

局部座屈と横座屈の連成を考慮した補剛付 H 形鋼梁の変形性能の連続的評価

京都工芸繊維大学 デザイン・建築学系 金尾伊織

1. はじめに

近年では大地震が多発し、深刻な人命損失、建物被害が報告されている。多発する大地震に対する耐震安全性を確保するためには、建物の変形性能を正しく評価し、設定外力に対する変形が保証されていることが必要である。

現在の建物の耐震設計では、建物に要求される強度を決定し、その強度を満足するように設計する手法が一般的である。この設計の考え方は、関東大震災を契機に改正された市街地建築物法施行規則の構造規定に導入され、初めて地震力が外力として規定された。以降、大きな地震被害を受けるたびに地震力の規定値が見直されてきた。しかし、このような強度を保証する設計法では、想定以上の地震力を受けた後、急激に耐力を失い倒壊するのか、粘り強く変形して倒壊を免れるのかは定かではない。現行の保有水平耐力による設計では D_s 値を用いて変形性能を考慮しているものの、建物それぞれの性能を精確に評価しているとは言えない。建物の安全性を高めるためには、強度だけではなく、変形を建物個々に評価する必要があると考えられてきている¹⁾。また、建物の変形を考慮することで、効率的な設計が可能になると考えられる。このような変形を考慮した高い精度の設計法には、材料のばらつきが少なく、等方材料である鋼材が最適な材料であると考えられる。

そのような状況の下、「鋼構造塑性設計指針²⁾」では、現行の強度を保証する設計法から、変形を保証する設計法への転換を目指して、文献^{3),4)}を参考にして建物の変形性能を評価する設計法の提案が試みられた。部材が有する変形性能を明確にし、要求される変形性能を満足するための設計方法の道筋を示したが、部材が有する変形性能のデータが十分ではなく、設計法を確立するためには基礎データの収集が不可欠であることが明確となった。上記の研究背景に鑑み、本研究では建物の変形を考慮した設計法の確立を目指し、適用できる基礎データの収集を目的とする。

2. 解析の概要

解析モデルの概要⁵⁾を図 1 に示す。単純梁を対象とし、断面は H-500×200×10×16, H-600×200×11×17, H-800×300×14×26 を基本とし、フランジ厚、ウェブ厚を変化させて、局部座屈と横座屈の連成を考慮した幅厚比 $W_F^{(6)~(10)}$ を 0.4, 0.6, 0.7, 0.8, 1.0 に変化させた断面を対象とした。以下 H-500×200 シリーズ, H-600×200 シリーズ, H-800×300 シリーズと呼ぶ。 W_F の算定式を式 (1) に示す。

$$W_F = \sqrt{\frac{1}{k^2} \left(\frac{d/t_w}{\sqrt{E/\sigma_y}} \right)^2 + \left(3.43 - \frac{25.0}{k^2} \right) \left(\frac{b/t_f}{\sqrt{E/\sigma_y}} \right)^2} \quad (1.a)$$

$$\alpha < \frac{1}{6} : \quad k = 4.4$$

$$\frac{1}{6} \leq \alpha < \frac{1}{2} : \quad k = 5.18 - 4.6\alpha \quad (1.b)$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{6} + \frac{A_f}{A_w} \right) \frac{\kappa + 1}{\lambda_w}$$

ここで,

d : ウェブせい

b : フランジ突出幅

t_w : ウェブ厚

t_f : フランジ厚

A_w : ウェブ断面積

A_f : フランジ断面積

λ_w : ウェブ辺長比

κ : 板端部の曲げモーメント比 $= M_2/M_1$, $|M_1| \geq |M_2|$ かつ複曲率の時を正とする.

E : ヤング係数

σ_y : 降伏応力度

梁材長は、全長を弱軸に関する細長比で除した細長比 λ_y が、 $\lambda_y=100, 170, 210, 250, 350$ に相当する材長について検討する. なお、幅厚比 W_F は補剛を考慮せずに逆対称曲げを受ける1本の梁として算出し、応力状態に応じた横補剛を配置した後で W_F を算定し直している.

要素は4節点厚肉シェル要素を用い、応力ひずみ関係はバイリニアモデルとし、移動硬化を考慮する. 降伏応力度は $\sigma_y = 235 \text{N/mm}^2$ とし、ヤング係数は $E = 2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, 降伏後の接線係

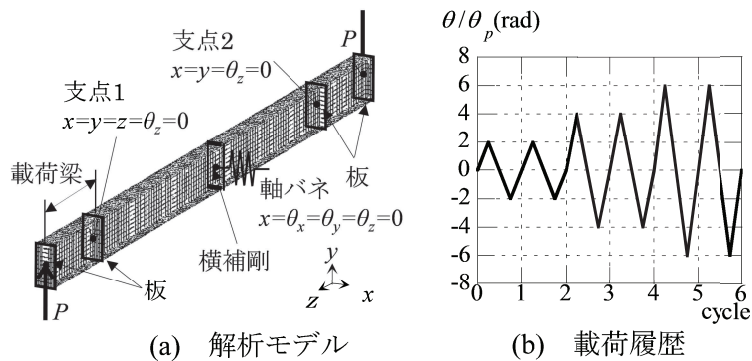


図1 数値解析モデル

数は $E/100$ ，ポアソン比 ν は 0.3 である．梁の両端に鉛直荷重を載荷して梁端に曲げモーメントを与えるため，梁を支点から外側へはね出し，その先に鉛直方向に集中荷重を加え，梁に逆対称曲げモーメントを与える．局所的な変形を防ぐため，載荷位置の断面には 30mm の鋼板，支点位置の断面にはフランジと同厚の鋼板，補剛材取付け位置にはウェブ厚と同厚の鋼板を取りつけている．また，外側へはね出した載荷梁および載荷点，支点位置の鋼板のヤング係数は $100E$ としている．なお，不整として，鉛直荷重を断面中心から X 方向へ 2.5mm ずらした位置に載荷している．

細幅断面 H-500×200 シリーズ，H-600×200 シリーズは，フランジを 20×50mm，ウェブを 50×50mm の要素に材軸方向に等分割し，中幅断面の H-800×300 シリーズは，フランジを 30×50mm，ウェブを 50×50mm の要素に等分割している．載荷点の節点の X 方向変位およびねじれ回転角を固定している．ピン支点は全並進変位とねじれ回転角を拘束し，ローラー支点は，X，Y 方向変位およびねじれ回転角を拘束している．また，横補剛を配置する場合は，繰返し載荷によって圧縮・引張フランジが交互に入れ替わることを考慮して，横補剛位置の梁断面の中心に各規定を満足する軸剛性を有する軸方向にのみ変形するバネを配置し，バネの支点は，X 方向変位および X，Y，Z に関する回転角を拘束している．なお，横補剛が梁のねじれ変形を拘束する効果も考えられるが，ここでは横補剛の接合部がピンである場合を考え，軸バネのみを配置する．

鋼構造塑性設計指針，鋼構造限界状態設計指針¹⁾における補剛規定にそれほど大きな違いが無いこと，文献 2)において変形を考慮した設計法を提案していることを考慮して，必要補剛間隔，必要補剛剛性は，塑性設計指針に従って式(2)で設定する．なおここでは，補剛数が 4 本以上必要となる場合については，梁端部から式(2.b)の補剛間隔を応力に合わせて 2 または 3 区間適用している．対象とした梁断面の情報と解析で用いた断面，材長， W_F ，補剛配置を表 1 に示す．

<横座屈耐力>

$$\begin{aligned} \lambda_b \leq \lambda_{b,p} : M_{cr} &= M_p \\ \lambda_{b,p} < \lambda_b \leq \lambda_{b,e} : M_{cr} &= \left(1.0 - 0.4 \frac{\lambda_b - \lambda_{b,p}}{\lambda_{b,e} - \lambda_{b,p}} \right) M_p \\ \lambda_b > \lambda_{b,e} : M_{cr} &= M_p / \lambda_b^2 \end{aligned} \tag{2.a}$$

$$\lambda_b = \sqrt{M_p / M_e}, \lambda_{b,e} = 1 / \sqrt{0.6}, \lambda_{b,p} = 0.6 + 0.3 \cdot \kappa$$

$$M_e = C_b \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y \cdot G \cdot J_T}{l_b^2} + \frac{\pi^4 \cdot E \cdot I_y \cdot E \cdot I_w}{k l_b^4}}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \cdot \kappa + 0.3 \cdot \kappa^2 \leq 2.3$$

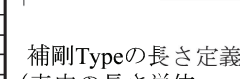
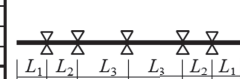
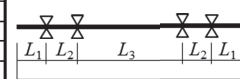
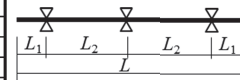
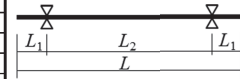
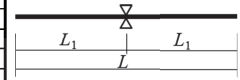
<塑性ヒンジ部に設ける横補剛間隔>

$$-1.0 \leq \frac{\bar{M}}{M_p} \leq -0.5 \quad \frac{l_b \cdot D}{A_f} \leq \frac{0.29}{\sigma_Y / E} \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq \frac{2.0}{\sqrt{\sigma_Y / E}} \tag{2.b-1}$$

$$-0.5 \leq \frac{\bar{M}}{M_p} < 1.0 \quad \frac{l_b \cdot D}{A_f} \leq \frac{0.43}{\sigma_y / E} \quad \text{よって} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq \frac{3.0}{\sqrt{\sigma_y / E}} \quad (2.b-2)$$

表1 解析対象断面・材長・補剛配置

	λ_y	W_f	H	B	t_w	t_f	L	補剛Type	L_1	L_2	L_3	L_4
1	100	0.42	500	200	13.5	16.5	4138		2069			
2	100	0.42	600	200	16.5	16.5	3731	—X—	1866			
3	100	0.47	800	300	17.5	31.5	6684		3342			
4	100	0.69	500	200	7.5	14	4521		2101	319		
5	100	0.71	600	200	8.5	16	4362		2001	360		
6	100	0.64	800	300	13.5	18	6200		2532	1136		
7	100	0.79	500	200	6.5	12	4504		1801	902		
8	100	0.74	600	200	9	10	3808		1250	1308		
9	100	0.77	800	300	11	16.5	6367	X—X	2321	1725		
10	100	0.88	500	200	6	9.5	4354		1425	1504		
11	100	0.93	600	200	6.5	12	4329		1500	1329		
12	100	0.91	800	300	9	16	6606		2251	2104		
13	100	1.17	500	200	5	7.5	4294		1125	2044		
14	100	1.10	600	200	6	7.5	3921		632	2657		
15	100	1.07	800	300	8.5	10.5	6050		996	4058		
16	170	0.44	500	200	13.5	16.5	7034		2476	2082		
17	170	0.42	600	200	16.5	16.5	6343		2063	2217		
18	170	0.45	800	300	17.5	31.5	11364		4431	2502		
19	170	0.71	500	200	7.5	14	7686		2101	3484		
20	170	0.74	600	200	8.5	16	7415		2001	3413		
21	170	0.64	800	300	13.5	18	10540		1708	7124		
22	170	0.78	500	200	6.5	12	7656	X—X	1214	5228		
23	170	0.73	600	200	9	10	6473		843	4787		
24	170	0.76	800	300	11	16.5	10824		1565	7694		
25	170	0.87	500	200	6	9.5	7402		961	5480		
26	170	0.90	600	200	6.5	12	7360		1012	5336		
27	170	0.89	800	300	9	16	11229		1518	8193		
28	170	1.05	500	200	5	7.5	7301		759	5783		
29	170	1.05	600	200	6	7.5	6666		632	5402		
30	170	1.04	800	300	8.5	10.5	10284		996	8292		
31	210	0.42	500	200	13.5	16.5	8690		2476	3738		
32	210	0.42	600	200	16.5	16.5	7835		2063	3709		
33	210	0.46	800	300	17.5	31.5	14037		2988	8061		
34	210	0.66	500	200	7.5	14	9495		1417	6661		
35	210	0.68	600	200	8.5	16	9160		1349	6462		
36	210	0.63	800	300	13.5	18	13020	X—X	1708	9604		
37	210	0.76	500	200	6.5	12	9458		1214	7030		
38	210	0.73	600	200	9	10	7996		843	6310		
39	210	0.74	800	300	11	16.5	13371		1565	10241		
40	210	0.86	500	200	6	9.5	9144		961	7222		
41	210	0.88	600	200	6.5	12	9091		1012	7067		
42	210	0.87	800	300	9	16	13872		1518	10836		
43	210	1.04	500	200	5	7.5	9018		759	7500		
44	210	1.04	600	200	6	7.5	8235		632	6971		
45	210	1.03	800	300	8.5	10.5	12704		996	10712		
46	250	0.42	500	200	13.5	16.5	10345		1670	7005		
47	250	0.41	600	200	16.5	16.5	9328		1391	6546		
48	250	0.45	800	300	17.5	31.5	16711		2988	10735		
49	250	0.65	500	200	7.5	14	11303	X—X	1417	8469		
50	250	0.66	600	200	8.5	16	10905		1349	8207		
51	250	0.63	800	300	13.5	18	15499		1708	12083		
52	250	0.75	500	200	6.5	12	11259		1214	8831		
53	250	0.72	600	200	9	10	9520		843	3917		
54	250	0.74	800	300	11	16.5	15917		1565	6393.5		
55	250	0.85	500	200	6	9.5	10885		961	4481.5		
56	250	0.87	600	200	6.5	12	10823		1012	4399.5		
57	250	0.86	800	300	9	16	16514	X—X—X	1518	6739		
58	250	1.04	500	200	5	7.5	10736		759	4609		
59	250	1.03	600	200	6	7.5	9803		632	4269.5		
60	250	1.03	800	300	8.5	10.5	15124		996	6566		
61	350	0.42	500	200	15	15.5	13875	X—X	1568	10739		
62	350	0.44	800	300	17.5	31.5	23396	X—X—X	2988	17420		
63	350	0.41	600	200	16.5	16.5	13059	X—X—X	1391	5138.5		
64	350	0.64	500	200	7.5	14	15824	X—X—X—X	1417	1417	10156	
65	350	0.79	600	200	8.5	16	15267		1349	1349	9871	
66	350	0.62	800	300	13.5	18	21699		1708	1708	7433.5	
67	350	0.75	500	200	6.5	12	15763		1214	1214	5453.5	
68	350	0.72	600	200	9	10	13327		843	843	4977.5	
69	350	0.73	800	300	11	16.5	22284	X—X—X—X—X	1565	1565	8012	
70	350	0.84	500	200	6	9.5	15239		961	961	5697.5	
71	350	0.86	600	200	6.5	12	15152		1012	1012	5552	
72	350	0.85	800	300	9	16	23119		1518	1518	8523.5	
73	350	1.03	500	200	5	7.5	15031		759	759	759	5238.5
74	350	1.03	600	200	6	7.5	13725	X—X—X—X—X—X—X	632	632	632	4966.5
75	350	1.02	800	300	8.5	10.5	21174		996	996	996	7599



補剛Typeの長さ定義
(表中の長さ単位: mm)

<横補剛剛性>

$$F = 0.02 \cdot C, \quad K \geq 5.0 \cdot \frac{C}{l_b}, \quad C = \frac{\sigma_y \cdot A}{2} \quad (2.c)$$

ここで,

M_{cr} : 横座屈耐力, M_p : 全塑性モーメント, M_e : 弾性横座屈モーメント

λ_b : 横座屈細長比, $e\lambda_b$: 弾性限界細長比, $p\lambda_b$: 塑性限界細長比

κ : 材両端あるいは横座屈補剛端の曲げモーメント比= M_2/M_1 複曲率曲げの時を正とする

$E \cdot I_y$: 弱軸まわりの曲げ剛性, $E \cdot I_w$: 曲げねじり剛性, $G \cdot J_T$: サンプナンねじり剛性

l_b : 材長あるいは横座屈補剛間長さ

k_b : 材端および補剛点の支持状態に応じて算定される横座屈長さ, ここでは $k_b = l_b$

C_b : モーメント係数

\bar{M} : 横座屈補剛材で拘束されている点の曲げモーメントのうち, 絶対値が小さい方の値

D : 梁のせい

i_y : 梁断面の弱軸回りの断面 2 次半径

i_b : 横座屈補剛区間長さ

F : 圧縮側フランジ位置に作用する集中横力

C : 梁断面に生ずる曲げ応力による圧縮側合力

K : 横座屈補剛材の軸剛性

A : 梁の全断面積

载荷は, 全塑性耐力時の弾性変形角 θ_p を基準に, $2\theta_p$, $4\theta_p$, $6\theta_p$ を 2 回ずつ繰返す载荷履歴を採用する. なお, 塑性変形性能の算出では, 耐力が全塑性モーメント以下となるまで解析する必要があるため, $6\theta_p$ まで繰返し载荷しても耐力が全塑性モーメントまで低下しない場合は, 振幅を $8\theta_p$, $10\theta_p$ と漸増させて 2 回ずつ繰返し, 耐力が全塑性モーメントに低下するまで解析している.

3. 解析結果

3. 1 履歴曲線と変形図

図 2~5 に解析結果の一例として, H-500×200 シリーズ, $\lambda_y=250$ の解析結果を示す. 図 2 は耐力-変形角関係, 図 3 は耐力-面外変位関係, 図 4 は補剛力-変形角関係, 図 5 は最終サイクル $6\theta_p$ 時の変形図を示す. なお, 荷重は全塑性モーメント, 必要補剛力で無次元化している. また, 図 3 はフランジの面外変位を示し, 図 5 は $6\theta_p$ サイクル負側最大変位時の変形図である. それぞれ, (a) $W_F=0.4$, (b) $W_F=0.65$, (c) $W_F=0.75$, (d) $W_F=0.85$, (e) $W_F=1.0$ の結果を示す. 面外変位および補剛力に関しては, 最も大きな変位・補剛力を示した点の履歴を描いている. W_F は, 補剛配置後に補剛間毎に W_F を再計算し, その中で最大値をその梁の W_F としている. 図 2~5 における梁の再計算による W_F の変化は, $W_F=0.4 \rightarrow 0.4$, $W_F=0.6 \rightarrow 0.65$, $W_F=0.7 \rightarrow 0.75$, $W_F=0.8 \rightarrow 0.85$,

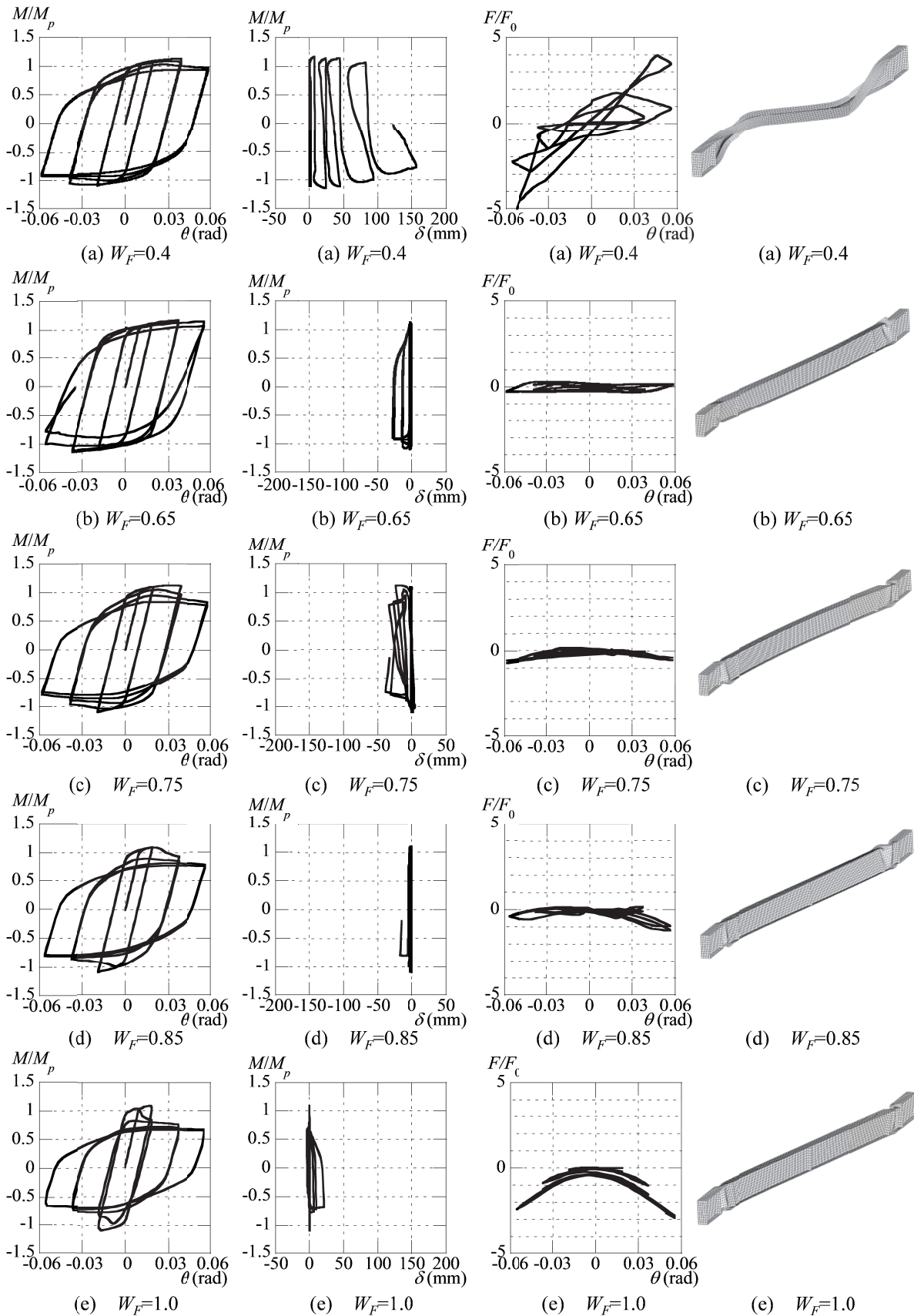


図2 荷重-変形角関係

図3 荷重-面外変位関係

図4 補剛力-変形角関係

図5 変形図

(H-500×200シリーズ $\lambda_y=250$)

$W_F=1.0 \rightarrow 1.0$ である。

図2より、幅厚比が大きくなっても最大耐力は全塑性モーメント M_p 以上の耐力を示す。しかし、最大耐力後以降の挙動に大きな違いが現れ、 $W_F=0.4$ では繰返し载荷を受けても $6\theta_p$ の振幅まで M_p を維持しているが、 $W_F=1.0$ では $2\theta_p$ の振幅で耐力が低下し始め、 $6\theta_p$ の振幅では $0.65M_p$ まで低下している。また、 $W_F=0.65$, $W_F=0.75$ では $4\theta_p$ の振幅まで M_p を維持し、 $W_F=0.85$ では $4\theta_p$ の振幅で耐力が低下し始めている。塑性設計指針では局部座屈と横座屈の連成を考慮した幅厚比 $W_F \leq 0.7$ としており、全塑性耐力を下回るまでの変形 θ_u を θ_p で除した塑性変形倍率 $R = \theta_u/\theta_p - 1$ は 3 以上を満足していることが推測できる。

図3より、面外変位は W_F が大きくなるほど、面外変形が小さい傾向にあるが、これは横座屈挙動よりも局部座屈の発生が先行するため、フランジの面外変位が小さくなる傾向にあると考えられる。図4より、補剛力に関しては、 $W_F=0.4, 1.0$ では大きく必要補剛力の 3~5 倍程度の補剛力が発生している。 W_F が小さければ横座屈が支配的になり、 W_F が大きければ局部座屈が支配的になるため、発生する補剛力が大きくなると考えられる。

これらの傾向は、図5の変形を見ると明らかであり、 W_F が小さければ横座屈が顕著な変形となり、 W_F が大きければ局部座屈が顕著な変形となっている。

3. 2 耐力および変形性能の比較

各梁について耐力、変形性能について比較する。耐力指標として、図6(a)に示すように、繰返し履歴中における最大耐力（最大耐力 M_{max} ）、負側 2 回目の $6\theta_p$ 振幅時の最大変形時耐力（最終耐力 M_{last} ）を用いる。塑性変形性能の指標として、図6(b)に示すように骨格曲線から算出した最大耐力以降全塑性モーメントまで低下した時の塑性変形倍率 $R = \theta_u/\theta_p - 1$ を用いる。また、図6(c)に示すように、全塑性モーメントを維持できる最大塑性変形角 $\theta_{pmax} = \max(|\theta_{pmax+}|, |\theta_{pmax-}|)$ 、累積塑性変形角 $\Sigma\theta_{pl} = \Sigma|\theta_{pi+}| + \Sigma|\theta_{pi-}|$ も合わせて指標として用いる。

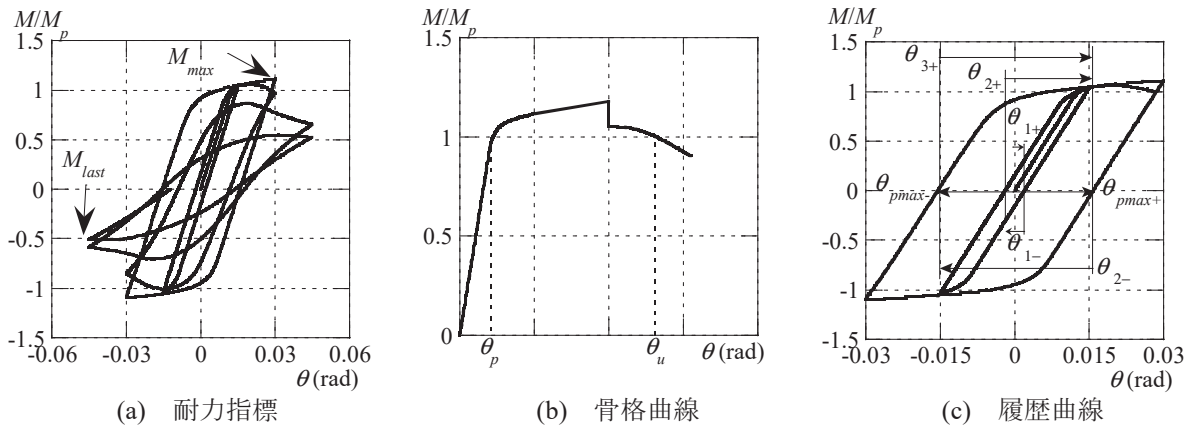


図6 耐力および塑性変形性能指標

3. 2. 1 耐力の比較

図 7 に最大・最終耐力－幅厚比関係を示す．縦軸は梁端モーメントを全塑性モーメントで除して無次元化しており，(a) $\lambda_y=100$ ，(b) $\lambda_y=170$ ，(c) $\lambda_y=210$ ，(d) $\lambda_y=250$ ，(e) $\lambda_y=350$ を示す．

最大耐力はいずれの細長比，幅厚比，断面，材長においても全塑性モーメント以上を示す．一方，最終耐力に関しては，同じ細長比の梁においても，幅厚比が大きい程最終耐力が低くなる傾向にあることがわかる．また，梁材長が長くなるに連れて，最終耐力が低下していく傾向にあることから， W_F が同じでも，材長が長くなると，耐力低下が顕著になり，保有する変形能力が一定ではないことを示唆している．

3. 2. 2 変形性能の比較

図 8 に塑性変形倍率－幅厚比関係，図 9 に最大塑性変形角－幅厚比関係，図 10 に累積塑性変形角－幅厚比関係を示す．(a) $\lambda_y=100$ ，(b) $\lambda_y=170$ ，(c) $\lambda_y=210$ ，(d) $\lambda_y=250$ ，(e) $\lambda_y=350$ を示す．

図 8 より，幅厚比が大きいほど，材長が長いほど塑性変形倍率は低下する傾向を示す．これは，図 7 に示したように， W_F が同じであっても，細長比が大きい程耐力低下が著しいことと一致する．塑性変形倍率を検討する場合は，幅厚比だけではなく，細長比の影響も考慮する必要がある可能性がある．一方，図 9，10 より，最大塑性変形角および累積塑性変形角に関しても幅厚比が大きいほど最大塑性変形角は低下するが，梁材長の影響は，耐力や塑性変形倍率よりも顕著ではない．

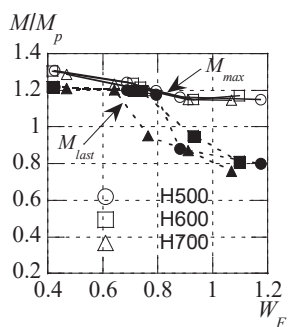
図 8～10 のデータを W_F 横軸にして(a)～(e)をまとめて，図 11 に示す．(a)は塑性変形倍率，(b)は最大塑性変形角，(c)は累積塑性変形角を示す．また，図 11(a)には文献 6)～10)に提案されている W_F と R の関係式(3)を実線で示す．

図 11(a)より， $W_F=0.4$ 近傍で提案式を下回っているデータがあるが，これは， $\lambda_y=250, 350$ の長い材長の梁である．このことから， R に関しては幅厚比だけではなく，細長比も影響すると考えられることから，横軸を $W_F \cdot \lambda_y$ として整理した図を図 12(a)に示す．長さのパラメータを入れることで，より傾向が鮮明になる．累乗関数で近似した式は式(4)であり，図中に示す．なお，近似式の妥当性に関しては，詳細な検討が必要である．

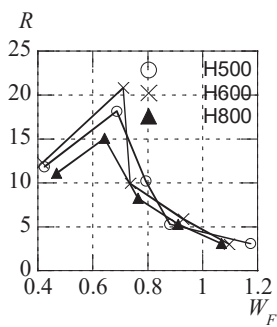
$$R = 32(\xi - W_F)^2$$
$$\frac{N}{N_y} < 0.3: \quad \xi = 1 - 0.6 \frac{N}{N_y}, \quad \frac{N}{N_y} \geq 0.3: \quad \xi = 0.82 \quad (3)$$

$$R = 6150(W_F \cdot \lambda_y)^{-1.5} - 1 \quad (4)$$

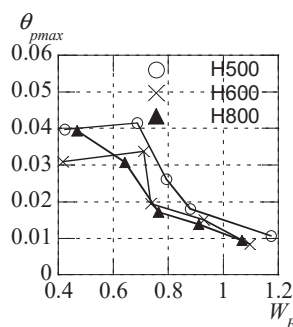
図 11(b)，(c)における横軸を $W_F \cdot \lambda_y$ として整理した図を図 12(b)，(c)に示す． R ほど λ_y の影響が顕著ではないが， $W_F \cdot \lambda_y$ で整理するとより傾向が明らかになる．これらの値を累乗関数で近似した式は式(5)，(6)であり，図中に示す．



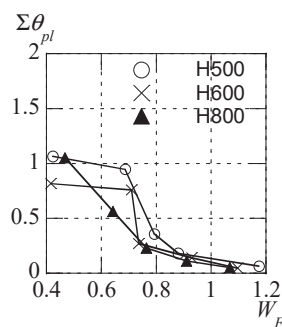
(a) $\lambda_y=100$



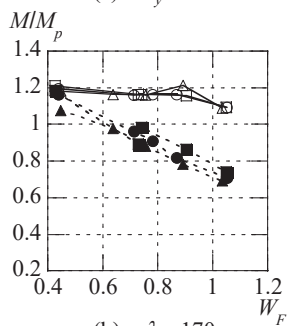
(a) $\lambda_y=100$



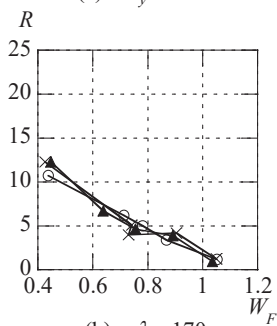
(a) $\lambda_y=100$



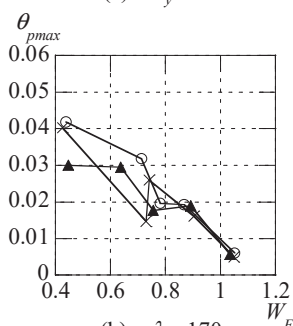
(a) $\lambda_y=100$



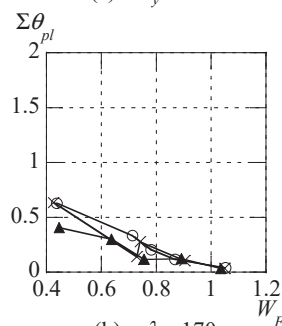
(b) $\lambda_y=170$



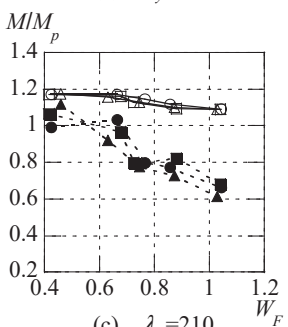
(b) $\lambda_y=170$



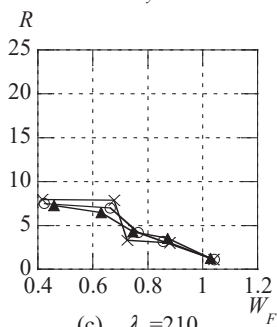
(b) $\lambda_y=170$



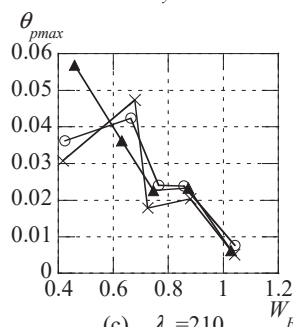
(b) $\lambda_y=170$



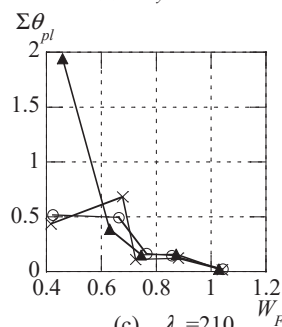
(c) $\lambda_y=210$



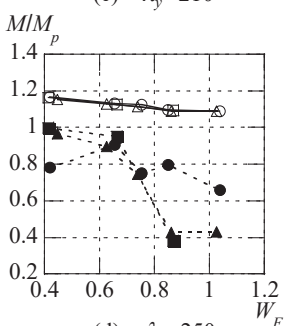
(c) $\lambda_y=210$



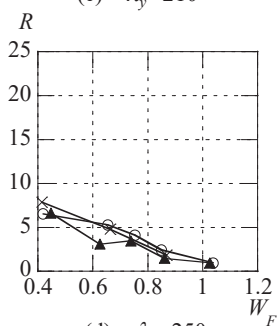
(c) $\lambda_y=210$



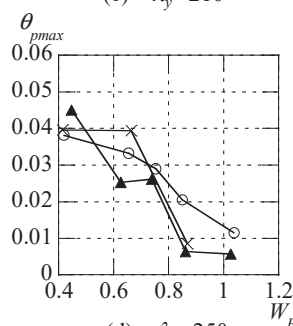
(c) $\lambda_y=210$



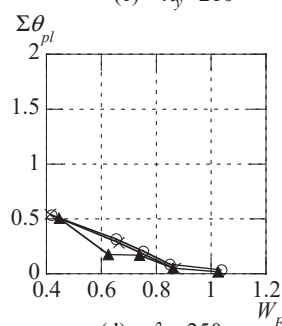
(d) $\lambda_y=250$



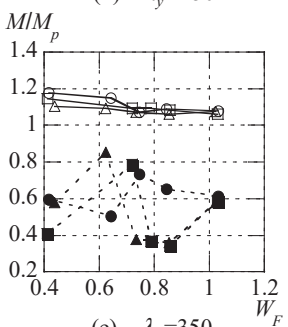
(d) $\lambda_y=250$



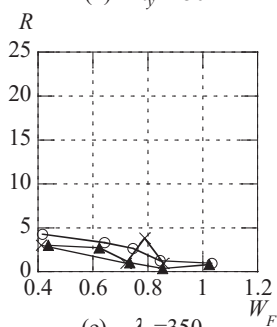
(d) $\lambda_y=250$



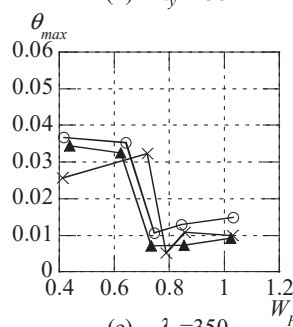
(d) $\lambda_y=250$



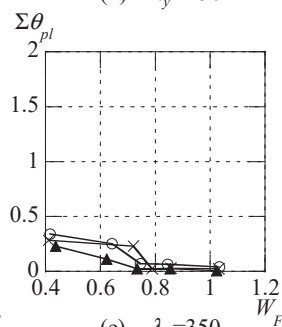
(e) $\lambda_y=350$



(e) $\lambda_y=350$



(e) $\lambda_y=350$



(e) $\lambda_y=350$

図7 最大・最終耐力

図8 累積塑性変形率

図9 最大塑性変形角

図10 累積塑性変形角

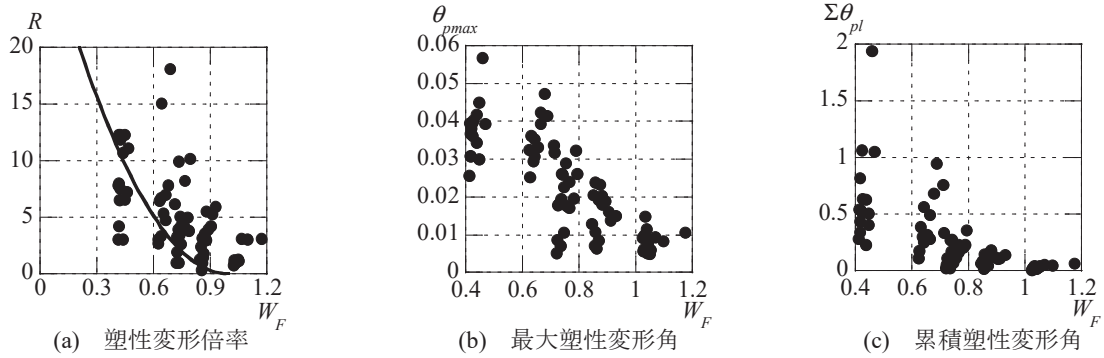


図11 塑性変形性能指標と W_F

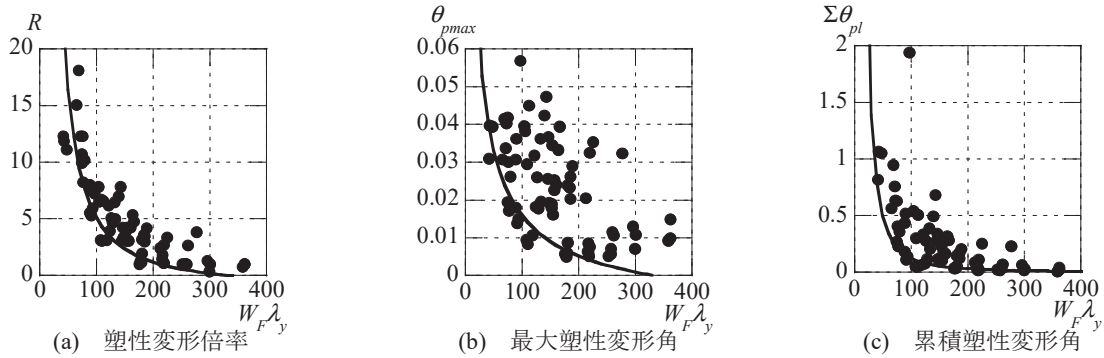


図12 塑性変形性能指標と $W_F \cdot \lambda_y$

$$\theta_{\max} = 0.7(W_F \cdot \lambda_y)^{-0.7} - 0.012 \quad (5)$$

$$\Sigma\theta_{\rho\max} = 1250(W_F \cdot \lambda_y)^{-2} \quad (6)$$

しかし、ここで対象とした梁において $W_F \leq 0.7$ であれば、 $R \geq 3$ 、 $\theta_{\rho\max} \geq 0.025\text{rad}$ 、 $\Sigma\theta_{\rho\max} \geq 0.1\text{rad}$ であると言える。

5. 結語

鋼構造塑性設計指針²⁾の横補剛規定を満足する梁を対象とした数値解析を行い、ここで対象とした断面、材長、幅厚比 W_F および解析条件において、梁が保有する性能を比較した。得られた知見は以下である。

- (1) いずれの断面、材長、幅厚比 W_F においても、最大耐力は全塑性モーメントを満足した。
- (2) 文献 2) に従う補剛材を配置しても、繰返し毎に耐力低下を生じた。しかし、ここで対象とした梁において $W_F \leq 0.7$ であれば、累積塑性変形倍率 $R \geq 3$ を満足していることを確認した。また、 $W_F \leq 0.7$ であれば、全塑性モーメントを維持できる最大塑性変形角 $\theta_{\rho\max}$ は 0.025rad 以上、累積塑性変形角 $\Sigma\theta_{\rho\max}$ は、 0.1rad 以上であることを示した。

- (3) R 、 $\theta_{\rho\max}$ 、 $\Sigma\theta_{\rho\max}$ と $W_F \cdot \lambda_y$ の関係を示し、その近似式を累乗関数で提案した。なお、近似式

の妥当性に関しては、引き続き検討する。

(4) 塑性変形倍率 R は θ_p で無次元化して算出される。断面が同じでも材長が長いほど θ_p は大きくなるため、材長が異なる梁において全塑性モーメント M_p を維持できる変形はそれほど変わらなくても、塑性変形倍率は顕著に小さくなる。一方、最大塑性変形角、累積塑性変形角は、耐力を維持して変形できる最大変形角を示し、基準化しないため、塑性変形倍率のように材長の影響を顕著に受けないことから、変形指標に適していると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会 構造委員会 鋼構造運営委員会：塑性設計法が魅せる新たな世界 ―鋼構造塑性設計指針の改定に向けて―，日本建築学会大会（近畿）パネルディスカッション資料，2014.9
- 2) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2017.2
- 3) 小川厚治，井上一朗，中島正愛，澤泉紳一：梁降伏型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能に関する研究，鋼構造論文集，No.537，pp.121-128，2000.11
- 4) 小川厚治，横山則幸：鋼構造ラーメン骨組の梁の必要塑性変形性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.547，pp.177～184，2001.9
- 5) 金尾伊織，戸来孝則，于征：梁の横補剛に関する各種設計規定の比較，鋼構造論文集，第22巻 第86号，pp.13-21，2015.6
- 6) 五十嵐規矩夫，王 韜：曲げせん断力及び軸力を受ける H 形断面構成板要素の弾性座屈耐力算定法，日本建築学会構造系論文集，No.613，pp.137～146，2007.3
- 7) 五十嵐規矩夫，王 韜：連成座屈を考慮した H 形断面梁部材構成板要素の幅厚比制限値評価法，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.629，pp.1117～1184，2008.7
- 8) 五十嵐規矩夫，小田部敏明，王 韜：ウェブ幅厚比の大きな H 形断面梁の塑性変形能力と座屈後繰返し挙動，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.646，pp.2345～2354，2009.12
- 9) 五十嵐規矩夫，末國良太，篠原卓馬，王 韜：鋼構造 H 形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.668，pp.1865～1872，2011.10
- 10) 五十嵐規矩夫，小田部敏明，王 韜：ウェブ幅厚比の大きな H 形断面梁の塑性変形能力と座屈後繰返し挙動，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.646，pp.2345～2354，2009.12
- 11) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010.2