

耐震架構配置と柱断面形状が異なる鋼構造建物の優良設計解

SUPERIOR DESIGN SOLUTIONS OF SECTION SIZES IN STEEL BUILDINGS FOR DIFFERENT LATERAL FRAME SYSTEMS AND COLUMN SHAPES

高木次郎*¹, 小花瑠香*², 大崎 純*³

Jiro TAKAGI, Ruka OBANA and Makoto OHSAKI

Superior design solutions of seven-story steel buildings are obtained by multiple start local search (MSLS), minimizing the steel volume for three types of structural systems: a space frame system with rectangular HSS columns (SFS), perimeter frame systems (PFS) with I-shaped columns (PFSH) and PFS with rectangular HSS columns (PFSB). Most beam-to-column connections are moment connections in SFS, while they are limited in the perimeter frames in PFS. In terms of steel volume, PFSH is advantageous for moment frame buildings, and so are SFS and PFSB for braced frames with uniform column spacing. SFS is disadvantageous for mixed moment and braced frame buildings.

Keywords: *steel structure, lateral frame location, multiple start local search, ultimate lateral strength, time-history analysis*

鋼構造, 耐震架構配置, 多スタート局所探索, 保有水平耐力, 時刻歴解析

1. はじめに

鋼構造建物の柱梁接合部はH形鋼梁のウェブとフランジの両方を柱に固定して剛接合とする場合とウェブのみを固定してピン接合とする両方の場合がある。剛接合される柱梁部材で構成される架構(「耐震架構」と呼ぶ)は地震力をはじめとする水平力を負担する。一方、ピン接合される柱梁部材で構成される架構(「長期架構」と呼ぶ)は主として鉛直荷重のみを支持する。我国の設計では、多くの柱梁接合部を剛接合として、ほぼ全ての架構を耐震架構とするのに対し、欧米を中心とする諸外国では、剛接合部を限定的に使い、ピン接合部を多用して、耐震架構と長期架構を分離するのが一般的である。そして、前者(「全体型」と呼ぶ)では角形鋼管柱、後者(「集約型」と呼ぶ)ではH形鋼柱が多用される。これまでに、このような鋼構造建物の耐震架構配置に着目して両者の構造的性状を比較評価しようとする試み¹⁻⁶⁾は存在するものの、比較する建物が同等に合理的であるか議論の余地があった。

著者らは、既往研究^{7,8)}で7階建鋼構造事務所建物に対して全体型と集約型の優良設計解を求めて、構造的性状を比較分析した。優良設計解は多スタート局所探索法(MSLS)により部材断面寸法を離散

設計変数として鋼材量最小化を目的関数とする設計解であり、許容応力度設計および必要保有水平耐力の制約条件を満足する。優良設計解同士を比較することで、設計者の経験や技量の偏在の影響を極力排除できる。共通の設計条件下での設計解の比較により客観性を確保でき、設計を決定づける支配的な制約条件の特定が可能となる。検討例では、集約型の鋼材量および溶接量が少ない結果になった。また、優良設計解の鋼材量は平均的な同規模の鋼構造建物の鋼材量より少なくMSLSの有用性を示した。そして両型式の優良設計解で極稀に発生するレベル2(L2)地震動に対する応答が一般的な設計クライテリアを大幅に満足しない傾向を確認した。

本研究では、必要保有水平耐力値をL2地震動に対する応答を参考に設定し、耐震架構配置と構造形式の異なる優良設計解に対して、それらの構造的性状と時刻歴応答解析結果などを多角的に分析する。著者らの既往研究⁸⁾を発展させて、集約型の柱をH形鋼とした場合に加えて角形鋼管とした場合(それぞれを「集約H型」と「集約B型」とする)を検討する。それぞれの型式に対して、純ラーメン構造とブレース構造の場合を比較する。また、ブレース構造において、鋼管ブレースの場合と座屈拘束ブレース(BRB)の場合を検討する。

*¹ 首都大学東京都環境科学研究科 准教授・Ph.D.

*² 首都大学東京 大学院生・修士(工学)
(現、旭化成建材㈱)

*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., M.Eng.

(Currently, Asahi Kasei Construction Materials Corporation)

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

さらに、ラーメン構造とブレース構造が混在する場合についても検討する。構造形式に応じて、耐震架構配置と柱断面形状が鋼材量や耐震性能に与える影響を示すことで、耐震架構配置や柱断面形状も設計変数に含めて、建物建設地の条件や設計者の主観を排除した合理的な条件で鋼構造建物を設計する可能性を示す。

2. 検討建物の概要と設計方針

2.1 建物概要

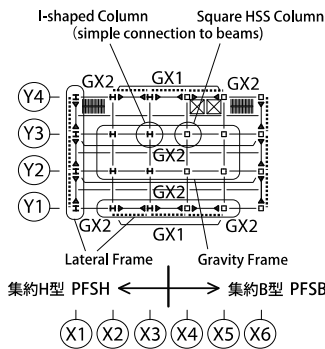
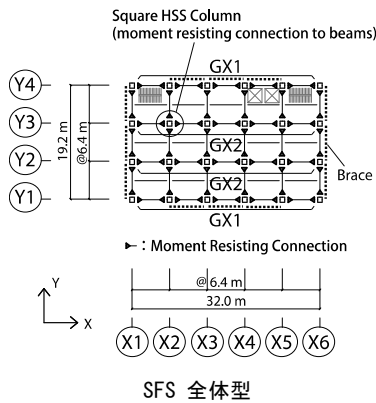
事務所用途の鋼構造建物として 32.0m×19.2m の架構平面を検討する。既往研究⁸⁾の検討対象建物の平面と同じ大きさでモジュールであるが、梁スパンを 6.4m で統一した。そして、純ラーメン構造の場合と図 1 の XY 両方向にブレースを設けた場合の 2 通りを検討する。既往研究⁸⁾よりも単純な架構と構造形式の分析により一般的な傾向を把握することを意図する。図中の梁端部に▲印のある箇所が剛接合で、無い箇所がピン接合である。全体型では全ての柱梁接合部を剛接合とするのに対し、集約型では外周 4 構面の各 3 スパン分を耐

震架構とし、それ以外を長期架構とする。ブレース構造の場合は集約型の耐震架構全てに K 型ブレースを設ける (図 1)。

検討建物は 7 階建である。図 2 にブレース構造の場合の軸組図を示す。ラーメン構造の場合はブレースが存在しない点のみ異なる。図 2 のブレースは同規模の建物と比べて多いが、連層ブレースの地震時の曲げ変形の影響が小さく、付帯柱への付加軸力が小さい範囲の構造的性状評価を目的としてこのような配置とした。図 2 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。

柱および梁符号を図 1 と図 2 中に示す。両端ピン接合とした図中の GX2, GY2 梁は実質的には小梁であるが、両型式の比較説明のため符号を揃えておく。

各節に所属する部材区分を表 1 に示す。柱には角形鋼管または H 形鋼を用い、梁とブレースにはそれぞれ H 形鋼と鋼管を用いる。鋼材は全て 490 級と仮定し、設計基準強度 (F 値) は 325N/mm² である。



PFSH and PFSB 集約 H 型と集約 B 型

Fig. 1 Floor framing plan

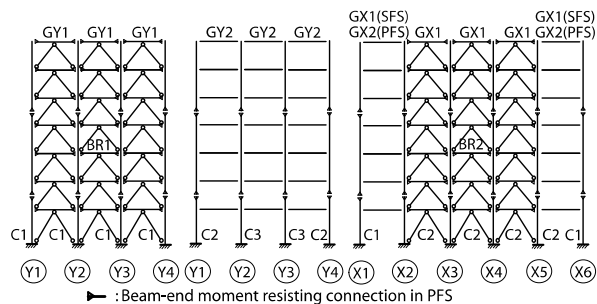


Fig. 2 Framing elevations

2.2 設計方針

検討建物に対して設計用長期荷重と地震荷重下の許容応力度設計⁹⁾ (1 次設計) と保有水平耐力の検討による 2 次設計を行う。仮定した床構造の構成や重量の概要は Appendix 1 の通りである。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。また、必要保有水平耐力については、部材のランク⁹⁾に応じて設定する場合と L2 地震動の応答解析結果を参考に設定する場合の 2 通りを検討する。前者では、形状係数 F_{es} 値を 1.0、設計制約条件で各部材のランクを B 以上とすることで決定される D_s 値⁹⁾ から必要保有水平耐力の 1 階の層せん断力係数 C_{QUN1} を 0.3 (純ラーメン構造) と 0.35 (ブレース構造) とする。後者では後述の地震応答解析と同条件の予備解析の結果から、C_{QUN1} を 0.6 (純ラーメン構造) と 1.0 (ブレース構造) とする。

D_s 値からだけでなく、L2 地震動の応答解析結果を参考に C_{QUN1} を設定した理由は以下の 2 つである。(1) D_s 値から決定される C_{QUN1} を制約条件にする場合、純ラーメン構造で保有水平耐力の制約は支配的でなく、全体型の保有水平耐力が集約型の保有水平耐力より高くなるので、同等の耐震性能を有する型式間の設計解比較にならない。(2) 法規上の要求耐震性能ではなく、地震応答を参考に要求耐震性能を設定して、耐震架構配置の型式だけでなく構造形式にも着目した比較を行う。

3. MSLs による優良解の探索

3.1 優良設計解算手順

全体型、集約 H 型、集約 B 型の 3 つの型式について、MSLS¹⁰⁾ を用いて鋼材量最小化問題を解く。部材の断面寸法を設計変数として、1 次と 2 次設計の要求を満たすことを制約条件とする。目的関数は

総鋼材量の最小化である。本研究では、 10^7 程度の多数のランダム変数設定値から、制約条件を全て満足する許容解群を導出し、目的関数値が上位10個の設定値を初期解としてMSLSを行う。そして、10個の初期解に対応する10個の局所解のうちの最良解を優良設計解と定義する。本MSLS問題の変数の数は各型式40程度であり、制約条件の数は100程度である。本問題は、非常に多くの厳しい制約を持ち、変数の全ての組み合わせのうち、制約条件を満たす解の割合が 10^{-5} から 10^{-4} 程度と非常に少ないため、遺伝的アルゴリズムなどの確率的な方法を用いることはできない。

初期解から局所最適解を探索する過程では、各ステップでの暫定解において変数の数と同数の近傍解の目的関数値を求め、目的関数値が改善される解が存在する場合は、その最小値を与える解を次ステップの暫定解とし、存在しない場合は現在の暫定解を次ステップの暫定解とする。近傍解は変数の上下限内で暫定解の変数値をランダムに1ランク増減させた解である。解析ステップ数は3000とし、近傍解の総数は $3000 \times 40 = 120000$ であるが、幅厚比制約などの解析せずに検定できる制約を最初に判断することにより、実際の解析実行割合は1/5程度である。

優良設計解は大域最適解ではないが、設計者の経験や設計手法に依存せず、指定された手続きによって得られた合理的な設計解である。異なる架構型式に対する優良設計解同士を比較することで、主観的な判断を排除して、型式ごとの特徴を比較分析することが本研究の目的である。従って、厳密な意味での最適解の算出を重視するものではない。

後述の優良設計解では、長期荷重が支配的な部材などで断面をさらに小さくできる余地が考えられる部材も見られ、ステップ数の増大等により優良設計解を改善できる可能性は否定できない。部材の成や幅などが離散変数の最低値で、板厚調整のみで断面積をさらに小さくできる可能性があると思われる場合などは、断面を小さくする選択肢が少なく、解析ステップ中にそこに至る確率が低くなり、部材を小さくしきれないで解析ステップを終了している可能性がある。しかし、ステップ数を10倍にした場合でも鋼材量の減量は1%以下であることを確認しており、ステップ数の桁をさらに増やして優良設計解の改善を試みることは解析時間の問題からも困難である。アルゴリズムの改良により優良設計解の精度を向上させる余地もあるが、本手法で得られた解の範囲で議論を進める。

3.2 立体骨組解析

検討建物について、1次設計荷重下の弾性解析と2次設計用の静的弾塑性増分解析を行い、その結果を後述の設計制約条件の適合性判定に用いる。弾性解析用モデルの仮定条件と弾塑性増分解析の条件は既往研究⁸⁾と概ね同様であり、Appendix2に整理した。

建物の保有水平耐力は、純ラーメン構造に対しては、いずれかの層の層間変形角が $1.25\% (=1/80)$ に至った時点とし、ブレース構造については、ブレース架構構成部材の圧縮軸力が座屈軸力に達した時点とする。ブレース架構中の梁の座屈軸力は、引張降伏軸力と弱軸まわりの座屈軸力の平均とする。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。ブレースが負担するせん断力の1/2ずつがブ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。いずれも座屈長さを材長とする。

3.3 設計変数と制約条件

部材の断面寸法を離散設計変数とする設定は、既往研究⁸⁾と概ね同様である。一般的に流通する規格断面¹¹⁾あるいは規格板厚の鋼板による組立断面を想定して、離散設計変数の選択許容値を表2のように設定する。以下では、これらの許容値の組み合わせで構成される断面寸法を総称して「規格断面」と呼ぶ。梁のフランジ幅を除き、柱と梁の大きさは上下限値とその間50mm毎の値を許容値とする。一般構造用鋼管の板厚の規格値は径によって異なり、必ずしも柱梁の板厚と同様ではないが、単純化を意図して同様と仮定する。梁のフランジ幅と板厚についてはフランジ断面積 A_f が独立な変数となるよう、表2注釈のように許容値の組み合わせを定める。

MSLSの制約条件は既往研究⁸⁾と概ね同様であり、Appendix3に整理した。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¹¹⁾として設計変数から除外する。

Table2 Discrete MSLS variables

Symbols	Members	Parts	Discrete variable options
D_c	Rectangular HSS columns	Width	Every 50mm in 250-800mm
t_c		Thickness	*1 (excluding 9mm)
H_{cc}	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
D_b	Braces	Diameter	318.5, 355.6, 406.4, 457.2mm
t_b		Thickness	*1 (including 6mm)

*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

4. 優良設計解の分析

4.1 MSLS 結果

純ラーメン構造で $C_{QUN1}=0.6$ の場合とブレース構造で $C_{QUN1}=1.0$ の場合のそれぞれ3型式の優良設計解の部材断面を表3と表4に示す。これに対して、別途、汎用解析ソフトウェアのMidas¹²⁾を用いた立体弾塑性解析を行い、長期および短期荷重時の部材発生力の許容耐力に対する割合(「検定率」と呼ぶ)を算出した。ここでの短期荷重とは、固定荷重と地震用積載荷重と $C_0=0.2$ の設計用地震荷重の組み合わせ荷重であり、地震荷重の方向に応じて、「X方向短期荷重時」および「Y方向短期荷重時」のように表現する。各部材の検定率の最大値を表中の()内に示す。併記した[L], [X], [Y]の記号はそれぞれ、検定率が最大となるのが長期荷重時あるいはX, Y方向の短期荷重時のいずれかであることを示す。

Midas¹²⁾による立体弾塑性解析の1階の層せん断力係数と層間変形角の関係を図3に示す。保有水平耐力時(図中の○印と×印)の1階の層せん断力係数 C_{QU1} が概ね $C_{QUN1}=0.6$ (純ラーメン構造)と1.0(ブレース構造)を上回る。MSLS中の増分解析は解析負荷軽減を目的として、増分ステップ中の内外力差を収斂計算しない単純増分解析であり、図3の増分解析とはアルゴリズムが異なる。このため、

Table 3 Superior solutions of moment frame structures ($C_{QUNI}=0.6$)

SFS 全体型

Part	C1	C2	C3
3	BX-550x550x19 (0.25) [Y]	BX-450x450x16 (0.36) [X]	BX-500x500x16 (0.35) [X]
2	BX-550x550x19 (0.37) [Y]	BX-450x450x19 (0.49) [X]	BX-500x500x22 (0.49) [Y]
1	BX-550x550x22 (0.56) [X]	BX-450x450x28 (0.52) [Y]	BX-500x500x32 (0.50) [Y]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-550x200x12x16 (0.59) [X]	H-550x200x12x19 (0.60) [X]	H-550x200x12x19 (0.61) [Y]	H-550x200x12x16 (0.63) [Y]
2	H-700x200x12x16 (0.61) [X]	H-700x300x12x25 (0.51) [X]	H-700x250x12x19 (0.55) [Y]	H-700x300x12x25 (0.45) [Y]
1	H-700x250x12x25 (0.53) [X]	H-700x250x12x25 (0.57) [X]	H-700x200x12x16 (0.65) [Y]	H-700x300x12x32 (0.43) [Y]

PFSH 集約 H 型

Part	C1	C2	C3
3	H-850x300x25x22 (0.52) [Y]	H-900x300x25x22 (0.50) [X]	H-400x350x12x22 (0.26) [L]
2	H-850x450x25x40 (0.49) [Y]	H-900x450x25x36 (0.51) [X]	H-400x300x12x22 (0.62) [L]
1	H-850x650x25x40 (0.56) [Y]	H-900x650x25x32 (0.64) [X]	H-400x300x12x22 (0.82) [L]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-800x300x16x28 (0.49) [X]	H-400x200x8x13 (0.55) [Y]	H-850x250x16x25 (0.90) [L]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
2	H-1000x350x19x36 (0.49) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-1000x350x19x36 (0.49) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
1	H-900x350x16x32 (0.54) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-900x350x16x36 (0.53) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]

PFSB 集約 B 型

Part	C1	C2	C3
3	BX-650x650x22 (0.37) [Y]	BX-700x700x25 (0.30) [X]	BX-300x300x16 (0.27) [L]
2	BX-650x650x32 (0.48) [Y]	BX-700x700x25 (0.50) [X]	BX-300x300x19 (0.45) [L]
1	BX-650x650x32 (0.50) [Y]	BX-700x700x28 (0.54) [X]	BX-300x300x16 (0.65) [L]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-800x300x16x25 (0.54) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-900x250x16x22 (0.56) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
2	H-950x350x19x36 (0.51) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-1000x350x19x36 (0.51) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
1	H-900x400x16x36 (0.48) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-1000x300x19x25 (0.60) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]

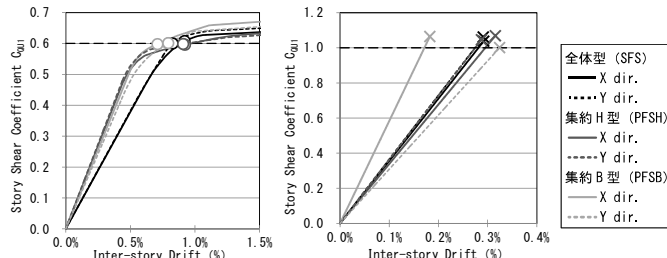


Fig. 3 Relationships between base shear coefficient and inter-story drift ratio of moment and braced frame structures

純ラーメン構造で $C_{QUNI}=0.6$ をわずかに下回る結果も得られているが、不足は2%以下である。 C_{Q1} と C_{QUNI} の値が近いことから、必要保有水平耐力の制約条件が支配的であることが分かる。優良設計解の部材ランク⁹⁾はB以上であり、保有水平耐力計算⁹⁾による C_{QUNI} は0.3 (純ラーメン構造) と0.35 (ブレース構造) であるのに対し、 $C_{QUNI}=0.6$ と1.0はその2.0倍と2.9倍である。長期荷重に対する許容応力度設計制約のほか、水平力に対しては、必然的に断面決定上支配的な制約条件となる。設計用地震荷重に対する最大層間変形角は、純ラーメン構造の場合0.29%-0.36% (集約B型-全体型)、ブレース構造の場合0.08%-0.09% (集約H型-全体型) といずれも0.5% (=1/200) より小さい。そして、短期荷重に対する検定率の最大

Table 4 Superior solutions of braced frame structures ($C_{QUNI}=1.0$)

SFS 全体型

Part	C1	C2	C3	BR1	BR2
3	BX-350x350x12 (0.33) [L]	BX-350x350x16 (0.36) [L]	BX-250x250x28 (0.26) [L]	P-406.4x9 (0.22) [Y]	P-318.5x12 (0.23) [X]
2	BX-350x350x28 (0.30) [Y]	BX-350x350x28 (0.34) [X]	BX-250x250x16 (0.70) [L]	P-318.5x19 (0.21) [Y]	P-355.6x16 (0.21) [X]
1	BX-350x350x40 (0.31) [Y]	BX-350x350x40 (0.32) [X]	BX-250x250x19 (0.72) [L]	P-355.6x19 (0.21) [Y]	P-406.4x16 (0.20) [X]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-300x250x9x19 (0.32) [L]	H-300x200x9x16 (0.64) [L]	H-300x200x9x19 (0.05) [Y]	H-300x200x9x16 (0.65) [L]
2	H-400x200x12x19 (0.27) [X]	H-400x200x9x16 (0.49) [L]	H-400x200x12x19 (0.09) [Y]	H-400x200x9x16 (0.49) [L]
1	H-350x200x12x16 (0.33) [L]	H-350x200x9x19 (0.41) [L]	H-350x350x12x36 (0.09) [Y]	H-350x200x9x16 (0.46) [L]

PFSH 集約 H 型

Part	C1	C2	C3	BR1	BR2
3	H-800x300x22x19 (0.16) [Y]	H-600x300x16x25 (0.19) [X]	H-450x300x12x28 (0.25) [L]	P-457.2x9 (0.20) [Y]	P-457.2x9 (0.20) [X]
2	H-800x450x22x25 (0.28) [Y]	H-600x500x16x28 (0.30) [X]	H-450x300x12x25 (0.55) [L]	P-457.2x12 (0.21) [Y]	P-457.2x12 (0.21) [X]
1	H-800x600x22x32 (0.33) [Y]	H-800x550x16x40 (0.34) [X]	H-450x300x12x32 (0.59) [L]	P-355.6x16 (0.23) [Y]	P-457.2x12 (0.22) [X]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-350x250x12x19 (0.06) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-300x250x9x19 (0.05) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
2	H-300x250x9x25 (0.08) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-300x250x9x22 (0.08) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
1	H-450x250x12x25 (0.16) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-550x300x16x32 (0.16) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]

PFSB 集約 B 型

Part	C1	C2	C3	BR1	BR2
3	BX-350x350x16 (0.15) [Y]	BX-350x350x19 (0.15) [X]	BX-300x300x12 (0.35) [L]	P-457.2x9 (0.20) [Y]	P-355.6x12 (0.21) [X]
2	BX-350x350x28 (0.28) [Y]	BX-350x350x32 (0.27) [X]	BX-300x300x12 (0.70) [L]	P-457.2x12 (0.21) [Y]	P-318.5x22 (0.19) [X]
1	BX-350x350x40 (0.32) [Y]	BX-350x350x40 (0.30) [X]	BX-300x300x25 (0.43) [L]	P-457.2x12 (0.23) [Y]	P-406.4x28 (0.13) [X]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-300x250x9x19 (0.04) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-300x200x9x16 (0.05) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
2	H-300x250x9x19 (0.07) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-350x250x12x19 (0.09) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
1	H-350x250x12x22 (0.10) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-500x250x16x22 (0.13) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]

値も、純ラーメン構造の場合0.60-0.65 (集約B型-全体型)、ブレース構造の場合0.32-0.34 (集約B型-集約H型) と比較的小さい。

4.2 地震応答解析

優良設計解に対して、時刻歴応答解析を行い、動的性状を評価する。応答解析には汎用解析ソフトウェアのSNAP¹³⁾を用いる。動的解析モデルの基本設定は、静的増分解モデルと同じである。固有1次周期を表5に示す。静的増分解ではブレースの座屈後挙動を評価していないが、動的解析では評価する。軸方向の復元力特性は柴田^{14,15)}による履歴モデルに累積塑性変形量に応じて座屈耐力の低減を考慮したモデル¹⁶⁾を採用する。引張方向の降伏軸力と圧縮方向の初期座屈軸力は、静的増分解モデルで用いた N_Y と N_C である。減衰定数を2.0%とし、瞬間剛性比例型の減衰を与える。

入力地震動の規模はレベル2 (L2) とする。El Centro NS (1940), Taft EW (1952), Kobe (JMA) NS (1995) の観測地震動波形 (観測波) 3波に対して、最大速度を500mm/sに基準化した地震動をL2検討用地震動 (L2地震動) とする。図4にL2地震動の減衰2%時の加速度応答スペクトルを示す。解析時間を60s、時間積分の刻み幅を1/200sとして、Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用いる。

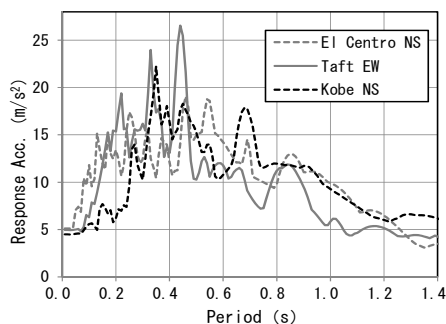


Fig. 4 Acceleration response spectra of ground motions (h=2%)

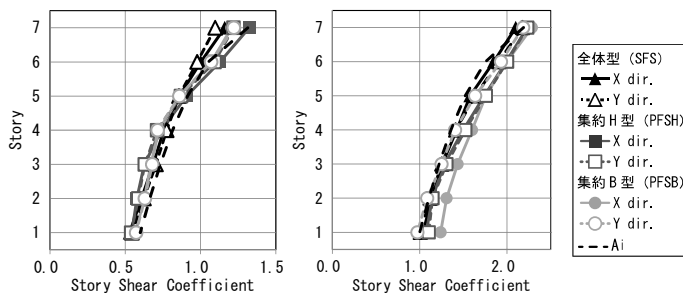
Table 5 First natural periods of superior solutions (s)

		SFS 全体型		PFSH 集約H型		PFSB 集約B型	
		X	Y	X	Y	X	Y
Moment frame structures	$C_{QUNI}=0.3$	1.30	1.28	1.23	1.31	1.21	1.25
	$C_{QUNI}=0.6$	1.05	1.05	0.92	0.92	0.96	0.96
Braced frame structures	$C_{QUNI}=0.35$	0.76	0.79	0.74	0.78	0.80	0.79
	$C_{QUNI}=1.0$	0.49	0.49	0.50	0.49	0.46	0.51
BRB structures $C_{QUNI}=0.5$	P=1.0	0.66	0.66	0.67	0.66	0.67	0.66
	P=5.0	0.69	0.72	0.69	0.70	0.69	0.69
Mixed structures	$C_{QUNIX}=0.6$ $C_{QUNY}=1.0$	1.00	0.45	0.85	0.47	0.88	0.46

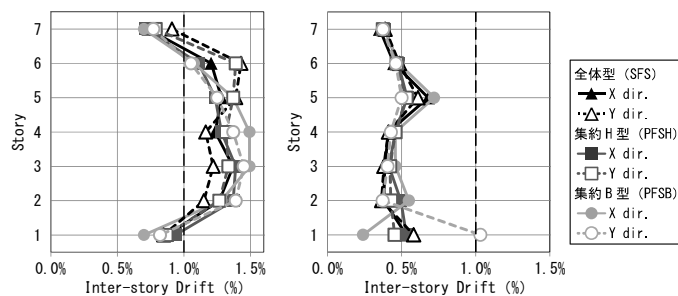
4.3 応答解析結果

純ラーメン構造

最大層せん断力係数 C_{MAX} と最大層間変形角 R_{MAX} を図5と図6に示す。図を簡素化する目的で、応答が大きくなったEl Centro波とKobe波の結果を示す。以降も応答の大きい地震動に対する結果のみを示す。図5にはAi分布の設計用地震荷重も示す。概ね応答結果に一致する。純ラーメン構造の場合、1階の最大層せん断力係数 C_{MAX1} は0.54-0.57と型式ごとの差が比較的小さく、優良設計解算出に際して C_{QUNI} を0.6としたことと整合する。ここで、構造物の水平剛性と耐力を低くして固有周期を長くすることにより C_{MAX} を低減させる設計の可能性は



Moment frame structures Braced frame structures
Fig. 5 Maximum shear coefficient (El Centro)



Moment frame structures Braced frame structures
(Kobe) (El Centro)
Fig. 6 Maximum inter-story drift

完全には否定できないが、予備検討の範囲では、剛性の低下以上に耐力が低下する傾向が確認されており、 $C_{QUNI}=0.6$ として検討用のL2地震動に対する設計解を提示することは概ね妥当と考えられる。一方で、各型式のXY各方向の R_{MAX} の最大値は1.43% (全体型), 1.41% (集約H型), 1.49% (集約B型)である。また、塑性率の最大値は2.46 (全体型), 2.84 (集約H型), 2.85 (集約B型)であり、特定の部材に塑性化が集中することなく塑性ヒンジが発生した。ここで、塑性率とは最大部材変形角の降伏時変形角に対する割合である。

ブレース構造

ブレース構造の場合、 C_{MAX1} は1.04-1.25である。 C_{MAX1} の値が大きいのは、ブレース構造の固有1次周期は0.46-0.51sと純ラーメン構造の0.92-1.05sと比較して短く、入力が大きくなる上に、部材の塑性化によるエネルギー吸収が少ないためである。集約B型のEl Centro波に対する応答では、1階のブレースが座屈し、 R_{MAX} がわずかに1.0%を超える (図6)。

保有水平耐力計算と時刻歴応答解析

L2地震動に対する一般的な設計クライテリアとして、層間変形角の最大値1.0%と部材の塑性率の上限4.0を考えると、純ラーメン構造で $C_{QUNI}=0.6$ とした場合の優良設計解の応答は、塑性率は満足するものの層間変形角は満足しない。また、ブレース構造において、保有水平耐力計算⁹⁾で、部材ランクとブレースの水平力分担率から決定されるDs値は0.35であるが、 $C_{QUNI}=1.0$ とした場合の優良設計解は必ずしもL2地震動に対する一般的な設計クライテリアを満足しない。

現行の設計体系では、この規模の建物はルート3による保有水平耐力の検討とL2地震応答解析による検討のいずれでも設計可能である。ただし、L2地震応答解析の検討を満足する設計 (L2設計) は保有水平耐力の検討を満足する設計 (QUN設計) よりも大幅に耐震性能が高くなる可能性がある。上記の優良設計解に対する保有水平耐力計算とL2地震応答解析の結果はそれを端的に示している。つまり、純ラーメン構造で、Ds=0.30から C_{QUNI} を0.3とした優良設計解はQUN設計であるが、 $C_{QUNI}=0.6$ とした優良設計解はL2設計として不十分である。また、ブレース構造では両者の差はさらに大きく、 $C_{QUNI}=0.35$ の優良設計解はQUN設計であるが、 $C_{QUNI}=1.0$ の優良設計解はL2設計として必ずしも十分ではない。比較的周期の短い中低層建物では同様の傾向が見られると考えられ、保有水平耐力計算とL2地震応答解析の検討のそれぞれが要求する耐震性能の差を定量的に理解できる。

4.4 鋼材量

表3と表4の断面に対応する鋼材量を図7に示す。合わせて、純ラーメン構造で $C_{QUNI}=0.3$ とした場合とブレース構造で $C_{QUNI}=0.35$ とした場合の優良設計解の鋼材量も示す。

純ラーメン構造

純ラーメン構造で、 C_{QUNI} を0.3とした場合、 C_{QUNI} を0.6とした場合とは異なり、計用地震荷重に対する層間変形角0.5%の上限を含む許容応力度設計の制約条件により部材断面が決定された。 $C_{QUNI}=0.3$ と $C_{QUNI}=0.6$ の両方で鋼材量は集約H型、全体型、集約B型の順で少ない。 $C_{QUNI}=0.3$ から $C_{QUNI}=0.6$ で鋼材量は22%-29%増大した。小梁断面をH-400x200x8x13として雑鉄骨を柱梁総量の30%と仮定した総鋼材量の単位面積あたりの重量 (kg/m^2) は $C_{QUNI}=0.3$ の場合113.0 (全

体型), 106.2 (集約 H 型), 122.6 (集約 B 型) で $C_{QUNI}=0.6$ の場合 135.4 (全体型), 133.8 (集約 H 型), 153.2 (集約 B 型) である。集約 H 型は柱の必要耐力と剛性をフランジ幅と板厚とで調整できることと地震力を特定の架構で集中的に負担することで効率のよい構造にできることから, 鋼材量が少ない。全体型では同一階の梁成同一の制約条件を与えているが, それにより鋼材量は増大していない。X, Y 方向同スパンで均質な平面構成のためである。なお, 本研究では H 形鋼柱のパネルゾーンの耐力評価はできておらず, 同部の補強のために鋼板が必要になる可能性がある。ただし, 同鋼材量が全体に占める割合は限定的であり, 角形鋼管柱のダイヤフラムの鋼板も陽には考慮していないことも鑑みると, 鋼材量を精査する必要性は小さい。 $C_{QUNI}=0.6$ で保有水平耐力がほぼ同じで, 応答解析における層間変形角や部材塑性率も大きくは差がないことから, 鋼材量の少ない集約 H 型が全体型よりも合理的である可能性がある。

我国の鉄骨加工におけるロボット溶接技術の普及により, 角形鋼管柱と梁の仕口まわりの多くの完全溶け込み溶接の品質や生産性は高まってはいるものの, 全体型の柱梁仕口部分の溶接量は多い⁹⁾。従って, 柱を仕口で切断する必要がない H 形鋼柱による集約 H 型の合理性については再考の余地がある。一方, 集約 B 型の鋼材量は全体型と集約 H 型よりも多い。柱の鋼材量が多く, その分だけ総鋼材量が増大した。正方形の角形鋼管を一方方向のラーメン架構に用いることが不合理であることを定量的に理解できる。

ブレース構造

ブレース構造では, 地震荷重による発生断面力は基本的に軸力であり, ラーメン構造とは条件が異なる。型式間の鋼材量差は比較的小さく, 座屈に不利な H 形鋼を柱とした集約 H 型でやや多い(図 7)。

ブレース構造では, ブレースの水平力分担率が大きく, 集約 H 型の低層で 80%程度であるが, それ以外は 90%を超える。従って, 建物平面内部の長期架構の柱と梁(図 1 と図 2 の C3 柱と GX2 と GY2 梁)は長期荷重によって断面が決定される。長期荷重で梁断面が決定される場合, 梁端部を柱に剛接合した方が梁中央の変位とモーメントが小さくなる一方, スラブとの合成効果が小さくなる。米国などでは, 梁にむくりを設けて固定荷重による変位を抑制する設計が多いが, 本研究では合成効果やむくりは考慮しておらず, 長期荷重に対する鋼材量最小化に関しては制約条件の定式化に改良の余地がある。

梁のスパンが 6.4m と鉄骨構造にしては比較的小さいために, 梁断面が小さく, 全体型で階全体の柱梁耐力比を満足しても柱断面が大きくなる傾向は認められない。結果として, 全体型と集約型とで長期架構の鋼材量が大きな差にはなっていない。梁スパンを 6.4m から 1.5 倍の 9.6m にした場合も検討したが, その場合, 全体型の鋼材量がやや少なくなった。集約 B 型と比較して端部固定により梁鋼材量が相対的に少なくなる傾向が柱梁耐力比により柱鋼材量が多くなる傾向を上回った形である。

$C_{QUNI}=0.35$ と $C_{QUNI}=1.0$ で鋼材量は約 70%-90%増大した。純ラーメン構造の場合と同様に算出した総鋼材量の単位面積あたりの重量(kg/m²)は $C_{QUNI}=0.35$ の場合 68.3 (全体型), 76.2 (集約 H 型), 73.3 (集約 B 型) で $C_{QUNI}=1.0$ の場合 116.8 (全体型), 120.2 (集約 H 型), 116.8 (集約 B 型) である。

5. 座屈拘束ブレース構造

前述の鋼管によるブレース構造の優良設計解では地震応答解析を参考に設定した C_{QUNI} 値が 1.0 と大きくなり, ブレースとそれを含む架構の柱梁断面も大きくなった。本章では, 座屈拘束ブレース(BRB)を用いたブレース構造(BRB 構造)の優良設計解を全体型, 集約 H 型, 集約 B 型の 3 つの型式に対して算出する。BRB による地震時のエネルギー吸収による C_{QUNI} 値の低下を確認すると共に, 柱梁断面と耐震挙動の変化を比較分析する。

5.1 BRB のモデル化

BRB 構造の優良設計解算出のための BRB のモデル化と MSLS の目的関数である鋼材量への BRB 算入要領を示す。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。材軸方向の初期剛性と降伏後の軸剛性および降伏軸力をそれぞれ, K_{1BRB} , K_{2BRB} および N_{YBRB} とする。 K_{1BRB} と K_{2BRB} は BRB と周辺柱梁との接続部材で構成されるブレース全体の軸剛性である。 K_{2BRB} を $0.01K_{1BRB}$ とし, (1)式のように K_{1BRB} と N_{YBRB} に比例関係が成立すると仮定する。これにより BRB の設計変数を 1 部材につき 1 とする。 N_{YBRB} の設計選択肢は 1000kN から 3500kN まで 500kN 毎とする。

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

既製品^{17, 18)}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を設計選択肢の範囲で算出し, それと降伏軸力の比の平均値を算出したところ 0.19(1/mm)であった。それを α の値とする。検討対象建物では, 1 階の階高のみ 4.8m と基準階の階高 3.8m と異なる(図 2)が, BRB の軸剛性は接続部材の軸剛性より相対的に低いため, 階高の影響はほとんど無い。また, 座屈拘束材を含む BRB 本体と接続部材の重量和 W_{BRB} を鋼材の比重 $\rho (=7.85\text{ton/m}^3)$ で除した BRB

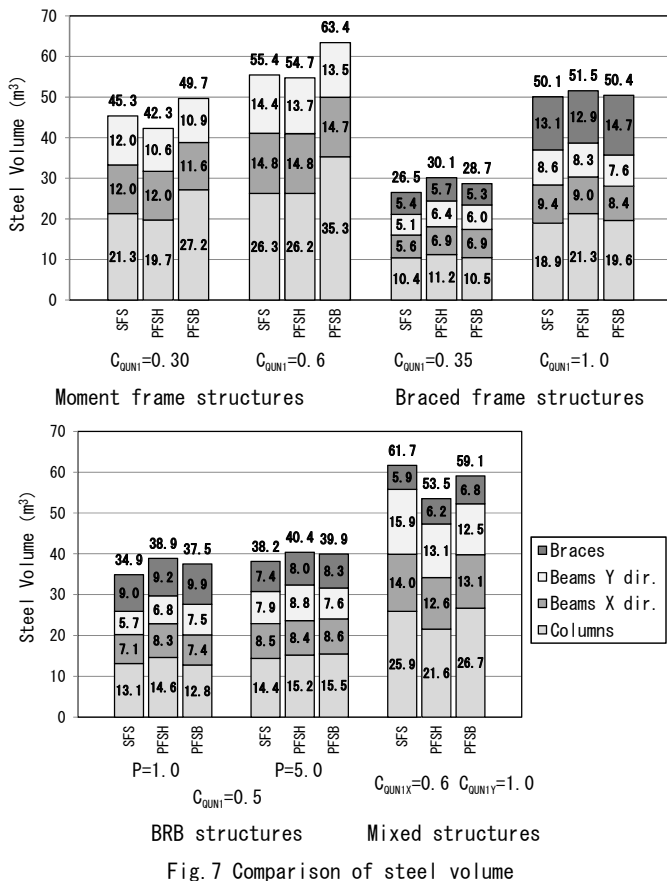


Fig. 7 Comparison of steel volume

の鋼材量（鋼材体積）は N_{YBRB} と概ね比例関係にあることが確認できたため、 W_{BRB} を以下の N_{YBRB} の 1 次関数で近似する。

$$W_{BRB} / \rho = a_1 N_{YBRB} L \quad (2)$$

ここで、 L は BRB 本体と接続部材を合わせた材長（節点間距離）であり、 a_1 は回帰近似値として $6.5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$ とする。

(2) 式の右辺を改めて BRB の等価鋼材量 $V_{E BRB}$ と定義し、 $V_{E BRB}$ にコスト係数 P を乗じた $P V_{E BRB}$ を鋼材量最小化の目的関数に含める。BRB が比較的 low コストで一般鋼材と同等の場合として $P=1.0$ 、高コストの場合として $P=5.0$ の 2 通りを検討する。また、予備解析の結果を参考に C_{QUNI} 値を 0.5 とする。

5.2 BRB 構造の優良設計解

表 6 に $P=5.0$ の場合の優良設計解の部材断面を示す。BRB については、降伏軸力を示す。表 4 の鋼管ブレース構造の優良設計解と比較すると、特に 1-2 節の C1 と C2 柱断面の差が大きい。これは、 C_{QUNI} 値の相違 (BRB 構造の $C_{QUNI}=0.5$ に対し鋼管ブレース構造の $C_{QUNI}=1.0$) から付帯柱の保有水平耐力時の発生軸力に差が生じたためと考えられる。

BRB 構造の 3 つの型式の $P=1.0$ と $P=5.0$ の優良設計解に対する静的増分解析と地震応答解析の結果を図 8 と図 9 および 10 に示す。静的増分解析 (図 8) では、ほぼ $C_{QUNI}=0.5$ を満足する。地震応答解析

Table 6 Superior solutions of BRB structures ($P=5.0$)

SFS 全体型					
Part	C1	C2	C3	BRB1	BRB2
3	BX-400x400x16 (0.19) [Y]	BX-350x350x12 (0.43) [L]	BX-300x300x16 (0.29) [Y]	$N_{YBRB}=1000\text{kN}$ (0.69) [Y]	$N_{YBRB}=1000\text{kN}$ (0.68) [X]
2	BX-400x400x16 (0.42) [Y]	BX-350x350x12 (0.68) [X]	BX-300x300x16 (0.53) [L]	$N_{YBRB}=1500\text{kN}$ (0.65) [Y]	$N_{YBRB}=1500\text{kN}$ (0.64) [X]
1	BX-400x400x16 (0.62) [Y]	BX-350x350x25 (0.48) [X]	BX-300x300x25 (0.44) [L]	$N_{YBRB}=1500\text{kN}$ (0.71) [Y]	$N_{YBRB}=2000\text{kN}$ (0.55) [X]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-300x150x9x16 (0.55) [L]	H-300x250x9x22 (0.40) [L]	H-300x150x9x12 (0.11) [Y]	H-300x200x9x16 (0.57) [L]
2	H-400x200x12x16 (0.42) [X]	H-400x150x9x12 (0.64) [L]	H-400x250x12x19 (0.16) [Y]	H-400x150x9x16 (0.50) [L]
1	H-450x150x12x16 (0.34) [X]	H-450x150x9x16 (0.42) [L]	H-450x200x12x16 (0.26) [Y]	H-450x250x9x25 (0.22) [Y]

PFSH 集約 H 型

Part	C1	C2	C3	BRB1	BRB2
3	H-600x300x16x28 (0.18) [Y]	H-600x300x16x19 (0.25) [X]	H-350x300x12x16 (0.41) [L]	$N_{YBRB}=1000\text{kN}$ (0.73) [Y]	$N_{YBRB}=1000\text{kN}$ (0.70) [X]
2	H-600x350x16x22 (0.47) [Y]	H-600x450x16x25 (0.36) [X]	H-350x300x12x16 (0.82) [L]	$N_{YBRB}=1500\text{kN}$ (0.66) [Y]	$N_{YBRB}=1500\text{kN}$ (0.66) [X]
1	H-600x400x16x28 (0.54) [Y]	H-600x400x16x32 (0.53) [X]	H-350x350x12x19 (0.77) [L]	$N_{YBRB}=2500\text{kN}$ (0.45) [Y]	$N_{YBRB}=2500\text{kN}$ (0.45) [X]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-300x150x9x16 (0.12) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-300x250x9x25 (0.11) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
2	H-450x250x12x25 (0.18) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-500x250x16x25 (0.19) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
1	H-300x250x9x19 (0.19) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-300x200x9x19 (0.20) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]

PFSB 集約 B 型

Part	C1	C2	C3	BRB1	BRB2
3	BX-350x350x12 (0.24) [Y]	BX-400x400x16 (0.18) [X]	BX-300x300x16 (0.27) [L]	$N_{YBRB}=1000\text{kN}$ (0.71) [Y]	$N_{YBRB}=1000\text{kN}$ (0.71) [X]
2	BX-350x350x16 (0.47) [Y]	BX-400x400x22 (0.33) [X]	BX-300x300x12 (0.70) [L]	$N_{YBRB}=2000\text{kN}$ (0.53) [Y]	$N_{YBRB}=2000\text{kN}$ (0.53) [X]
1	BX-350x350x25 (0.51) [Y]	BX-400x400x25 (0.49) [X]	BX-300x300x16 (0.65) [L]	$N_{YBRB}=1500\text{kN}$ (0.72) [Y]	$N_{YBRB}=1500\text{kN}$ (0.71) [X]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-350x150x12x16 (0.13) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-350x200x12x19 (0.10) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
2	H-400x150x12x16 (0.15) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-450x150x12x16 (0.16) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
1	H-400x250x12x19 (0.20) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-400x250x12x19 (0.19) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]

では、 R_{MAX} は最大で 1.4% 程度である。BRB 構造では、BRB の降伏によって、地震応答による入力が増大が制御されるので、 C_{MAXI} が C_{QUNI} に近いのは必然であるが、 C_{MAXI} は 0.46-0.47 ($P=1.0$) と 0.43-0.45 ($P=5.0$) である。

純ラーメン構造とブレース構造と同様に、BRB 構造の優良設計解の鋼材量の比較を図 7 に追加した。鋼材量の型式ごとの相対的な関係では、全体型がやや少なく、集約 H 型がわずかに多いが、相互の差は比較的小さい。 $P=1.0$ の優良設計解は $P=5.0$ の優良設計解と比較して、BRB 以外の鋼材量が 12% 減少し、BRB 等価鋼材量は 19% 増大した。これは、 $P=5.0$ で BRB が高価な場合、BRB を少なく、他のフレームの寄与を高める設計になるためである。BRB 構造の 5.0 の優良設計解のブレースを除く鋼材量は、ブレース構造の $C_{QUNI}=1.0$ の優良設計解に対して、BRB が高価な場合 ($P=5.0$ の場合) 83-89% なのに対し、廉価な場合 ($P=1.0$ の場合) は 70-77% である。同じ検討用 L2 地震動に対する設計解同士の比較により、鋼材量と構造性状の両面から BRB の導入効果を確認できた。

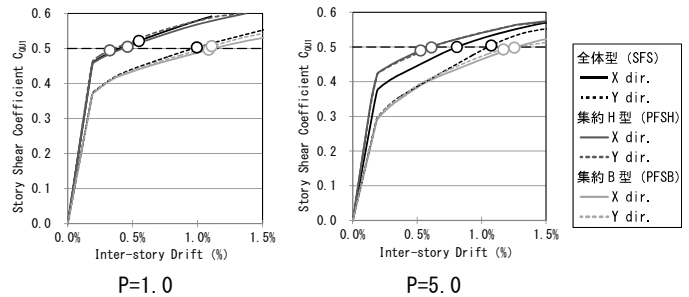


Fig. 8 Relationships between base shear coefficient and inter-story drift ratio of BRB structures

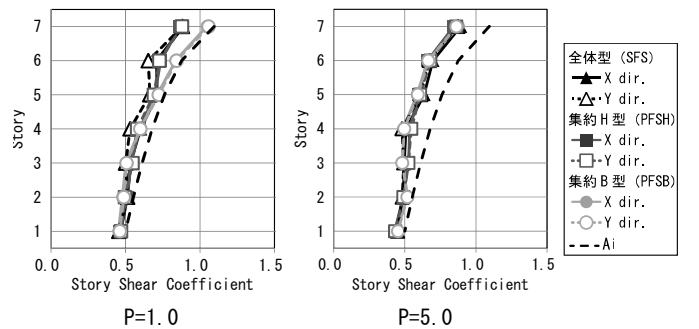


Fig. 9 Maximum shear coefficient in BRB structures (Kobe)

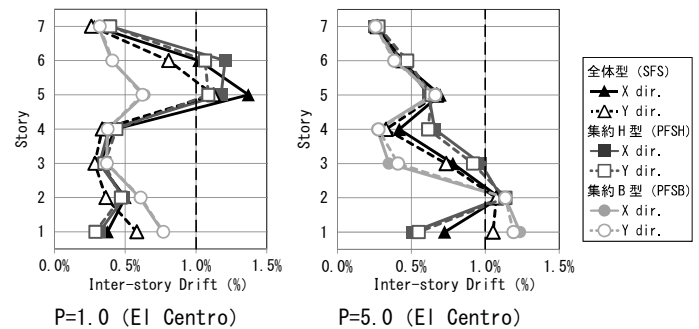


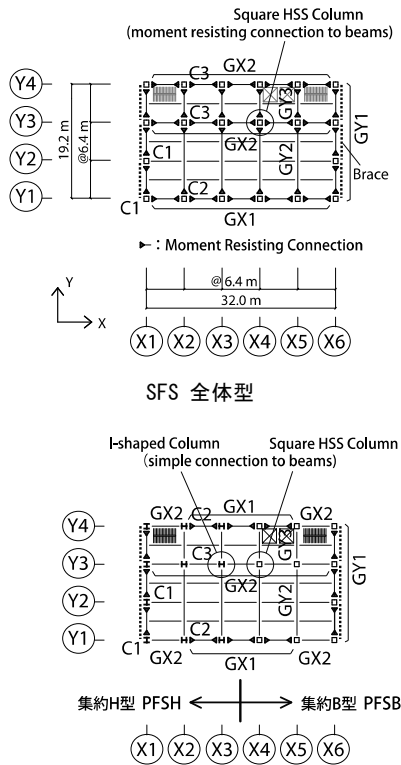
Fig. 10 Maximum inter-story drift ratio in BRB structures

6. 混成構造

前章までに検討した建物の構造は、図1の平面XYの2方向の構造形式が同じで梁スパンも一様であった。本章では、図11のように梁スパンが一様ではなく、図中のX,Y方向でそれぞれラーメン構造とブレース構造の混成構造の優良設計解を算出する。

6.1 構成とグループ化

図11のようにY2通りのX2-X5に柱が存在せず、X2-X5通りのY1-Y3間のGY2梁はスパンが12.8mである。Y3-Y4間の梁スパンは6.4mのままであり符号をGY3とする。集約H型と集約B型で、これらの梁は小梁であり、規格最小断面として、それぞれH-750x250x12x25とH-400x200x8x13とする。また、全体型では、Y4通りのGX1梁をGX2として、X2-X5のC2柱をC3とする。これは、Y1通りの耐震架構の水平剛性をY3とY4通りの架構よりも相対的に高くして、偏心を抑制する設計の可能性を含めたためである。



PFSH and PFSB 集約H型と集約B型

Fig. 11 Floor framing plan of mixed structure

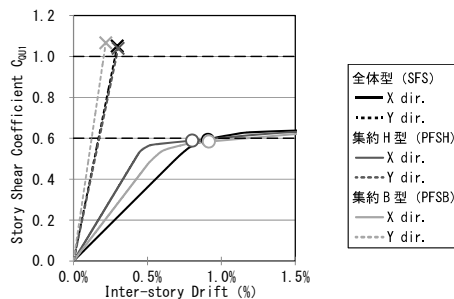


Fig. 12 Relationships between base shear coefficient and inter-story drift ratio of mixed structures

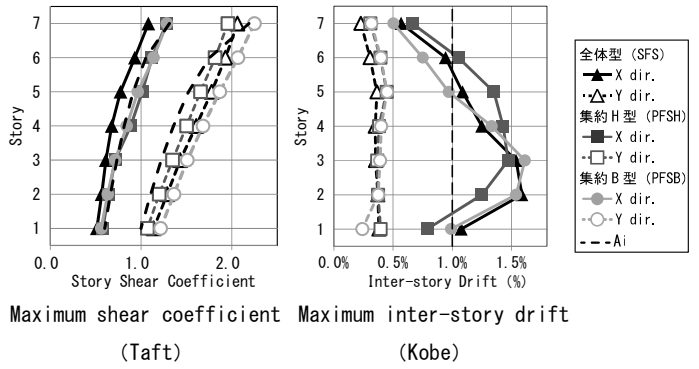


Fig. 13 Responses in time-history analyses for mixed structures

6.2 混成構造の優良設計解

全体型、集約H型、集約B型の3つの型式について、ラーメン構造のX方向の $C_{QUN1}(=C_{QUN1X})$ を0.6、ブレース構造のY方向の $C_{QUN1}(=C_{QUN1Y})$ を1.0として算出した優良設計解の静的増分解析と地震応答解析を行った結果を図12と図13に示す。静的増分解析では、概ね必要耐力を満足する。地震応答解析では、ラーメン構造のX方向の R_{MAX} が1.5%に近い。

混成構造の優良設計解の鋼材量を図7に追加して比較した。集約H型、集約B型、全体型の順に少ない。全体型に対して集約H型と集約B型の鋼材量はそれぞれ87%と96%である。純ラーメン構造の場合と異なり、全体型が集約B型と比較しても鋼材量がわずかに多い。その理由として、構造形態が不規則になることによって鋼材量が増える制約条件があるためと考えられる。つまり、12.8mのロングスパンのY2梁およびX方向ラーメン架構に必要な梁成とそれ以外の梁の成を等しくする制約条件により梁の鋼材量が増え、さらに、柱梁耐力比の制約によって、柱断面も連鎖的に大きくなる傾向がある。

7. まとめ

本研究では、耐震架構配置と柱の断面形状が異なる7階建鋼構造事務所建物の優良設計解を求め、それらの構造性状を分析評価した。優良設計解は多スタート局所探索法 (MSLS) により部材断面寸法を離散設計変数として鋼材量最小化を目的関数とする設計解であり、許容応力度設計および必要保有水平耐力の制約条件を満足する。多数の制約条件と離散変数に対する優良設計解を導出する手順を示した。

設計解は耐震架構配置と柱の断面形状が異なる3種類の架構型式に対して算出した。それらは、(1)柱が角形鋼管で柱梁接合部を全て剛接合として全体が耐震架構となる型式 (全体型)、(2)柱がH形鋼で外周部にのみ耐震架構を配した型式 (集約H型)、(3)集約H型の柱を角形鋼管とした型式 (集約B型) である。それぞれの型式に対して、純ラーメン構造とブレース構造および混成構造の場合を比較した。ブレース構造は鋼管ブレースの場合と座屈拘束ブレース (BRB) の場合を検討した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 純ラーメン構造で、必要保有水平耐力の1階の層せん断力係数 C_{QUN1} を0.3と0.6とした場合の優良設計解を算出した。 $C_{QUN1}=0.6$ はレベル2 (L2) 地震動に対する1階の最大層せん断力係数 C_{MAX1} の応答値を参考に設定したが、3つの型式の優良設計解はいずれ

も一般的な設計クライテリアである最大層間変形角 1.0%を上回り、1.4~1.5%であった。部材の塑性率はいずれも 3.0 以下であった。鋼材量は $C_{QUNI}=0.3$ から 0.6 で約 1.3 倍になり、いずれも集約 H 型、全体型、集約 B 型の順に少ない。保有水平耐力と大地震時の最大塑性率がほぼ同等な設計解同士の比較により、本検討例では我国で一般的な全体型よりも集約 H 型の方が合理的である可能性があることを確認した。

- (2) 鋼管ブレース構造では、 $C_{QUNI}=0.35$ と 1.0 の場合の優良設計解を算出した。鋼材量は、純ラーメン構造の場合より型式間の差が小さい。 $C_{QUNI}=0.35$ から 1.0 で約 1.8 倍であり、集約 H 型の鋼材量が他より僅かに多い。地震時に発生する部材断面力が軸力主体になり、角形鋼管柱を用いた構造が有利である。
- (3) 優良設計解の固有 1 次周期は 0.92~1.05s (純ラーメン構造) と 0.46~0.51s (ブレース構造) である。純ラーメン構造の $C_{QUNI}=0.6$ とブレース構造の $C_{QUNI}=1.0$ はいずれも L2 地震動に対する応答を参考にした設定値であるが、保有水平耐力計算で必要な D_s 値を大きく上回る。地震応答解析および保有水平耐力計算のいずれでも設計可能な建物について、それぞれが要求する耐震性能のレベルに大きな差があることを定量的に確認した。
- (4) ブレース構造でブレースに座屈拘束ブレース (BRB) を用いた構造 (BRB 構造) で、 $C_{QUNI}=0.5$ として得られた優良設計解の C_{MAXI} は 0.43~0.47 であり、履歴減衰による応答低減効果が確認できた。集約 H 型で鋼材量が僅かに多い傾向はブレース構造と同様である。BRB の等価鋼材量にコスト係数 $P=1.0$ と 5.0 を乗じた値を目的関数の鋼材量に含めた優良設計解を比較した。 $P=1.0$ の優良設計解は $P=5.0$ の優良設計解と比較して、BRB 以外の鋼材量が 12% 減少し、BRB 等価鋼材量は 19% 増大した。BRB 構造の優良設計解のブレースを除く鋼材量は、ブレース構造の $C_{QUNI}=1.0$ の優良設計解に対して 70~90% である。
- (5) 混成構造では、全体型の鋼材量が多く、集約 H 型の鋼材量が少なくなった。純ラーメン構造の場合と異なり、全体型が集約 B 型と比較しても鋼材量が多い理由として、構造形態が不規則になることによって、同一階の梁成同一および柱梁耐力比などの制約条件の影響が考えられる。

本研究では、純ラーメン構造、鋼管および BRB ブレース構造、混成構造の 7 階建建物を検討した。一般的な傾向を把握する上で十分な検討数とは言えず、得られた傾向は、建物規模や構成により異なる可能性があるが、優良設計解は、個人の主観的な判断を極力排除して指定された手続きによって得られた合理的な設計解であり、同様の建物の範囲で一定の客観的一般性を有すると考えられる。

謝辞

本研究の一部は、科学研究費・基盤研究 (B) No. 16H0444902 (研究代表者：大崎純) 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) Hiroki Mukai, Tadaharu Nagao, Takashi Hasegawa, Kenji Takahashi, Mitsuo Seki and Koji Fukuda, Comparison between seismic performance of U.S. steel perimeter and Japanese spatial moment resisting

frames : Part1-3, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. C-1, Structures III, pp903-908, 1998.7

- 2) Yoshihiko Kimura, Comparison of Hysteresis Energy and Plastic Deformation Capacity for U.S. and Japan Moment Resisting Frames, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. C-1, Structures III, pp761-762, 2008.7
木村裕裕：日米鋼構造ラーメン構造物の履歴吸収エネルギーと累積塑性変形倍率の比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造 III、pp761-762、2008.7
- 3) Kenzo Taga and Hana Kohara, Study on Seismic Performance Evaluation of Steel Box Column and H-Shaped Steel Column with Multi-Directional Input Motion, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. C-1, Structures III, pp1035-1036, 2012.7
多賀 謙蔵、小原 英：多方向の入力を考慮した場合の箱形断面柱と H 形断面柱の耐震性能比較に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 III、pp1035-1036、2012.7
- 4) Mika Rokugo and Tadaharu Nagao, Comparison on Seismic of United State and Japan Steel Moment-Frame Buildings, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. C-1, Structures III, pp943-944, 2005.7
六郷美佳、長尾直治：日米の鋼構造ラーメン骨組の耐震性状に関する比較研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造 III、pp943-944、2005.7
- 5) B.F. Mason, K. Kasai and Y. Ooki, Relative performance of Kobe and Northridge WSMF buildings, Earthquake Spectra, Vol. 22(4), pp. 1081-1097, 1996
- 6) H. Tagawa, G. MacRae and L. Lowes, Probabilistic evaluation of seismic performance of 3-story 3D one- and two-way steel moment-frame structures, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 37(5), pp. 681-696, 2008
- 7) Jiro Takagi and Makoto Ohsaki, Comparison of Structural Characteristics of office Buildings Composed of Space and Perimeter Frame Systems, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 715, pp. 1469-1478, 2015.9
高木次郎、大崎純：耐震架構全体分散型と外周集約型の鋼構造事務所建物の構造性状比較、日本建築学会構造系論文集、第 715 号、pp. 1469-1478、2015.9
- 8) Jiro Takagi, Makoto Ohsaki and Shiori Ishikawa, Ultimate Lateral Strength and Seismic Response of Steel Office Buildings Composed of Space and Perimeter Frame Systems, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 728, pp1743-1751, 2016.10
高木次郎、大崎純、石川 栞：耐震架構全体分散型と外周集約型の鋼構造事務所建物の保有水平耐力と地震応答、日本建築学会構造系論文集、第 728 号、pp1743-1751、2016.10
- 9) National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM), et al., 2015nendoban-kentikubutsunokouzoukankeigijutsukijun kaisetsusho (Explanation Book of Structural Technology Standard of Buildings 2015), 2015.6 (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、2015.6
- 10) Mikio Kubo and J. P. Pedroso, Metaheuristics:a programming guide, Kyoritsu Shuppan Co., Ltd., 2009
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
- 11) Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation, Kensetsuyou-Shizai Handbook, 2012.10 (in Japanese)
新日鉄住金株式会社：建設用資材ハンドブック、2012.10
- 12) Midas GEN Ver. 800, MIDAS Information Technology, 2014
- 13) SNAP Ver. 6.0.1.3, Kozo System, Inc., 2016
SNAP Ver. 6.0.1.3, 株式会社構造システム、2016

14) Michio Shibata, Takashi Nakamura and Minoru Wakabayashi, Mathematical Expression of Hysteretic Behavior of Braces, Part 1 Derivation of Hysteresis Functions, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.316, pp.18-23, 1982.6
柴田道生, 若林実: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化 その1, 日本建築学会論文報告集, 第316号, pp.18-23, 1982.6

15) Michio Shibata, Takashi Nakamura and Minoru Wakabayashi, Mathematical Expression of Hysteretic Behavior of Braces, Part 2 Application to Dynamic Response Analysis, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.320, pp.29-35, 1982.10
柴田道生, 若林実: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化 その2, 日本建築学会論文報告集, 第320号, pp.29-35, 1982.10

16) Hajime Taniguchi et al., Study on Restoring Force Characteristics of Steel Frames in Building of Nuclear Power Stations Part 6 Simulation Analysis, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. Structures II, pp.1541-1542, 1990.7
谷口元, 他: 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, 1990.7

17) JFE Civil Engineering & Construction Corp., Tube-in-Tube Buckling-Restrained Braces Hyojunbuzaihyo, 2016 (in Japanese)
JFE シビル株式会社: 二重鋼管座屈補剛ブレース標準部材表, 2016

18) The Building Center of Japan, Tube-in-Tube Buckling-Restrained ST0010-05, 2016.8
日本建築センター: 二重鋼管座屈補剛ブレース BCJ 評定-ST0010-05, 2016.8

19) Building Guidance Division, Housing Bureau, the Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MLIT) et al., 2001Inendoban-genkai tairyokukeisanhonokeisanreitonokaisetsu (Calculation Examples and Explanation for Calculation of Response and Limit Strength 2001), Kougaku-Tosho, 2006.6 (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, 2006.6

20) Architectural Institute of Japan, AIJ Design Standard for Steel Structures—Based on Allowable Stress Concept, 2007.7
日本建築学会: 鋼構造設計規準—許容応力度設計法, 2007.7

Appendix 1

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。固定荷重の設定に関しては既往の設計例¹⁹⁾を参考に、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。最上階重量は、基準階重量よりも大きくなるのが一般的であるが、モデルを単純化して基準階重量と同じとした。

Appendix 2

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、ブ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) Ai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 $M_p=1.1F_y$ とする。ここで、 Z_p は部材の塑性断面係数である。
- (5) ブ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は鋼材の基準強度、f_{cs}は短期許容圧縮応力度である。
- (6) P-Δ効果は考慮しない。

Appendix 3

MSLSの制約条件は下表の通りである。設計変数の記号の定義は表2に整理した。

番号	型式	制約条件
1	全ての型式	$\sigma \leq \sigma_a$ 応力度の制約 (*1)
2		$D_p/t_p \leq 31.4$ 等Bランク以上の柱と梁の幅厚比制約 (*2)
3		ブレース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		$\Sigma M_{pc} \geq \Sigma 1.5M_{pb}$ 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	全体型	同一階内の梁成同一 (*7)
10	全体型 集約B型	節を通して柱幅同一
11	集約型	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」²⁰⁾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⁹⁾を満足させる。
- (*3) ブレースの細長比は49.3以下とし、490N/mm²級鋼管ブレースのランクをB以上とする。規格断面の実状を参考に¹¹⁾、鋼管の径 D_p と板厚 t_p に関して $D_p/t_p \leq 60$ 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²⁰⁾。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} を上回ることとする。
- (*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。

SUPERIOR DESIGN SOLUTIONS OF SECTION SIZES IN STEEL BUILDINGS FOR DIFFERENT LATERAL FRAME SYSTEMS AND COLUMN SHAPES

Jiro TAKAGI^{*1}, *Ruka OBANA*^{*2} and *Makoto OHSAKI*^{*3}

^{*1} Assoc. Prof., Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.

^{*2} Grad. Student, Tokyo Metropolitan Univ., M.Eng.

(Currently, Asahi Kasei Construction Materials Corporation)

^{*3} Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto Univ., Dr.Eng.

Superior design solutions of section sizes in seven-story steel buildings are obtained for three types of structural systems: (1) a space frame system with rectangular HSS columns (SFS), (2) perimeter frame systems (PFS) with I-shaped columns (PFSH), (3) PFS with rectangular HSS columns (PFSB). Moment connections are used in most beam-to-column connections in SFS, while they are limitedly used in the perimeter frames in PFS. SFS is a commonly used structural system in Japan, whereas PFSH is commonly used in other countries. In this research, structural characteristics of SFS, PFSH and additionally PFSB are evaluated for evenly rationally designed office buildings using an optimization algorithm. The superior solutions are derived by multiple start local search (MSLS), minimizing steel volumes. The solutions satisfy multiple requirements of the allowable stress design and ultimate lateral strength. The discrete design variables are the section sizes of grouped structural members. Approximately 100 constraints and 40 variables are applied. Dealing with these large numbers, the proposed MSLS algorithm works and superior solutions are obtained for various types of buildings, such as moment frame, braced frame and mixed frame buildings, in the three types of structural systems, SFS, PFSH and PFSB. Pipes or buckling restrained braces (BRB) are used in the braced frame buildings. The findings are as follows:

- (1) Superior solutions for moment frame buildings are obtained for the base-shear coefficient of the ultimate lateral strength, C_{QUN1} , as 0.3 and 0.6. Although the value of 0.6 for C_{QUN1} is given by referring to responses in the time-history analyses for very rare (L2) earthquake ground motions, the superior design solutions do not satisfy the standard design criteria against L2 earthquakes. The maximum inter-story drift ratios are 1.4-1.5%, which are greater than the standard criteria of 1.0%. PFSH can be advantageous for the moment frame building in terms of steel volume.
- (2) Superior solutions of the braced frame building are obtained for 0.35 and 1.0 of C_{QUN1} . The sections of the braces are steel pipes. The differences of steel volumes between PFSH, SFS and PFSB are relatively small. The steel volume is slightly lower in SFS and PFSB, because axial forces are the primarily derived member forces under earthquake lateral load in these braced frame buildings and rectangular HSS columns are advantageous. The C_{QUN1} value needed for the L2 time-history analysis is nearly 1.0, which is very different from the 0.35 required by the design standard.
- (3) Superior design solutions using BRBs are obtained for the braced frame building with 0.5 of C_{QUN1} . The steel volume in SFS and PFSB is slightly lower, as observed in the braced frame building with pipes. The steel volume excluding the braces in the superior solutions with BRBs is 70-90% of that with pipes for the braces ($C_{QUN1}=1.0$).
- (4) A comparison of the superior design solutions for mixed structures shows that the steel volume of SFS solution is higher than those of PFSs. Irregularity in the beam spans or different lateral systems in two horizontal directions causes an increase in the steel volume in SFS, controlled by some critical constraints, such as uniform beam height in a single floor and strong column weak beam ratio.

Superior design solutions are obtained by using the optimization algorithm but not based on engineers' personal experience. Therefore, although the number of cases studied in this research is limited, the discussion and findings comparing these different structural systems are of interest.

(2019年1月10日原稿受理, 2019年6月3日採用決定)