

鋼構造建物の耐震設計条件と優良設計解の関係

RELATIONSHIPS BETWEEN SEISMIC DESIGN CONDITIONS AND SUPERIOR DESIGN SOLUTIONS OF STEEL BUILDINGS

高木次郎*¹, 林 茜里*², 齋藤一樹*², 大崎 純*³*Jiro TAKAGI, Akari HAYASHI, Kazuki SAITO
and Makoto OHSAKI*

Superior design solutions (SDSs) of seven-story steel buildings are obtained for a space frame system (SFS) and perimeter frame systems (PFS) in various structural systems such as moment frame (MF) and those with buckling restrained braces (BRBF). The SDSs satisfy the design constraints of allowable stress design (ASD) and calculations of resistance and limit state (CRLS) with the minimized steel volume. The influences of design conditions are comparatively evaluated. It is found that the maximum inter-story drift ratio for safety limit in CRLS for MF can be rationally defined as 2% and ASD can be more dominant for BRBF.

Keywords : steel structure, multiple start local search, buckling restrained brace, calculation of resistance and limit state, superior design solution

鋼構造, 多スタート局所探索, 座屈拘束ブレース, 限界耐力計算, 優良設計解

1. はじめに

鋼構造建物の架構型式には地域性があり, 我国では, ほぼ全ての柱梁接合部を剛接合として, 全架構を耐震架構とする型式(「全体型」と呼ぶ)が主流であるのに対し, 諸外国では, 主として外周部等に耐震架構を集約し, 鉛直荷重のみを支持して地震力を負担しない「長期架構」と分離する型式(「集約型」と呼ぶ)が多い。全体型では角形鋼管柱, 集約型ではH形鋼柱が多用される。また, 集約型では, 柱梁接合部の剛接合は耐震架構内に限定され, 長期架構ではピン接合が用いられる。

両型式の構造性状を比較する既往研究の多くは, 実在する建物や試設計を対象としており¹⁻⁶⁾, 設計者の技量や設計の考え方に依存して必ずしも公平な比較になっていない。これに対して著者らは最適化手法を利用して両型式の比較を行ってきた⁷⁻¹¹⁾。建物が純ラーメン構造の場合とブレースを有する場合(「ブレース構造」と呼ぶ), ブレース構造のブレースが座屈拘束ブレース(BRB)の場合(「BRB構造」と呼ぶ)などを対象にし, 設計制約条件を満足して鋼材量を最小化する設計解(優良設計解)を導出した。そして, それらを比較することで, 比較評価に公平性を確保した。同研究では, 大域的な最適解を導出することを目的とせず, 比較分析のための手段として最適化を利用した。文献7)では, 純ラーメン構造と鋼管ブレース(PB)を有するブレース構造の全体型と集約型の建物に対して, 長期

および中小地震に対する許容応力度設計と大地震に対する保有水平耐力の設計制約を満足する優良設計解を導出する手法を提案した。純ラーメン構造で集約型の鋼材量がやや少ないことや, ブレース構造において, 時刻歴応答解析の応答が必要保有水平耐力を大きく上回る傾向などを確認した。文献8,9)では, BRB構造に対して, 大地震に対する限界耐力計算の制約を満足する優良設計解の導出アルゴリズムを示した。BRBの降伏による地震エネルギー吸収効果を評価し, 減衰部材と主架構の両方を同時に設計変数として, 建物の耐震構造システム全体を合理化した設計解の構造性状を分析した。一般的な設計と比較して, 優良設計解の主架構の水平剛性が低い傾向などを確認した。

本研究では, このような既往研究の比較評価手法を踏襲し, 安全限界変形角やBRBのコスト係数の設定などが優良設計解に及ぼす影響を調べる。さらに, ブレースがBRBの場合と鋼管ブレース(PB)の場合を比較評価する。優良設計解同士の比較を通じて, 設計条件が構造性状に与える影響を分析評価する。一般的に, 耐震設計条件や設計クライテリアは建築主との合意のもと設計者が設計基準や法規, 技術資料などを参考に決定するものであるが, それが設計解の特性やコストに及ぼす影響については十分に整理されていない。構造物の耐震性能に応じたコスト変化を評価する試みは存在するが¹²⁾, 最適化を利用してそれを評価しようとする既往研究は極めて

*¹ 東京都立大学都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.

*² 東京都立大学 大学院生

*³ 京都大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.

Grad. Student, Tokyo Metropolitan Univ.

Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto Univ., Dr.Eng.

少ない。本論では、比較的影響が大きいと考えられる設計条件に対する設計解の変化を最適化手法を応用して客観的かつ定量的に評価する。これにより、設計者が設計条件を設定する際の一助とすると共に、ひいては設計ガイドラインを整備するための一資料とする。

2. 検討対象建物と BRB のモデル化

2.1 検討対象建物の概要

検討対象の鋼構造建物は、著者らが既往研究⁷⁻¹¹⁾で扱ったものと同じである。事務所用途で、各階の平面が 32.0m×19.2m の 7 階建て、高さが 27.6m である。部材符号と共に平面図と軸組図をそれぞれ図 1 と 2 に示す。図 1 の平面図中の梁端部に▲印のある箇所が剛接合で、無い箇所がピン接合である。図 2 の軸組図中の梁の▲印は、集約型の剛接合の箇所を示す。柱の▲印は 2, 5 階の中央にあり、柱の継手位置を示す。これらの継手で区切られる階構成を節と呼ぶ。柱、梁、ブレースの各部材を節ごとにグループ化し、同一グループ内の各部材断面を同一とする。

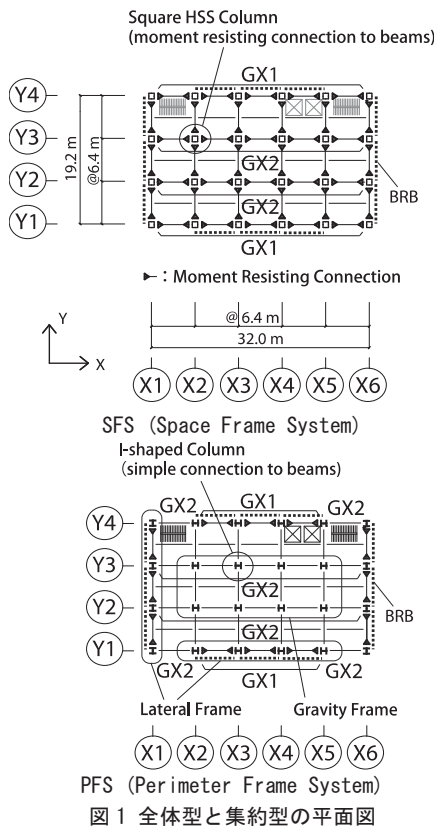


図 1 全体型と集約型の平面図

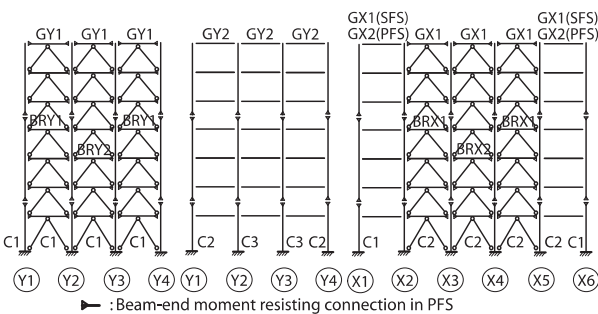


図 2 軸組図

ブレースの設置可能位置は、外周 4 構面に 3 スパンずつ、集約型では耐震架構の全てのスパンである (図 1 中の点線および図 2)。これらの設置可能位置から合理的なブレース配置を選定する。鋼材は全て 490 N/mm² 級を仮定し、設計基準強度 (F 値) は 325 N/mm² である。その他、建物の概要および基本的な設計条件は Appendix および著者らの既往研究⁷⁾に示す通りである。検討対象建物に対して、多スタート局所探索法 (MSLS¹³⁾) を用いて優良設計解を導出する。

2.2 BRB のモデル化

MSLS のアルゴリズムは、著者らの既往研究⁷⁾と同様であり、概略を Appendix に示した。BRB のモデル化と MSLS の目的関数である建物全体の鋼材量への BRB の算入要領も、文献⁸⁾と同じである。本論と特に関係の深い項目を以下に整理する。

立体骨組モデルにおいて、BRB は圧縮と引張の軸方向変形に対して対称なノーマルバイリニア型の復元力特性を有するトラス要素とする。材軸方向の周辺柱梁との接続部材で構成されるブレース全体の初期軸剛性 K_{1BRB} と降伏軸力 N_{YBRB} に式 (1) のような比例関係が成立すると仮定し、BRB の設計変数を 1 部材につき 1 とする。

$$K_{1BRB} = \alpha N_{YBRB} \quad (1)$$

降伏後の軸剛性 K_{2BRB} は $0.02 K_{1BRB}$ とし、既製品^{14,15)} の BRB の初期軸剛性と試設計した接続部材の軸剛性の直列剛性から式 (1) の α の値を $0.19 (1/\text{mm})$ とした。そして、座屈拘束材を含む BRB 本体と接続部材の合計 (「BRB 部材」と呼ぶ) に対する等価鋼材量 V_{BRB} を式 (2) のように定義する。 V_{BRB} は、実質的に BRB 部材のコスト指標である。

$$\begin{aligned} N_{YBRB} = 0 \quad \text{のとき} \quad & V_{BRB} = 0 \\ N_{YBRB} \neq 0 \quad \text{のとき} \quad & V_{BRB} = b_1 N_{YBRB} + b_2 \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、 b_1 と b_2 は定数であり、BRB 既製品の推定価格と接続部材の試設計による鋼材量計算から、 $b_1 = 6.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{kN}$ および $b_2 = 0.12 \text{ m}^3$ とした⁸⁾。式 (1) により、耐力の高い BRB を数少なく設けることで建物全体の鋼材量 (コスト) を少なくできる実情を反映できる。 N_{YBRB} の設計選択肢はゼロから 500 kN 毎に 3500 kN まで設定し、 N_{YBRB} がゼロの場合は当該部に BRB は存在しないことを意味する。このような設計選択肢を含むことで、BRB の合理的な配置を求める。BRB の合理的な配置探索を促す目的で、初期解算出時に、グループ化された各 BRB の $N_{YBRB}=0$ の選択確率を 50% とし、残りの 50% に対して $N_{YBRB}=0$ から 500 kN 毎を等確率で選択する設定とした。

3. 安全限界変形角の設定に着目した検討

3.1 鋼構造建物の設計における限界耐力計算法の運用

限界耐力計算法を鋼構造建物に適用する場合、大地震に対する安全限界変形角 R_{SL} の設定には次の 2 通りの考え方がある。(1) 一般的な保有水平耐力計算時の層間変形角の上限値に合わせて R_{SL} を 1% 程度に設定する。(2) R_{SL} を 2% などのより大きな値に設定し、安全限界時の部材の変形が限界値を下回ることを確認する。鋼構造建物の設計に限界耐力計算が適用される事例は多くないが、適用される場合は比較的 (1) が多い。一方、文献¹⁶⁾ では (2) の運用例が示されている。また、限界耐力計算は伝統木造建物の耐震性能評価には多用されている。 R_{SL} を 1/20 や 1/10 などとして、伝統木造固有の変形性

能を積極的に評価する運用がなされる。結果として、大地震に対する安全性を有する伝統木造建物の安全限界時のベースシア係数は0.1程度にもなり得る¹⁷⁾。これに対して、鋼構造建物に対しては、中小地震に対する使用性の観点からもベースシア係数 C_B が0.2までは部材を塑性化させない設計方針が一般的であり、それが安全限界に対する耐震性能評価を含めた建物全体の支配的な設計条件にもなり得る。鋼材の変形性能をより積極的に評価する設計の考え方もあるが、上記(2)の運用例は少なく R_{SL} の設定に関する基礎資料は十分とは言えない。そこで本章では、 R_{SL} の設定値が鋼構造建物の設計に及ぼす影響を考察する。具体的には、 $R_{SL}=1.5\%$ 、 2.0% 、 2.5% のそれぞれの場合の優良設計解を導出し、それらの安全限界時の部材の塑性率を確認して R_{SL} の設定値の妥当性や合理性を議論する。

3.2 純ラーメン構造の安全限界変形角設定

図1,2の純ラーメン構造の全体型と集約型の優良設計解の鋼材量を図3に示す。安全限界変形角 R_{SL} を1.5%、2.0%、2.5%とした場合の解(それぞれを「 $R_{SL}15$ 解」,「 $R_{SL}20$ 解」,「 $R_{SL}25$ 解」のように呼ぶ)を比較した。全体型と集約型の $R_{SL}15$ 解の鋼材量はそれぞれ 52.0 m^3 と 45.2 m^3 であり、集約型の方が13%ほど少ない。そして、 $R_{SL}20$ 解では集約型の鋼材量が5%少ない。 $R_{SL}25$ 解でも同様である。純ラーメン構造では、耐震架構と長期架構を明確に分離する集約型において、耐震要求性能に対する部材断面寸法の調整がしやすく、全体型よりも有利になると考えられる。また、 $R_{SL}20$ 解と $R_{SL}25$ 解はほぼ同じであることから、 R_{SL} の制約条件が設計上支配的ではないことが示唆される。

汎用骨組解析ソフトウェア Midas iGen¹⁸⁾を用いて優良解の立体骨組モデルを作成して弾塑性解析を行い、許容応力度設計と限界耐力計算による方法(以下、限耐法)について検討を行った。表1に制約条件の閾値に対する優良解の性能値(=検定比)を示す。表中の部材の種類を示す行の数値は、発生応力度の許容応力度に対する割合の最大値である。検定比が1.0を超える場合は当該制約条件を満足せず、1.0以下で1.0に近い場合は当該制約条件が設計上支配的であることを意味する。値が0.9以上の欄を網掛けした。ただし、同検定比には長期荷重に対する値は含まない。両型式の $R_{SL}15$ 解で限耐法の検定比が1.0をわずかに超えるが、これはMSLSの静的増分解析ではステップごとの収斂計算をしないために、汎用解析ソフトウェアの結果と完全には一致しないためである。表1から、全体型と集約型共に R_{SL} が2.0%以下では限界耐力計算の制約条件が支配的であることが分かる。また、集約型では、全ての解で許容応力度と層間変形角の両方の制約条件が支配的であるのに対し、全体型では、 $R_{SL}20$ 解と $R_{SL}25$ 解で層間変形角の制約が支配的である。また、集約型では多くの制約条件が支配的になっており、断面寸法が効率的に調整されることで、全体型よりも鋼材量が少なくなったと考えられる。

表2に本論文中で議論する主な優良設計解の固有一次周期を示す。同表中に、保有水平耐力時(いずれかの階の層間変形角が1.25%に達した時点とした)のベースシア係数 C_{Q1} と限界耐力計算の安全限界時の加速度低減率 F_h を併記した。後述の「混成構造」を除き、X方向とY方向のこれらの値は近接しており、表2には平均値を示した。図4に $R_{SL}15$ 解と $R_{SL}20$ 解のX方向のSa-Sd曲線を示す。 $R_{SL}25$

解とY方向の結果も型式ごとに概ね同様のSa-Sd曲線である。集約型では全体型よりも損傷限界後早期に等価1質点系の水平剛性が低下し、結果的に F_h の値も小さい。それが集約型の C_{Q1} が全体型よりも相対的に小さい理由と考えられる。

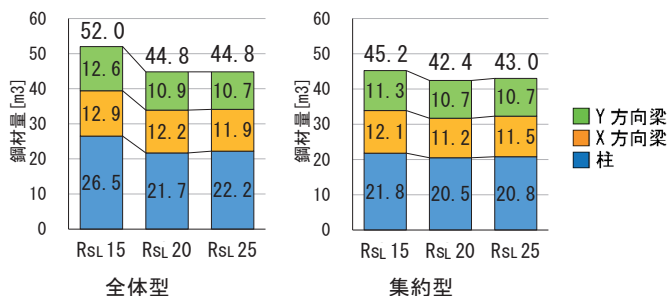


図3 純ラーメン構造の R_{SL} 値に対する優良設計解の鋼材量変化

表1 純ラーメン構造の優良設計解の検定比

	全体型			集約型		
	$R_{SL}15$ 解	$R_{SL}20$ 解	$R_{SL}25$ 解	$R_{SL}15$ 解	$R_{SL}20$ 解	$R_{SL}25$ 解
R_{SL}	1.5%	2.0%	2.5%	1.5%	2.0%	2.5%
限耐法	1.03	0.96	0.80	1.04	0.89	0.74
柱	0.78	0.79	0.80	0.91	0.97	0.96
梁	0.73	0.82	0.84	0.82	0.99	0.93
層間変形角	0.87	1.00	0.98	0.99	0.99	0.98
柱梁耐力比	0.94	0.98	0.87	1.00	0.94	0.89

表2 優良設計解の固有一次周期(sec)等

構造	架	解	C_{Q1} (注)	F_h (注)	建物全体周期		主架構のみの周期	
					X方向	Y方向	X方向	Y方向
純	全体	$R_{SL}15$	0.51	0.79	1.16	1.15		
		$R_{SL}20$	0.43	0.75	1.23	1.28		
		$R_{SL}25$	0.42	0.67	1.24	1.29		
	集約	$R_{SL}15$	0.39	0.72	1.18	1.14		
		$R_{SL}20$	0.35	0.65	1.21	1.21		
		$R_{SL}25$	0.35	0.61	1.22	1.24		
BRB	全体	$R_{SL}15$	0.34	0.60	0.89	0.94	2.69	3.21
		$R_{SL}20$	0.29	0.57	0.98	0.95	3.32	3.57
		$R_{SL}25$	0.31	0.54	0.90	0.95	3.45	3.46
	集約	$\rho05$	0.33	0.60	0.90	0.91	3.34	3.44
		$\rho20$	0.43	0.69	1.03	0.99	1.81	1.66
		$R_{SL}15$	0.30	0.58	0.94	0.91	4.72	3.53
		$R_{SL}20$	0.30	0.57	0.91	0.95	3.45	3.23
		$R_{SL}25$	0.31	0.54	0.93	0.91	3.51	4.76
		$\rho05$	0.30	0.58	0.91	0.93	4.27	4.09
混成	全体	$R_{SL}15$	0.46[X] 0.52[Y]	0.81[X] 0.77[Y]	1.37	1.10	-	1.54
		$R_{SL}20$	0.41[X] 0.51[Y]	0.72[X] 0.70[Y]	1.43	1.07	-	1.48
		$R_{SL}25$	0.41[X] 0.52[Y]	0.66[X] 0.66[Y]	1.45	1.14	-	1.49
	集約	$R_{SL}15$	0.37[X] 0.33[Y]	0.75[X] 0.59[Y]	1.39	1.05	-	3.65
		$R_{SL}20$	0.34[X] 0.29[Y]	0.68[X] 0.56[Y]	1.47	1.09	-	4.73
		$R_{SL}25$	0.35[X] 0.29[Y]	0.63[X] 0.53[Y]	1.45	1.09	-	5.15
PB	全		0.45	0.59	0.72	0.72	2.73	2.82
			0.43	0.59	0.72	0.73	3.23	3.13

(注): 混成構造を除きX方向とY方向の平均値を示す。

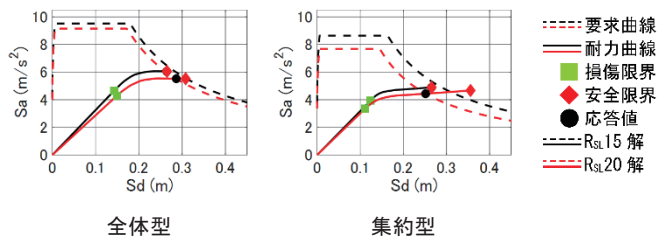


図4 純ラーメン構造のX方向のSa-Sd曲線

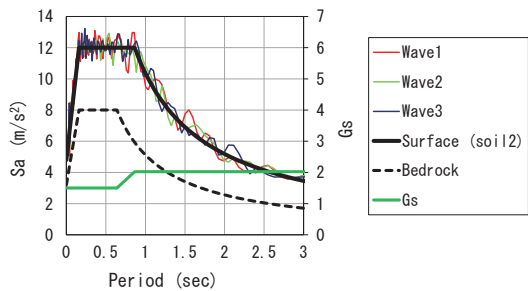


図5 入力模擬地震動の減衰5%下の加速度応答スペクトル

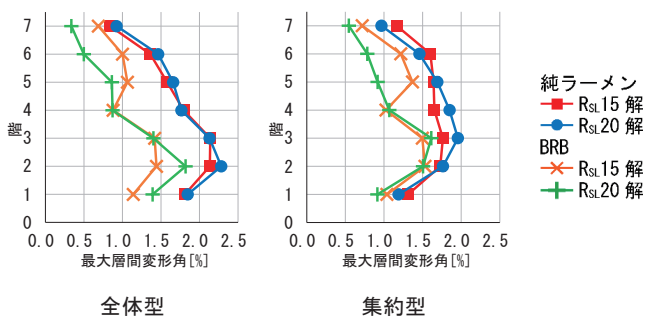


図6 最大層間変形角の時刻歴応答値 (XY 両方向の3波平均)

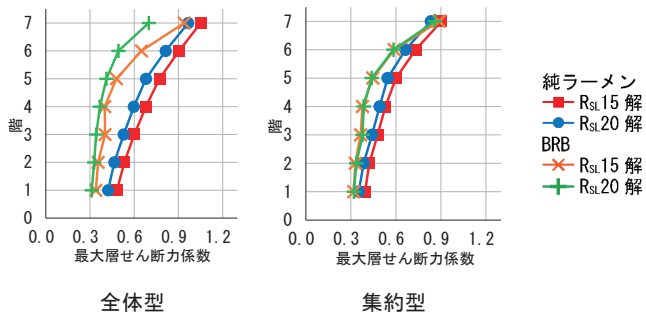


図7 最大層せん断力係数の時刻歴応答値 (XY 両方向の3波平均)

汎用骨組解析ソフトウェアの SNAP¹⁹⁾ を用いて、優良設計解に対して、時刻歴応答解析を行った。入力地震動は、図5の極めて稀に発生する地震動に対応する解放工学的基盤の加速度応答スペクトルに2種地盤の増幅率 G_s ²⁰⁾ を考慮した地表面の加速度応答スペクトルに合わせて作成したランダム位相の模擬地震波3波とし、瞬間剛性比例型の2%減衰を与えた。以降、時刻歴応答解析の最大応答値等に関する記述では入力3波の平均値を示す。R_{SL}15 解と R_{SL}20 解の最大層間変形角と最大層せん断力係数をそれぞれ図6と図7に示す。最大層間変形角について、集約型では R_{SL}15 解の値がやや小さく、全体型では R_{SL}15 解と R_{SL}20 解の値がほぼ同じである(図6)。最大層せん断力係数は集約型でやや小さい(図7)。最大塑性率は、R_{SL}20

解では全体型の柱脚と梁で3.1と3.9、集約型では柱脚と梁で2.9と3.8である。柱脚以外では柱は塑性化していない。梁の塑性率は一般的なクライテリア(4.0程度)より小さく、柱脚の塑性率も過大ではない。R_{SL}25 解では限界耐力計算の制約条件が支配的ではないことも合わせて、純ラーメン構造で R_{SL} を 2.0% とすることの妥当性が示唆される。R_{SL}20 解の C_{QUI} は 0.43 (全体型) と 0.35 (集約型) であり、全体型の値が大きい。FA ランクの純ラーメン構造の D_s 値は 0.25 であり²⁰⁾、それと比較するとやや大きい。すなわち、純ラーメン構造について、保有水平耐力計算で要求される耐震性能は、限界耐力計算や時刻歴応答解析で要求される耐震性能よりも小さくなる可能性がある。

3.3 BRB 構造の安全限界変形角設定

純ラーメン構造と同様に、BRB 構造についても R_{SL}=1.5%, 2.0%, 2.5%のそれぞれの場合の優良設計解 (R_{SL}15 解, R_{SL}20 解, R_{SL}25 解) を求めた。BRB 構造では、BRB の耐力と配置を設計変数に含み、ベースシア係数 C_B が 0.2 以下で BRB の降伏を許容しない制約条件を追加した。優良設計解の鋼材量と検定比をそれぞれ図8と表3に示す。全体型の鋼材量がやや少なく、既往研究⁸⁾と同様に、発生部材力が軸力中心になるブレース構造において柱に角形鋼管を用いる全体型の利点を確認できる。また、BRB 構造では全体型と集約型のいずれにおいても R_{SL} に対する優良設計解の鋼材量の変化が小さい。表3の検定比を見ると、全ての R_{SL} で BRB の許容応力度の制約条件が支配的である。さらに、R_{SL}15 解と R_{SL}20 解で限界耐力計算の制約が支配的であり、R_{SL} の増大に伴い検定比が低下する。すなわち、BRB の許容応力度の制約で建物の弾性限界水平耐力の下限が決定され、R_{SL} 値に応じて F_h が変化し、限界耐力計算の検定比が変化すると考えられる。従って、C_B が 0.2 以下の中小地震に対して BRB を降伏させない設計制約条件を満足すれば、R_{SL} を 1.5% 以上とする限界耐力計算の制約を満足することが分かる。

BRB 構造の C_{QUI} は 0.3 程度で、F_h は 0.55 程度である(表2)。これらは、純ラーメン構造の値より小さく BRB の減衰効果を定量的に理解できる。R_{SL}15 解と R_{SL}20 解の X 方向の Sa-Sd 曲線を図9に示す。複数の階の BRB がほぼ同時期に降伏した点を折れ点とするパイリニアに近い。全体型と集約型の差は小さいが、全体型の降伏後剛性がやや大きい。これらの傾向は Y 方向も同じである。図10に優良解の BRB 配置例を示す。多くの解で図10(a)のようなグループ化されている BRB 配置可能領域における市松模様状であるが、図10(b)のような解もある。すなわち、BRB の配置が Sa-Sd 曲線を完全には決定づけないことが分かる。

最大層間変形角の時刻歴応答値は、ラーメン構造よりも小さい(図6)ことから BRB 構造の耐震性の高さが確認できる。限界耐力計算と時刻歴応答解析による耐震要求性能は良好な対応を示した。最大塑性率は、R_{SL}20 解において全体型の梁と BRB で 2.4 と 8.5、集約型の梁と BRB で 2.1 と 8.5 であり、いずれも破断が問題となる値ではない。柱は柱脚以外では塑性化していない。BRB 構造の BRB を除く主架構の鋼材量は、純ラーメン構造よりも大幅に少ない。両型式で BRB の等価鋼材量が全鋼材量に占める割合は 40% 程度と高いが、それでも BRB を含む BRB 構造の全鋼材量は特に全体型 R_{SL}20 解などで、純ラーメン構造の鋼材量とほぼ同じである。

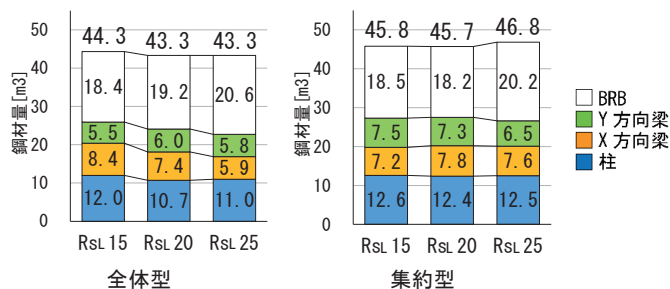


図8 BRB構造のR_{SL}値に対する優良設計解の鋼材量変化

表3 BRB構造の優良設計解の検定比

	全体型			集約型		
	R _{SL} 15解	R _{SL} 20解	R _{SL} 25解	R _{SL} 15解	R _{SL} 20解	R _{SL} 25解
R _{SL}	1.5%	2.0%	2.5%	1.5%	2.0%	2.5%
限耐法	1.01	0.93	0.72	1.01	0.90	0.73
柱	0.85	0.97	0.88	0.88	0.83	0.77
梁	0.82	0.75	0.80	0.70	0.57	0.74
BRB	0.98	0.98	0.98	0.93	0.98	0.97
層間変形角	0.72	0.72	0.69	0.75	0.65	0.78
柱梁耐力比	0.96	0.98	0.68	0.98	0.80	0.58

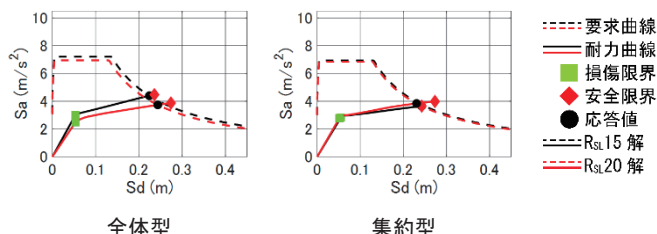


図9 BRB構造のX方向のSa-Sd曲線 (R_{SL}15解とR_{SL}20解)

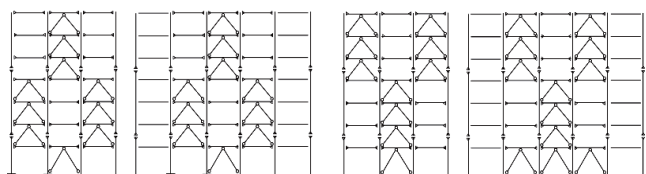
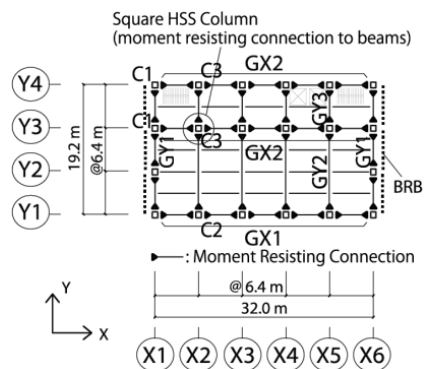


図10 BRB構造優良設計解のBRB配置例

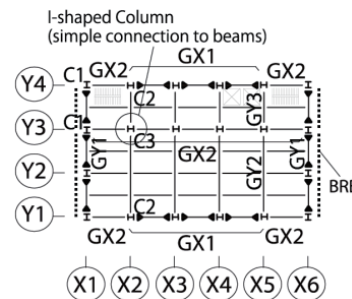
3.4 混成構造

図11のように、X2-X5通り架構のY2通りの位置に柱が存在せず、Y1-Y3通りに12.8mスパンの梁(ロングスパン梁と呼ぶ)が存在して、図中のX方向は純ラーメン構造、Y方向は外周部にBRBプレースを有するBRB構造の構造形式(「混成構造」と呼ぶ)について検討する。架構形式は他の構造形式と同様に全体型と集約型を考える。全体型には階内梁成同一の設計制約条件があり、ロングスパン梁の存在により同形式の鋼材量増大の要因になる。優良設計解の算出にあたって、限界耐力計算の安全限界変形角R_{SL}は2.0%とした。以下では、R_{SL}=2.0%の他の構造形式の優良設計解と比較して議論する。

混成構造の優良設計解の鋼材量を純ラーメン構造とBRB構造と比較して図12に示す。全体型の鋼材量は50.3m³であり、集約型の46.6m³よりも8%多い。階内梁成同一の設計制約条件により梁の鋼材量が



全体型



集約型

図11 混成構造の床架構図

増大し、柱梁耐力比の制約から柱の鋼材量も連鎖的に増大した。主架構の耐力と剛性が増大したことで、Y方向架構のBRBの等価鋼材量が減少した。表4に検定比を示す。全体型と集約型とで特にY方向の加力に対する傾向が異なる。全体型では、集約型よりもBRBの検定比が低く、限界耐力計算の制約に対する余裕が大きい。そして許容応力度設計における層間変形角の制約が支配的である。図13にY方向のSa-Sd曲線を示す。全体型ではBRBの水平力分担率が小さく、BRB降伏後の剛性低下が小さい。C_{QUI}は全体型で0.46であり、集約型で0.32である(表2)。F_bも全体型で大きく0.71であり、集約型の0.62とは差がある(表2)。すなわち、全体型の混成構造のY方向架構は主架構の剛性と耐力が高く、結果的にBRBが減ることでBRBの塑性化によるエネルギー吸収が低くなったと言える。時刻歴応答解析の結果では、X方向のラーメン架構の塑性率の最大値が増大した。全体型の塑性率は柱脚と梁で3.5と6.8であり、集約型の塑性率は柱脚と梁で4.2と7.7である。1階のX方向の偏心率²⁰⁾は0.025(全体型)と0.026(集約型)と高くないが、Y2通りに柱が存在しないことで、時刻歴応答解析では、ねじれ変形の影響で塑性率が増大した可能性も考えられる。

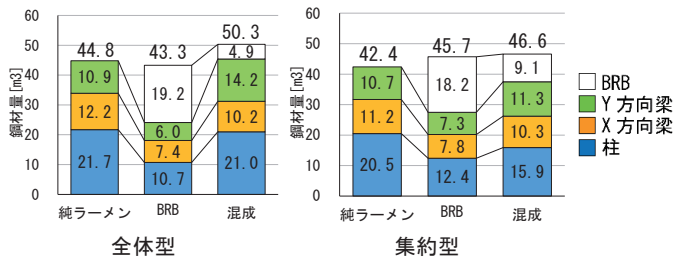


図12 混成構造と他の構造の優良設計解の鋼材量比較 (R_{SL}=2.0%)

表 4 混成構造の優良設計解 ($R_{SL}=2.0\%$) の検定比

	全体型		集約型	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
限耐法	0.94	0.76	0.94	0.81
柱	0.88	0.96	0.97	0.86
梁	0.85	0.81	0.87	0.67
BRB	-	0.81	-	0.98
層間変形角	0.96	0.90	1.03	0.77
柱梁耐力比	0.68	0.91	0.88	0.52

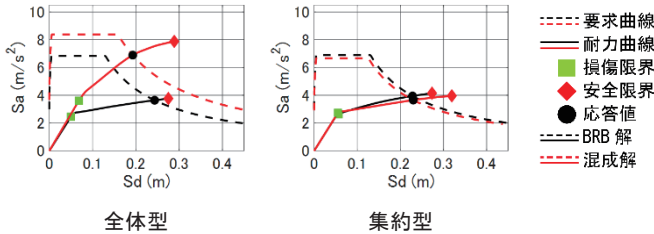


図 13 混成構造の S_a - S_d 曲線 ($R_{SL}20$ 解の Y 方向)

4. BRB 構造の検討

4.1 入力レベルと主架構弾性設定

本章では、3.3 節の BRB 構造の $R_{SL}15$ 解を「基本解」と呼ぶ。これに対して、図 5 の加速度応答スペクトルの縦軸の入力レベル (Demand) を 1.25 倍と 1.5 倍にした場合の優良設計解を算出した。それらを「D125 解」と「D150 解」と呼ぶ。基本解と同じく、両解の安全限界変形角 R_{SL} の設定は 1.5% である。D125 解と D150 解の鋼材量は図 14 の通りである。入力レベルに概ね比例して鋼材量が増大した。すなわち、優良解の部材断面が長期荷重によって決定される割合が相対的に小さいことが推察できる。集約型では長期架構と耐震架構が明確に分離されるが、基本優良設計解における BRB と耐震架構と長期架構の等価鋼材量の割合は 40%、31%、29% である。D150 解では、この比率が 43%、37%、20% になる。耐震架構のみに着目すると、入力レベル 1.5 倍に対して、鋼材量は 1.73 倍である。D125 解と D150 解に対して加速度を 1.25 倍と 1.5 倍した L2 模擬地震波を入力して時刻歴応答解析を行った。最大層間変形角はいずれも 1.5% 程度である。部材の最大塑性率を表 5 に示す。梁と BRB の最大値は 3.26 と 8.50 (いずれも集約型 D125 解) であり、破断が問題になる数値ではない。3.3 節の BRB 構造の場合と同様に、限界耐力計算と時刻歴応答解析による耐震要求性能は良好な対応を示した。

基本解に対して、安全限界時に主架構が弾性を保持する設計制約条件を付加した優良設計解 (EL 解) を算出した。大地震時の損傷を BRB に集中させて、地震後の機能維持を志向した設計解である。EL 解の鋼材量を図 14 に追記した。EL 解の総鋼材量は、基本解より 19% (全体型) と 9% (集約型) 多いが D125 解より少ない。主架構の鋼材量に着目すると、EL 解は基本解より 23% (全体型) と 11% (集約型) 多い。安全限界時に塑性化した梁を中心に断面が増大した。表 5 に安全限界時の各部材の最大塑性率を示す。主架構はほぼ弾性であり、目標性能を満足する。一方、L2 レベルの地震動に対する時刻歴応答解析では梁の塑性率の最大値が 1.09 (全体型) と 1.50 (集約型) であり、やや集約型の値が大きい。

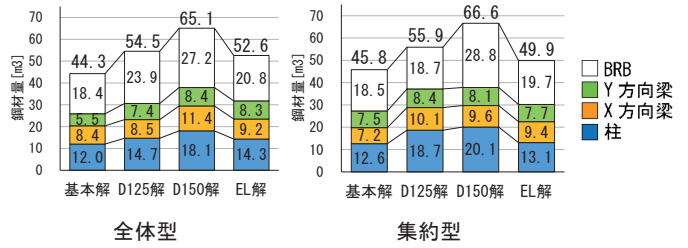


図 14 BRB 構造の入力レベル等に対する優良設計解の鋼材量変化

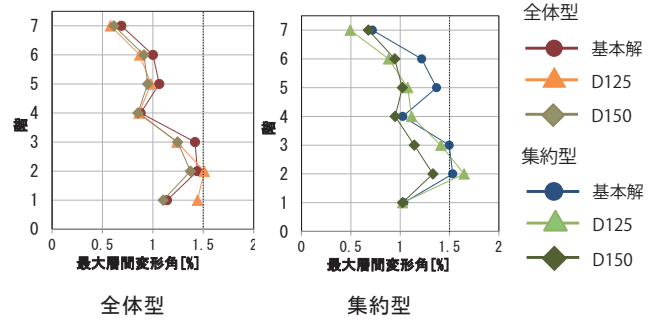


図 15 最大層間変形角の時刻歴応答値 (XY 両方向の 3 波平均)

表 5 時刻歴応答解析時の最大塑性率

		入力 (xL2)	柱	梁	BRB
全体型	基本解	1.00	- [-]	1.75 [2.24]	7.29 [7.58]
	D125	1.25	1.46	2.01	8.07
	D150	1.50	1.25	1.95	6.56
	EL 解	1.00	- [-]	1.09 [1.01]	7.05 [7.46]
集約型	基本解	1.00	1.05 [-]	2.00 [1.72]	8.01 [7.62]
	D125	1.25	1.28	2.91	8.50
	D150	1.50	2.71	2.38	6.56
	EL 解	1.00	- [-]	1.50 [1.02]	7.36 [7.53]

(注)： - は部材が塑性化していないことを示す。
[]内は静的増分解析における安全限界時の塑性率を示す。

4.2 BRB のコスト設定

基本解の BRB の等価鋼材量の算出要領は式(2)の通りである。同式中の BRB の耐力と等価鋼材量を関係づける係数の b_1 と b_2 はメーカーへのヒアリングなどを経て設定したものであり、ある程度の信頼性を有する一方で、一義的に定められるものではなく、現実的な設定の一例との位置づけである⁸⁾。本節では、BRB の等価鋼材量の定義が優良設計解に及ぼす影響を評価する。具体的には式(3)のように b_1 と b_2 に乗じるコスト係数 ρ を定義し、その値が 0.5 (BRB が安価) と 2.0 (同高価) の場合についての優良設計解を算出して基本解との差異を比較評価する。

$$\begin{aligned}
 N_{YBRB} = 0 \quad \text{のとき} \quad V_{BRB} = 0 \\
 N_{YBRB} \neq 0 \quad \text{のとき} \quad V_{BRB} = \rho(b_1 N_{YBRB} + b_2)
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

いま、 ρ が 0.5 と 2.0 の場合の優良設計解をそれぞれ「 $\rho 05$ 解」と「 $\rho 20$ 解」と呼ぶ。図 16 に両設計解の鋼材量を示す。比較のため、同図中の BRB の鋼材量は ρ を乗じない式(2)の値を示した。以下の議論では同値を BRB の等価鋼材量と呼ぶ。全体型について、 $\rho 05$ 解と $\rho 20$ 解とで、BRB の等価鋼材量が基本解の値の 110% と 53% になった。 $\rho 20$ 解では最上節 (5-7 階) に BRB が存在しない。コスト係数が増大する場合は、それに応じて BRB が少なくなる一方で、コスト係数

が減少しても BRB の増分は限定的である。一方、集約型のコスト係数増減による鋼材量への影響は全体型よりも小さく、基本解、 $\rho 05$ 解、 $\rho 20$ 解とで大きな差は見られない。基本解の主架構と BRB の保有水平耐力時の 1 階の水平力分担比は 1:1.6 (全体型) と 1:2.8 (集約型) であり、集約型の方が BRB の水平力分担比が大きい。また、主架構と BRB の弾性水平剛性比は 1:9.5 (全体型) と 1:20.7 (集約型) であり、両者共に一般的な鋼構建造物よりも BRB の水平剛性の割合が大きく²¹⁾、集約型で特に大きい。ここで、弾性水平剛性比は表 2 の建物全体の固有一次周期と主架構のみの固有一次周期の逆数の二乗の比率から算出した。 $C_0=0.2$ 以下で BRB を降伏させない優良設計解の制約条件を満足させるため、基本解から BRB を減じるには主架構の剛性を大幅に高める必要がある。全体型と集約型の $\rho 20$ 解の傾向が異なる理由について、全体型では主架構の水平力分担比が比較的大きく、剛接合が多いために、主架構の剛性増大が可能であったのに対し、集約型では困難であったことが考えられる。他方、 $\rho 05$ 解において、BRB が安価になって多用する機会があっても限界耐力計算の Sa-Sd 曲線上の BRB の地震エネルギー吸収効果はあまり変化しないことが考えられる。すなわち、表 3 のように BRB の検定比が 1.0 に近く、基本解において $C_0=0.2$ 付近で BRB が降伏することで、地震エネルギー吸収効果が効率化されているために、BRB を増大させても弾性限界を上昇させることに直結し、エネルギー吸収の向上が見込めないためである。このように、基本解と $\rho 05$ 解および $\rho 20$ 解を比較してみると、全体型では BRB のコスト係数増大に伴う BRB 量減の可能性がある一方で、集約型では BRB のコスト設定が優良解に及ぼす影響は比較的小さい。全体型の基本解における BRB の等価鋼材量が全鋼材量に占める割合は 41% と大きい。今後、更なる BRB の汎用化が進めば単価は低くなる方向にあり、また、全体型 $\rho 20$ 解では、最上節に BRB が存在せず、梁の塑性化が進むことから同解を合理的な設計解と判断することは難しい。同解を比較対象から除けば、基本解、 $\rho 05$ 解、 $\rho 20$ 解の違いは比較的小さく、BRB のコスト設定が及ぼす影響は限定的であると言える。

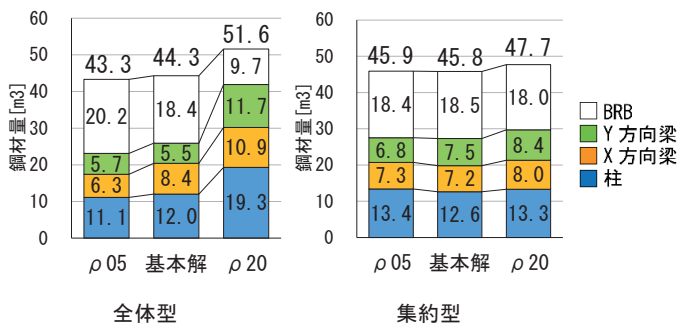


図 16 BRB コストの異なる優良設計解の鋼材量変化

5. 鋼管ブレース構造との比較

5.1 鋼管ブレースのモデル化と制約条件

3.3 節の BRB 構造の $R_{SL}15$ 解を本章では改めて「BRB 解」と呼ぶ。これに対して、ブレースを BRB から鋼管ブレース (PB) に変更した優良設計解(「PB 解」と呼ぶ)を算出した。以下に、PB の材軸方向の復元力特性のモデル化について述べる。静的増分解析では、図 17(a) のような圧縮と引張の軸方向変形に対して非対称なノーマルバイリ

ニア型とし、それぞれ引張降伏耐力 N_Y と座屈後安定耐力 N_U で降伏する。降伏後の剛性は初期剛性の 2% とする。 N_U は鋼構造座屈設計指針²²⁾に基づいて算出した。時刻歴応答解析では、図 17(b) のような累積塑性歪により座屈耐力を低下させる柴田ら²³⁻²⁵⁾による履歴モデルを用いた。図中の N_c は座屈耐力であり、短期許容圧縮応力度 f_{sc} と断面積 A の積の 1.1 倍である。その他の解析モデルの設定等は BRB 構造と同様である。

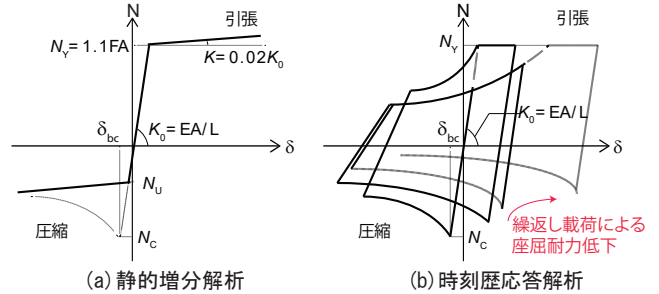


図 17 鋼管ブレースの材軸方向の復元力特性

PB 解では、 $R_{SL}=1.5\%$ あるいは、いずれかの PB の塑性率が 5.5 に到達した時点を目安として安全限界を設定して限耐法の制約を満足することを制約とした。PB の破断点までの塑性率が 5-10 程度である²⁶⁾ことから塑性率の制約値を 5.5 とした。ここで、塑性率 μ は、変位 δ の座屈時変位 δ_{bc} に対する割合として定義した (図 17(a))。また、PB 解算出にあたり、ブレースの配置を設計変数に含めず図 10(a) の BRB 解の配置に合わせて固定した。これは、ブレース配置を設計変数に含めた場合、3.5 節で論じた混成構造の全体型 Y 方向架構と同様にブレースの存在しない節が存在する解が得られ、ブレース種別の相違による構造型状比較が難しいと判断したためである。

5.2 BRB 構造との構造型状比較

PB 解の Sa-Sd 曲線を BRB 解と比較して図 18 に示す。これらは X 方向の結果であるが Y 方向も傾向は同じである。以降の解析結果も X 方向について示す。全体型と集約型の両架構形式で限界耐力計算を概ね満足する。加速度低減率 F_h はいずれも 0.6 程度で架構型式による差異は小さい。PB の塑性率が 5.5 に到達した時の層間変形角の最大値は 1.08% (全体型 X) と 1.16% (集約型) であり、 $R_{SL}=1.5\%$ による安全限界よりも支配的である。PB 解の検定比を表 6 に示す。限耐法以外の制約条件はほとんど設計を支配しないことが分かる。

PB 解と BRB 解に対して図 5 の入力地震波 3 波の加速度を 0.1 倍刻みで 0.5 から 1.3 まで増大させ、入力レベルに応じた応答の変化を調べた結果を図 19 に示す。横軸が入力倍率、縦軸が梁とブレースの最大塑性率である。図 19 から BRB 解では入力レベルの増大に伴い梁と BRB の塑性率が增大する傾向が確認できる。塑性率は L2 入力に対して破断が問題になる値ではない。具体的には、全体型の梁と BRB で 1.40 と 6.85 であり、集約型の梁と BRB で 1.85 と 8.75 である。一方、PB 解の梁と PB の塑性率は、入力レベルに対するばらつきが大きく、入力倍率の小さい地震波に対しても塑性率が大きい。具体的には、倍率 0.5 入力に対して、全体型の梁と PB で 4.06 と 10.65 であり、集約型の梁と PB で 4.96 と 7.44 である。また、倍率 0.6 入力、全体型の梁と PB で 12.0 と 27.6 であり、集約型の梁と PB で 8.44 と 16.47 である。時刻歴応答解析では、PB が取り合う梁の

塑性率が特に大きくなることが確認されており、PB 解は、L2 の半分相当の地震入力に対しても十分な耐震性能を確保できていないことが分かる。このことは限界耐力計算の結果と整合しない。

時刻歴応答解析に用いた図 17 (b) の PB の復元力特性には座屈後負剛性と繰り返しによる耐力低下が含まれており、損傷個所に塑性変形が集中することが考えられる。ただし、時刻歴応答解析に限界耐力計算に用いた図 17 (a) のバイリニアの復元力特性を用いた場合でも、L2 入力下の PB の最大塑性率は両架構形式とも 20 を超える。一方で、著者らは既往研究⁷⁾で、保有水平耐力計算における必要耐力を有するブレース構造の優良設計解が L2 レベルの時刻歴応答解析の一般的な設計クライテリアを満足しないことを確認しており、設計体系間の不整合の可能性も示唆される。PB 解と BRB 解とで、限界耐力計算の結果には顕著な差が見られない一方で、時刻歴応答解析の結果は両解で大きく異なる。

PB 解の総鋼材量は BRB 解の 86% (全体型) と 82% (集約型) である (図 20)。ブレース部材の鋼材量差が大きく、PB の鋼材量は BRB の等価鋼材量の 40% 以下である。一方、主架構の鋼材量は PB 解の方が多く、BRB 解から柱では全体型と集約型で 15% と 14%、梁では 26% と 8% 増加した。PB 解では、ブレースの圧縮と引張の耐力差から梁の変形が進行するため、その抵抗機構として梁断面が増大し、柱梁耐力比の制約から柱断面寸法も大きくなったと考えられる。

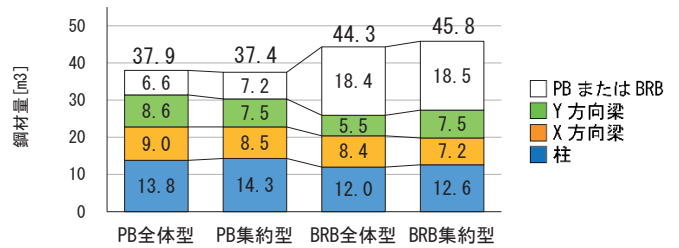


図 20 各設計解の鋼材量

6. まとめ

7 階建鋼構造建物の優良設計解に設計条件が及ぼす影響を評価した。優良設計解は、ブレースの配置を含む部材の断面寸法を設計変数とし、多スタート局所探索 (MSLS) により総鋼材量が最小化された設計解である。中小地震に対する許容応力度設計と大地震に対する限界耐力計算の設計制約条件を満足する。柱に角形鋼管を用いほぼ全ての柱梁接合部を剛接合とする架構型式 (全体型) と柱に H 形鋼を用いて外周部に耐震架構を集約する架構型式 (集約型) の 2 種類の架構型式の純ラーメン構造、座屈拘束ブレース (BRB) あるいは鋼管ブレース (PB) を有する構造 (ブレース構造)、ロングスパンを有して 1 方向にのみブレースを有する構造 (混成構造) に対して優良設計解の特性を検討した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 限界耐力計算の安全限界変形角 R_{SL} の設定を変化させて優良設計解を求めた。純ラーメン構造では、耐震架構と長期架構を明確に分離する集約型において、耐震要求性能に対する部材断面寸法の調整がしやすく、全体型よりも経済的になる可能性が見られた。また、両型式とも R_{SL} を増大させたときに 2.0% 付近で R_{SL} の制約条件から許容応力度設計における層間変形角や許容応力度の制約条件が支配的になる傾向がある。全体型よりも集約型で多くの制約条件が支配的になる傾向があり、効率よく部材断面が設計された。優良設計解に対する時刻歴応答解析では、概ね一般的な設計クライテリアを満足し、純ラーメン構造の R_{SL} を 2.0% とする設計の合理性が確認できた。
- (2) BRB を用いたブレース構造では、集約型よりも全体型の鋼材量が僅かに少ない。軸力中心の発生部材力に対して角形鋼管柱を用いる全体型の利点が見られる。また、全体型と集約型のいずれにおいても R_{SL} に対する優良設計解の鋼材量の変化が小さい。 R_{SL} を 1.5%、2.0%、2.5% のいずれとした場合でも BRB の許容応力度の制約条件が支配的であり、設計用ベースシア係数 C_B が 0.2 以下の中小地震に対して BRB を降伏させない設計制約条件を満足すれば、 R_{SL} を 1.5% 以上とする限界耐力計算の制約を満足する傾向を確認した。また、ロングスパン梁を有する混成構造では階内梁成同一の制約条件により全体型の鋼材量が多くなった。
- (3) BRB のコスト設定の影響を確認する目的で、コスト係数が 0.5 と 2.0 の場合のブレース構造の優良設計解 (p05 解と p20 解) を算出した。優良設計解はコスト設定に対して比較的鈍感であることを確認した。全体型の p20 解では BRB が少なくなったが、集約型の p05 解と p20 解および全体型の p05 解では、大きな変化がなかった。応答スペクトルの要求曲線に対して、ベースシ

表 6 PB 構造の優良設計解の検定比

限耐法	全体型		集約型	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
柱	0.69	0.58	0.69	0.69
梁	0.49	0.45	0.46	0.51
PB	0.38	0.38	0.36	0.36
層間変形角	0.46	0.47	0.48	0.50
柱梁耐力比	0.60	0.45	0.61	0.96

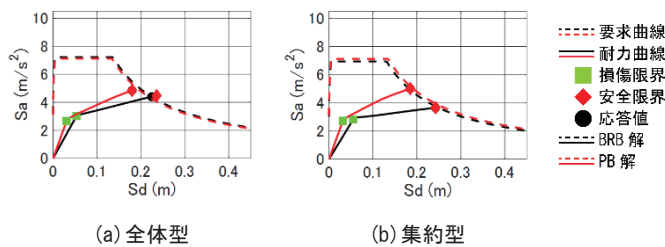


図 18 Sa-Sd 曲線 (X 方向)

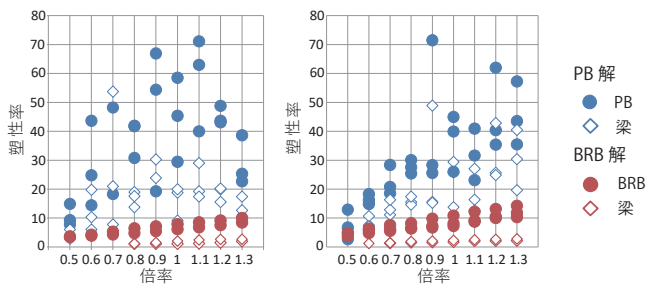


図 19 各設計解の梁とブレースの塑性率

係数 $C_0=0.2$ 付近で BRB が降伏することで地震エネルギー吸収が効率化されているために、コスト変動による優良設計解の変化の余地が小さいためと考えられる。

- (4) プレース構造のプレースが鋼管 (PB) の場合の優良設計解 (PB 解) を算出し、BRB の場合の解 (BRB 解) と比較した。PB 解は大地震に対する限界耐力計算の制約を満足するが、時刻歴応答解析結果では、部材の最大塑性率が設計クライテリアを上回り L2 相当の半分の地震波でも塑性率が過大であった。一方、BRB 解は L2 相当の地震波に対して十分な性能を有することを確認した。

謝辞

本研究の数値計算において、後藤優美氏と矢吹優佳氏 (共に元東京都立大学大学院生) に協力いただいた。また、本研究は、科学研究費・基盤研究(C) No. 21K04337 (研究代表者: 高木次郎) の助成を受けて実施した。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) M. Tada, T. Fukui, M. Nakashima and Roeder, C.W.: Comparison of Seismic Design Provisions for Steel Building Structures between U.S. and Japan, *Steel Construction Engineering*, Vol. 8, No. 31, pp. 129-143, 2001 (in Japanese) 多田 元英, 福井 智規, 中島 正愛, チャールズ ローダー: 鋼構造建築の耐震設計規準に関する日米比較, 鋼構造論文集, 第 8 巻, 第 31 号, pp. 129-143, 2001 (DOI: https://doi.org/10.11273/jssc1994.8.31_129)
- 2) M. Kato, A. Kusaka and M. Nakashima: Comparison of Seismic Design Provisions and Practices for Assessment of Seismic Demand and Capacity in Japan and the United States, *Steel Construction Engineering*, Vol. 12, No. 45, pp. 71-86, 2005 (in Japanese) 加登 美喜子, 日下 彰宏, 中島 正愛: 耐震設計規定と耐震性能評価の実践に関する日米比較, 鋼構造論文集, 第 12 巻, 第 45 号, pp. 71-86, 2005 (DOI: <https://doi.org/10.11273/jssc1994.12.71>)
- 3) T. Hisatoku, T. Nagase and Pinkham C.W.: Comparative Design of 19-story Steel Building using ATC 3-06, UBC 1982 and Current Japanese Code, *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering Tokyo-Kyoto, Japan*, pp. 1107-1112, 1988
- 4) T. Teramoto, S. Torii, Johnson, C.B. and Lai J.S.: Comparison of 20-story Reinforced Concrete Buildings Designed using ATC 3-06, UBC 1982 and Current Japanese Code, *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering Tokyo-Kyoto, Japan*, pp. 1119-1124, 1988
- 5) Applied Technology Council (ATC); ATC 15-1 Proceedings of Second U.S.-Japan Workshop on Improvement of Building Seismic Design and Construction Practices, Applied Technology Council (ATC), 1986
- 6) Applied Technology Council (ATC); ATC 15-2 Proceedings of Third U.S.-Japan Workshop on Improvement of Building Seismic Design and Construction Practices, Applied Technology Council (ATC), 1988
- 7) J. Takagi, R. Obana and M. Ohsaki: Superior Design Solutions of Section Sizes in Steel Buildings for Different Lateral Frame Systems and Column Shapes, *Japan Architectural Review*, Vol. 3, No. 4, pp. 445-458, 2020 (DOI: <https://doi.org/10.1002/2475-8876.12156>)
- 8) J. Takagi, Y. Cao, Y. Yabuki and M. Ohsaki, Superior Design Solutions of Steel Buildings Including Strength and Location of Buckling Restrained Braces in Design Variables, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol. 86, No. 782, pp. 642-650, 2021 (in Japanese) 高木次郎, 曹 邕生, 矢吹優佳, 大崎純: 座屈拘束プレースの耐力と配置を設計変数に含めた鋼構造建物の優良設計解, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 782 号, pp. 642-650, 2021 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.86.642>)
- 9) J. Takagi, M. Ohsaki and Y. Cao: Structural Properties of Superior Design Solutions of Steel Buildings Associated with BRBs, *Structures*, Vol. 34, pp. 3851-3865, 2021 (DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.10.006>)
- 10) K. Saito, J. Takagi and M. Ohsaki: Comparative Evaluation of Seismic Performance of Superior Design Solutions of Steel Buildings under Varied Design Conditions: Vol. 1 Study on Inter-story Drift Criteria for Safety Limit, *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan* 齋藤一樹, 高木次郎, 大崎純: 設計条件の異なる鋼構造優良設計解の耐震性能比較評価: その 1 安全限界変形角の制約値の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (投稿済)
- 11) A. Hayashi, J. Takagi and M. Ohsaki: Comparative Evaluation of Seismic Performance of Superior Design Solutions of Steel Buildings under Varied Design Conditions: Vol. 2 Comparison between Steel Pipe Braces and Buckling Restrained Braces, *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan* 林茜里, 高木次郎, 大崎純: 設計条件の異なる鋼構造優良設計解の耐震性能比較評価: その 2 鋼管プレースと座屈拘束プレースの比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (投稿済)
- 12) T. Tezuka, S. Hirashima, Evaluation of Total Seismic Cost for Long Life Structural System, *Journal of Technology and Design (Transactions of AIJ)*, Vol. 6, No. 10, pp. 67-70, 2000 (in Japanese) 手塚武仁, 平島新一: 長寿命構造の総耐震コスト評価, 日本建築学会技術報告集, 第 6 巻, 第 10 号, pp. 67-70, 2000 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.6.67>)
- 13) M. Kubo and Pedroso, J.P.: *Metaheuristics, A programming guide*, Kyoritsu Shuppan Co., Ltd., 2009 (in Japanese) 久保 幹雄, J. P. ペドロソ: メタヒューリスティクスの数理, 共立出版, 2009
- 14) JFE Civil Engineering & Construction Corp.: *Tube-in-Tube Buckling-Restrained Braces* Hyojunbuzaihyo, 2016 (in Japanese) JFE シビル株式会社: 二重鋼管座屈補剛プレース標準部材表, 2016
- 15) The Building Center of Japan: *Tube-in-Tube Buckling-Restrained ST0010-05*, 2016 日本建築センター: 二重鋼管座屈補剛プレース BCJ 評定-ST0010-05, 2016
- 16) Building Guidance Division, Housing Bureau, the Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MLIT) et al.: *Calculation Examples and Explanation for Calculation of Response and Limit Strength 2001*, Kougaku-Tosho, 2006 (in Japanese) 国土交通省住宅局建築指導課ほか編集: 2001 年版 限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書株式会社, 2006
- 17) Architectural Institute of Japan: *Recommendation for Structural Calculation of Traditional Wood Buildings by Calculation of Response and Limit Strength*, Architectural Institute of Japan, 2013 (in Japanese) 日本建築学会: 限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説, 日本建築学会, 2013
- 18) Midas iGEN Ver. 900R1, MIDAS Information Technology, 2021
- 19) SNAP Ver. 6.0.1.3, Kozo System, Inc., 2019
SNAP Ver. 6.0.1.3, 株式会社構造システム, 2019
- 20) National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM), et al.: *Explanation Book of Structural Technology Standard of Buildings*, All Japan Official Gazette Inc, 2015 (in Japanese) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか監修: 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2015
- 21) JSSI: *Design and Construction Manual for Passive Control System 3rd Edition*, JSSI, 2013 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, 日本免震構造協会, 2013
- 22) Architectural Institute of Japan: *AIJ Recommendations for Stability Design of Steel Structures*, Architectural Institute of Japan, 2018 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 日本建築学会, 2018
- 23) M. Sibata, T. Nakamura and M. Wakabayashi: *Mathematical Expression of Hysteretic Behavior of Braces: Part 1 Derivation of hysteresis functions*, *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, Vol. 316, pp. 18-24, 1982 (in Japanese) 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, 第 316 巻, pp. 18-24, 1982 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijsaxx.316.0_18)
- 24) M. Sibata and M. Wakabayashi: *Mathematical Expression of Hysteretic Behavior of Braces: Part 2 Application to dynamic response analysis*,

Transactions of the Architectural Institute of Japan, Vol.320, pp.29-35, 1982(in Japanese) 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, 第320号, pp.29-35, 1982(DOI: https://doi.org/10.3130/aijsaxx.320.0_29)

- 25) H. Taniguchi and B. Kato et al.: Study on restoring force characteristics of steel frames in buildings of nuclear power stations: Part 6 Simulation analysis, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure, pp.1541-1542, 1990 谷口元, 加藤勉, ほか5名: 原子力発電所建屋の鉄骨架構の復元力特性に関する研究: その6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1541-1542, 1990
- 26) M. Goto and Y. Matsumoto, et al.: Study on Post-buckling Behavior and Structural Properties of Steel Brace: Part2 Results of Experiment, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure, pp.1129-1130, 2015 後藤めぐみ, 松本由香, 他: プレースの座屈後挙動を考慮した塑性変形性能とエネルギー吸収効率に関する研究: その2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1129-1130, 2015
- 27) Architectural Institute of Japan, AIJ Design Standard for Steel Structures - Based on Allowable Stress Concept, Architectural Institute of Japan, 2007 日本建築学会: 鋼構造設計規準—許容応力度設計法, 日本建築学会, 2007
- 28) Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation: Kensetsuyou-Shizai Handbook, Nippon Steel, 2012(in Japanese) 新日鉄住金株式会社: 建設用資材ハンドブック, 日本製鉄株式会社, 2012

Appendix

建物の荷重等

検討建物の各階の床はデッキスラブとし, 図1の架構平面の外周通り芯から外側に400mm床が延長すると仮定する。従って, 各階床面積は656m²である。床の架構用積載荷重および地震用積載荷重の固定荷重との和はそれぞれ7.8kN/m²および6.8kN/m²であり, 外壁の平均重量は2kN/m²である。階全体の重量を床面積で除した平均単位面積重量は, 架構用および地震用積載荷重を含めたそれぞれの場合で9.0kN/m²および8.0kN/m²である。解析モデルへの長期荷重は柱梁の接合点と6.4mの梁の中央の節点に集中荷重として与えた。地震荷重分布はA_i分布とし, 振動特性係数と地域係数を1.0とし, 標準せん断力係数C₀=0.2に相当する地震力を許容応力度設計用地震荷重とする。

弾性解析用モデルの仮定条件

- (1) 剛床仮定を採用する。
- (2) 柱は階高の半分的位置で分割し各階2要素とし, 梁は3.2mごとに分割する。
- (3) 柱脚部の回転を固定とし, プレース端部をピン接合とする。
- (4) 梁とスラブの合成効果を無視する。
- (5) H形断面のフィレット部分を無視する。
- (6) 剛域を無視する。
- (7) 部材のせん断変形を無視する。

弾塑性増分解析の条件

- (1) 荷重増分法による弾塑性解析とする。
- (2) A_i分布による荷重増分をベースシア0.002程度とする単純増分解析とする。(各荷重ステップで内外力差の収斂計算を行わない。)
- (3) 曲げ塑性ヒンジばねを柱と梁の材端に設ける。同ばねはバイリニア型とし, 初期剛性を十分剛にして, 降伏後の剛性は部材の曲げ剛性の1/100とする。
- (4) 塑性ヒンジばねの降伏曲げモーメントは全塑性モーメントM_p=1.1F_yZ_pとする。ここで, Z_pは部材の塑性断面係数, Fは鋼材の基準強度である。
- (5) プレースの引張降伏軸力N_tと座屈軸力N_cをそれぞれ1.1FAと1.1f_{cs}Aとする。ここで, Aは部材の断面積, f_{cs}は短期許容圧縮応力度である。
- (6) 圧縮力が作用する梁について, 上フランジはスラブで弱軸まわりの座屈が拘束され, 下フランジは拘束されないと考える。プレースが負担する水平方向せん断力の1/2ずつがプレースと接合する梁に圧縮力と引張力として作用すると仮定して発生軸力を算出する。いずれも材長を座屈長さとする。
- (7) P-Δ効果は考慮しない。

設計変数

MSLSにおける設計変数は以下の通りである。BRBについて, 降伏軸力ゼロが選択された場合は, 当該部材は存在しないものとして扱う。集約型の両端ピン接合のGX2とGY2梁(図1と図2)は, 長期荷重下の必要耐力と剛性を有するH-400x200x8x13の最小断面積の圧延規格断面¹⁴⁾として設計変数から除外する。

表A1 MSLSの離散設計変数

Symbols	Members	Parts	Discrete variable options
D _c	Rectangular	Width	Every 50mm in 250-800mm
t _c	HSS columns	Thickness	*1 (excluding 9mm)
H _{bc}	I-shaped columns	Height	Every 50mm in 300-900mm
W _{fc}		Flange width	Every 50mm in 300-700mm
t _{wc}		Web thickness	*1
t _{fc}		Flange thickness	*1 (excluding 9mm and 12mm)
H _b	Beams	Height	Every 50mm in 300-1000mm
W _f		Flange width	Every 50mm in 200-400mm, *2
t _w		Web thickness	*1
t _f		Flange thickness	*1, *2
N _{YBRB}	BRB	Yield axial force	Every 500kn in 0-3500kN

*1: Plate thickness options are 9, 12, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 36 and 40mm.

*2: Combinational options of the flange width and thickness in beams are shown below.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
W _f (mm ²)	150	150	200	200	250	250	250	300	300	300	350	350
t _f (mm ²)	12	16	16	19	19	22	25	25	28	32	32	36
A _f (10 ³ mm ²)	1.8	2.4	3.2	3.8	4.8	5.5	6.3	7.5	8.4	9.6	11.1	12.6

表A2 設計制約条件

番号	型式	制約条件
1	全体型 集約型 共通	$\sigma \leq \sigma_a$ 応力度の制約 (*1)
2		$D_c/t_c \leq 31.4$ 等 Bランク以上の柱と梁の幅厚比制約 (*2)
3		プレース Bランク以上, $D_p/t_p \leq 60$ 鋼管の幅厚比制約 (*3)
4		梁について $t_f/t_w \geq 1.3$ (*4)
5		$\Sigma M_{bc} \geq \Sigma 1.5M_{pb}$ 各階の柱梁接合部耐力比制約 (*5)
6		長期荷重時の梁のたわみ制約(スパンの1/300以下)
7		設計用地震荷重下の架構ごとの層間変形角制約(1/200以下)
8		$C_{QEN1} \leq C_{QEL}$ 保有水平耐力の制約 (*6)
9		同一階内の梁成同一 (*7)
10		節を通して柱幅同一
11		節を通して柱成同一 (フランジ幅は独立)

(*1) 発生応力度 σ が「鋼構造設計規準」²⁷⁾が規定する許容応力度 σ_a 以下とする。梁には適切な横補剛材が設けられるものとして, 横座屈を考慮しない許容曲げ応力度(=許容引張応力度)を用いる。

(*2) 柱と梁の板厚は490N/mm²級鋼材各断面のBランク以上の幅厚比条件²⁰⁾を満足させる。

(*3) プレースの細長比は49.3以下とし, 490N/mm²級鋼管プレースのランクをB以上とする。規格断面の実状を参考に²⁸⁾, 鋼管の径D_pと板厚t_pに関してD_p/t_p≤60とする。

(*4) 最適化では, H形鋼断面の成が大きくフランジ板厚が小さくなる傾向にあり, 標準的な断面からの乖離を抑制する。柱については, 成を節ごとに変化させない制約を与えていることもあり, ビルトアップ断面の利用も考慮して同制約を適用しない。

(*5) 各階の柱の全塑性曲げモーメントM_{pc}の和ΣM_{pc}を梁の全塑性曲げモーメントM_{pb}の和ΣM_{pb}の1.5倍以上とする²⁷⁾。冷間成形角形鋼管同様の柱梁耐力比規定は存在しないが, スラブによる梁の耐力増大の影響などにも配慮して, 同様の制約条件を設ける。

(*6) 保有水平耐力時の1階の層せん断力係数C_{QEN1}が, 必要保有水平耐力の1階の層せん断力係数C_{QEL}を上回ることにする。

(*7) 全体型については, 角形鋼管柱のダイヤフラムの高さ位置を揃えるため, 同一階の梁成を同じとする。

(2022年5月10日原稿受理, 2022年7月14日採用決定)