

鋼構造骨組の柱梁耐力比が損傷集中に及ぼす影響 (その1 ラーメン骨組)

正会員○中原寛章* 同 友澤悟史* 同 小川厚治**

2. 構造-10. 鉄骨構造

柱梁耐力比, 梁崩壊型, 損傷集中, 魚骨形骨組, 最大層間変位角

1. 序 柱梁耐力比が, ラーメン骨組の地震応答に及ぼす影響に関しては, 既に多くの研究がある¹⁾²⁾. これらの研究の目的は, 柱の塑性変形を抑制することと, 全体崩壊型を実現し各層の層間変位角を一様化することの2つがある. しかし, 既往の研究では, この2つの目的を必ずしも明確に区別せずに行われているものも多い. 本報では, 柱材の塑性変形性能が比較的大きい場合を想定し³⁾⁴⁾, 各層の層間変位角を一様化することだけを目的として, 柱梁耐力比の影響を検討する.

2. 解析骨組 重層骨組各層

の最大層間変位角などの地震応答値は, 魚骨形モデルによって近似できることは既に報告している⁵⁾. したがって, 本報では, 図1に示す魚骨形骨組を解析対象にする. 層数 N は 4, 8, 12 の3種類とし, 階高 h_i を全層 4 m, 重量も全層同じとしている.

柱梁耐力比が γ の骨組では, 柱と最上層の梁の全塑性モーメントは基準骨組の γ 倍 ($\gamma = 1 \sim 2$) とし, 他の梁は基準骨組と同じとする. すなわち, 解析骨組の i 層の柱の全塑性モーメント C_{pi} , i 層の梁の全塑性モーメント B_{pi} は次式で表される.

$$\begin{aligned} C_{pi} &= \gamma \frac{Q_i h_i}{2} \\ B_{pN} &= \gamma \frac{Q_N h_N}{2} \\ B_{pi} &= \frac{Q_i h_i + Q_{i+1} h_{i+1}}{2} \end{aligned} \quad (1)$$

上式で Q_i は i 層の設計用層せん断力であり, 次式で表される.

$$Q_i = C_0 R_t A_i \alpha_i W_T = C_0 R_t \sqrt{\alpha_i} W_T \quad (2)$$

上式で W_T は骨組の全重量であり, α_i は i 層より上

部の重量と全重量の比である.

部材の剛性, 耐力は, 現行の耐震規定を参考にして以下のように設定した.

- ・振動特性係数 R_t 算定用の固有周期は, 建物の高さに 0.03 を乗じた値とする.
- ・層せん断力係数は, 次式の A_i 分布に従う.

$$A_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} \quad (3)$$

- ・柱の反曲点位置を部材中央と仮定し, 柱と梁の剛比を 1 とすると, 標準せん断力係数 C_0 が 0.2 に対応する層せん断力が作用したとき, 全ての柱・梁は $1/400$ の材端弾性回転角を生じる.
- ・柱梁耐力比が 1 の基準骨組では, 標準せん断力係数 C_0 が 0.3 に対応する層せん断力が作用したとき, 全ての部材端が全塑性モーメントに至る.
- ・柱・梁の復元力特性は, いずれも bilinear 形とし, 歪硬化係数は 0.02 とした. 解析では, $P\Delta$ 効果を考慮している. また粘性減衰は剛性比例型を仮定し, 1 次の減衰定数を 0.02 とした.

3. 入力地震波 入力地震波は la01 から la20 と呼ばれる, ロサンゼルスでの 50 年間の発生率が 10 % の 20 波の地震群 (10/50 地震波群), および, la21 から la40 と呼ばれる, 50 年間の発生率が 2 % の 20 波の地震群 (2/50 地震波群), 計 40 波を用いた. 40 波の入力地震は, 骨組の応答レベルを揃えるために, 損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{dm} が一定となるように, 個々の入力地震動の最大加速度を調整している. 4 層, 8 層, 12 層各骨組に, 3 種類の入力レベル $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}, 2.25 \text{ m/s}, 3.0 \text{ m/s}$, それぞれを用いて解析を行った. V_{dm} が 1.5 m/s の地震は現行の耐震規定の 2 次設計で想定されている程度の大地震であり, V_{dm} が $2.25 \text{ m/s}, 3.0 \text{ m/s}$ の地震は現行の耐震規定の想定を超える大地震である.

Effect of Column-to-beam Strength Ratio on Damage Concentration of Steel Frames

(Part 1: Moment Frames)

NAKAHARA Hiroaki, TOMOZAWA Satoshi and OGAWA Koji

4. 解析結果 図2は $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$, 地震波 la01 を入力したときの, 4層, 8層, 12層骨組における各層の最大層間変位角 R_i が, 柱梁耐力比 γ を増していくにつれ, どのように変化していくかを表したものである. $\gamma = 1$ のとき, 4層骨組では最下層で, 8層骨組では6層で, 12層骨組では2層で, それぞれ最大層間変位角が大きくなっており, 特定層で変形が集中している. 変形が集中している層の最大層間変位角は, γ の増大に伴い減少していくことがわかる. しかし, γ を1.2までの増加させると急激に減少するが, それ以上 γ を大きくしても変化はほとんど認められない.

柱梁耐力比を大きくすることによって特定層への変形集中を抑制する目的は, 全層に一樣な変形を生じさせることによって, 最大層間変位角 R_i の全層に関する最大値 R_{max} を小さくすることである.

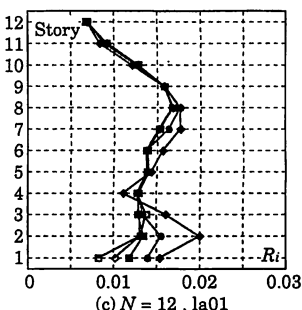
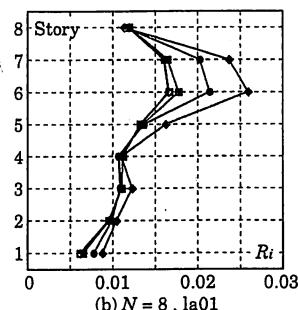
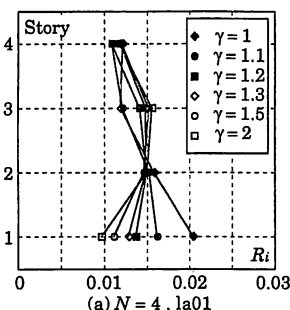


図2 各層の最大層間変位角 R_i

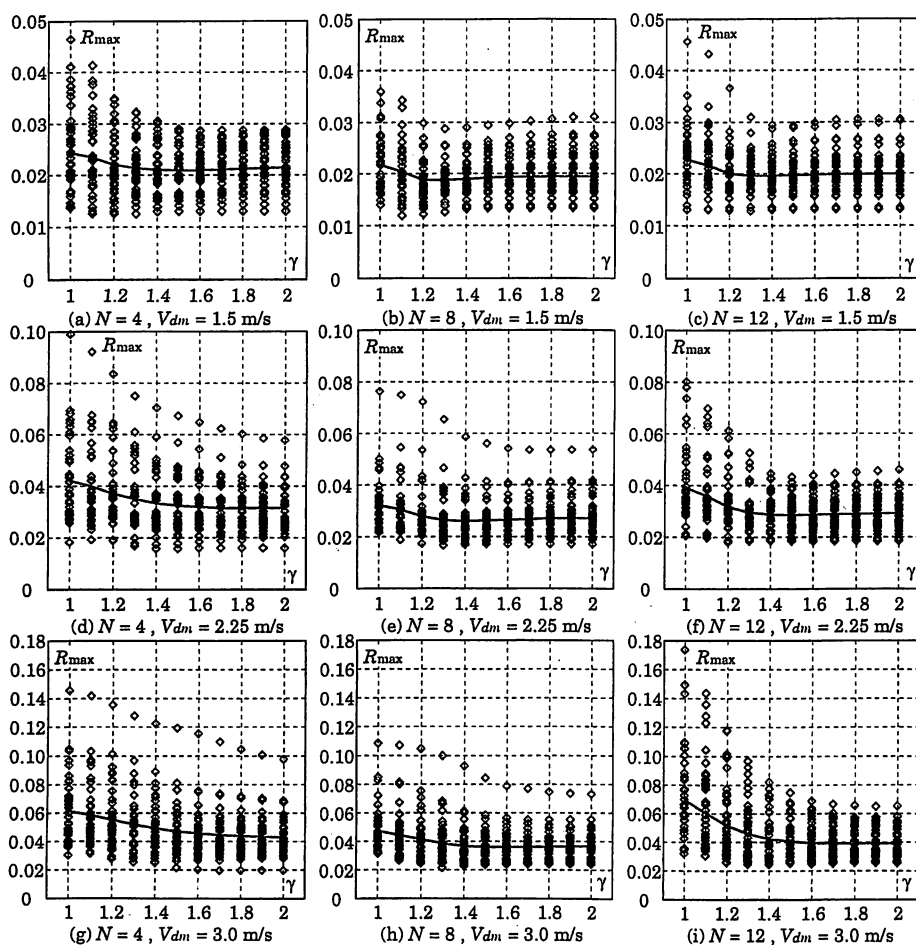


図3 各層の最大層間変位角の最大値 R_{max}

る. 図3は4層, 8層, 12層の各骨組における, 各層の最大層間変位角の最大値 R_{max} と柱梁耐力比 γ との関係を示したものである. 図中の \diamond で示した点は, la01 から la40 の各地震波を用いたときの, γ に対する R_{max} の応答値である. また, 実線は, 各骨組の応答値が対数正規分布すると仮定したときの中央値である. 図4は, 図3の実線で示した中央値について, 柱梁耐力比が γ のときの値 $R_{max\gamma}$ と柱梁耐力比が2のときの値 R_{max2} の比を示したものである. ただし, $\gamma = 2$ の骨組は柱が十分な耐力をもつ骨組と本報では考えている.

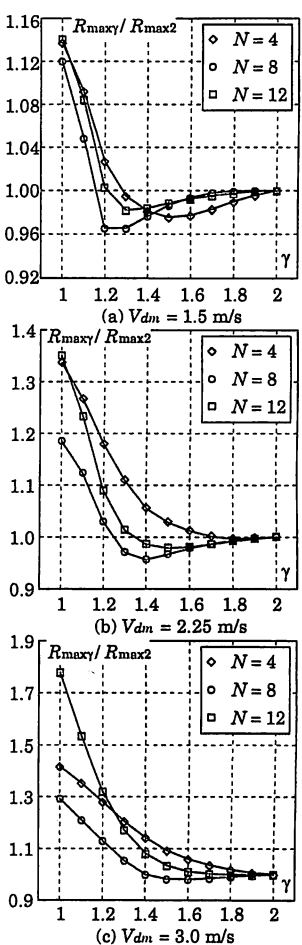


図4 $R_{max\gamma} / R_{max2}$

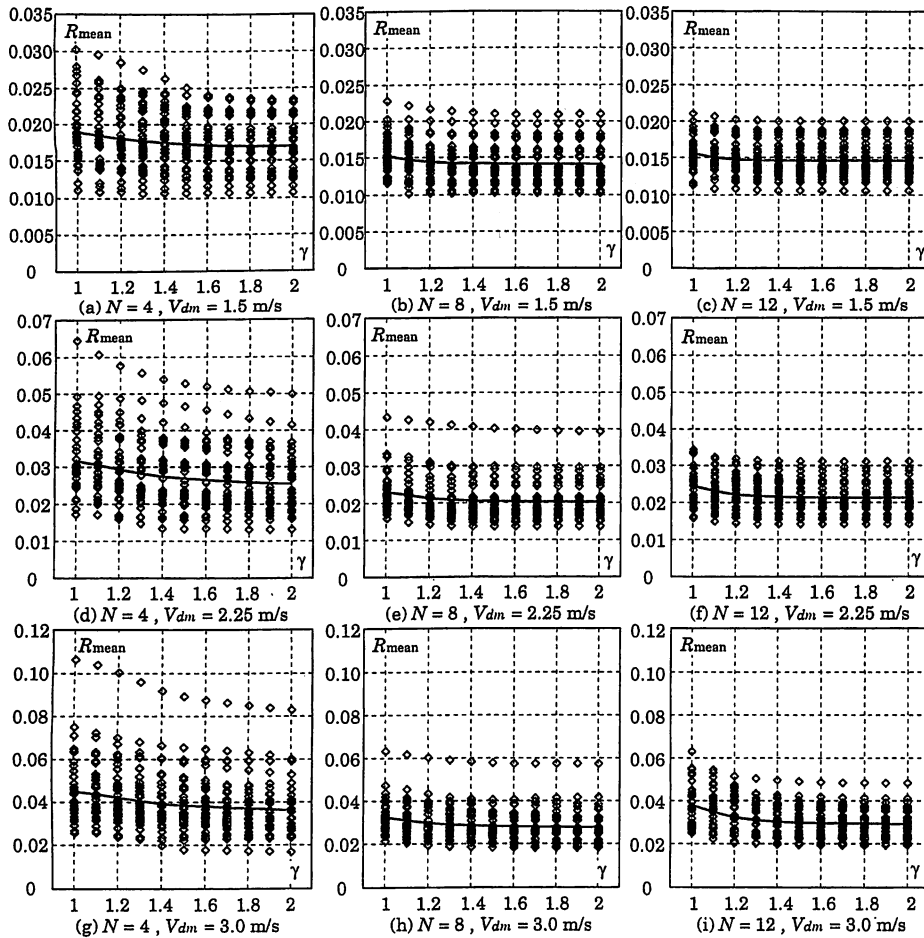


図5 各層の最大層間変位角の平均値 R_{mean}

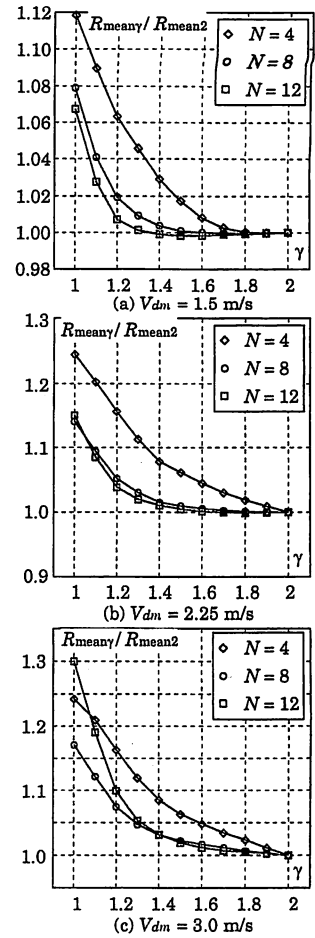


図6 $R_{\text{mean } \gamma} / R_{\text{mean } 2}$

図3, 図4によると, $\gamma = 1$ のとき, R_{max} は大きい, γ の増大とともに減少し, γ がある値を超えると R_{max} はほぼ一定の値となる. R_{max} が一定となる γ の値は, V_{dm} が 1.5 m/s のときは 1.2, V_{dm} が 2.25 m/s のときは 1.4, V_{dm} が 3.0 m/s のときは 1.5 程度である.

柱梁耐力比の増大に伴い R_{max} が小さくなる現象には, 各層の最大層間変位角が全体的に小さくなる場合と, 全層の最大層間変位角が一様化することによって小さくなる場合とがある. 図5は, 各層の最大層間変位角の平均値 R_{mean} と, 柱梁耐力比 γ との関係を示したものである. ここで, 最大層間変位角の平均値 R_{mean} は, (4) 式で示すように, 設計用層モーメント $Q_i h_i$ を重み関数として定義している.

$$R_{\text{mean}} = \frac{\sum (R_i Q_i h_i)}{\sum Q_i h_i} \quad (4)$$

図中の \diamond は γ に対する R_{mean} の応答値である. また, 実線は, 各骨組の応答値が対数正規分布すると仮定したときの中央値である. 図6は, 図5の実線で

示した中央値について, 柱梁耐力比が γ のときの値 $R_{\text{mean } \gamma}$ と柱梁耐力比が 2 のときの値 $R_{\text{mean } 2}$ の比を示したものである.

図5, 図6によると, R_{max} と同様に γ の値が小さいとき R_{mean} は柱梁耐力比の影響を大きく受けており, γ の増加とともに R_{mean} は減少しほぼ一定の値になっていく. ここで, R_{max} , R_{mean} のいずれとも, 柱梁耐力比の増大にともない減少していく.

各層の最大層間変位角の最大値 R_{max} を最大層間変位角の平均値 R_{mean} で除した値 $R_{\text{max}} / R_{\text{mean}}$ を, 層間変位角の一様化に対する指標とする. R_{max} の値が R_{mean} の値に近付くことによって, すなわち, $R_{\text{max}} / R_{\text{mean}}$ の値が 1 に近付くことで層間変位角が一様化する構造物, 1 から掛け離れることで変形集中が生じやすい構造物と考える. 図7は 各層の最大層間変位角の最大値 / 平均値, $R_{\text{max}} / R_{\text{mean}}$ と柱梁耐力比 γ との関係を示す. 図中の \diamond は γ に対する $R_{\text{max}} / R_{\text{mean}}$ の応答値である. また, 実線は, 各骨組の応答値が対数正規分布すると仮定したときの中央値である. 図8は,

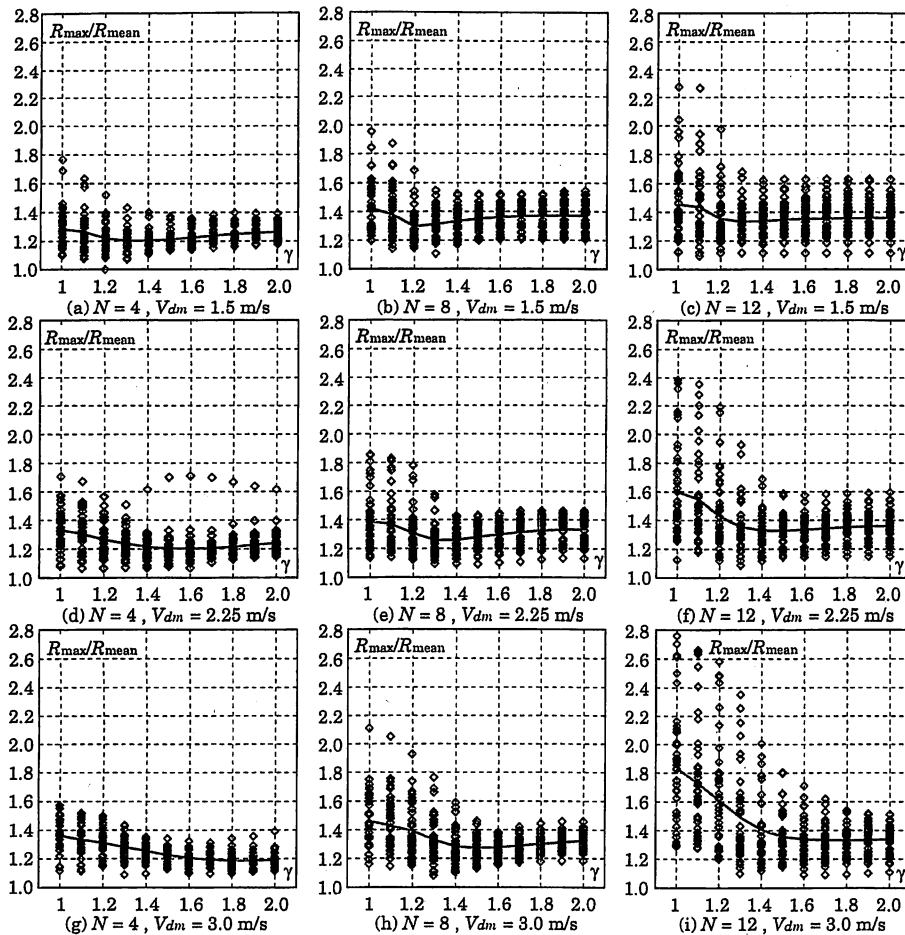


図7 各層の最大層間変位角の最大値/平均値 R_{\max}/R_{mean}

図7の実線で示した中央値について、柱梁耐力比が γ のときの値 $(R_{\max}/R_{\text{mean}})_{\gamma}$ と柱梁耐力比が2のときの値 $(R_{\max}/R_{\text{mean}})_2$ の比を示したものである。

図7, 図8によると, γ の増大に伴い R_{\max}/R_{mean} は小さくなっていくが, γ がある値を超えると R_{\max}/R_{mean} はほぼ一定の値となる. R_{\max}/R_{mean} が一定となる γ の値は, V_{dm} が 1.5 m/s のときは 1.2, V_{dm} が 2.25 m/s のときは 1.4, V_{dm} が 3.0 m/s のときは 1.5 程度である. また, 図6, 図8を比較すると, R_{mean} , R_{\max}/R_{mean} が柱梁耐力比によって受ける影響に極端な違いは認められない。

以上述べてきたように, 柱梁耐力比を増大させることにより, 層間変位角が一様化するということに加え, 各層の最大層間変位角の平均値も減少する傾向がある. これは, 柱梁耐力比を増大させると, 変形集中層の過大な変形が小さくなるためであろう. その傾向

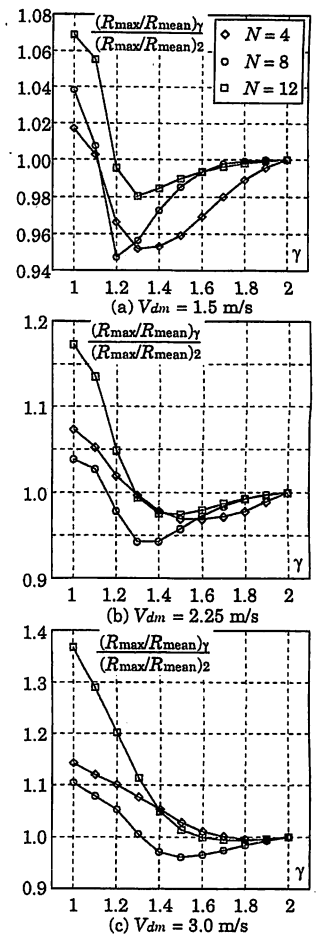


図8 $\frac{(R_{\max}/R_{\text{mean}})_{\gamma}}{(R_{\max}/R_{\text{mean}})_2}$

は図2にも認められる。

参考文献

- 1) 中島正愛・澤泉紳一：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響（その1：梁崩壊機構を形成するために必要な柱梁耐力比），日本鋼構造協会鋼構造論文集，第6巻第23号，pp. 117 - 132，1999.9
- 2) 澤泉紳一・中島正愛：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響（その2：柱の塑性化を許す鉄骨骨組の地震応答），日本鋼構造協会鋼構造論文集，第6巻第23号，pp. 133 - 148，1999.9
- 3) 中村敏治：充填型大口径鋼管コンクリート柱及び架構の力学的性状に関する研究，九州大学学位論文，1999.4
- 4) 佐藤孝典・寺田岳彦・邵立・西村拓也：粘弾性ダンパーを用いた細柱制震構造（その3：細柱制震構造のコンセプトと設計例），鉄構技術 (STRUTEC)，pp. 65 - 71，2001.2
- 5) 小川厚治・加村久哉・井上一朗：鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル，日本建築学会構造系論文報告集，No.521，pp. 119 - 126，1999.7

* 熊本大学大学院自然科学研究科 大学院生

** 熊本大学工学部 教授 工博

* Graduate School of Science and Technology, Kumamoto Univ.

** Prof., Faculty of Eng., Kumamoto Univ., Dr.Eng.