

鋼構造骨組の部材耐力分布の適正化に関する研究

OPTIMUM STRENGTH DISTRIBUTION OF STRUCTURAL MEMBERS IN STEEL FRAMES

川島敏夫*¹, 出口義史*¹, 小川厚治*²

Toshio KAWASHIMA, Yoshifumi DEGUCHI and Koji OGAWA

The deformation concentration into a relatively weak story often causes the collapse of the structure and must be carefully prevented in design practice. In this paper, we proposed a simple method to modify the member strengths in order to make the story drift angles uniform over the building height. This method is based on the optimum story shear force coefficient proposed by us in a previous paper. The applicability of the method was confirmed by numerical results of a nonlinear earthquake response analysis for four example frames.

Keywords : optimization, strength distribution, column-to-beam strength ratio, seismic response, maximum story drift angle

適正化, 耐力分布, 柱梁耐力比, 地震応答, 最大層間変位角

1. 序

重層骨組の一部に相対的に弱い層があれば, 地震時の変形はその層に集中する. この研究は, 強震下で特定層への変形集中が起こらないように, 部材耐力分布を適正化する手法に関するものである.

著者らは既に, 鋼構造ラーメン骨組の各層の最大層間変位角などの巨視的地震応答値は, 適切にモデル化した魚骨形骨組によって精度良く近似できることを報告している¹⁾. この結果は, 筆者らの提案する方法で求めた魚骨形モデルが, 各層の最大層間変位角応答に影響をもつ重要な構造特性を保存していることを保証するものと考えている. この魚骨形モデルでは, 柱の耐力は元の骨組の柱の塑性モーメント和で表され, 梁の耐力は元の骨組のフロアモーメントで表される. 本研究は, これらの値によって, 骨組の耐力特性が表現できることを前提としている.

強震を受ける重層骨組の塑性変形が特定層に集中することを抑制する適正な耐力分布に関しては, A_i 分布で表現される高さ方向の耐力分布に関する研究と, 柱梁耐力比に関する研究があり, これら2つの研究は全く独立に進められてきた感が強い. しかし, 高さ方向の耐力分布が不適切であれば柱梁耐力比を大きくしても部分層崩壊が避けられず, 高さ方向の耐力分布が最適でも柱梁耐力比が小さければ層崩壊が起こることは自明である. 本研究では, 置換された魚骨形骨組の耐力分布を対象にして, 高さ方向の耐力分布と柱梁耐力比

との2つの観点から, 各層の最大層間変位角応答が一様化するような適正な部材耐力分布について検討する.

本研究に先立ち, 著者らは, 魚骨形骨組を用いて, 各床レベルで定義される柱梁耐力比を対象に, 各層の最大層間変位角応答を一様化するための必要値を検討した²⁾. その結果, 現行の耐震規定の2次設計時に想定している程度の地震(損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値³⁾ $V_{dm} = 1.5\text{m/s}$)であれば, 柱梁耐力比が1.2程度で各層の最大層間変位角応答は一様化し, その2倍程度の地震($V_{dm} = 3.0\text{m/s}$)でも柱梁耐力比が1.5程度で各層の最大層間変位角応答は一様化することを報告している. また筆者らは実在骨組を含む鋼構造骨組の柱梁耐力比について調べた結果, 各層の最大層間変位角応答を一様にするために要求される上記の値に比して, 標準的な鋼構造骨組の柱梁耐力比は十分に大きいのが一般的であることを確認した⁴⁾. したがって, 鋼構造骨組においては柱は梁に比して十分に強いことを前提とすれば, 梁の耐力分布が最大層間変位角の分布に支配的な影響をもつと推測される.

本論では, 置換された魚骨形骨組の耐力分布に注目し, 梁の高さ方向の耐力分布を適正值に近づけ, 梁耐力に比して十分な柱耐力が確保されているかを確認することによって, 部材耐力分布を適正化する方法を示し, このような部材耐力分布の適正化によって各層の最大層間変位角応答が一様化するかを検討する.

*¹ 熊本大学大学院自然科学研究科 大学院生
*² 熊本大学大学院自然科学研究科 教授・工博

Graduate Student, Graduate School of Science and Technology, Kumamoto Univ.
Prof., Graduate School of Science and Technology, Kumamoto Univ., Dr. Eng.

2. 部材耐力分布の適正化

各層の最大層間変位角応答を一様化する設計用層せん断力分布として、ベースシヤ係数が1.0のときの*i*層の層せん断力 \bar{Q}_i を次式で与えることを著者らは提案している^{5,6)}。

$$\bar{Q}_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} W_i = \sqrt{\alpha_i} W_T \tag{1}$$

上式で、 W_i は*i*層より上部の重量で、 W_T は骨組の全重量、 α_i は*i*層より上部の重量と全重量の比である。

$$\alpha_i = \frac{W_i}{W_T} \tag{2}$$

したがって、柱の反曲点高さ比を0.5とし、*i*層の階高を h_i とすると、ベースシヤ係数が1.0のときの値として、図1に示す魚骨形骨組の*i*層の柱の適正な耐力 \bar{C}_i 、梁の適正な耐力 \bar{B}_i は次のように表される⁷⁾。

$$\bar{C}_i = \frac{\bar{Q}_i h_i}{2} \tag{3-a}$$

$$\bar{B}_i = \frac{\bar{Q}_i h_i + \bar{Q}_{i+1} h_{i+1}}{2} \tag{3-b}$$

ここで、元の骨組の柱の塑性モーメント和として求められる置換された魚骨形骨組の*i*層の柱の耐力を C_i とすると、柱が終局耐力に達する時のベースシヤ係数相当値 $c_i C_B$ は次式となる。

$$c_i C_B = \frac{C_i}{\bar{C}_i} \tag{4-a}$$

また、元の骨組のフロアモーメントとして求められる置換された魚骨形骨組の*i*層の梁の耐力を B_i とすると、梁が終局耐力に達する時のベースシヤ係数相当値 $B_i C_B$ は次式となる。

$$B_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i} \tag{4-b}$$

梁の耐力レベルを表す指標である $B_i C_B$ を、最上層を除く^{2,4,5)}中間層において同程度の値にすれば、これらの梁に様な塑性変形が生じることが期待できる。また、中間層の $B_i C_B$ に比べて、最上層の梁の $B_i C_B$ と柱の耐力レベルを表す指標である $c_i C_B$ とを一定比率以上にすれば、層崩壊が起こりにくくなり全層の層間変位角は一様化すると考えられる。

鋼構造骨組では部材断面は許容応力度設計で決定されることが多いので、耐力分布の適正化に際して断面を小さくしないことを原則とした。(4-b)式の値が最大となる相対的に最も強い梁は断面を変更しないことにし、この梁のベースシヤ係数相当値 $\max\{B_i C_B\}$ を基準に、柱耐力比 γ_i 、梁耐力比 β_i を次式で定義する。

$$\gamma_i = \frac{c_i C_B}{\max\{B_i C_B\}} \tag{5-a}$$

$$\beta_i = \frac{B_i C_B}{\max\{B_i C_B\}} \tag{5-b}$$

上記の値を用いると、本論で提案する耐力分布の適正化の方法は以下の通りとなる。

- (1) 最上層を除く中間層において、梁耐力比 β_i が小さい梁は、 β_i が1.0を越えない範囲で1.0に近づけるように梁断面を選定し直す。
- (2) 柱耐力比 γ_i が一定値以下の柱は、一定値以上となるように柱断面を選定し直す。また、最上層の梁についても、梁耐力比 β_i が一定

値以下の場合には、一定値以上となるように梁断面を選定し直す。ただし、上記(2)の過程で最上層梁や柱の断面変更が必要になることは稀であると本研究では考えている。

3. 適正化の具体例

耐力分布の適正化の具体例を示す。検討対象とする骨組は筆者を含む実務設計者によって設計された実在骨組⁴⁾で、7層3スパンのJ骨組、9層1スパンのL骨組、同じく9層4スパンのK骨組、4層2スパンのG骨組の合計4骨組である。いずれも柱脚は固定としている。これらの実在骨組は断面変更を行う前の骨組を、断面変更後の骨組と区別するために、「-o」の記号を添えて、J-o骨組のように呼ぶことにする。これに対して、2章で示した方法で断面修正を行った骨組は「-p」の記号を添えてJ-p骨組のように呼び、2章とは異なる後述する方法で断面修正を行った骨組は「-s」の記号を付けて示している。

3.1 J骨組

図2にはJ骨組を示す。次節以降の骨組についても同様であるが、図2には部材断面形状を示しており、断面形状を2段にわたって示している場合は、上段は元の骨組の断面で、下段は耐力分布の適正化を考慮して変更した断面である。図2のJ骨組では断面変更したのは梁だけで、各梁の上側に元の断面、下側に変更後の断面を示している。

表1にはJ骨組の梁の耐力分布を示す。表1によると変更前のJ-o骨組では最上層を除くと2層の梁の $B_i C_B$ が最も大きく、他の層では梁耐力比 β_i は0.76~0.98の範囲にある。1層の梁は梁耐力比 β_i が0.98と十分に1.0に近いので断面変更は行わないことにし、梁耐力比 β_i が比

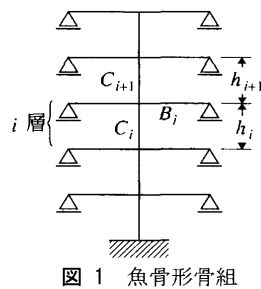


図1 魚骨形骨組

	7,200	6,600	4,900
	H-400•200•8•13	H-350•175•7•11	H-350•175•7•11
□	-350•16	-350•16	-300•16 □-300•16
	H-400•200•8•13	H-400•200•8•13	H-400•200•8•13
□	-350•16	-350•16	-300•16 □-300•16
	H-450•200•9•14	H-450•200•9•14	H-450•200•9•14
□	-350•16	-350•16	-350•16 □-350•16
	H-500•200•10•16	H-450•200•9•14	H-500•200•10•16
□	-350•16	-350•16	-350•16 □-350•16
	H-600•250•12•19	H-500•200•10•16	H-600•200•11•17
□	-400•16	-400•16	-400•16 □-400•16
	H-600•200•11•17	H-500•200•10•16	H-588•300•12•20
□	-400•19	-400•19	-400•19 □-400•19
	H-600•200•11•17	H-600•200•11•17	H-588•300•12•20
□	-400•19	-400•19	-400•19

図2 J骨組 (J-p骨組)

表 1 J 骨組の梁耐力分布

層	骨組	適正梁耐力 \bar{B}_i (kNm)	保有梁耐力 B_i (kNm)	$B_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i}$	梁耐力比 β_i	変更の有無	柱梁耐力比
7	J-o	2769.2	1660.8	0.60	1.50		1.50
	J-p		1660.8	0.60	1.50		1.50
6	J-o	6604.1	2065.7	0.31	0.78		2.43
	J-p		2640.6	0.40	1.00	有	1.90
5	J-o	8465.2	2551.9	0.30	0.76		2.15
	J-p		3184.2	0.38	0.94	有	1.72
4	J-o	9945.5	3105.5	0.31	0.78		1.90
	J-p		3778.6	0.38	0.95	有	1.56
3	J-o	11283.1	3696.2	0.33	0.82		1.88
	J-p		4397.0	0.39	0.98	有	1.58
2	J-o	12541.7	4998.8	0.40	1.00		1.72
	J-p		4998.8	0.40	1.00		1.72
1	J-o	13510.0	5255.8	0.39	0.98		1.64
	J-p		5255.8	0.39	0.98		1.64

表 2 J 骨組の柱耐力分布

層	骨組	適正柱耐力 \bar{C}_i (kNm)	保有柱耐力 C_i (kNm)	$C_i C_B = \frac{C_i}{\bar{C}_i}$	柱耐力比 γ_i	変更の有無
7	J-o	2769.2	2495.3	0.90	2.26	
6	J-o	3835.0	2518.3	0.66	1.65	
5	J-o	4630.2	2962.4	0.64	1.61	
4	J-o	5315.3	2947.8	0.55	1.39	
3	J-o	5967.8	4013.6	0.67	1.69	
2	J-o	6573.9	4574.7	0.70	1.75	
1	J-o	6936.1	4067.1	0.59	1.47	

較的小さい3~6層の梁断面を大きくする。この変更ではフロアーモーメントを大きくすれば良いので、3つのスパンのうちいずれの梁を大きくするかは全く任意である。したがって、最も短い1つのスパンの梁断面だけを大きくするのが最も経済的であるが、ここでは常時荷重による梁たわみや日常振動の軽減などの実務設計では重視される効果も考慮して、最も長い1つのスパンの梁断面だけを大きくした。断面修正後の梁耐力比 β_i は0.94~1.0となっている。

表2にはJ-o骨組の柱の耐力分布を示す。柱耐力比 γ_i は最も小さい4層においても1.39であるので、柱の断面は変更しないことにした。J-p骨組の柱の耐力分布は省略したが、梁の断面を大きくした層では柱の内法長さが短くなり、J-o骨組より柱の耐力が若干大きくなっている。なお、表1には各床レベルでの柱梁耐力比も示している。耐力分布の適正化のために梁部材の耐力を大きくしたので、断面変更したJ-p骨組の方が元のJ-o骨組より小さくなっているが、それでも柱梁耐力比は1.5以上となっている。

本研究で提案する部材耐力分布の適正化は、梁耐力比 β_i と柱耐力比 γ_i の値だけに基づいて断面変更を行うもので、地震応答解析結果に基づいて断面変更⁸⁾を行うものではないが、ここで提案した方法による部材耐力分布の適正化の効果を検証するために、地震応答解析を行った。入力地震動としては、40波の強震記録波形を用いた⁹⁾。これらは、la01 から la20 と呼ばれるロサンゼルスでの50年間の発生確率が10%の20波の地震(10/50地震群)、la21 から la40 と呼ばれる50年間の発生確率が2%の20波の地震(2/50地震群)として収集・整理されたものである。10/50地震群の擬似速度応答スペクトル S_v の2乗平均値の平方根は、2次設計で保有水平耐力を検討するときや、限界耐力計算の安全限界を検討する際に想定されている設計用擬似速度応答スペクトル S_v と近い値となる。一方、2/50地震群の S_v の2乗平均値の平方根は、10/50地震群の S_v の2乗平均値の平方根のおよそ2倍程度になる¹⁰⁾。

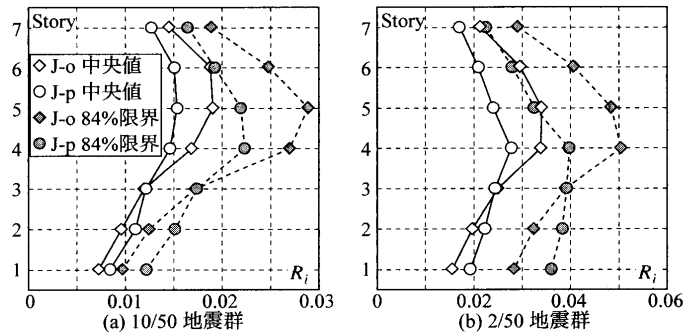


図 3 J 骨組の最大層間変位角

解析に際しては、骨組の柱梁には歪硬化を考慮した一般化ヒンジ法を用い、接合部パネルは大きさと共に弾塑性のせん断変形も考慮している¹¹⁾。復元力特性はいずれも bilinear 形とし、歪硬化係数は、柱材、梁材、接合部パネルとも 0.02 とした。粘性減衰は Rayleigh 型とし1次及び2次の減衰定数とも 0.01 としている。

図3にJ骨組の各層の最大層間変位角の20波の地震に関する中央値と84%限界を示す。これらは各層の最大層間変位角が対数正規分布すると仮定して算定した値で、中央値は各地震波に対する最大層間変位角の自然対数の平均値の指数関数であり、84%限界は最大層間変位角の自然対数の標準偏差の指数関数を前記の中央値に乗じて求めている。

図3によると、10/50地震群と2/50地震群のいずれの結果においても、耐力分布の適正化を図ったJ-p骨組の方が元のJ-o骨組に比べて全層の最大層間変位角が一様化し、最大層間変位角の全層に関する最大値が減少する傾向が認められる。

3.2 L 骨組

L骨組は搭状比6.5の1スパン9層骨組である。この建物を設計するにあたっては、当該建物の外壁面が敷地境界線からわずかな距離しか離れていないために、確認申請時の行政指導によって、1次設計時の建物頂部の水平変位について厳しい条件が課せられた。一般的に中低層の鋼構造ラーメン骨組では、層間変位角の規定を順守するように部材断面を決定すれば、部材の応力度は許容応力度を満足することが多い。L骨組では通常の層間変位角の規定だけでなく、前述のようにより厳しい設計条件が課せられたので、設計用地震荷重時の水平変位を小さく抑えるために部材は大きめの断面になっており、応力度には余裕がある骨組である。

そこで変更案として2つの骨組を考える。まず第一に考えたのは、前章で示した方法に従って断面変更した骨組である。この骨組をL-p骨組と呼び、L-p骨組の断面寸法を図4(a)に示す。

表3にはL骨組の梁の耐力分布を示す。表3によると、元のL-o骨組では7層の梁の耐力が他の層に比べてかなり大きく、7層以外の層では梁耐力比 β_i が0.53~0.74の範囲となっている。L-p骨組における梁断面の変更は7層と最上層を除くすべての層で行い、変更後の梁耐力比 β_i が0.94~1.0となるように梁断面を大きくした。

前述のように、元のL-o骨組では7層の梁が他の層に比べて相対的にかなり強いことが、梁耐力分布が適正值から外れる原因となっており、また、このL-o骨組は部材の応力度に余裕があるので、行政指導による付加的な変形制限がなければ梁断面を小さくすることも可能である。L-o骨組の梁耐力比 β_i が比較的大きい層の梁断面を小さ

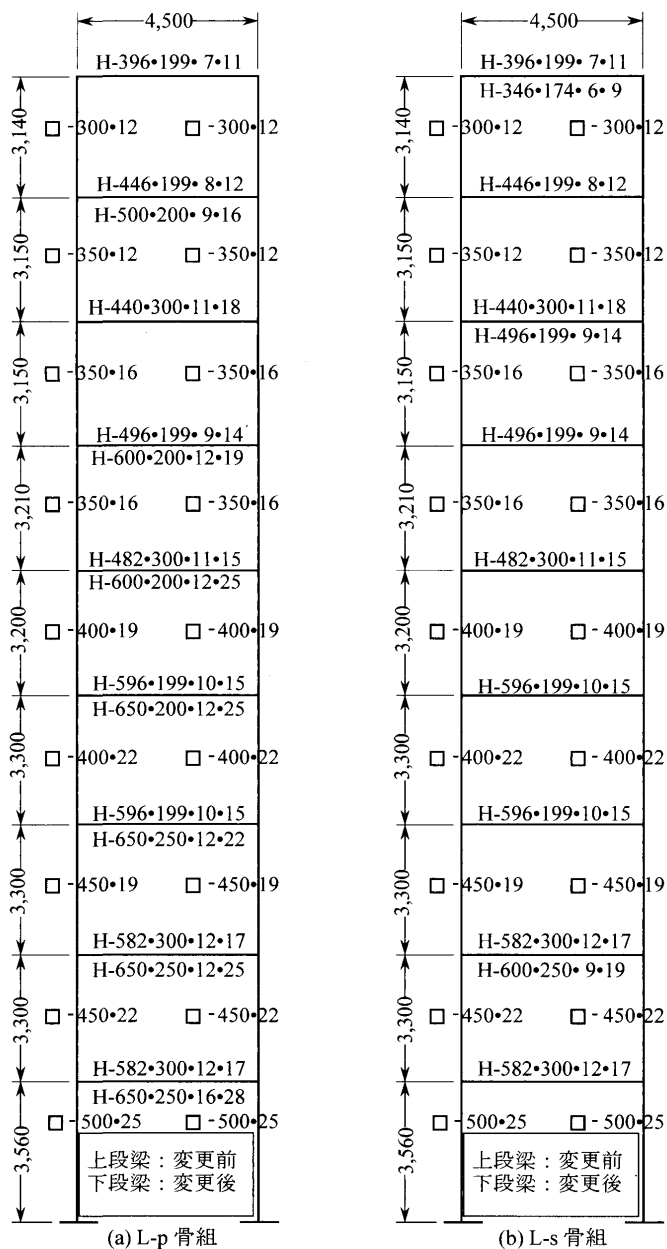


図 4 L 骨組

くした骨組を考え、その骨組を L-s 骨組と呼ぶ。L-s 骨組の断面寸法を図 4(b) に示す。元の L-o 骨組では梁耐力比 β_i が大きい 2, 7, 9 層の梁断面を小さくすることで、L-s 骨組の梁耐力比 β_i は 0.76~1.0 の範囲になっている。

本論での断面の変更にあたっては、対象としたのがすべて実在骨組であることも考慮して、できる限り現実的な断面の選定に心がけている。しかし、L-o 骨組では、階高を押さえ塔状比を小さくする目的から梁に中幅の H 形鋼が多用されている。これを梁せいに関する制約条件と考えて断面を大きくすることは既製の形鋼を用いる限り不可能に近く、また、中幅の H 形鋼であることを選定の条件にすると、断面選択の自由度が極端に狭くなるので、このような条件を無視して上述の L 骨組における梁断面の変更は行っている。

表 4 には L 骨組の柱の耐力分布を示す。元の L-o 骨組の柱耐力比 γ_i は最も小さい 6 層においても 1.44 であるので、いずれの骨組においても柱の断面は変更していない。

表 3 L 骨組の梁耐力分布

層	骨組	適正梁耐力 \bar{B}_i (kNm)	保有梁耐力 B_i (kNm)	$\beta_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i}$	梁耐力比 β_i	変更の有無	柱梁耐力比
9	L-o	693.4	617.6	0.89	1.36		1.37
	L-p		617.6	0.89	1.33		1.38
	L-s		394.7	0.57	1.24	有	2.14
8	L-o	1737.5	792.0	0.46	0.69		2.55
	L-p		1160.1	0.67	1.00	有	1.76
	L-s		792.0	0.46	0.99		2.55
7	L-o	2353.7	1546.9	0.66	1.00		1.73
	L-p		1546.9	0.66	0.98		1.76
	L-s		1049.2	0.45	0.97	有	2.55
6	L-o	2869.4	1048.7	0.37	0.56		2.84
	L-p		1795.5	0.63	0.94	有	1.71
	L-s		1048.7	0.37	0.80		2.84
5	L-o	3320.6	1524.1	0.46	0.70		2.48
	L-p		2156.3	0.65	0.97	有	1.82
	L-s		1524.1	0.46	1.00		2.48
4	L-o	3770.2	1463.0	0.39	0.59		3.37
	L-p		2413.7	0.64	0.96	有	2.09
	L-s		1463.0	0.39	0.85		3.37
3	L-o	4197.2	1471.9	0.35	0.53		3.74
	L-p		2628.5	0.63	0.94	有	2.14
	L-s		1471.9	0.35	0.76		3.74
2	L-o	4527.6	2197.4	0.49	0.74		2.77
	L-p		2891.9	0.64	0.96	有	2.16
	L-s		2018.0	0.45	0.97	有	3.02
1	L-o	5041.9	2211.0	0.44	0.67		3.28
	L-p		3158.6	0.63	0.94	有	2.34
	L-s		2211.0	0.44	0.96		3.28

表 4 L 骨組の柱耐力分布

層	骨組	適正柱耐力 \bar{C}_i (kNm)	保有柱耐力 C_i (kNm)	$\gamma_i C_B = \frac{C_i}{\bar{C}_i}$	柱耐力比 γ_i	変更の有無
9	L-o	693.4	846.7	1.22	1.86	
	L-p		855.1	1.23	1.85	
	L-s		838.9	1.21	2.65	
8	L-o	1044.1	1175.9	1.13	1.71	
	L-p		1187.7	1.14	1.70	
	L-s		1188.1	1.14	2.50	
7	L-o	1309.6	1500.1	1.15	1.74	
	L-p		1529.8	1.17	1.75	
	L-s		1516.0	1.16	2.54	
6	L-o	1559.8	1474.8	0.95	1.44	
	L-p		1537.5	0.99	1.48	
	L-s		1474.8	0.95	2.07	
5	L-o	1760.8	2311.4	1.31	2.00	
	L-p		2388.6	1.36	2.03	
	L-s		2311.4	1.31	2.88	
4	L-o	2009.4	2613.2	1.30	1.98	
	L-p		2666.5	1.33	1.99	
	L-s		2613.2	1.30	2.85	
3	L-o	2187.8	2891.4	1.32	2.01	
	L-p		2958.0	1.35	2.03	
	L-s		2901.0	1.33	2.91	
2	L-o	2339.8	3201.9	1.37	2.08	
	L-p		3284.0	1.40	2.10	
	L-s		3212.5	1.37	3.01	
1	L-o	2702.1	4058.2	1.50	2.29	
	L-p		4100.9	1.52	2.27	
	L-s		4058.2	1.50	3.29	

図 5 に L 骨組の各層の最大層間変位角の中央値と 84% 限界を示す。L-p 骨組の応答解析結果については、10/50 地震群に対する応答では耐力分布を適正化した効果は明確でないが、地動が大きい 2/50 地震群に対する応答では、最大層間変位角の全層に関する最大値が減少する傾向が認められる。

L-s 骨組の応答解析結果については、2 種の地震群についての中央値と 84% 限界の 4 種の応答値共に、その全層に関する最大値は L-o 骨

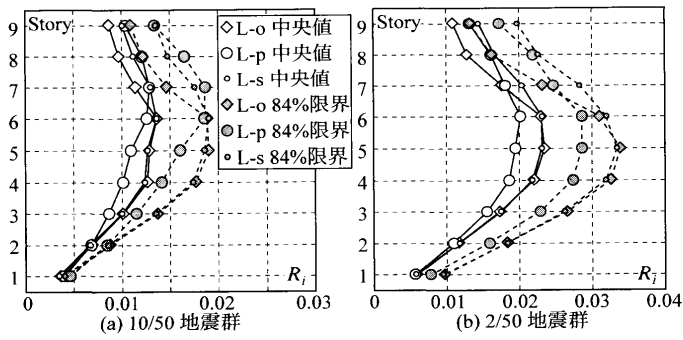


図 5 L骨組の最大層間変位角

組より若干小さくなっている。その差は極めて小さいが、梁断面を小さくしたL-s骨組の応答が元のL-o骨組よりも大きくはならないことは、注目し値するであろう。実設計では、大地震時の最大層間変位角以外にも考慮すべき条件がこの骨組のように様々課せられているのが普通あり、断面を小さくすることは容易ではない。しかし、一部部材の断面を小さくすることも、各層の最大層間変位角を一様化するための手段として有効であることをこの解析例は示唆している。

L骨組の地震応答解析結果では、部材耐力分布の改善の効果があまり明瞭には現れていない。この原因としては、L-o骨組が元々、柱耐力比や柱梁耐力比が大きく、全層の最大層間変位角が一様化しやすい性質をもっていることが挙げられる。

3.3 K骨組

K骨組は、L骨組の直交構面骨組であり、前述した理由により柱断

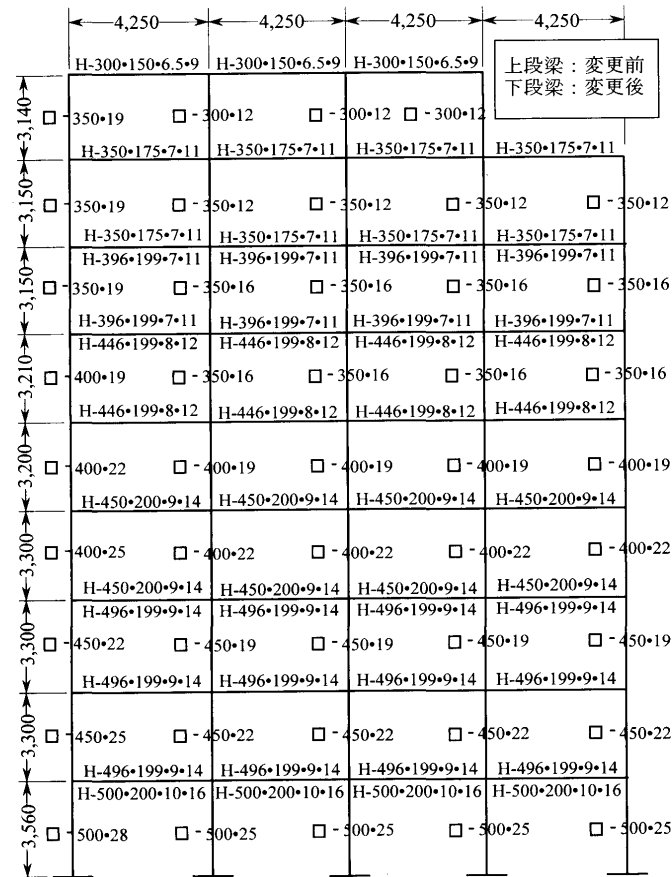


図 6 K骨組 (K-p 骨組)

表 5 K骨組の梁耐力分布

層	骨組	適正梁耐力 \bar{B}_i (kNm)	保有梁耐力 B_i (kNm)	$B_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i}$	梁耐力比 β_i	変更の有無	柱梁耐力比
9	K-o	1765.3	907.3	0.51	1.17		2.28
	K-p		907.3	0.51	1.17		2.28
8	K-o	4423.4	1936.3	0.44	1.00		2.69
	K-p		1936.3	0.44	1.00		2.69
7	K-o	5992.2	1949.2	0.33	0.74		3.56
	K-p		2503.6	0.42	0.95	有	2.77
6	K-o	7305.1	2514.7	0.34	0.79		3.16
	K-p		3205.4	0.44	1.00	有	2.48
5	K-o	8453.8	3232.9	0.38	0.87		3.12
	K-p		3232.9	0.38	0.87		3.12
4	K-o	9598.3	3774.5	0.39	0.90		3.34
	K-p		3774.5	0.39	0.90		3.34
3	K-o	10685.2	3799.2	0.36	0.81		3.60
	K-p		4298.2	0.40	0.92	有	3.18
2	K-o	11526.5	4326.5	0.38	0.86		3.62
	K-p		4326.5	0.38	0.86		3.62
1	K-o	12835.9	4355.1	0.34	0.78		4.53
	K-p		5452.7	0.42	0.97	有	3.62

表 6 K骨組の柱耐力分布

層	骨組	適正柱耐力 \bar{C}_i (kNm)	保有柱耐力 C_i (kNm)	$C_i C_B = \frac{C_i}{\bar{C}_i}$	柱耐力比 γ_i	変更の有無
9	K-o	1765.3	2067.8	1.17	2.68	
8	K-o	2658.1	3133.9	1.18	2.69	
7	K-o	3334.1	3804.6	1.14	2.61	
6	K-o	3971.0	4135.4	1.04	2.38	
5	K-o	4482.8	5952.1	1.33	3.03	
4	K-o	5115.5	6637.8	1.30	2.96	
3	K-o	5569.7	7021.7	1.26	2.88	
2	K-o	5956.8	8656.8	1.45	3.32	
1	K-o	6879.1	11056.5	1.61	3.67	

面は比較的大きい。梁は応力相当の断面で構成されており、柱梁耐力比はL骨組より大きい骨組である。

図6にはK骨組の断面寸法を示し、表5にはK骨組の梁の耐力分布を、表6にはK骨組の柱の耐力分布を示す。表5によると8層の梁耐力が相対的に最も大きく、他の層での梁耐力比 β_i は0.74~0.90の範囲にある。均等3~4スパンの骨組であり、元の骨組においても各層の梁は同一断面が用いられているので、変更後も全スパンの梁断面を同じ寸法に保ちながら一斉に大きくすることにした。変更は梁耐力比 β_i が0.85より小さい1,3,6,7層の梁断面を大きくし、 β_i が0.92~1.0となるようにしている。この骨組をK-p骨組と呼ぶ。元のK-o骨組の柱耐力比 γ_i は、表6に示すように2.38以上で、この骨組についても柱の断面変更は行っていない。

K骨組の地震応答解析結果を図7に示す。K-p骨組は元のK-o骨組に比べて、各層の最大層間変位角応答の一様化が認められ、最大層

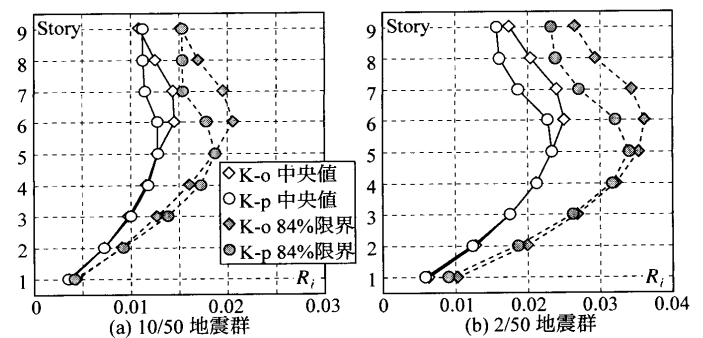


図 7 K骨組の最大層間変位角

間変位角の全層に関する最大値も減少している。ここでは、1つの層のすべての梁の断面を同時に大きくするような断面変更を考えたので、断面選択の自由度の拘束も強く、梁耐力比 β_i が0.85より大きい層は断面変更を行わなかったが、耐力分布を適正化した効果は明確に現れている。

3.4 G 骨組

G 骨組は、図8に示す4層骨組で最上層がセットバックした骨組である。この骨組は、文献4)で検討した実在骨組の中で唯一、柱梁耐力比が全層1.5を下回り1.35程度の骨組である。

G 骨組の梁の耐力分布を表7に、柱の耐力分布を表8に示す。このG-o骨組では4階に重量の大きな機器を設置する目的から、第3層の梁がかなり強くなっており、最上層を除く中間層の梁では、この梁の $B_i C_B$ は1.23と一番大きな値になっている。終局耐力に達するときのベースシヤ係数相当値がこの梁よりも大きいのは、最上層の柱、梁と第3層の柱だけで、他の部材は第3層の梁よりも相対的にかなり弱い。したがって、第3層の梁の耐力を基準に部材耐力分布の適正化を行うと多くの部材の断面を大幅に大きくする必要があるため、この骨組については、最上層が塑性変形してエネルギー吸収に寄与することを期待しないことにし、1~3層について最大層間変位角の一

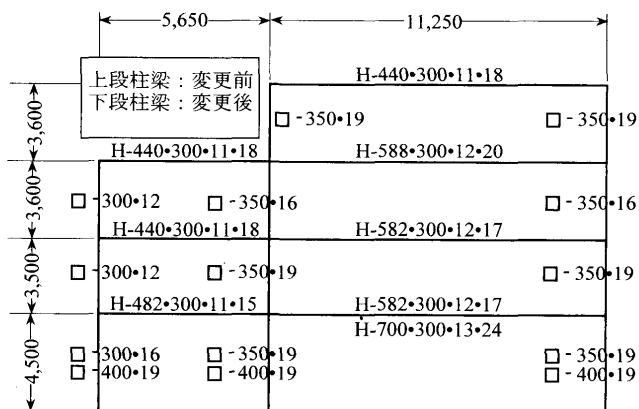


図8 G骨組 (G-p 骨組)

表7 G骨組の梁耐力分布

層	骨組	適正梁耐力 \bar{B}_i (kNm)	保有梁耐力 B_i (kNm)	$B_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i}$	梁耐力比 β_i	変更の有無	柱梁耐力比
4	G-o	780.5	1472.4	1.89	2.12		1.19
	G-p		1472.4	1.89	2.12	1.19	
3	G-o	2242.4	2759.3	1.23	1.39		1.35
	G-p		2759.3	1.23	1.39	1.35	
2	G-o	3361.8	2985.1	0.89	1.00		1.39
	G-p		2985.1	0.89	1.00	1.41	
1	G-o	4833.8	3105.5	0.64	0.72		1.37
	G-p		4254.2	0.88	0.99	有	1.28

表8 G骨組の柱耐力分布

層	骨組	適正柱耐力 \bar{C}_i (kNm)	保有柱耐力 C_i (kNm)	$C_i C_B = \frac{C_i}{\bar{C}_i}$	柱耐力比 γ_i	変更の有無
4	G-o	780.5	1757.3	2.25	2.54	
	G-p		1757.3	2.25	2.54	
3	G-o	1461.9	1974.5	1.35	1.52	
	G-p		1974.5	1.35	1.52	
2	G-o	1899.9	2189.9	1.15	1.30	
	G-p		2226.8	1.17	1.32	
1	G-o	2933.9	2054.7	0.70	0.79	
	G-p		3210.9	1.09	1.23	有

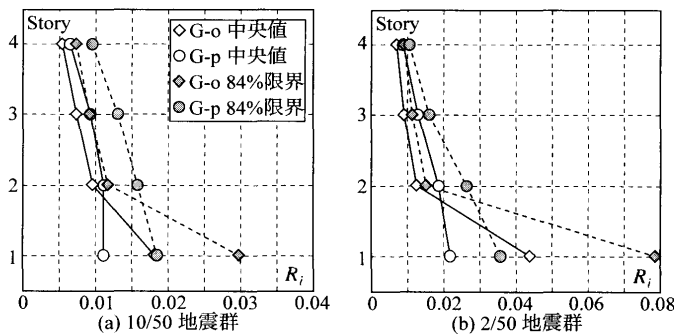


図9 G骨組の最大層間変位角

様化を図ることにした。

最上層と第3層の梁を除くと、第1層に比べて第2層の方が $B_i C_B$ が大きいので、この梁の耐力を基準として各部材の梁耐力比 β_i と柱耐力比 γ_i は算定している。第1層の梁耐力比 β_i を1.0に近づけるようにスパンが長い方の梁の断面を大きくし、第1層の柱耐力比 γ_i が1.2程度以上になるように最下層の柱の断面を大きくしたのが、耐力分布を適正化した骨組として示すG-p骨組である。

G骨組の地震応答解析結果を図9に示す。この図によると、G-o骨組は1層の最大層間変位角だけが極端に大きくなっており、1層で層崩壊する傾向がある骨組であることがわかる。G-p骨組では層間変位角応答の一樣化が認められ、最大層間変位角の全層に関する最大値はかなり小さくなっている。

層崩壊を抑制する目的では、その指標として柱梁耐力比が多くの研究で注目されてきた。しかし、表7に示すように、元のG-o骨組の第1層の柱梁耐力比は1.37であり、断面変更したG-p骨組の柱梁耐力比は1.28で小さくなっているにもかかわらず、第1層への変形集中の傾向は断面変更によってほぼ無くなっている。柱梁耐力比は、柱または梁が、高さ方向に適正な耐力分布をもつとき、層崩壊の起こりやすさを表す指標として適当である。しかし、柱と梁のいずれもが、必ずしも高さ方向に適正な耐力分布とはなっていない現実の骨組では、このG骨組の例のように層崩壊の起こりやすさを表す指標として機能しない。本論で採用した柱耐力比 γ_i は、塑性変形を期待する梁の耐力レベルを基準に各柱の相対的な耐力レベルを表現するものであり、層崩壊の起こりやすさを表す指標として実務設計においても有用な値であることを、この骨組例は明らかにしている。

4. 適正化の妥当性の検討

前章の具体例では、梁の高さ方向の耐力分布を適正化することにより、各層の最大層間変位角応答が一樣化し最大層間変位角の全層に関する最大値が減少することを示した。ここで提示した耐力分布の適正化は、部材断面を大きくするように断面変更することを原則としたもので、単純に部材断面を大きくすれば応答値が全体的に減少するという効果も含んでいるはずである。したがって、この適正化によって、どれほど各層の最大層間変位角応答が一樣化し最大層間変位角の全層に関する最大値が減少したかは必ずしも明確ではない。そこで、本論で行った耐力分布の適正化の有効性を調べるために、鋼材量と応答値との関係について検討する。

4.1 検討概要

鋼材量と応答値との関係について検討するために、2章の方法で耐

力分布の適正化を図った骨組（「-p」の記号を付けた骨組）を基準骨組と考え、基準骨組の部材断面の断面積を1.2倍、1.5倍、2.0倍した骨組を作成した。1.2倍した骨組を骨組名称の後に「-1.2」を付けて表し、同様に、1.5倍、2.0倍した断面の骨組を「-1.5」「-2.0」を付けて表す。断面積を α 倍すると、現実問題としては断面寸法が大きくなるので、天井高さを変えないためには建物の階高を上げる必要が生じるが、本論ではこれらの問題を無視する。

検討対象とする骨組は、表9に示す21種の骨組とし、これらの骨組の地震応答を比較し、鋼材量と最大層間変位角との関係について検討する。

断面積を α 倍した断面は、既成形鋼のリストから選定した。選定方法は以下の通りである。

- ・基準骨組の断面のせいを $\sqrt{\alpha}$ 倍した値に最も近いせいを決定し、せい以外の断面寸法も基準骨組の断面寸法を下回らないものの中から、基準骨組の断面の断面積を α 倍した値に最も近い断面積をもつ角形鋼管柱、H形鋼梁を採用する。
- ・ F 値は基準骨組と同じとする。角形鋼管柱については、基準骨組と同じ F 値をもつ角形鋼管の中から選定する。

各骨組の鋼材量は、部材断面積に節点間距離を乗じて求めた部材の体積を全部材について総和した値とし、基準骨組の鋼材量に対する他の骨組の鋼材量の比 q を表9に示す。表9によれば、各骨組の鋼材量比 q は、断面算定時に設定した断面積比である1.2, 1.5, 2.0に近い値になっている。

4.2 鋼材量と応答値との関係

断面寸法を比例的に増大させることで、断面積を α 倍した場合、断面寸法は $\sqrt{\alpha}$ 倍程度になっている。したがって塑性断面係数は $\alpha^{1.5}$ 倍、耐力も $\alpha^{1.5}$ 倍となる。また、断面2次モーメントは α^2 倍となり、部材の曲げ剛性が α^2 倍となる。軸剛性やせん断剛性の影響が無視できるとすれば、固有周期が $1/\alpha$ となる。表9には、各骨組の終局ベースシヤ係数 C_B と基本固有周期 T_1 を示している。ただし、終局ベースシヤ係数 C_B は、骨組の頂部の水平変位が建物高さの2%に達するまで設計用地震荷重を比例載荷したときのベースシヤ係数の最大値として求めた値である。表9によれば、断面積を1.2倍した骨

表9 解析骨組

骨組	鋼材量比 q	終局ベースシヤ係数		基本固有周期		
		C_B	基準骨組との比	T_1 (s)	基準骨組との比	
J	J-o	0.96	0.37	0.87	1.19	1.06
	J-p	1.00	0.43	1.00	1.12	1.00
	J-1.2	1.16	0.56	1.31	0.94	0.84
	J-1.5	1.48	0.81	1.90	0.76	0.68
	J-2.0	1.99	1.32	3.09	0.57	0.51
L	L-o	0.94	0.51	0.72	0.95	1.14
	L-p	1.00	0.71	1.00	0.84	1.00
	L-s	0.92	0.47	0.66	0.96	1.15
	L-1.2	1.18	0.94	1.32	0.71	0.85
	L-1.5	1.49	1.34	1.88	0.58	0.69
L-2.0	1.98	2.09	2.94	0.46	0.55	
K	K-o	0.99	0.41	0.89	0.99	1.06
	K-p	1.00	0.46	1.00	0.94	1.00
	K-1.2	1.17	0.61	1.33	0.79	0.85
	K-1.5	1.49	0.87	1.89	0.65	0.69
	K-2.0	1.99	1.44	3.13	0.49	0.53
G	G-o	0.93	0.66	0.66	0.69	1.19
	G-p	1.00	1.01	1.00	0.58	1.00
	G-1.2	1.18	1.33	1.32	0.48	0.83
	G-1.5	1.49	1.96	1.95	0.38	0.66
	G-2.0	1.97	3.07	3.05	0.29	0.51

組の終局ベースシヤ係数 C_B は基準骨組のほぼ1.2^{1.5}(≈ 1.31)倍、基本固有周期 T_1 は1/1.2倍となっている。また、1.5倍した骨組の C_B は1.5^{1.5}(≈ 1.84)倍となり、 T_1 はほぼ1/1.5倍となっている。また、2.0倍した骨組の C_B はほぼ2.0^{1.5}(≈ 2.83)倍となり、 T_1 はほぼ1/2.0倍となっている。

ここで、変位応答スペクトルが基本固有周期 T_1 に比例して増大する(擬似速度応答スペクトルが一定値)と考え、断面積を α 倍にすると、 T_1 が $1/\alpha$ となるので弾性系の変位応答値は $1/\alpha$ になる。したがって、弾塑性系の最大変位応答は同じ固有周期の弾性系の最大変位応答とあまり変わらないとする変位一定説¹²⁾によれば、変位応答スペクトルが固有周期 T_1 に比例する場合には、断面積を α 倍すると、基本固有周期 T_1 が $1/\alpha$ となり、弾塑性応答としても変位応答値は $1/\alpha$ 程度になると推測できる。以上は、変位応答スペクトルが基本固有周期 T_1 に比例して増大する長周期域での考察であるが、変位応答スペクトルが基本固有周期 T_1 の2乗に比例して増大(擬似速度応答スペクトルが基本固有周期 T_1 に比例)する短周期域では、断面積を α 倍すると、変位応答値は $1/\alpha^2$ 程度になると推測できる。

重層骨組の変位応答の大きさを表す指標として、最大層間変位角の中央値 R_i の設計用層モーメント $\bar{Q}_i h_i$ を重み関数とする平均値 R_{mean} を採用した。すなわち、

$$R_{mean} = \frac{\sum_{i=1}^N R_i \bar{Q}_i h_i}{\sum_{i=1}^N \bar{Q}_i h_i} \tag{6}$$

ただし、上式で N は層数である。骨組全体の変形の大きさを表すのに、頂部の水平変位や単純な平均値を用いず、上記のように重み付けした平均値を用いるのは、有効構造回転角¹³⁾の考え方に倣ったものであり、(6)式の平均値は等価な1自由度系¹⁴⁾の層間変位角を表す量として採用している。

図10は、(6)式で求めた R_{mean} と鋼材量比 q との関係を示したもの

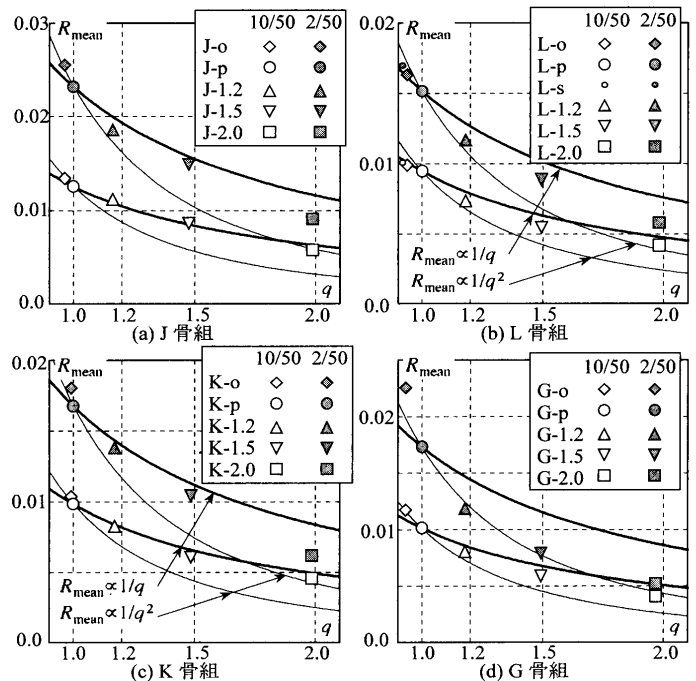
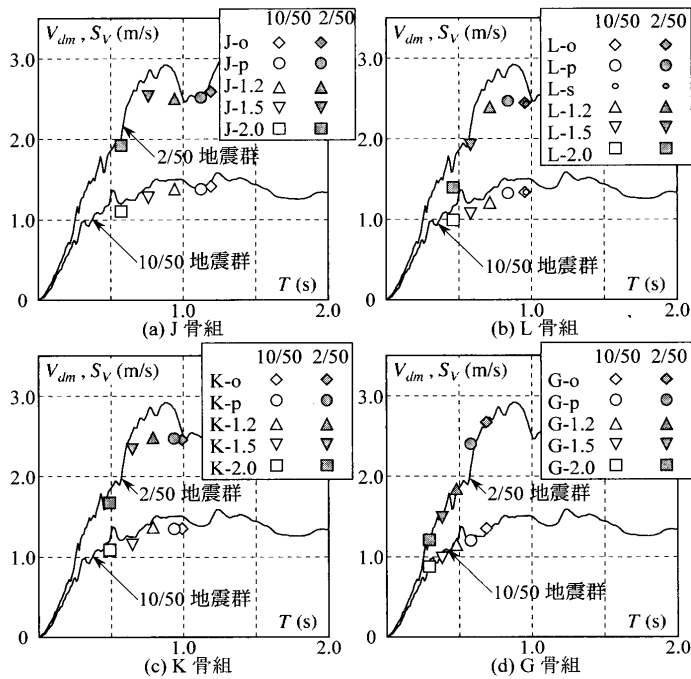


図10 R_{mean} と鋼材量比 q の関係

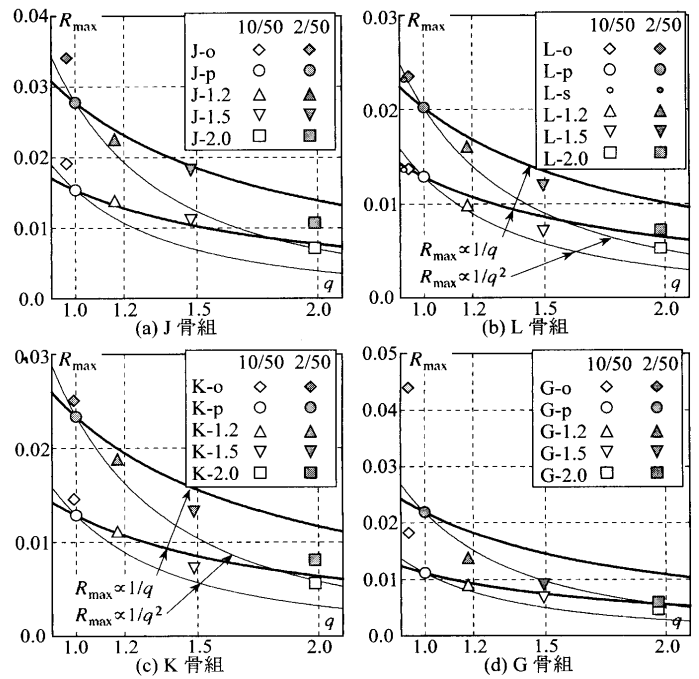

 図 11 損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{dm}

である。太線は基準骨組の R_{mean} を通り q と反比例する曲線であり、細線は基準骨組の R_{mean} を通り q^2 と反比例する曲線である。図 10 によると、10/50 地震群に対する R_{mean} は、太線で示した q に反比例する曲線と近い値を取っている。また、2/50 地震群に対する R_{mean} は、基準骨組の基本固有周期が相対的に長い J 骨組や K 骨組では、断面積を 2 倍した骨組を除くと q に反比例する曲線と近い値を取り、基準骨組の基本固有周期が最も短い G 骨組では、細線で示した q^2 と反比例する曲線と近い値を取り、L 骨組では、 q に反比例する曲線と q^2 と反比例する曲線との中間程度の値となっている。

図 11 には、10/50 地震群と 2/50 地震群の擬似速度応答スペクトル S_v の中央値を実線で示し、各地震群に対する各骨組の損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{dm} の中央値を◇印などの記号で示している。なお、塑性化による見かけの固有周期の伸びを考慮して V_{dm} を表示すれば、 V_{dm} と S_v との対応関係は更に良くなると予想されるが³⁾、ここではその影響を無視して基本固有周期の位置に表示している。

図 11 によると、 R_{mean} が図 10 に示した反比例の曲線を下回る骨組は、 S_v が固有周期にほぼ比例するような短周期領域にまで基本固有周期が短くなり、その結果 V_{dm} が減少している。2/50 地震群に対する応答では、断面積を 2 倍した骨組はいずれも短周期化による V_{dm} の減少が認められ、G 骨組はすべてが、 S_v が固有周期にほぼ比例する短周期領域にある。

図 10 において R_{mean} が反比例の曲線を下回る原因は、図 11 に示すように短周期化によって V_{dm} が減少するからである。このように V_{dm} が減少している場合を除くと、図 10 では R_{mean} は q にほぼ反比例している。ここで用いているような地動を対象とするのであれば、基本固有周期が 1 秒程度以上の骨組では、耐力分布の適正化に伴って鋼材量が数 % 程度変化する範囲では、 R_{mean} は q に反比例する傾向がある。L-s 骨組については、L-o 骨組より q が小さいにもかかわらず全層の最大層間変位角の最大値が小さくなることを前章で


 図 12 R_{max} と鋼材量比 q の関係

述べたが、 R_{mean} は L-o 骨組より大きくなっている。

各層の最大層間変位角の中央値の全層に関する最大値 R_{max} と鋼材量 q の関係を図 12 に示す。この図でも太線は基準骨組の R_{max} を通る反比例曲線であり、細線は基準骨組の R_{max} を通る q^2 に反比例する曲線である。図 12 によると、L-o 骨組の応答値を除くと、耐力分布の適正化を行う前の元の骨組の R_{max} は q や q^2 に反比例する曲線よりかなり大きい。また、2/50 地震群に対する L-o 骨組は、図 11(b) によると V_{dm} が L-p 骨組より若干小さいにもかかわらず、図 12(b) の R_{max} はほぼ q^2 に反比例する曲線上にある。更に、4 章でも述べたように、L-s 骨組では L-o 骨組より鋼材量を減じているにもかかわらず、 R_{max} が減少している。耐力分布の適正化に伴う鋼材量の増大の効果は、図 12 中に太線や細線で示した鋼材量に反比例か、または、2 乗に反比例するように変位応答値を減少させるだけであるので、図 12 に示した結果は、耐力分布の適正化によって全層の最大層間変位角応答が一様化し、その全層に関する最大値 R_{max} が減少する明確な効果を示すものと判断できる。

5. 結論

本論では、部材耐力分布を適正な分布に近づけるように一部の部材断面を変更する方法を提案した。また、具体例とその地震応答解析結果を示すことで、この方法による耐力分布の適正化によって、地震時に各層に生じる最大層間変位角を一様化し、最大層間変位角の全層に関する最大値を小さくする明瞭な効果が期待できることを明らかにした。本法によれば、設計時に地震応答解析を行わなくとも、単純な計算で耐力分布を調べるだけで、各層の最大層間変位角応答を一様化するように部材断面を修正することが可能となる。

なお、本論では、全層の最大層間変位角を一様化することだけを目的に、部材耐力分布の適正化の方法を検討したが、基本固有周期が 1 秒程度以上の骨組の全体的な変位応答の大きさは、鋼材量にほぼ反比例する傾向があることも示した。したがって、全層の最大層間

変位角を設定値以下にすることを目的に、一様かつ大幅に変位応答を小さくするには、純ラーメン構造のまま断面を大きくするだけでは膨大な鋼材量の増大が必要となり、現実的な解決策とはなり難いことも明らかとなった。

参考文献

- 1) 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集，第 521 号，pp.119-126，1999.7
- 2) 友澤悟史・小川厚治：鋼構造骨組の柱梁耐力比が最大層間変位角応答に及ぼす影響，日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集，Vol.13，pp.593-600，2005.11
- 3) 小川厚治・井上一朗・中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察，日本建築学会構造系論文集，第 530 号，pp.177-184，2000.4
- 4) 川島敏夫・小川厚治：鋼構造骨組における柱梁耐力比及び柱梁剛性比の調査検討，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 14 巻第 53 号，pp.23-32，2007.3
- 5) 小川厚治：鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究（その 1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力），日本建築学会論文報告集，第 323 号，pp.13-22，1983.11
- 6) 出口義文・川島敏夫・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（その 1 層せん断力係数分布），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 構造III，pp.1017-1018，2007.9
- 7) 小久保 彰・半貫 敏夫・秋山 宏：鋼構造梁降伏型魚骨多層骨組の損傷分布則，日本建築学会構造系論文集，第 614 号，pp. 29-34，2007.4
- 8) 川上秀二郎・河野昭彦・岡本勇紀：CFT構造ラーメン骨組の地震時の応答層間変形角分布の改善法について，日本建築学会構造系論文集，第 585 号，pp.223-229，2004.11
- 9) P.Somerville, et al. : Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project, SAC Background Document, Report No. SAC/BD-97-04, SAC Joint Venture, 555 University Ave., Sacramento, CA, 1997
- 10) 小川厚治・中原寛章：強震を受ける鋼構造ラーメン骨組の梁に生じる塑性変形（その 1：最大変形），日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 10 巻第 39 号，pp.89-104，2003.9
- 11) 小川厚治・多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集，pp.79-84，1994.12
- 12) A. S. Veletsos and N. M. Newmark : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of 2nd WCEE, Vol. II, pp.895-912, Tokyo and Kyoto, 1960
- 13) R. Tanabashi, T. Nakamura and S. Ishida : Overall Force-Deflection Characteristics of Multi-story Frames, Proc. of Symp. on Ultimate Strength of Structures and Structural Elements, 1969.12
- 14) 井上一朗・桑原進・多田元英・中島正愛：履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 3 巻第 11 号，pp.65-77，1996.9

(2008年6月7日原稿受理，2008年9月23日採用決定)