

## 日本の構造設計体系からみた米国の鋼構造耐震設計に関する一考察

A STUDY OF SEISMIC DESIGN OF STEEL BUILDINGS IN THE US  
FROM THE STANDPOINT OF JAPANESE STRUCTURAL DESIGN高木次郎\*<sup>1</sup>, 矢吹優佳\*<sup>2</sup>*Jiro TAKAGI and Yuka YABUKI*

Steel building design in the US and Japan is different in various respects. In this paper, the elastic building design procedure in the US, the equivalent lateral force (ELF) method, is evaluated from a Japanese structural design point of view. The lateral stiffness of moment-frame buildings required in the US can be significantly lower than that required in Japanese buildings. The steel volume in the example moment-frame building can be reduced with Japanese design style. The lateral strength of braced-frame buildings in highly seismic zones in the US can be 1.4 times greater than that required in Japan.

**Keywords:** steel building, seismic design, Japan-US comparison, lateral frame, seismic design load

鋼構造建物, 耐震設計, 日米比較, 耐震架構, 設計用地震荷重

## 1. はじめに

日本と米国の鋼構造設計には、使用する材料や設計体系、設計の考え方で多岐にわたる相違がある。耐震設計に着目すると、米国をはじめとする諸外国では、柱をH形鋼として、梁とピン接合する架構（長期架構）と剛接合する架構（耐震架構）を分離する設計が多いのに対し、日本では、柱に角形鋼管を用いて、ほぼ全ての架構を耐震架構とする設計が主流である。鋼構造設計のグローバル化が進む上でも、諸外国の事情や状況を理解することは重要であり、そのためにも異国間の構造設計を比較分析する意義は大きい。本研究では、日本の構造設計体系の視点から米国の耐震構造設計に関して、具体例を通じて分析する。これによって、米国および米国の設計基準や体系を採用する諸外国の鋼構造設計事情を理解するための一資料を提示する。

日米の設計地震荷重に着目した比較研究として、文献1)は、鋼構造建物について、純ラーメン構造とブレース構造のそれぞれの場合に日米の設計基準が定める地震荷重を算出し、建物に要求される水平耐力を比較した。文献2)は、日米両国の地震設計荷重や水平方向の変形制限を比較した。文献3)は、成立経緯を含めて現在の米国の耐震設計基準の体系を詳述した。文献1, 2, 4, 5)などでは日米の設計基準体系を多角的に比較しているが、米国の耐震設計基準には現在までに大きく改訂されたところがある。著者らは、文献6)で

2016年版のASCE7<sup>7)</sup>に準拠して、純ラーメン構造とブレース構造に対する日米の設計地震荷重を比較した。これについては、本論4章に一部修正して再掲した。

一方、日米の鋼構造建物の耐震設計や耐震架構配置に着目して両者を比較分析した既往研究として、文献8-13)などがある。文献4, 5)は、Applied Technology Council (ATC)と日本建築構造技術者協会(JSCA)によるU. S. -Japan workshop<sup>14, 15)</sup>の成果をまとめたもので、同じ建物を日米のそれぞれの技術者が両国の設計基準に準じて設計をして比較している。そこでは、設計用地震荷重の比較だけではなく、建物の要求耐震性能を比較する上で十分ではないことなどが示されている。

著者らは、文献16-18)で日米の鋼構造設計における柱形状や耐震架構配置の相違が耐震性能や鋼材量に及ぼす影響を分析した。最適化手法を用いて概ね同等の耐震性能を有する設計解を導出して比較分析したところ、純ラーメン構造では米国の設計で、ブレース構造では日本の設計で鋼材量がやや少ない傾向が得られた。また、不均一な架構形態になると日本の設計が不利になる傾向も得られた。

本論では、日米の鋼構造の耐震設計の相違を具体例を通じて分析する。構造設計時に時刻歴応答解析を必要としない中低層の建物に着目して米国の耐震設計基準体系を理解し、FEMA P-1051<sup>19)</sup>の設計事例を日本の鋼構造設計体系の視点から考察する。さらに、同じ架

\*<sup>1</sup> 東京都立大学都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.\*<sup>2</sup> 東京都立大学都市環境科学研究科 大学院生

Assoc. Prof., Tokyo Metropolitan University, Ph.D.

Grad. Student, Tokyo Metropolitan University, B.Eng.

構形態を日本で一般的な設計に改めた場合の検討を行い、日米の鋼構造耐震設計を比較する。

## 2. FEMA P-1051 設計例

FEMA P-1051 には、12 階建ての純ラーメン構造の鋼構造物の耐震構造設計例が示されている。地震地域のカリフォルニア州 (加州) Stockton を敷地とする高さ 46.5m の建物について、Equivalent Lateral Force (ELF) Method と呼ばれる弾性計算に基づく設計法の適用結果が示されている。本章では、ELF 設計法の概要を示した上で、設計例を日本の鋼構造設計体系の視点から分析する。なお、FEMA P-1051 の設計事例は FEMA P-751<sup>20)</sup> の設計事例と概ね同形態で構造検討の内容も類似しているが、耐震架構の位置などがやや異なる。以下では、部材の断面リストが記載されている P-1051 の設計事例を検討対象にする。

### 2.1. ELF 設計法

ASCE7<sup>7)</sup> の Equivalent Lateral Force (ELF) method による設計用地震力の算出式を整理すると (1)-(4) 式ようになる。参考として ASCE7 中の式番号を [ ] 内に併記した。設計用地震力のベースシア  $V$  は (1) 式のように、設計用地震力のベースシア係数  $C_s$  と建物重量  $W$  の積で定義される。ここで、建物重量  $W$  には建物用途が倉庫などの場合を除き積載荷重を含まない点が日本と異なる。

$$V = C_s W \quad (1) \quad [12.8-1]$$

建物の周期  $T$  が  $T_L$  (long-period transition period) (地域により 4-16 秒の間で異なる) 以上の長周期の建物を除いて、設計用地震力のベースシア係数  $C_s$  は (2)-(4) 式により算出する。これらの式中の記号の意味は以下の通りである。

- $S_1$  : 5%減衰, 周期 1 秒の弾性応答最大加速度
- $S_5$  : 5%減衰, 周期 0.2 秒の弾性応答最大加速度
- $S_{DS}$  : 周期 0.2 秒の設計用応答加速度
- $S_{D1}$  : 周期 1 秒の設計用応答加速度
- $R$  : 応答修正係数 (response modification factor)
- $I_e$  : 重要度係数

$S_5$  と  $S_1$  は Maximum Considered Earthquake (MCE) の弾性応答最大加速度で  $S_{DS}$  と  $S_{D1}$  は Design Basis Earthquake (DBE) である。地盤の増幅係数  $F_a$  と  $F_v$  を介して  $S_{DS} = 2/3 F_a S_5$  と  $S_{D1} = 2/3 F_v S_1$  の関係がある。 $F_a$  と  $F_v$  は地盤種別と  $S_5$  と  $S_1$  の値に応じて 0.8 から 2.5 ( $F_a$ ) と 0.8 から 3.5 ( $F_v$ ) の範囲の値になる。

$$C_s = \min \left\{ \frac{S_{DS}}{R/I_e}, \frac{S_{D1}}{TR/I_e} \right\} \quad (2) \quad [12.8-2], [12.8-3]$$

耐力検討において  $C_s$  は下式の値以上とする。同式は変形の検討には適用しない。

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3) \quad [12.8-5]$$

また、 $S_1$  が 0.6g 以上の場合には下式を適用する。

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{R/I_e} \quad (4) \quad [12.8-6]$$

### 2.2. ELF 検討結果

FEMA P-1051 には、耐震設計規定である FEMA P-1050<sup>21)</sup> と ASCE7 に基づいた弾性計算による耐震設計例が示されている。本節では、その設計例を紹介すると共に、ELF による検討を行う。設計例は図 1 のような平面と図 2 のような軸組の不整形な 12 階建ての建物である。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。耐震架構は X 方向に 2 架構、Y 方向に 3 架構存在し、それ以外は主として長期荷重を支持する架構 (長期架構) である。柱と梁の符号を図 1 と図 2 に示す。FEMA P-1051 では耐震架構の部材のみ断面が示されている。小梁を含む長期架構の各部材は、日本の許容応力度計算を満足する最小断面積として算出した。図 1 の平面図に小梁は示していないが、図中の Y 方向に配置されており、9.14m の X 方向の梁を 3 分割する位置 (小梁の間隔が約 3m の位置) にある。これらの小梁断面は長期架構の Y 方向の梁と同じである。部材断面を Appendix 1 に示した。

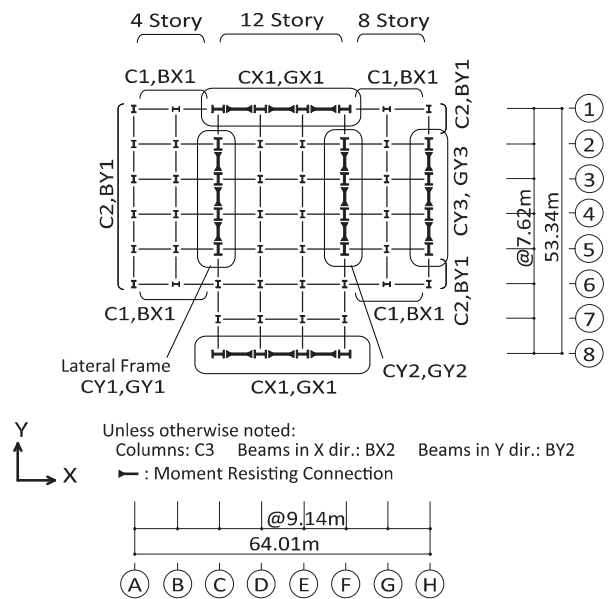


Fig. 1 Floor framing plan of PFS

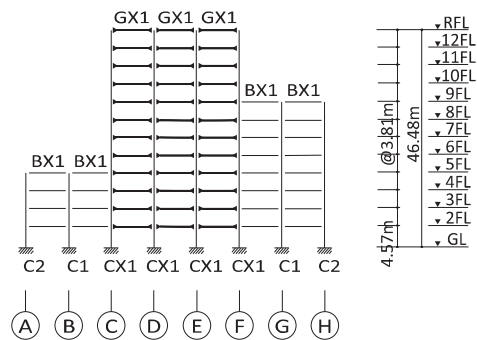


Fig. 2 Framing elevation of PFS (1-axis)

敷地 (Stockton) の弾性応答最大加速度は  $S_5 = 1.25g$ ,  $S_1 = 0.40g$  である。また、地盤の種別は C (very dense soil) で、増幅係数は  $F_a = 1.0$ ,  $F_v = 1.4$  である。弾性応答最大加速度が最大級の加州 Stanford では、 $S_5 = 2.1g$ ,  $S_1 = 0.90g$  であり、それと比較すると半分程度であるが、加州内で特に弾性応答最大加速度が低い場所が敷地

として設定されている訳ではない。建物用途は事務所であり、リスクカテゴリはIIである。これと上記の応答最大加速度と地盤の増幅係数から算出される設計用応答加速度の関係から、本例題建物の耐震設計カテゴリSDCはDとなる。SDCがDで不整形な建物の場合はELFを採用できないが、FEMA P-1051では、モーダルアナリシスや時刻歴応答解析を行う場合でも基本的にELFを行うべきとして手順を紹介している。そして、FEMA P-1051では、地震荷重下のねじり変形に対する検討などを例示しやすいことが、不整形な建物を例題として採用した理由として述べられている。

積載荷重を含まない各階重量に対して、固有値計算により算出した建物の固有1次周期は3.483s(X方向)と3.126s(Y方向)である。高さH=46.5mの鋼構造建物に対する米国の略算周期( $T_a$ )は1.56s( $=0.028H^{0.8}$ )<sup>7)</sup>であるのに対し、日本の略算周期は1.40s( $=0.03H$ )である。両国の略算周期の差は比較的小さいが、それらと固有1次周期との隔たりは大きい。同例題に対して日本の設計基準が要求する水平剛性を確保した設計例を3.4節に示すが、その場合の固有1次周期は1.70-1.75sである。すなわち、米国では、地震荷重の地域差が大きく、結果としてELFで要求される純ラーメン構造建物の水平剛性の差も大きい、地震地域でも、日本の同規模の鋼構造建物と比較して大幅に水平剛性が低い建物が設計される。このように水平剛性が低い建物が、耐風設計上の使用限界に納まるのか懸念されるが、FEMA P-1051はFEMA P-1050に対応した設計例を説明しており、耐風性能に関する明確な記載はない。同規模の日本で一般的に設計される建物と比較して大幅に周期が長く、 $R_1$ による地震力低減が大きいため、計算結果の妥当性を著者らの感覚では判断できないところもあるが、例題の設定のまま比較検討を進める。また、ASCE7<sup>7)</sup>は $C_s$ 算出用の周期の上限係数として $C_u$ を定めており、固有1次周期あるいは略算周期 $T_a$ の代わりに $C_u T_a$ を用いることを規定している。本例題の $C_u T_a$ は2.19s( $=1.4 \times 1.56s$ )である。一方、偏心に対して、付加ねじり荷重を考慮して架構ごとの変形角を確認する場合は、 $C_s$ 算出に固有1次周期を用いることを認めており、FEMA P-1051の設計例題はこれに該当する。本論では、偏心に対する検討要領の説明は割愛し、以下では、例題に沿って固有1次周期を用いて $C_s$ を算出した結果を述べる。

ELFでは、設計用地震荷重 $F_x$ を(5)式、鉛直分布係数 $C_{vx}$ (vertical distribution factor)を(6)式により算出する。

$$F_x = C_{vx} V \quad [12.8-11], \quad (5)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h^k}{\sum_{i=x}^n w_i h_i^k} \quad [12.8-12] \quad (6)$$

ここで、 $V$ は設計用地震力のベースシア、 $w_i$ は*i*階の重量、 $h_i$ は*i*階の高さ、 $k$ は建物の固有周期に関連する分布指数である。得られた地震荷重(以下、「ELF地震荷重」) $F_x$ を図3に示す。

図1,2のFEMA P-1051の設計例(以下、耐震架構を集約する架構型式を「集約型」(=PFS: Perimeter Frame System)と呼ぶ)に対して汎用解析ソフトウェアMidas<sup>22)</sup>を用いて立体解析モデルを作成した。解析の前提条件等はAppendix2に整理した。図3のELFの地震荷重下の水平変位に変形増幅係数(Deflection Amplification Factor) $C_d=5.5$ (SMRFの場合)を乗じた各階の層間変形角を図4に

示す。同図中には3章で述べる「全体型」の解析結果も併記した。ここで、全体型(=SFS: Space Frame System)とは、柱を角形鋼管、ほぼ全ての柱梁接合部を剛接合として、耐震架構を全体に分散させる日本で一般的な架構型式とする。ELFによる設計では層間変形角が限界層間変形角 $\gamma_a$ 以下でなければならない。ASCE7では構造物の $\gamma_a$ を耐震リスクカテゴリに応じて定めており、事務所用途のカテゴリIIの $\gamma_a$ は2%である。X,Y方向共に層間変形角は2%以下となった。9以上の階でY方向の層間変形角がX方向よりやや大きい。固有1次周期はX方向(3.483s)よりもY方向(3.126s)が短く、Y方向の地震荷重がやや大きいため、Y方向の方が弾性剛性が高いにも関わらず、層間変形角が大きくなる階が確認された。

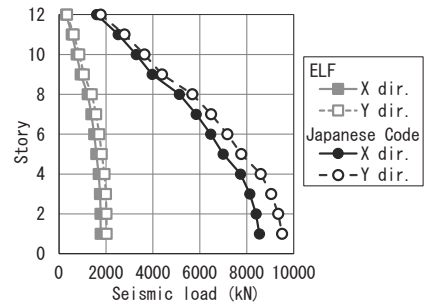


Fig. 3 Vertical seismic load distribution

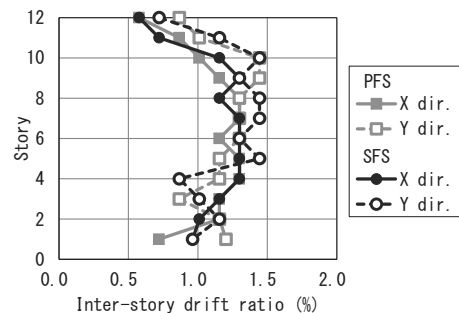


Fig. 4 Inter-story drift ratio in ELF design

### 2.3. 日本の許容応力度計算と保有水平耐力計算の検討

FEMA P-1051の設計例に対して、日本の許容応力度計算と保有水平耐力計算による検討を行う。地震荷重分布は $A_i$ とし、振動特性係数は固有値計算の周期を用いた算出値0.276(X方向)と0.307(Y方向)とした。また、地域係数1.0、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ とした。地震荷重(以下、「日本の地震荷重」)の算出結果を図3に示す。ELFの地震荷重は日本の地震荷重の19-25%であり、ELF地震荷重は日本の地震荷重よりも上階の荷重割合が大きい。ただし、日本の地震荷重では地震用積載荷重を考慮するのに対し、ELF地震荷重では考慮しない。また、これらの地震荷重を用いて耐力や剛性を評価する体系が異なるので図3の比較だけで建物に要求される水平耐力を議論することはできない。

静的増分解析による1階の層せん断力係数と代表変位の関係を図5に示す。代表変位は(7)式によって算出したものであり、1質点に置換した変位評価<sup>23)</sup>により、特定階でなく建物全体の変形状態の評価を意図した。

$$\Delta = \frac{\sum (m_i \delta_i^2)}{\sum (m_i \delta_i)} \quad (7)$$

ここで、 $m_i$  は  $i$  階の質量で、 $\delta_i$  は  $i$  階の変位である。図中の○印は保有水平耐力時を示し数値は 1 階の層せん断力係数  $Q_{U1}$  である。初期剛性および  $Q_{U1}$  は X 方向よりも Y 方向において大きい。また、耐震架構部材の日本の地震荷重下の許容応力度設計における検定率（発生応力度の許容応力度に対する比率）は 0.70-1.24 (X 方向) と 0.54-1.14 (Y 方向) であり、X 方向の部材の方が Y 方向の部材よりも検定率が高い。図 3 の ELF 地震荷重と日本の地震荷重の差は大きい、上記の検定率は最大で 1.2 程度である。図 5 の  $Q_{U1}$  は 0.06-0.08 と  $C_0=0.2$  と比較して小さいが、周期が長いことによる  $R_i$  による地震荷重低減を考慮したときに日本の設計体系から大きく乖離する設計ではないことが分かる。X 方向の耐震架構数は 2 で、Y 方向の 3 より少ないために検定率も大きく、部材降伏時の水平荷重および保有耐力が小さくなった。ただし、図 6 の「PFS」に示すように、日本の地震荷重下の層間変形角は 0.50%-1.04% (X 方向) および 0.54%-1.04% (Y 方向) であり、上限値の 0.5%より大きい。

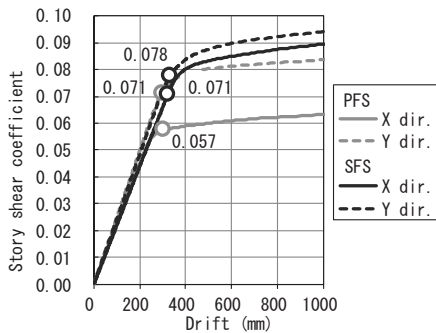


Fig. 5 Relationships between base-shear coefficient and  $\Delta$

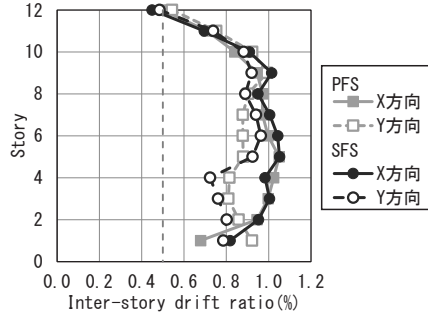


Fig. 6 Inter-story drift ratio in Japanese design

### 3. 集約型と全体型の比較

本章では、2 章の FEMA P-1051 設計例の架構型式（集約型）と日本で一般的な架構型式（全体型）で設計した場合について考える。米国の耐震設計基準に準拠して設計し、構造的性状及び鋼材量を集約型と比較して考察する。

#### 3.1. 設計方針

全体型の設計では、地盤と建物の設計条件は 2 章と同様とし、梁は AISC の米国規格<sup>24)</sup>部材を使用し、柱は日本の冷間成形部材<sup>25)</sup>を用いた（図 7）。FEMA P-1051 では ELF による集約型の弾性設計が示されており、純ラーメン構造の建物では耐力よりも水平剛性が支配的な設計条件である。そこで、各階の層間変形角と固有 1 次周期が集約型に近くなるように、全体型を設計し、ELF による設計を確認する。

全体型の設計では、X 方向と Y 方向の固有 1 次周期および各階の

水平剛性分布を集約型に近づけつつ、各階の柱梁耐力比 ( $\Sigma M_{pc} \geq \Sigma 1.2M_{pd}$  ここで、 $M_{pc}$  と  $M_{pd}$  はそれぞれ柱と梁の全塑性モーメントである) と同一階内の梁成同一制約を満足させた。そのうえで、極力鋼材量が少なくなるように部材断面を選定した。設計手順は以下の通りである。始めに上記の制約を満足し、かつ長期荷重に対して日本の許容応力度設計を満足する部材の組み合わせを求めた。その後、制約条件を満足させたまま、水平剛性が集約型に近づくように断面を漸増させる操作を繰り返した。それを複数回実施し、鋼材量が最小となる組み合わせを全体型の設計解とした。得られた設計解を Appendix1 に整理した。

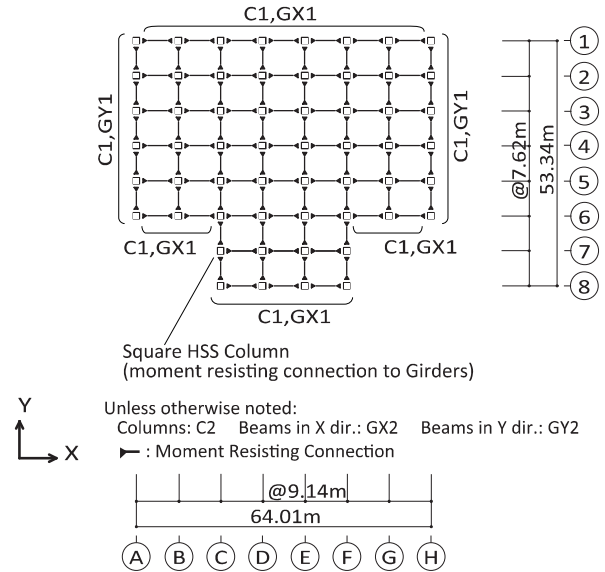


Fig. 7 Floor framing plan

#### 3.2. ELF 検討結果

全体型の設計解の固有 1 次周期は 3.446s (X 方向) と 3.212s (Y 方向) であり、前述の集約型の周期 3.483s (X 方向) と 3.126s (Y 方向) に近い。これらの周期を用いて算出した ELF 地震荷重下の水平変位に変形増幅係数  $C_d=5.5$  を乗じた各階の層間変形角を図 4 に示す。大局的には集約型の変形角に近い。そして、X, Y 方向共に層間変形角は限界層間変形角 2%以下である。従って、これらの集約型と全体型の設計は共に ELF を満足して、ほぼ同等の水平剛性を有する解として比較対象にできると考えられる。

#### 3.3. 日本の許容応力度計算と保有水平耐力計算の検討

集約型と同様に、全体型に対して日本の耐震設計基準に準拠し、許容応力度計算と保有水平耐力計算による検討を行う。振動特性係数は固有 1 次周期に基づく算出値 0.285 (X 方向) と 0.303 (Y 方向) とし、その他の条件は集約型と同じである。

図 5 に静的増分解析による 1 階の層せん断力係数  $Q_{U1}$  と代表変位の関係を示す。保有水平耐力時の  $Q_{U1}$  は X と Y 方向共に全体型が集約型を上回っており、その差は X 方向で顕著である。集約型の X 方向は耐震架構が 2 架構のみであり、Y 方向と比較しても保有水平耐力が低い。全体型では、全ての架構が耐震架構となり、X 方向の耐力が Y 方向の耐力に近くなった。また、日本の地震荷重下の許容応力度設計における各部材の検定率は 0.47-0.88 (X 方向) と 0.41-0.91 (Y 方向) であり、集約型における 0.70-1.24 (X 方向) と 0.54-1.14



(Y 方向) と比較して特に X 方向で小さい。検定率は 1.0 以下であり、耐力上は日本の許容応力度設計を満足するが、層間変形角は図 6 の「SFS」に示すように、0.45%-1.06% (X 方向) および 0.49%-0.99% (Y 方向) であり、水平剛性は大幅に不足する。

### 3.4. 鋼材量の比較

集約型と全体型の柱と小梁を含む梁の鋼材量を図 8 に示す。全体型の鋼材量は集約型の 85% であり、部材別に比較すると柱と大梁(柱に接合する梁) でそれぞれ 84% と 78% である。著者らは、既往研究<sup>18)</sup>で、整形な 7 階建ての全体型と集約型の純ラーメン構造事務所建物を例に、全体型と集約型の鋼材量を比較した。そこでは、集約型の鋼材量が少ない結果が得られた。本研究で傾向が逆転した一因として、建物の水平剛性と耐力の相違が考えられる。既往研究では、日本の設計体系に準じて、必要保有水平耐力の 1 階層せん断力係数  $Q_{UN1}$  を 0.3 および 0.6 とした設計解同士を比較した。本研究では、ELF を満足する純ラーメン構造の比較で要求水平剛性が設計上支配的な条件で、建物高さが高く周期が長いこともあるが、 $Q_{U1}$  が 0.06-0.08 と既往研究の設計解と比較して大幅に小さい。要求水平剛性と耐力が小さい設計解において、全体型の設計解は長期荷重に対して必要な部材断面から耐震性能上必要な部材断面への増分が小さく、結果的に全体型の鋼材量が少なくなったと考えられる。

参考として、FEMA P-1051 設計例に対して、 $C_0=0.2$  の日本の地震荷重下の層間変形角が 0.5% 以下になる集約型と全体型の設計解を 3.1 節の要領で導出した。その結果を Appendix 3 に示した。ELF 設計解と比較して両型式の鋼材量差は小さく、全体型が集約型の 97% となった。部材別に比較すると全体型の柱が相対的に少なく集約型の 85% であり、大梁(柱に接合する梁) が多く集約型の 104% となった。水平剛性の要求が高くなったことで、全体型の設計解は長期荷重に必要な部材断面から耐震性能上必要な部材断面への増分が大きくなり、集約型の鋼材量との差が縮まったと考えられる。すなわち、要求水平耐力および剛性の増大に伴い、耐震架構に集中的に鋼材を用いることができる集約型の利点が認められる。

設計解の固有 1 次周期は集約型で 1.75s (X 方向) と 1.70s (Y 方向)、全体型で 1.73s (X 方向) と 1.69s (Y 方向) であった。ELF を満足する設計解の固有 1 次周期の 1/2 程度である。また、日本の許容応力度設計に対する部材の検定率は、集約型で 0.37-1.05 (X 方向) と 0.35-1.24 (Y 方向) であり、全体型で 0.41-1.03 (X 方向) と 0.37-1.12 (Y 方向) である。全体型の検定率がやや低いが大差ではない。

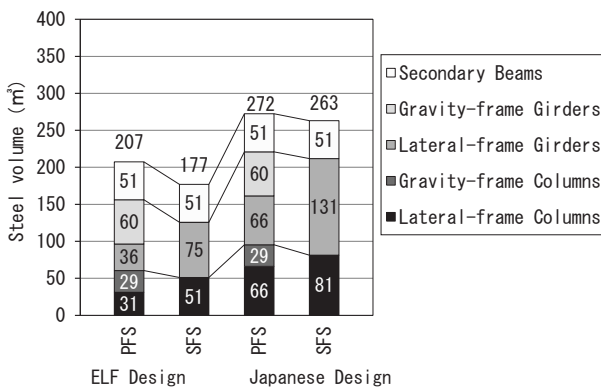


Fig. 8 Comparison of steel volume

### 4. 設計基準が要求する水平耐力の日米比較

本章では、中低層の鋼構造建物について、日本と米国のそれぞれの設計基準が要求する耐震性能を、設計式を比較する形で整理する。具体的には、日本の許容応力度設計あるいは保有耐力計算と米国の Equivalent Lateral Force (ELF) method のそれぞれで設計される鉄骨純ラーメン構造とブレース構造建物の水平耐力の関係を比較して考察する。荷重分布の影響は考慮せず、ベースシアに着目して両国の鋼構造建物に要求される水平耐力を大まかに比較する。前章の例題とは異なり、整形な建物を対象にする。米国の設計では立地条件による設計荷重の差が大きいため、比較には、前章の FEMA 例題の加州 Stockton と全米で MCE の応答加速度レベルが最大級の加州 Stanford の 2 か所を立地として設定した。地盤種別は Stockton の場合例題と同じ C (very dense soil) とし、Stanford の場合は D (stiff soil) を仮定した。その他の設計条件を表 1 に整理した。

図 9 に表 1 の設計条件に応じた加速度応答 ( $S_a$ ) スペクトルを示す。参考として、日本の解放工学的基盤の加速度応答スペクトルと限界耐力計算による 2 種地盤の増幅を考慮したスペクトルを合わせて示した。さらに、標準せん断力係数  $C_0=1.0$  時のベースシア係数  $C_0R_1$  (ここで、 $R_1$  は振動特性係数) も示した。 $S_a$  最大級の Stanford のスペクトルが増幅を考慮した地表スペクトルに比較的近く、前章例題の Stockton のスペクトルが工学的基盤のスペクトルに近い。

Table 1 Structural design conditions for comparison of lateral strength of steel buildings

	Japan	The US
General	Zone factor $Z=1.0$ Soil type 2 $Fes=1.0$	Importance factor $I_e=1.0$ Risk category II (Office) ■ FEMA example site $S_s=1.25g, S_l=0.40g$ Soil class C $\Rightarrow Fa=1.0, F_v=1.4$ ■ $S_a$ maximum site $S_s=2.1g, S_l=0.90g$ Soil class D $\Rightarrow Fa=1.0, F_v=1.5$
Moment-frame structure	$C_0=0.2$	Special moment resisting frame (SMRF) $R=8.0, Cd=5.5$ It is assumed that the constraint on lateral stiffness controls seismic design, and the ratio of lateral strength is obtained as ratio of lateral stiffness 3/4 powered.
Braced-frame structure	$Ds=0.35$	Special concentrically braced frame (SCBF) $R=6.0, \Omega_0=2.0$

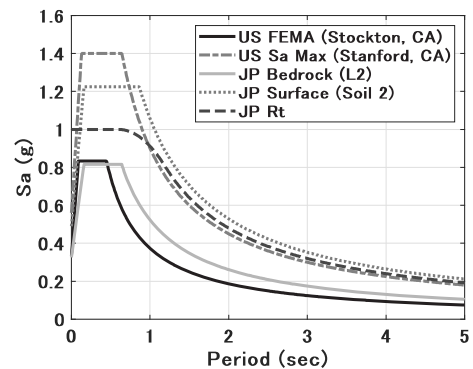


Fig. 9 Design standard response acceleration in Japan and the US

### 純ラーメン構造の水平耐力比較

はじめに、日本の純ラーメン構造と米国の特別靱性骨組 (Special Moment Resisting Frame: SMRF) を比較する。純ラーメン構造の場合、地震荷重下の変形制限により設計が決定される場合が多いことから、両国の設計基準による変形制限から日本の水平剛性に対する米国の水平剛性の比  $\alpha_{K, MF}$  を算出すると以下ようになる。荷重分布を無視して、ベースシアと変形角の制約から求めた比である。

$$\alpha_{K, MF} = \beta_{LD} \frac{C_d S_D / R \gamma_a}{C_0 R_t / \gamma_{1/200}} \quad (8)$$

ここで、(8)式中の記号の意味は以下のとおりである。

- $\beta_{LD}$  : 地震荷重算出時の建物重量評価の相違に関する補正係数
- ELF の地震荷重算出時には積載荷重を考慮せず、日本の建物重量より 10%ほど軽く評価する傾向を考慮して  $\beta_{LD} = 0.9$  とする。
- $C_d$  : 変形増幅係数 (deflection amplification factor)  
(SMRF の場合  $C_d = 5.5$ )
- $S_D$  : 設計用最大応答加速度
- $\gamma_a$  : 限界層間変形角 (リスクカテゴリーII の場合  $\gamma_a = 2\%$ )
- $C_0$  : 標準せん断力係数 ( $C_0 = 0.2$ )
- $R_t$  : 振動特性係数
- $\gamma_{1/200}$  : 許容応力度設計時の層間変形角の上限  
( $\gamma_{1/200} = 0.5\%$ )

許容応力度設計時の層間変形角の上限について、非構造材の変形追随性を確保することを条件に 1/120 にすることも可能であるが、全ての非構造材の変形追随性を十分評価することは困難な場合が多く、1/120 を採用する設計は少数と考へて 1/200 の場合のみ検討する。

$S_D$  と  $R_t$  は建物の固有 1 次周期  $T$  の関数であるので、 $\alpha_{K, MF}$  も周期の関数となる。いま、相似関係にある部材断面の断面係数と断面 2 次モーメントの比率を参考に、水平耐力比が剛性比の 3/4 乗であると仮定する。ここで、鉄骨部材の断面設計上、幅厚比規定が支配的になることは多く、幅厚比が同じ断面は相似関係にあるためにこのように仮定した。個々の建物では、部材のせいを揃えて、幅や板厚を調整することも多いが、鋼構造建物の集合全体の水平耐力と剛性の関係の評価の上では概ね妥当な仮定と考えられる。このとき、両国のラーメン構造の水平耐力の比  $\alpha_{Q, MF}$  は下式から得られる。

$$\alpha_{Q, MF} = \alpha_{K, MF}^{\frac{3}{4}} \quad (9)$$

周期  $T$  と  $\alpha_{Q, MF}$  の関係を図 10 に示す。FEMA 例立地では、0.5 秒程度以下の短周期で  $\alpha_{Q, MF} = 0.7$  程度で、1 秒程度以上の周期で  $\alpha_{Q, MF} = 0.4$  程度になる。MCE 最大級立地では、短周期の  $\alpha_{Q, MF}$  が 1.0 を超える。およそ 1 秒から 2 秒の間で 1 を下回るが 2 秒以上で再度上昇する。これは、 $S_1$  が 0.6g を超え、(4)式を適用するためである。立地に応じて 2 倍を超える地震荷重の差が改めて認識できる。

なお、厳密には日本の耐震設計では地震荷重算出用の建物重量に積載荷重を含むので、ELF の場合より建物の周期を長く評価することになるが、その影響は評価していない。これは、周期を長く評価することによる  $R_t$  の低下は最大でも 5%程度であり、大まかに傾向

を把握する上で支障ないと判断したためと、周期に応じた両国の鋼構造建物の要求水平耐力比較において、周期の評価方法にまで話を広げることで結果の解釈が難しくなることを回避したためである。

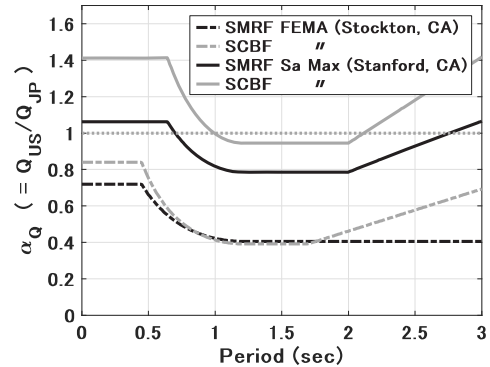


Fig.10 Ratio of lateral strength of steel buildings required in Japan and the US

### ブレース構造の水平耐力比較

日本のブレース構造と米国の特別集中ブレース骨組 (Special Concentrically Braced Frame: SCBF) を比較する。保有水平耐力の検討が必要になる規模のブレース構造建物の設計では、弾塑性の荷重増分計算において、いずれかの圧縮ブレースが座屈荷重に達した時点の水平荷重を保有水平耐力とすることが多く、座屈後安定耐力を用いて座屈後挙動を評価することは比較的少ないと考えられる。そして、いずれかの圧縮ブレースが座屈荷重に至るまでの挙動がほぼ弾性であると仮定すると、米国の部材設計用の ELF の地震荷重との比較により、日米のブレース構造建物の水平耐力比を算出できる。

日本のブレース構造について、ブレースの水平力分担率  $\beta_u$  が 70% を超え、ブレースランクが B 以上である場合、 $D_s$  値は 0.35 である<sup>26)</sup>。そして、地域係数  $Z$  と形状係数  $F_{cs}$  と標準せん断力係数  $C_0$  が全て 1.0 の場合の必要保有水平耐力の 1 階層せん断力係数は  $D_s R_t$  である。一方、米国 SCBF 構造の  $R$  は 6.0 で上限強度係数 (over strength factor)  $\Omega_0$  は 2.0 である。 $\Omega_0 S_D / R$  が終局水平耐力に相当すると仮定すると、純ラーメン構造同様に地震荷重算出時の建物重量評価の相違に関する補正係数  $\beta_{LD}$  を考慮して、米国の SCBF の水平耐力の日本のブレース構造の水平耐力に対する比  $\alpha_{Q, BF}$  は(10)式のようになる。

$$\alpha_{Q, BF} = \beta_{LD} \frac{\Omega_0 S_D / \phi R}{D_s R_t} \quad (10)$$

(10)式中に耐力係数  $\phi$  を含めた理由を以下に述べる。米国の限界状態設計法 LRFD では以下の(11)式により、部材耐力を評価する。ここで、 $Q_i$  は第  $i$  荷重組合せにより発生する部材力で、 $\gamma_i$  は荷重係数、 $w$  は同時に検討する荷重の数、 $R_n$  は部材の公称耐力である。

$$\sum_{i=1}^w \gamma_i Q_i = \phi R_n \quad (11)$$

地震荷重を含む荷重組み合わせには例えば以下があるが ( $D$  : 固定,  $E$  : 地震,  $L$  : 積載,  $S$  : 雪), 地震荷重の荷重係数は他の組み合わせでも 1.0 である。

$$1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S \quad (12)$$

これに対して、圧縮材の耐力係数  $\phi$  は 0.85 であり、公称耐力に乘じて低減した耐力と部材力を比較する。座屈長さに応じた圧縮部材の耐力低減評価式は日米で多少異なるものの、その差を無視すると圧縮材の公称耐力  $R_n$  は日本の座屈耐力の一般的な設計上の設定値 (=1.1×短期許容軸力) にほぼ等しい。すなわち、圧縮部材の設計において、米国では日本より、耐力係数の分だけ耐力を低く、相対的に荷重を大きく評価することになる。それを考慮して、(10)式に  $\phi$  (=0.85) を含めた。

周期に応じて算出した(10)式の  $\alpha_{Q_{BF}}$  値を図 10 に追記した。FEMA 例の立地と MCE 最大級の立地の両方で純ラーメン構造の場合よりも値が大きい。特に MCE 最大級立地の 0.6 秒程度以下の短周期で  $\alpha_{Q_{BF}}$  =1.4 程度と日本の要求耐力より大きい。1 秒から 2 秒付近まで  $\alpha_{Q_{BF}}$  の値はほぼ一定で、相対的に他の周期帯より値が小さい。MCE 最大級立地でも 1 を下回り、FEMA 例立地では 0.4 程度である。2 秒より長い周期で  $\alpha_{Q_{BF}}$  値が上昇するのは(3)式(FEMA 例立地)と(4)式(MCE 最大級立地)の影響である。

また、やや乱暴ではあるが、ブレース構造の周期は相対的に短く 1 秒以下で、純ラーメン構造の周期が 1 秒以上であると仮定すると、図 10 は以下のように解釈できる。米国と日本の設計基準が要求する鋼構造建物の水平耐力をそれぞれ  $Q_{US}$  と  $Q_{JP}$  として、ブレース構造建物に対して  $Q_{US}$  は  $Q_{JP}$  に対して比較的大きく、条件によっては  $Q_{US}/Q_{JP}$  が 1.4 まで大きくなりえるのに対し、純ラーメン構造の場合は(周期が 2 秒を超える場合を除き)  $Q_{US}/Q_{JP}$  は小さく、ほぼ 1 以下である。

## 5. まとめ

本研究では、日本の構造設計の視点から米国の鋼構造建物の耐震設計を分析した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) ASCE7<sup>9)</sup> の Equivalent Lateral Force (ELF) method による設計用地震力の算出式を整理した上で、FEMA P-1051<sup>19)</sup> の ELF の適用設計例題の鋼構造事務所建物を分析した。同建物は純ラーメン構造であり、積載荷重を考慮しない重量に対する固有 1 次周期は 3.48-3.13s である。H=46.5m の鋼構造建物に対する米国と日本の略算周期はそれぞれ 1.56s と 1.40s であり、両者の差は比較的小さいが、それらと固有 1 次周期との隔たりは大きい。例題の耐震部材の断面を変更し、日本の設計基準が要求する水平剛性を確保した試設計の固有 1 次周期は 1.70-1.75s であった。米国では、地震荷重の地域差が大きく、結果として ELF で要求される純ラーメン構造建物の水平剛性の差も大きい。地震地域でも、日本の同規模の鋼構造建物と比較して大幅に水平剛性が低い建物が設計されることを具体例を通じて確認した。
- 2) FEMA の鋼構造事務所建物の設計例題(集約型)と、柱を角形鋼管として全ての柱梁接合部を剛接合とした日本で一般的な設計(全体型)とを比較した。集約型と固有周期がほぼ同じになるように設計した全体型の設計において、柱梁架構の鋼材量は集約型の 85% になった。日本で設計される一般的な鋼構造建物よりも水平剛性が小さく、全体型では長期荷重に対して必要な部材断面と耐震設計に必要な部材断面の差が比較的小さいために、

耐震要素を全体的に配置した設計が有利になった。一方、日本の設計用地震荷重下の層間変形角が 0.5% 以下を満足する試設計解同士の比較では、全体型の鋼材量は集約型の 97% とほぼ同等になった。要求水平耐力および剛性の増大に伴い、耐震架構に集中的に鋼材を用いることができる集約型の利点が確認できた。

- 3) カリフォルニア州 Stockton (FEMA P-1051 例題敷地) および同州 Standard (地震荷重最大級敷地) を対象にして、ELF が要求する鋼構造建物の水平耐力  $Q_{US}$  の日本の設計基準が要求する水平耐力  $Q_{JP}$  に対する比  $\alpha_Q$  (=  $Q_{US}/Q_{JP}$ ) を求めた。建物の固有 1 次周期に応じた  $\alpha_Q$  を純ラーメン構造とブレース構造の場合について算出した。ブレース構造の周期は相対的に短く 1 秒以下で、純ラーメン構造の周期が 1 秒以上であると仮定すると、ブレース構造建物に対して  $\alpha_Q$  は比較的大きく 1.4 まで大きくなりえるのに対し、純ラーメン構造の場合の  $\alpha_Q$  は小さく、ほぼ 1 以下になった。

## 謝辞

本論文の一部を構成する文献 6) の執筆にあたり、本会「鋼構造関連規準・指針の英文化小委員会」の構成委員の皆様より多くのご助言をいただいた。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) Hitosi SHIOHARA, New Trends of the US Seismic Design and Standards, New Global Trends in Development of Building Structural Regulations and Standards, Proceedings of AIJ Annual Conference 2018 [Touhoku] Structural Research Council, 2018.9  
塩原等: 最近の米国の建築物耐震設計基準, 建築構造基準体系の現状と国際動向, 2018 年度日本建築学会大会[東北]構造部門研究協議会資料, 2018.9
- 2) Motohide TADA, Tomonori FUKUI, Masayoshi NAKASHIMA and Charles W. ROEDER, Comparison of Seismic Design Provisions for Steel Building Structures between U.S. and Japan, JSSC Journal of Constructional Steel, Vol. 8, No. 31, pp. 129-143, 2001  
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基準に関する日米比較, 鋼構造論文集 8 巻 31 号, pp. 129-143, 2001
- 3) Mikiko KATO, Akihiro KUSAKA and Masayoshi NAKASHIMA, Comparison of Seismic Design Provisions and Practices for Assessment of Seismic Demand and Capacity in Japan and United States, JSSC Journal of Constructional Steel, Vol. 12, No. 45, pp. 71-86, 2005  
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 12 巻 45 号, pp. 71-86, 2005
- 4) Toshiharu HISATOKU, Tadashi NAGASE and Clarkson W. PINKHAM, 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. 1119-1124, 1988
- 5) Takayuki TERAMOTO, Shingo TORII, Carl B. JOHNSON and James S. LAI, 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. 1107-1112, 1988
- 6) Jiro TAKAGI, Comparison of Steel Structures between the US and Japan, To Appeal Japanese Steel Design and Construction to the World, Proceedings of AIJ Annual Conference 2019 [Hokuriku] Structural Panel Discussion, pp. 32-41, 2019.9  
高木次郎: 日米の鋼構造の比較, 日本の鋼構造設計を世界に知ってもらうために, 2019 年度日本建築学会大会[北陸]構造部門パネルディスカッション資料, pp. 32-41, 2019.9



7) American Society of Civil Engineers (ASCE): Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16), 2016

8) 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, pp. 903-908, 1998. 7  
向井裕貴, 長尾直治, 長谷川隆, 高橋賢司, 関光雄, 福田浩司: 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, pp. 903-908, 1998. 7

9) Yoshihiro 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, pp. 761-762, 2008. 7  
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, pp. 761-762, 2008. 7

10) 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, pp. 1035-1036, 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, pp. 1035-1036, 2012. 7

11) 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, pp. 943-944, 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, pp. 943-944, 2005. 7

12) 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

13) 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

14) Applied Technology Council (ATC); ATC 15-1 Proceedings of Second U.S.-Japan Workshop on Improvement of Building Seismic Design and Construction Practices, 1986

15) Applied Technology Council (ATC); ATC 15-2 Proceedings of Third U.S.-Japan Workshop on Improvement of Building Seismic Design and Construction Practices, 1988

16) 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 (in Japanese)

17) 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, pp.1743-1751, 2016.10 (in Japanese)

18) Jiro TAKAGI, Ruka OBANA and Makoto OHSAKI, Superior Design Solutions of Section Sizes in Steel Buildings for Different Lateral Frame Systems and Column Shapes, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 763, pp.1293-1303, 2019.9 (in Japanese)

19) Federal Emergency Management Agency (FEMA): 2015 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples. FEMA P-1051, 2016. 7

20) Federal Emergency Management Agency (FEMA): 2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples. FEMA P-751, 2012. 9

21) Federal Emergency Management Agency (FEMA): 2015 NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. FEMA P-1050, 2015. 7

22) Midas GEN Ver. 800, MIDAS Information Technology, 2014

23) Building Guidance Division, Housing Bureau, the Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MLIT) et al., 2011 nendoban genkaitairyokukeisanhou no keisanrei to sonokaisetsu (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

24) American Institute of Steel Construction (AISC): Steel Construction Manual, 2006

25) 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

26) National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM), et al., 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

## Appendix 1

3 章の ELF の設計を満足する集約型 (FEMA-P1051 例題) と全体型の設計の部材断面は以下の通りである。部材符号は図 1 と図 7 に示す。また, H 形鋼断面の表記は AISC<sup>24)</sup> の Wide Flange 断面の表記に準拠する。

### Member schedule in PFS (ELF design)

#### Column schedule in lateral frames

F1r.	CX1	CY1	CY2	CY3
9-12	W24x131	W24x131	W24x131	
7-8	W24x176	W24x192	W24x146	W24x146
5-6	W24x207	W24x207	W24x146	W24x146
3-4	W24x229	W24x279	W24x229	W24x229
1-2	W24x250	W24x279	W24x250	W24x250

#### Beam schedule in lateral frames

F1r.	GX1	GY1	GY2	GY3
11-Roof	W27x94	W27x94	W27x94	
9-10	W30x108	W27x102	W27x102	W27x102
7-8	W33x130	W27x176	W27x129	W27x102
5-6	W33x141	W27x194	W27x161	W27x129
2-4	W33x169	W27x258	W27x161	W27x161

#### Column schedule in gravity frames

F1r.	C1	C2	C3
9-12		W14x30	W14x61
5-8	W14x34	W14x61	W14x120
1-4	W14x61	W14x90	W14x176

#### Beam schedule in gravity frames

F1r.	BX1	BX2	BY1	BY2
10-Roof		W18x55	W16x26	W16x36
6-9	W18x40	W18x65	W16x26	W16x45
2-5	W18x40	W18x65	W16x26	W16x45

### Member schedule in SFS (ELF design)

#### Column schedule

F1r.	C1	C2
10-12	400x400x9	400x400x9
9	400x400x16	400x400x12
2-8	400x400x16	400x400x22
1	400x400x22	400x400x25

#### Beam schedule

F1r.	GX1	GX2	GY1	GY2	BY
11-Roof	W18x40	W18x50	W18x35	W18x35	W16x36
10	W18x40	W18x50	W18x35	W18x40	W16x36
8-9	W18x40	W18x50	W18x46	W18x55	W16x45
3-7	W18x55	W18x55	W18x55	W18x60	W16x45
2	W18x60	W18x76	W18x55	W18x60	W16x45

## 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) 建物外周部の柱脚部のみ回転を固定とする。
- (3) 梁とスラブの合成効果を無視する。
- (4) H 形断面のフィレット部分を無視する。
- (5) 剛域を無視する。



### 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) 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  $M_p=1.1F_z$  とする。ここで、 $Z_p$  は部材の塑性断面係数である。
- (4) P- $\Delta$  効果を考慮する。

### Appendix 3

3.4 節の日本の許容応力度設計の地震荷重下の変形制限を満足する集約型と全体型の設計の部材断面は以下の通りである。

#### Member schedule in PFS (Japanese design)

##### Column schedule in lateral frames

Fir.	CX1	CY1	CY2	CY3
10-12	W40x215	W40x215	W40x215	
9	W40x324	W40x362	W40x249	
8	W40x397	W40x362	W40x249	W40x183
7	W40x503	W40x362	W40x362	W40x215
6	W40x503	W40x362	W40x362	W40x249
4-5	W40x593	W40x431	W40x431	W40x249
3	W40x593	W40x431	W40x431	W40x436
1-2	W40x593	W40x655	W40x655	W40x436

#### Beam schedule in lateral frames

Fir.	GX1	GY1	GY2	GY3
11-Roof	W40x149	W40x149	W40x149	
10	W40x215	W44x230	W40x167	
9	W40x215	W44x230	W40x167	W36x135
8	W40x249	W44x230	W44x230	W36x160
7	W40x249	W44x230	W44x230	W40x167
5-6	W40x362	W44x290	W44x290	W40x167
4	W40x397	W44x290	W44x290	W44x290
2-3	W40x397	W44x335	W44x335	W44x290

#### Member schedule in SFS (Japanese design)

##### Column schedule

Fir.	C1	C2
9-12	550x550x16	550x550x16
7-8	550x550x19	550x550x19
3-6	550x550x19	550x550x22
1-2	550x550x22	550x550x22

##### Beam schedule

Fir.	GX1	GX2	GY1	GY2	BY
7-Roof	W30x90	W30x90	W30x90	W30x90	W16x36
4-6	W30x99	W30x99	W30x90	W30x90	W16x36
2-3	W30x108	W30x99	W30x90	W30x90	W16x45

# A STUDY OF SEISMIC DESIGN OF STEEL BUILDINGS IN THE US FROM THE STANDPOINT OF JAPANESE STRUCTURAL DESIGN

*Jiro TAKAGI*<sup>\*1</sup> and *Yuka YABUKI*<sup>\*2</sup>

<sup>\*1</sup> Assoc. Prof., Tokyo Metropolitan University, Ph.D.

<sup>\*2</sup> Grad. Student, Tokyo Metropolitan University, B.Eng.

The design of steel buildings in Japan and the US differ in a number of aspects, including the material utilized, structural design methods, and approaches. I-shaped columns with limited moment connections between the columns and beams (called the “perimeter frame system (PFS)”) are used in the US and other countries, while most beam-to-column connections are moment connections with square hollow structural section (HSS) columns (called the “space frame system (SFS)”) in Japan. In this paper, a popular elastic building design procedure in the US, the equivalent lateral force (ELF) method, is assessed from a Japanese structural design perspective. A design example of a 12-story steel moment-frame office building shown in FEMA P-1051 is studied. Furthermore, the required lateral strength by ELF and the Japanese allowable design procedure is compared for moment-frame and braced-frame buildings with respect to the natural period. The findings are as follows:

- (1) The lateral stiffness of the FEMA P-1051 design example required by ELF is significantly lower than that required in Japanese buildings. The first natural periods are 3.48 and 3.13 sec., while the approximate periods estimated for the same building height are 1.56 and 1.40 sec. in the US and Japanese practice, respectively. Furthermore, the first natural periods of the building designed in Japanese system, SFS, in accordance with Japanese design standards are 1.70 and 1.75 sec. It is confirmed in this example that moment resisting steel buildings with significantly lower lateral stiffness are designed and constructed even in California (CA) State, a seismic zone in the US.
- (2) The steel volume in the example in FEMA P-1051, designed with PFS, can be reduced to 85%, if it is designed in Japanese style (SFS) using square HSS columns and moment connections in almost all beam-to-column connections. This is because the cross-sectional area of the columns and beams needed for the relatively low lateral stiffness is not significantly larger than that needed for the strength against the gravity load. All frames are lateral frames in SFS and they contribute to the lateral stiffness. When the building is designed in accordance with Japanese design standards with a higher lateral stiffness requirement, the steel volume in PFS is close to that in SFS. It may be true that concentrating additional steel in limited perimeter frames in PFS is more effective for the higher requirement of lateral stiffness.
- (3) The required lateral strength by ELF and the Japanese allowable stress design procedure is compared. Two building sites in California are selected for the comparison. One is Stockton, which is an FEMA P-1051 example location, and the other is Stanford, where the seismic load is almost the maximum in the US. The ratios of required lateral strength in the US,  $Q_{US}$ , with respect to that in Japan,  $Q_{JP}$ , is defined as  $\alpha_Q (=Q_{US}/Q_{JP})$ , and are calculated for moment-frame and braced-frame buildings with various natural periods. Assuming that the natural periods of braced-frame buildings are shorter than 1 second, then  $\alpha_Q$  can be as large as 1.4 in highly seismically active regions in the US. Contrarily, assuming that the natural periods of moment-frame buildings are higher than 1 second, then  $\alpha_Q$  is mostly less than 1, i.e., the required lateral strength of moment-frame buildings in the US is lower than that in Japan.

(2020年4月10日原稿受理, 2020年9月1日採用決定)