

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ULTIMATE LATERAL STRENGTH AND SEISMIC RESPONSE OF STEEL OFFICE
BUILDINGS COMPOSED OF SPACE AND PERIMETER FRAME SYSTEMS

高木 次郎*, 大崎 純**, 石川 葉***

Jiro TAKAGI, Makoto OHSAKI and Shiori ISHIKAWA

There are two major types of lateral frame systems in steel buildings, which are space frame system (SFS) and perimeter frame system (PFS). Moment connections are used in most of beam-to-column connections in SFS, while they are limitedly used in the perimeter frames in PFS. In this study, structural characteristics of 7-story standard steel office buildings designed with SFS and PFS are investigated. Steel volume is minimized by using Multiple Start Local Search (MSLS) under constraints on allowable stress design and ultimate lateral strength requirements. The design variables are the discrete section sizes. The steel volume of the obtained solutions is lower for PFS than SFS. Time-history seismic response analyses are conducted for the solutions. It is found that the solutions do not meet standard dynamic response criteria for new buildings.

Keywords: *steel structures, beam-to-column connections, multiple start local search, ultimate lateral strength, time-history analysis*

鋼構造, 柱梁接合, 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

我国の鋼構造事務所建物では、ほぼ全ての柱梁接合部を剛接合とし、地震をはじめとする水平力を全ての架構に負担させる設計が一般的であるのに対し、欧米を中心とする諸外国では、地震地域であっても、水平力を負担する架構（「耐震架構」と呼ぶ）と主として鉛直荷重のみを支持する架構を明確に分離する設計が一般的である。ほぼ全ての架構を耐震架構とする日本式の構造形式では、柱に2軸曲げが作用することから角形鋼管が多用されるのに対し、欧米式では、耐震架構を各方向に独立させて主として外周部に配置し、柱に1軸曲げのみが作用するようにしてH形鋼を用いることが多い。本研究では、同一平面の鋼構造事務所建物を日本式と欧米式の2通りで設計して、それらの特徴を把握する。多スタート局所探索法(MSLS)を利用して、比較する設計同士の公平性を確保する。

日本式と欧米式の鋼構造建物の設計を比較する既往研究¹⁻⁶⁾は、異なる耐震架構配置の比較が実在建物である場合や、基準準拠や同等の水平剛性等の評価により単純化された架構などであり、比較対象の設定の妥当性については議論の余地がある。また、著者らの知る限り、耐震架構配置に着目した比較研究で最適化手法を応用した

研究は存在せず、逆に、コスト最小化などの最適化手法を応用した既往研究⁷⁻⁹⁾で、耐震架構配置に着目したものは存在しない。

著者らは、既往研究¹⁰⁾で、許容応力度設計を主体とする線形な制約条件のみに対する鋼材最小解を導出した。ここでは部材断面寸法を連続変数として扱い、規格寸法に収斂させた。本研究では、7階建ての建物を対象とし、当該規模の建物の設計に必要な保有水平耐力の制約条件を加える。変数はグループ化された部材断面寸法である。規格断面寸法を離散変数の選択許容値として、MSLSを利用して、現実的な優良設計解を得る。耐震架構配置の異なる建物の優良設計解同士を比較し、それらの傾向を分析する。優良設計解に対して、地震応答解析を実施し、保有水平耐力を確保する設計の動的応答の傾向を分析する。

本研究で最適化を用いる利点は、大きく2つある。設計解提供者の経験や技量の偏在の影響を極力排除して、共通の設計条件下での異なる耐震架構配置の設計解の比較において客観性を確保できることと、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ことである。

* 首都大学東京都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.

** 京都大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

*** 旭化成ホームズ(株) 修士(工学)
(元首都大学東京大学院生)

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

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

Asahi Kasei Homes Corporation, M.Eng.

(Former Grad. Stud., Tokyo Metropolitan Univ.)

2. 検討建物概要

2.1 建物架構と部材概要

標準的な事務用途の鋼構造物として、既往研究¹⁰⁾と同じ図1のような32.0m×19.2mの架構平面を検討する¹¹⁾。図中のX1とX6のY方向架構にはK形ブレースが存在し、X2-X5架構には12.8mのロングスパン梁が存在する。X方向は純ラーメン架構で、Y方向はブレース付ラーメン架構である。柱および梁符号を図中に示す。

検討建物は7階建である。図2の軸組図中の▲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。各節に所属する部材区分を表1に整理する。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。

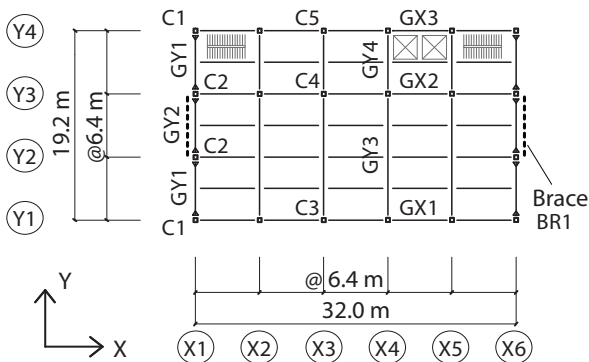


図1 検討対象建物の平面架構と部材符号

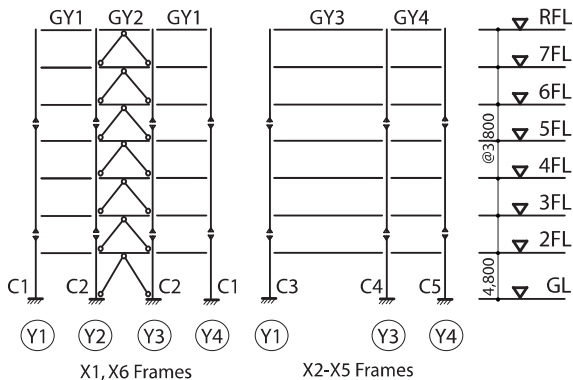


図2 検討対象建物の軸組図

表1 各節の所属部材区分

節	柱 (角形鋼管またはH形鋼)	梁 (H形鋼)	ブレース (鋼管)
3	5階中央 - 8階中央	6 - 8階	5 - 7階
2	2階中央 - 5階中央	3 - 5階	2 - 4階
1	1階下端 - 2階中央	2階	1階

2.2 比較検討型式

建物の柱梁接合方法は、梁ウェブをボルトまたは溶接接合し、フランジを柱に完全溶込溶接する剛接合、あるいは、ウェブのボルト接合のみのピン接合のいずれかとする。剛接合では梁の曲げモーメントとせん断力が柱に伝達され、ピン接合ではせん断力のみが伝達

される。図3に柱梁接合方法の組み合わせが異なる2つの耐震架構配置を示す。これらは、全体分散型耐震架構配置(「全体型」と呼ぶ)と外周集約型耐震架構配置(「集約型」と呼ぶ)である。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。剛接合される柱と梁およびブレースが耐震架構を構成する。全体型ではほぼ全ての柱梁接合部を剛接合とするのに対し、集約型では、外周架構(X1通りとX6通りおよびY1通りとY4通り架構のX2-X5間)の構面内方向の柱梁接合部のみが剛接合である。

集約型のY方向X2-X5の内側架構の接合部は全てピン接合であり、X1とX6の外側架構がほぼ全ての地震力を負担する。一方、X方向では、剛接合をY1通りとY4通り架構のX2-X5間のみとする。すなわち、Y1通りとY4通り架構の最も外側の梁は両端ピン接合であり、それらをY3通りの梁と同じGX2梁としてグループ化する。従って、集約型の柱には2軸曲げが作用せず、断面をH形とする。両端ピン接合とした図1と図3中のGX2, GY3, GY4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。

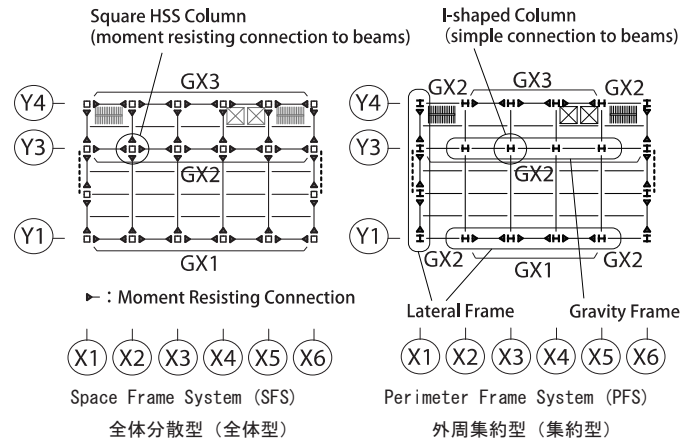


図3 検討対象の耐震架構配置

3. 設計条件と解析概要

3.1 設計方針

検討建物に対して我国の設計基準¹²⁾に準拠して設計用長期荷重と地震荷重下の許容応力度設計(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をAppendixに示す。地震荷重分布はA_i分布とし、地域係数を1.0、地盤を2種として、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、形状係数F_{es}値を1.0、構造特性係数D_s値を0.3(X方向)と0.35(Y方向)とする。X方向は純ラーメン架構、Y方向はブレース付き架構であり、後述のように幅厚比およびブレースの細長比に関する設計制約条件で各部材のランクをB以上とすることで、D_s値は上記の値になる¹²⁾。

多スタート局所探索法(MSLS)による最適化手法を用いて1次および2次設計制約下で目的関数である鋼材量を最小化する。一般的に流通する規格断面¹³⁾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「規格断面寸法」と呼ぶ。

表 2 最適化変数の設定

記号	部材（耐震形式）	部位	離散変数
D_c	角型鋼管柱 （全体型）	幅	200-800mm の範囲で 50mm 毎
t_c		板厚	*1
H_{wc}	H 形鋼柱 （集約型）	せい	200-1000mm の範囲で 50mm 毎
W_{fc}		フランジ幅	200-600mm の範囲で 50mm 毎
t_{wc}		ウェブ厚	*1
t_{fc}		フランジ厚	*1,
H_w	H 形鋼梁 （全体型と集約型）	せい	300-1000mm の範囲で 50mm 毎
W_f		フランジ幅	200-400mm の範囲で 50mm 毎, *2
t_w		ウェブ厚	*1
t_f		フランジ厚	*1, *2
D_b	ブレース （全体型と集約型）	径	318. 5, 355. 6, 406. 4, 457. 2mm
t_b		板厚	*1

*1：規格断面の板厚を 6, 9, 12, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 36, 40mm とする。
*2：梁のフランジ幅と板厚の組合せについては、以下の 13 を設計選択肢とする。

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
W_f (mm ²)	200	200	200	250	250	250	300	300	300	350	350	400	400
t_f (mm ²)	12	16	19	19	22	25	25	28	32	32	36	36	40
A_f (10 ³ mm ²)	2. 4	3. 2	3. 8	4. 8	5. 5	6. 3	7. 5	8. 4	9. 6	11. 1	12. 6	14. 4	16. 0

3. 2 立体骨組解析

検討対象建物について、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は以下のとおりである。

- (1) 剛床仮定を採用する。
- (2) 柱は階高の半分の位置で分割し各階 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。

また、上記の弾性解析条件に加えて、弾塑性増分解析の条件は以下のとおりである。

- (1) 荷重増分法による弾塑性解析とする。
- (2) 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。
- (3) 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 $M_p=1. 1F_zp$ とする。ここで、 Z_p は部材の塑性断面係数である。
- (4) ブレースの引張降伏軸力 N_Y 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。
- (5) P-Δ 効果は考慮しない。

建物の保有水平耐力は、いずれかの層の層間変形角が 1. 25%(1/80)に至った時点、あるいは Y 方向についてはブレースの圧縮軸力が座屈耐力に達した時点とする。

3. 3 制約条件

MSLS の制約条件を表 3 に整理する。全体型と集約型共通の条件と各型式のみの条件がある。設計変数の記号の定義は表 2 の通りである。表 3 中の制約条件番号 1, 5, 8, 9, 10 を以下に説明する。

表 3 最適化の制約条件

番号	型式	制約条件
1	両型式	$\sigma \leq \sigma_a$ 応力度の制約
2		$D_b/t_b \leq 31. 4$ 等 B ランク以上の柱と梁の幅厚比制約 (*1)
3		ブレース B ランク以上、 $D_b/t_b \leq 60$ 鋼管の幅厚比制約 (*2)
4		$t_f/t_w \geq 1. 3$ (*3)
5		$\Sigma M_{pc} \geq \Sigma 1. 5M_{pb}$ 各階の柱梁接合部耐力比制約
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		$C_{QUT1} \leq C_{QUT}$ 保有水平耐力の制約
9		柱の降伏を許容しない。（最下階柱脚と最上階柱頭を除く）
10	全体型	同一階内の梁成同一
11		節を通して柱幅同一
12	集約型	C3=C5, GX1=GX3 (*4)
13		節を通して柱成同一（フランジ幅は独立）

- (*1) 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¹²⁾を満足させる。
(*2) 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¹³⁾、鋼管の径 D_b と板厚 t_b に関して $D_b/t_b \leq 60$ とする。
(*3) 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。
(*4) 集約型の X 方向について、地震時の平面的なねじれ変形は比較的小さいと考え、Y1 通りと Y4 通りの部材を同じとする。

制約条件 1

長期および短期荷重下での全ての部材の応力度 σ が「鋼構造設計規準」¹⁴⁾ が規定する許容応力度 σ_a 以下とする。柱については、圧縮と曲げの組み合わせ応力度に対して検討する。柱とブレースの座屈長さは節点間距離の材長とする。また、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。柱と梁の端部については節点位置の曲げモーメントで応力度の検定を行う。

制約条件 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¹²⁾。集約型については、X と Y のそれぞれの検討方向に対して、耐震架構内で柱の検討方向の曲げ耐力の総和が剛接合される梁の曲げ耐力の総和の 1. 5 倍以上とする。H 形鋼柱に対しては、冷間成形角形鋼管同様の柱梁耐力比規定は存在しない¹²⁾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。

制約条件 8

保有水平耐力時の 1 階の層せん断力係数 C_{QUT1} が、必要保有水平耐力の 1 階の層せん断力係数 C_{QUT} を上回ることにする。増分解析の水平荷重分布は必要耐力および設計用地震荷重同様に A_1 分布としていることから、1 階での必要値と耐力の比較で建物全体としての耐力確保を判定する。

制約条件 9

制約条件 5 の柱梁耐力比の制約に加えて、増分解析中の保有水平耐力時までの最下階柱脚と最上階柱頭以外の柱の降伏を許容しない。本制約条件を設けない場合、全体型の設計解の X 方向架構で保有水平耐力前の柱降伏が散見された。最適化では、より有効に機能する部材の断面が大きくなり、それ以外が小さくなる傾向がある。そのため、階としては柱梁耐力比を満足する設計解でも一部の柱の耐力が特に小さい解が得られた。そのような設計解は実状に合わないとは判断し、本制約条件を設けた。

制約条件 10

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。ダイヤフラム数を増やし、複

数の梁成を設定する設計も考えられるが、加工手間を考慮した実務慣行を反映させて統一する。集約型については、梁成を X 方向と Y 方向の耐震架構間で独立とし、同一階同一方向架構内で統一する。これは、1 つの柱に対して、直交 2 方向の梁が共に剛接合されることがない集約型の柱ではダイヤフラム位置による梁成の制約がないためである。

なお、集約型の両端ピン接合の GX2, GY3, GY4 梁（図 4）について、長期荷重下の必要耐力と剛性を有する最小断面積の圧延規格断面¹³⁾として、それぞれ H-350x175x7x11, H-750x250x12x25, H-400x200x9x16 を用い、設計変数から除外する。

3.4 最適化手順

前節の制約条件下の鋼材量最小化問題を MSLS¹⁵⁾を用いて解く。本問題の変数の数は両型式 50 程度であり、制約条件の数は 100 程度で保有水平耐力の制約条件を含む。著者らの既往研究¹⁰⁾では、部材断面寸法を連続変数として扱い、規格寸法に収斂させた。本研究のように保有水平耐力を制約条件に含む場合、各変数に関する目的関数と制約関数の感度を用いた最適化手法の応用は困難である。MSLS を用いて変数を規格断面寸法の離散値とすることにより、連続値から離散値への収斂も不要である。本研究に際して、MSLS と同様に離散化変数を扱う擬似焼きなまし法¹⁶⁻¹⁹⁾(SA)による最適解探索も試みた。SA は初期解から最適解を探索する過程で改悪解を許容する手法であるが、本研究で設定する制約条件は厳しく、改悪解を許容する SA が許容しない MSLS より良好な解に収束することが少なかったため、MSLS を用いることにした。

MSLS による最適化では、乱数、収束判定値、解析ステップ数、近傍探索数などの設定に検討が必要となるほか、計算負荷が大きくなるなどの課題がある。本最適化問題では、10⁸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設定値群を導出し、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し、その優良設計解を得ることを本 MSLS 解析の目標とする。

初期解から局所解の探索は、解析各ステップで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解とし、存在しない場合はそのステップの解を次ステップの解とする。解析ステップ数は 3000 とし、最終ステップに到達する前に解はほとんど変化しないことを確認した。

優良設計解は大域最適解ではないが、一定の論拠に基づく合理的な設計解である。異なる柱梁接合方式配置の構造架構に対する優良設計解同士を比較することで、それらの特徴を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。

離散設計変数である部材の断面寸法の許容値を表 2 に示す。梁のフランジ幅を除き、柱と梁の大きさは上下限值とその間 50mm 毎の値を許容値とする。板厚については、表 2 注釈の離散値を用いる。ブレースの鋼管径の許容値は、規格断面に準じて同表のように定める。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独立な変数とせず、両者の積であるフ

ランジ断面積が等差数列に近くなるように表 2 注釈のように許容値の組み合わせを定める。つまり、実質的にはフランジ断面積 A_f が独立な離散変数となる。本骨組解析では剛床および梁の横座屈拘束を仮定していることから、梁は強軸まわりの断面性能のみが必要になる。局部座屈を伴わない梁の強軸まわりの断面性能は、成とフランジ断面積によりほぼ決定されるため、フランジ幅と板厚の許容値を組み合わせで設定する。

4. 解析結果

4.1 優良設計解

図 3 の全体型と集約型の優良設計解の部材断面を表 4, 5 に示す。これに対して、別途、汎用解析ソフトウェアの Midas²⁰⁾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による鉛直下方向荷重と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], [-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, -Y 方向の短期荷重時のいずれかであることを示す。

表 4 全体型の優良設計解

柱		ブレース				
節	C1	C2	C3	C4	C5	BR1
3	BX-450x450x19 (0.36) [X]	BX-300x300x12 (0.73) [X]	BX-550x550x19 (0.56) [X]	BX-400x400x19 (0.73) [X]	BX-450x450x16 (0.40) [X]	P-318.5 x6 (0.58) [+Y]
2	BX-450x450x19 (0.57) [X]	BX-300x300x32 (0.64) [X]	BX-550x550x19 (0.74) [X]	BX-400x400x32 (0.73) [X]	BX-450x450x19 (0.65) [X]	P-318.5 x19 (0.45) [+Y]
1	BX-450x450x22 (0.79) [X]	BX-300x300x32 (0.77) [+Y]	BX-550x550x40 (0.74) [X]	BX-400x400x22 (0.84) [X]	BX-450x450x28 (0.69) [X]	P-406.4 x12 (0.57) [+Y]

X 方向梁				Y 方向梁			
節	GX1	GX2	GX3	GY1= GY2	GY3	GY4	
3	H-500x300 x9x28 (0.55) [X]	H-500x250 x9x19 (0.52) [X]	H-500x200 x9x12 (0.65) [X]	H-500x200 x9x16 (0.69) [+Y]	H-500x250 x9x25 (0.97) [L]	H-500x250 x9x22 (0.50) [+Y]	
2	H-700x250 x12x19 (0.75) [X]	H-700x250 x12x25 (0.53) [X]	H-700x200 x12x19 (0.70) [X]	H-700x250 x12x19 (0.57) [+Y]	H-700x200 x12x16 (0.99) [L]	H-700x200 x12x19 (0.51) [+Y]	
1	H-700x300 x12x28 (0.73) [X]	H-700x200 x12x16 (0.59) [X]	H-700x250 x12x19 (0.70) [X]	H-700x250 x12x19 (0.40) [+Y]	H-700x250 x12x22 (0.69) [L]	H-700x200 x12x16 (0.39) [+Y]	

表 5 集約型の優良設計解

柱		ブレース			
節	C1	C2	C3 (=C5)	C4	BR1
3	H-650x250 x19x16 (0.60) [+Y]	H-650x300 x19x25 (0.36) [+Y]	H-950x250 x25x16 (0.83) [X]	H-450x250 x12x19 (0.65) [L]	P-355.6 x9 (0.50) [+Y]
2	H-650x250 x19x16 (0.53) [+Y]	H-650x350 x19x22 (0.85) [+Y]	H-950x300 x25x25 (0.89) [X]	H-450x250 x12x28 (0.96) [L]	P-318.5 x19 (0.53) [+Y]
1	H-650x250 x19x22 (0.76) [+Y]	H-650x400 x19x36 (0.94) [+Y]	H-950x550 x25x28 (0.98) [X]	H-450x350 x12x25 (0.88) [L]	P-406.4 x16 (0.52) [+Y]

X 方向梁			Y 方向梁		
節	GX1 (=GX3)	GX2	GY1 (=GY2)	GY3	GY4
3	H-700x250 x12x25 (0.76) [X]	H-350x17. 5 x7x11 (0.91) [L]	H-650x200 x12x16 (0.86) [+Y]	H-750x250 x12x25 (0.89) [L]	H-400x200 x9x16 (0.86) [L]
2	H-900x250 x16x22 (0.98) [X]		H-450x200 x9x16 (0.78) [+Y]		
1	H-700x300 x12x25 (0.86) [X]		H-400x250 x9x25 (0.40) [+Y]		

表4と5の検定率はいずれも1.0以下である。値が比較的大きく0.8以上の場合を太字表記した。それらは、長期荷重が支配的となるGY3などの梁や集約型のC4柱のほか、X方向荷重下の全体型のC4柱と集約型のC3(=C5)柱およびGX1(=GX3)梁などである。さらに、集約型でY方向荷重下の2節以下の付帯柱(C2)と3節の境界梁(GY1=GY2)も検定率が高い。

各層の層間変形角と柱梁耐力比を図4に示す。層間変形角について、X方向では両型式の2から6階で上限値の0.5%(=1/200)に近い。Y方向では集約型の5階で最大0.4%であり、全体型ではさらに余裕がある。集約型のY方向では、連層ブレースの曲げ変形により、上階の層間変形角が大きくなったと考えられる。

各層の柱耐力と ΣM_{pc} に対する梁耐力と ΣM_{pb} の比率 $\Sigma M_{pb}/\Sigma M_{pc}$ は、全体型の方が小さく、柱梁耐力比の制約は、全体型でより厳しい条件になる。なお、増分解析中の柱降伏を許容しない制約条件を除外した場合、全体型の $\Sigma M_{pb}/\Sigma M_{pc}$ 値は更に最低値の1.5に近づく。

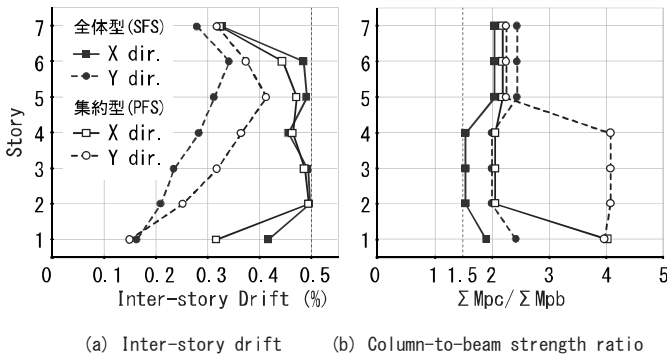


図4 7階建優良設計解の性状

4.2 保有水平耐力

図5に静的増分解析によるX方向とY方向の1階の層間変形角と層せん断力Qの関係を示す。解析にはMidas¹⁹⁾を用いた。図中に各階の部材の損傷の様子を付記する。X方向について、全体型では、2GX1と3GX1(部材符号の前の数字は階数を示す)が降伏し、2階で最初に層間変形角が1.25%に達して保有水平耐力に至る(図5a)。保有水平耐力時の1階の層せん断力係数 C_{QU1} は0.41であり、その時に発生しているX方向架構の塑性ヒンジは図6の通りである。

集約型では、3GX1と3GX3が最初に降伏し、3階で最初に層間変形角が1.25%に達して保有水平耐力に至る。 C_{QU1} は0.32である。崩壊形はいずれも梁降伏型である。必要保有水平耐力の1階の層せん断力係数 C_{QUN1} は0.30であり、いずれの型式でも優良設計解はX方向の C_{QU1} は C_{QUN1} を上回る。MSLS解析時に、単純増分解析での保有水平耐力の制約適合性を判定しているが、荷重ステップ中の収束計算を伴う本増分解析でも制約適合性を確認した。

図5bはY方向の1階の荷重変形関係である。図中、いずれかの階のブレースが終局座屈耐力に達した時点を×印で示す。ブレースの座屈後挙動の精査は行わず、座屈発生時の層せん断力をY方向の保有水平耐力とする。全体型のY方向の C_{QU1} は0.42であり、集約型では0.43である。それぞれ1階と2階のブレースが座屈する。ブレースのランクは全てBであり、水平力の負担率は50%を超えるので、 C_{QUN1} は0.35である。両型式の優良設計解の C_{QU1} は C_{QUN1} を上回る。

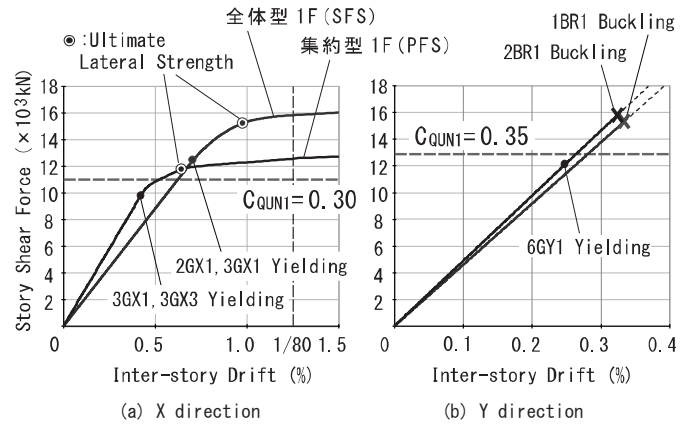


図5 優良設計解の荷重-変形関係

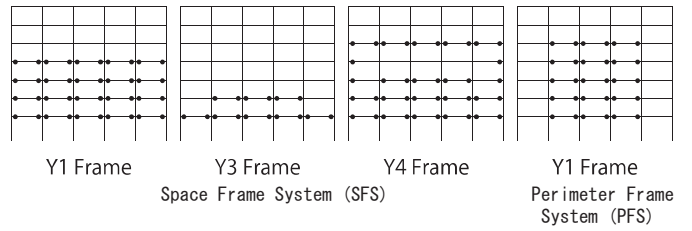


図6 保有耐力時ヒンジ図

Y方向の C_{QU1} は全体型と集約型とでほぼ等しいが、X方向では全体型が上回る。全体型では柱梁耐力の制約条件が支配的で(図4)、X方向地震荷重下の検定率は集約型より余裕がある(表5)ことが、 C_{QU1} 値の差の原因と考えられる。

4.3 鋼材量

優良設計解の鋼材量は全体型と集約型とでそれぞれ45.48 m^3 と39.41 m^3 である。集約型の方が全体型よりも13%少ない。既往研究¹⁰⁾の両型式の優良設計解の鋼材量は38.87 m^3 と36.31 m^3 であり、それぞれ17%と9%増大した。既往研究では、保有水平耐力を制約条件とせず、部材ランクをC以上とした。本研究での部材ランクはB以上である。全体型で鋼材量が多い一因として、ロングスパン梁を含めた柱梁耐力比の制約により、柱断面が大きくなることが考えられる。

柱に接続しない梁を小梁とし、それらを全てH-350x175x7x11(断面積 $A=6150mm^2$)とすると、小梁の総鋼材量は5.51 m^3 である。既往研究¹⁰⁾を参考に全体型のダイヤフラムと集約型のスチフナの鋼材量をそれぞれ2.5 m^3 と1.2 m^3 として、表4と5の主架構と小梁との鋼材量の和に対して、雑鉄骨をそれらの30%と仮定した全鋼材量は69.54 m^3 (全体型)と59.96 m^3 (集約型)である。鋼材の比重を76.93kN/ m^3 (密度7.85ton/ m^3)として、これらを延床面積で除した単位面積当たりの鋼材量は1165N/ m^2 (118.9kg/ m^2)(全体型)と1004N/ m^2 (102.5kg/ m^2)(集約型)である。同規模の鋼構造事務所建物の鋼材量の平均値は1280N/ m^2 (130.7kg/ m^2)程度と考えられ²¹⁾、それよりも全体型で9%、集約型で22%少ない。MSLSによる鋼材量低減効果がわかる。

5. 地震応答解析

表4と5の全体型と集約型の優良設計解は、許容応力度設計および保有水平耐力の制約を満足する設計解である。これらに対し、時刻

歴震動応答解析を行い、建物の動的性状を評価する。静的増分解析結果と比較して要求性能との比較を行う。応答解析にはSNAP²²⁾を用いる。

5.1 解析モデル

動的解析モデルの基本設定は、静的増分解析モデルと同じである。静的増分解析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ら^{23,24)}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²⁵⁾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、静的増分解析モデルで用いた N_t 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。

5.2 固有周期

表6にX方向とY方向の1次と2次の固有周期を示す。X方向の1次が全体の1次の固有モードであり、固有周期は1.225s(全体型)と1.188s(集約型)である。Y方向の1次が全体の2次の固有モードで、固有周期は0.878s(全体型)と0.975s(集約型)である。X方向は層間変形角の制約が厳しく、各層の水平剛性が概ね等しいことから周期もほぼ一致する。Y方向は連層ブレースの曲げ変形が顕著な集約型の周期がやや長い。

検討建物の固有周期の推定値¹²⁾ 0.03H(Hは建物高さ)は0.828sであり、優良設計解の固有周期はX,Y方向共にやや長い。一般の鉄骨構造物に比べて鋼材量が少なく設計されていること、梁のスラブとの合成効果や剛域を考慮していないこと、仕上げや内外壁の影響を考慮していないことなどが理由として挙げられる。

表6 固有周期 (s)

	X方向		Y方向	
	全体型	集約型	全体型	集約型
1次	1.225	1.188	0.878	0.975
2次	0.442	0.406	0.305	0.303

5.3 入力地震動

入力地震動の規模は、レベル1 (L1) とレベル2 (L2) の2種類とする。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250と500mm/sに基準化した地震動をそれぞれL1, L2検討用地震波 (L1, L2地震波)とする。各地震波の最大加速度は表7の通りである。図7にL2地震波の減衰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 ($\beta=1/4$)により、XとYの各方向に地震波を入力して解析する。

5.4 解析結果

X方向の応答解析結果

X方向の地震動に対する全体型と集約型の層間変形角を図8に示す。両型式のX方向の1次固有周期はほぼ一致し、いずれも層間変形角の制約が支配的で各層の水平剛性が近いこと、応答結果も比較的近い。全てのL1地震波に対して層間変形角の最大値は1/200を上回り(図8a), 最大値は0.68%(1/146)(全体型/Taft)と0.68%(1/146)(集約型/El Centro)である。集約型の3,4階のGX1とGX3梁が塑性化し、塑性率の最大値はKobe波に対して1.57である。ここで、塑性率とは

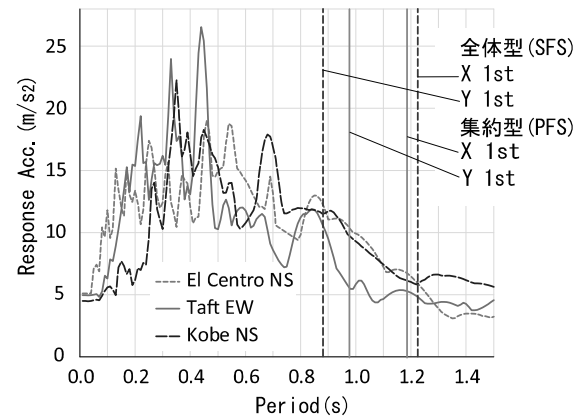


図7 加速度応答スペクトル

表7 入力地震動の最大加速度 (mm/s²)

	L1	L2
El Centro NS	2549	5098
TAFT EW	2484	4969
Kobe NS	2250	4500

最大部材変形角の降伏時変形角に対する割合である。

L2地震動に対して、両型式で層間変形角が大きく、1.4%に近い(図8b)。Kobe波の塑性ヒンジ図を図9aに示す。いずれも梁降伏型である。梁の塑性率の最大値は、1.82(全体型/Kobe)と2.38(集約型/Kobe)である。応答解析の層せん断力係数と必要保有水平耐力の層せん断力係数 C_{QIN} の比較を図10aに示す。応答値の方が大きく、上階ほど差が大きい。Kobe波による7階の層せん断力係数は C_{QIN} の1.52倍(全体型)と1.23倍(集約型)である。

Y方向の応答解析結果

Y方向の層間変形角を図11に示す。L1地震動に対する最大値は0.83%(1/120)(全体型/Kobe)と0.83%(1/121)(集約型/Kobe)である(図11a)。集約型の4-7階のGY1梁が塑性化し、塑性率の最大値はKobe波に対して1.52である。L2地震動に対して、層間変形角の最大値は1.72%(1/58)(全体型/Kobe)と2.08%(1/48)(集約型/Kobe)である。

図9bにKobe波に対する塑性ヒンジ図を示す。両形式でほぼ全層のブレースが座屈し、境界梁(GY1)が降伏する。全体型のX2-X5架構は、梁降伏型である。梁の塑性率の最大値は、3.31(全体型/El Centro)と6.11(集約型/Kobe)である。ブレースの塑性率の最大値は、Kobe波に対して7.95(全体型)と10.8(集約型)である。ここで、ブレースの塑性率は、最大軸方向変形量の降伏時軸変形量に対する割合である。

5.5 考察

X方向のラーメン架構について、全体型と集約型の応答は概ね等しいが、塑性率は集約型の方が大きい。Y方向のブレース付架構について、両型式でX方向よりも応答が大きい。特に、L2地震動に対して、ブレース座屈後の層間変形角の増大が顕著である。両方向でわずかに全体型の応答結果がよいが、その差は限定的である。鋼材量は、集約型が全体型より13%少なく、集約型の応答性能を全体型と同等に引き上げる設計は、両者の鋼材量差により十分可能と推定でき、建物全体として集約型が優位と考えられる。

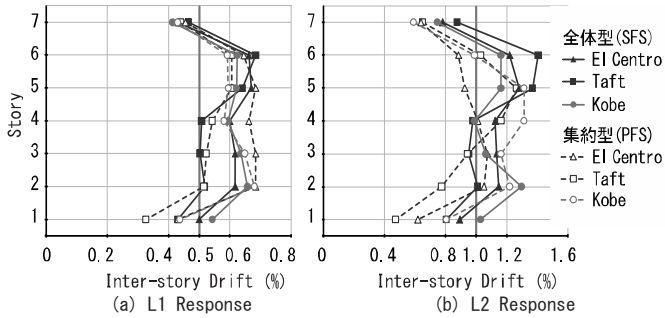
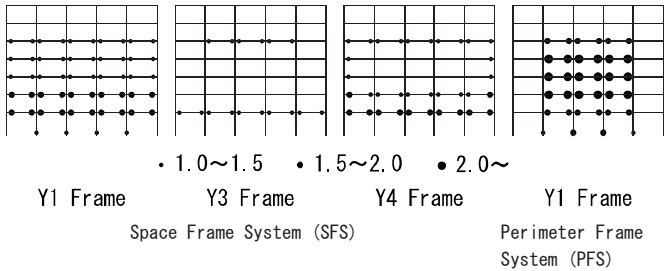
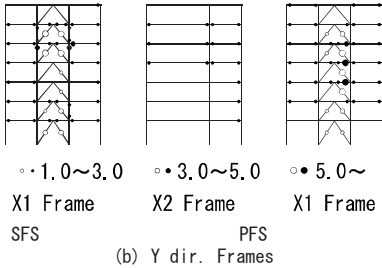


図8 X方向架構の層間変形角



*) 集約型のY4架構のヒンジ発生状況はY1架構と概ね同じ。

(a) X dir. Frames



(b) Y dir. Frames

図9 塑性率図 (L2 Kobe 波)

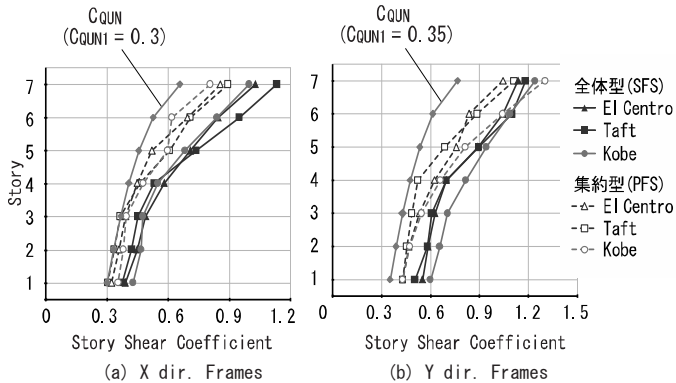


図10 L2地震動に対する層せん断力係数

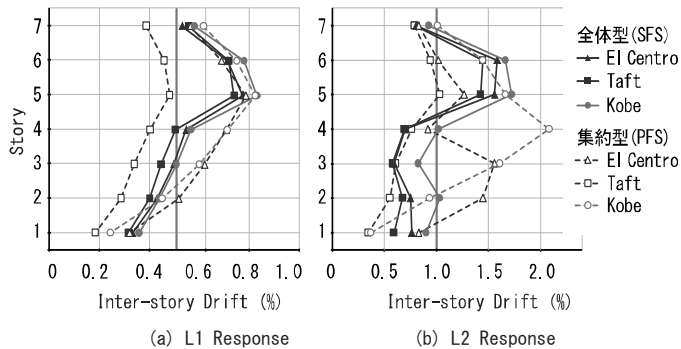


図11 Y方向架構の層間変形角

地震応答解析を伴う新築建物の標準的な設計クライテリアとして表8を考える。これと比較すると、層間変形角については、L1とL2の両方で、両型式がクライテリアを大幅に満足せず、部材塑性率は、集約型のX方向L1時および両型式のY方向L1, L2時に満足しない。従って、許容応力度設計と必要保有水平耐力の静的解析に基づく制約を満足する鋼構造物の設計でも、地震応答クライテリアを満足しない可能性がある。なお、観測波以外の検討用地震波として、例えば、平成12年建設省告示第1461号第四号イに定められる極めて稀に発生する地震動の工学的基盤の加速度応答スペクトルに第2種地盤による増幅を考慮した応答スペクトルを目標とする人工地震波などが考えられる。複数の位相モードの同人工地震波に対する優良設計解の応答は、観測波に対する応答より大きく、最大1.5倍程度である。

表8 標準的な設計クライテリア

	部材塑性率	層間変形角
L1 地震動	1.0	0.5% (1/200)
L2 地震動	4.0	1.0% (1/100)

6. まとめ

本研究では、鋼構造事務所建物の耐震架構配置に着目し、ほぼ全ての架構を柱梁接合部が剛接合の耐震架構とする設計（全体型）と外周架構のみを耐震架構とする設計（集約型）の構造的性状を比較した。検討対象建物は標準的な7階建建物とし、桁行方向（X方向）はラーメン構造、張間方向（Y方向）はブレース付構造である。全体型の柱は2軸曲げを受けるために角形鋼管であり、集約型ではH形鋼である。

両型式の建物の骨組に対して、多スタート局所探索法（MSLS）を用いて部材断面寸法を離散設計変数として鋼材量を最小化した。許容応力度設計と保有水平耐力の制約条件を設けた。複数の許容解からMSLSによる局所最適解を導出し、最も鋼材量の少ない設計解を優良設計解とした。両型式の優良設計解に対して時刻歴地震応答解析を行い、静的解析による制約条件下の設計解の動的性状を分析した。本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 優良設計解のX方向のラーメン架構の部材断面設計では、両形式とも層間変形角の制約が支配的である。加えて、全体型で柱梁耐力比と梁降伏先行の制約条件が支配的である。
- (2) 優良設計解の鋼材量は、集約型の方が全体型よりも13%少ない。全体型で鋼材量が多い理由として、ロングスパン梁を含めた柱梁耐力比と梁降伏先行の制約により、柱断面が大きくなることが考えられる。
- (3) 小梁や雑鉄骨などを含めた優良設計解の概算鋼材量は、同規模の鋼構造事務所建物の推定鋼材量よりも全体型で9%、集約型で22%少なく、MSLSによる鋼材量最小化の効果が確認できた。
- (4) 優良設計解に対する時刻歴地震応答解析では、両型式ともに新築建物に対する標準的な設計クライテリアを満足しない。従って、許容応力度設計と必要保有水平耐力の静的解析に基づく制約を満足する鋼構造物の設計でも、地震応答クライテリアを満足しない可能性がある。
- (5) X方向のラーメン架構について、全体型と集約型の応答は概ね等しいが、塑性率は集約型の方が大きい。Y方向のブレース付架

構でも、集約型の応答の方が大きい。ただし、それらの差は比較的限定的であり、両型式の鋼材量差を考慮すると、建物全体として集約型が優位である。

本研究では、桁行方向が純ラーメン架構で張間方向がブレース付ラーメン架構で構成される建物を検討した。全体型での梁成の制約など立体的な影響を考慮でき、実状に近いと考えられる反面、ラーメン架構のみ、あるいはブレース架構のみの構造的性状が純粹に比較できている訳ではない。上記の傾向は、建物規模や構造形式、地震動規模、柱梁耐力比設定などにより異なる可能性がある。ただし、優良設計解は、最適化手法を用いて個人の経験に基づかずに導出されたものであり、比較建物の設定に関しては、一定の客観的一般性を有すると考えられる。

謝辞

本研究は、科学研究費・基盤研究(C)No 15K06301「単純な柱梁接合方法を多用した低コスト耐震鋼構建造物の構造設計法」(研究代表者：高木次郎)の助成を受けて実施した。また、作業の一部を小花瑠香氏(首都大学東京学部生)に補助いただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 長谷川隆ほか：日米の鉄骨造建物の耐震性能比較 その 1-3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp903-908, 1998. 9
- 2) 木村祥裕：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. 9
- 3) 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. 9
- 4) 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. 9
- 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) 澤田樹一郎, 清水斉, 松尾彰：鉄骨工場製作コストを考慮した最小コスト骨組と最小重量骨組の設計解と地震応答の比較研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 679 号, pp. 1413-1420, 2012. 9
- 8) L. Pavlovčič, A. Krajnc, D. Beg: Cost function analysis in the structural optimization of steel frames, Structural and Multidisciplinary Optimization, 28(4), pp. 286-295, 2004. 8
- 9) Min Liua, Y.K. Wenb, Scott A. Burnsc: Life cycle cost oriented seismic design optimization of steel moment frame structures with

- risk-taking preference, Engineering Structures, 26(10), pp. 1407-1421, 2004. 8
- 10) 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的性状比較, 日本建築学会構造系論文集, 第 715 号, pp. 1469-1478, 2015. 9
 - 11) 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
 - 12) 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
 - 13) 新日鉄住金株式会社：建設用資材ハンドブック, 2012. 10
 - 14) 日本建築学会：鋼構造設計規準—許容応力度設計法, 2007. 7
 - 15) 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
 - 16) S. Kirkpatrick, C. D. Gelatt Jr., M. P. Vecchi, Optimization by Simulated Annealing, Science, Vol. 220(4598), pp. 671-680, 1983
 - 17) R J Balling, Optimal Steel Frame Design by Simulated Annealing, J. Struct. Eng., Vol. 117(6), pp. 1780-1795, 1991
 - 18) F. Kocer and J. Arora, Optimal Design of H-Frame Transmission Poles for Earthquake Loading, J. Struct. Eng., Vol. 125(11), pp. 1299-1308, 1999
 - 19) P. Pan, M. Ohsaki and H. Tagawa, Shape Optimization of H-Beam Flange for Maximum Plastic Energy Dissipation, J. Struct. Eng., Vol. 133(8), pp. 1176-1179, 2007
 - 20) Midas GEN Ver. 800, MIDAS Information Technology, 2014
 - 21) 橋本真一, 丸木健：躯体工事の主要資材数量と変動要因に関する研究：その 2 S 造事務所, 日本建築学会大会学術講演梗概集. F-1, 都市計画, 建築経済・住宅問題, pp. 1217-1218, 2008. 9
 - 22) SNAP Ver. 6.0.1.3, 株式会社構造システム, 2016
 - 23) 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
 - 24) 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
 - 25) 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

Appendix

検討建物の仮定床構造と重量は次の通りである。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 400 mm 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⁹⁾を参考にした。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入力としては、Y 方向架構の支配幅(内側 6.4m, 外側 3.2m)に対して床重量を等分布荷重で載荷した上で、外周部の壁重量を等分布荷重あるいは節点荷重で与える。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する。

ULTIMATE LATERAL STRENGTH AND SEISMIC RESPONSE OF STEEL OFFICE BUILDINGS COMPOSED OF SPACE AND PERIMETER FRAME SYSTEMS

Jiro TAKAGI^{*}, *Makoto OHSAKI*^{**} and *Shiori ISHIKAWA*^{***}

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

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

^{***} Asahi Kasei Homes Corporation, M.Eng.
(Former Grad. Stud., Tokyo Metropolitan Univ.)

There are two major types of lateral frame systems in steel buildings, which are space frame system (SFS) and perimeter frame system (PFS). Moment connections are used in most of beam-to-column connections in SFS, while they are limitedly used in the perimeter frames in PFS. In this study, structural characteristics of 7-story standard steel office buildings designed with SFS and PFS are investigated.

The 7-story standard office buildings consist of moment frames in the longitudinal direction (X direction) and braced frames in the transverse direction (Y-direction). The column spacing is mostly 6.4m and is 12.8m for the long beams in frames in Y-direction. Superior design solutions are computed by using Multiple Start Local Search (MSLS) for the standard steel office buildings with these two different lateral frame systems, PFS and SFS. The superior design solutions are locally optimized solutions of a problem under constraints on allowable stress design and seismic ultimate lateral strength requirements. The allowable stress design requirements include constraints on stresses under long and short term loads, width-to-thickness ratios, column-to-beam strength ratios, inter-story drift under earthquake loads, and beam sagging under gravity load. The objective function is the total volume of steel and the discrete variables are the steel member sizes. Inelastic pushover analyses are conducted for the evaluation of the seismic ultimate lateral strength requirements.

Time-history seismic response analyses are conducted for the obtained superior design solutions. The dynamic performance of the superior design solutions is evaluated. Structural characteristics of the design solutions with the two lateral systems, PFS and SFS, are observed as follows:

- (1) In both design solutions, it is observed that the constraints on inter-story drifts are critical for moment frames in the longitudinal direction. The constraints of column-to-beam strength ratios are more critical on the design with SFS.
- (2) The steel volume of the superior solutions with PFS is 13% smaller than that with SFS. A possible reason of this fact is that the column section sizes are controlled by the beam-to-column strength ratio and the long span beams mainly designed for the gravity load increases the column volume.
- (3) The steel volume of the superior solutions with the both lateral systems is smaller than statistical average of existing buildings. The MSLS design algorithm certainly reduces the steel volume.
- (4) Time-history seismic response analyses show that the superior solutions do not meet standard dynamic response criteria for new buildings. Therefore, required seismic performance by evaluations with dynamic time-history analyses is higher than that with static analyses, for the studied standard office building.
- (5) Time-history seismic responses are greater with PFS in both moment frames in X direction and braced frames in Y direction. However, the difference of the steel volume in the two systems can sufficiently compensate this disadvantage.

In this research, general structural characteristics of the standard steel buildings designed with two different lateral systems, SFS and PFS, are compared, because the superior design solutions are obtained by the same optimization algorithm but not based on engineers' personal experience.

(2016年5月6日原稿受理, 2016年7月11日採用決定)