s^* \beta_s {}_i u_s) / \operatorname{Re}(\beta_s {}_i u_s)) \quad (4-31)$$

ここに, $S_d(\omega_s, \xi_s)$ は s 次の固有円振動数 ω_s とモード減衰比 ξ_s に対応する変位応答スペクトルであり, ${}_i B_s$ は実数化刺激関数であり, θ_s は相当する位相角である。

最後に修正 SRSS 法は式(4-32), 修正 CQC 法は式(4-33)で定義される。

$${}_i R_{\text{SRSS}} = \sqrt{\sum_{s=1}^n \left\{ {}_i B_s S_d(\omega_s, \xi_s) \right\}^2} \quad (4-32)$$

$${}_i R_{\text{CQC}} = \sqrt{\sum_{s=1}^n \sum_{r=1}^n {}_i B_s {}_i B_r S_d(\omega_s, \xi_s) S_d(\omega_r, \xi_r) \cos(\theta_s - \theta_r) \rho_{sr}} \quad (4-33)$$

ここに, ρ は従来の CQC 法で用いられるモード相関係数であり, 対象とする応答の種類によって式(4-11)～式(4-13)を用いる。 $\gamma = \omega_r / \omega_s$ である。式(4-32)と式(4-33)は各自由度毎に計算する。

特に修正 CQC 法は各自由度毎のモード間の位相差の影響をある程度考慮することができ, 文献 4-11)では基礎免震構造の病院建築を対象に, 非減衰モード形状に基づく近似評価(実数固有ベクトルで非比例減衰行列を擬似的に展開してモード減衰比を計算する)との比較検証で減衰比 35%まで良好な精度で評価可能であることが示されている。なお, 非減衰モード形状に基づく近似評価では, 減衰比 10%を境界にベースシア計算値の精度が悪化する。等価線形化法はモード減衰比の評価方法が異なるものの, 最終的に非減衰モード形状に基づく従来 CQC 法で応答評価する点で共通しているため, その適用範囲はモード減衰比約 10%までと考えられる。本論ではこの修正 CQC 法を振幅依存型の減衰性能を示す弾塑性ダンパーを有する振動系へと拡張して用いる。

4.3. 一般化応答スペクトル解析法(GRSA)の提案

本節では、提案する地震応答評価の主要部分を言及した後で、その計算手順を述べる。

4.3.1. 複素非対称減衰系の地震応答評価

提案する応答スペクトル解析法では、複素剛性⁴¹²⁾を用いて弾塑性ダンパーの減衰を模擬する。複素剛性は数式表現に種々の手法が提案されているが、提案手法では式(4-34)を採用するものとする。なお、複素剛性は文献によって複素バネ、ヒステリシス減衰、構造減衰、複素減衰などと呼ばれることがある⁴¹³⁾。本論は複素剛性と統一して述べる。

$$(a + ib \operatorname{sgn} \omega_e) k_x \quad (4-34)$$

ここに k_x は弾性剛性、 a は等価剛性係数、 b はエネルギー吸収係数、 $\operatorname{sgn} \omega_e$ は仮想外力円振動数の符号関数である。

同式に示すように、複素剛性は剛性が実部と虚部で構成され、減衰性能は実部と虚部の位相差で模擬される。複素剛性の履歴性状は、定常応答時において、線形粘弾性(粘性減衰係数 c)と同様な楕円形(Fig. 4.3.2 参照)である。1 自由度系であれば、両者は広範囲の固有円振動数に対して地震応答、減衰比、共振曲線の性状が殆ど変わらないことが知られている(例えば 4-13), 4-14), 4-15)。しかしながら、多自由度系では、粘性減衰は全体減衰行列に含まれ、速度(または周波数)依存型の減衰として全固有振動モードの減衰比に影響を与える。これに対して複素剛性は全体剛性行列内に含まれ、振幅依存型の減衰として固有円振動数に関わらず一定の減衰を与える。このように複素剛性は、弾塑性ダンパーの塑性化による減衰を模擬する手法として、高次モードの減衰比も増大する等価粘弾性より直接的であるといえる。提案手法では、複素剛性と粘弾性に関する 1 自由度系と多自由度系の性質を利用して、最初の多自由度系では複素剛性と付加粘性減衰要素を考慮した振動系の固有値解析を行い、縮約 1 自由度系にモード分解した後に、等価な線形粘性減衰系(1 自由度の **MCK** 型)に読み替えて修正 CQC 法を適用する。ただし、複素剛性を含む剛性行列は非対称となり、振動系全体も複素非対称減衰系 **MCK_{eq}** 型となるため、修正 CQC 法の適用には固有値の選択に工夫が必要である。提案する応答スペクトル解析法では、一般性・汎用性に重きを置いており、本節では **MCK_{eq}** 型に限らず、その他(**MK** 型, **MCK** 型, **MK_{eq}** 型)も含めて議論する。

1 自由度系 **MCK_{eq}** 型の自由振動方程式は式(4-35)で与えられ、その特性方程式は式(4-36)、重解を除いた場合の複素固有値グループは式(4-37)で得られる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + (a + ib \operatorname{sgn} \omega_e) k_x x = 0 \quad (4-35)$$

$$\lambda^2 + 2\xi_v \omega_0 \lambda + (a + ib \operatorname{sgn} \omega_e) \omega_0^2 = 0, \quad x = Ae^{\lambda t} \quad (4-36)$$

$$\text{MCK}_{\text{eq}} \text{型: } \lambda = \begin{cases} \begin{cases} -(\xi_v + \xi_k) \omega_0 + i\sqrt{(a - \xi_v^2) + \xi_k^2} \omega_0 \\ -(\xi_v - \xi_k) \omega_0 - i\sqrt{(a - \xi_v^2) + \xi_k^2} \omega_0 \end{cases} & (\omega_e > 0) \\ \begin{cases} -(\xi_v + \xi_k) \omega_0 - i\sqrt{(a - \xi_v^2) + \xi_k^2} \omega_0 \\ -(\xi_v - \xi_k) \omega_0 + i\sqrt{(a - \xi_v^2) + \xi_k^2} \omega_0 \end{cases} & (\omega_e < 0) \end{cases} \quad (4-37)$$

$$\xi_k = \sqrt{\frac{-(a - \xi_v^2) + \sqrt{(a - \xi_v^2)^2 + b^2}}{2}} \quad (4-38)$$

ここに、 m は質量、 c は粘性減衰係数、 k_x は弾性剛性、 a は等価剛性係数、 b はエネルギー吸収係数、 $\operatorname{sgn} \omega_e$ は仮想外力円振動数の符号関数、 i は虚数単位、 ω_0 は固有円振動数、 ξ_v は粘性減衰のみに関する減衰比、 ξ_k は複素剛性と粘性減衰を含む減衰比、 A は未知量の変位振幅、 x 、 \dot{x} 、 \ddot{x} はそれぞれ応答の変位、速度、加速度である。

式(4-37)は本論が対象とする全振動系に関する一般化された固有値表現であり、複素剛性のエネルギー吸収係数 b を 0 とした時は実対称減衰系 **MCK** 型(式(4-39))、粘性減衰係数 c を 0 とした時は複素非対称減衰系 **MK_{eq}** 型(式(4-40))、 b と c を共に 0 とした時は **MK** 型(式(4-41))の固有値に帰着する。特に $a=1$ の場合の自由振動の応答変位 x は 4.2.3 節に示すとおりである。

$$\text{MCK 型: } \lambda = \begin{cases} -\xi_v \omega_0 + i\sqrt{(a - \xi_v^2)} \omega_0 \\ -\xi_v \omega_0 - i\sqrt{(a - \xi_v^2)} \omega_0 \end{cases} \quad (4-39)$$

$$\text{MK}_{\text{eq}} \text{型: } \lambda = \begin{cases} \begin{cases} -\sqrt{\frac{-a + \sqrt{a^2 + b^2}}{2}} \omega_0 + i\sqrt{\frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{2}} \omega_0 \\ +\sqrt{\frac{-a + \sqrt{a^2 + b^2}}{2}} \omega_0 - i\sqrt{\frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{2}} \omega_0 \end{cases} & (\omega_e > 0) \\ \begin{cases} -\sqrt{\frac{-a + \sqrt{a^2 + b^2}}{2}} \omega_0 - i\sqrt{\frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{2}} \omega_0 \\ +\sqrt{\frac{-a + \sqrt{a^2 + b^2}}{2}} \omega_0 + i\sqrt{\frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{2}} \omega_0 \end{cases} & (\omega_e < 0) \end{cases} \quad (4-40)$$

$$\text{MK 型: } \lambda = \begin{cases} +i\sqrt{a} \omega_0 \\ -i\sqrt{a} \omega_0 \end{cases} \quad (4-41)$$

Fig. 4.3.1 に複素平面上の固有値分布図を示す。同図は、4.5 節で述べる鉄塔の立体モデルを例に固有値解析した例であり、比例減衰の全体減衰行列 \mathbf{C} に粘弾性ダンパーの付加粘性減衰を含んだ場合の \mathbf{MCK} 型と、弾塑性ダンパーによる複素剛性だけを含んだ場合の \mathbf{MK}_{eq} 型と、比例減衰の全体減衰行列 \mathbf{C} に複素剛性を含んだ場合の \mathbf{MCK}_{eq} 型の固有値に対応する。Fig. 4.3.1 の虚数軸の領域は非減衰振動系 \mathbf{MK} 型の固有値(式(4-41))に対応し、実数軸の負の領域は過減衰振動(減衰比 100%)に対応する。 \mathbf{MCK} 型に代表される自然な減衰振動系(各全体行列が対称となる)では、式(4-39)や Fig. 4.3.1(a)に示すように、固有値は全て負の実数部領域(減衰振動)に分布し、重複固有値を除いた複素共役性が保証されるため、4.2.3 節に示した減衰振動系のモード解析が行うことが出来る根拠となる。その一方、複素剛性は、材料の非線形特性として発揮される振幅依存型の減衰性能を、線形応答の範囲で表現するために考案された架空の(言い換えれば不自然な)数値表現であり、複素剛性を含む減衰振動系では、剛性行列が非対称となるため、式(4-40)や Fig. 4.3.1(b)に示すように、正の実数部領域の固有値(≒発散振動)が求まる。式(4-37)の上行の 2 ペアに示すように、そのままでは固有値ペアの複素共役性が成立しないため、複素非対称減衰系では、辻褄を合わせるために、負の仮想外力円振動数や符号関数を追加して共役性を人工的に生み出す。 \mathbf{MK}_{eq} 型では、式(4-37)に示すように、固有値が原点对称であるため、各モードの固有値グループとモードパラメータ(ω_0 , ζ_k , a , b)を抽出することは可能であるが、 \mathbf{MCK}_{eq} 型では、式(4-37)や Fig. 4.3.1(c)に示すように、対称軸が各 ζ_v で決定し、多自由度系の \mathbf{MK}_{eq} 型で発散振動側だった固有値が減衰振動側に移動する場合がある。自由度数が大きくなると、この対称性の欠落により \mathbf{MCK}_{eq} 型の各モードパラメータ(ω_0 , ζ_v , ζ_k , a)を抽出することは困難である。しかし、 \mathbf{MCK}_{eq} 型で用いるべき正しい減衰振動の複素共役解は式(4-37)より判別でき、GRSA では第 1, 第 3 解を抽出し、 \mathbf{MCK} 型固有値と読替えて修正 CQC 法を準用する。同様の理由により、式(4-33)上は $\omega = |\lambda|$, $\zeta = -\text{Re}(\lambda)/\omega$ とする。なお、4.4 節以降の検討は、この準用の妥当性や精度の検証も兼ねている。

なお、複素剛性を利用した応答スペクトル解析法は、田治見・石丸らのグループの検討^{例えば 4-6, 4-16}がよく知られている。ただし、同手法では、モード重合に複素刺激関数の絶対値を利用した SRSS 法を利用しており、本論が提案する応答スペクトル解析法とは異なる。文献では複素固有ベクトルの虚数部が無視できる場合(位相差が少ない)での妥当性が言及されているが、虚数部が無視できない場合や減衰比が大きい場合などの妥当性は示されていない。

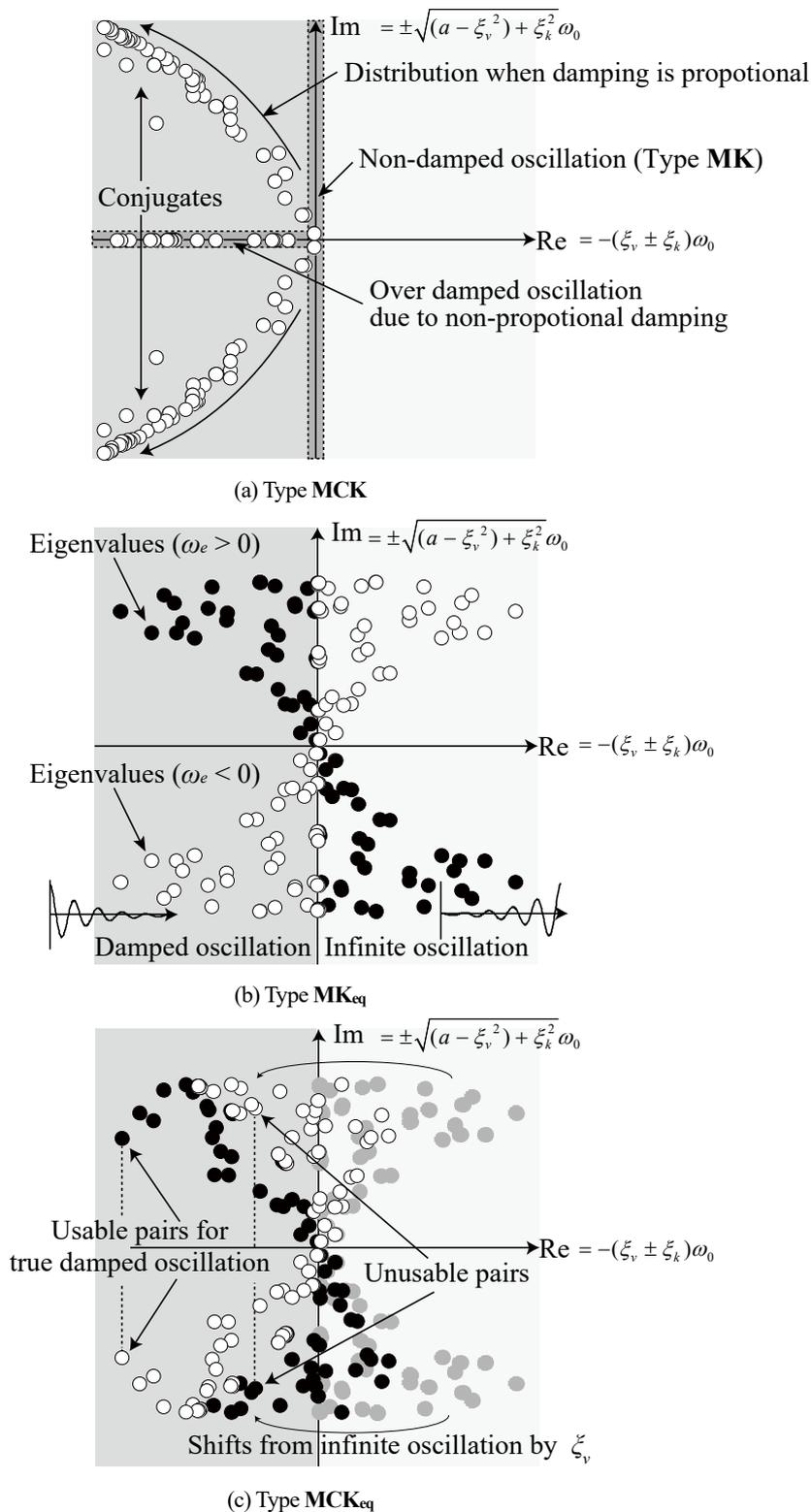


Fig. 4.3.1 Complex eigenvalues for damped systems

4.3.2. ブレース型弾塑性ダンパーの複素剛性要素

(a) 複素要素剛性行列

提案する応答スペクトル解析法では対象とする立体モデルが他の数値解析(例えば時刻歴応答解析)にも共用される点を考慮し、ブレース型弾塑性ダンパーの複素要素剛性行列 K_{eq} はトラス要素の剛性行列に複素剛性パラメータを乗じた形式(4-42)で定式化し、仮想仕事法などに基づいて特別な要素を新規に構築することは避ける。これは、他の数値解析(応力解析, 静的増分解析, 時刻歴応答解析など)で使用するモデルと提案手法で使用するモデルの差分を、弾塑性ダンパーの部材要素に乗じる複素剛性パラメータだけに留め、異なるプログラム間でのモデルの互換性を尊重するための処置である。従って、複素要素剛性は提案する応答スペクトル解析法を実行する場合のみ作成し、後述の適用性検証の時刻歴応答解析では含まれていない。なお、同式は複素剛性に関わる部分だけを示している。

$$K_{eq} = K_L + K_G = \left(\begin{array}{cc|cc} (a + ib \operatorname{sgn} \omega_e) k_x & \cdots & -(a + ib \operatorname{sgn} \omega_e) k_x & \cdots \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots \\ -(a + ib \operatorname{sgn} \omega_e) k_x & \cdots & (a + ib \operatorname{sgn} \omega_e) k_x & \cdots \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots \end{array} \right) + K_G \quad (4-42)$$

$$k_x = \frac{A_b E}{L_b} \quad (4-43)$$

ここに、立体モデルの各節点は並進に関する 3 自由度(u_x, u_y, u_z)と回転に関する 3 自由度($\theta_x, \theta_y, \theta_z$)を合わせた合計 6 自由度(変位に関する)を有し、各部材軸は右手系の要素座標系の x 方向に対応し、 k_x は一様断面の弾性軸剛性、 K_L は 12×12 の線形剛性行列、 K_G は 12×12 の幾何剛性行列、 a は等価剛性係数、 b はエネルギー吸収係数、 $\operatorname{sgn} \omega_e$ は仮想外力円振動数の符号関数、 A_b は軸断面積、 L_b は部材長さ、 E はヤング率である。同式に示すように、複素要素剛性行列は、複素数領域での行列の対称性(エルミート性)を有さず、非対称である。なお、同様な手順を踏むことで、様々な部材要素モデルについて、利便性の点で優位な複素剛性要素を構築することが出来ると推測される。

ブレース型弾塑性ダンパーの複素剛性は線形剛性 K_L の軸剛性にのみ適用する。幾何剛性行列 K_G は初期応力行列ともよばれ、部材軸力による見かけの剛性低下(あるいは上昇)を模擬するための剛性行列であり、固定荷重の影響を考慮する場合に実対称な行列として作成する。なお、立体的なトラス構造物をモデル化する場合に、数値的な特異性を避ける目的で要素剛性行列は意図的に微小な曲げ剛性の項目を含ませる場合がある。

(b) 複素剛性関係式

初めに定常加振力 $F_0 \sin \omega_e t$ を受ける 1 自由度振動系に基づいて等価線形化法を補足する。速度依存型の非線形粘性減衰力 $F(\dot{x})$ を有する振動系では、式(4-44)に示すように、質量 m と剛性 k は変化しない(固有周期が変動しない)ため、等価線形化はある定常応答振幅 x_0 下の等価粘性減衰係数 c_{eq} の一対一対応のみ考慮すれば良く、多くの場合で x_0 も等価線形化前後で変化しないため良い近似解を与える。これが本来の等価線形化法の適用範囲である。これに対して振幅依存型の非線形復元力 $Q(x)$ を有する減衰系では、式(4-45)に示すように、塑性化により周期性が時々刻々変動し、さらに着目する振幅によって異なる等価質量 m_{eq} 、等価粘性減衰係数 c_{eq} 、等価剛性 k_{eq} が検討できる。このように部材の塑性化に伴う弾塑性減衰は、等価線形化の仮定(特に着目する周期と振幅)に任意性があり、速度依存型の減衰と異なり、仮定次第で無数の評価式が得られることが過去の検討^(例えば 4-17)によって示されている。弾塑性減衰の複素剛性への置換も一種の等価線形化であり、複素剛性を決定するパラメータ関係式も同様な仮定の任意性を有し、理論的な正解は無い。

$$m\ddot{x} + F(\dot{x}) + kx = F_0 \sin \omega_e t \quad \longrightarrow \quad m\ddot{x} + c_{eq}(x_0)\dot{x} + kx = F_0 \sin \omega_e t \quad (4-44)$$

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Q(x) = F_0 \sin \omega_e t \quad \longrightarrow \quad m_{eq}(x_0)\ddot{x} + c_{eq}(x_0)\dot{x} + k_{eq}(x_0)x = F_0 \sin \omega_e t \quad (4-45)$$

そこで本論では、バイリニア型の弾塑性履歴の減衰に関して、設計マニュアル等でも引用されている著名な 3 種類の等価線形化を複素剛性関係式として採用して比較検証する。Fig. 4.3.2 に定常応答下におけるバイリニア型履歴の無次元荷重変形関係を、Table 4.3.1 に複素剛性関係式を示す。Fig. 4.3.2 の U_m は弾塑性履歴の最大変形振幅であり、複素剛性の楕円履歴の変異振幅 A はバイリニア型履歴から変化しないと仮定して等価線形化する。 μ は塑性率、 p は 2 次剛性比、 ζ は要素減衰比であり、Table 4.3.1 の γ_K は最大点割線剛性比、 γ_E はエネルギー吸収比として下式で計算する。また、本論の範囲では、弾塑性ダンパーに用いる鋼材は LY225(降伏応力度 225 N/mm²)を想定し、初期剛性に対するダンパー塑性化後の 2 次剛性比 p は 0.02(一般的によく用いられている値)とする。また、復元力特性は単純なバイリニア型を想定し、等方硬化等の性質は 2 次剛性比 p で模擬する。

$$\gamma_K = \frac{1 + p(\mu - 1)}{\mu} \quad (4-46)$$

$$\gamma_E = \frac{4(1 - p)(\mu - 1)}{\pi \mu^2} \quad (4-47)$$

Table 4.3.1 に示すように、Geometrical Stiffness Method (以下、GSM)は、複素剛性の実部が等価剛性に等しく、正弦波一周分分のエネルギー吸収量が元の履歴と等価であり、これは Jacobsen が提

案した伝統的な最大点剛性法に対応する。これに対して Average Damping Method (以下, ADM)は, Newmark らが提唱した平均減衰法に対応しており, 日本免震構造協会の設計マニュアル等で使用が推奨されている。ADM の要素減衰比 ζ は塑性率に対して積分平均されるため, 一般に ADM は GSM より安全側の結果(地震応答値が大きめに評価される。)を与えると言われる。最後の Dynamic Stiffness Method (以下, DSM)はバイリニア型履歴のフーリエ級数展開の 1 次近似であり, Caughey の最小二乗法に対応する。DSM の複素剛性の実部は一般に最大点剛性比 γ_K より小さくなる。この手法は, 日本建築学会の免震構造設計指針⁴⁻²⁰⁾に紹介されており, 免震構造の定常応答の数値解析に用いられることがある。なお, GSM と DSM は Jennings の検討⁴⁻¹⁷⁾に倣って命名している。

提案する応答スペクトル解析法は, 任意形状の構造物を対象としており, どのような振動性状を有しているか断定しない目的で, 複素剛性関係式の塑性率 μ は, 各モードを CQC 法等で重合した変形応答値を最大変形として計算する。類似する方法に文献 4-21)が挙げられる。特定の振動モードの変形を対象に μ を計算する方が精度が良くなる場合も考えられるが, 特定の振動モードが特に卓越する場合であれば, SRSS 法ないし CQC 法の重合応答値は自然とそのモード応答値に近似することが一般的である。

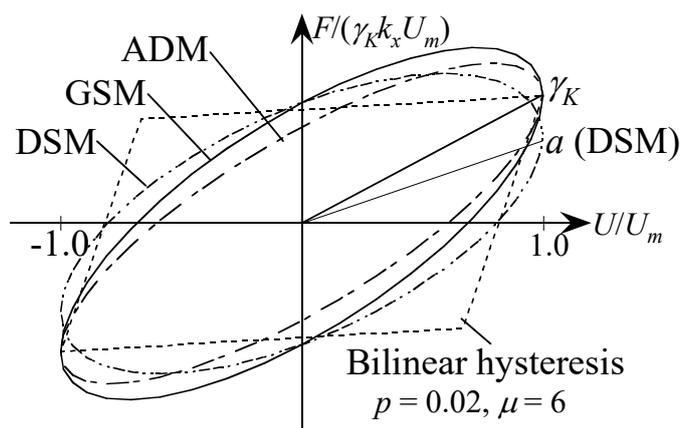


Fig. 4.3.2 Normalized load-deformation relationship under a steady-state response

Table 4.3.1 List of parameter formulations for elasto-plastic bilinear hysteresis.

Method series	a	b	ζ'	Reference
Geometrical stiffness method (GSM)	γ_K	γ_E	$\frac{\gamma_E}{2\gamma_K}$	Jacobsen 4-7)
Average damping method (ADM)	γ_K	$2\gamma_K\zeta'$	$\frac{1}{\mu} \int \frac{\gamma_E}{2\gamma_K}$	Newmark et al. 4-18)
Dynamic stiffness method (DSM)	$\frac{1-p}{\pi} \left\{ \cos^{-1} \left(1 - \frac{2}{\mu} \right) - \left(1 - \frac{2}{\mu} \right) \frac{2}{\mu} \sqrt{\mu-1} \right\} + p$	γ_E	$\frac{b}{2a}$	Caughey 4-19)

4.3.3. 一般化応答スペクトル解析法の計算ルーチンの詳細

Fig. 4.3.3 に提案する応答スペクトル解析法のフローチャートを示す。提案手法は上述の複素固有値解析と修正 CQC 法を用いた応答スペクトル解析法の収斂計算を中核としており、同図に示す一連の数値解析群を“一般化応答スペクトル解析法”(Generalized Response Spectrum Analysis, GRSA)と呼ぶ。なお, GRSA は数値解析ライブラリを除き, ソースコードは Fortran 90/95 で自作している。

(a) 対象構造物

本論の範囲で検討する GRSA は, 応力弾性の主架構と有限のダンパーを有する任意形状の立体構造物を対象としている。

(b) 地震応答の評価手順

0. プログラムにモデルデータ(節点座標, 要素接続と要素種, 質量, 弾塑性ダンパーの複素剛性関係式の指定, その他にモデル構築に必要な事項), 応答スペクトルデータベース, GRSA 実行のための設定項目(収斂許容回数や収斂許容誤差など)の入力値を取り込む。入力値に従って全体質量行列 \mathbf{M} と材料的・幾何学的に線形弾性の全体剛性行列 \mathbf{K} を作成する。
1. 特別の指定がない場合では, \mathbf{MK} 型の実固有値解析を行い, 非減衰固有値に基づいて比例減衰の全体減衰行列 \mathbf{C} を作成する。さらに, モデルが粘性系ダンパー等を有する場合は要素減衰行列を全体減衰行列 \mathbf{C} に累加する。
2. 固定荷重の影響を考慮する場合は, 静的応力解析または動的緩和法を行い, 初期応力状態に基づいて各部材の幾何剛性行列を評価し, 全体剛性行列 \mathbf{K} を再作成する。同様に手順 1. を再実行して全体減衰行列 \mathbf{C} も再作成する。なお, 手順 2 までのモデルが GRSA や時刻歴応答解析における初期状態に対応する。
3. \mathbf{MCK} 型の複素固有値解析と修正 CQC 法による RSA(各モード最大応答の重合計算)を行い, 粘性系ダンパーによる付加減衰を考慮した初期地震応答変位ベクトル $\{\delta_0\}$ を計算する。この時点の全体剛性行列 \mathbf{K} は複素剛性を含まない実対称行列であり, 各複素剛性のパラメータ (a, b) は $(1, 0)$ とする。モデルが弾塑性ダンパーを有さない場合は手順 9 へ移行する。
4. モデルが弾塑性ダンパーを有する場合は, 改めて部材座標系の修正 CQC 法に基づいて各弾塑性ダンパーの最大変形量を計算し, ダンパー塑性率 μ を基準にダンパーの塑性化の有無を判定する。弾塑性ダンパーが塑性化しない場合では, 手順 9 へ移行する(弾塑性ダンパーは応力弾性部材と扱う)。弾塑性ダンパーが塑性化する場合では, 手順 5~8 の収斂計算へ

移行する。なお、手順 5 以降は収斂第 n ステップ目を例に記している。

5. ダンパー塑性率 μ と Table 4.3.1 に示す複素剛性関係式(GSM, DSM, ADM など)に基づき、各複素剛性のパラメータ(a, b)を評価する。ここでのパラメータ評価値を元に手順 7 の全体複素剛性行列 \mathbf{K}_{eq} を計算する。
6. **MK** 型の実固有値解析を行い、全体減衰行列 \mathbf{C} を更新(再作成)する。ここでは複素剛性の等価剛性係数 a のみを考慮した各弾塑性ダンパーの要素剛性行列と、それらを累加した全体剛性行列を用いる。その他は手順 1 に準ずる。手順 6 は、ダンパーの等価剛性によってモデルの固有周期が長周期化すると、比例減衰の性質(ある 2 つの周期間のモード減衰比を指定できる代わりに、その周期範囲外の減衰比が比例的に増大する)によって、そのモード減衰比がダンパーの減衰性能とは無関係に増大することを防ぐ処置である。
7. **MCK_{eq}** 型の複素固有値解析と修正 CQC 法による RSA を行い、弾塑性ダンパーと粘性系ダンパーによる付加減衰を考慮した第 n ステップ目の地震応答変位ベクトル $\{\delta_n\}$ を計算する。
8. 後述する条件に従って収束を判定する。収束しない場合では、手順 5 から始まる第 $n+1$ ステップ目の収斂計算へ移行する。収束する場合または収斂回数の限界値に達した場合は、手順 9 へ移行する。
9. 直前の手順で実行した固有値解析結果と修正 CQC 法による RSA を行い、最終的な節点の最大応答の加速度、速度、変位、層の最大応答層間変形角、最大部材力などを計算する。

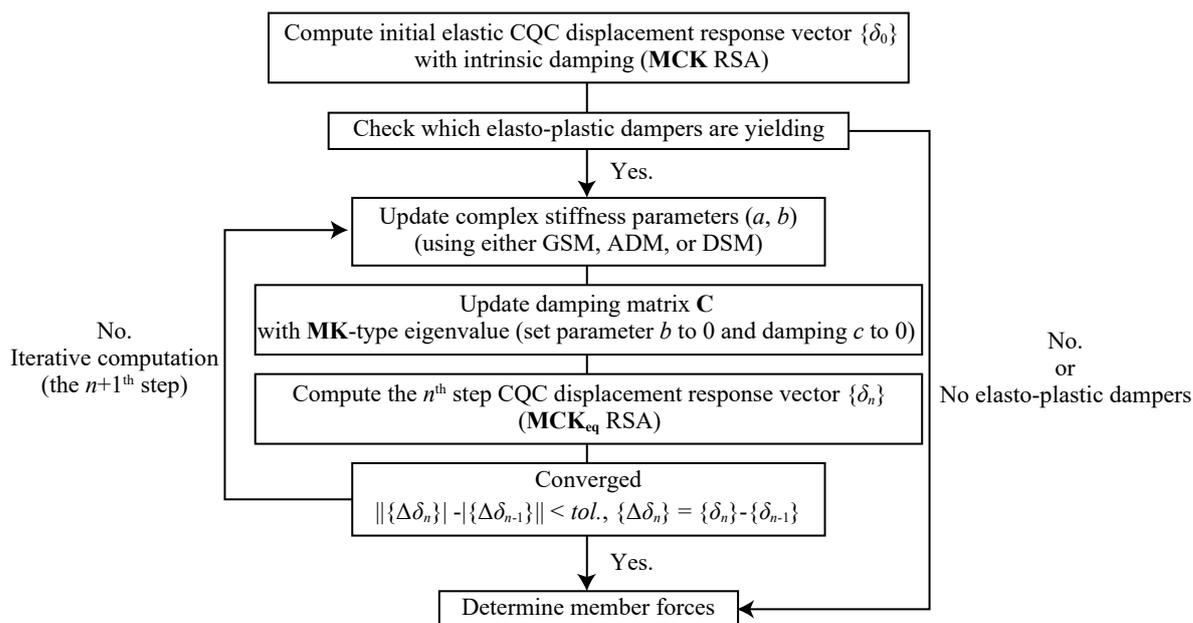


Fig. 4.3.3 Flowchart of Generalized Response Spectrum Analysis routine

(c) GRSA に用いる応答スペクトル

GRSA では、主要な減衰比の応答スペクトル($\xi_0 = 1, 2, 3, 5, 10, 15, 20, 30\%$)を外部ファイルから事前に与え、日本免震構造協会の設計マニュアル⁴²⁾等に示される式(4-48)の応答低減効果係数 D_h をこの応答スペクトルに乗じて、複素固有値解析より得られる任意のモード減衰比 ξ_s に対応した応答スペクトル値を補完し、モード最大応答と修正 CQC 法による重合応答を計算する。 D_h の係数 α は観測波で 25、模擬波で 75 である。本論の応答スペクトルは加速度形式で与え、変位は疑似応答スペクトル(式(4-49))を用いている。GRSA は、特定の弾塑性履歴の縮約 1 自由度系時刻歴応答に基づく手法⁴⁶⁾と異なり、弾性応答で評価し、多自由度系で各部材、各履歴の複素剛性(GSM, DSM, ADMに限らず、異なる複素剛性の数式表現を含む)を検討しうる将来の拡張の余地を残している。

$$D_h = \sqrt{\frac{1 + \alpha \xi_0}{1 + \alpha \xi_s}} \quad (4-48)$$

$$S_d(\xi_s, \omega_s) = D_h \frac{S_a(\xi_0, \omega_s)}{\omega_s^2} \quad (4-49)$$

本論では、周期 0.01 秒刻み、周期範囲 0.1~50 秒の範囲で応答スペクトルのデータベースを作成し、周期刻み間の応答スペクトル値は与えた離散データを線形補間している。このデータベースは 1 地震波あたり約 500kB、Nigam 法を用いて数秒で作成することができ、一度作成したあとは外部ファイルに保存し、対象構造物が変わっても再利用する。従って、Fig. 4.3.3 のフローチャートに時刻歴応答解析は含まれない。

(d) 収斂計算の収束条件

運動方程式の内力と外力の不釣り合い力に関する Newton-Rapson 法と異なり、多自由度系で複数モードの連成を考慮する GRSA では、対象構造物によって、ある 2 つの応答評価値間で収斂計算が反復することがあり、必ずしも応答評価値やダンパーの塑性率が収束するとは限らない。そこで本論の収斂計算の収束条件は、応答評価の変動ベクトルをノルム化した微分係数(ステップを変数と考える)を用いて、式(4-50)より判定する。本論の第 4 章、第 3 章では、著者の試行に基づいて収斂許容回数は 10 回、収束許容誤差は 1.0 としている。

$$||\{\Delta\delta_n\} - \{\Delta\delta_{n-1}\}|| < tol., \{\Delta\delta_n\} = \{\delta_n\} - \{\delta_{n-1}\} \quad (4-50)$$

ここで、 $\{\delta_n\}$ と $\{\delta_{n-1}\}$ は修正 CQC 法より評価される第 n ステップ目と第 $n - 1$ ステップ目の節点

の最大応答変位ベクトルであり， $\{\Delta\delta_n\}$ は第 n ステップ目の変動ベクトルであり， $\|\{\Delta\delta_n\}\|$ はユークリッドノルムであり， $tol.$ は収斂計算の許容誤差(公差)である。

(e) 複素固有値解析

複素固有値解析は，4.2.3 節に示したように，恒等式を用いて 2 階連立微分方程式を減階した 1 階連立微分方程式の標準固有値問題(MCK_{eq} 型の場合は式(4-51))を解く。本論のコーディングでは，非対称行列の有限固有値の計算に適した Arnoldi 法と QR 法の計算アルゴリズムを組合せている。

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}_{eq} \\ \mathbf{I} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda \mathbf{u} \\ \mathbf{u} \end{Bmatrix} = \lambda \begin{Bmatrix} \lambda \mathbf{u} \\ \mathbf{u} \end{Bmatrix} \quad (4-51)$$

なお，数値プログラム内では，各 \mathbf{M} ， \mathbf{C} ， \mathbf{K} 行列やシステム行列 \mathbf{A} は疎行列圧縮形式を利用しており，骨組解析のモデル規模であれば，複素固有値解析に関するメモリ消費量はあまり大きくならない。後述の鉄塔モデル(自由度数 810)のメモリ消費量は 50MB 程度であった。また，64bit 対応の CPU やマザーボードが標準となった 2018 年においては，一般世帯が購入するノート PC でも 32GB 程度のメモリを搭載していることがあり，メモリサイズの問題は打破されている。

(f) GRSA の精度と適用範囲

GRSA はモデルの初期座標に対して実行される。これに対して精算解に相当する時刻歴応答解析(Non-Linear Response History Analysis, NLRHA)では，座標移動や材料ないし幾何的な非線形性によって回転行列や全体剛性行列内の分布が時々刻々変動する(固有振動特性が変動する)。これが GRSA を含め，線形応答を前提とする全てのモード解析手法に共通する精度限界の原因となる。

本論の範囲の GRSA は線形粘性，線形粘弾性，バイリニア型の弾塑性ダンパーに対応する。Voight モデルなどの等価粘弾性要素⁴⁾を用いることで，GRSA は非線形粘性や非線形粘弾性にも拡張可能と考えられ，その場合の操作は Fig. 4.3.3 の全体減衰行列 \mathbf{C} の更新ステップ(手順 6)に含まれる。

4.3.1 節で述べたように，複素剛性は矛盾を抱えた数値表現であり，時間領域の応答時刻歴を検討する場合は時間因果性の問題(例えば 4-13)，4-22)が生じる。そこで本論の GRSA では最大応答のみに着目して時間因果性の問題は不問としている。

主架構とダンパー剛性比により非線形応答が強くなると弾塑性応答の評価精度が悪化する点は等価線形化法も GRSA も同様であり，GRSA を主架構弾塑性応答に拡張することは特別の議論と適用範囲の検証が必要である。

4.4. ラーメン構造物(曲げ系)に対する GRSA の適用性

本節ではラーメン構造物を対象に広範なモデルパラメータの地震応答評価と時刻歴応答解析を比較し、一般化応答スペクトル解析法(以下、GRSA)の適用性と精度を検証する。

4.4.1. 解析モデル概要

Fig. 4.4.1 にモデル図を、Table 4.4.1 に主要なモデルパラメータ関係を示す。Fig. 4.4.1 に示すように、対象構造物は座屈拘束ブレース付鋼構造骨組(BRBF)であり、梁要素の柱梁とトラス要素の座屈拘束ブレース(以下、BRB)で構成された平面骨組としてモデル化し、各節点に集中質量を設定する。Table 4.4.1 に示すように、主要なモデルパラメータは、層数、層剛性 k_f と制振部材水平剛性 k_d の比、BRB 配置であり、その他に各モデルの目的に応じたパラメータを追加する。各モデルは層数より、1 層、低層(2 層、4 層)、中層(8 層、9 層、16 層)、高層(32 層、64 層)モデルと呼ぶ。せん断力分布に寄らない層剛性のパラメータスタディを行うため、主架構の層剛性 k_f は柱の曲げ剛性で操作し、柱の曲げ剛性は k_d/k_f から逆算する。梁は曲げ剛性が層剛性に影響を及ぼさなくなる程度(柱の 1,000 倍)とし、軸剛性は剛床を再現できる程度(柱の 1,000 倍)とする。各モデルは、上記のパラメータから基準階の柱、梁の断面諸元を決定し、各層は基準階を積層して作成する(各層の柱梁断面は同一)。BRB の断面積 A_b は 1 種類(3325mm², PL-19×175, LY225)とし、配置を操作する。

$$k_d = 2 \frac{A_b E}{L_b} \cos \theta_b, \quad k_f = n_c \frac{12 E I_c}{L_c^3} \quad (4-52)$$

ここに、 n_c は基準階の柱本数、 I_c は柱の断面 2 次モーメント、 L_c は柱長さ、 E はヤング率である。

一般に 1 次モード(建物全体の倒れ込みモード)が卓越する 1 層 ~ 4 層モデルでは、屋上階だけに主要な質量を与えて高次モードの影響を排除し、特定の振動モードだけが卓越する場合の評価精度を検証する。また、1 層 ~ 4 層モデルでは意図的に大きな質量を与え、広範な弾塑性ダンパー塑性率 μ に対する GRSA の評価精度を検証する。これに対して 8 層 ~ 64 層モデルでは各層節点に対して均等質量を与えて高次モードを誘発して、高次モード影響を検証する。8 層 ~ 64 層モデルでは均等質量は $k_d/k_f=1.0$ の時の 1 次モード固有周期が $0.03 \times (\text{軒高 m})$ に一致する値で固定する。

一方、本節の目的は、汎用ツールとしての GRSA の適用性検証が目的であり、Table 4.4.1 に示すように、各モデルの諸元や最大地震応答は必ずしも現実的ではない。この点について、9 層モデルでは、Fig. 4.4.1 に示すように、 k_d/k_f 範囲や地震波を一種類に限る代わりに、固定荷重や種々の BRB 配置を考慮したより現実的な応答を検証する。

Fig. 4.4.2 に入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。9 層モデル以外のモデルでは、入力地震動は、日本のレベル 2 設計用基盤入力スペクトル(減衰比 5%)を、着目する初期減衰比に対して増幅した BRI-L2 スペクトルに適合した模擬地震動 4 波(El Centro NS, Taft EW, JMA-Kobe NS, Hachinohe NS)を採用し、弾塑性減衰の影響を検証するため比例減衰の初期減衰比は 1%とする。9 層モデルでは、入力地震動は、建築センターが配布する設計用人工地震波 BCJ-L2 を採用し、初期減衰比は 2%(鉄骨造の慣用値)とする。固定荷重は 9 層モデルのみ考慮する。

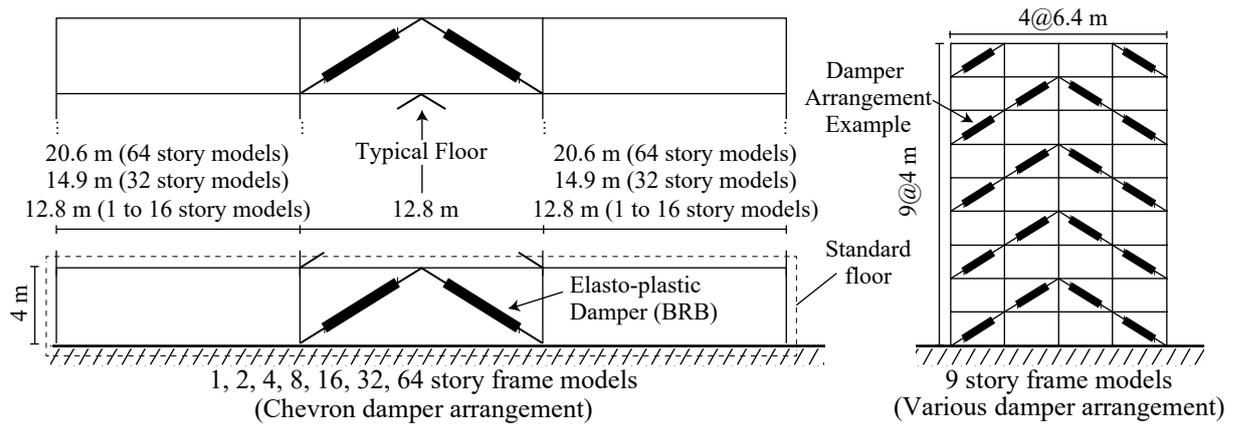


Fig. 4.4.1 Schematic images of 2D frame models

Table 4.4.1 Structural properties of 2D frame models.

Model series	Num. stories (Total height)	Damper arrangement	k_d/k_f	Natural period (s) (1st mode)	Mass participation ratio (1st mode)	Max. μ
One-story frame	1 (4 m)	All	0.25 0.50 1.00 2.00 4.00	0.15 ~ 1.70	1.00	57.1
Low-rise frame	2 (8 m)	All		0.21 ~ 3.90	1.00	48.9
	4 (16 m)	Upper half Lower half		0.30 ~ 5.51		
Middle- to High-rise frame	8 (32 m)	All Upper half Lower half		0.62 ~ 2.35	0.68 ~ 0.90	8.8
	16 (64 m)		1.33 ~ 4.52	0.67 ~ 0.87	9.5	
	32 (128 m)		2.96 ~ 8.03	0.66 ~ 0.85	10.1	
	64 (256 m)		6.71 ~ 13.9	0.65 ~ 0.83	9.6	
Nine-story frame	9 (36 m)	Various	1	1.00 ~ 1.27	0.73 ~ 0.88	3.7

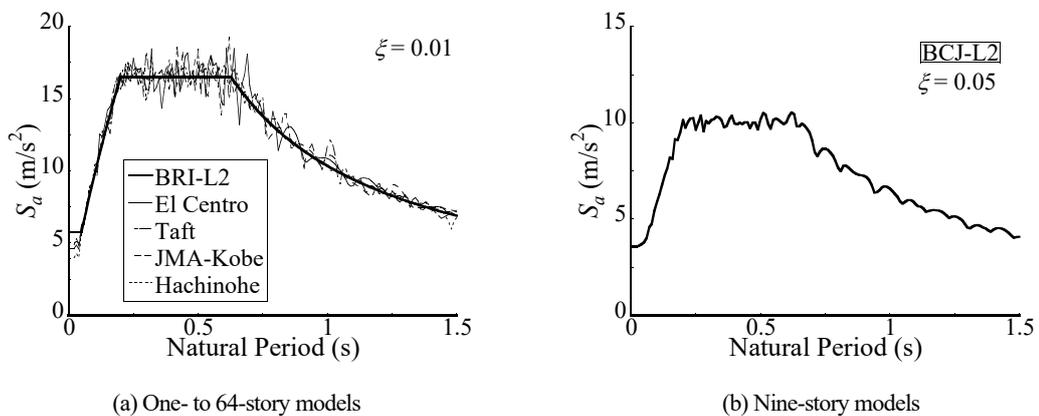


Fig. 4.4.2 Response spectra of seismic inputs for the 2D frame models

4.4.2. 1 層モデルの評価精度

Fig. 4.4.3 に 1 層モデルの最大応答値に対する時刻歴応答解析(NLRHA)と GRSA の比較を示す。同図 (a)~(c)は各応答量の比較であり、同図 (d)~(f)は各応答量の NLRHA に対する GRSA の誤差量(Error, 単位%)の頻度(Frequency)分布、 N は頻度分布作成に用いたサンプリング数、Cons (+)は安全側評価、Uncons (-)は危険側評価である。この図の表記方法は次節以降も同様である。

Fig. 4.4.3 (d)に示すように、最大点剛性法(GSM)や平均減衰法(ADM)を用いた GRSA は NLRHA をやや過大安全側に評価する傾向が確認された。Fig. 4.4.4 のダンパー塑性率 μ - 部材減衰比 ζ 関係に示すように、これは塑性率 μ がある閾値(2 次剛性比 $p = 0.02$ では約 8)を超えると、等価剛性 (Table 4.3.2 の複素剛性関係式参照)と部材減衰比 ζ が同時に低下し、GRSA 上で弾塑性ダンパー部分の応答変形が過大に進行するためである。そこで、この現象を避けるために、これらの塑性率範囲では GSM と ADM は部材減衰比をピーク値で一定、エネルギー吸収係数は $b = 2\gamma\kappa$ とすると (Modified GSM, Modified ADM が対応する)、Fig. 4.4.3 (d)に示すように、過大安全側の評価は改善する。Fig. 4.4.3 (a)~(c), (e)~(f)に示すように、これらの処置を考慮した場合の応答評価値は、広範な塑性率範囲の NLRHA に対して良い精度で対応する。ADM を用いた GRSA は、全体的に GSM を用いた場合よりやや過大安全側に応答評価する傾向にある。GSM を用いた GRSA は、層間変形角 SDR, 部材せん断力, 部材曲げモーメントの全応答値サンプリング数の約 90%が、誤差-0.3~+0.3 の評価精度となり、ADM や DSM より精度が良い。DSM の評価精度は ADM と同程度である。なお、上述の塑性率範囲は、実構造物の地震応答値としては非現実的な値であり、後述の中層モデル以降では、同様な塑性率範囲の応答評価は限られており、複素剛性関係式は殆どの場合で Table 4.3.2 に従っている。

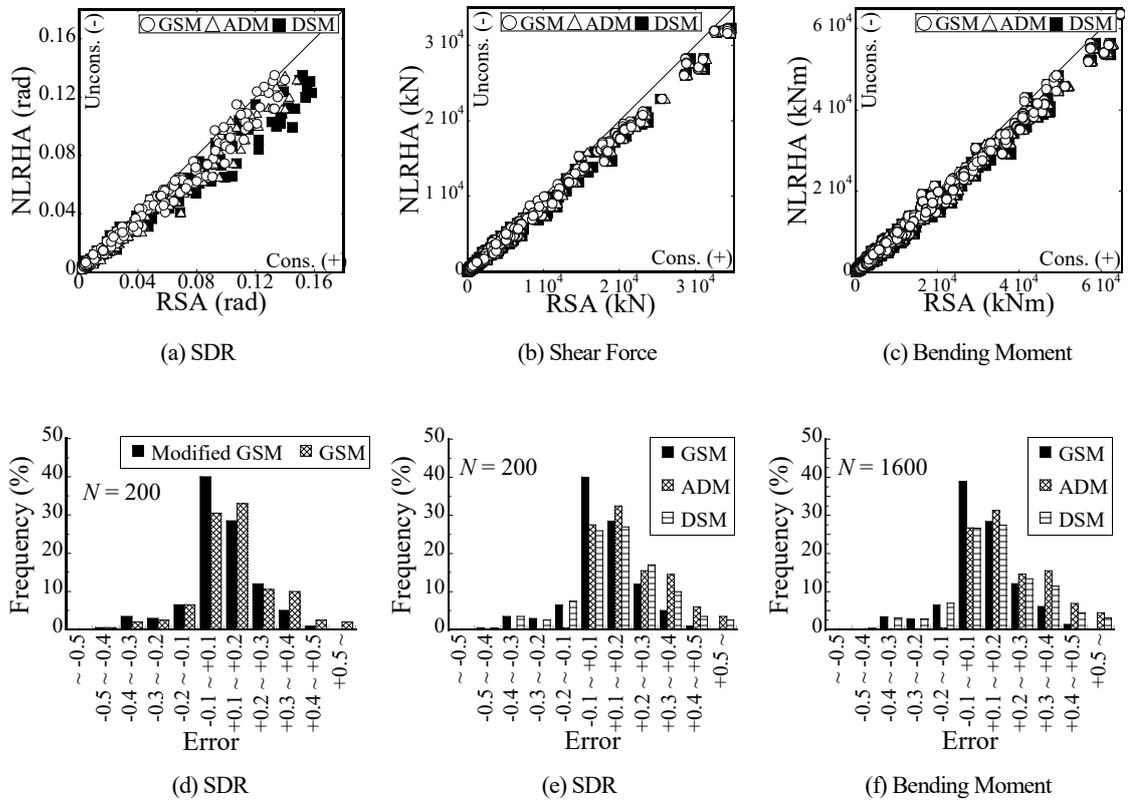


Fig. 4.4.3 Comparison of NLRHA and GRSA in one-story models

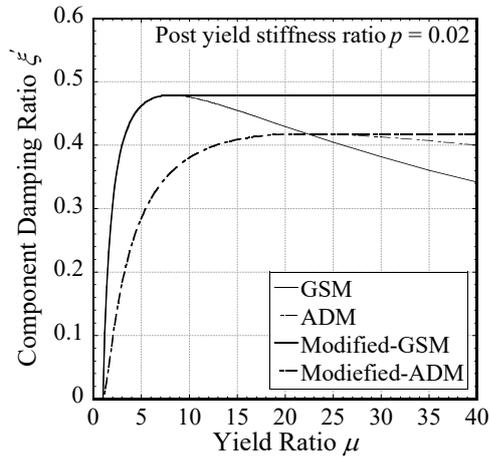


Fig. 4.4.4 Comparison of complex stiffness parameter formulations

4. 4. 3. 低層モデルの評価精度

Fig. 4.4.5 に 2 層モデルと 4 層モデルの最大応答値に対する NLRHA と GRSA の比較を示す。同図は前節で述べた過大な塑性率範囲の処置を考慮している。Fig. 4.4.5 (a) ~ (c) に示すように、ダンパーの減衰によるモード間の位相差の影響を考慮した GRSA の応答評価値は時刻歴応答解析と良好な精度で対応している。Fig. 4.4.5 (d) ~ (f) に示すように、これらのモデルでは、GSM または DSM を用いた GRSA が、ADM を用いた GRSA と比べて精度が良い。特に GSM の場合では、サンプリング数に対して 90% の応答値が誤差 $-0.2 \sim +0.2$ の範囲に収まる。Fig. 4.4.5 (d) ~ (f) の棒グラフが右側(誤差正側)に偏っているように、ADM はやや過大安全側の応答評価となり、応答値サンプリング数の約 90% が誤差 $-0.1 \sim +0.3$ の範囲に収まる。

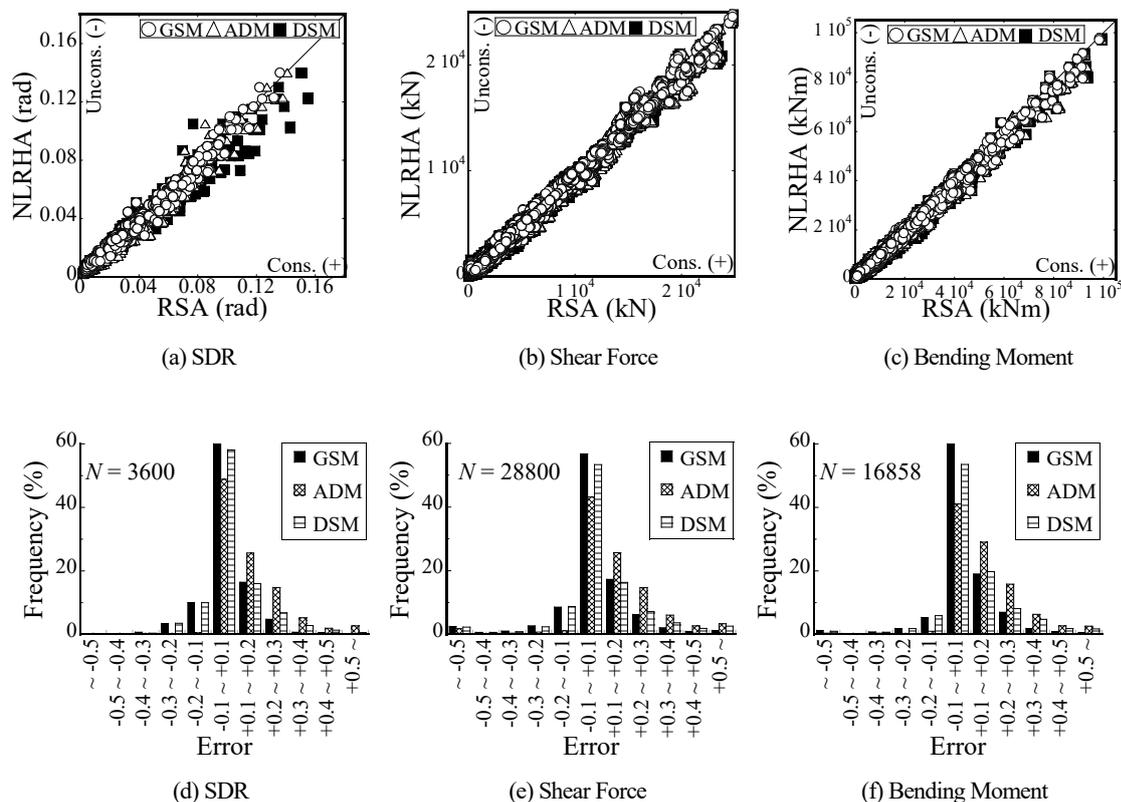


Fig. 4. 4. 5 Comparison of NLRHA and GRSA in two- and four-story models

4.4.4. 固定荷重および様々な BRB 配置を考慮した 9 層モデルの評価精度

固定荷重や様々な BRB 配置を考慮した、より現実的な地震応答評価の精度を検証する。Fig. 4.4.6 と Fig. 4.4.7 に 9 層モデルの最大応答値に対する NLRHA と GRSA の比較を示す。同図はそれぞれの BRB 配置ケースについて、BRB 配置、層間変形角 SDR、部材せん断力、部材曲げモーメントを示している。Fig. 4.4.6 と Fig. 4.4.7 に示すように、変形形状や部材力の評価も含めて応答評価値は NLRHA と対応を示しており、GRSA が任意の層・スパンのダンパー配置に対して NLRHA を十分な精度で捉えられることが確認できる。このように GRSA は具体的なダンパー配置を考慮した地震応答評価が可能であることが分かる。一方、Fig. 4.4.6 と Fig. 4.4.7 に示すように、9 層モデルでも全般的に GSM または DSM を用いた GRSA の対応が良く、ADM を用いた GRSA は地震応答をやや過大安全側に評価する傾向が確認された。以上の評価結果から、特定のモードが最卓越する低層ラーメン構造物では、複素剛性関係式は ADM より GSM または DSM が適していると判断できる。

日本免震構造協会の設計マニュアル⁴²⁾などに示されるように、一般的な制振構造物の簡易応答評価では、過大評価を防ぐ安全側の処置として、減衰比を積分平均する ADM が建物規模に依らず推奨されている。しかし、元々の ADM は、構造物全体を 1 自由度系に置換えた振動モデルを対象に、複数の振動モードを含むランダム振幅を想定しており⁴¹⁸⁾、特定の振動モード(低層ラーメンは 1 次)だけが卓越すると、複素剛性を与える部材単位の応答が定常応答に近く、Fig. 4.4.4 や Fig. 4.4.6 や Fig. 4.4.7 に示すように、1 層から 9 層モデルでは定常振幅を仮定する GSM の精度が良い場合があると考えられる。その一方で、複素剛性を利用した応答スペクトル解析法として、DSM を使用する一連の先行研究^{例えば 4-6), 4-16)}が挙げられるが、GRSA 上の精度は GSM と同程度あり、1 層モデルの検討に示すように、GSM の方が精度が良い場合もある。

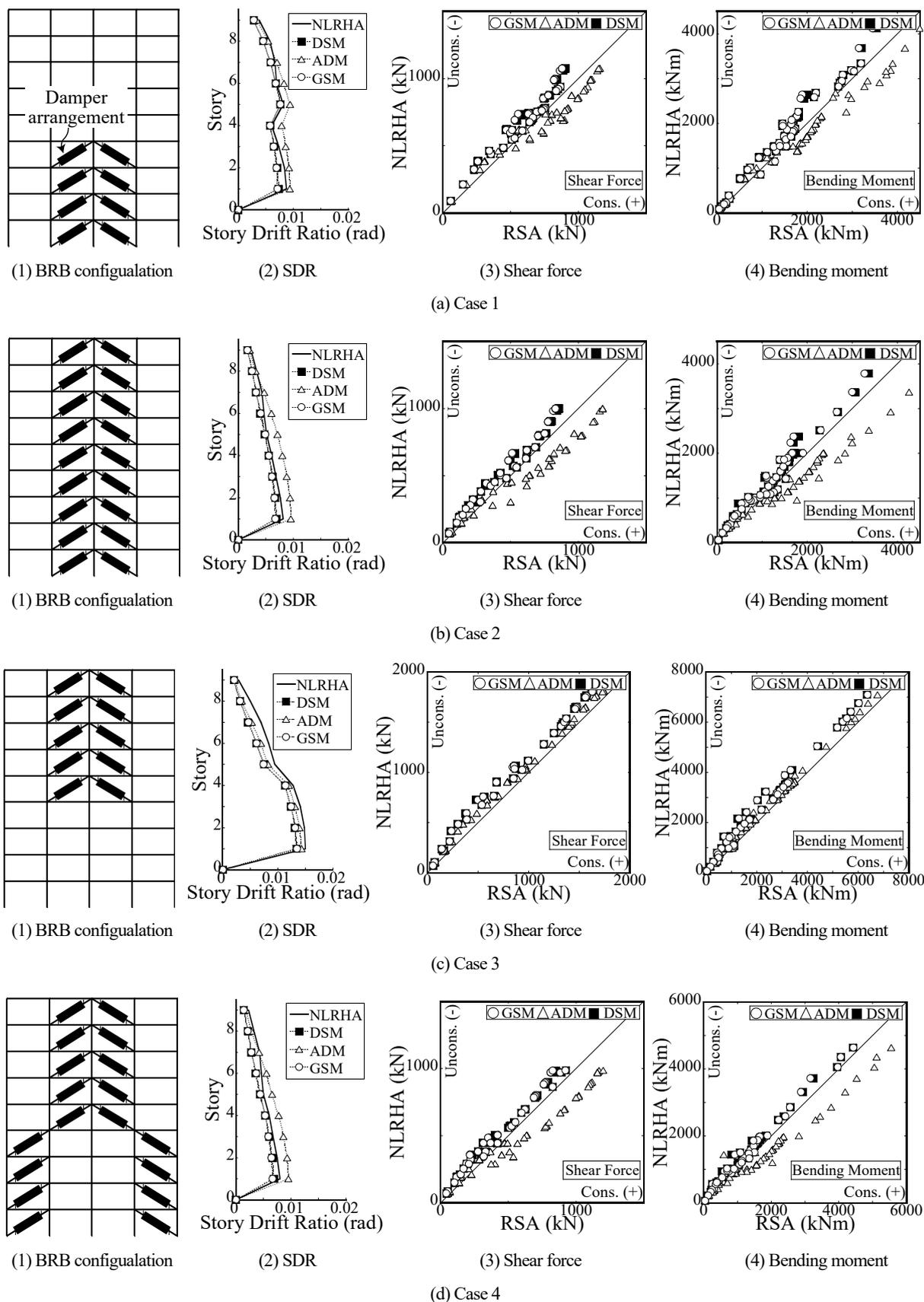


Fig. 4.4.6 Comparison of NLRHA and GRSA for nine-story models (Part 1)

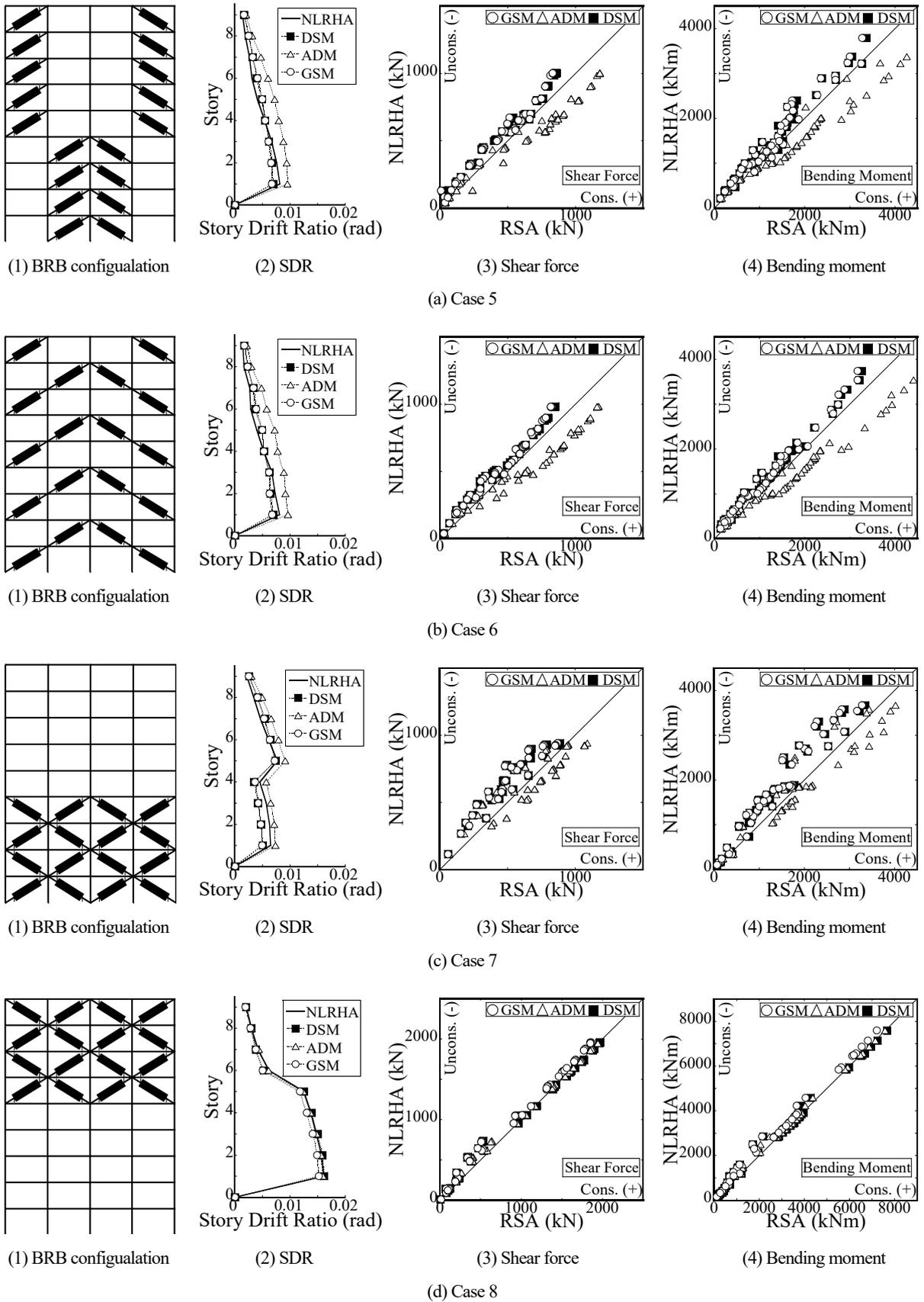


Fig. 4.4.7 Comparison of NLRHA and GRSA for nine-story models (Part 2)

4.4.5. 中層から高層モデルの評価精度

高次モード影響(複数のモードが卓越して連成する地震応答)を含めた中層から高層モデルの応答評価精度を検証する。

(a) 中層モデル

Fig. 4.4.8 に 8 層と 16 層モデルの最大応答値に対する NLRHA と GRSA の比較を示す。低層モデルと比べて、高次モード影響が含まれた中層モデルでは、GSM または DSM を用いた GRSA は危険側の応答評価値がやや多く含まれるものの、部材力評価値サンプリング数の約 80% が誤差 $-0.3 \sim +0.2$ に収まる。これに対して ADM の誤差分布は安定して安全側評価されており、GSM または DSM より精度が良い。

簡易応答評価を利用する従来の制振構造物の設計においては、建物全体の片持曲げ応答の問題が頻繁に指摘される。これは制振ブレースの軸剛性が柱の軸剛性よりある程度大きくなると、ラーメン構造がトラス的な曲げ応答挙動を示す現象であり、層間変形角は大きくなるが、架構全体の剛体回転によりブレースの軸変形は小さくなるため、等価せん断型の串団子モデルを用いる手計算の簡易応答評価では、弾塑性ダンパーの塑性率を過大評価する可能性がある。この問題について Fig. 4.4.9 に意図的に片持曲げ応答を励起させたモデルの評価例を示す。このモデルでは柱軸剛性を BRB 剛性と等価とし、 $k_d/k_f=1.0$ としている。GRSA は、各部材の曲げ剛性を含んだ全体剛性行列をそのまま用いる事が出来るため、片持曲げ応答挙動も当然追跡することが可能である。

(b) 高層モデル

Fig. 4.4.10 と Fig. 4.4.11 に 32 層と 64 層モデルの最大応答値に対する NLRHA と GRSA の比較を示す。同図に示すように、軒高が 250 を超えても、変位応答(SDR)の評価値は NLRHA を捉えている。Table 4.4.1 に示すように、高層モデルの高次モード影響は大きく、ADM を用いた GRSA の精度は GSM または DSM を用いた場合より良く、SDR について応答値サンプリング数の約 85% が誤差 $-0.3 \sim +0.2$ に収まる。これに対して部材力の応答評価は、安全側と危険側どちらにも幅を持って分布する傾向が確認されるが、サンプリング数の概ね 80% が誤差 $-0.3 \sim +0.1$ の範囲に収まる。これらの大きな誤差は架構全体と部材に働く幾何学的非線形性が影響していると推測される。その一方で、高層モデルの結果から GRSA は特に軒高 200m 以上でも変位応答であれば良い評価精度が得られることが分かる。

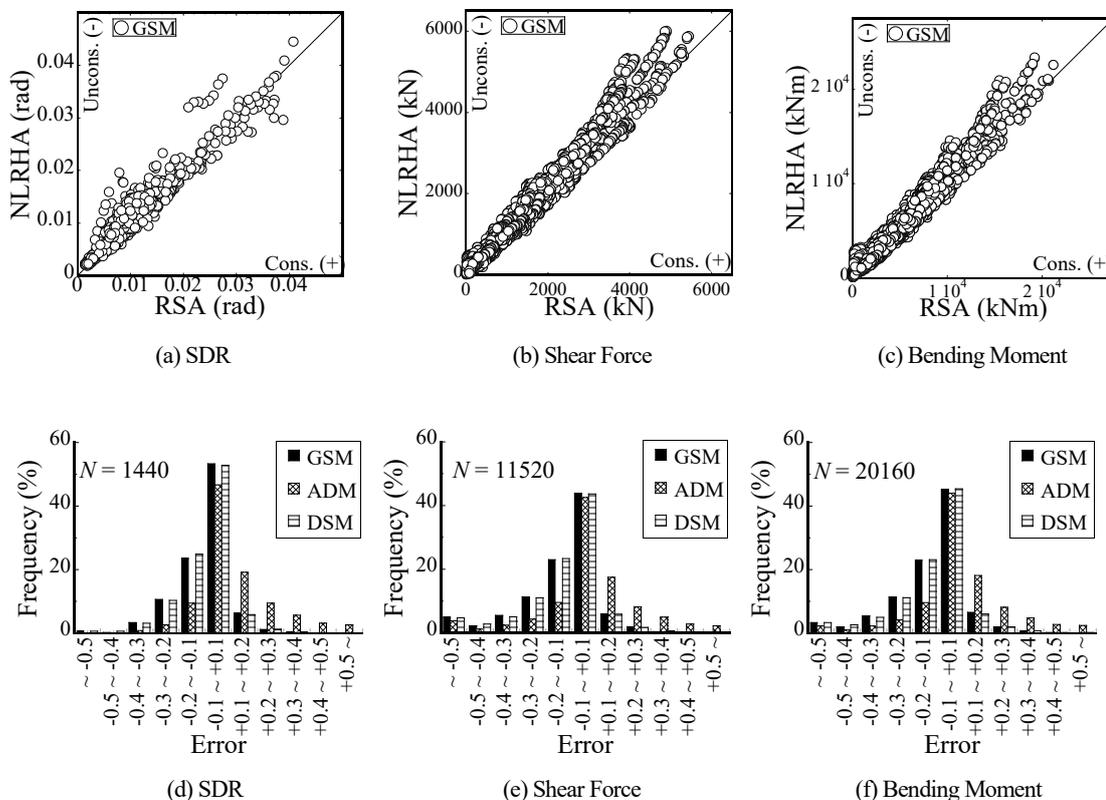


Fig. 4.4.8 Comparison of NLRHA and GRSA in eight- and 16-story models

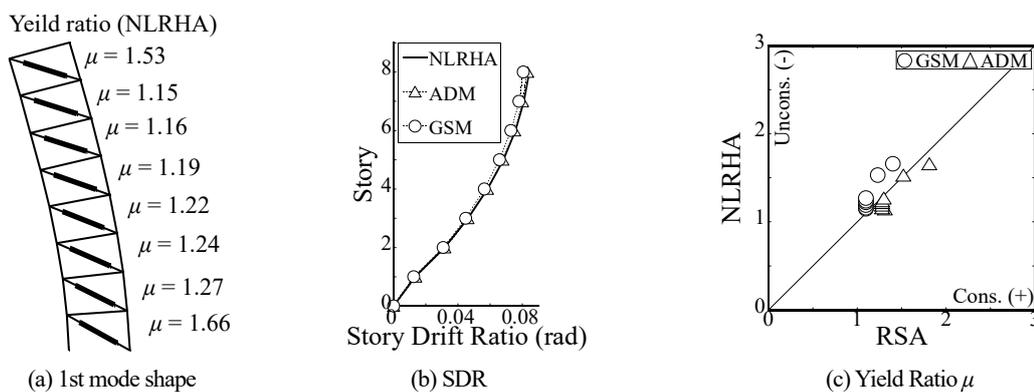


Fig. 4.4.9 Comparison in the specific model to be cantilever bending (Input: El Centro NS)

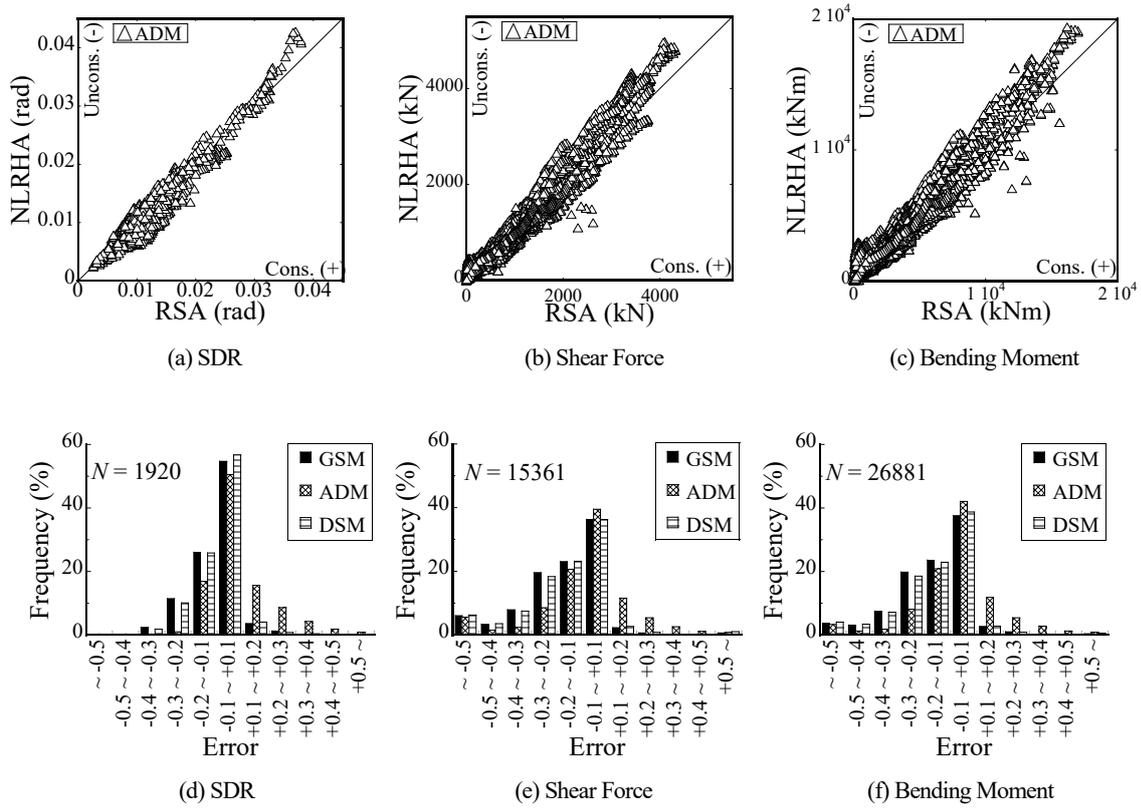


Fig. 4.4.10 Comparison of NLRHA and GRSA in 32-story models

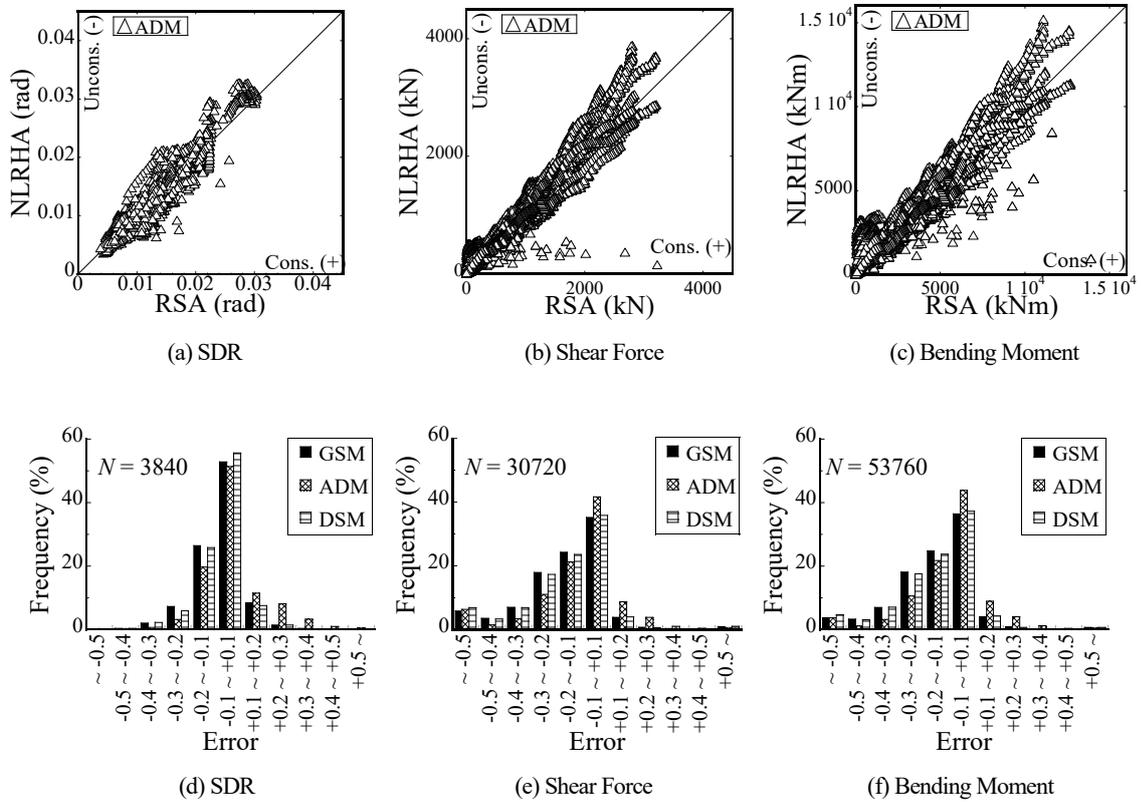


Fig. 4.4.11 Comparison of NLRHA and GRSA in 64-story models

4.5. トラス構造物(軸力系)に対する GRSA の適用性

実在するトラス鉄塔の耐震改修の地震応答評価と時刻歴応答解析(NLRHA)の比較を行い、振動性状が複雑になる立体構造物に対する GRSA の適用性と精度を検証する。本章は立体モデルへの GRSA の適用性の実演を兼ねている。

4.5.1. 解析モデル概要

Fig. 4.5.1 にモデル図を、Table 4.5.1 に主要な部材諸元を示す。対象構造物は建屋敷設型の実在通信鉄塔であり、個材座屈を生じるブレースを BRB (LY225)に置換する耐震改修が行われた背景を有している⁴⁴⁾。Fig. 4.5.1 に示すように、本節では実改修と同様の BRB 配置と断面を有する EP モデルに加えて、異なるダンパー種に対する適用性を示す目的で粘弾性ダンパーを配置した VE モデルも比較検証する。VE モデルは 4.2.2 節に示した Biggs rule (拡張型等価線形化法)を利用した既往研究⁴⁹⁾の最適化計算の結果として得られたダンパー配置である。Fig. 4.5.2 に入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。入力地震動は、Hachinohe EW, JMA-Kobe NS, Random 波を平成 12 年建設省告示第 1461 号に示されたレベル 2 地震動の基盤スペクトル(減衰比 5%)に適合させた後に、現地の地盤データに基づき SHAKE を用いて地盤増幅を反映した地表面 G 波(Ground level wave)と、さらに軒高 25.8m の下部構造の応答増幅を考慮した屋上応答 R 波(Roof level wave)とする。これらの地震波は実改修で用いられた地震波と同様である。初期減衰比は 1%とし、初期剛性比例のレーリ減衰を設定する。なお、本節では固定荷重は考慮せず、応答スペクトル値を保管するための係数 D_n の係数 α は 25 とする。一方、立体モデルは座標系の方向毎に異なる刺激係数と有効質量が計算できるため、立体モデルのモード解析では、着目する応答方向の卓越モードを判別する必要がある。ただし、一般的な有効質量の計算式(4-7)は実固有値の直交性に基づいて定義されるため、本論の GRSA では複素固有値の有効質量比は式(4-53)を用いて計算することとした。なお、修正 CQC 法では、卓越モードランキングから有効質量比が 90%以上となるモード数を選択して重合する。また、 s 次 i 番自由度のモード形状は式(4-54)の刺激関数で示す。

$$\{1\}^T \mathbf{M} \{1\} = \{1\}^T \mathbf{M} \operatorname{Re}(\mathbf{U} \boldsymbol{\lambda} \boldsymbol{\beta}) = \sum_{s=1}^n M_s = \text{const.}, \quad M_s = 2 \times \{1\}^T \mathbf{M} \operatorname{Re}(\lambda_s \beta_s \{u_s\}) \quad (4-53)$$

$${}_i B'_s = {}_i B_s \operatorname{sgn} \operatorname{Re}(\beta_{si} u_s) \quad (4-54)$$

ここに、 n は全体質量行列 \mathbf{M} の次元、 \mathbf{U} は $n \times 2n$ の複素固有ベクトルのモード行列、 $\boldsymbol{\lambda}$ は複素固有値を並べた $2n \times 2n$ の対角行列、 $\boldsymbol{\beta}$ は複素刺激係数を並べたベクトルである。なお、 \mathbf{U} 、 $\boldsymbol{\lambda}$ 、 $\boldsymbol{\beta}$ は複素共役な固有ベクトル、固有値または刺激係数が交互に並んでいるとする。

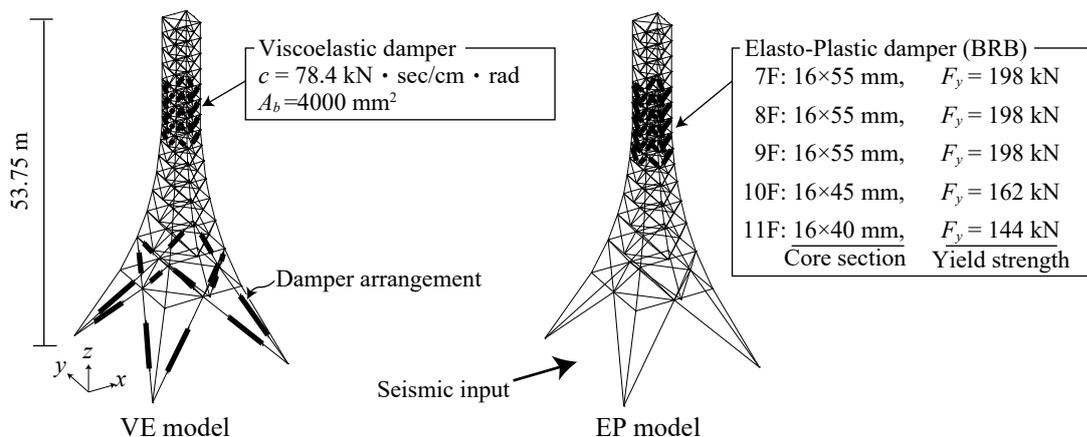


Fig. 4.5.1 Schematic image of truss tower models.

Table 4.5.1 Member specifications of the existing truss tower

Story	Column Member (CHS)		Diagonal Member (CHS)	
	Section (mm)	Material	Section (mm)	Material
1	$\phi 355.6 \times 7.9$	STK540 $\sigma_y = 390 (\text{N/mm}^2)$	$\phi 355.6 \times 7.9$	STK540 $\sigma_y = 390 (\text{N/mm}^2)$
2			$\phi 318.5 \times 6.9$	
3			$\phi 267.4 \times 6.6$	
4			$\phi 216.3 \times 5.8$	
5			$\phi 165.2 \times 4.5$	
6			$\phi 318.5 \times 6.9$	
7	$\phi 267.4 \times 6.6$			
8	$\phi 216.3 \times 5.8$			
9	$\phi 165.2 \times 4.5$			
10	$\phi 139.8 \times 4.5$			
11	$\phi 139.8 \times 4.5$			
12	$\phi 139.8 \times 4.5$			
13	$\phi 139.8 \times 4.5$			
14	$\phi 165.2 \times 4.5$			
15	$\phi 165.2 \times 4.5$			

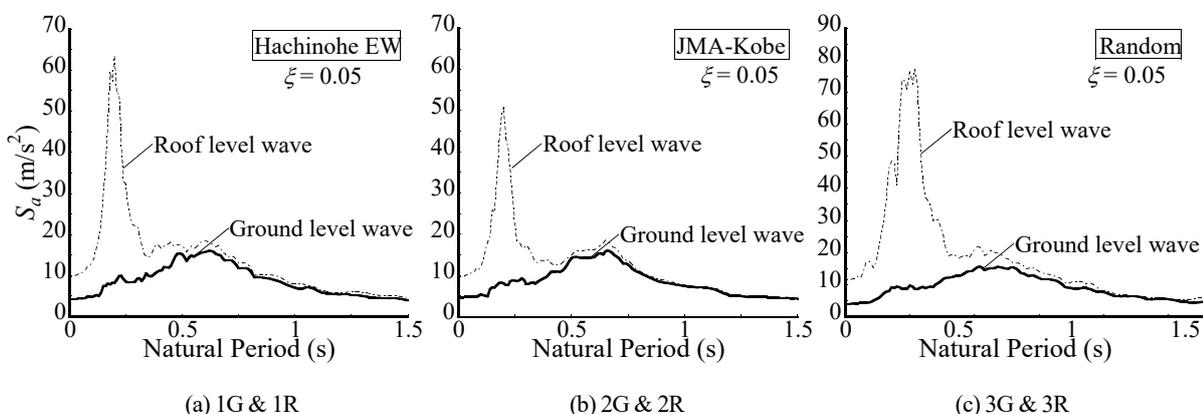


Fig. 4.5.2 Response spectra of seismic inputs used in the existing retrofit

4.5.2. 評価結果

Fig. 4.5.3 に VE モデルの評価結果を示す。GRSA は既往手法⁴⁹⁾より評価精度が改善し、NLRHA を良い精度で捉えている。

Fig. 4.5.4, Fig. 4.5.6 と Fig. 4.5.7 に EP モデルの評価結果を示す。各図は、節点水平変位、層間変形角、全部材軸力の最大応答値に対応している。Fig. 4.5.4 (a)の 1G 波の結果を例に示すように、軸力系の立体構造物でも GRSA は NLRHA を概ね捉えられている。Fig. 4.5.5 は 1G 波入力時の ADM を用いた GRSA の卓越固有振動モードの変遷を示している。Fig. 4.5.5 に示すように、弾塑性ダンパーが塑性化すると、GRSA の前(Initial)と後(After the iterations)で卓越固有振動特性と卓越モードランキングが変わる場合がある事(GRSA 前の 7 次が GRSA 後では 9 次に移行し、さらに最卓越モードとなる。)が分かる。また、GRSA 後の 9 次モードに示すように、その固有モード形状は実際の層間変形角の応答形状によく似ている。GRSA と NLRHA の結果が良く対応していることから、実際の非線形応答中(NLRHA)にも卓越固有振動特性の変動が生じていると考えられる。この卓越固有振動特性の変動を追跡できることが、GRSA の良い評価精度に関係すると考えられる。即ち、固有モード(固有値解析結果)で表現できない程度の強非線形応答が生じる場合では、例えば GRSA の最大変位応答の形状が NLRHA と整合せず、GRSA の精度は極端に悪化すると考えられる。Fig. 4.5.4 (b)の例に示すように、極端なスペクトル励起帯を有する R 波などを入力する場合も非線形応答が強くなるため、G 波と比べて GRSA の評価精度は悪化する。ただし、Fig. 4.5.6 や Fig. 4.5.7 に示すように、着目する応答によってその精度が良い場合と悪い場合があり、悪い場合でも過大安全側の評価も少なくない。これらは全てのモード解析に共通する精度限界と考えられる。

一方、4.4 節の中層～高層モデルや、本節のトラス鉄塔の応答に示すように、軒高の高いモデルでは、ADM を用いた GRSA の評価精度が相対的に良い事が確認された。これは高次モードの影響(特定のモードだけが卓越するのではなく、複数の卓越モードが連成する)と考えられる。例えばトラス鉄塔では、Fig. 4.5.5 に示すように、BRB を配置した層で実際に複数の卓越モード変形が連成している様子が確認できる。

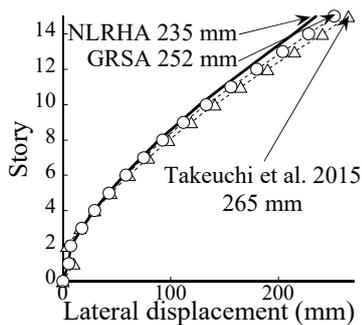


Fig. 4.5.3 Comparison of the response evaluation and NLRHA results (VE model)

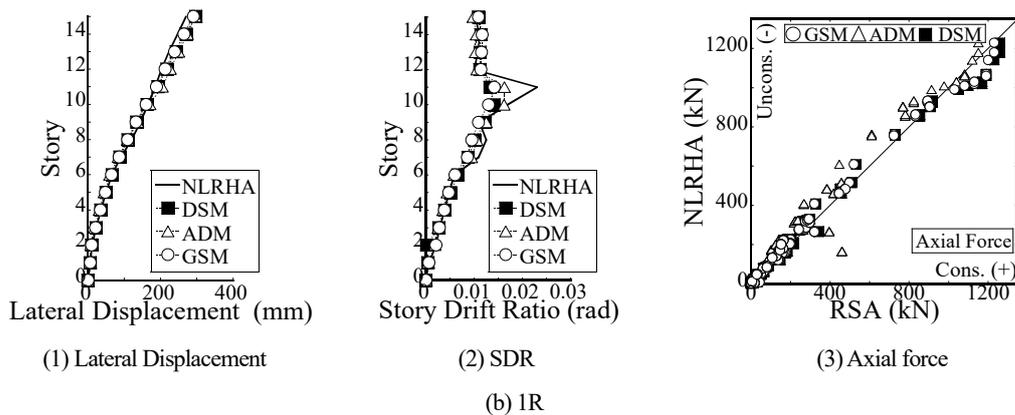
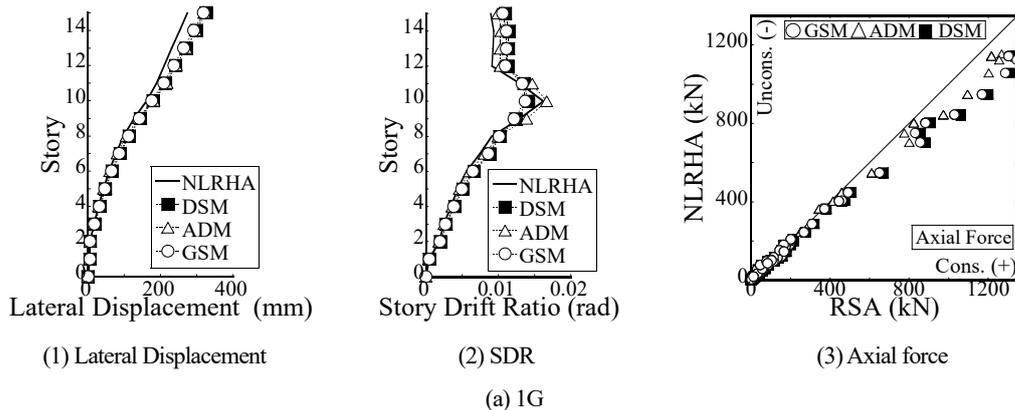


Fig. 4.5.4 Comparison of the response evaluation and NLRHA results (EP models)

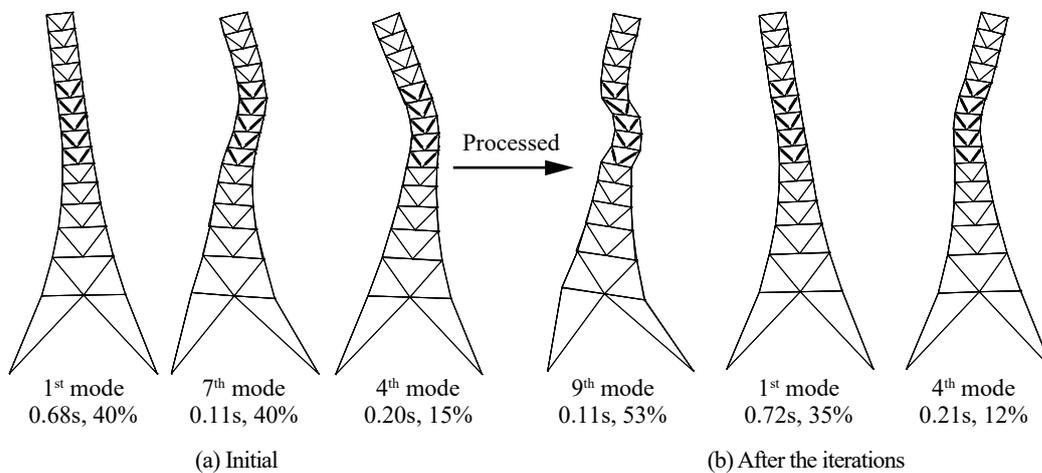


Fig. 4.5.5 Shift in mode shapes of EP model using ADM (caption: natural period, mass ratio)

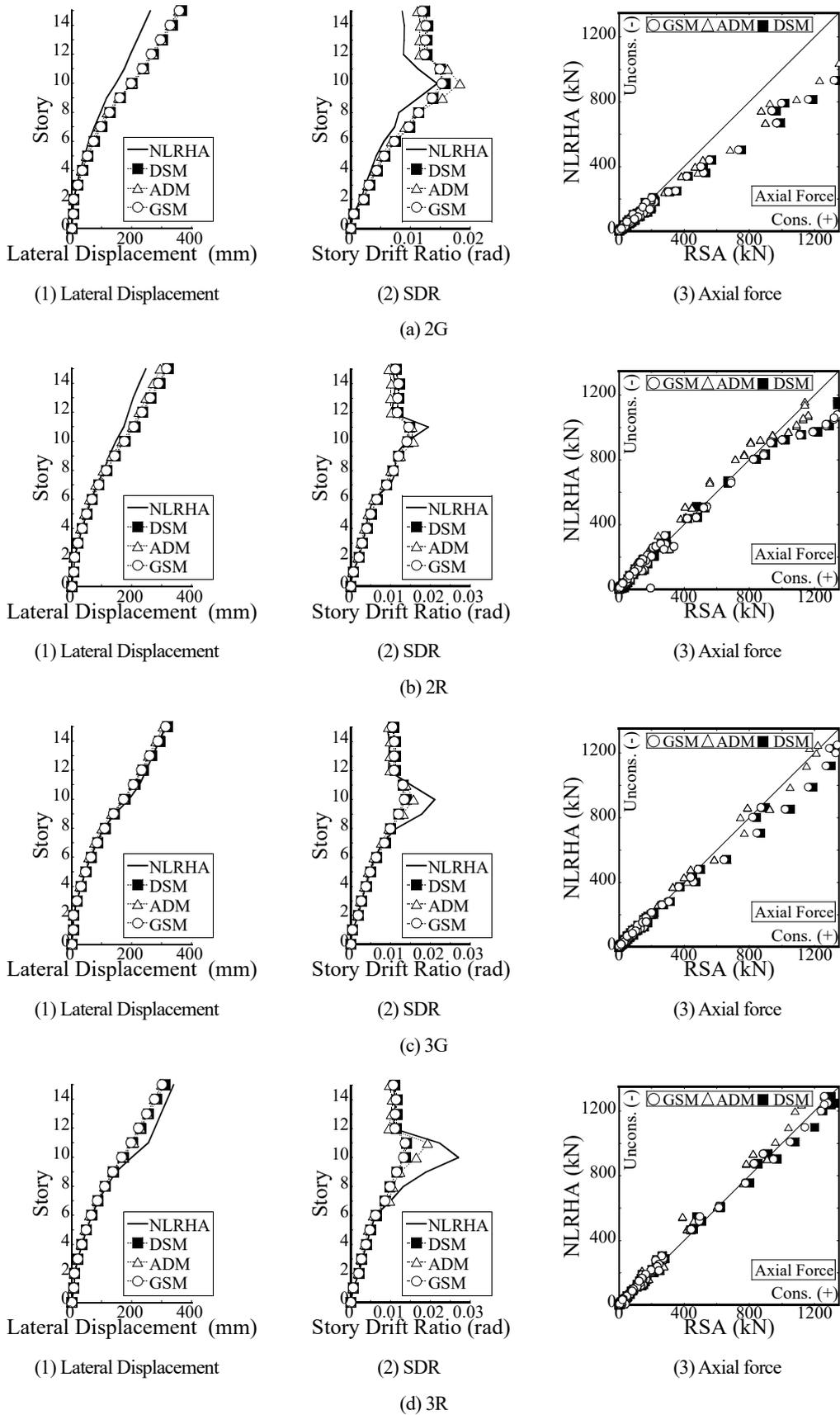


Fig. 4.5.6 Comparison of the response evaluation and NLRHA results (EP models)

4.5.3. GRSA と計算時間の比較

最後に GRSA と NLRHA の計算時間を比較する。Table 4.5.2 にトラス鉄塔の CPU タイムを、Table 4.5.3 ~ Table 4.5.4 に 4.4 節の平面骨組モデルの CPU タイムを示す。全ての数値計算は、Intel 社製 CPU (Core i7-6850K, 3.6GHz) と DDR4-2400 メモリ (32GB) を搭載した著者個人のデスクトップ PC で行い、結果は 1 Processor あたりの性能に対応する。なお、著者の実行環境では、計算時間はバックグラウンドプロセスや同時起動中のアプリケーション数等の影響を受け、最大で 2 倍程度の遅延が生じることが分かっている。各表は理想的な実行時(構造解析プログラムしかアプリケーションが実行していない状況)の最速計算時間で代表する。NLRHA と GRSA の線形方程式の解法は直接疎行列解法を用いており、計算時間は可能な範囲で必要メモリ量の効率化と計算時間の高速化を施した結果である。なお、鉄塔モデルの NLRHA は各地震波で 7000 ステップ、平面骨組モデルの NLRHA は各地震波で 4000 ステップを有し、各ステップはそれぞれ異なる収斂計算回数を有している。Table 4.5.2 に示すように、自由度数 810 の鉄塔モデルでは、NLRHA が約 15 分(約 30 分)、対する GRSA が約 5 秒(約 10 秒)の計算時間を要した。Table 4.5.3 と Table 4.5.4 に示すように、平面骨組モデルの 64 層モデルでは、NLRHA が約 8 分(約 16 分)、対する GRSA が約 9 秒(約 20 秒)の計算時間を要した。各表に示すように、複素剛性関係式による GRSA の計算時間の差異はあまり確認できなかった。また、Table 4.5.3 と Table 4.5.4 に示すように、モデルの自由度数に比例して NLRHA の計算時間は増大するが、対する GRSA の計算時間は 500 自由度あたりから横ばいとなる傾向がある。以上より、NLRHA と比べて GRSA は時間効率性が十分に向上していることが分かる(鉄塔モデルでは約 1/200)。

Table 4.5.2 Comparison of computation times of GRSA and NLRHA (tower models)

Method series	1G	1R	2G	2R	3G	3R
NLRHA	914.9	849.9	865.1	804.0	958.3	992.9
GRSA-GSM	4.2	5.6	3.1	3.6	4.1	4.9
GRSA-DSM	3.7	4.6	4.1	3.6	4.3	4.8
GRSA-ADM	5.9	3.6	4.6	4.5	4.1	5.3

Table 4.5.3 Comparison of computation times of GRSA and NLRHAs (2D frame models)

(a) NLRHA

Model series	DOFs	Model numbers (4×Seismic input)	NLRHA				
			El Centro	Taft	JMA-Kobe	Hachinohe	Total
1 story	15	200	Max. : 11.2 Min. : 8.3 Ave. : 9.3	Max. : 9.7 Min. : 6.0 Ave. : 7.1	Max. : 11.6 Min. : 8.2 Ave. : 9.0	Max. : 11.2 Min. : 8.1 Ave. : 9.2	Max. : 11.6 Min. : 6.0 Ave. : 8.6
2 story	30	600	Max. : 27.4 Min. : 14.6 Ave. : 17.5	Max. : 20.0 Min. : 10.7 Ave. : 13.1	Max. : 27.1 Min. : 14.1 Ave. : 17.5	Max. : 26.2 Min. : 13.3 Ave. : 17.3	Max. : 27.4 Min. : 10.7 Ave. : 16.4
4 story	60	600	Max. : 44.1 Min. : 24.4 Ave. : 29.2	Max. : 33.2 Min. : 17.9 Ave. : 21.9	Max. : 43.0 Min. : 24.5 Ave. : 29.4	Max. : 43.4 Min. : 23.6 Ave. : 28.8	Max. : 44.1 Min. : 25.0 Ave. : 31.7
8 story	120	60	Max. : 62.7 Min. : 45.3 Ave. : 52.5	Max. : 46.2 Min. : 34.7 Ave. : 39.9	Max. : 62.9 Min. : 44.0 Ave. : 52.5	Max. : 62.3 Min. : 45.2 Ave. : 51.6	Max. : 62.9 Min. : 34.7 Ave. : 49.1
16 story	240	60	Max. : 113.8 Min. : 81.8 Ave. : 94.9	Max. : 82.9 Min. : 62.4 Ave. : 71.2	Max. : 114.3 Min. : 82.3 Ave. : 93.9	Max. : 109.5 Min. : 81.1 Ave. : 93.1	Max. : 114.3 Min. : 62.4 Ave. : 88.3
32 story	480	60	Max. : 232.3 Min. : 169.3 Ave. : 193.8	Max. : 174.4 Min. : 125.4 Ave. : 143.9	Max. : 235.2 Min. : 170.0 Ave. : 192.7	Max. : 226.5 Min. : 162.6 Ave. : 188.2	Max. : 235.2 Min. : 125.4 Ave. : 179.6
64 story	960	60	Max. : 493.6 Min. : 343.6 Ave. : 402.4	Max. : 366.9 Min. : 261.5 Ave. : 308.3	Max. : 504.0 Min. : 362.1 Ave. : 411.7	Max. : 498.7 Min. : 340.7 Ave. : 398.8	Max. : 504.0 Min. : 261.5 Ave. : 380.3

(b) GRSA-GSM

Model series	DOFs	Model numbers (4×Seismic input)	GRSA-GSM				
			El Centro	Taft	JMA-Kobe	Hachinohe	Total
1 story	15	200	Max. : 4.1 Min. : 0.2 Ave. : 0.9	Max. : 5.1 Min. : 0.2 Ave. : 0.6	Max. : 3.2 Min. : 0.1 Ave. : 0.7	Max. : 3.5 Min. : 0.2 Ave. : 0.7	Max. : 5.1 Min. : 0.1 Ave. : 0.7
2 story	30	600	Max. : 8.4 Min. : 0.2 Ave. : 0.9	Max. : 5.4 Min. : 0.2 Ave. : 0.9	Max. : 5.1 Min. : 0.2 Ave. : 0.9	Max. : 4.2 Min. : 0.2 Ave. : 0.8	Max. : 8.4 Min. : 0.2 Ave. : 0.9
4 story	60	600	Max. : 5.7 Min. : 0.3 Ave. : 1.0	Max. : 4.5 Min. : 0.3 Ave. : 1.0	Max. : 5.9 Min. : 0.3 Ave. : 1.2	Max. : 6.6 Min. : 0.3 Ave. : 1.1	Max. : 6.6 Min. : 0.3 Ave. : 1.1
8 story	120	60	Max. : 6.6 Min. : 1.1 Ave. : 3.0	Max. : 5.2 Min. : 1.1 Ave. : 2.1	Max. : 6.0 Min. : 1.2 Ave. : 2.5	Max. : 4.6 Min. : 1.0 Ave. : 2.3	Max. : 6.6 Min. : 1.0 Ave. : 2.5
16 story	240	60	Max. : 5.4 Min. : 1.8 Ave. : 3.0	Max. : 6.5 Min. : 1.5 Ave. : 2.9	Max. : 6.8 Min. : 1.6 Ave. : 3.1	Max. : 5.8 Min. : 1.8 Ave. : 2.9	Max. : 6.8 Min. : 1.5 Ave. : 3.0
32 story	480	60	Max. : 7.0 Min. : 2.8 Ave. : 4.1	Max. : 6.3 Min. : 3.1 Ave. : 4.2	Max. : 7.1 Min. : 2.6 Ave. : 4.3	Max. : 11.3 Min. : 2.3 Ave. : 4.7	Max. : 11.3 Min. : 2.3 Ave. : 4.3
64 story	960	60	Max. : 9.4 Min. : 5.0 Ave. : 6.9	Max. : 7.5 Min. : 4.2 Ave. : 6.4	Max. : 8.3 Min. : 4.1 Ave. : 6.4	Max. : 8.5 Min. : 2.0 Ave. : 6.5	Max. : 9.4 Min. : 2.0 Ave. : 6.5

Table 4.5.4 Comparison of computation times of GRSA (2D frame models)

(a) GRSA-DSM

Model series	DOFs	Model numbers (4×Seismic input)	GRSA-DSM				
			El Centro	Taft	JMA-Kobe	Hachinohe	Total
1 story	15	200	Max. : 2.4 Min. : 0.2 Ave. : 0.6	Max. : 5.1 Min. : 0.2 Ave. : 0.8	Max. : 2.9 Min. : 0.2 Ave. : 0.5	Max. : 4.4 Min. : 0.2 Ave. : 0.9	Max. : 5.1 Min. : 0.2 Ave. : 0.7
2 story	30	600	Max. : 3.2 Min. : 0.2 Ave. : 0.6	Max. : 7.5 Min. : 0.2 Ave. : 1.1	Max. : 4.6 Min. : 0.2 Ave. : 1.0	Max. : 6.2 Min. : 0.2 Ave. : 0.9	Max. : 7.5 Min. : 0.2 Ave. : 0.9
4 story	60	600	Max. : 5.3 Min. : 0.3 Ave. : 1.1	Max. : 7.5 Min. : 0.3 Ave. : 1.1	Max. : 5.1 Min. : 0.3 Ave. : 1.0	Max. : 7.5 Min. : 0.3 Ave. : 1.3	Max. : 7.5 Min. : 0.3 Ave. : 1.1
8 story	120	60	Max. : 6.5 Min. : 1.1 Ave. : 2.8	Max. : 6.0 Min. : 1.1 Ave. : 2.9	Max. : 5.6 Min. : 1.1 Ave. : 2.8	Max. : 6.3 Min. : 1.2 Ave. : 2.4	Max. : 6.5 Min. : 1.1 Ave. : 2.7
16 story	240	60	Max. : 7.6 Min. : 1.7 Ave. : 3.0	Max. : 4.9 Min. : 1.7 Ave. : 3.1	Max. : 6.6 Min. : 1.7 Ave. : 3.0	Max. : 8.9 Min. : 1.8 Ave. : 3.4	Max. : 8.9 Min. : 1.7 Ave. : 3.1
32 story	480	60	Max. : 9.4 Min. : 3.6 Ave. : 6.8	Max. : 8.7 Min. : 4.7 Ave. : 6.4	Max. : 9.0 Min. : 4.1 Ave. : 6.9	Max. : 7.9 Min. : 1.9 Ave. : 6.3	Max. : 9.4 Min. : 1.9 Ave. : 6.6
64 story	960	60	Max. : 9.4 Min. : 5.0 Ave. : 6.9	Max. : 7.5 Min. : 4.2 Ave. : 6.4	Max. : 8.3 Min. : 4.1 Ave. : 6.4	Max. : 8.5 Min. : 2.0 Ave. : 6.5	Max. : 9.4 Min. : 2.0 Ave. : 6.5

(b) GRSA-ADM

Model series	DOFs	Model numbers (4×Seismic input)	GRSA-ADM				
			El Centro	Taft	JMA-Kobe	Hachinohe	Total
1 story	15	200	Max. : 3.8 Min. : 0.1 Ave. : 0.7	Max. : 3.7 Min. : 0.2 Ave. : 0.6	Max. : 3.5 Min. : 0.2 Ave. : 0.9	Max. : 3.9 Min. : 0.2 Ave. : 1.0	Max. : 3.9 Min. : 0.1 Ave. : 0.8
2 story	30	600	Max. : 5.4 Min. : 0.2 Ave. : 0.9	Max. : 7.3 Min. : 0.2 Ave. : 1.0	Max. : 6.8 Min. : 0.2 Ave. : 1.1	Max. : 6.2 Min. : 0.2 Ave. : 0.9	Max. : 7.3 Min. : 0.2 Ave. : 0.9
4 story	60	600	Max. : 6.0 Min. : 0.3 Ave. : 1.1	Max. : 5.9 Min. : 0.3 Ave. : 1.1	Max. : 6.4 Min. : 0.3 Ave. : 1.2	Max. : 6.6 Min. : 0.3 Ave. : 1.0	Max. : 6.6 Min. : 0.3 Ave. : 1.1
8 story	120	60	Max. : 5.3 Min. : 1.2 Ave. : 1.9	Max. : 4.8 Min. : 1.1 Ave. : 1.9	Max. : 5.7 Min. : 1.2 Ave. : 2.3	Max. : 5.6 Min. : 1.2 Ave. : 2.4	Max. : 5.7 Min. : 1.0 Ave. : 2.1
16 story	240	60	Max. : 8.1 Min. : 1.7 Ave. : 3.3	Max. : 8.1 Min. : 1.6 Ave. : 3.3	Max. : 6.2 Min. : 1.8 Ave. : 3.3	Max. : 5.1 Min. : 1.6 Ave. : 2.7	Max. : 8.1 Min. : 1.6 Ave. : 3.1
32 story	480	60	Max. : 7.1 Min. : 2.8 Ave. : 4.2	Max. : 5.3 Min. : 2.7 Ave. : 4.2	Max. : 4.9 Min. : 2.4 Ave. : 3.9	Max. : 9.5 Min. : 2.4 Ave. : 4.4	Max. : 9.5 Min. : 2.4 Ave. : 4.2
64 story	960	60	Max. : 8.4 Min. : 2.4 Ave. : 6.5	Max. : 9.4 Min. : 4.3 Ave. : 6.6	Max. : 8.0 Min. : 4.3 Ave. : 6.2	Max. : 8.9 Min. : 1.9 Ave. : 6.4	Max. : 9.4 Min. : 1.9 Ave. : 6.4

4.6. 4 章のまとめ

本章では、次章のブレースの最適設計に使用するための弾塑性制振ブレースを含む任意形状のブレース付立体鋼構造骨組に適用可能な一般化応答スペクトル解析法(Generalized Response Spectrum Analysis, GRSA)を提案し、広範なモデルパラメータの時刻歴応答解析との比較より、その評価精度、適用性、時間効率性の向上を検証した。本章で得られた主要な知見を以下に示す。

- 1) 振幅依存型の弾塑性減衰を考慮した複素非対称減衰系の最大地震応答は、縮約 1 自由度系の固有方程式の分析と適切な固有値の選択に基づき修正 CQC 法を準用することで評価可能である。ブレース型の弾塑性ダンパーは、3 次元トラス要素の要素剛性行列に基づき作成した複素剛性要素で模擬することが可能であり、この複素剛性要素はブレース部材または軸力主体型の弾塑性ダンパー部材に適用できる。
- 2) 複素剛性要素の関係式として、過大な塑性率範囲に関する減衰比の頭打ち処理を施した最大点剛性法(Modified GSM)と最小 2 乗法(DSM)は、特定の振動モードが最卓越する構造物が対象の場合に良い GRSA の評価精度を与える。これに対して簡易応答評価で慣用されている平均減衰法(ADM)は、両者と比べて安全側評価を与えるものの、特に高次モードなど複数の振動モードが卓越する構造物の場合に良い GRSA の評価精度を与える。
- 3) 応力弾性のモーメントフレーム(剛接骨組)に BRB を配置した座屈拘束ブレース付鋼構造骨組を対象とする GRSA の評価値は時刻歴応答解析(NLRHA)とよく対応し、特に 64m 以下の低層から中層モデルでは、全応答評価値(層間変形角、部材せん断力、曲げモーメント)のサンプリング数の約 80%が誤差-0.3 ~ +0.2 に収まる。軒高 254m のモデルでも変位応答の評価精度は概ね維持されるものの、幾何学的非線形性の影響により部材力の評価精度は落ちる。その一方で簡易応答評価などで問題となる架構全体の片持曲げ応答挙動なども GRSA は追跡可能である。
- 4) 実在のトラス鉄塔の改修モデルを対象とする GRSA の評価値は NLRHA と概ね対応するが、極端な励起帯を有するスペクトルの応答評価は悪化する。
- 5) GRSA は平面・立体・曲げ抵抗系・軸力抵抗系いずれのモデルにも適用可能であり、計算時間は NLRHA と比べて十分に向上する。自由度数 810 のモデルの計算時間は、NLRHA(ステップ数 7,000)で 15~30 分、GRSA で 5~10 秒を示した。

【参考文献】

- 4-1) Jacobsen, L.S.: Steady forced vibration as influenced by damping, Transaction of the ASME, ASME, Vol.51, pp.169-181, 1930
- 4-2) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計施工マニュアル第3版, 2013.
- 4-3) Chen, X., Takeuchi, T. and Matsui R.: Simplified design procedure for controlled spine frames with energy-dissipating members, Journal of Constructional Steel Research, Vol.135, pp.242-252, 2017
- 4-4) Ookouchi, Y., Takeuchi, T., Kato, S. and Suzuki, K.: Seismic Retrofit of Existing Telecommunication Tower Using Buckling Restrained Brace, AIJ Journal of Technology and Design, No. 22, pp.179-184, 2005.12 (in Japanese)
- 4-5) 竹内徹, 内山智晴, 鈴木一弁, 大河内靖雄, 小河利行, 加藤史郎：座屈拘束ブレースによるトラス鉄塔の耐震補強 —実大架構繰返し実験—, 日本建築学会構造系論文集, No.589, pp.129-136, 2005.3
- 4-6) 石丸辰治, 郭鈞桓：新板・塑性率制御法 —任意の塑性率指定構造物の最適粘性減衰定数及び累積塑性率の評価法—, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 708, pp. 241-251, 2015.2
- 4-7) Jacobsen, L.S.: Damping in composite structure, 2WCEE, pp. 1029-1043. 1960.
- 4-8) Biggs, J.M., and Whitman, R.V.:. Soil structure interaction in nuclear power plants, in *Proceedings, The 3rd Japanese Earthquake Engineering Symposium*, November 1970, Tokyo, Japan, 89-95.
- 4-9) Takeuchi, T., Kinouchi, Y., Matsui, R. and Ogawa, T.: Optimal arrangement of energy-dissipating members for seismic retrofitting of truss structures, American Journal of Engineering & Applied Science, Vol. 8, pp. 455-464. 2015.
- 4-10) Foss, K.A. : Coordinates which uncouple the equation of motion of damped linear dynamic systems, *Journal of Applied Mechanics*, No. 32, pp. 361-364. 1958.
- 4-11) Sinha, R. and Igusa, T: CQC and SRSS methods for non-classically damped structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 615-619, 1995.
- 4-12) Myclestad, N.O.: The concept of complex damping, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol. 19, pp. 284-286, 1952.
- 4-13) 柴田明徳：最新耐震構造解析 第二版, 森北出版, 2003.
- 4-14) Clough, R. and Penzien J. : Dynamics of Structures 2nd revised eddition, Computers and Structures inc, 2010.
- 4-15) Shirai, K., and Inoue, N. : A seismic response estimation method for RC structures using random vibration theory, *Journal of Advanced Concrete Technology*, No. 12, pp. 62-72, 2014.
- 4-16) 田治見宏, 石丸辰治：「塑性率制御法」について, 日本建築学会論文報告集, No. 214, pp. 17-28, 1973.12

- 4-17) Jennings, P.C. : Equivalent viscous damping for yielding structures, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, No. 94, pp. 103-116. 1968.
- 4-18) Newmark, N.M., and Rosenblueth E.: *Fundamental of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall Inc., 1971.
- 4-19) Caughey, T.K.: Sinusoidal excitation of a system with bilinear hysteresis, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol.27, pp.640-643, 1960.
- 4-20) Architecture Institute of Japan (AIJ) : *Design Recommendations for Seismically Isolated Buildings*, Maruzen Publishing Co., Tokyo, 210 pp. 2016. (Electronic Book, in English)
- 4-21) 岡野 創, 小鹿紀英, 吉川秀和 : 高次モードを考慮した等価線形化法によるせん断型モデルの応答評価, *日本建築学会構造系論文集*, No.591, pp.113-121, 2005.5
- 4-22) 滝澤春男 : *線形のエクリチュール 構造物振動論教程*, 鹿島出版会, 2010.

第5章 座屈制御を目的とした鋼構造骨組へのブレース最適設計法の提案

5.1. 序

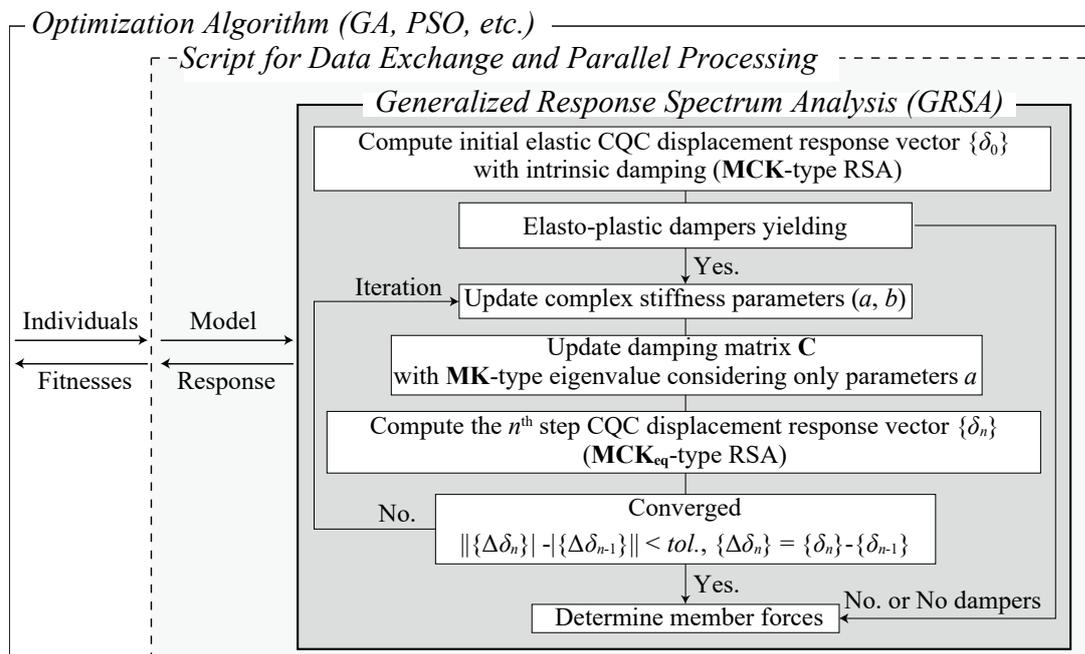
第 4 章の検討より、弾塑性制振ブレースをも含む、任意形状のブレース付鋼構造骨組の立体モデルに適用可能な一般化応答スペクトル解析法(Generalized Response Spectrum Analysis, GRSA)が完成し、時刻歴応答解析より高速かつ実用的な精度で、建物内の離散的なダンパーの配置と量が検討可能となった。

近年の創造的な構造設計の現場の動向として、デザイン・コンピューティング⁵⁻¹⁾が意匠・構造を問わず普及し、設計者が 3D モデラー(Rhinoceros with grasshopper など)、スクリプト言語(Python など)、数値解析、クラウド上の高性能計算環境(HPC, Amazon Web Service など)を積極的に駆使することが一般となりつつ有り、このような近況⁵⁻²⁾を考えると、数値的な応答スペクトル法と種々のツールを組合せた耐震要素の最適設計もまた一般化すると考えられる。しかし、同様の検討は未だ少ない⁵⁻³⁾。一方で、最適化手法は結果が目的関数や制約条件に左右されるため、実務に近い設計理念を反映する設定が求められる。最適化アルゴリズムや問題定式化の提案と応用は大崎⁵⁻⁴⁾や藤井⁵⁻⁵⁾らにより精力的に行われているが、現実的な設計クライテリアに基づく手法に踏込んだ研究はまだ少ない。そこで本章では、以上の実務的な需要にも答えられることを念頭に、GRSA と最適化アルゴリズムを組合せた制振構造物の設計手法を提案し、様々な適用例を通してその有効性を検証するとともに、強度型ブレースと座屈拘束ブレース(BRB)が混在するブレース付鋼構造骨組におけるブレースの最適配置解の特性を分析する。

具体的には、初めに GRSA に基づいた制振部材の最適設計法の概念を提示する。次に実在トラス鉄塔の耐震改修を対象にダンパーの配置と容量分布量の最適化を行い、提案設計法と既存改修の有効性を比較検証する。続いて一般的な座屈拘束ブレース付鋼構造骨組を対象に多目的のダンパー容量最適化を行い、提案設計法と標準的な設計手法の有効性を比較検証する。最後に強度型ブレースを外周に集約した外殻構造物を対象に、複雑な個体操作を含む部材配置最適化を行い、解の特性と実用上有効な条件設定を探索する。

5.2. 一般化応答スペクトル解析法に基づくブレース付鋼構造骨組の最適設計手法

Fig. 5.2.1 Proposed optimal damper design strategy for braced structures based on GRSA



(a) 全体概要

Fig. 5.2.1 に一般化応答スペクトル解析法 (Generalized response spectrum analysis, 以下 GRSA) に基づく応答制御型ブレース付鋼構造骨組の最適設計手法の概要を示す。提案する設計手法では、単純なスクリプトを介して最適化アルゴリズムと GRSA が相互にデータ変換し、さらに HPC でタスク並列計算する。一般的な構造最適化の提案では、最適化アルゴリズム自身あるいはその問題定式化方法を主題とすることが少なくない(例えば 5-4), 5-5)。これに対して提案手法では、その中核を 4 章にて構築した地震応答評価法(GRSA)とし、最適化アルゴリズムは純粹なツールと位置付け、主題としない。これは地震応答を対象とする最適化計算では、目的関数の計算が時間効率性に最も影響するためである。また、最適化アルゴリズムは問題毎に適性が異なり、その選択こそ設計者に委ねるべきと判断したからである。文献 5-1)や 5-2)に例が示されているように、近年の挑戦的・先進的な設計現場の動向として、設計者が個別のデジタルツールをスクリプト言語を用いてリンクさせ、各自の用途に適合した計算環境を構築することが、意匠・構造を問わず広がりつつある。同様な状況では、全ての機能をパッケージングしたソフトウェアより、中核となる機能をモジュールとして提供する方が汎用性・利便性の点で設計者(ユーザー)に益すると考えられる。提案設計手法は以上の需要を考慮している。この点において、Fig. 5.2.1 はユーザーに向けて“一般的な組み立て方”を示しており、ツール間のやり取り自身は典型的な最適化手法の手続きと同様である。

本論では、汎用性が広く認知されている遺伝的アルゴリズム (Genetic Algorithm, GA) と粒子群最適化 (Particle Swarm Optimization, PSO) を例として実装する。本章の範囲では、ツール間のデータ交換は自作の Python スクリプト、並列計算は Python の標準モジュール(multiprocessing)、最適化ツールは Python の拡張モジュール(Distributed Evolutionary Algorithms in Python, DEAP⁵⁻⁶)を用いた。また、次節以降の最適化計算はクラウド型 HPC の代わりに東京工業大学の TSUBAME 3.0 (28 コア, 1 ノード)を用いて並列計算を行っている。

(b) 目的関数の設定

最適化計算では、実際の構造設計クライテリアに基づく共通の目的関数(最小化する応答)を定義する。設計変数ベクトル(GA においては遺伝子列や位相列と同一)を \mathbf{x} , 荷重ケースを C (地震荷重のみを対象とし, 荷重数 n), 目的関数に対応する応答評価値ベクトル成分を f_j (次元 m) として, 目的関数 F は式(5-1)で定義する。ここで \mathbf{r} は応答を表し, 層間変形角(Story Drift Ratio, SDR, $m =$ 層数), 座屈検定値(Demand Capacity Ratio, DCR, $m =$ 部材数), ベースシア($m = 1$), 層間変形角の標準偏差(Standard Deviation, S. D., $m = 1$) 等を想定する。

$$F(\mathbf{x}, C) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\max\{f_j^r(\mathbf{x}, iC) \mid j = 1, 2, \dots, m\}| \quad (5-1)$$

例えば対象を 5.3 節の通信鉄塔(15 層), 入力を G 波($n = 3$), 最小化する応答を層間変形角(SDR)とする目的関数 F は, 式(5-2)に示すように, 地震波毎(1G, 2G, 3G)に SDR ベクトル($m = 15$ 層)から絶対値が最大の成分を合計し, 地震波数の平均として計算される。その他の制約条件(または設計範囲)は各節ごとに後述する。

$$F(\mathbf{x}, C) = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 |\max\{f_j^{\text{SDR}}(\mathbf{x}, iG) \mid j = 1, 2, \dots, 15\}| \quad (5-2)$$

Fig. 5.2.1 に示すように, 最適化アルゴリズムが生成した個体群は, 各個体ごとにスクリプトを介してモデルデータに変換されて GRSA に渡って並列計算され, GRSA 実行後の応答評価値は, 式(5-2)より目的関数値に処理されて最適化アルゴリズムに戻る。なお, 次節以降の最適化計算は, 2 度以上の繰返し計算を行って結果が最適解であること確認している。ただし, 数値プログラムの疑似乱数は乱数生成器の初期化条件に依存して再現性を有するため, 最適化計算時の乱数生成器は, 時刻を用いて初期化し, 繰返し計算ではこの時刻が重複しない点を留意している。

(c) 遺伝的アルゴリズム(Genetic Algorithm)の概要

遺伝的アルゴリズム(Genetic Algorithm⁵⁻⁷⁾)は、生物進化の原理を模倣したメタヒューリスティック型アルゴリズムの一種であり、そのアルゴリズムは基本的にダーウィンの自然淘汰説を模倣している。遺伝的アルゴリズムでは、設計変数を生物の遺伝子に見立て、 q 個の個体で構成される母集団を作成し、各ステップ(世代)で目的関数値(適応度)を計算し、次世代に残存または淘汰する個体の「選択」、残存個体同士の「交叉」と新個体の生成、個体の「突然変異」等の操作を行い、停止条件(世代数や収束性など)を満たすまで繰り返し更新する。

設計変数を同様の意味合いを持つ遺伝子表現型に変換する作業は「符号化」と呼ばれる。例えば後述する 5.3 節の BRB 配置位置の単純遺伝的アルゴリズムでは、遺伝子列 x を構成する位相番号{位相 1, 位相 2, ..., 位相 i , ..., 位相 15}を層番号{第 1 層, 第 2 層, ..., 第 i 層, ..., 第 15 層}と対応させ、各層の斜材の BRB への置換を 1 (BRB 置換)と 0 (BRB 非置換)と表現する。例えば $x = \{0, 0, 0, 1, 1, 0, 0, 0, 1, 1, 0, 0, 0, 1, 1\}$ では、位相 4, 5, 9, 10, 14, 15 が BRB 置換層を意味する。

あるステップの個体群の中から、次世代に残存する個体と淘汰する個体を「選択」する手法には、適応度に比例した確率でランダムに選択するルーレット法、適応度の順位に応じて選択するランキング法、無作為にペアリングされた 2 個体以上のグループ毎に適応度の大小で選択するトーナメント法などの方法が提案されている。本論の範囲ではトーナメント法を採用している。

一定のルールでペアリングされた親個体の遺伝子列の一部を交換し、新たな遺伝子を有する子個体(新規個体)を生成する「交叉」の手法には、1 ~ n 番位相の i 番と $i + 1$ 番を境界として遺伝子列を交換する一点交叉法、複数の境界を用いる多点交叉法、各位相を確率的に独立して交換する一様交叉法などの方法が提案されており、本論の範囲では一様交叉を採用する。

残存個体または新規個体の遺伝子列の一部を低確率で変更し、「選択」や「交叉」とは関係無く、真新しい個体を生成する「突然変異」は、個体群の遺伝子の多様性を維持し、最適解が局所最適解に陥ることを防ぐ目的で導入される操作であり、その手法には、遺伝子列内のある位相を異なる数値に変換する方法や、遺伝子列内で位相を交換する転座法、位相を追加・削除して遺伝子列の長さも変動する挿入・欠損法などの方法が提案されている。本論の範囲では転座法を採用している。また、突然変異の手法だけでなく、突然変異の確率を一時的に上昇させ、局所解からの脱出を図る大変異という方法もあり、本論の 5.5 節で採用している。

(d) 粒子群最適化(Particle Swarm Optimization)の概要

粒子群最適化(PSO⁵⁻⁸)は、ある生物の個体が発見した良い場所(エサが多い、外敵が少ないなど)に他の個体も次第に集まっていく群れの性質を模倣したメタヒューリスティック型アルゴリズムの 1 種であり、一般に群知能と呼ばれる。式(5-3)、式(5-4)に示すように、ある粒子は設計変数に関する解空間上の位置と速度のベクトルで表され、各ステップでは粒子の保持する最適位置(パーソナルベスト)と、粒子群が保持する最適位置(グローバルベスト)を更新し、パーソナルベストとグローバルベストと乱数値から各粒子の位置と速度が更新される。0 ステップ目に解空間にランダムに蒔かれた粒子は、自身近傍の解探索と群内の情報共有を繰返しながら、次第に目的関数を最小化(または最大化)する群の最適解へ収束(集合)する。粒子群最適化は、①勾配情報や関数の連続性が不要で問題定式化が容易である、②並列化しやすい、③短時間で大域的最適解の近似解(優良解)を探索できるなどの理由から、特に分布量の組合せ問題に適している。

$$\mathbf{x}_i(t+1) = \mathbf{x}_i(t) + \mathbf{v}_i(t+1) \quad (5-3)$$

$$\mathbf{v}_i(t+1) = w\mathbf{v}_i(t) + c_1r_1(\mathbf{x}_i^{pb} - \mathbf{x}_i(t)) + c_2r_2(\mathbf{x}^{gb} - \mathbf{x}_i(t)) \quad (5-4)$$

ここに、 i は粒子番号、 t はステップ数、 \mathbf{x} は i 番粒子の解空間上の位置ベクトル、 \mathbf{x}_i^{pb} は i 番粒子の経験ベスト位置ベクトル(パーソナルベスト)、 \mathbf{x}^{gb} は粒子群の経験ベスト位置ベクトル(グローバルベスト)、 \mathbf{v} は速度ベクトル、 w は $t+1$ ステップの粒子の位置ベクトルを決定する際の速度慣性に関するスカラー定数、 c_1 と c_2 は個体最適と粒子群最適の優先度に関するスカラー定数、 r_1 と r_2 は一様乱数(0~1)のスカラー値であり、ベクトルの次元は設計変数の数 q と同じであり、解空間は q 次元空間となる。

5.3. 実在トラス鉄塔を対象とする最適化計算

初めに 4 章にて示した、実在する通信鉄塔の耐震改修を対象に提案する設計手法を適用して有効性を検証する。また、最適設計という観点で既存改修の有効性も検証する。なお、既存改修における BRB の配置と容量分布(Fig. 5.3.1 に再掲)は、個材座屈の解消を目的に時刻歴応答解析(Non-Linear Response History Analysis, NLRHA)と静的解析の試行錯誤に基づいて設計されている。

5.3.1. 最適化問題の概要

本節では既存改修の BRB の「配置」と「容量分布」を、それぞれ独立した最適化計算と比較して、提案設計手法の有効性を検証する。なお、BRB の芯材は既存改修と同様の LY225 材(降伏応力度 225 N/mm^2 , 降伏後の剛性 2 次勾配 2%)とし、地震応答評価時の弾塑性ダンパーのモデル化に用いる複素剛性関係式は 4 章の検討に基づき Average Damping Method (平均減衰法)を用いる。

(a) BRB 「配置」最適化問題

Fig. 5.3.2 に BRB 配置最適化問題の概要を示す。BRB の最適配置は、単純遺伝的アルゴリズム(Simple GA)を用いた最適化計算にて検討する。SGA の設計変数ベクトル x (次元 15)は対称配置を仮定し、層単位で BRB 配置の有無(例: $x = \{0, 1, \dots\}$, 0: 変更なし, 1: BRB 置換)を表す。また、BRB 配置に着目するため、各層 BRB 容量分布は既存改修時の長期風荷重⁵⁻⁴⁾を満たす 388 kN (1~2F)と 200 kN(3F~15F)で固定する。なお、各容量は実改修と異なる。BRB 配置数は既存改修と同じにするため、5 層配置(対称配置で斜材 Diagonal 40 本)を制約条件とする。以上より、ある設計変数ベクトルで BRB 配置が定まると、ある BRB 配置層では、固定された容量分布に基づき全ての斜材(Diagonal)が同一容量の BRB に置換される。

(b) BRB 「容量分布」最適化問題

Fig. 5.3.3 に BRB 容量分布最適化問題の概要を示す。BRB の最適容量分布は、粒子群最適化(PSO)を用いた最適化計算にて検討する。PSO の設計変数ベクトル x は対称配置を仮定して、層単位の BRB 容量分布(次元 5)を表す。BRB 容量分布に着目するため、BRB 配置層は既存改修と同じ(Fig. 5.3.1)とする。各層の BRB 容量分布は、既存改修と長期風荷重を考慮して 140 ~ 250 kN を制約条件(設計範囲)とする。以上より、ある設計変数ベクトルで層単位の BRB 容量分布が定まると、固定された BRB 配置層では、指定された容量分布に基づき斜材(Diagonal)として配置された BRB の断面諸元が決定される。

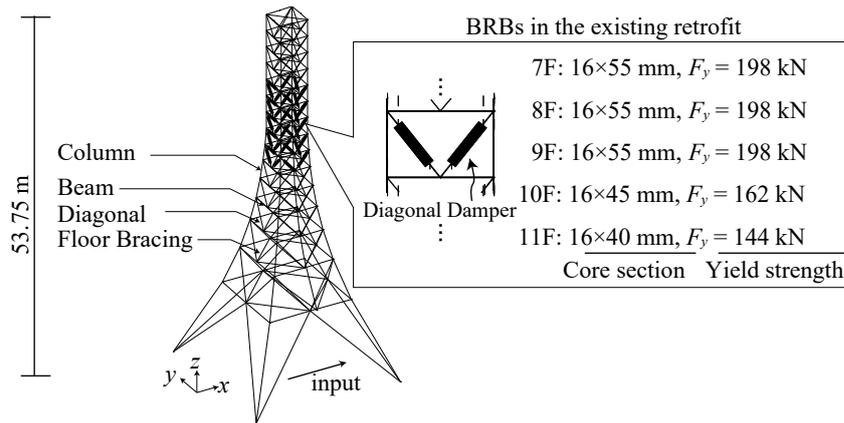


Fig. 5.3.1 Schematic image of the existing retrofitted tower

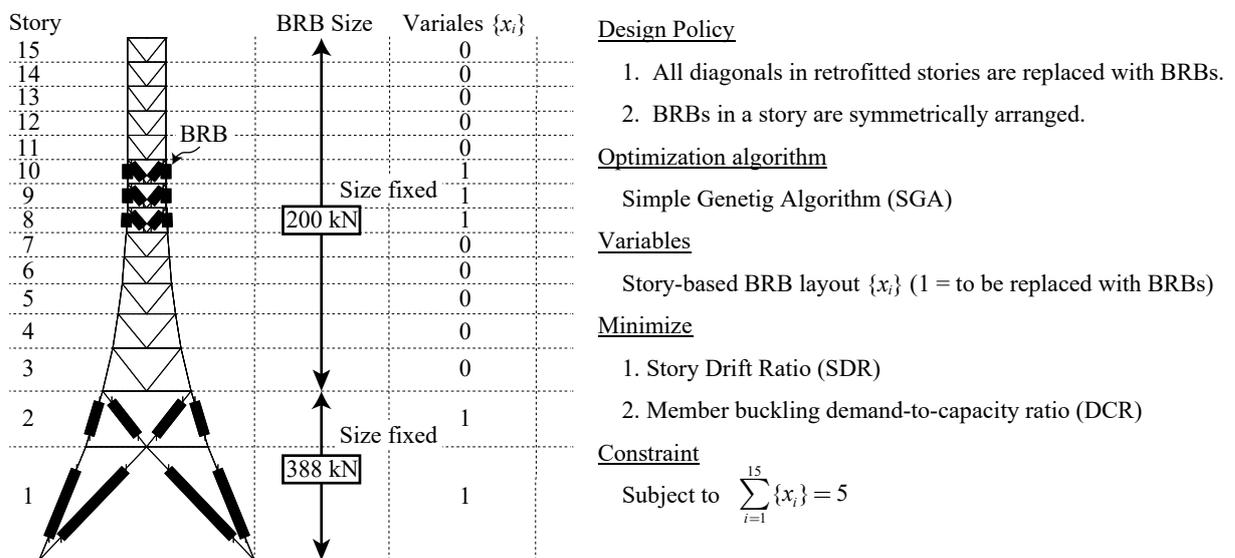


Fig. 5.3.2 Damper layout optimization with SGA (Chapter 5.3.2)

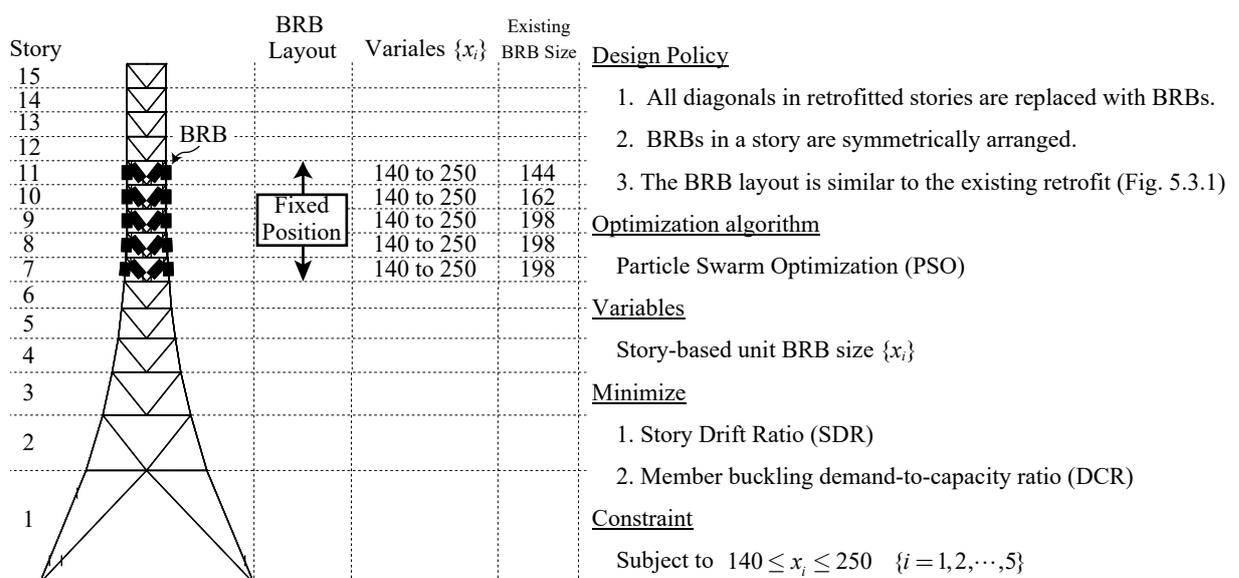


Fig. 5.3.3 Damper size distribution optimization with PSO (Chapter 5.3.3)

SGA と PSO の目的関数は、層間変形角(Story Drift Ratio, SDR)または座屈検定値(=部材軸力/短期座屈軸力, Demand Capacity Ratio, 以降 DCR)として、これらの目的関数を最小化する最適な BRB 配置と容量分布を探索する。目的関数の入力地震動は、実物と同様な屋上応答 R 波群(1R~3R)に加えて、対象とする鉄塔が地上設置型だった場合の比較検証として地表面 G 波群(1G~3G)も検討する。従って、目的関数は G 波を例に下式で定式化する。 q は部材数である。

$$\text{Minimize } F(\mathbf{x}, G) = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 | \max \{ f_j^{\text{SDR}}(\mathbf{x}, iG) \mid j = 1, 2, \dots, 15 \} | \quad (5-5)$$

$$\text{Minimize } F(\mathbf{x}, G) = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 | \max \{ f_j^{\text{DCR}}(\mathbf{x}, iG) \mid j = 1, 2, \dots, q \} | \quad (5-6)$$

SGA の選択はトーナメント法、交差は一様交差、突然変異は転座を設定する。PSO は最適化ツールの例題⁵⁻⁶⁾に従い、慣性係数 w は 1.0、パーソナルベスト係数 c_1 は 2.0、グローバルベスト係数 c_2 は 2.0 を設定した。粒子数は 100 である。最適化問題とアルゴリズムパラメータの要約は Table 5.3.1 と Table 5.3.2 に示す。

なお、TSUBAME 3.0 の 1 ノード(28 コア)を用いたタスク並列計算では、配置最適化は 30 分、容量分布最適化は 2 時間程度の時間を必要とし、1 個体あたり 15~30 分の解析時間(4 章参照)を要する NLRHA より大幅に時間効率性が向上することが確認している。

Table 5.3.1 Summary of optimization problem matrix

Optimize	Damper Layout (Fixed Size)		Damper Distribution (Fixed Layout)	
Algorithm	Simple Genetic Algorithm		Particle Swarm Optimization	
Minimize	Ave. Max. SDRs	Ave. Max. DCRs	Ave. Max. SDRs	Ave. Max. DCRs
Subject to	$\sum x_i = 5$	$\sum x_i = 5$	$140 \leq x_i \leq 250$	$140 \leq x_i \leq 250$
Response to	1G to 3G (L15-G-SDR)	1G to 3G (L15-G-DCR)	1G to 3G (D-G-SDR)	1G to 3G (D-G-DCR)
	1R to 3R (L15-R-SDR)	1R to 3R (L15-R-DCR)	1R to 3R (D-R-SDR)	1R to 3R (D-R-DCR)

Table 5.3.2 Summary of optimization algorithms parameters

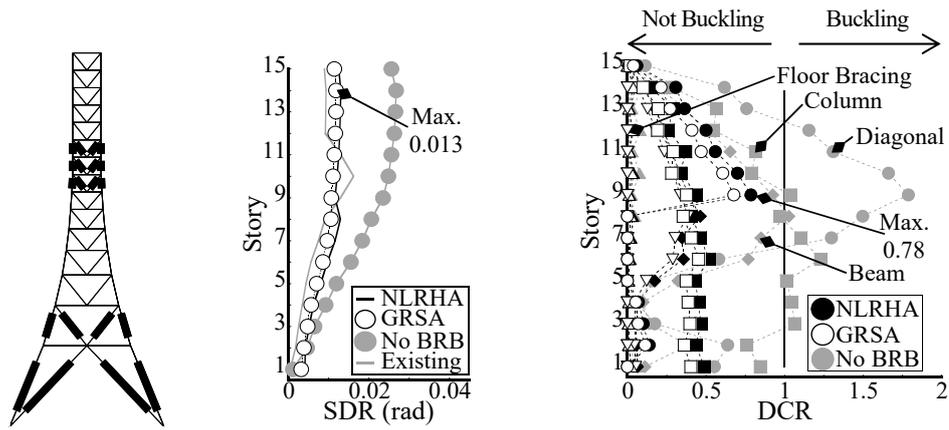
Simple Genetic Algorithm (SGA)			Particle Swarm Optimization (PSO)		
Selection	Crossing (Rate)	Mutation (Rate)	Inertia w	Personal Best Priority c_1	Global Best Priority c_2
Tournament (3 inds.)	Uniform (60%)	Shuffle Index (1%)	1.0	2.0	2.0

5.3.2. 最適 BRB 配置と既存改修法の比較(各層 BRB 容量は固定)

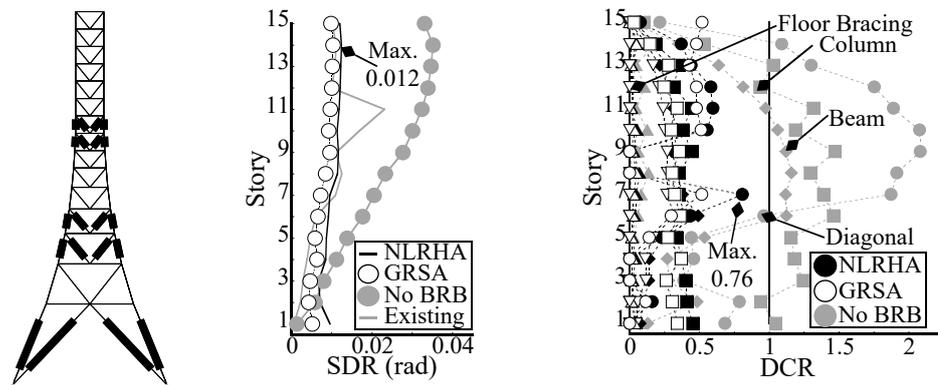
初めに最適 BRB 配置と既存改修方法を比較する。Fig. 5.3.4 と Fig. 5.3.5 に目的関数と入力地震動で整理した配置最適化結果を示す。ここで、図の No BRB は改修前、Existing は既存改修の NLRHA 結果である。各応答の絶対値最大成分は引出線で示す。DCR 関係は 1.0 未満が非座屈を意味する。本節では 1G 波または 1R 波の応答を代表として示す。

Fig. 5.3.4 に示すように、どの目的関数も 1 層の BRB 配置を含む設計解 (個体) が選ばれた。これは 1 層 (階高の都合で変形が大きくなる) にダンパー配置する設計が効果的である、という経験則と対応する。また、同様の傾向は粘弾性ダンパーを対象とした既往研究⁵⁻¹⁰⁾とも対応する。なお、既存改修では 1 層が含まれていない。Fig. 5.3.4 の DCR 関係の No BRB の Diagonal (●マーカー)の結果に示すように、これは既存改修では、NLRHA で顕著な座屈が検出された部材を順に BRB に置換する検討が行われたためである。従って、これらの結果は、提案設計手法が既存改修の検討時より優れた、より良い解を導いていることを示している。なお、Fig. 5.3.4 ~ Fig. 5.3.6 の DCR 関係に示すように、Diagonal を BRB へ置換することで、Diagonal だけでなく Column や Beam も均一に座屈が解消されることが分かる。これが BRB による周辺部材の荷重制限効果(ヒューズ効果)を示している。

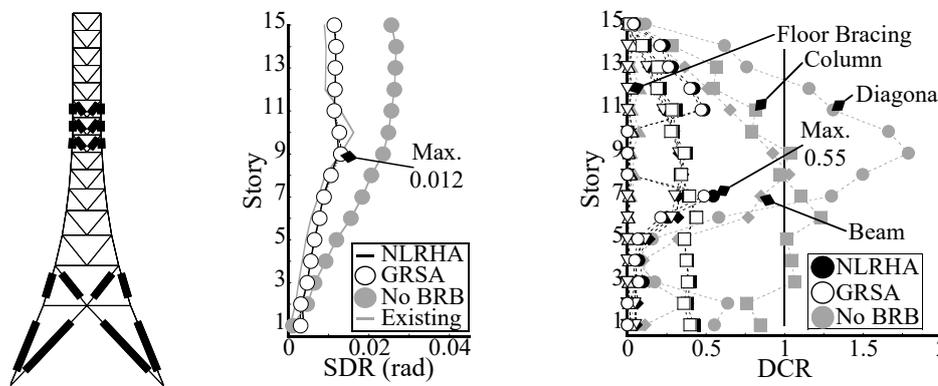
一方、1 層の斜材は部材長さが 10m を超え、鉄塔自重を支持しているため、Fig. 5.3.4 に示すような最適解は、応答低減効果は高くとも、既存部材の取替など施工性を考慮すると実現が難しい解とも言える。そこで、低層配置 (1F ~ 2F) を禁止する制約を追加すると、Fig. 5.3.5 に示すように、最適化計算はどの目的関数においても、既存改修と同様に連続した層に集中配置する個体が最適解に選ばれた。特に G 波を入力する地上設置型 (Fig. 5.3.5 (a)(b)) では、層間変形角と座屈検定値どちらも既存改修と同じ配置が最適解となった。



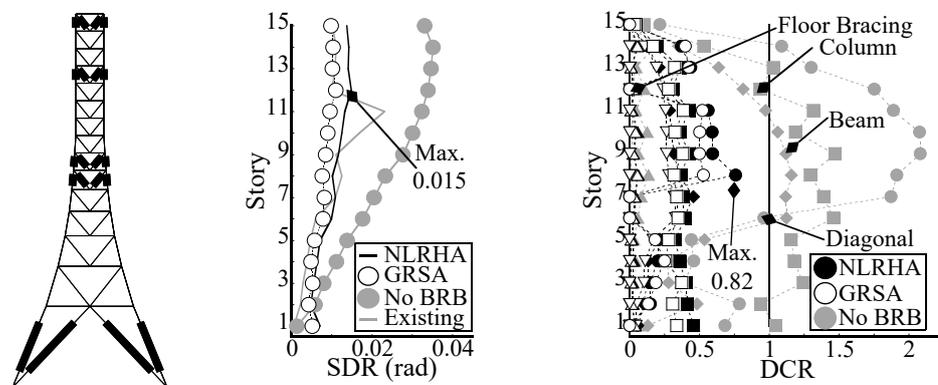
(a) L15-G-SDR (Minimizing: SDR, Inputs: Ground level waves (1G to 3G), ex. response to 1G)



(b) L15-R-SDR (Minimizing: SDR, Inputs: Roof level waves (1R to 3R), ex. response to 1R)

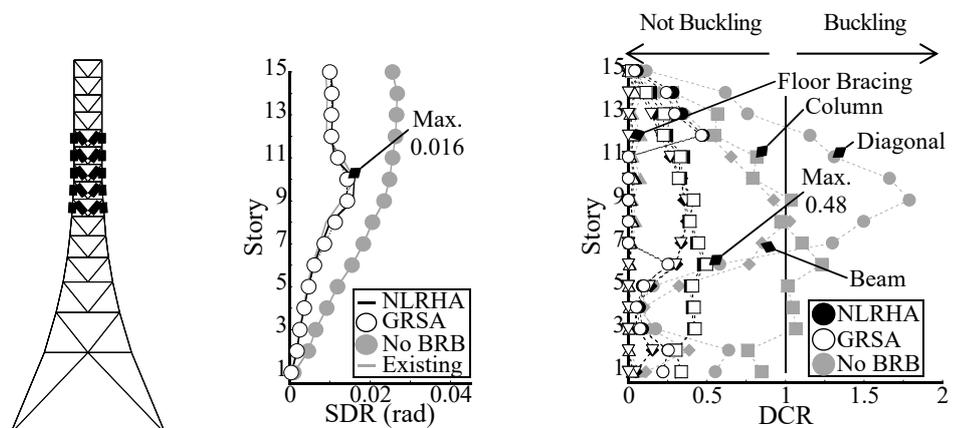


(c) L15-G-DCR (Minimizing: DCR, Inputs: Ground level waves (1G to 3G), ex. response to 1G)



(d) L15-R-DCR (Minimizing: DCR, Inputs: Roof level waves (1R to 3R), ex. response to 1R)

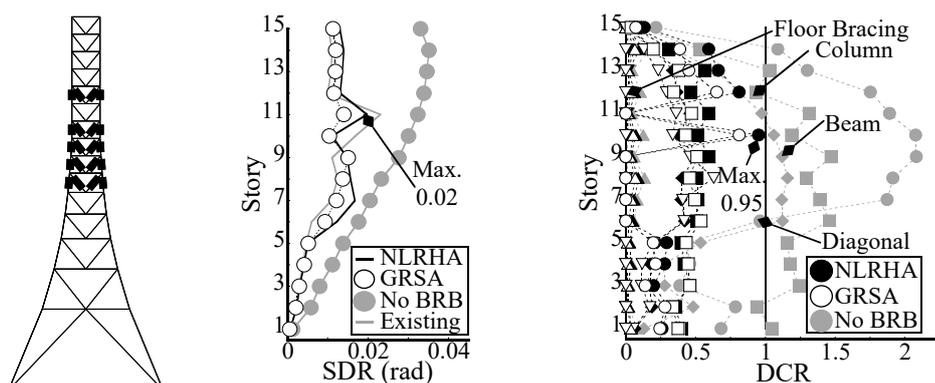
Fig. 5.3.4 Damper layout optimization results (BRBs are arranged in 1F to 15F)



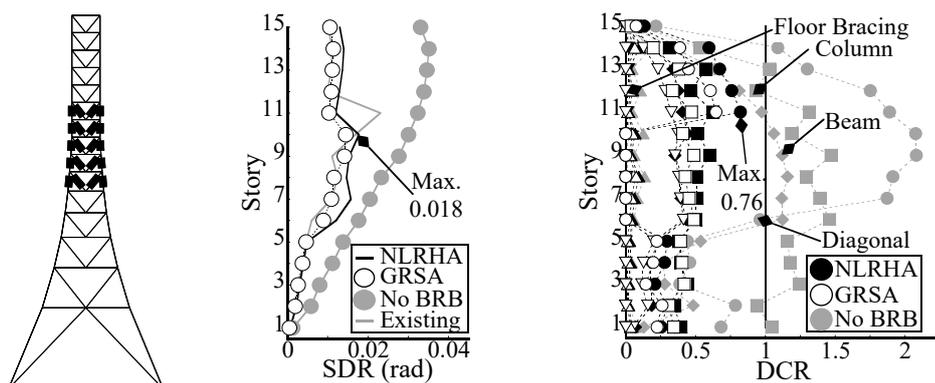
(a) L13-G-SDR (Minimizing: SDR, Inputs: Ground level waves (1G to 3G), ex. response to 1G)

&

(b) L13-G-DCR (Minimizing: DCR, Inputs: Roof level waves (1G to 3G), ex. response to 1G)



(c) L13-R-SDR (Minimizing: SDR, Inputs: Roof level waves (1R to 3R), ex. response to 1R)



(d) L13-R-DCR (Minimizing: DCR, Inputs: Roof level waves (1R to 3R), ex. response to 1R)

Fig. 5.3.5 Damper layout optimization results (BRBs are arranged in 3F to 15F)

5.3.3. 最適 BRB 容量分布と既存改修法の比較 (BRB 配置は固定)

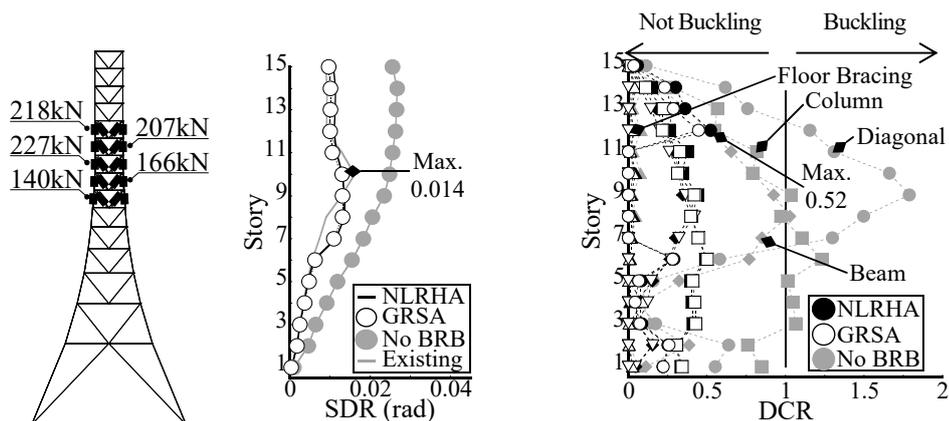
次に最適 BRB 容量分布と既存改修方法を比較する。Table 5.3.3 と Fig. 5.3.6 に容量分布最適化の結果を示す。容量分布最適化では、目的関数による明確な差異が示された。Table 5.3.3 に示すように、層間変形角(SDR)を最小化する場合では、上層に向かって耐力が高くなり、座屈検定値(DCR)を最小化する場合では、下層に向かって耐力が高くなる。詳細な分布量は異なるものの、DCRに関するこれらの傾向は既存改修と対応する。この結果は、既存改修における技術者の選択は、“出来るだけ個材座屈を防ぐ”という目的にとって有効な制振設計であったことを示唆する。5.3.3 節に示す配置最適化の結果も考慮すると、既存改修は“座屈検定値を最小化する配置制約付最適化”の優良解であったとも言える。また、実在構造物との比較検証より、提案する設計手法は、時刻歴応答解析を手動で駆使する最適設計と同程度以上に有効な解が探索できることが確認できる。

一方、有効な配置や分布量の傾向を除くと、Fig. 5.3.4 ~ Fig. 5.3.6 に示すように、最適解の詳細は、選択した地震波に依存する点が明らかになった。これは、地震荷重を対象とする最適化問題において、あらゆる状況に対応できる唯一絶対的な最適解は存在しない可能性を示唆する。

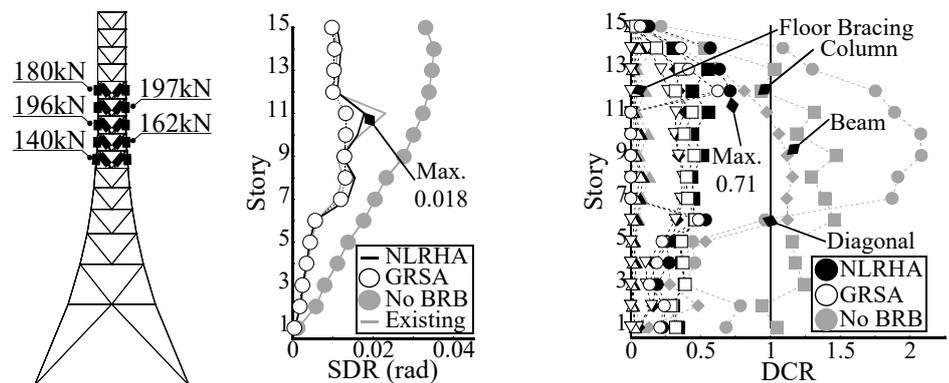
以上の実在する軸力抵抗系ブレース付鋼構造骨組の検討より、提案設計手法が強度型ブレースと弾塑性ダンパーブレースが混在する構造物の離散的なダンパー配置と量の設計に適用できることが確認できた。

Table 5.3.3 Detail of distribution optimization results

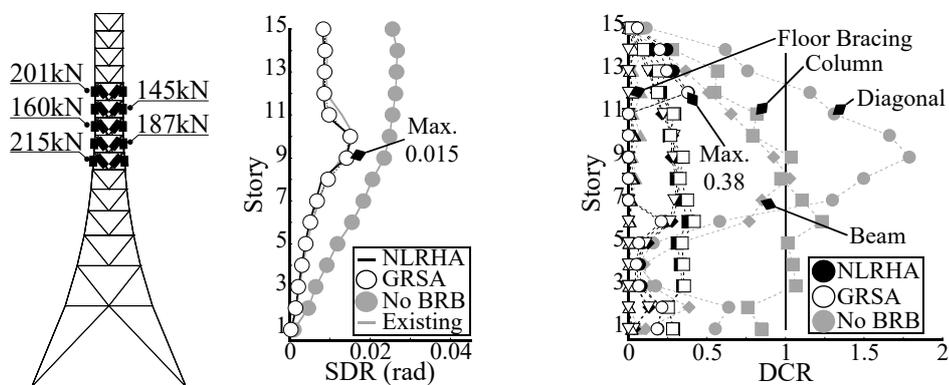
Minimize	Inputs	Damper Size (kN)				
		7F	8F	9F	10F	11F
Ave.	1G to 3G (D-G-SDR)	140	166	227	207	218
Max. SDRs	1R to 3R (D-R-SDR)	140	162	196	197	180
Ave.	1G to 3G (D-G-DCR)	215	187	160	145	201
Max. DCRs	1R to 3R (D-R-DCR)	241	185	205	140	140
Existing Retrofit		198	198	198	162	144



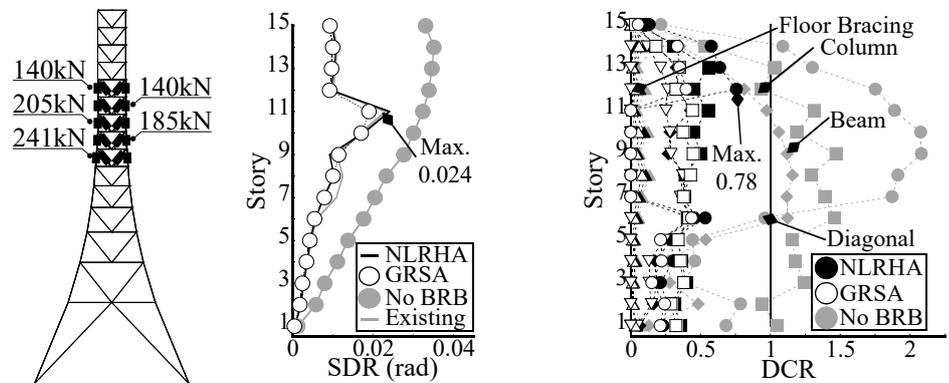
(a) D-G-SDR (Minimizing: SDR, Inputs: Ground level waves (1G to 3G), ex. response to 1G)



(b) D-R-SDR (Minimizing: SDR, Inputs: Roof level waves (1R to 3R), ex. response to 1R)



(c) D-G-DCR (Minimizing: DCR, Inputs: Ground level waves (1G to 3G), ex. response to 1G)



(d) D-R-DCR (Minimizing: DCR, Inputs: Roof level waves (1R to 3R), ex. response to 1R)

Fig. 5.3.6 Damper size distribution optimization results

5.4. 座屈拘束ブレース付骨組を対象とする最適化計算

次に一般的な座屈拘束ブレース付骨組(BRBF)を対象に、多目的の容量分布最適化を実施し、現在の標準的な最適設計法との比較を通して提案設計手法の有効性を検証する。なお、ここでは BRB の最適な各層容量分布に着目するため配置は固定する。本節の検討は意匠・設備の制約で制振部材の配置位置が確定している設計状況に相当する。

5.4.1. 想定建物と最適化問題の概要

(a) 想定建物

Fig. 5.4.1 に想定建物のモデル図を示す。想定建物は、日本免震構造協会のパンプ制振構造設計・施工マニュアル 第3版⁵⁻¹¹⁾(以下、JSSI マニュアル)に記載された、設計例題建物(テーマストラクチャー)の4層と10層モデルであり、本節では長手方向の中央構面を抽出した平面骨組モデルを対象に、座屈拘束ブレース(BRB)の容量分布最適化計算を実施する。平面骨組モデルの構築においては、JSSI マニュアルと同様の重量 7.8 kN/m^2 を仮定し、抽出部分が負担する重量を各節点に集中質量として与えている。BRB の配置位置は同図に示す通りである。なお、部分骨組を用いた最適化計算を行うため、制振効果を高めるために主架構部材断面を小さくする等の処理は行っていない(JSSI マニュアルのトリムモデル)。その他の架構と部材諸元は JSSI マニュアルと同様である。

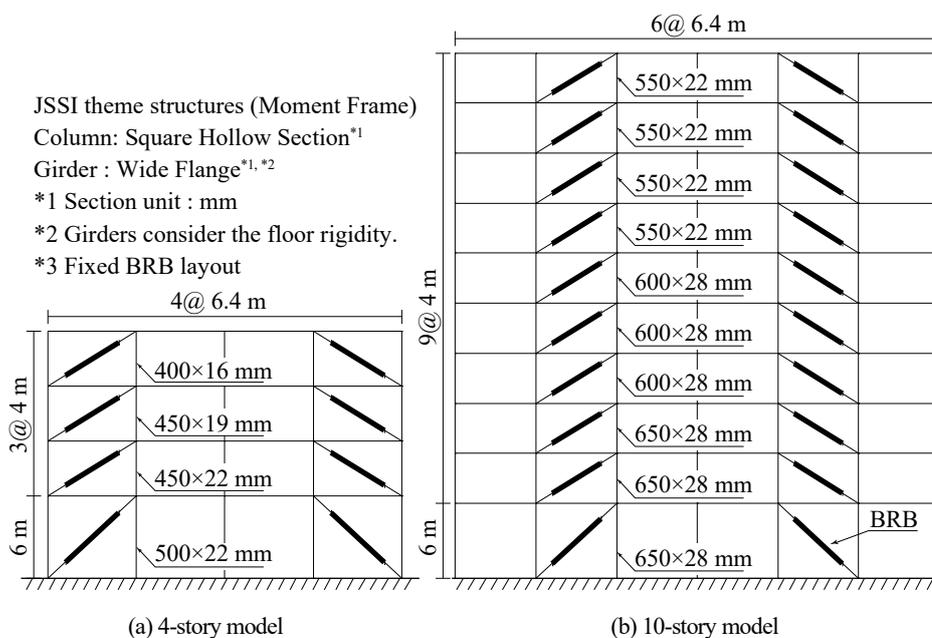


Fig. 5.4.1 Schematic image of the JSSI BRBF theme structure model

(b) 標準的な最適設計手法

JSSI マニュアルでは、笠井の手法(以下、SDOF 法)が標準的な最適設計法として採用されている。SDOF 法は周期 T_0 、質量 M_{eq} 、高さ H_{eq} 、主架構剛性 k_f の等価 1 自由度系を用いて、ダンパー剛性 k_d や弾塑性ダンパー塑性率 μ 等に基づく応答低減曲線(性能曲線)を作成し、手計算の範囲で視覚的・効率的にダンパー設計できる。ただし、SDOF 法は等価 1 自由度系から元の多自由度系へ変換する仮定に任意性があり様々な手法を選択できる。そこで本節では、等価 1 自由度系の地震応答が多自由度系と全て一致すると仮定し、性能曲線上の剛性比 k_d/k_f 一定の条件下で、その諸元(層間変形角、ダンパー塑性率)を多自由度系の各層に比例倍する手法を最適化計算と比較する。これは同手法が SDOF 法として最も簡易かつ基礎的(主架構剛性が A_i 分布に対し均等とする本例題で最適解を与える)と考えたためである。なお、等価 1 自由度系の性能曲線は ADM の等価線形化⁵⁻¹¹⁾より評価し、地震応答評価値は塑性率に関する収斂計算を考慮する。平面骨組に関する各種諸元(A_i 分布のせん断力分布を仮定した場合の主架構各層剛性 k_{fi} 、建物全体の倒れ込み振動モードに相当する固有周期 T_0 、総重量の 0.8 倍で計算した有効質量 M_{eq} 、軒高の 0.7 倍で計算した有効高さ H_{eq}) は Table 5.4.1 に示す通りである。主要な計算手順は以下の通りである。

1. 静的解析や固有値解析等の結果に基づき多自由度系を等価 1 自由度系に置換する。
2. 等価 1 自由度系の主架構剛性 k_f 、等価高さ H_{eq} から、ダンパー付加前の等価なベースシア($M_{eq} \times$ 加速度応答スペクトル)と応答層間変形角 φ_{j0} を評価する。
3. 等価 1 自由度系上のダンパー剛性 k_d とダンパー容量 F_d を指定し、塑性率 μ が収束するまで ADM の等価線形化の収斂計算を行い、ダンパー付加後のベースシアと層間変形角の応答低減率 R_a 、 R_d を評価する。
4. 手順 3 のパラメトリックスタディを行い、剛性比 k_d/k_f で整理した性能曲線を作成する。
5. 性能曲線から実際の設計に用いる等価 1 自由度系上のダンパー諸元を指定する。
6. 等価 1 自由度系のダンパー性能(剛性、容量)を多自由度系各層剛性 k_{fi} 、各層高さ H_i に対して比例配分し、多自由度系の各層ダンパー諸元を決定する。

Table 5.4.1 Story stiffness specification

	T_0 (s)	M_{eq} (ton)	H_{eq} (m)	k_{fi} (kN/mm)											
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
4-story	0.97	671	12.6	61	86	75	51								
10-story	1.39	2803.2	29.4	168	255	251	232	227	220	184	172	160	135		

(c) 最適化計算の概要

SDOF 法に対して最適化計算では、多目的粒子群最適化(Multi-objective Particle Swarm Optimization, 以下では MOPSO⁵⁻¹²⁾を用いて、多自由度系においても等価 1 自由度系と同様な性能曲線が存在するか検証し、その後で SDOF 法と比較する。MOPSO 法では、粒子群は解空間上の位置情報に加えて、目的関数値を座標軸とする適応度空間上の位置情報を有し、さらに探索済みのパレート最適解の位置情報をデータバンクに蓄積する。このデータバンクの探索記録から探索が不足している解空間上の位置を判定し、各ステップのグローバルベスト位置とする。データバンクはパレートフロントの更新時に破棄する。MOPSO 法では、粒子群は解空間上の 1 箇所に徐々に集合するのではなく、パレート最適解集合を満遍なく探索するように解空間を移動し続ける。

最適化計算の多自由度系モデルでは、各層 BRB の断面積を固定して剛性比一定を模擬し、SDOF 法と条件を合わせる。最適化計算の各層 BRB 容量分布の設計範囲(制約条件)は 200 kN 以上(4 層モデルは 100 kN 刻み, 10 層モデルは 250 kN 刻み), SDOF 法は 0 kN 以上で 1kN 刻みとする。SDOF 法は上記に従い耐力が比例配分されるが、最適化計算は各層 BRB 容量を独立して解探索するため、非比例配分も考慮される。ただし、5.3 節より解の入力依存性が判明したため、本節では Fig. 5.4.2 に示す基盤入力的设计用スペクトル BRI-L2 (減衰比 2%)で応答評価し、観測波の位相特性は排除して傾向分析する。多目的最適化に用いる目的関数 F は層間変形角とベースシアの 2 種類であり、入力地震動の荷重ケース数は $n = 1$ である。式(5-7)と式(5-8)に 4 層モデルを例に目的関数を示す。ここで設計変数ベクトル \mathbf{x} の次元は層数、MOPSO の制御パラメータは Table 5.3.2 と同様である。

$$\text{Minimize } F_1(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^1 | \max \{ f_j^{\text{SDR}}(\mathbf{x}) \mid j = 1, 2, \dots, 4 \} | \quad (5-7)$$

$$\text{Minimize } F_2(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^1 | f^{\text{Base Shear}}(\mathbf{x}) | \quad (5-8)$$

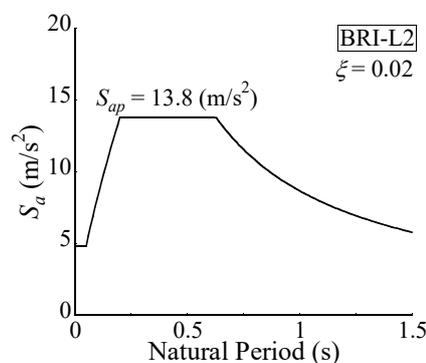


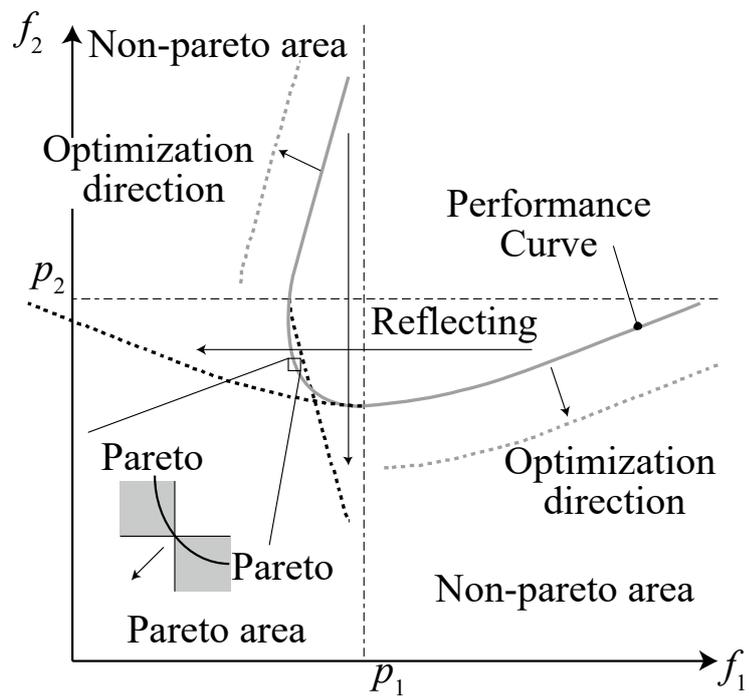
Fig. 5.4.2 Design Spectrum (BRI-L2)

5.4.2. 多目的分布量最適化と標準法の比較

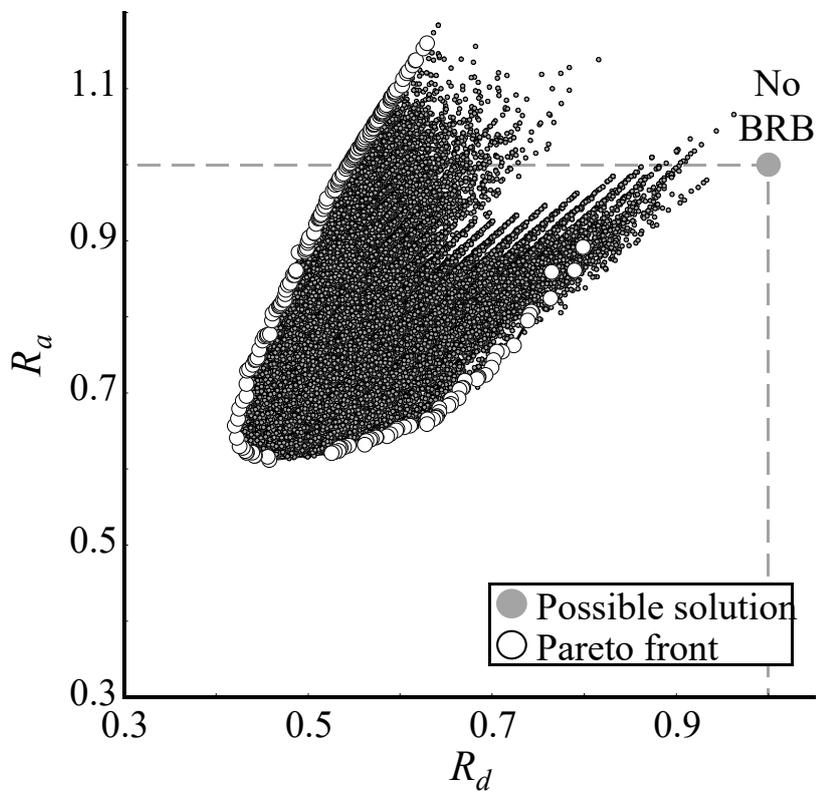
Fig. 5.4.3 と Fig. 5.4.4 に多目的最適化の結果を示す。ここで R_d と R_a は BRB 投入前に対する層間変形角とベースシアの最大応答低減比である。各解で最大層間変形角の最大層は変動するが、 R_d は No BRB の最大層(4 層, 10 層ともに第 1 層)の層間変形角で一律無次元化して示している。多目的最適化はパレート最適解集合(目的関数値がトレードオフ関係の解集合)を探索する手法であり、本節では、目的関数空間の非パレート解を、Fig. 5.4.3 (a)の黒点線に示すように、パレート端部(P_1 , P_2)で仮想的に反転して多目的最適化し、性能曲線全体を探索した。Fig. 5.4.3(b) は 10 層モデルの $k_d/k_f=2.0$ を例に取りうる全ての解と、最適化計算の最終ステップで得られたパレートのフロントを示している。同図に示すように、多自由度系も性能曲線を有し、MOPSO 法の最適化計算で探索可能であることが確認できた。ただし、同図の No BRB 側のパレートのフロント端部に示すように、Fig. 5.4.3 (a)に示す手法を採用した場合の非パレート解の探索性能は必ずしも良くない。

R_d - R_a 平面原点からの距離を最適性指標(Optimality)として、SDOF 法と最適化計算の最適解を比較する。Fig. 5.4.4 中の●■◆は SDOF 法の最適解を GRSA で応答評価した結果である。最適解の詳細は Table 5.4.2 に示す。EL は最適解のその層の BRB が降伏せず、設計範囲で応答が不変であることを表す。Fig. 5.4.4 (a) に示すように、4 層モデルでは最適化計算と SDOF 法は同程度の最適性を持つ BRB 容量分布を設計できているが、Fig. 5.4.4 (b)に示すように、10 層モデルでは SDOF 法の最適性がやや劣る。本モデルのように、第 1 層剛性が低い建物は、一般に下層の BRB 剛性と容量を大きくする方が良いとされ、JSSI マニュアル⁵⁻¹¹⁾では SDOF 法の補足(せん断力分布に基づく容量配分や付加ダンパー剛性の調節)が提案されている。Table 5.4.2 に示すように、10 層モデルの最適化計算は下層のダンパー耐力を高める解が実際に選ばれた。多自由度系の性能曲線はこの経験則を裏付けていると考えられる。以上より、最高高さ約 18m 以下の建物では最も単純かつ基礎的な本章の SDOF 法で妥当な最適ダンパー量を検討できるが、約 42m 以上の建物では上記の補足を考慮する SDOF 法の使用が推奨される。ただし、同手法は、各層剛性比が等価 1 自由度系から変動する場合があります。剛性比一定の比較条件から逸脱するため、本論では比較していない。

性能曲線全体を探索する多目的最適化では、非パレート部分の性能曲線の探索に時間がかかり、4 層モデルで約 10 分、10 層モデルで約 2 時間の計算時間を要した。ただし、Optimality などを単目的関数とすれば、層間変形角とベースシアを同時に最小化する解を直接探索できると考えられる。

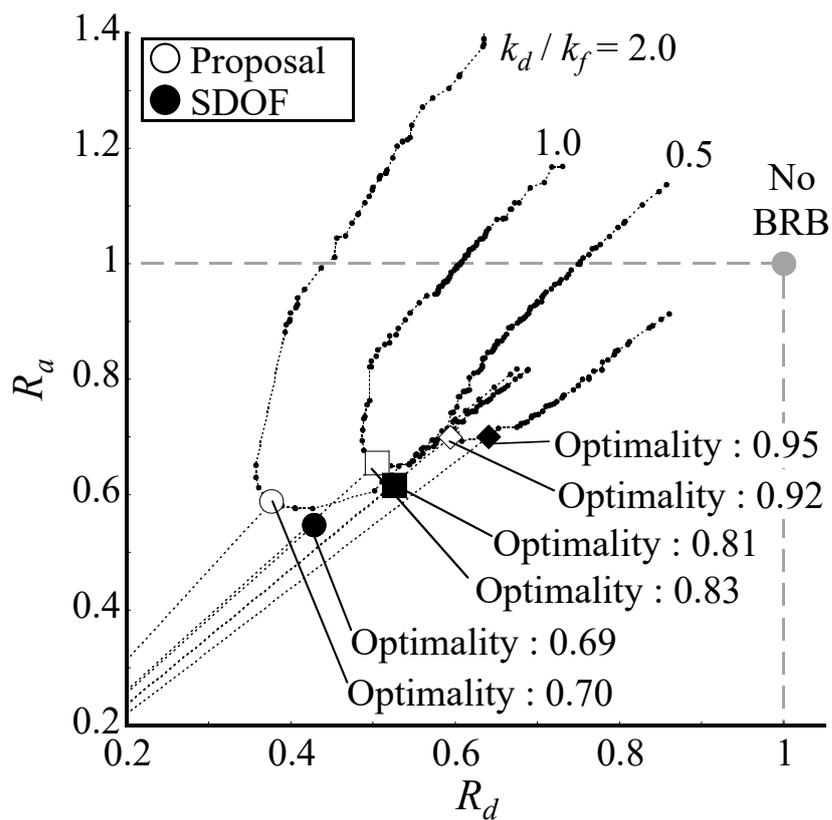


(a) Schematic image to search a performance curve including non-pareto area in MOPSO

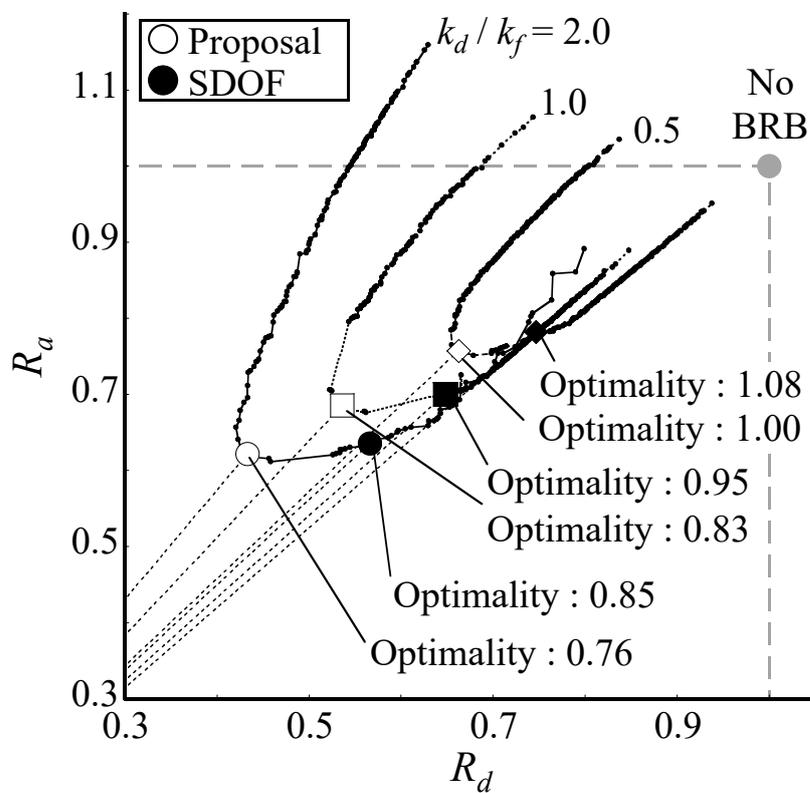


(b) Example results (10-story model, $k_d / k_f = 2.0$)

Fig. 5.4.3 Performance curve in MOPSO



(a) 4-story model



(b) 10-story model

Fig. 5.4.4 MOPSO results

Table 5.4.2 Detail results of the smallest optimality solutions (EL means non-yielding)

(a) 4-story model

k_d/k_f	Method series	BRB size F_{di} (kN)			
		1	2	3	4
0.5	Proposal	500	300	200	200
	SDOF	282	229	200	135
1.0	Proposal	700	500	500	500
	SDOF	423	343	299	203
2.0	Proposal	1000	500	500	EL
	SDOF	564	457	399	271

(b) 10-story model

k_d/k_f	Method series	BRB size F_{di} (kN)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.5	Proposal	1250	700	700	450	450	700	450	450	200	200
	SDOF	454	394	388	358	351	340	284	267	247	209
1.0	Proposal	2000	1000	1000	750	750	500	500	500	500	EL
	SDOF	701	609	600	554	542	526	439	412	382	323
2.0	Proposal	2500	1250	750	1000	1000	1000	1000	500	500	EL
	SDOF	949	824	812	749	733	711	594	558	517	438

5.5. 強度型ブレースと座屈拘束ブレースが混在する外殻構造物を対象とする最適化計算

実在トラス鉄塔(5.3 節)および一般的な座屈拘束ブレース付鋼構造骨組(5.4 節)の検討より、提案する設計手法は妥当な制振部材の最適解を誘導できることが確認された。最後に多層多スパン骨組を対象に、弾塑性ダンパー配置を含む、より複雑な部材配置最適化を行い、解の特性と実用に向けた問題設定を分析し、強度型ブレースと応答制御型ブレースが混在するブレース付鋼構造骨組の部材配置解の可能性を探索する。

5.5.1. 想定建物と最適化問題の概要

(a) 想定建物

Fig. 5.5.1 に想定建物を示す。想定建物は、意匠・設備の制約に依らないブレース配置を検討できる建物として、耐震要素を外周に集約した外殻構造物とする。本節では、Fig. 5.5.1 の点線部の平面モデルを抽出して最適化計算の検討対象とする。

想定建物は次の手順で設計している。はじめに立体骨組の状態で作階の重量を計算する。重量は、基準階を固定荷重 4.5 kN/m^2 、積載荷重 1.8 kN/m^2 、屋上階を固定荷重 4.5 kN/m^2 、積載荷重 0.8 kN/m^2 で床重量を計算し、さらに各階ごとに柱自重を累加して各階重量とする。次に各階重量を内部柱：外周柱：外周 4 隅柱 = $1 : 0.5 : 0.25$ の比率で柱 1 本の単位重量に換算し、平面骨組の負担重量を再計算する。続いて平面骨組の状態で作力解析と静的増分解析を行い、強度型の全面耐震ブレース架構(Concentric Braced Frame, CBF)の各部材断面を決定する。この段階の設計は建築基準法告示の保有水平耐力計算法⁵⁻¹³⁾に従う。1 次設計では、標準せん断力係数 $C_0 = 0.3$ と A_i 分布より定まる水平荷重に対して、短期許容応力度設計の検定値 1.0 未満、層間変形角 $1/200 \text{ rad}$ 以下、剛性率 0.6 以上を満たすように設計する。2 次設計では、 $C_0 = 1.0$ を想定して静的増分解析を行い、いずれかの層が $1/100 \text{ rad}$ に達した時点を作階の保有水平耐力として必要保有水平耐力に対する検定を行う。柱梁部材は架構が梁降伏先行型となるように、全塑性モーメントの比が 0.5 以下となる断面を選んでいる。強度型ブレースは円形鋼管断面を想定し、第 2 章と第 3 章の結果を参考に、変形応答が一般に小さくなる上層を除き、径厚比は日本建築学会鋼構造限界状態設計指針・同解説⁵⁻¹⁴⁾の制限値 35 以下となる断面を選んでいる。なお、静的増分解析は柱梁骨組のみ(Frame)の状態で行い、各階の保有水平耐力は引張側のブレース降伏耐力と圧縮側のブレース座屈後安定耐力を累加して計算している。部材諸元等の要約は Table 5.5.1 に示す通りである。

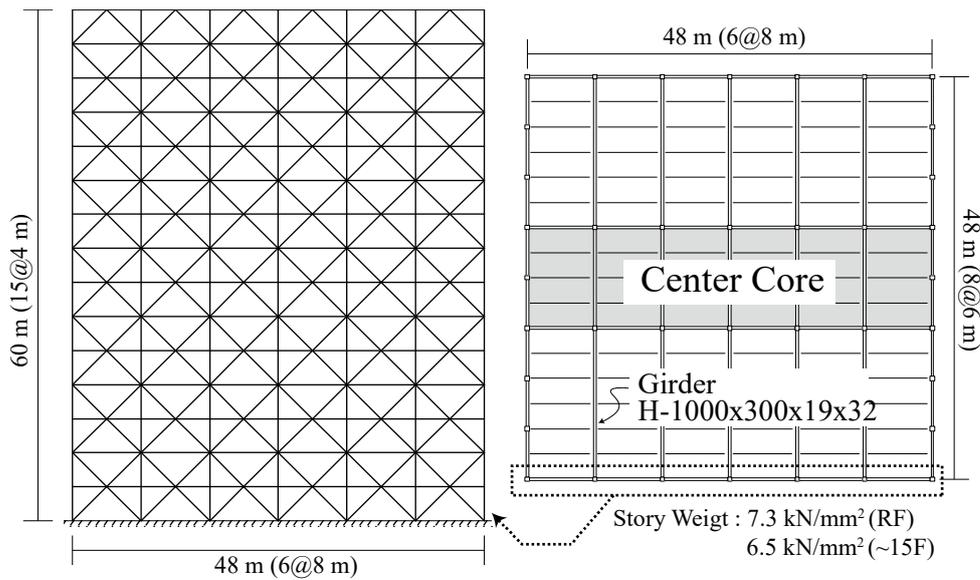


Fig. 5.5.1 Schematic image of the CBF skin structure model

Table 5.5.1 Detail of the CBF skin structure model

(a) Member specifications

Story	Column SHS (BCP325)	M_{pc} (kNm)	Girder Wide flange (SS400)	M_{pg} (kNm)	M_{pg} / M_{pc}	Brace CHS (STK540)	D/t	Rank	Q_{un} / Q_{ud}
15	500×25	2,490	H-500×300×12×22	895	0.36	φ267.4×6.6	41	BC	1.05
14	500×25	2,490	H-500×300×12×22	895	0.36	φ267.4×6.6	41	BC	1.23
13	500×25	2,490	H-500×300×12×22	895	0.36	φ267.4×6.6	41	BC	1.32
12	500×25	2,490	H-500×300×16×22	945	0.38	φ267.4×8.0	33	BC	1.38
11	500×25	2,490	H-500×300×16×22	945	0.38	φ267.4×8.0	33	BC	1.42
10	500×28	2,717	H-500×300×16×22	945	0.35	φ267.4×8.0	33	BC	1.45
9	500×28	2,717	H-500×300×16×22	945	0.35	φ267.4×9.3	29	BC	1.48
8	500×28	2,717	H-500×300×16×22	945	0.35	φ267.4×9.3	29	BC	1.51
7	500×28	2,717	H-500×300×16×22	945	0.35	φ267.4×9.3	29	BC	1.54
6	500×28	2,717	H-500×300×16×25	1,034	0.38	φ318.5×10.3	31	BB	1.79
5	500×28	2,717	H-500×300×16×25	1,034	0.38	φ318.5×10.3	31	BB	1.83
4	500×28	2,717	H-500×300×16×25	1,034	0.38	φ318.5×10.3	31	BB	1.87
3	500×28	2,717	H-500×300×16×25	1,034	0.38	φ318.5×12.7	25	BB	1.90
2	500×28	2,717	H-500×300×16×25	1,034	0.38	φ318.5×12.7	25	BB	1.94
1	500×32	2,993	H-500×300×16×28	1,126	0.38	φ318.5×12.7	25	BB	1.99

(b) Story ultimate forces

Story	W_i (kN)	ΣW_i (kN)	a_i	A_i	Z	R_t	C_i	Ds	β_i	Q_{ud}	Q_{un}
15	2,308	2,308	0.1	2.7	1	0.99	2.6	0.40	0.8	2,434	2,558
14	2,072	4,380	0.1	2.2			2.1	0.40	0.8	3,759	4,642
13	2,072	6,453	0.2	1.9			1.9	0.40	0.8	4,905	6,483
12	2,072	8,525	0.3	1.8			1.7	0.40	0.8	5,932	8,169
11	2,072	10,597	0.3	1.6			1.6	0.40	0.8	6,864	9,738
10	2,083	12,680	0.4	1.5			1.5	0.40	0.8	7,718	11,211
9	2,083	14,762	0.5	1.5			1.4	0.40	0.8	8,497	12,597
8	2,083	16,845	0.5	1.4			1.4	0.40	0.8	9,206	13,915
7	2,083	18,928	0.6	1.3			1.3	0.40	0.8	9,848	15,175
6	2,083	21,010	0.7	1.3			1.2	0.35	0.8	9,124	16,376
5	2,083	23,093	0.7	1.2			1.2	0.35	0.8	9,576	17,520
4	2,083	25,175	0.8	1.1			1.1	0.35	0.8	9,976	18,614
3	2,083	27,258	0.9	1.1			1.1	0.35	0.8	10,324	19,661
2	2,092	29,350	0.9	1.0			1.0	0.35	0.8	10,622	20,659
1	2,105	31,455	1.0	1.0			1.0	0.35	0.8	10,872	21,609

Fig. 5.5.2 に卓越固有モードを示す。外殻構造は荷重負担が分離され、固有周期に対するブレースの影響が大きい。Fig. 5.5.3 の例に示すように、CBF は剛性が高く、層間変形角 (SDR)は約 1/200 rad だが、強度型ブレースの座屈検定値(= 部材軸力 / 短期座屈軸力, 引出線は最大 DCR とその層を示す。)は 1.0 を超える。骨組のみ架構(Frame)は変形が 1/50 rad を超える。以上の架構を初期状態として部材配置最適化を実施する。

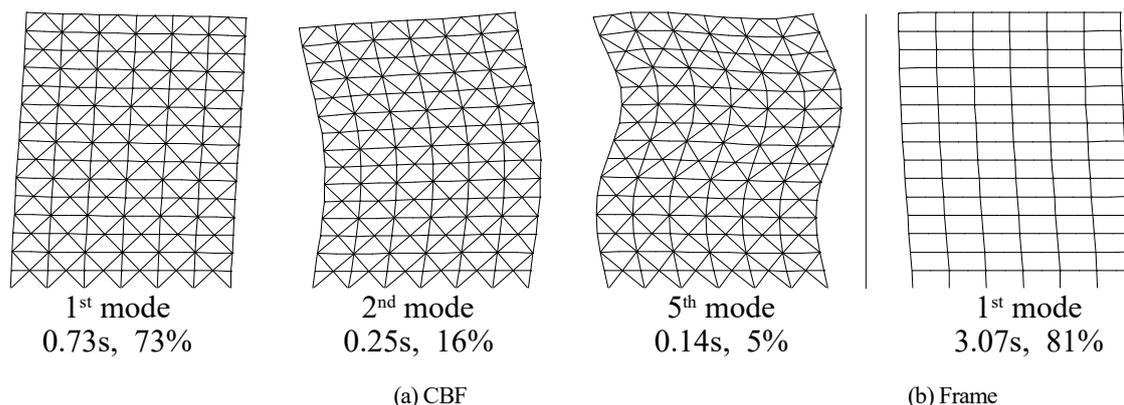


Fig. 5.5.2 Dominant modes (natural period, mass ratio)

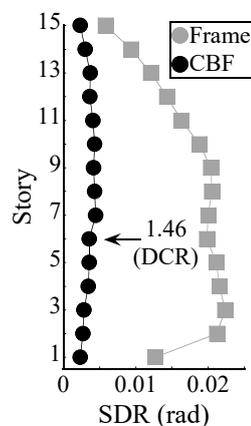


Fig. 5.5.3 Initial response (Input: El Centro)

(a) 最適化問題の概要

最適化アルゴリズムは分散型 GA に類する島 GA (Island Genetic Algorithm)を用いる。Fig. 5.5.4 に概要を示す。島 GA は母集団を部分集団(島)に分割し、各島は独立して GA 計算を行って定期的に優良個体を交換(移住)する。各島は移住により多様性を維持して局所収束を避ける。さらに本節では、適応度(目的関数値)がある程度収束すると優良個体を保存して変異率を上昇する大突然変異世代を加えた。交叉は一様交叉、変位は転座とする。交叉と変異は層、スパン、遺伝子位相単位で行い、各々は等確率とする。移住はランダムリングとする。パラメータの詳細は Table 5.5.2 に示す。

個体操作は合計 180 本の強度型ブレースに関する 3 種(BRB 置換、ブレース除去、無変更)と、1 層柱の BRB 化(BRC 置換)であり、K 型対称配置の遺伝子列 \mathbf{x} を、Fig 5.5.4 (b)に示すルール(1 : BRB または BRC 置換, -1 : ブレース除去, 0 : 無変更)に従って符号化する。ブレースに関する全ての操作を含む問題(5.5.3 節)で条件を均等にするため、上記の 3 操作は各 60 本の制約条件を設ける。ただし、BRC 置換を含む問題(5.5.4 と 5.5.5 節)は、最低 2 本の柱が BRB 化する解を考慮し、BRB は 60 + 2 本を制約とする。ただし、柱の無置換または全置換の解も平等に探索するため、ブレースと柱で置換数は区別せず、柱は 1 本ずつ置換可能とする。遺伝子列 \mathbf{x} の次元は 45 (ブレースのみ操作する 5.5.2 節と 5.5.3 節), 49 (1 層柱の BRC 置換を含む 5.5.4 節と 5.5.5 節)である。なお、BRB は 250 kN (断面積 1,111mm²), BRC は 5000 kN (断面積 22,222mm²)とする。各最適化問題の単目的関数 F は、SDR(以降、変位)、DCR(以降、座屈)、DCR のペナルティ付き SDR、DCR のペナルティ付き SDR 標準偏差の 4 種とする。Fig. 5.5.5 に示すように、入力地震動は基盤入力的设计用スペクトル BRI-L2 (減衰比 2%) に適合した 3 波 (El Centro, JMA-Kobe, Hachinohe) とする。

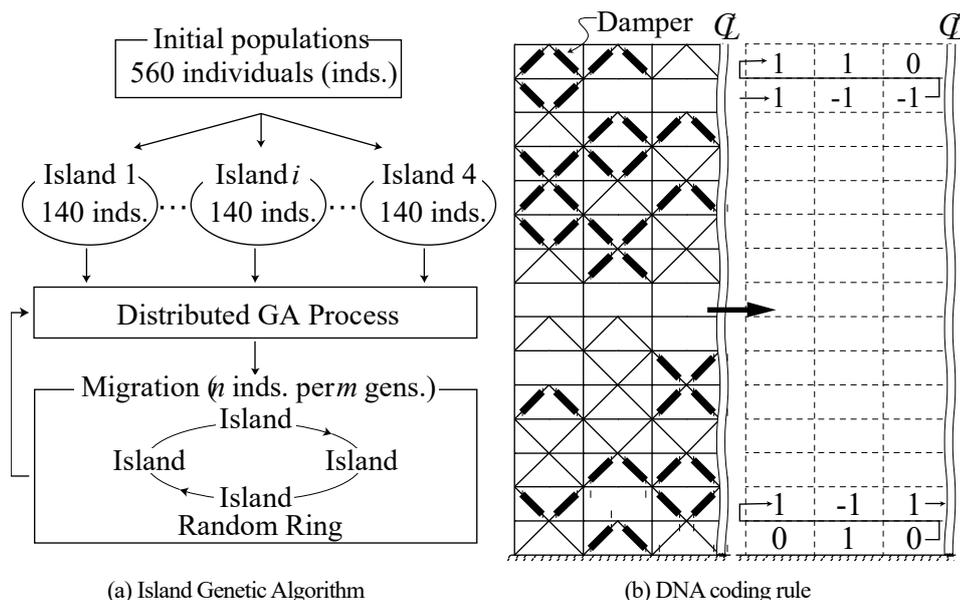
$$\text{Minimize } F(\mathbf{x}, C) = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 |\max \{f_j^{\text{SDR}}(\mathbf{x}, iC) \mid j = 1, 2, \dots, 15\}| \quad (5-9)$$

$$\text{Minimize } F(\mathbf{x}, C) = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 |\max \{f_j^{\text{DCR}}(\mathbf{x}, iC) \mid j = 1, 2, \dots, 180\}| \quad (5-10)$$

$$\text{Minimize } F(\mathbf{x}, C) = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 |\max \{f_j^{\text{SDR with a penalty (DCR < 1.0)}}(\mathbf{x}, iC) \mid j = 1, 2, \dots, 15\}| \quad (5-11)$$

$$\text{Minimize } F(\mathbf{x}, C) = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 f_j^{\text{S,D with a penalty (DCR < 1.0)}}(\mathbf{x}, iC) \quad (5-12)$$

以上より、最適化問題は操作 4 種(5.5.2 節 : BRB 置換, 5.5.3 節 : BRB 置換+ブレース除去, 5.5.4 節 : BRB 置換+BRC 置換, 5.5.5 節 : BRB 置換+ブレース除去+BRC 置換)×目的関数 4 種の 16 種を設定する。Table 5.5.3 は検討ケースの要約を示す。最適解の応答値は平均的な El Centro で示す。



(a) Island Genetic Algorithm (b) DNA coding rule
 Fig. 5.5.4 Schematic image of Island Genetic Algorithm

Table 5.5.2 Optimization algorithm parameter of Island Genetic Algorithm

Selection	Crossing (Rate)	Mutate (Rate)	Migration
Tournament (3 inds.)	Uniform (60%)	Shuffle Index (1%)	Random Ring (2 inds., 6 gens.)

Table 5.5.3 Summary of optimization problems

Chapter	DNA Operation	Minimize Response of	Subject to the number of
5.5.2	BRB replacemnt	SDR, DCR, SDR with a penalty *1 or S.D. with a penalty *1 *1: DCR < 1.0	BRB (60)
5.5.3	BRB replacemnt + CB removal		BRB (60), CB (60) and Removed CB (60)
5.5.4	BRB replacemnt + BRC replacemnt		BRB+BRC (62)
5.5.5	BRB replacemnt + CB removal + BRC replacemnt		BRB+BRC (62), CB (60) and Removed CB (60)

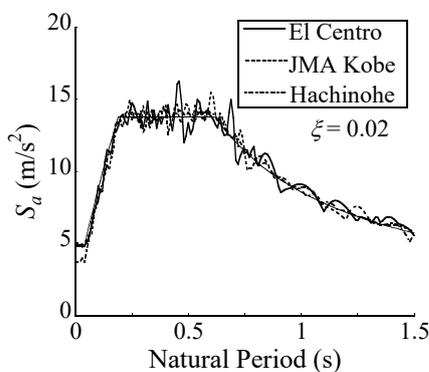


Fig. 5.5.5 Response spectra of seismic inputs

5.5.2. BRB 置換のみを利用した最適配置解の傾向

初めに BRB 置換のみで変位または座屈を最小化する配置を分析する。Fig. 5.5.6 に最適化計算結果を示す。各図において、左側が制振ブレース(太線)に置換された配置図、右側が選ばれた最適配置における時刻歴応答解析(NLRHA)、GRSA における最大層間変形角分布および最大座屈検定値(DCR, 1.0 以上が座屈発生)を示す。なお、図中の灰色線は弾性時におけるブレース無しの架構(Frame)および弾性ブレース付架構(CBF)の応答値を示している。同図(a)に示すように、変位最小化では層方向に概ね均一配置する解が選ばれ、同図(b)に示すように、座屈最小化ではスパン方向に集中配置する解が選ばれた。連続する層に集中配置すると座屈に有効な点は単スパンの鉄塔と同様だが、多スパンでは変位と座屈で配置傾向が分岐する。BRB 置換は応答低減とヒューズ効果を得るが、全面耐震ブレース(Fig. 5.5.1)を初期とすると水平剛性の低下を招く。つまり、変位最小化で均一配置が選ばれる理由は、等価剛性を考慮した層剛性分布が均一化するためであり、座屈最小化で集中配置が選ばれる理由は、層剛性が低い層で免震効果が得られるためである。なお、Fig. 5.5.2 の通り、連層壁の特性で外殻構造は曲げ応答が生じ、層内各スパンの水平変形が不均等になり、変位最小化では等価剛性の低下が小さい外側に BRB が配置された。

一方、変位最小化の均一配置は層間変位が $1/200 \text{ rad}$ まで収まるが座屈が解消されず、座屈最小化の集中配置は BRB 配置層に連続して変形集中を招き、目的関数に対し過剰に応答低減する解が得られる。両者を補完する方法の 1 つは多目的最適化であるが、本論はペナルティ付の単目的最適化を採用し実行した。これは応答を基準に収めることが優先される設計段階では、パレート最適解集合から解を選択するより、あるペナルティ下で特定の応答を最小化の方が直接的と考えたためである。具体的に対象の外殻構造においては $\text{DCR} < 1.0$ をペナルティとする。Fig. 5.5.6 (c) は変位を最小化する解であり、集中配置が層方向に分散され、Fig. 5.5.6 (d) は変位の標準偏差(S.D.)を最小化する解であり、全層変位を均一化するため、集中配置がより分散される。最大変位はやや増大するが連続集中は緩和される。

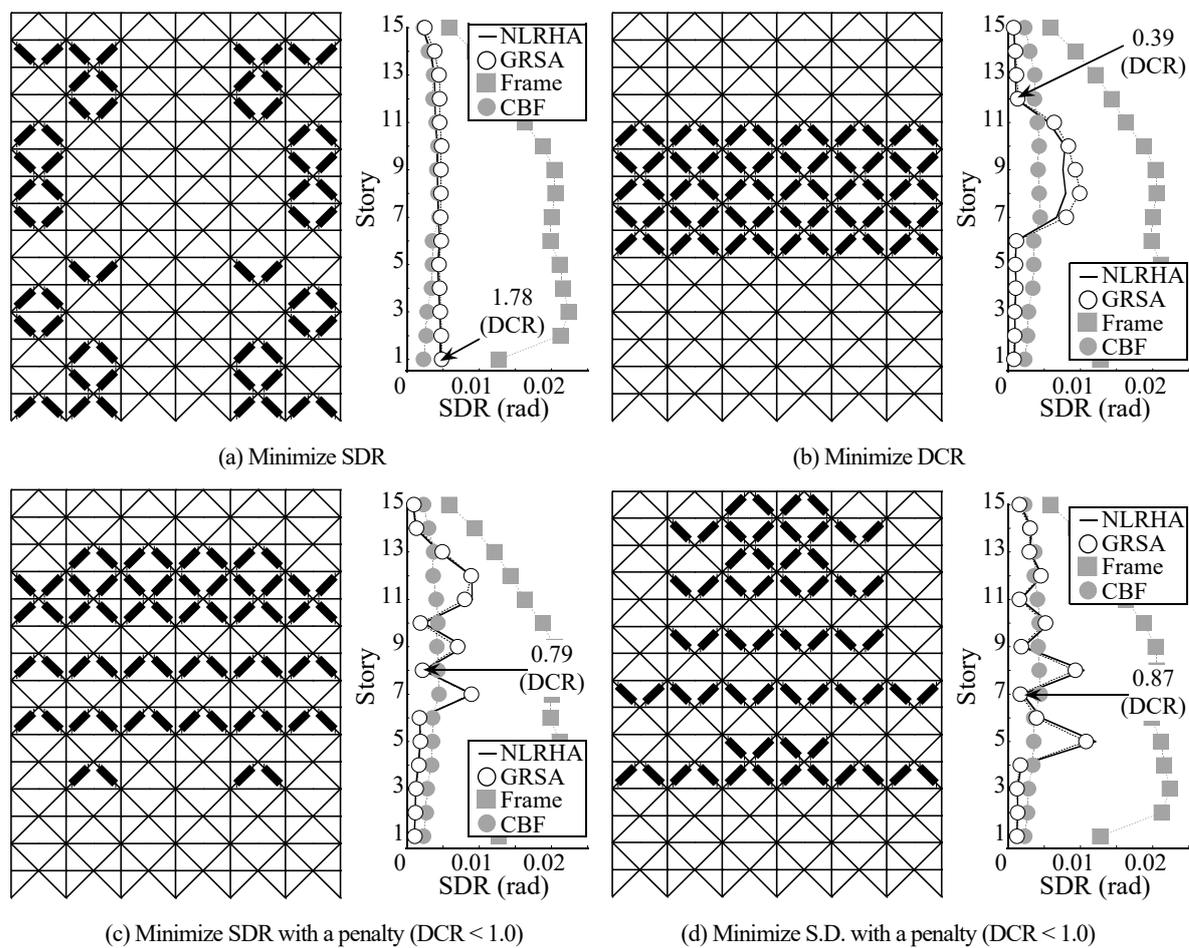


Fig. 5.5.6 Layout optimization results

Operation: BRB replacement

Subject to the number of replaced BRBs (60) and CBs (60)

Ex. Response to El Centro

5.5.3. ブレースの除去を含む最適配置解の傾向

次に強度型ブレースの除去を加えた配置傾向を分析する。Fig. 5.5.7 に最適化計算結果を示す。本節の目的関数は経済指標を含まないが、ブレースの除去は鋼材量の低減に貢献する。同図(a)に示すように、変位最小化は同様に層方向の均一配置が選ばれるが、BRB 置換のみと異なり、BRB が中央スパンに配置される。これは等価剛性の低下を抑える外側スパン配置より、塑性変形量と付加減衰が大きくなる中央スパン配置が有利なためと考えられる。ただし、DCR が 0 になるブレースの除去を加えても変位最小化だけで座屈は解消しない。同図(b)に示すように、座屈を最小化する場合下層に BRB 置換と耐震ブレース要素の除去が集中する解が選ばれるが、層変位が下部に集中する。同図(c)(d)に示すように、座屈のペナルティ付では、座屈を解消しつつ変位を低減でき、特に標準偏差の最小化は層集中を均一に緩和する解を得た。これは BRB 置換が集中する層とブレースが除去される層が同時に生じ、結果的に剛性分布が均一化されたためと推測される。

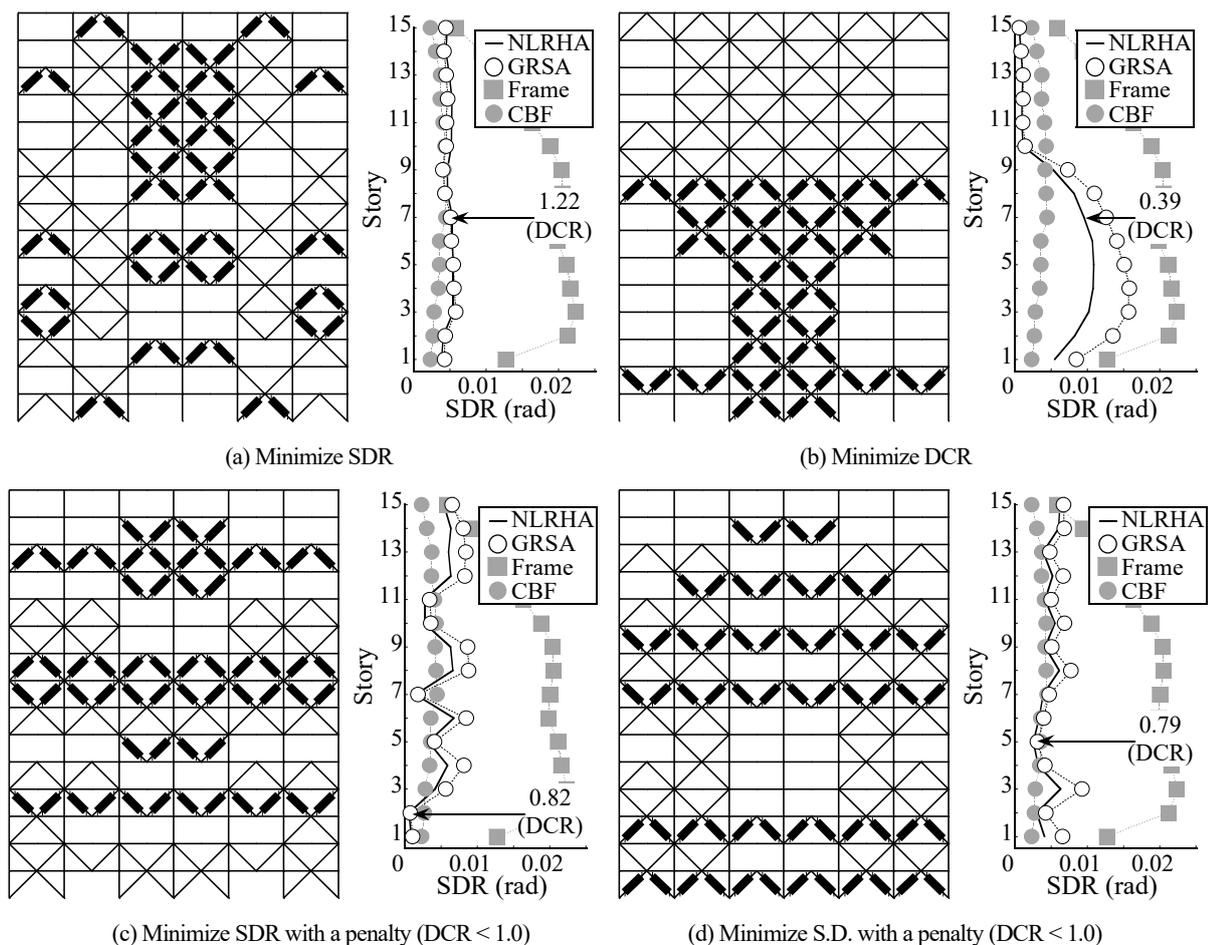


Fig. 5.5.7 Layout optimization results

Operation: BRB replacement + CB removal

Subject to the number of replaced BRBs (60), removed CBs (60) and CBs (60)

Ex. Response to El Centro

5.5.4. 1 層柱の BRC 置換を含む最適配置解の傾向

続いて 1 層柱の BRC 置換を許容し、曲げ応答を積極利用する配置傾向を分析する。Fig. 5.5.8 に最適化計算結果を示す。本論の複素剛性要素(第 4 章 4.3.2 節参照)は軸力系の部材であれば BRC にも適用できる。同種の構造は Spine Frame⁵⁻¹⁵⁾と呼ばれる。BRC 置換による応答低減効果は BRB 置換のみより大きく、同図(a)に示すように、単純な変位低減では、一般に変形が小さく塑性化しにくい最上層の BRB 配置が選ばれ余剰の BRB が生じる。同図(b)に示すように、BRC 置換を許容すると相対的に 1 層変形が大きくなり、座屈最小化では、Fig. 5.5.6(b)と比べて BRB の集中配置が下層に移動する。一方、同図(c)(d)に示すように、座屈のペナルティ付では、前節までと異なり、座屈最小化の集中配置より、変位最小化の均一配置解が選ばれた。これは曲げ応答が利用できると均一配置系の解で座屈が解消されるためである。

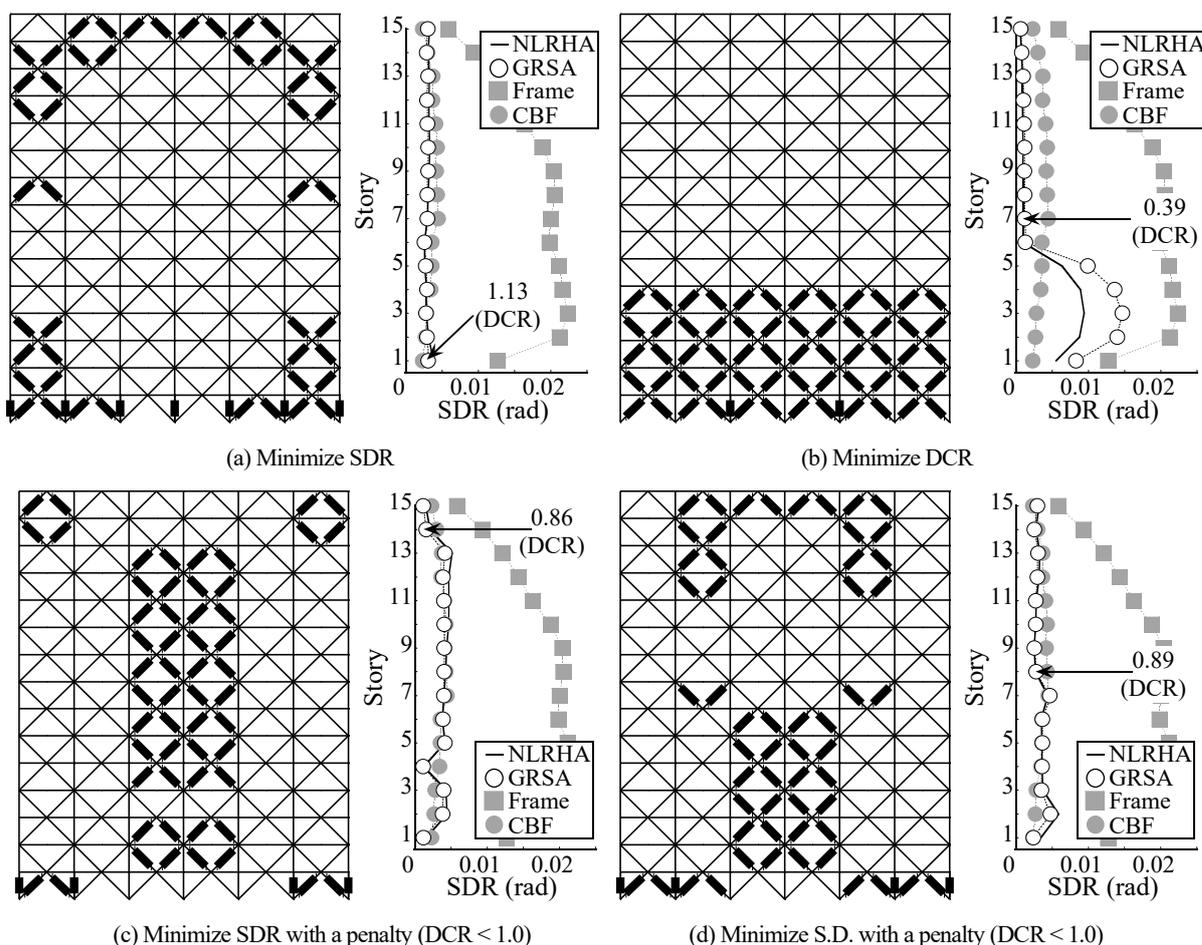


Fig. 5.5.8 Layout optimization results

Operation: BRB replacement and BRC replacement

Subject to the number of replaced BRBs + BRCs (62) and CBs (60)

Ex. Response to El Centro

5.5.5. ブレースの除去と 1 層柱の BRC 置換を含む最適配置解の傾向

最後に全操作を含む配置傾向を分析する。Fig. 5.5.9 に最適化計算結果を示す。ブレースの除去と 1 層柱の BRC 置換を含むと、座屈の解消は BRB 置換のみより容易となる。同図(a)に示すように、変位最小化のみで座屈の解消が達成でき、ペナルティ付の検討は不要となる。付加減衰を大きくするために BRB が中央スパン配置される傾向は Fig. 5.5.7 (a)より顕著となる。同図(b)に示すように、座屈を最小化する場合 Fig. 5.5.7 (b)と同程度である。同図(c)に示すように、標準偏差を最小化する場合 5.3 節同様 BRB が余る解が選ばれた。なお, Fig. 5.5.6~ Fig. 5.5.9 に示すように, BRB 置換やブレース除去が集中する層は剛性低下や高いダンパー剛性比により非線形応答が強く, 最大で約 30%安全側評価となった。

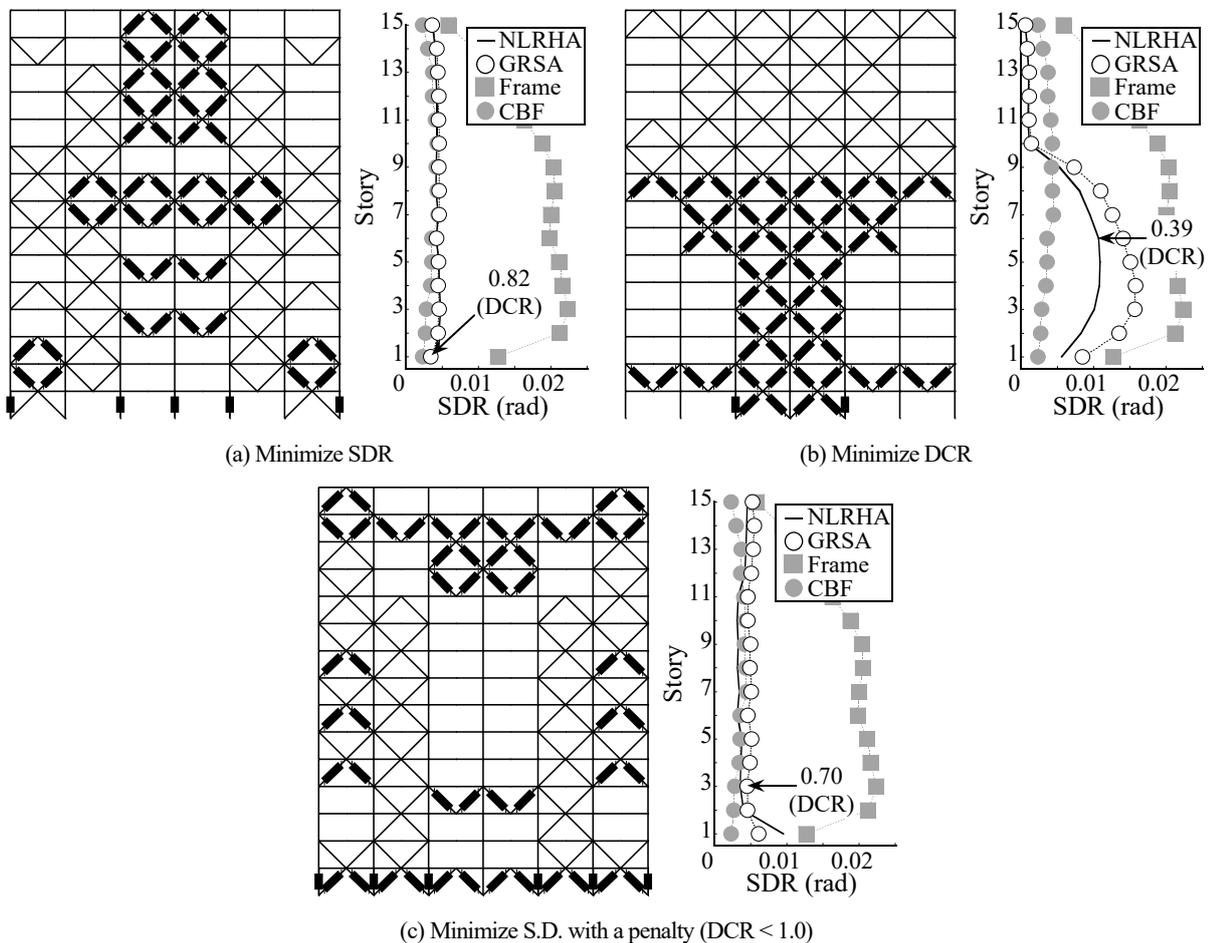


Fig. 5.5.9 Layout optimization results

Operation: BRB replacement and BRC replacement and CB removal

Subject to the number of replaced BRBs + BRCs (62) and removed CBs (60) and CBs (60)

Ex. Response to El Centro

5.6. 5章のまとめ

本章では、一般化応答スペクトル解析法 (Generalized Response Spectrum Analysis, GRSA) と最適化アルゴリズムを組合せた制振構造物の設計手法を提案し、様々な適用例(実在トラス鉄塔、一般的な座屈拘束ブレース付鋼構造骨組)を通してその有効性を検証するとともに、強度型ブレースが混在するブレース付鋼構造骨組における、座屈拘束ブレースなど弾塑性ダンパーの最適配置解の特性を分析した。本章で得られた主要な知見を以下に示す。

- 1) 経験的手法および試行錯誤で BRB 配置と容量分布を決定した実在通信トラス鉄塔の既存耐震改修における制振ブレース配置は、座屈最小化の配置制約付き最適化問題の優良解と言える。一般化応答スペクトル解析法と最適化アルゴリズムを組合せた設計手法は既存改修より良い解を導き、強度型ブレースが混在する鋼構造骨組の離散的なダンパーの配置と容量を考慮した最適設計に適用できる。ただし、得られる最適解の詳細なダンパーの配置や容量分布量は地震入力依存性がある。
- 2) 多自由度系においても、等価一自由度系と同様な応答低減性能曲線が存在し、多目的最適化を用いて導出することが可能である。等価一自由度系の性能曲線に基づく標準的な最適設計法は、ある程度(本章の検討では約 42m)以上の最高高さの建物は、等価 1 自由度系の応答が多自由度系と全て一致すると仮定してダンパー諸元を決定する手法では妥当な最適解を検討できない場合がある。同様の場合は、パッシブ制振構造設計・施工マニュアルのせん断力分布に基づく容量配分や付加ダンパー剛性の調節など補足法の使用が推奨される。
- 3) 強度型耐震ブレースと弾塑性ダンパーブレースが混在する外殻構造物は、特定の応答の単目的最適化のみでは、層間変形角やブレースの座屈検定値を満足する解が得られるとは限らない。同様の場合は、座屈検定値などをペナルティとして単目的最適化すると、座屈と変位を同時に抑制できる配置解を探索できる。また、柱の BRB 置換等を考慮すると、ペナルティ等を考慮しない単純な単目的最適化で設計基準を満たす配置解を探索できる。

なお、一般的に構造最適化は、ある限定された条件と入力に適合する最適解を導出する計算手法であり、最適化アルゴリズムは想定外条件に対するロバスト性を保証しないため、提案手法を用いる場合において、設計者はこの点に留意し、慎重に外力の境界条件等の設定や結果の精査を行う必要がある。

【参考文献】

- 5-1) 日本建築学会編, デザイン・コンピューティング入門 —Python による建築の形態と機能の生成・分析・最適化—, コロナ社, 2017. 9
- 5-2) 特集 構造デザインと数値解析ツール, 建築技術 No. 797 2016 年 6 月号, 建築技術
- 5-3) Takeuchi, T., Kinouchi, Y., Matsui, R. and Ogawa, T.: Optimal arrangement of energy-dissipating members for seismic retrofitting of truss structures, American Journal of Engineering & Applied Science, Vol. 8, pp. 455 - 464. 2015.
- 5-4) Osaki. M.: Optimization of Finite Dimensional Structures, CRC Press, 2011.
- 5-5) 野村将貴, 松本慎也, 崎野良比呂, 藤井大地: ESO 法を用いた高層ビルの制振ダンパー構面配置の最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No. 742, pp. 1885 - 1891, 2017. 12
- 5-6) DEAP 1.1.0: <https://github.com/DEAP/deap>
- 5-7) John H. Holland : Adaptation in Natural and Artificial Systems, Ann Arbor, The Univ. of Michigan Press, 1975.
- 5-8) Kennedy, J. and Eberhart, R. : Particle Swarm Optimization. Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks, Vol. 4, pp. 1942 - 1948., 1995.
- 5-9) Ookouchi, Y., Takeuchi, T., Kato, S. and Suzuki, K.: Seismic Retrofit of Existing Telecommunication Tower Using Buckling Restrained Brace, AIJ Journal of Technology and Design, No. 22, pp. 179 - 184, 2005. 12 (in Japanese)
- 5-10) Takeuchi, T., Kinouchi, Y., Matsui, R. and Ogawa, T.: Optimal arrangement of energy-dissipating members for seismic retrofitting of truss structures, American Journal of Engineering & Applied Science, Vol. 8, pp. 455-464. 2015.
- 5-11) 日本免震構造協会: パッシブ制振構造設計施工マニュアル第 3 版, 2013.
- 5-12) Coello, C. A. C., Pulido, G. T. and Lechuga, M. S.: Handling multiple objectives with particle swarm optimization, IEEE Transaction on Evolutionary Computation, Vol. 8, No. 3, pp.256 - 279, 2004. 6
- 5-13) 国土交通省: 2015 年版建築物の構造関係技術解説書, 2015. 6
- 5-14) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010. 2
- 5-15) Chen, X., Takeuchi, T. and Matsui R.: Simplified design procedure for controlled spine frames with energy-dissipating members, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 135, pp. 242 - 252, 2017.

第6章 結論

本研究では、鋼構造の基礎研究への貢献と各耐震設計法の課題に対する知見の拡充を目的に、ブレースの曲げ座屈を共通項として、座屈後破断を伴う円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の部材破断までの終局耐震性能および、座屈損傷制御を目的とした各種ブレース付鋼構造骨組の最適設計手法について検討を行った。以下に本論で得られた知見を示す。

第 2 章では、ブレースの座屈後破断を伴う円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の動的崩壊挙動について、過大変形時の $P-\Delta$ 効果を再現する実験装置と、比較的局部座屈を生じやすい径厚比約 42 の片流れ円形鋼管ブレース付鋼構造骨組模型を用いた振動倒壊実験により調査し、座屈時の幾何形状の破壊力学モデルに基づく円形鋼管ブレースの部材破断時期評価手法の適用性や、ブレース部材の破断を考慮した時刻歴応答解析手法の適用性を、実験結果との比較により検証した。具体的に得られた知見は以下の通りである。

- 1) ブレースの亀裂発生と全断面破断の発生時期には差があり、変位応答の増大や層崩壊挙動(架構が片方向に倒れ込む)はブレースの全断面破断後に顕著となる。
- 2) 円形鋼管ブレースの部材破断時期評価手法は、局部座屈の発生の評価基準により、亀裂発生時期が早期に判定されるものの、骨組配置かつ動的入力下でも安全側評価が可能である。
- 3) 鋼素材の疲労損傷則から、ブレース局部座屈部の低サイクル疲労破壊は、最大応答を受け、曲げ座屈を生じた後の小振幅応答に起因する累積塑性歪の増大の影響が大きく、ブレース部材は一度曲げ座屈を生じると余震による弾性振動でも部材破断を生じる可能性がある。
- 4) ブレースの部材破断を考慮した時刻歴応答解析は、局部座屈の発生の評価基準により、ブレース破断時期が実験結果より早期に判定されるものの、安全側の耐震性能評価に適用可能である。ブレースの部材要素のモデル化により部材破断時期の評価精度は向上するが、部材破断後の架構全体の変形応答に与える影響は殆ど無い。

以上の知見より、ブレース付鋼構造骨組では、架構が倒壊に至る終局限界はブレースの曲げ座屈後に生じる部材破断が主要因となる性質が確認され、その亀裂発生時期は動的入力においても上述の部材破断時期評価手法を用いて安全側に評価できる事が明らかとなった。

第 3 章では、第 2 章の試験体を基準に、より広範な径厚比パラメータを有する円形鋼管ブレースの部材破断とブレース付鋼構造骨組の累積変形性能の因果関係について有限要素法を用いた詳細な数値解析と性能確認実験を用いた検証を行い、さらに保有水平耐力計算について、層の許容

できる累積塑性変形量の観点から、円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した層の構造特性係数 D_s の評価手法を提案し、同部材破断に対する建築基準法告示や日本建築学会鋼構造限界状態設計指針(LSD 指針)の耐震性能指標の安全余裕率について径厚比に着目して分析した。具体的に得られた知見は以下の通りである。

- 1) 柱梁骨組に対し、G.PL を割込溶接した円形鋼管ブレース部材の破壊性状は、骨組面内方向の付加曲げの影響により、径厚比に応じて母材端部のみに局部座屈を生じて亀裂発生に至る場合と、母材中央部と端部に局部座屈を生じて中央部が先行破壊する場合と、特定の層間変形角範囲内では局部座屈を生じない場合に分類され、溶接部に応力集中が生じて破断しない限り、ブレースの累積変形性能は上述の評価手法を用いて概ね検証できる。
- 2) 径厚比が小さく局部座屈を生じにくい円形鋼管ブレース部材は、径厚比の大きい部材より高い累積変形性能を発揮するが、保有耐力接合を満たしても、溶接突端部の応力集中を緩和できずに亀裂を生じて性能が劣化する場合があります、接合部納まりに留意が必要である。
- 3) 円形鋼管ブレース部材の径厚比による累積変形性能差は、ブレース付鋼構造骨組の動的な終局耐震性能に影響を与える。
- 4) 径厚比が小さく局部座屈を生じにくいブレース付鋼構造骨組においても、著しい変形応答の増大など架構の層崩壊挙動はブレース部材の全断面破断時に顕著となる。
- 5) ブレースの部材破断を考慮した構造特性係数は、保有水平耐力、上述の部材破断時期評価手法、地震動レベルを表す等価繰返し回数 n_{eq} を用いることで簡易に評価できる。
- 6) 弾塑性設計の耐震性能指標は、 $n_{eq} = 2$ (極稀に生じる設計用地震動入力レベル)とした場合の部材破断を考慮した構造特性係数に対して、LSD 指針の径厚比制限 ($D/t \leq 36$)であれば、30~40%程度の破断安全余裕率を有し、制限以上の径厚比範囲では余裕率が負となる場合がある。同傾向は有効細長比が小さい程顕著であり、特にブレース部材の水平力分担率による割増が適用されないBA ランクは余裕率の低下が著しい。
- 7) 地震動の継続時間性や主要動の多数回繰返しを考慮すると、現行の告示 D_s 現行値や LSD 指針の低減係数 bk_{di} のブレース部材の破断安全余裕率は、LSD 指針の径厚比制限($D/t \leq 36$)範囲内であっても安全余裕率が負として評価される場合がある。

以上の知見より、ブレース破断に対する弾塑性設計の耐震性能指標の安全余裕率は、提案した評価法により簡易に略算することが可能となった。その一方で、入力レベルや継続時間性が大きな地震動を考慮すると、一般に細長比と径厚比性能が優秀と判断されるブレース断面を用いたと

しても、その耐震性能評価は危険側となる場合があることも定量的に明らかとなり、これらに対しても安全側の設計を担保する場合には必要鋼材量が増大が予想され、強度型ブレース付鋼構造骨組の経済的な耐震構造の選択肢としての設計限界が示された。

第 4 章では、損傷を蓄積する強度型ブレース付鋼構造骨組に関する上述の結論に基づき、架構の倒壊現象の根本原因となるブレースの曲げ座屈発生を解消できる応答制御型ブレースを導入した鋼構造骨組について、各種ブレースを含む任意形状の立体モデルに適用可能な一般化応答スペクトル解析法(Generalized Response Spectrum Analysis, GRSA)を構築し、広範なモデルパラメータを用いた時刻歴応答解析(Non-Linear Response History Analysis, NLRHA)との比較から、その評価精度、適用性、時間効率性の向上を検証した。具体的に得られた知見は以下の通りである。

- 1) 弾塑性減衰を考慮した複素非対称減衰系の最大地震応答は、縮約 1 自由度系の固有方程式の分析と適切な固有値の選択に基づき修正 CQC 法を準用することで評価できる。
- 2) 弾塑性制振ブレースは、3 次元トラス要素の要素剛性行列に基づき作成した複素剛性要素で模擬することが可能である。
- 3) 複素剛性要素の関係式として、特定の振動モードが最卓越する構造物が対象の場合では、最大点剛性法と最小 2 乗法が GRSA の良い評価精度を与え、簡易応答評価で慣用されている平均減衰法は、両者より安全側評価を与え、特に高次モードなど複数の振動モードが卓越する構造物の場合に良い GRSA の評価精度を与える。
- 4) GRSA は平面・立体・曲げ抵抗系・軸力抵抗系いずれのモデルにも適用可能である。ただし、幾何非線形性を無視できない場合や極端なスペクトル励起帯を有する入力地震動を用いる場合には評価精度は悪化する。
- 5) 自由度数 810 の実在トラス鉄塔の立体モデルの計算時間は、NLRHA(ステップ数 7,000)で 15~30 分、GRSA で 5~10 秒を示し、GRSA は時間効率性が十分に向上する。

以上の検討より、提案する GRSA を用いて、時刻歴応答解析より高速かつ実用的な精度で、建物内における具体的なブレースの配置と量の詳細な検討が可能となった。

第 5 章では、GRSA と最適化アルゴリズムを組合せた各種ブレース付鋼構造骨組のブレース最適設計手法を提案し、実在トラス鉄塔や一般的な強度型・応答制御型ブレース付鋼構造骨組などの適用例を通してその有効性を検証するとともに、強度型ブレースと座屈拘束ブレース(BRB)が混

在するブレース付鋼構造骨組における、座屈検定値等を含め種々の応答低減にとって最適なブレース配置・容量分布解の特性を分析した。具体的に得られた知見は以下の通りである。

- 1) 提案するブレース最適設計手法は試行錯誤で応答制御型ブレースの配置と容量分布を決定した実在通信トラス鉄塔の耐震改修より良い解を導き、強度型ブレースが混在する鋼構造骨組の離散的な制振ブレースの配置と容量を考慮した最適設計に適用できる。
- 2) 提案するブレース最適設計手法により得られる最適解の詳細なブレースの配置や容量分布量は地震入力依存性がある。
- 3) 多自由度系においても、等価一自由度系と同様な変位とベースシアに関する応答低減性能曲線が存在し、多目的粒子群最適化等のアルゴリズムを用いて導出することができる。
- 4) 等価一自由度系の性能曲線に基づく標準的な最適設計法は、ある程度(本論では約 42m)以上の最高高さの建物では、等価 1 自由度系の応答が多自由度系と全て一致すると仮定して制振ブレース諸元を決定する手法では妥当な最適解を検討できない場合がある。
- 5) 強度型ブレースと応答制御型ブレースが混在する外殻構造物は、特定の応答の単目的最適化のみでは、層間変形角やブレースの座屈検定値を満足する解が得られるとは限らない。同様の場合は、座屈検定値などをペナルティとして単目的最適化すると、座屈と変位を同時に抑制できる配置解を探索できる。また、柱の BRB 置換等を考慮すると、ペナルティ等を考慮しない単純な単目的最適化で設計基準を満たす配置解を探索できる。

以上の検討より、提案するブレース最適設計手法を用いて、極稀に生じる地震レベルにおいても、部材破断と倒壊に影響する強度型ブレースの曲げ座屈を制御しつつ、最大層間変形角を目標値以下に抑えるブレース付鋼構造骨組の効率的な構造計画が可能であることが示された。

今後の課題

本研究の今後の課題は以下の通りである。

(a) 多層骨組を対象とした振動台実験

第 2 章と第 3 章では、単層のブレース付鋼構造骨組を対象に振動台実験を実施し、径厚比に関係なく、ブレースの部材破断が層崩壊挙動の直接的要因となり、終局耐震性能に致命的であることを確認できた。しかしながら、中間層崩壊や、ブレースの部材破断が連鎖的に起こる伸展性崩壊など、より現実的な崩壊挙動は未確認であり、多層骨組での同様な振動台実験を今後実施する必要がある。

(b) 角型鋼管ブレースの累積変形性能評価手法と部材破断を考慮した終局耐震性評価法

第 3 章では、ブレースの部材破断を考慮した終局耐震性評価手法の概念を提案し、従来の弾塑性設計の耐震性指標である構造特性係数などの破断安全余裕率を定量的に検証可能にした。しかしながら、対象ブレースは、全体軸変形量から累積変形性能を手計算できる円形鋼管に限られている。提案手法をより一般化するためには、今後は米国を始めとする諸外国で広く用いられている角型鋼管についても同様な累積変形性能評価法を確立する必要がある。

(c) ブレース以外の弾塑性ダンパーの複素剛性要素

本研究では、ブレース付鋼構造骨組を対象とする都合で、第 4 章の一般化応答スペクトル解析法はブレース型弾塑性ダンパーの複素剛性要素を定式化した。しかしながら、提案手法は汎用性を重視し、その数値計算フローはダンパーの形態に依らない仕様としており、提案手法をより一般化するために、免震構造に適用する弾塑性ダンパーなど、その他の弾塑性制振部材を模擬する複素剛性要素も検討する必要がある。

(d) 経済性指標を目的とする最適化

第 5 章では、主として座屈検定値または層間変形角など力学的特性を目的関数とした構造最適化を行った。その一方で、実務では力学的に最適であることより、経済性が最も重要な指標となる場合が少なくないため、地震荷重に対する構造合理性と経済性を両立する制振部材の配置や容量の最適化も今後検討する必要がある。

(e) 意匠・設備の条件を考慮した最適化

地震荷重に対する構造合理性に注目するため、第 5 章 5.5 節では、意匠・設備による制約を受けにくい外殻構造を例に種々のブレース部材の配置最適化を行った。その一方で、実際の部材配置設計は意匠・構造・設備の全ての指標で決定されるため、提案手法をより一般的な事例に応用するにあたり、意匠・設備に関する条件を目的関数や制約に取り込んだアルゴリズムを検討する必要がある。

(f) 最適解近傍の優良解を含めた設計解の導出

第 5 章では、高速な地震応答評価手法(一般化応答スペクトル解析法)を用いた最適設計手法の有効性の検証を目的としていたため、検討範囲では各目的関数を最小化する最適解のみに着目して比較・分析を行った。しかしながら、意匠・設備を含めた実際の基本計画段階では、構造設計上の最適解をピンポイントで示すより、大まかな方向性や部材配置のルール等を示す方がより柔軟な建築設計が可能になると考えられる。したがって、最適解周辺に存在し、各評価クライテリアを満足する多様な優良解を探索できるアルゴリズムの実装など、今後は提案手法を意匠・設備の技術者とのコミュニケーションツールとして整備する必要がある。

発表論文リスト

本研究に関連して発表した論文

【審査付論文】

第2章

- 1) 松井良太, 寺澤友貴, 竹内徹: 部材破断を考慮したブレース付鋼構造骨組の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No. 727, pp.1553-1563, 2016.9

第3章

- 2) 寺澤友貴, 松井良太, 中村毅, 竹内徹: 径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能と構造特性係数, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No. 739, pp.1485-1495, 2017.9

第4章

- 3) Terazawa Y. and Takeuchi T. : Generalized Response Spectrum Analysis for Structures with Dampers, Earthquake Spectra, EERI, Vol. 34, No. 3, pp.1459-147, 2018.8

第5章

- 4) 寺澤友貴, 竹内徹: 一般化応答スペクトル解析法に基づく制振ブレース構造の最適設計手法, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 753, pp. 1689 – 1699, 2018.11
- 5) Terazawa Y. and Takeuchi T. : Elasto-Plastic Damper Optimization Routine for Lattice Towers Based on Generalized Response Spectrum Analysis, Journal of the IASS, Vol. 59 (4), pp. 243 – 250, 2018.12

【国際会議論文】

第2章

- 1) Terazawa Y., Matsui R. and Takeuchi T. : Shake Table Testing of Steel Braced Frame Considering Member Fracture, The 9th International Conference on the Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA'18), The 9th International Conference on the Behavior of Steel Structures in Seismic Areas Proceedings, Key Engineering Materials, Vol. 763, pp. 347-353, Feb. 2018.

第5章

- 2) Terazawa Y. and Takeuchi T. : Elasto-Plastic Damper Optimization Routine for Lattice Towers Based on Generalized Response Spectrum Analysis, The International Conference on Shell and Spatial Structures (IASS 2018), Proceedings of The International Conference on Shell and Spatial Structures, Jul. 2018.

【口頭発表】

第2章

- 1) 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹: 部材破断を考慮したブレース付鋼構造骨組の振動台実験 その1 倒壊挙動の分析と動的入力を含めた部材破断時期評価法の精度検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊 構造 III, pp.683-684, 2016.8
- 2) 松井良太, 寺澤友貴, 竹内徹: 部材破断を考慮したブレース付鋼構造骨組の振動台実験 その2 数値解析を用いた実験結果の再現性の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊 構造 III, pp.685-686, 2016.8

第3章

- 3) 中村毅, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹: 鋼構造骨組に挿入された円形鋼管ブレースの径厚比と累積変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊 構造 III, pp.763-764, 2016.8
- 4) 中村毅, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹: 径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能および構造特性係数 その1 振動台実験を用いた累積変形性能と崩壊挙動の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 分冊 構造 III, pp.837-838, 2017.8
- 5) 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹: 径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能および構造特性係数 その2 円形鋼管ブレースの母材部破断に対する構造特性係数の余裕度, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 分冊 構造 III, pp.839-840, 2017.8

第5章

- 6) 寺澤友貴, 竹内徹, 松井良太: トラス鉄塔の耐震改修における弾塑性ダンパーの最適配置, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-1 分冊 構造 I, pp.909-910, 2018.9

【受賞】

- 1) 2016年 日本建築学会優秀修士論文賞 (第2章に該当)
- 2) IASS 2018 HANGAI Prize (第5章 5.3 節に該当)
- 3) 2018年 日本建築学会大会優秀発表賞 シェル・空間構造部門 (第5章 5.3 節に該当)

その他に発表した論文

【審査付論文】

- 1) 成田和彦, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹: エネルギー吸収型支承を用いた体育館 RC 片持架構の応答制御, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 707, pp. 157-165, 2015.1
- 2) 成田和彦, 寺澤友貴, 前原航, 松岡祐一, 松井良太, 竹内徹: 摩擦ダンパーを用いた鉄骨屋根支承の動的載荷実験および応答評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 717, pp. 1717-1725, 2015.11
- 3) 稲葉祐介, 寺澤友貴, 松井良太, 熊谷和彦, 竹内徹: 鉄骨屋根支承部の繰り返し載荷実験および屋根応答への影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 750, pp. 1129-1137, 2018.8
- 4) 稲葉祐介, 寺澤友貴, 松井良太, 熊谷和彦, 竹内徹: 各種支承を有する RC 支持架構付き円筒ラチスシェルの応答評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 751, pp. 1263-1272, 2018.9
- 5) 寺澤友貴, 稲永匠悟, 松井良太, 竹内徹: 鉄骨置屋根体育館における立体トラス屋根の地震被害分析, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 754, pp. 1789-1799, 2018.12
- 6) 原田公明, 入口直樹, 寺澤友貴, 松井良太, 山崎義弘, 坂田弘安, 竹内徹: 木鋼格子ラチスシェルの地震応答における接合部回転剛性の影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 755, pp. 51-59, 2019.1

【国際会議論文】

- 1) Terazawa Y., Takeuchi T., Narita K. and Matsui R. : Response Control of Cantilevered RC Walls in Gymnasia with Energy-Dissipation Bearings, The 5th Asia Conference on Earthquake Engineering (5th ACEE), Proceedings of The 5th Asia Conference on Earthquake Engineering, Oct. 2014.
- 2) Terazawa Y., Takeuchi T., Narita K. and Matsui R. : Response Control of cantilevered RC Walls in Gymnasia with Energy-dissipation Bearings, The 11th Asian Pacific Conference on Shell and Spatial Structures (11th APCS), Proceedings of The 11th Asian Pacific Conference on Shell and Spatial Structures, May. 2015.
- 3) Terazawa Y., Takeuchi T., Narita K., Matsui R. and Maehara K. : Damage Control of Composite Gymnasium Structures with Energy-Dissipation Roof Bearings, The 8th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA'15), Proceedings of The 8th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Jul. 2015.
- 4) Takeuchi T., Terazawa Y., Inanaga S. and Matsui R. : Collapse analysis of damaged space-frame gymnasiums in the 2016 Kumamoto Earthquake, The International Conference on Shell and Spatial Structures (IASS 2018), Proceedings of The International Conference on Shell and Spatial Structures, Jul. 2018.
- 5) Iriguchi N., Harada H., Terazawa Y., Nakajima S., Yamazaki Y., Matsui R., Sakata H. and Takeuchi T. : Experimental and numerical studies of metal-timber composite gridshell roof, The 12th Asian Pacific

Conference on Shell & Spatial Structures 2018 (APCS 2018), Proceedings of the 12th Asian Pacific Conference on Shell & Spatial Structures 2018, Oct. 2018.

- 6) Inanaga S., Takeuchi T., Terazawa T. and Matsui R. : Damage evaluation of space-frame gymnasiums damaged in 2016 Kumamoto Earthquake, The 12th Asian Pacific Conference on Shell & Spatial Structures 2018 (APCS 2018), Proceedings of the 12th Asian Pacific Conference on Shell & Spatial Structures 2018, Oct. 2018.

【口頭発表】

- 1) 寺澤友貴, 成田和彦, 竹内徹, 松井良太 : エネルギー吸収型支承を用いた体育館 RC 片持架構の応答制御, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-1 分冊 構造I, pp.875-876, 2014.9
- 2) 寺澤友貴, 松井良太, 潤井駿司, 竹内徹 : ブレースおよび梁端部破断を考慮した鋼構造骨組の耐震性能 その1 解析概要および部材破断後の骨組挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-1 分冊 構造 III, pp.1191-1192, 2015.9
- 3) 成田和彦, 寺澤友貴, 竹内徹, 前原航, 松井良太 : RC 片持ち架構を有する鉄骨置き屋根体育館屋根支承部の耐震設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), B-1 分冊 構造I, pp.925-926, 2016.8
- 4) 中島舜, 入口直樹, 原田公明, 林賢一, 水谷美和, 寺澤友貴, 山崎義弘, 松井良太, 坂田弘安, 竹内徹 : 木鋼格子ラチスシェルの地震応答における接合部回転剛性の影響 その1 屋根モデルの地震応答評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-1 分冊 構造 I, pp.855-856, 2018.9
- 5) 入口直樹, 中島舜, 原田公明, 林賢一, 水谷美和, 寺澤友貴, 山崎義弘, 松井良太, 坂田弘安, 竹内徹 : 木鋼格子ラチスシェルの地震応答における接合部回転剛性の影響 その2 支持架構付きモデルの地震応答評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-1 分冊 構造 I, pp.857-858, 2018.9
- 6) 稲永匠悟, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹, 実石明, 小西克尚, 山田哲, 山下哲郎, 石原直, 長谷川隆 : 立体トラス屋根を有する鉄骨置屋根体育館の地震被害分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-1 分冊 構造 I, pp.867-868, 2018.9
- 7) 松崎亮太, 稲葉祐介, 寺澤友貴, 松井良太, 熊谷知彦, 竹内徹 : 種々の支承を有する RC 支持架構付き鉄骨円筒ラチスシェルの屋根の地震応答 その1 ルーズホール付支承の載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-1 分冊 構造 I, pp.879-880, 2018.9
- 8) 稲葉祐介, 松崎亮太, 寺澤友貴, 松井良太, 熊谷知彦, 竹内徹 : 種々の支承を有する RC 支持架構付き鉄骨円筒ラチスシェルの屋根の地震応答 その2 既往応答評価手法の拡張, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-1 分冊 構造 I, pp.881-882, 2018.9
- 9) Fatih SUTCU, Panumas SAINGAM, 藤下和浩, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹 : Retrofitting RC school building in Thailand by energy-dissipation devices Part 1: Device distribution methods, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-1 分冊 構造 III, pp.899-900, 2018.9

- 10) Panumas SAINGAM, Fatih SUTCU, 藤下和浩, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹: Retrofitting RC school building in Thailand by energy-dissipation devices Part 2: Evaluation of each design method, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-1 分冊 構造 III, pp.901-902, 2018.9

謝辞

本研究を行うにあたって、終始懇切丁寧なご指導と励ましを賜りました恩師東京工業大学教授・博士(工学)・竹内徹先生に謹んで厚くお礼申し上げます。竹内先生には、学部生時代から6年間お世話になり、実務としての建築学について、ご自身の経験から様々な示唆を受けました。竹内先生のご指導があったから、この様な幅広い話題を満載した研究をまとめることができたと考えております。ここに、もう一度、心より感謝申し上げます。また、東京工業大学名誉教授・工学博士・小河利行先生には、対照的に研究としての建築工学について、同分野の長きに渡る研究経験から多くの示唆を賜りましたことを謹んで厚くお礼申し上げます。

北海道大学准教授(元東京工業大学助教)・博士(工学)・松井良太先生には、本研究の発端である崩壊実験について様々なご指導、ご鞭撻を賜りましたことを謹んで厚くお礼申し上げます。

論文を審査して頂いた東京工業大学教授・坂田弘安先生、五十嵐規矩男先生、同大学准教授・堀田久人先生、田村修次先生には、貴重なご指摘を賜りました。また、同大学教授・安田幸一先生には、公聴会において設計者の立場から貴重なご意見を頂きました。深くお礼申し上げます。

Northeastern University 教授・Ph. D・Jerome F. Hajjar 先生ならびにポストドクター・Ph. D・David A. Padilla-Llano 氏には、米国留学時においてお世話になり、崩壊解析の最前線を経験させていただきました。現地での検討は、私の学位論文とは無関係でしたが、Hajjar 先生と David 氏との何気ない会話から頂いたインスピレーションが、第4章以降の方針転換に結びついています。お二人に早く恩返しをしたいです。ここに謹んで厚くお礼申し上げます。

茨城大学准教授・博士(工学)・成田和彦先生には、学部生時代に辛抱強く懇切丁寧なご指導を賜りましたことを謹んで厚くお礼申し上げます。

本研究の第2章と第3章は、同期・後輩の皆様のご協力無くてはなし得ないものでした。該当する実験には、元竹内徹研究室の岡田康平君、長路秀鷹君、宮崎崇君、黄彬君、内田正颯君、小林準也君、前原航君、柴田恵実さん、稲葉雄介君、中村毅君、橋本舟海君、友枝勝登君、中島舜君にご協力を頂きました。改めて深く感謝の意を表します。このほかにも、研究室の先輩、後輩、留学生、社会人博士の皆様には常日頃から様々な形で激励、ご助力を頂きました。皆様から陰に日向に支えて頂いた、楽しい6年間だったと思っています。心よりお礼申し上げます。

最後に、博士課程に進学することを認めていただいた祖父母と両親に心より感謝致します。

2019年2月

寺澤友貴