角形鋼管柱を有する鋼構造立体骨組の必要柱梁耐力比に及ぼす 保有水平耐力の影響

EFFECTS OF HORIZONTAL LOAD BEARING CAPACITY ON REQUIRED COLUMN OVERDESIGN FACTOR OF 3D STEEL MOMENT FRAMES WITH SQUARE TUBE COLUMNS

陳 逸 鴻*, 聲 高 裕 治**, 吹田 啓一郎***

Iathong CHAN, Yuji KOETAKA and Keiichiro SUITA

This paper presents a numerical study on 3D steel moment frames with square tube columns. The major parameters are column overdesign factor, horizontal load bearing capacity, shape of frames and input direction of ground motion. From the analysis, it is revealed that the relationships between cumulative plastic deformation of columns and column overdesign factor, with the similar horizontal load bearing capacity, are not affected by the shape of frames and input direction of ground motion. The required column overdesign factor to keep the damage of columns below the limit of plastic deformation is proposed under the reliability index of 2.

Keywords : 3D Steel Moment Frame, Square Tube Columns, Time History Response Analysis, Column Overdesign Factor,

Input Direction of Ground Motion, Horizontal Load Bearing Capacity

鋼構造立体骨組, 角形鋼管柱, 時刻歴応答解析, 柱梁耐力比, 入力方向, 保有水平耐力

1. 序

大地震時に構造物の耐震安全性を高めるためには, 損傷が特定層に集中する部分層崩壊機構より, 梁や接合部パネルが先行して降伏する全層崩壊機構を形成することが望ましい^{1),2)}. そのため, 柱に冷間成形角形鋼管を用いた鋼構造骨組の耐震規定には柱梁耐力比の制限値が設けられている. 例えば, 許容応力度等計算ルート3では, 柱の鋼種がSTKRの場合は最上層柱頭と最下層柱脚を除くすべての節点で, BCPまたはBCRの場合は屋上層を除くすべてのフロアレベルで, それぞれ柱梁耐力比を1.5以上とすることが規定されている^{3),4)}.

前報⁵⁾では角形鋼管柱を有する鋼構造立体骨組を対象に, 骨組の層数や平面形状, 入力地震動の種類, 入力レベル, 入力方向をパラメータとした時刻歴応答解析を行い, 柱の損傷を必要値以下に抑えるための柱梁耐力比の必要値について検討した. ただし, 検討骨組の保有水平耐力については原設計のまま, 特に調整を行わなかったため, 終局ベースシヤー係数が構面方向で0.40~0.50, 45°方向で0.55~0.70となっており, 骨組や入力方向によって様々な値となっていた. 部材の塑性変形応答は骨組の保有水平耐力が大きくなると減少し, これに伴って必要な柱梁耐力比が変化すると考えられるため, 必要柱梁耐力比に及ぼす骨組の保有水平耐力の影響についての検討は文献5)では不十分である.

鋼構造骨組の必要柱梁耐力比に関する既往の研究は, 前報⁵⁾に詳

しく述べている. それらのうち骨組の保有水平耐力と部材の損傷について検討しているものとして, 長谷川・山内⁶⁾と酒井・小川⁷⁾の研究が挙げられる. 長谷川・山内⁶⁾は中低層鋼構造骨組に対して, 骨組のベースシヤー係数が小さくなるにつれて, 部材の必要塑性変形能力が大きくなることを明らかにしている. また, 酒井・小川⁷⁾は中低層鋼構造骨組に対して特定層の変形集中を抑制するために必要な柱梁耐力比を地震動の入力レベル, 直交2方向の梁の耐力比, 構造特性係数相当値の関数として導いている. しかしながら, 長谷川らの研究はベースシヤー係数と部材の必要塑性変形能力について定量的な検討を行っておらず, 小川らの研究では魚骨骨組を用いているため, 文献5)で指摘したような個々の部材の損傷の差異やフロア内の柱梁耐力比のばらつきによる影響を確認することができない.

そこで, 本論文では前報⁵⁾に引き続き, 骨組の耐力と部材の損傷分布との関係を検討するために, 骨組の保有水平耐力を新たなパラメータとして加え, 立体骨組モデルによる数値解析を入力レベル一定の条件下で実施する. さらに, 広範な解析結果を統計的手法によって分析し, 保有水平耐力と柱の幅厚比に応じて柱の損傷を保有性能以下に留めるために必要な節点ごとの柱梁耐力比の評価方法を提案する.

2. 解析パラメータ

解析方法は前報⁵⁾と同様で, 各部材を線材に置換し, 各層床に剛

* 京都大学大学院建築学専攻 博士後期課程・修士(工学)
** 京都大学大学院建築学専攻 准教授・博士(工学)
*** 京都大学大学院建築学専攻 教授・博士(工学)

Grad. Stud., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., M.Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr.Eng.
Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr.Eng.

Fig.1 Elevations of frames (unit: meter)

Fig.2 Floor plans of frames (unit: meter)

Table1 Vibration characteristic coefficients and the first natural periods of frames

Number of stories	$R_T^{(3)}$	The 1st natural period ⁽³⁾ (unit: second)
4	1.00	0.393
6	1.00	0.585
9	0.959	0.873

Table2 Cross-sections of beams and columns in 4-story 6-6-3A

Storey	Frame	Sections	
		Columns	Beams
4	X1,X4 Y1,Y4	Exterior □ -350×350×9	H-346×174×6×9
		Interior □ -400×400×9	
	X2,X3 Y2,Y3	Exterior □ -400×400×12	H-496×199×9×14
		Interior □ -400×400×12	
3	X1,X4 Y1,Y4	Exterior □ -350×350×9	H-446×199×8×12
		Interior □ -400×400×12	
	X2,X3 Y2,Y3	Exterior □ -400×400×16	H-496×199×9×14
		Interior □ -400×400×16	
2	X1,X4 Y1,Y4	Exterior □ -350×350×9	H-446×199×8×12
		Interior □ -400×400×12	
	X2,X3 Y2,Y3	Exterior □ -400×400×19	H-500×200×10×16
		Interior □ -400×400×19	
1	X1,X4 Y1,Y4	Exterior □ -350×350×12	H-450×200×9×14
		Interior □ -400×400×12	
	X2,X3 Y2,Y3	Exterior □ -450×450×19	H-600×200×11×17
		Interior □ -450×450×19	

eD_s^A		Beams	Columns
		0.50 ▲	0.50 ■
		0.25 △	0.25 □

Fig.3 Yield stress of analysis model (4-story 6-6-3A)

床仮定を適用した立体骨組モデルを用いる。部材の両端に MS 要素⁵⁾を配置することで弾塑性挙動を表現する。ただし、接合パネルと幾何学的非線形性は考慮しない。骨組に関するパラメータと入力地震動に関するパラメータは以下のものを取り上げる。

2. 1 対象骨組

本論文では、前報⁵⁾で検討した 10 種類の骨組から、代表的なものとして 4 層 6-6-3A, 6 層 6-6-3A, 9 層 6-6-3A, 部材耐力分布のばらつきが比較的に大きいものとして 4 層 6-8-3, 直交 2 方向のスパン数が異なるものとして 4 層 6-6-1 と 9 層 6-6-1 の合計 6 種類を取り上げる。骨組の軸組図を図 1 に、平面形状を図 2 に示す。一例として、4 層 6-6-3A 骨組の部材断面を表 2 に示す。

骨組のパラメータは層数と平面形状の他に、見かけの柱梁耐力比 COF^A と見かけの構造特性係数相当値 eD_s^A を採用する。 COF^A は前報⁵⁾と同様、節点ごとの入力方向に投影した梁の全塑性曲げモーメントに対する柱の全塑性曲げモーメントの比率として定義する。

また、見かけの構造特性係数相当値 eD_s^A は、終局ベースシヤー係数 C_{bu}^A と振動特性係数 R_T を用いて (1) 式で定義する。

$$eD_s^A = C_{bu}^A / R_T \quad (1)$$

ここで、 C_{bu}^A は A_i 分布に基づく水平力を静的に作用させ、入力方向に投影した最大の層間変形角が 0.01rad に達したときの入力方向のベースシヤー係数としている。 R_T は現行の耐震基準³⁾に基づき、第 2 種地盤を想定して算定する。ただし、 R_T の算定に用いる 1 次固有周期は建物の高さに 0.03 を乗じた値とする。算定した R_T と算定に用いた 1 次固有周期を表 1 に示す。また、固有値解析により得られた骨組の 1 次固有周期については前報⁵⁾にて詳しく記載されている。

COF^A と eD_s^A 値の検討範囲については、骨組全体の COF^A の平均値を 1.0 ~ 1.5 程度、 eD_s^A 値を 0.25 ~ 0.50 とする。それぞれの入力方向における骨組の COF^A と eD_s^A 値が指定値になるように、原設計の部材断面のままで、試行錯誤で柱と梁の降伏応力を調整している。一例として、4 層 6-6-3 の調整後の降伏応力 σ_y' と元設計の降伏応力 $\sigma_y (=235\text{N/mm}^2)$ の比を図 3 に示す。

2. 2 入力地震動

入力地震動のパラメータは、入力方向を 0° (X 方向), 45°, 90° (Y 方向) の 3 種類、入力波を BCJ L2, El Centro NS, JMA Kobe NS の 3 種類とする。前報では、入力レベルを損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{dm} によって変化させ、2 次設計レベルに相当する 1.5m/s とその 1.5 倍の 2.25m/s の 2 種類とした。 V_{dm} の増大に伴い各部材の損傷が増加するが、 V_{dm} の大小によって部材ごとの損傷の分布傾向が変化しない⁵⁾ため、本論文では 2 次設計レベルに相当する $V_{dm}=1.5\text{m/s}$ の場合だけを対象とし、 V_{dm} 値が一定となるように地震動の地動加速度を調整している。

3. 解析結果と考察

3. 1 eD_s^A 値の影響

見かけの構造特性係数相当値 eD_s^A の違いがフロアレベルおよび部材ごとの損傷分布に与える影響を確認するために、 eD_s^A 値が 0.25 と 0.50 の 4 層 6-6-3A に対して El Centro NS を入力したときの時刻歴応答解析結果について検討する。ここでは一部の骨組の結果だけを示すが、各骨組の損傷分布における eD_s^A 値の影響は、層数、平面形状、入力地震動によらず、ほぼ同様の傾向が確認された。

Fig.4 Maximum story drift angles (4s663A)

Fig.5 Sum of the members' dissipation energy per floor (4s663A)

Fig.6 $\Sigma\theta_p$ - COF^A relations (4s663A)

まず、フロアレベルの損傷分布を検討するために、図4に最大層間変形角 (SDA) と最大全体変形角 (ODA) の比の高さ方向分布を示す。図中に示す数字は各骨組の最上層柱頭と最下層柱脚を除くすべての節点における見かけの柱梁耐力比 COF^A の平均値である。図5にフロアごとの部材別消費エネルギーの総和を示している。

図4より、 D_s^A 値が 0.25 の場合、1 層と 2 層の層間変形角が上層部より大きく、骨組の COF^A の平均値が大きくなるにつれ 1 層と 2 層の層間変形角が減少する。一方で、 D_s^A 値が 0.50 の場合は、2 層と 3 層の層間変形角が大きい層ごとの差が小さく、 COF^A の平均

値によって層間変形角の分布が変化しない。また、図5より、 D_s^A 値が大きくなると、1 層柱脚以外の部材端の消費エネルギーが減少し、減少した分のエネルギーが 1 層柱脚に移行することがわかる。

D_s^A 値が増大するにつれて、図4では上層部の最大層間変形角が大きくなるのに対して、図5では 1 層柱脚の消費エネルギーだけ増加している。このように、図4と図5の傾向が異なっているように見える。これは、本論文では部材の降伏応力のみ変更することで D_s^A 値を調整しており、 D_s^A 値の大きい骨組では部材の降伏耐力や弾性限変形も大きいことに起因している。すなわち、弾性変形を含んだ最大層間変形角では図4に示すように、 D_s^A 値が増大すると上層部の最大変形角が増えるが、その大部分は弾性変形であり、塑性変形による消費エネルギーでは図5に示すように、1 層柱脚の消費エネルギーだけが增加し、それ以外の部材端における消費エネルギーが減少する。

次に、部材レベルの損傷分布を検討するために、図6に節点ごとの等価な累積塑性回転角 $\Sigma\theta_p$ と見かけの柱梁耐力比 COF^A の関係を示す。ここで、等価な累積塑性回転角 $\Sigma\theta_p$ は各部材端の曲げによる消費したエネルギーを長期軸力を考慮した全塑性モーメントで除した値である。図6には 1 層柱脚の結果を含んでいないため、図5における 1 層柱脚以外の結果と同様に、 D_s^A 値が増大すると各部材端の $\Sigma\theta_p$ が減少する。前報では、梁の全塑性モーメントを原設計のままとしているため、45° 方向の D_s^A 値が構面方向の約 $\sqrt{2}$ 倍になり、その結果、45° 方向入力時の $\Sigma\theta_p$ が構面方向入力時より小さくなっている⁵⁾。これに対して、本論文では、各入力方向における骨組の D_s^A 値が同程度になるように柱と梁の降伏応力をともに調整しているため、柱の損傷分布は入力方向によらず同程度の値となる。一方で、梁の損傷分布については、45° 方向入力の場合では直交 2 方向の梁

が損傷を分担するのに対して、構面方向入力の場合では入力と平行な1方向の梁だけに損傷が集中するため、構面方向入力における梁端の損傷が45°方向入力の約2倍になっている。

3.2 部材耐力分布の影響

3.1節では梁と柱両方の損傷について検討しているが、大地震時に梁が先行して降伏する全層崩壊機構を形成するためには、柱の損傷を抑える必要がある。以下では見かけの構造特性係数相当値 ${}_eD_s^A$ が同程度の骨組に対して、柱端の損傷分布に及ぼす部材耐力分布の影響を検討する。柱端の損傷分布について、図7に ${}_eD_s^A$ 値が0.25の場合の等価な累積塑性回転角 $\Sigma\theta_p$ と見かけの柱梁耐力比 COF^A の関係を骨組ごとに示す。ただし、図7には全入力地震動の結果をまとめて示している。

一方で小川らはすべての梁に一樣な塑性変形が生じるための最適な梁耐力分布を(2)式で提案している⁸⁾。

$${}_bM_{p,i} = \frac{Q_{i-1}h_{i-1} + Q_i h_i}{2} \quad (2)$$

ただし、 ${}_bM_{p,i}$ はiFのX方向またはY方向における全梁の全塑性モーメントの和、 Q_i は A_i 分布に基づくi層の設計用層せん断力、 h_i はi層の階高である。

本論文では、柱梁耐力比が1以上で、かつフロアレベル梁耐力の高さ方向分布が(2)式の分布と同様であれば、フロアレベルでみた梁の塑性変形が同程度になるかについて検討する。

図8に2Fの梁耐力 ${}_bM_{p,2}$ を基準とした各フロアレベルの梁耐力 ${}_bM_{p,i}$ の高さ方向分布を示す。図8より、(d)、(e)、(f)の3つの骨組では梁耐力の高さ方向分布が(2)式の分布と概ね同様であるのに対して、(a)、(b)、(c)の骨組では梁耐力分布が(2)式の適正分布と大きく異なるフロアレベルがある。図7より、 COF^A が大きくなると、 $\Sigma\theta_p$ の最大値が減少する傾向は全骨組において同様であるが、定量的には、(a)、(b)、(c)の骨組では、破線で囲んでいる COF^A が1.0~2.0の範囲で他の骨組と比べて $\Sigma\theta_p$ が大きくなっていることが確認できる。このように、実際の梁耐力分布と(2)式の適正分布の差が大きい4層6-6-3A、4層6-6-1、4層6-8-3の0°方向では、同じ COF^A に対する $\Sigma\theta_p$ のばらつきが大きい。

3.3 梁耐力和の調整

3.2節では、フロアレベルの梁耐力和の分布と(2)式の適正分布の差が大きいほど、 $\Sigma\theta_p$ - COF^A 関係のばらつきが大きくなることを確認した。本節では骨組の梁耐力を調整することにより、同じ COF^A に対する $\Sigma\theta_p$ のばらつきの改善を試みる。

まず、図8(b)の4層6-6-1の0°方向の梁耐力分布に着目すると、(2)式の分布と比べて、4FとRFの梁耐力和が高く、地震時には4FとRFより、2Fと3Fの梁が早期に降伏すると考えられる。そのため、図9に塑性変形の進行状況を示して、損傷分布に及ぼす梁耐力分布の影響を検討する。図9は COF^A の平均値が1.50で、 ${}_eD_s^A$ 値が0.25の4層6-6-1の0°方向にJMA Kobe NSを入力した結果の一部である。ただし、部材端の曲げモーメントが長期軸力を考慮した全塑性モーメントを超えたときに塑性ヒンジが形成されるものとする。図9中の数値は各節点の COF^A の値である。図9より、3F梁が塑性ヒンジを形成後、3層柱脚の曲げモーメントが増加しなくなり、3層の反曲点高さが低下し始める。これに加え、最上層の反曲点が常に階高の半分以下であるため、4Fでは COF^A が1.7で大き

いに関わらず、3層柱頭が4F梁端より早く全塑性モーメントに達する。

図9と同じ解析に基づき、フロアレベルの部材ごとの消費エネルギー総和を図10に□印で示す。1層柱脚を除いた柱端では3層柱頭の消費エネルギーが最も大きく、梁端では2Fと3Fに比べて4FとRFの消費エネルギーがかなり小さいことがわかる。次に、梁耐力和分布が(2)式の分布と同様になるように骨組の COF^A の平均値と ${}_eD_s^A$ 値を変化させずに、フロアレベルごとの梁の降伏応力だけを調整した4層6-6-1の結果を図10に▲印で示す。梁耐力和分布を調整した▲印の結果では、3F柱頭の損傷が減少し、4FとRFの梁の損傷が大幅に増加する。梁耐力和の分布を(2)式の分布と同様にすれば、

Fig.12 Damage distribution of each width-thickness ratio (${}_eD_s^A=0.25$)

Fig.13 Probability distribution for $\Sigma\theta_p$ - COF^A relation (${}_eD_s^A=0.25$, FA rank)

フロアレベルの梁の消費エネルギー分布が(2)式の分布に近い状態となる。消費エネルギーを全塑性モーメントで除した値である等価な累積塑性変形角 $\Sigma\theta_p$ で見ると、フロアレベルにおける梁端の $\Sigma\theta_p$ の和がすべての層において概ね同程度になることがわかる。

次に、各骨組の柱端の損傷分布に及ぼす梁耐力和分布の影響を検討するために、X方向(0°方向)構面の梁耐力和分布を(2)式の分

布と同様になるように調整した4層6-6-3A, 4層6-6-1, 4層6-8-3それぞれの $\Sigma\theta_p$ - COF^A 関係を図11に示す。ただし、図11には eD_s^A 値が0.25の骨組の全入力地震動に対する結果をまとめて示す。梁耐力和分布による影響を明確にするために、図11にも図7(a), (b), (c)と同じ位置に破線を示す。

図7(a), (b), (c)と比べ、図11では梁耐力和を調整することで $\Sigma\theta_p$ が減少して、破線内のプロットがほぼなくなり、同じ COF^A に対する $\Sigma\theta_p$ のばらつきが小さくなっている。ただし、図11(c)の4層6-8-3の90°方向入力の結果において、破線内に全体の分布傾向から逸脱しているプロットがある。これは前報で報じたように、同一フロアにおける柱梁耐力比の分布が不均等であることに起因している⁵⁾。図11と図7(d), (e), (f)を比較すると、同じ COF^A に対する $\Sigma\theta_p$ の最大値分布が同程度であることがわかる。このことより、梁耐力和分布が(2)式に従い、 eD_s^A 値が同程度であれば、柱の $\Sigma\theta_p$ と COF^A の関係は骨組の層数や平面形状、地震動の入力方向によらず、ほぼ同様な傾向を示す。

4. 必要柱梁耐力比の検討

4.1 損傷の評価指標

3章の考察より、見かけの構造特性係数相当値 eD_s^A が同程度であれば、柱端の等価な累積塑性回転角 $\Sigma\theta_p$ と見かけの柱梁耐力比 COF^A の関係は骨組の層数と平面形状、地震動の入力方向の影響を受けにくいことが明らかになった。本章では全解析ケースで得られた柱の $\Sigma\theta_p$ と COF^A の関係を一括して分析することで、必要な柱梁耐力比を検討する。本論文では部材の劣化挙動を考慮していないため、前報⁵⁾と同様、局部座屈によって最大曲げ耐力に至るときの塑性回転角 θ_{up} を保有変形性能とし、 $\Sigma\theta_p$ を θ_{up} で除すことによって柱の損傷の程度を表現する。

柱の幅厚比に応じて θ_{up} が変化することを考慮し、柱の耐力が同じであれば幅厚比が異なっても累積塑性回転角 $\Sigma\theta_p$ は変化しないものと仮定し、幅厚比を仮想的にFA(幅厚比33), FB(幅厚比37), FC(幅厚比48)の各ランクの限界値としたときの対応する塑性変形能力 θ_{up} を求める。等価な累積塑性回転角 $\Sigma\theta_p$ を幅厚比ランク別の θ_{up} で無次元化した値と COF^A の関係を図12に示す。ただし、図12は eD_s^A 値が0.25の結果で、全骨組の3つの入力方向と3つの地震動に対する結果をまとめて示している。また、 COF^A に対する $\Sigma\theta_p/\theta_{up}$ の最大値分布をわかりやすくするために、図12の(a), (b), (c)各図の縦軸のスケールが異なっている。

4.2 損傷の確率分布

前報⁵⁾では信頼性指標2を基準に、 $\Sigma\theta_p/\theta_{up}$ - COF^A 関係の98パーセンタイル値を必要柱梁耐力比として、その包絡線を求めた。しかし、損傷の確率分布などについて検討していないため、本論文では損傷の確率分布を分析し、包絡線の妥当性を検討する。 COF^A の主な検討範囲1.0~1.5の間を5つの区間に分け、図12(a)のFAランクの $\Sigma\theta_p/\theta_{up}$ - COF^A 関係における全体および上述の区間ごとの確率分布を図13に示す。図13(a)の全体の確率分布は(3)式のガンマ分布の確率密度関数と見なせる。

$$f(x) = \frac{x^{\alpha-1} e^{-x/\beta}}{\Gamma(\alpha)\beta^\alpha} \quad (3)$$

ただし、 $\Sigma\theta_p/\theta_{up}$ を(3)式の確率変数 x とし、 e はネイピア数、 α は

Fig.14 Damage distributions and Envelope curves of FA rank

Fig.15 Relationship between eD_s^A and parameters of Eq.(5) (FA rank)

Fig.16 Required COF (FA rank)

Fig.17 Required COF for each width-thickness rank

Table3 Parameters of Eq.(7) and Eq.(8) for required COF

	FA	FB	FC
a	2.50	4.00	6.00
b	1.40	2.40	4.00
c_1	-2.47	-2.49	-2.56
c_2	1.23	1.27	1.52

ガンマ分布の形状母数, β はガンマ分布の尺度母数, Γ はガンマ関数で (4) 式で与えられる.

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} t^{\alpha-1} e^{-t} dt \quad (4)$$

図 13(a) の全体の確率分布と概ね同様になるように, (3) 式の α と β を同定する. 同定した結果を図 13 に破線で示す. 図 13 より, (a) 図の全体の確率分布から同定した (3) 式の結果が他の区間の分布とほぼ同様であることがわかる. 図 13 のガンマ分布に対して, 標準偏差の 2 倍と平均値との和を上限とする累積分布確率は約 98.2% であり, 前報で採用した 98 パーセンタイル値と同程度となることが明らかになった.

4.3 必要柱梁耐力比の包絡線

4.2 節の結果から, 本論文でも信頼性指標 2 を基準にとり, 全体においても各区間においてもプロットが 98% 以上包含されるように (5) 式に示す関数を用いて必要柱梁耐力比の包絡線を求める. ただし, a , b , c は (5) 式の形状を決定する係数である.

$$COF_A = \frac{a}{\Sigma\theta_p / \theta_{up} + b} + c \quad (5)$$

図 14 に ${}_eD_s^A$ 値別の FA ランクの $\Sigma\theta_p / \theta_{up} - COF^A$ 関係を示す. ${}_eD_s^A$ 値が 0.25 の FA ランクの結果に対して, 上述のように全体および COF^A が 1.0 ~ 1.5 の間の各区間においてもプロットが 98% 以上包含されるように (5) 式の係数 a , b , c を同定し, 同定した包絡線を図 14(a) に併記する. (5) 式の各係数と ${}_eD_s^A$ 値の関係を簡便化するために, 図 14(a) で同定した係数のうち a と b を一定とし, c のみ変化することで ${}_eD_s^A$ 値別の包絡線を求め, 図 14(b) ~ (f) に併記する. その結果, COF^A が 1.0 以上の各区間では包絡線がプロットの 98% 以上包含しているのに対して, COF^A が 1.0 より小さい範囲では包絡線がプロットの 98% を包含できない区間がある. しかしながら, 梁が先行して降伏するために COF^A を 1.0 以上にする必要があり, 図 14 に示した必要柱梁耐力比の包絡線が実際の設計に適用できると考えられる.

${}_eD_s^A$ 値別の包絡線の各係数を図 15 に示す. (5) 式の係数のうち c を (6) 式で近似し, 図 15 に ${}_eD_s^A$ 値との関係を同定した結果を併記する. ただし, c_1 と c_2 は (6) 式の係数である.

$$c = c_1 \cdot {}_eD_s + c_2 \quad (6)$$

(6) 式を (5) 式に代入すれば, 入力方向の ${}_eD_s^A$ 値と必要な COF^A の関係式が得られる. 構面方向入時, COF^A が構面方向の柱梁耐力比 COF , ${}_eD_s^A$ 値が構面方向の構造特性係数相当値 ${}_eD_s$ と同一となり, 構面方向の必要な柱梁耐力比を (7) 式で表す.

Fig.18 Comparison of proposed required COF

$$COF = \max \left\{ 1, \frac{a}{\Sigma\theta_p / \theta_{up} + b} + c_1 {}_eD_s + c_2 \right\} \quad (7)$$

ここで, 骨組の平面形状などによって直交 2 方向の構面耐力が異なり, 骨組の COF^A の平均値が最も小さくなる方向が必ずしも 45° 方向とは限らないが, 節点レベルで考えると, 直交 2 方向の梁耐力が同程度であれば, 45° 方向の COF^A が最も小さくなる. 本論文の対象骨組においても, 平面形状と関係なく直交 2 方向の梁耐力が同程度となる節点が多く存在している. そのため, 本論文では構面方向と 45° 方向入力を考慮した構面方向における必要な節点ごとの柱梁耐力比を検討する.

骨組の 45° 方向の ${}_eD_s^A$ 値が構面方向の構造特性係数相当値 ${}_eD_s$ の $\sqrt{2}$ 倍, 構面方向の柱梁耐力比 COF が 45° 方向の COF^A の $\sqrt{2}$ 倍とし, 45° 方向入力時の構面方向の必要な柱梁耐力比を (8) 式で表す.

$$COF = \sqrt{2} \cdot \max \left\{ 1, \frac{a}{\Sigma\theta_p / \theta_{up} + b} + c_1 \sqrt{2} {}_eD_s + c_2 \right\} \quad (8)$$

ただし, COF^A が 1.0 より小さくなると, 柱が梁より先行して降伏するため, 入力方向の COF^A が 1.0 以上となるように (7) 式と (8) 式を設定している.

柱端の累積塑性変形 $\Sigma\theta_p$ を θ_{up} 以下に留めるため, $\Sigma\theta_p / \theta_{up}$ を 1 とし, 構面方向の必要柱梁耐力比を算定する. ${}_eD_s$ 値に対して (7) 式と (8) 式のうち大きい方を必要柱梁耐力比とし, 図 16 の実線となる.

以上が FA ランクの部材を用いて柱端の累積塑性変形 $\Sigma\theta_p$ を θ_{up} 以下に留めるための必要柱梁耐力比の検討である. FB と FC ランクの部材を用いた場合に対しても FA ランクと同様に信頼性指標 2 を基準にとり, 図 14 と図 15 の方法で包絡線を求める. 得られた幅厚比ランク別の必要柱梁耐力比を図 17 に示し, (7) 式と (8) 式の各係数を表 3 にまとめる.

図 17 より, FA ランクの柱を用いた場合, ${}_eD_s$ 値が 0.35 以上, 必要柱梁耐力比が 1.5 以下となる. そのため鋼構造ラーメンの ${}_eD_s$ 値が 0.35 以上で, 柱梁耐力比が現行の耐震規定の 1.5 を満たせば, 柱の損傷を保有性能以下に留めることができる. FB ランクの柱を用いた場合 ${}_eD_s$ 値が 0.40 以上, FC ランクの柱を用いた場合 ${}_eD_s$ 値が 0.47 以上で, 柱梁耐力比が現行の耐震規定を満たせば, 柱の損傷を保有性能以下に留めることができる.

4.4 既往の研究との比較

構造特性係数相当値 ${}_eD_s$ と必要柱梁耐力比の関係について, 小川らの提案式⁷⁾と本論文の提案式と比較する. 小川らは直交 2 方向構面の梁の耐力が等しい中低層鋼構造骨組に対して特定層の変形集中を抑制するために必要な柱梁耐力比を (9) 式として導いてる. V_{dm} は損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値である.

$$COF = \sqrt{2} \cdot \max \left\{ 1, 0.5 + 0.6V_{dm} \left(\frac{0.3}{\sqrt{2} {}_eD_s} \right) - 0.09V_{dm}^2 \left(\frac{0.3}{\sqrt{2} {}_eD_s} \right)^2 \right\} \quad (9)$$

本論で求めた FA ランクの提案式と (9) 式を図 18 に示し, 比較する. ただし, $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$ とする. 図 18 より, ${}_eD_s$ 値が小さい範囲で本論文の提案式が小川らの提案式より大きくなっている.

本論文と異なり, 小川らは魚骨骨組を用いているため, フロア内の柱梁耐力比分布の影響を考慮していない. また, 小川らは (2) 式の最適分布と同様となるように梁の耐力分布が設定しているのに対して,

本論文では梁耐力和を調整した 4 層 6-6-1 と 4 層 6-8-3 の 0° 方向と 4 層 6-6-3A を除けば、骨組の梁耐力和の高さ方向分布は必ずしも (2) 式の分布と完全に一致するとは限らない。このように、実際の設計で起こりうるフロア内の柱梁耐力比分布の不均等や梁耐力和の高さ方向分布の影響によって、図 18 の差が生まれたと考えられる。

5. 結論

角形鋼管柱を有する鋼構造立体骨組を対象に、骨組の柱梁耐力比、層数、平面形状と入力地震動の入力波、入力方向をパラメータとした前報⁵⁾に引き続き、構造特性係数相当値を新たなパラメータに追加し、立体骨組モデルによる時刻歴応答解析を行い、柱の損傷を抑えるために必要な柱梁耐力比を、2 次設計レベルの入力に対して検討した。得られた知見を以下に示す。

[1] 見かけの構造特性係数相当値 eD_s^A が大きくなると、1 層柱頭以上の部材端の塑性変形による消費エネルギーが減少し、減少した分のエネルギーが 1 層柱脚に集中する。

[2] 梁耐力の高さ方向分布により、層の反曲点高さが柱脚側に移行し、柱頭の柱梁耐力比が大きくても損傷が大きくなる場合がある。文献 8) で提案された部材強度分布に従えば、柱端の損傷が柱梁耐力比に大きく依存するようになる。

[3] 梁耐力分布が概ね文献 8) の提案式に従い、 eD_s^A 値が同程度であれば、柱端の等価累積塑性回転角 $\Sigma\theta_p$ と見かけの柱梁耐力比 COF^A の関係は骨組の層数や平面形状、地震動の入力方向によらずほぼ同様の傾向を示す。

[4] $\Sigma\theta_p$ を角形鋼管柱の保有変形性能 θ_{up} で無次元化した値の分布をガンマ分布の確率密度関数で表すことができる。

[5] 信頼性指標 2 を基準に柱の幅厚比ランクと構面方向の構造特性係数相当値 eD_s に応じた構面方向の必要柱梁耐力比の分布を求めた。FA ランクの柱を用いた場合、 eD_s 値が 0.35 以上で、柱梁耐力比が現行の耐震規定を満たせば、柱の損傷を保有性能以下に留めることができる。

なお、上述の知見は 2 次設計レベルの入力を受ける偏心のない中低層ラーメンに有効である。ただし、本論文では入力レベル（損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{dm} ）を一定にし、骨組の保有水平耐力（見かけの構造特性係数相当値 eD_s^A ）をパラメータとしているが、 eD_s^A 値を一定にし、 V_{dm} をパラメータとした解析とは同義と考えられる。また、本論では柱脚形式の影響、柱梁接合部パネルの挙動や合成梁の効果を考慮していない。これらの影響については今後の課題とする。

謝辞

本論の著者である吹田啓一郎先生（京都大学・教授）は、2016 年 6 月 5 日に逝去されました。謹んでご冥福をお祈りするとともに、生前のご指導に深甚なる感謝の意を捧げます。

参考文献

- 1) 坂本順，小浜芳朗：静的崩壊機構特性と動的応答性状について，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系第 49 号，pp.963-964，1974.8
- 2) 加藤勉，秋山宏：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷，日本建築学会論文報告集，第 235 号，pp.9-18，1975.9

- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 4) 独立行政法人建築研究所：2008 年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル，2008.12
- 5) 陳逸鴻，聲高裕治，吹田啓一郎：角形鋼管柱を有する鋼構造立体骨組の地震応答に及ぼす入力方向と柱梁耐力比の影響，日本建築学会構造系論文集，第 717 号，pp.1773-1783，2015.11
- 6) 長谷川隆，山内泰之：強震時における中低層鋼構造骨組の損傷分布に基づく部材の必要塑性変形能力，日本建築学会構造系論文集，第 460 号，pp.169-177，1994.6
- 7) 酒井快典，小川厚治：水平 2 方向地動を受ける鋼構造骨組の適正な柱梁耐力比日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 17 巻，第 67 号，pp.53-64，2010.9
- 8) 川島敏夫，出口義史，小川厚治：鋼構造骨組の部材耐力分布の適正化に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 635 号，pp.147-155，2009.1

EFFECTS OF HORIZONTAL LOAD BEARING CAPACITY ON REQUIRED COLUMN OVERDESIGN FACTOR OF 3D STEEL MOMENT FRAMES WITH SQUARE TUBE COLUMNS

*Iathong CHAN**, *Yuji KOETAKA*** and *Keiichiro SUITA****

* Grad. Stud., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., M.Eng.

** Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr.Eng.

*** Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr.Eng.

Steel moment frames are designed to ensure sufficient energy absorption capacity by achieving an entire beam-hinging collapse mechanism against severe earthquakes. Therefore, the column overdesign factor is stipulated in seismic design codes. For example in Japanese seismic design code, the specified column overdesign factor is 1.5 or more for steel moment frames with square tube columns.

The previous study⁵⁾ described the results of the earthquake response analysis of 3D steel moment frames, and presented seismic demand for the column overdesign factor, depending on input direction and width-thickness ratio of columns, in order to keep the damage below the limit of plastic deformation of square tube columns. However, the horizontal load bearing capacity of the target frames was not adjusted, so that it remained the same value as the original frames had, and was different depending on the frame and direction. Since the higher the horizontal load bearing capacity of the frame the less plastic deformation response during earthquakes can be assumed, the effects of horizontal load bearing capacity on plastic deformation response and required column overdesign factor are not studied well enough in the previous study⁵⁾.

Therefore, this paper considers ϵD_s^A , which is the coefficient proportional to horizontal load bearing capacity of frames, as a new parameter for the earthquake response analysis of 3D steel moment frames, and redefines the seismic demand for the column overdesign factor, depending on ϵD_s^A and width-thickness ratio of columns to keep the damage of square tube columns below the specified limit of plastic deformation. In addition to ϵD_s^A , the major parameters adopted are column overdesign factor of beam-column connections, number of stories as shown in Fig.1, floor planes of frames as shown in Fig.2, and input direction of ground motions.

From Fig.5, which shows the sum of the members' Dissipation energy during earthquakes in every floor, the larger the horizontal load bearing capacity the more damage is suffered by the column bases of the 1st story, but less damage is suffered by other member ends. In this paper, apparent column overdesign factor COF^A is defined as the ratio of plastic moment of the column(s) to the plastic moment of the beam(s) projected in the input direction of the ground motion, while column overdesign factor COF is of in-plane direction. As a result of earthquake response analysis, the relationships between cumulative plastic deformation $\Sigma\theta_p$ of column ends and COF^A are shown as Fig.7 and Fig.11. From these figures, with the distribution of the sum of beam strength in every floor similar to Eq. (2) and the similar ϵD_s^A , the profile of maximum value of $\Sigma\theta_p$ to COF^A are almost identical regardless of number of stories, floor plan, and input direction of ground motion.

The plastic deformation capacity θ_{up} of square tube columns depending on local buckling is adopted for different rank of width-thickness ratio as an index to evaluate the damage to columns. Hence, the ratio of $\Sigma\theta_p$ to θ_{up} is indicated in the ordinates of Fig.12-14. The required COF^A can be evaluated with a reliability index of 2 by drawing a 98 percentile envelope curve. The envelope curves in Fig.14 show the required COF^A to keep $\Sigma\theta_p/\theta_{up}$ below the specified value under reliability index of 2 for different ϵD_s^A . Eq.(7), Eq(8) and Fig.17 show the relationship between ϵD_s^A and the required COF of in-plan direction to keep the cumulative plastic deformation below the limit of plastic deformation. From Fig.17, while ϵD_s^A is more than 0.35, the required COF is 1.5 with columns of FA rank width-thickness ratio.

(2016年5月9日原稿受理, 2016年9月12日採用決定)