新しい柱脚機構を有する鉄骨ラーメン骨組の終局耐震能力 及び鉄骨柱支点部の作用力の算定法

ESTIMATION OF SHEAR AND AXIAL FORCE FOR STEEL COLUMN JOINTS AND SEISMIC STRENGTH OF MULTI-STORY STEEL MOMENT RESISTING FRAMES WITH NEW COLUMN SUPPORT SYSTEM

木村 祥裕*, 金田勝徳**, 和田 章***

Yoshihiro KIMURA, Katsunori KANEDA and Akira WADA

In the steel frames, the column base is allowed to yield after beam yielding subjected to large earthquake in Japanese design codes such as “The Building Standard Law of Japan” by Building Center of Japan. If the frames have unexpected seismic horizontal force, the soft story mechanism may occur. To prevent the plastic collapse of the column on 1st story, our previous paper suggested the new column support system on 1st story, which consist of the reinforced concrete downside column and the steel topside column. In this paper, the virtual work method is applied to estimate the damage distribution and the collapse deformation capacity of the steel moment resisting frames with these support systems, and the shear and axial demands the column joints on 1st story are clarified.

Keywords: Steel Moment Resisting Frame, Beam Yielding Mechanism, Virtual Work Method, Shear Force of Column, Axial Force of Column, Plastic Deformation Capacity

鉄骨ラーメン骨組, 全層梁降伏型メカニズム, 仮想仕事法, 作用せん断力, 作用軸力, 塑性変形性能

1. 序

梁降伏型メカニズムを形成する鉄骨ラーメン構造物の保有水平耐力設計では, 中程度の地震に対しては梁のみを降伏させ, 大地震では柱脚部の降伏も許容されている¹⁾。

E-Defenseによる実大4層鉄骨ラーメン構造物の倒壊実験²⁾では, 建築基準法に準拠した構造物に1995年兵庫県南部地震JR鷹取駅記録の100%の地震動を入力した際, 最下層柱の脚部及び柱頭で局部座屈を生じ, 最下層に損傷集中したため, 構造物は倒壊した。すなわち, 設計時に想定した降伏メカニズムと終局時(倒壊時)のメカニズムは異なり, 優れた耐震性能を有する剛接合鉄骨ラーメン構造物であっても, 終局時には各梁端で十分な塑性変形性能を発揮できず, 不安定な力学挙動となることが示された。

著者らは, これまでに鉄骨ラーメン構造が地震時に梁のみの損傷を許容し, 最下層柱の脚部を含めた柱の降伏を防ぐために, 図1(a)に示すような新しい柱脚機構として層中間型柱脚機構を提案した³⁾⁶⁾。この方法では, RC基礎梁からRC柱を立ち上げ, 所定の高所で鉄骨柱と接合する。柱脚部は, RC構造のため, 高い剛性と耐力を有する。下部RC柱と上部鉄骨柱の接合部である鉄骨柱支点部をピン接合とすることで, 柱脚部への過度の応力集中を避けることができる。鉄骨柱支点部については, ベースプレート(シアプレート)とアンカーボルトを緊結し, 鉄骨柱支点部での回転を許容する。この鉄骨柱支点部には, 柱に作用するせん断力に対してはシアプレートで抵抗し, 軸方向の引張力に対してはアンカーボルトで抵抗する方法を用

いた。さらに, 鉄骨柱支点部での回転を許容するために, 鉄骨柱下端とRC柱上端に保護プレートを設け, テーパー付き座金を設ける方法とした⁵⁾。文献3), 4), 6)では, 静的増分解析及び地震応答解析により, このような柱脚機構を有する鉄骨ラーメン骨組が全層梁降伏型メカニズムとなる条件や梁もしくは柱が最大耐力となる時の骨組の保有水平耐力や最大層間変形角, すなわち終局耐震能力を明らかにした。

一方, ラーメン骨組の保有水平耐力の算定法として, 塑性極限解析が挙げられる⁷⁾。従来の埋め込み型柱脚鉄骨ラーメン骨組では, 崩壊機構を適切に仮定することで, 解の上界や下界を見出すことがで

(a-1)柱脚部全体 (a-2)鉄骨柱支点部詳細
(a)層中間型柱脚 (b)埋め込み型柱脚
図1 最下層の柱脚形式

* 東北大学未来科学技術共同研究センター
教授・博士(工学)

** 構造計画プラス・ワン 代表
日本大学 特任教授・博士(工学)

*** 東京工業大学 名誉教授・工博

Prof., New Industry Creation Hatchery Center, Tohoku University, Dr. Eng.

Structural Design PLUS ONE Co., Ltd.

Prof., Nihon University, Dr. Eng.

Prof. Emeritus, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

きるものの、梁降伏後、柱降伏の発生時期が明確でなく、特に最下層柱脚部が降伏した後、損傷が集中することから鉄骨ラーメン骨組の降伏メカニズムや保有水平耐力の算定には、有限要素法等の静的増分解析を行う必要がある。また、前述の倒壊実験²⁾のように、様々な要因により設計時に想定した降伏メカニズムと終局メカニズムが異なることから、終局時の崩壊機構を適切に設定することは容易ではない。しかし、図1に示す層中間型柱脚機構を有する鉄骨ラーメン骨組であれば、最下層柱の断面を大きくせずとも大地震時に梁のみが降伏し、最下層柱脚の降伏を防ぐことができることを示している³⁾⁶⁾。最下層中間部で柱がピン接合されており、ほぼ弾性である柱により高さ方向に梁端曲げモーメントを均一化する効果があることから、増分解析を用いなくても、最下層中間部を基点とした外力仕事と内部エネルギーの釣り合いから仮想仕事法により最大層間変形角0.02、0.03や部材崩壊時の保有水平耐力を求められるものと思われる。

本論文では、層数やスパン数、柱梁曲げ耐力比等をパラメータとして、静的増分解析や地震応答解析により求めた終局時及び部材崩壊時の保有水平耐力と仮想仕事法による保有水平耐力を比較し、保有水平耐力の算定に仮想仕事法の適用を試みる。さらに、鉄骨柱支点部やRC柱の要求性能として鉄骨柱支点部に作用するせん断力や軸力を明らかにし、層中間型柱脚機構を有する鉄骨ラーメン骨組に要求される性能を明らかにする。

2. 層中間型柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン骨組の保有水平耐力に対する仮想仕事法の適用

本章では、外力仕事と内部エネルギーの釣り合いから架構の保有水平耐力を簡略的に求め、静的増分解析により終局耐力時の塑性メカニズムや保有水平耐力と比較する。

2.1 仮想仕事法による中低層鉄骨ラーメン骨組の保有水平耐力の算定手順

図2に示すような層中間型柱脚を有する多層多スパン(n 層、 m スパン)ラーメン骨組が、 A_i 分布により算出した静的地震外力 F_i を各層に受けたときの崩壊メカニズムを想定する。想定される梁の塑性ヒンジ発生位置を○で示している。仮想仕事法による架構の保有水平耐力の算出方法は以下の通りである。

1) 梁の抵抗曲げモーメントの合計値 ΣM_r の算出

全層で梁の抵抗曲げモーメントが全塑性状態となるととき、歪硬化による耐力上昇率(歪硬化係数) τ を考慮すると、抵抗曲げモーメントの最大値 $M_{r,ij}$ は(1)式となる。

$$M_{r,ij} = \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n \tau \cdot M_{p,ij} \quad (1)$$

ここで、 $M_{p,ij}$ は i 層 j スパンにおける梁の全塑性モーメントである。梁の耐力上昇率 τ は部位ごとに異なるものの、本柱脚機構を適用した柱が弾性であれば柱が心棒として機能し、高さ方向に梁端の曲げモーメントを均一化させる効果がある。そこで、骨組の保有水平耐力を簡略的に求めるために部材ごとではなく平均値として骨組ごとに設定する。

2) 転倒モーメントの合計値 ΣM_q の算出

A_i 分布より $C_0=0.2$ のときの層せん断力 Q_i を次式で求め、水平外力 F_i に換算する。

図2 崩壊メカニズムの設定

$$Q_i = C_i \sum_{j=1}^m W_j, \quad C_i = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \quad (2)$$

ここで、 W_i は i 層の重量、 C_i は i 層の層せん断力係数、 Z : 地域係数(ここでは1とする)、 R_i : 振動特性係数、 A_i : i 層の層せん断力係数の分布を示す係数である。

$$F_i = Q_i - Q_{i+1} \quad (3)$$

ただし、最上層(n 層)に作用する水平外力は $F_n=Q_n$ となる。

転倒モーメントの合計値 ΣM_q は、それぞれの F_i にピン支持である鉄骨柱支点部からの距離 Σh_i を乗じた値であり、例えば6層骨組の場合、次式となる。

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n M_{q,i} = & F_6 \cdot [h_6 + h_5 + h_4 + h_3 + h_2 + (h_1 - h')] + F_5 \cdot [h_5 + h_4 + h_3 + h_2 + (h_1 - h')] \\ & + F_4 \cdot [h_4 + h_3 + h_2 + (h_1 - h')] + F_3 \cdot [h_3 + h_2 + (h_1 - h')] \\ & + F_2 \cdot [h_2 + (h_1 - h')] + F_1 \cdot (h_1 - h') \end{aligned} \quad (4)$$

h' は図2に示すように最下層鉄骨柱支点部の高さである。

3) 抵抗曲げモーメントの合計値 $\Sigma \tau \cdot M_{r,ij}$ と転倒モーメントの合計値 $\Sigma M_{q,i}$ の比較

$$C_v = 0.2 \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n \tau \cdot M_{r,ij} / \sum_{i=1}^n M_{q,i} (=Ds) \quad (5)$$

(5)式で求めた値は、仮想仕事法により求めた骨組のベースシア係数 C_v であり、骨組の保有性能 Ds に相当する¹⁾。歪硬化を考慮

図3 数値解析モデル

骨組名称の記号

A-6-1.4
柱梁耐力比
層数
A:提案型 B:埋め込み型

表1 材料特性(N/mm²)

E_{steel}	205.8×10^3
$\sigma_{y-steel}$	235.0
$E_{concrete}$	27.3×10^3
F	36.0

図4 6層骨組のRC柱の断面及び配筋の例(28-D35)

しない場合は(1)式において $\tau=1.0$ として $M_{r,ij}$ を算出する。なお、ここで得られた値は保有水平耐力の上界となる近似解であるが、水平変形の増加に伴い、部材は歪硬化し耐力上昇することから、耐力上昇率 τ により、次節以降、各層間変形角時(最大層間変形角0.02, 0.03, 部材崩壊時)での保有水平耐力の算定を試みる。

2.2 静的地震外力を受ける中低層鉄骨ラーメン骨組の解析概要

2.2.1 骨組モデル

図3(a)に層中間型柱脚6層ラーメン骨組の平面図及び軸組図を示す。3~9層ラーメン骨組を対象として静的増分解析により、2.1節の仮想仕事法による保有水平耐力値の妥当性を検証する。また、比較のため、図3(b)に示す埋め込み型柱脚ラーメン骨組についても数値解析を行う。基本モデルとしたラーメン骨組は図3(a)に示すような3スパンであり、1スパン $l=9\text{m}$ 、各層の高さ $h=3.6\text{m}$ である。文献3)で鉄骨柱支点部の高さ h は最下層高さの0.5程度が適切であることが示されていることから、 $h=1.8\text{m}$ としている。文献5)で図1に示す鉄骨柱支点部を含む柱梁部分架構モデルの載荷実験を行い、鉄骨柱支点部の力学挙動を確認した結果、支点部はほぼピン接合になることを明らかにした。そこで、本論文における解析モデルでは、鉄骨柱支点部をピン接合とし、その他の柱梁接合部を剛接合とする。そして、塑性ヒンジを生じうる梁端及び柱端に弾塑性回転ばね要素を用いる。また、文献3)と同様、事前に予備解析を行い、所定の層間変形角時の最下層下部RC柱に作用する軸力と曲げモーメントに対して、RC柱がひび割れを生じず、初期剛性を保持するように断面や鉄筋本数を決定した⁸⁾。例として6層骨組のRC柱の形状及び鉄筋の配筋を図4に示す。鉄筋の鋼種をSD490としている。また、3層骨組、9層骨組も同様の解析モデルとしており、鉄筋をSD490で28-D35としている。数値解析には汎用有限要素解析プログラムABAQUS6.8を用いる。

図3下に骨組名称の説明を示す。最初の記号が柱脚機構、2番目の数字が層数、3番目の数字が梁の全塑性曲げモーメント M_{pb} に対する柱の全塑性曲げモーメント M_{pc} の割合 M_{pc}/M_{pb} である。ここで、柱梁耐力比は節点に関する下限値であり、柱の耐力に及ぼす軸力の影響は考慮していない。また、高さ方向に層せん断耐力分布が異なる骨組の保有水平耐力を検討するために、2層ごとに部材断面を変更した骨組を設計した。これらには最初のアファベットにダッシュをつけている。

2.2.2 部材モデル

表1に部材の材料特性を示す。柱及び梁ともに鋼種をSS400相当とし、その代表値として鋼材のヤング係数 E_{steel} を $205.8 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ 、降伏応力 $\sigma_{y,steel}$ を 235.0 N/mm^2 とし、コンクリートのヤング係数 $E_{concrete}$ を $27.3 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ 、降伏応力 F を 36.0 N/mm^2 とする。

図5に柱梁耐力比 $M_{pc}/M_{pb}=1.4$ の層中間型柱脚6層ラーメン骨組の第1層柱及び梁モーメント一回転角関係を示す。縦軸は、材端の作用曲げモーメント M を全塑性モーメント M_p で除した M/M_p である。横軸は、材端の回転角 θ を全塑性モーメント時の材端の弾性回転角 θ_p で除した θ/θ_p である。各部材の骨格曲線は、文献9)~11)

表2 部材断面 (mm)

骨組	A-3-1.2, B-3-1.2		A-3-1.4, B-3-1.4		A-3-1.6, B-3-1.6		A'-3-1.6		A-3-1.8, B-3-1.8(A-3-2.0, B-3-2.0)	
Story	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder
3		H-550×200 ×12×16		H-550×200 ×12×16		H-550×200 ×12×16	□-500×17	H-550×200 ×12×16		H-550×200 ×12×16
2	□-460×18	H-670×260 ×12×20	□-490×18	H-670×250 ×12×19	□-500×19	H-650×250 ×12×19	□-500×19	H-650×250 ×12×19	□-520×19 (□-540×20)	H-640×250 ×12×19 (H-620×260 ×12×19)
1										
基礎	800×800	1200×800	800×800	1200×800	800×800	1200×800	800×800	1200×800	800×800	1200×800
骨組	A-6-1.2, B-6-1.2		A-6-1.4, B-6-1.4		A-6-1.6, B-6-1.6		A'-6-1.6		A-6-1.8, B-6-1.8	
Story	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder
6		BH-650×210 ×12×19		BH-650×250 ×12×19		BH-650×250 ×12×19		BH-600×250 ×12×16		BH-650×250 ×12×19
5	□-530×20	BH-820×260 ×12×19	□-550×20	BH-800×260 ×16×19	□-580×21	BH-770×270 ×16×19	□-590×18	BH-750×270 ×16×18	□-600×21	BH-760×270 ×16×19
4							□-600×20	BH-750×300 ×16×20		
3										
2	□-530×24	BH-820×260 ×12×19	□-550×25	BH-800×300 ×16×22	□-600×23	BH-770×310 ×16×22	□-600×24	BH-750×330 ×16×23	□-630×23	BH-760×310 ×16×22
1										
基礎	800×800	1200×800	800×800	1200×800	800×800	1200×800	800×800	1200×800	800×800	1200×800
骨組	A-9-1.2, B-9-1.2		A-9-1.4, B-9-1.4		A-9-1.6, B-9-1.6		A'-9-1.6		A-9-1.8, B-9-1.8	
Story	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder
9		BH-650×210 ×12×19		BH-650×210 ×12×19		BH-630×200 ×12×19	□-560×19	BH-630×200 ×12×19		BH-630×200 ×12×19
8	□-520×20	BH-740×300 ×16×21	□-540×20	BH-760×270 ×16×19	□-560×21	BH-700×300 ×16×20	□-560×21	BH-700×300 ×16×20	□-590×21	BH-700×300 ×16×20
7										
6										
5	□-530×23	H-800×300 ×16×22	□-550×24	BH-800×290 ×16×21	□-560×25	BH-770×300 ×16×21	□-560×25	BH-770×300 ×16×21	□-610×23	BH-760×300 ×16×21
4							□-590×24	BH-810×300 ×16×21		
3										
2	□-550×23	BH-850×300 ×16×22	□-570×24	BH-830×300 ×16×22	□-590×25	BH-810×300 ×16×22	□-590×25	BH-810×300 ×16×22	□-610×26	BH-800×300 ×16×22
1										
基礎	1000×1000	1200×1000	1000×1000	1200×1000	1000×1000	1200×1000	1000×1000	1200×1000	1000×1000	1200×1000

で柱梁接合部から反曲点までの区間を一部材とした実験式より求められる。実験式は SS400, SM490 相当の鋼材を対象としている。本論文では、骨組内の部材が最大耐力を迎えた時点を部材崩壊とし、そのときの骨組の最大層間変形角や保有水平耐力を部材崩壊時の保有性能と定義する。また、図 5(a)の鉄骨柱の骨格曲線は初期軸力時のものであり、水平外力を受ける場合、柱は軸力変動を生じる。そして、軸力変動は柱の塑性変形性能に影響を与えることが既往の論文¹²⁾¹³⁾で示されていることから、数値解析では柱の軸力変動を逐次追跡し、その変化した軸力を元に文献 11)の実験式を用いて最大耐力時の柱の塑性変形性能を再計算する。文献 11)では、柱の軸力比が $3A_w/5A$ (≈ 0.3) よりも大きくなった場合、式中における幅厚比を 1.25 倍することで塑性変形性能を低減させており、本論文でもこの方法を採用する。ここで、 A_w は柱のウェブ断面積、 A は柱の全断面積である。なお、静的増分解析では P- δ 効果を考慮しているが、梁の床スラブ効果については考慮していない。

表 2 に 3~9 層ラーメン骨組の部材断面を示す。部材断面を決定する際には、保有水平耐力設計に沿って、同じ層数で柱梁耐力比が異なる骨組の初期剛性や降伏耐力等、層せん断力-層間変形角関係が概ね同等となるように設計した¹⁾。本章の解析モデルでは、柱・梁の断面ともに幅厚比が文献 1) で定められた FA ランクのものを使用し、柱で 20.0~32.8、梁でウェブ 41.3~52.7、フランジ 5.3~7.8 であり、実験式^{9)~11)}の適用範囲内である。さらに、文献 4)、6) より同じ損傷メカニズム分布であれば部材崩壊時 (図 5 に示す最大耐力時) の骨組の最大層間変形角はほぼ等しくなることが示されており、同じ層数で柱梁耐力比が異なる骨組における梁もしくは柱の塑性変形性能をほぼ等しくするため、幅を 10mm 単位で板厚は 1mm 単位で設定した。付表 1 に文献 9)~11) より求めた各梁及び柱の最大耐力と塑性変形性能を示しており、本論文における梁及び柱の最大耐力は全塑性耐力に対して $M_{max}/M_p = 1.33 \sim 1.35$ (1.51) 及び $1.22 \sim 1.34$ 、梁及び柱の塑性変形性能は $\theta_{max}/\theta_p = 11.9 \sim 12.7$ (18.0) 及び $6.34 \sim 9.24$ の範囲である。() は最上層の梁の値である。また、 A_i 分布より求めた層せん断力分布となる水平外力を、図 2 に示すように骨組の左側から与える。その際、 $C_0 = 0.2$ のときの最大層間変形角が $1/200$ 以下を満足している。高さ方向に関しては 3 層ごとに、さらに柱梁耐力比 1.6 の骨組については 2 層ごとに部材断面を変更する。最上階の梁は柱に対して過剰な剛性とならないように、他の梁の剛性の 5 割程度となる断面を選定しており、長期荷重に対する設計を行っていない。

2.3 層中間型柱脚機構を用いた鉄骨ラーメン骨組の終局メカニズムと保有水平耐力

2.3.1 層せん断力-層間変形角関係

図 6 に柱梁耐力比 $M_{pc}/M_{pb} = 1.6$ の層中間型柱脚 3~9 層ラーメン骨組の各層の層せん断力-層間変形角を示す。横軸は各層の層間変形角 δ/h 、縦軸は各層のせん断力 Q_i を架構の総重量 W と振動特性係数 R_i で除した値 $Q_i/WR_i (=C_a)$ である。図中の Δ , $\circ$, $\square$ は最大層間変形角 $\delta_{max}/h = 0.01, 0.02, 0.03$ 時を示す。図中の灰色の横線は、仮想仕事法において梁の歪硬化を考慮した場合 ($\tau = 1.1, 1.3$) と考慮しない場合 ($\tau = 1.0$) の保有水平耐力係数 C_v を示す。図 6(a) は

図 6 静的増分解析による層中間型柱脚骨組の層せん断力-層間変形角関係と仮想仕事法による保有水平耐力の比較 ($M_{pc}/M_{pb} = 1.6$)

図 7 静的増分解析による層中間型柱脚骨組の層せん断力-層間変形角関係と仮想仕事法による保有水平耐力の比較 ($M_{pc}/M_{pb} = 1.6$)

最大層間変形角 0.03 までを示し、図 6(b) は部材崩壊時までを示している。(a) $\delta_{max}/h = 0.03$ 時では静的増分解析による保有水平耐力は、3 層骨組では歪硬化を考慮した $\tau = 1.1$ の仮想仕事法の値とほぼ等しく、6 層、9 層骨組では歪硬化を考慮しない $\tau = 1.0$ の仮想仕事法の値とほぼ等しい。これは、 $\delta_{max}/h = 0.03$ までに 3 層骨組では全ての梁端でほぼ降伏しているものの、6 層、9 層骨組では上層部の梁端で降伏していない箇所があるためである。(b) では、本論文における梁の最大耐力は全塑性耐力に対して 1.3 倍以上であり、塑性変形性能も 12 程度と大きいことから、部材崩壊時の最大層間変形角は $\delta_{max}/h = 0.07 \sim 0.09$ と非常に大きく、多くの梁で最大耐力近くま

図8 柱脚形式が異なる骨組の塑性率分布

で耐力上昇している。そのため、歪硬化を考慮した $\epsilon=1.3$ の仮想仕事法による保有水平耐力と数値解析結果は概ね等しい。

図7に柱梁耐力比 $M_{pc}/M_{pb}=1.6$ の層中間型柱脚2, 4スパン6層ラーメン骨組の各層の層せん断力-層間変形角を示す。層中間型柱脚の場合、梁降伏が先行し、 $\delta_{max}/h=0.03$ までは梁のみが塑性化している。そして、柱梁耐力比が大きい側柱のせん断力は中柱に比べて相対的に小さいため、図6(a-2)の3スパン6層骨組と比べて、初期降伏時や $\delta_{max}/h=0.03$ 時の層せん断力に違いは見られない。つまり、スパン数の違いによらず、6層骨組では歪硬化を考慮しない仮想仕事法により保有水平耐力を評価できる。さらに、図7(b-1), (b-2)の部材崩壊時でも一部の中間層で柱が降伏するが、柱の塑性変形倍率は小さいため、スパン数の違いによらず層せん断力-層間変形角関係はほぼ等しくなっている。

2.3.2 骨組の塑性変形倍率分布と保有水平耐力

図8に3層ラーメン骨組の最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.03$ 及び部材崩壊時の塑性変形倍率分布を示す。図中の数字は最大となる梁の塑性変形倍率であり、□で囲まれた数字は最大となる柱の塑性変形倍率である。()の数字は梁及び柱の全塑性モーメントに対する最大曲げモーメントの比 $M_{b,max}/M_{pb}$, $M_{c,max}/M_{pc}$ である。また、(b)部材崩壊時で■で囲まれた数字は部材崩壊となる梁もしくは柱の塑性変形倍率である。図中の灰色の円は降伏した部位であり、白円は鉄骨柱支点部である。層中間型柱脚骨組は $\delta_{max}/h=0.03$ 時には全層梁降伏型メカニズムを形成しており、最下層では歪硬化により最大 $M_{b,max}/M_{pb}=1.1$ となっている。部材崩壊時には全層で梁降伏するとともに中間層の柱でも降伏するが、柱の塑性変形倍率は小さい。最下層の梁では歪硬化により最大 $M_{b,max}/M_{pb}=1.35$ に達している。一方、埋め込み型柱脚骨組でも、 $\delta_{max}/h=0.03$ 時では全層で梁降伏しているものの、最下層柱脚部で大きな塑性ヒンジを形成し、柱脚部に損傷が集中し、最終的には柱崩壊を生じてしまう。

図9に層中間型柱脚3~9層ラーメン骨組の静的増分解析及び仮想仕事法による保有水平耐力を比較している。横軸は最大層間変形角である。縦軸は仮想仕事法により求めた骨組の保有性能で、歪硬化を考慮していない $C_v(\epsilon=1.0)$ に対する数値解析結果 C_a の割合 C_a/C_v である。図9(a)は3層骨組、図9(b)は6層骨組、図9(c)は9層骨組の場合である。全ての図で層間変形角が大きくなるにつれて保有水平性能は高くなる。これは、図8から分かるように、層間変形角の増加に伴い、梁端の塑性化が進展していくためである。図9(a)で3層骨組では $\delta_{max}/h=0.02$ のとき仮想仕事

法で歪硬化を考慮していない C_v と数値解析結果の C_a が柱梁耐力比に関わらずほぼ等しいものの、6層、9層骨組では C_a が C_v を下回っており、この時点では全層梁降伏型メカニズムを形成していないことが分かる。図9(b)の6層骨組では $\delta_{max}/h=0.03$ 時に歪硬化を考慮していない C_v と C_a がほぼ等しくなっている。なお、数値解析結果において3層骨組では $\delta_{max}/h=0.02$ のとき全層梁降伏型メカニズムを形成した。6層骨組では $\delta_{max}/h=0.02$ のとき4層より下層の全ての梁と5層の一部の梁で降伏し、 $\delta_{max}/h=0.03$ のとき5層より下層の全ての梁と6層の一部の梁で降伏し、部材崩壊時には全層梁降伏型メカニズムを形成した。9層骨組では $\delta_{max}/h=0.02$ のとき6層より下層の全ての梁で梁降伏し、 $\delta_{max}/h=0.03$ のとき9層骨組では7層より下層の全ての梁と8層の一部の梁で降伏し、部材崩壊時にはほとんどの骨組で全層梁降伏型メカニズムを形成した。本論文で提案する柱脚機構は最下層中央でピン支持となっており、柱が弾性であれば高さ方向に損傷を分散させる心棒効果を発揮する。そのため、層数の違いにより最大層間変形角と耐力上昇率の関係は10%程度異なるものの、3~9層程度の中低層骨組であれば、概ね $\delta_{max}/h=0.02$ のとき $\epsilon=1.0$ 、 $\delta_{max}/h=0.03$ のとき $\epsilon=1.1$ で評価できる。部材崩壊時には全層梁降伏型メカニズムを形成し、 C_a が歪硬化を考慮した C_v を上回っている。図5(a)で示されているように、梁崩壊時の最大耐力は全塑性モーメントの1.3倍以上に達するとともに、骨組内の全ての梁端が降伏し、歪硬化域にあるためである。そのため、梁が十分な塑性変形性能を有していれば、部材崩壊時の保有水平耐力は $\epsilon=1.3$ で概ね評価できる。

一方、埋め込み型柱脚骨組ではピン接合が柱に存在せず、2.1節の方法で保有水平耐力を算出できないものの、便宜的に(4)式の h' には提案型骨組と同じ値を用い、(1)式には最下層柱脚も降伏するものとして内部エネルギーを算出した。その結果、全ての骨組において $\delta_{max}/h=0.02, 0.03$ 時で数値解析結果の C_a が仮想仕事法による C_v の80~90%程度となり、危険側となる。これは、図8からも

図9 解析結果と仮想仕事法により求めた架構の保有水平耐力との比較

分かるように、部材崩壊時までに全層の梁端で降伏するものの、層間変形角の増加に伴い、柱脚での塑性化が著しくなり、最下層柱脚で部材崩壊するため、層間変形角が大きくなってベースシアはほとんど増加しないためである。仮に便宜的に仮想仕事法を適用して骨組の保有性能評価を試みても、その値は過大になる。

3. 層中間型柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン骨組の地震応答解析

本章では、ラーメン骨組の地震応答解析を行い、地震動の最大速度と柱と梁の累積塑性変形倍率分布や最大累積塑性変形倍率を調べ、これらの解析結果と 2 章で提示した仮想仕事法による保有水平耐力評価を比較する。そして、地震応答解析結果に対して、仮想仕事法による保有水平耐力評価の適用の可能性を検討するとともに、鉄骨柱支点部に作用する軸力とせん断力の要求値を明らかにする。

3.1 中低層鉄骨ラーメン骨組の地震応答解析概要

鉄骨ラーメン骨組の粘性減衰は *Rayleigh* 型とし、1 次と 2 次の減衰定数は 2% とする。部材の構成則には移動硬化則を用いる。文献 3), 4), 6) と同様、3 スパンラーメン骨組の 1 層あたりの質量を 188.3 ton とする。地震応答解析では部材の初期軸力に対して P- δ 効果を考慮しているが、変動軸力分については考慮していない。

表 3 に 3~9 層ラーメン骨組の固有周期を示す。骨組の 1 次固有周期は、3 層で 0.651~0.690(sec)、6 層で 0.955~0.987(sec)、9 層で 1.418~1.446(sec) 程度である。等しい柱梁耐力比で柱脚機構が異なる場合、固有周期の違いは最大 5.4% 程度であった。地震応答解析で用いる地震波は EL Centro 1940 NS/EW, Hachinohe 1968 NS/EW, Kobe 1995 NS/EW, Taft 1952 NS/EW の 8 種類とする。

図 10 に地震応答解析で用いた代表的な 4 種類の地震波 (EL Centro 1940 NS, Hachinohe 1968 NS, Kobe 1995 NS, Taft 1952 NS) について最大速度 50kine に規準化した入力波の一質点系の弾性加速度応答スペクトルを示す。減衰定数は 2% としている。地震応答解析では時刻歴波形の最大速度を 50, 75kine に基準化する。

3.2 静的増分解析と地震応答解析による作用曲げモーメントの比較

図 11 に静的増分解析と地震応答解析より算出した、梁の作用曲げモーメントの合計値を比較している。縦軸は地震応答解析結果、横軸は静的増分解析結果であり、地震応答解析結果は最大層間変形角

表 3 骨組の固有周期(sec)

骨組	A-3-1.2	B-3-1.2	A-3-1.4	B-3-1.4	A-3-1.6	B-3-1.6	A-3-1.8	B-3-1.8	A-3-2.0	B-3-2.0
1 次	0.687	0.69	0.683	0.674	0.689	0.672	0.689	0.663	0.688	0.651
2 次	0.209	0.22	0.2	0.208	0.196	0.203	0.19	0.196	0.183	0.187
骨組	A-6-1.2	B-6-1.2	A-6-1.4	B-6-1.4	A-6-1.6	B-6-1.6	A-6-1.8	B-6-1.8		
1 次	0.987	0.984	0.986	0.976	0.984	0.965	0.981	0.955		
2 次	0.331	0.332	0.327	0.326	0.322	0.318	0.318	0.313		
骨組	A-9-1.2	B-9-1.2	A-9-1.4	B-9-1.4	A-9-1.6	B-9-1.6	A-9-1.8	B-9-1.8		
1 次	1.438	1.442	1.437	1.433	1.446	1.436	1.435	1.418		
2 次	0.492	0.494	0.492	0.492	0.494	0.491	0.486	0.482

図 10 加速度応答スペクトル(最大速度を 50kine に規準化)

時の骨組内の各梁端の作用曲げモーメントの和 ΣM_d を、静的増分解析結果は地震応答解析での最大層間変形角と等しいときの作用曲げモーメントの和 ΣM_s を骨組内の全ての梁端が全塑性モーメント状態のときの合計値 ΣM_{pb} で除したものである。層中間型柱脚骨組では、最大層間変形角を生じた層は第 2 層であった。3 層ごとに部材断面を変更した層中間型柱脚骨組の解析結果を黒プロット○, △, □, ▽, ●, ▲, ■, ▼で、2 層ごとに部材断面を変更した層中間型柱脚骨組の解析結果及び埋め込み型柱脚骨組の解析結果を灰色プロット●, ▲, ■, ▼で示す。なお、最大速度 75kine に規準化した地震動の埋め込み型柱脚骨組の結果も灰色プロット○, △, □, ▽で示す。

図 11(a)3 層, (b)6 層の層中間型柱脚骨組では、地震応答解析結果と静的増分解析結果はほぼ等しいものの、(c)9 層層中間型柱脚骨組では地震応答解析における曲げモーメントの合計値は、Hachinohe 1968 NS/EW, Kobe 1995 NS/EW で静的解析結果よりも 25% 程度、小さくなる傾向にある。2 層ごとに部材断面を変更した骨組の解析結果は、3 層ごとに部材断面を変更した骨組と比べて最大 10% 程度の違いがある。一方、埋め込み型柱脚骨組では、最下層柱脚部で降伏すると層間変形角の増加に伴い、損傷が集中する。縦軸の地震応答解析における梁の作用曲げモーメントが横軸の静的増分解析よりも低下しており、低層ほどこの傾向は顕著である。

以上より、本論文で提案する層中間型柱脚を適用した 2~4 スパン、3~9 層の整形なラーメン骨組に規準化観測地震動を入力した場合、地震応答解析における梁端曲げモーメントの合計値は静的増分解析結果とほぼ等しいため、その範囲では 2 章で得られた耐力上昇率 r で保有水平耐力を概ね評価できる。

図 11 地震応答解析と静的解析の作用曲げモーメントの比較

図 12 最大応答時の層間変形分布 (6 層骨組)

図 12 に、図 11 における静的増分解析と地震応答解析の層中間型柱脚 6 層ラーメン骨組の層間変形角分布の一例を示している。横軸は各層の層間変形角 δ/h である。縦軸は層数 n である。図 12(a) は El Centro NS 75kine、図 12(b) は Hachinohe NS 75kine である。図 11 では、地震応答解析結果と最大層間変形角が等しくするときの静的増分解析結果を比較している。図 12(a) では両解析の分布はほぼ等しいものの、図 12(b) では地震応答解析の外力分布が時系列的に変化するが、最大層間変形角時には Ai 分布に比べて上層での外力分布が小さくなっているために、地震応答解析の方が上層でより小さな層間変形角となっている。そのため、図 11 で El Centro NS 75kine の場合、静的増分解析と地震応答解析の作用曲げモーメントの合計値はほぼ等しいものの、Hachinohe NS 75kine では地震応答解析の方が合計値は小さくなっている。図 11 で多くの場合、最大層間変形角が等しいとき、最大作用曲げモーメントの合計値は地震応答解析結果に比べて静的増分解析結果の方が大きくなっている。

4 層中間型柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン骨組における鉄骨柱支点部の要求性能

4.1 柱曲げ剛性と柱作用曲げモーメント

図 13 に柱梁耐力比 1.6 の層中間型柱脚 3 スパン 3 層ラーメン骨組の側柱と中柱の最大作用曲げモーメント分布を示している。横軸は柱の最大作用曲げモーメント M_c を第 1 層の梁の全塑性モーメント M_{pb1} で除している。(a-1)～(a-3) は柱梁曲げ剛性比 $\alpha (= [EI_c/(h/2)]/[EI_b/(l/2)]) = 0.76, 3.0, 15.3$ の最大層間変形角 $\delta_{max}/h = 0.03$ のときの静的増分解析結果であり、(b-1)～(b-3) は El Centro NS の地震応答解析結果、(c-1)～(c-3) は Kobe NS の地震応答解析結果である。ここで、柱梁曲げ剛性比 α とは最下層の梁の曲げ剛性 $EI_b/(l/2)$ に対する柱の曲げ剛性 $EI_c/(h/2)$ の比であり、 $l/2, h/2$ は梁、柱の反曲点長さ（スパン及び階高の半分）としている。表 2 に示す柱梁耐力比 1.6 の柱、梁断面を基準とすると、柱梁曲げ剛性比 α は 3 層骨組、6 層骨組で 3.0、9 層骨組で 2.8 である。そして、(a-1) $\alpha=0.76$ 、(a-3) $\alpha=15.3$ の柱断面二次モーメント I_c は基準である (a-2) $\alpha=3.0$ に対して 0.25、5 倍としたものである。文献 6) で柱梁曲げ剛性比が柱の高さ方向のモーメント分布に影響を及ぼすことが明らかにされていることから、本論文でも柱梁曲げ剛性比をパラメータとして第 1 層梁に取り付く側柱と中柱のモーメント分布を調べる。なお、前章及び文献 3)～6) では最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.03$ までは全ての柱で弾性保持し、さらに部材崩壊時まで第 1 層梁に取り付く柱端は降伏していない。そこで、柱を弾性として曲げ剛性と曲げモーメント分布の関係を検討する。

静的増分解析及び地震応答解析の最大層間変形角時の曲げモーメント分布を実線で、地震応答解析の時刻歴において各節点でモーメントが最大となったときの値を正負それぞれについて、灰色の塗りつぶしで示している。図 13(a) 静的増分解析結果では、(a-1) $\alpha=0.76$ の中柱で第 2 層、第 3 層の反曲点はほぼ柱中央にあり、曲げモーメント分布はほぼ逆対称分布になるが、(a-3) $\alpha=15.3$

図 13 柱の最大曲げモーメント分布

の中柱では反曲点が中央よりも下側となっている。また、(a-2) $\alpha=3.0$ の側柱、(a-3) $\alpha=15.3$ の側柱では第 2 層、第 3 層の反曲点は中柱よりも下がっており、第 2 層、第 3 層の柱脚曲げモーメントはほぼ 0 となっている。つまり、側柱では柱に取りつく梁の曲げモーメントは第 1 層、第 2 層の柱頭に伝達されており、最下層柱頭の最大曲げモーメントは梁の最大曲げモーメントにほぼ等しくなっている。地震応答解析結果では、柱梁曲げ剛性比が小さいとき、第 2 層、第 3 層の反曲点はほぼ柱の中央となっているが、柱梁曲げ剛性比が大きいとき、第 2 層、第 3 層の反曲点が層の下側に移動している。

図 14 に、図 13 の層中間型柱脚ラーメン骨組における最下層中柱と側柱の柱頭の最大曲げモーメントを示す。図 14(a)～(c) は 3 層、6 層、9 層骨組について示している。縦軸は、柱に取り付く第 1 層梁の全塑性モーメントに対する最下層柱頭の最大モーメントの割合 M_{c1}/M_{pb1} である。横軸は柱梁曲げ剛性比 α である。各線は静的増分解析で最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02, 0.03$ 、部材崩壊時の柱曲げモーメント比を示しており、各プロットは最大速度 75kine の動的応答解析における最大層間変形角時の柱曲げモーメント比を示

図 14 最下層柱頭の最大曲げモーメント

している。灰色プロットが中柱、白プロットが側柱である。また、図中、横軸の矢印($\alpha=3.0$)は基準モデルの値を示している。静的増分解析結果では、 α が大きくなると、曲げモーメントは緩やかに上昇している。地震応答解析結果ではばらつきがみられるものの、静的増分解析結果と同様の傾向を示し、柱梁曲げ剛性比の違いが最下層柱脚の曲げモーメントに及ぼす影響は小さい。 $\alpha=3.0$ では中柱の最下層柱頭の最大曲げモーメント比 M_{c1}/M_{pb1} は、静的増分解析で $\delta_{max}/h=0.03$ のとき 1.2~1.4 程度、部材崩壊時には 1.6~1.8 程度に達する。最大速度 75kine の地震応答解析では、 M_{c1}/M_{pb1} は 1.2~1.7 程度である。また、側柱の最下層柱頭の最大曲げモーメント比 M_{c1}/M_{pb1} は、静的増分解析で $\delta_{max}/h=0.03$ のとき 0.7~1.0 程度、部材崩壊時には 0.9~1.3 程度に達する。最大速度 75kine の地震応答解析では、 M_{c1}/M_{pb1} は 0.7~1.2 程度である。柱の作用曲げモーメントが梁の全塑性曲げモーメントよりも大きくなる理由は、図 13 で示したように、柱梁節点における上下柱の曲げモーメントの偏りと梁の歪硬化によるためである。

また、2 層ごとに部材断面を変更した骨組では、部材崩壊時の中柱の最下層柱頭の最大曲げモーメント比 M_{c1}/M_{pb1} は、3 層骨組で 1.78、6 層骨組で 1.56、9 層骨組で 1.55 程度である。また、側柱の最下層柱頭の最大曲げモーメント比 M_{c1}/M_{pb1} は、3 層骨組で 1.24、6 層骨組で 0.96、9 層骨組で 0.92 程度である。3 層ごとに部材断面を変更した骨組とほぼ等しくなった。

4.2 仮想仕事法による鉄骨柱支点部の作用せん断力評価

図 15 では 3~9 層ラーメン骨組の側柱と中柱の作用最大せん断力を比較している。縦軸は、側柱の最大作用せん断力 $Q_{o,max}$ を梁の全塑性曲げモーメントを鉄骨柱支点部から第 1 層梁中立軸までの高さで除した M_{pb1}/h' で除したものであり、横軸は中柱の最大作用せん断力 $Q_{c,max}$ を M_{pb1}/h' で除したものである。なお、埋め込み型柱脚骨組の結果についても比較のため、層中間型柱脚の場合と同様にそれぞれの柱の最大作用せん断力 $Q_{o,max}$ 、 $Q_{c,max}$ を M_{pb1}/h' で除している。図中の黒プロット○、△、□及び●、▲、■は、3 層ごと及び 2 層ごとに断面を変更した層中間型柱脚骨組の最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02$, 0.03、部材崩壊時の静的増分解析結果であり、×は地震応答解析結果である。また、図中の灰色プロット○、△、□は、埋め込み型柱脚骨組の最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02$, 0.03、部材崩壊時の静的増分解析結果である。通常、側柱は 1 本の梁に対して上下 2 本の柱が取り付くため、2 本の梁が取り付く中柱に比べて作用曲げモーメントが半分程度になると考えられる。数値解析結果から、層中間型柱脚骨組の中柱に対する側柱の負担せん断力の割合 $[Q_{o,max}/(M_{pb1}/h')]/[Q_{c,max}/(M_{pb1}/h')]$ は 65%程度であり、最大層間変形角の大きさによらない。これは、最下層柱が部材崩壊時まで弾性的ためである。また、図 13 でも示した通り、中柱と側柱で上下曲げモーメントの分配率が異なり、側柱では最下層柱頭でのみ曲げモーメントを負担するためである。本論文で対象とした、層中間型柱脚 2~4 スパン 3~9 層骨組の中柱と側柱の作用せん断力の関係は、図中の一点鎖線で示す $Q_{o,max}=0.65Q_{c,max}$ で概ね表すこと

図 15 側柱と中柱のせん断力比の比較

ができる。

一方、埋め込み型柱脚骨組では負担せん断力の割合は 3 層骨組で 80%、6 層骨組 70%、9 層骨組で 85%程度であり、特に 9 層骨組では柱梁耐力比の違いにより 60%~95%とばらついている。埋め込み型柱脚骨組の場合、例えば、柱梁耐力比 1.6 の 9 層骨組の中柱の柱脚部では最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.0085$ のとき降伏し、側柱では $\delta_{max}/h=0.01$ のとき降伏している。最下層中柱の柱脚部、側柱の柱脚部の順に降伏することで、中柱と側柱のせん断力の負担割合が最大層間変形角の大きさによって変化するため、負担せん断力の割合を最大層間変形角によらず求めることは難しい。

次に、2 章の仮想仕事法を用いて、鉄骨柱支点部の作用せん断力を求める。ベースシアと最下層中柱と側柱のせん断力の関係は次式で表される。

$$Q_1 = C_v \cdot A_1 \cdot W_1 = \sum_{j=1}^{m-1} Q_{c1j} + \sum_{k=1}^2 Q_{o1k} \quad (6)$$

ここで、 Q_1 はベースシアであり、 Q_{c1j} 、 Q_{o1k} は最下層のそれぞれの側柱、中柱のせん断力である。また、 m はスパン数である。ここで中柱の Q_{c1j} は柱位置(j)によらず全て等しく、側柱の Q_{o1k} も柱左右の位置(k)によらず等しいものとする。図 15 より、中柱と側柱のせん断力の関係を $Q_{o1k}=0.65Q_{c1j}$ とすると、(6)式は次式となる。

$$Q_1 = (m-1)Q_{c1j} + 1.3Q_{c1j} = (m+0.3)Q_{c1j} \quad (7)$$

(5)式で得られる C_v を(2)式の Q_i ($i=1$)に代入することで、ベースシア Q_1 が求められ、(7)式より中柱及び側柱のせん断力 ΣQ_{c1j} 、 ΣQ_{o1k} が求められる。図中の縦軸、横軸からの破線は、(7)式より求めた中柱、側柱の層せん断力である。3 本の線はそれぞれ耐力上昇率 $\tau=1.0$, 1.1, 1.3 である。3 層骨組の部材崩壊時のとき、各線は数値解析結果よりも低くなっているものの、9 層骨組では仮想仕事法は数値解析結果よりも高く、安全側の評価となる。3 層、6 層骨組では、 $\tau=1.0$, 1.1 として仮想仕事法より求めた中柱と側柱のせん断力と数値解析結果における最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02$, 0.03 のときのせん断力は概ね対応しており、仮想仕事法により鉄骨柱支点部の最大作用せん断力を簡便に求めることができる。

4.3 仮想仕事法による鉄骨柱支点部の作用圧縮力評価

図 16 に 3~9 層ラーメン骨組の最下層柱に作用する最大軸力比を示す。図 16(a)~(c) は 3 層、6 層、9 層骨組について示している。縦軸は中柱及び側柱の最大作用軸力 $N_{c1,max}$ 、 $N_{o1,max}$ を基準モデルの最下層鉄骨柱の降伏軸力 $N_{c1y}(=A_c \sigma_{cy})$ で除したものである。横軸は

図 14 と同様である。各線は静的増分解析で最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02, 0.03$, 部材崩壊時の軸力比を示している。各プロット、各線は図 14 と同様である。縦軸には柱の初期軸力を示しており、建物の自重による側柱の初期軸力比は $N_{o1}/N_{cly}=0.15 \sim 0.2$ 程度で中柱はその倍となる。柱梁曲げ剛性比が基準モデルよりも大きい範囲では、最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02, 0.03$, 梁崩壊時の中柱の最大圧縮力比は初期軸力比とほぼ等しく、軸力変動はほとんど生じていない。なお、スパン数による違いについても軸力を検討したが、3 スパンの結果とほぼ同様の傾向を示した。側柱でも柱梁曲げ剛性比の違いが軸力比に及ぼす影響は小さいものの、柱梁曲げ剛性比が大きくなるにつれて軸力比は緩やかに大きくなる。通常の中低層骨組の水平変形では、柱の軸伸縮による骨組の曲げ変形に比べて層間変形の占める割合が大きいものの、柱の曲げ剛性が大きくなるに従って曲げ変形型に移行するためと考えられる。柱梁曲げ剛性比が基準モデルよりも大きい範囲では、最大作用軸力比は等しく、スパン数によらず最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.03$ までは 3 層、6 層、9 層骨組の側柱の最大軸力比は $N_{o1,max}/N_{cly}=0.3, 0.35, 0.45$ 程度、部材崩壊時で $N_{o1,max}/N_{cly}=0.3, 0.4, 0.55$ 程度である。

一方、2 層ごとに部材断面を変更した骨組では、部材崩壊時の中柱の軸力比 $N_{cl,max}/N_{cy}$ は 3 層骨組で 0.20, 6 層骨組で 0.27, 9 層骨組で 0.41 程度であり、側柱の軸力比 $N_{o1,max}/N_{cly}$ は 3 層骨組で 0.19, 6 層骨組で 0.32, 9 層骨組で 0.48 程度である。6 層、9 層骨組では 3 層ごとに部材断面を変更した骨組とほぼ等しくなったが、3 層骨組では変動軸力はほぼ等しいものの、降伏軸力 N_{cly} の値が異なるため、最大軸力比が小さくなった。

4.1 節と同様、2 章の仮想仕事法を用いて、鉄骨柱支点部の作用軸力を求める。鉄骨柱支点部の転倒モーメントの釣り合いから、水平外力と柱の軸力の関係は(2), (3)式より次式で表される。

$$\sum_{i=1}^n i \cdot h \cdot F_i = \sum_{j=1}^{(m+1)/2} (m/2 - j + 1) \cdot l \cdot N_j / 2 \quad (8)$$

m は骨組のスパン数、 h は層高さ、 l はスパン長、 N_j は水平外力に伴う柱の変動軸力である。ここで、 $(m+1)/2$ が整数でないとき、小数点以下を切捨てとする。数値解析結果から、(8)式では中柱の変動軸力は過大に、側柱の変動軸力は過小に評価してしまう。図 16 から 4 スパン程度であれば、最下層中柱の軸力変動はほとんどないことから、(8)式中柱の $N_o=0$ として最下層側柱の変動軸力を求めると次式となる。

$$\Delta N_o = \frac{2}{m \cdot l} \sum_{i=1}^n i \cdot h \cdot F_i \quad (9)$$

ここで、 F_i は Ai 分布より求められる i 層の水平外力である。

図 17 は側柱と中柱の初期軸力(建物の自重)及び水平外力による変動軸力の関

図 16 鉄骨柱支点部の最大軸力比 (3 スパン)

係を示している。縦軸は最下層側柱の初期軸力 N_{o1} と変動軸力 ΔN_{o1} の和、横軸は最下層中柱の初期軸力 N_{cl} と変動軸力 ΔN_{cl} の和を最下層柱の降伏軸力 N_{cly} で除したものである。なお、比較のため、埋め込み型柱脚骨組の結果も図中に灰色プロット $\circ, \triangle, \square$ で載せている。各プロットは図 15 と同様である。また、図中の縦軸、横軸からの黒破線は、(9)式より求めた、3 層ごとに断面を変更した骨組の側柱の軸力であり、3 本の線はそれぞれ耐力上昇率 $\tau=1.0, 1.1, 1.3$ である。同様に、灰色破線は 2 層ごとに断面を変更した層中間型柱脚骨組の側柱の軸力であり、図 17(b), 図 17(c)では黒破線と等しい値になっている。層中間型柱脚 3 層骨組では、柱梁耐力比の違いによるばらつきは少なく、最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02, 0.03$, 部材崩壊のとき、それぞれ $\tau=1.0, 1.1, 1.3$ にほぼ対応している。なお、2 層ごとに部材断面を変更した骨組の数値解析結果は、層中間型柱脚 6 層、9 層骨組では 3 層ごとに部材断面を変更した骨組とほぼ等しい。層中間型柱脚 3 層骨組では変動軸力値はほぼ等しいものの、それぞれの骨組で降伏軸力 N_{cly} の値が異なるため、2 層ごとに部材断面を変更した層中間型柱脚骨組の作用軸力比は、3 層ごとに部材断面を変更した骨組の軸力比に比べて小さくなっている。最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02, 0.03$, 部材崩壊のとき、骨組の層数や柱断面の違いによらず、それぞれ $\tau=1.0, 1.1, 1.3$ にほぼ対応している。また、図 15 のせん断力の場合と同様、層中間型柱脚 6 層、9 層骨組では、仮想仕事法により求めた側柱の鉄骨柱支点部の作用軸圧縮力は数値解析結果よりも大きく、安全側の評価となる。仮想仕事法により鉄骨柱支点部の最大作用軸圧縮力を簡便に求めることができる。

図 17 側柱と中柱の鉄骨柱支点部の最大軸力比

一方、埋め込み型柱脚骨組の中柱については軸力がほとんど変動せず、層中間型柱脚骨組の場合とほぼ等しい。側柱については軸力比が小さい3層骨組で最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02, 0.03$ 、部材崩壊のとき、それぞれ $\alpha=1.0, 1.1, 1.3$ にほぼ対応しているが、軸力比が大きい6層、9層骨組では最下層柱脚部の降伏及び部材崩壊が早期に生じるため、作用軸力が増加せず $\alpha=1.3$ よりも小さくなっている。埋め込み型柱脚骨組の場合、骨組の層数や柱梁耐力比等の違いによって作用軸力比は大きくばらつくことから、(9)式の適用は難しい。

5. 結

層中間型柱脚機構を有する鉄骨ラーメン骨組の保有水平性能の簡易評価方法として仮想仕事法を適用し、静的増分解析及び地震応答解析によりその有効性を確認した。さらに、鉄骨柱支点部に作用する最大せん断力及び最大軸力を求め、鉄骨柱支点部の要求性能を明らかにした。以下に得られた結論を示す。

- 1) 骨組の最大層間変形角 0.02 では、歪硬化を考慮しない全層梁降伏と仮定した内部歪エネルギーを用いることで仮想仕事法により骨組の保有水平耐力を評価できる。さらに、部材崩壊時では歪硬化を考慮した仮想仕事法により骨組の保有水平耐力を評価できる。
- 2) 地震応答解析では上層で層間変形角が小さくなるため、最大層間変形角が等しいときの骨組内の塑性モーメントの合計値は、地震応答解析よりも静的増分解析の方で概ね大きくなる。
- 3) 仮想仕事法により得られるベースシアと数値解析から得られた側柱と中柱のせん断力負担比の関係から鉄骨柱支点部の最大作用せん断力を簡易的に求めることができる。さらに、想定する最大層間変形角時 (0.02, 0.03, 部材崩壊時) の鉄骨柱支点部の必要せん断耐力は、仮想仕事法により求められる歪硬化係数 1.0, 1.1, 1.3 のときの値にほぼ対応している。
- 4) 仮想仕事法より得られる水平外力による転倒モーメントを側柱と中柱に作用する偶力として捉えることで、鉄骨柱支点部の最大作用圧縮力を求められる。作用せん断力の場合と同様、想定する最大層間変形角 (0.02, 0.03, 部材崩壊時) レベルの鉄骨柱支点部の必要軸圧縮耐力は、仮想仕事法により求められる歪硬化係数 1.0, 1.1, 1.3 のときの値にほぼ対応している。

本論文で得られた知見の適用範囲は、提案する柱脚機構を適用し、最下層柱脚部は降伏せず、中間層の柱もほぼ弾性となる、柱梁耐力比 1.2~2.0 で2~4 スパン 3~9 層の整形な鉄骨ラーメン骨組を対象とし、梁及び柱が十分な塑性変形性能を有する場合である。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課，日本建築主事会議，日本建築センター：2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 2) 島田侑子，吹田啓一郎，山田哲，松岡祐一，多田元英，大崎純，笠井和彦：振動台実験における倒壊挙動 一実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 3一，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻第 653 号，pp.1351-1360，2010.7
- 3) 金田勝徳，木村祥裕，濱崎慎一，和田章：全層梁降伏型を指した中低層鉄骨ラーメン構造構築のための新しい柱脚機構の提案，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻第 654 号，pp.1537-1546，2010.8
- 4) 金田勝徳，木村祥裕，宮原直樹，和田章：新しい柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン架構の終局耐震能力，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻第 661 号，pp.649-658，2011.3

- 5) 金田勝徳，木村祥裕，六倉賢太，角屋浩克，渡辺亨，高橋邦広：全層梁降伏型中低層鉄骨ラーメン構造構築のための柱脚機構に関する部分架構モデルによる基礎実験，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻第 665 号，pp.1357-1366，2011.7
- 6) 木村祥裕，金田勝徳，和田章：新しい柱脚支持機構を有する鉄骨ラーメン骨組の終局耐震能力及び柱の要求性能評価に対する魚骨型骨組の適用，日本建築学会構造系論文集，第 77 巻第 675 号，pp.765-773，2012.5
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1988
- 8) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)，1990
- 9) 加藤勉，秋山宏，帯洋一：局部座屈を伴う H 形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，第 257 号，pp.49-58，1977.7
- 10) 加藤勉，秋山宏，北沢進：局部座屈を伴う箱形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，第 268 号，pp.71-76，1978.6
- 11) 木村祥裕：局部座屈崩壊型 H 形鋼梁の塑性変形性能と累積塑性変形性能に及ぼす載荷履歴特性の影響，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻第 664 号，pp.1143-1152，2011.6
- 12) 山田哲，秋山宏，桑村仁：局部座屈を伴う箱形断面鋼柱部材の変動軸力下における終局挙動，日本建築学会構造系論文集，第 461 号，pp.115-122，1994.7
- 13) 山崎真司，見浪進：変動軸力と繰返し水平力を受ける鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 519 号，pp.95-102，1999.5

Appendix 解析対象の柱及び梁の最大耐力と塑性変形性能

付表 1 に本論文で用いた柱、梁の最大耐力及び塑性変形性能の一覧を示す。表中の最大耐力及び塑性変形性能については、構成要素の幅厚比、材長等をパラメータとした文献 9)~11) の荷重変位関係の実験式より算出している。A、B タイプの梁断面については 3 層、6 層、9 層骨組ごとにできるだけ同じ断面を使用し、層数が同じ骨組であれば、最大耐力及び塑性変形性能がほぼ等しくなるようにしている。柱断面についても、実験式¹¹⁾により求められる塑性変形性能をできるだけ等しくなるように設定しているが、初期軸力の影響により一部の下層柱の塑性変形性能は小さい。なお、柱については部材崩壊が中柱で生じたため、軸力変動をほとんど生じておらず、塑性変形性能の大幅な低下は見られなかった。

付表 1 解析対象の柱・梁の最大耐力と塑性変形性能

名称		A-3-1.2, B-3-1.2		A-3-1.4, B-3-1.4		A-3-1.6, B-3-1.6		A-3-1.8, B-3-1.8 (A-3-2.0, B-3-2.0)	
		M_{max}/M_p	θ_{max}/θ_p	M_{max}/M_p	θ_{max}/θ_p	M_{max}/M_p	θ_{max}/θ_p	M_{max}/M_p	θ_{max}/θ_p
Story	柱	1.28	8.64	1.26	8.15	1.27	8.65	1.27(1.27)	8.31(8.64)
	梁	1.44	15.7	1.44	15.7	1.44	15.7	1.44(1.44)	15.7(15.7)
3	柱	1.28	8.64	1.26	8.15	1.27	8.65	1.27(1.27)	8.31(8.64)
	梁	1.35	12.6	1.34	12.3	1.35	12.7	1.36(1.34)	12.9(12.4)
1~2	柱	1.27	8.81	1.26	8.46	1.26	8.59	1.25	8.24
	梁	1.44	15.5	1.35	12.6	1.35	12.7	1.35	12.7
6	柱	1.27	8.81	1.26	8.46	1.26	8.59	1.25	8.24
	梁	1.34	12.3	1.35	12.6	1.33	12.1	1.34	12.3
5	柱	1.27	8.81	1.26	8.46	1.26	8.59	1.25	8.24
	梁	1.34	12.3	1.35	12.6	1.33	12.1	1.34	12.3
4	柱	1.33	8.63	1.32	8.73	1.23	6.55	1.34	9.24
	梁	1.34	12.5	1.35	12.7	1.34	12.4	1.35	12.6
3	柱	1.33	8.63	1.32	8.73	1.23	6.55	1.34	9.24
	梁	1.34	12.5	1.35	12.7	1.34	12.4	1.35	12.6
1~2	柱	1.33	8.63	1.32	8.73	1.23	6.55	1.34	9.24
	梁	1.34	12.5	1.35	12.7	1.34	12.4	1.35	12.6
名称		A-9-1.2, B-9-1.2		A-9-1.4, B-9-1.4		A-9-1.6, B-9-1.6		A-9-1.8, B-9-1.8	
		M_{max}/M_p	θ_{max}/θ_p	M_{max}/M_p	θ_{max}/θ_p	M_{max}/M_p	θ_{max}/θ_p	M_{max}/M_p	θ_{max}/θ_p
Story	柱	1.28	8.97	1.27	8.64	1.28	8.94	1.26	8.42
	梁	1.47	16.6	1.47	16.6	1.51	18.0	1.51	18.0
9	柱	1.28	8.97	1.27	8.64	1.28	8.94	1.26	8.42
	梁	1.35	12.5	1.34	12.3	1.33	11.9	1.33	11.9
7~8	柱	1.31	8.09	1.31	8.21	1.31	8.53	1.22	6.34
	梁	1.35	12.7	1.34	12.4	1.33	12.1	1.34	12.2
5~6	柱	1.31	8.09	1.31	8.21	1.31	8.53	1.22	6.34
	梁	1.35	12.7	1.34	12.4	1.33	12.1	1.34	12.2
4	柱	1.31	7.88	1.31	7.97	1.30	8.07	1.30	8.18
	梁	1.33	12.0	1.34	12.3	1.35	12.6	1.35	12.7
3	柱	1.31	7.88	1.31	7.97	1.30	8.08	1.30	8.18
	梁	1.33	12.0	1.34	12.3	1.35	12.6	1.35	12.7
1~2	柱	1.31	7.88	1.31	7.97	1.30	8.08	1.30	8.18
	梁	1.33	12.0	1.34	12.3	1.35	12.6	1.35	12.7

(2012年10月10日原稿受理，2013年2月22日採用決定)