

H形鋼組柱を外殻に使用した超高層架構システムの開発 その2 柱梁接合部の十字型加力実験

桐山 尚大 佐々木 聡
田原 健一 森 貴久^{*1}
平松 剛^{*1} 永雄 健一^{*1}

概 要

主として超高層建築物に用いることを主眼に置いた、従来のラーメン構造とは異なる架構形式を考案した。この架構システムは外周構面のせん断剛性を増大させ外殻の構造体に水平力を集中させることを意図し、2本のH形鋼を短い梁状の部材で接合し組柱を外周部の柱として配置している。その1では、1層の柱をモデル化した試験体に逆対称曲げ加力実験を行い、軸力比が全塑性耐力、最大耐力、および軸変形に対する影響について報告した。

本報その2では、部分架構および各構成部材の力学的挙動を確認することを目的とした実験について報告する。組立柱と梁からなる十字形部分架構で、柱と梁それぞれの反曲点位置までをモデル化した試験体に対して加力実験を行った。柱、梁、つなぎ梁のフランジ・ウェブの板厚、およびパネルの板厚をパラメータとして、各部材の耐力比と崩壊型(メカニズム)の関係、つなぎ梁が架構に与える影響について考察し、全塑性耐力、耐力比の評価を行った。

Study on structural system for high-rise buildings using coupled H-shaped columns at exterior frames part. 2 Summary and result of loading test on coupled columns joints

Abstract

A structural system for high-rise building that is different from the conventional moment frame is proposed in this paper. This system aimed to concentrate the lateral force into the exterior frame by using the coupled H-shaped column on the exterior frame joined with some short beams. In part1, shear loading tests on the coupled columns of one story were carried out. The plastic strength, ultimate strength and the axial deformation were evaluated under the influence of the axial force ratio.

In this paper, the experiment to examine the mechanical behavior of partial frame and each component. A loading experiments were performed on specimens modeled up to the position of the bending point of each of the pillar and beam in a cross-shaped partial frame composed of coupled columns and beams. The test parameters are the section of columns, beams, the thickness of the flange / web of the link-beam, and the plate thickness. The relationship between the strength ratio and the collapse mechanism of each member, the influence of the link-beam on the frame were examined, and the plastic strength and strength ratio were evaluated.

キーワード: 超高層建物, H形鋼組立柱
骨格曲線, 崩壊形
耐力比, 塑性率

^{*1} 大和ハウス工業 総合技術研究所

§1. はじめに

その1では、1層の柱をモデル化した試験体に逆対称曲げ加力実験を行い、軸力比が全塑性耐力、最大耐力、および軸変形に対する影響について報告した。

本報では、主として各部材の耐力比と崩壊型(メカニズム)の関係、つなぎ梁が架構に与える影響、部分架構および各構成部材の力学的挙動を確認することを目的に実験を行った。柱梁接合部実験の概要と結果について報告する。

§2. 実験概要

表1に試験体の諸元、図1に試験体形状、表2に素材試験結果を示す。試験体は組立柱と梁からなる12体の十字形部分架構で、柱と梁それぞれの反曲点位置までモデル化し、柱支点をそれぞれピン支持した。柱と梁の接合形式はNo. 3、5が柱貫通形式、それ以外は梁貫通形式とした。梁端接合部はウェブが高力ボルト(F14T)、フランジが溶接接合の現場混用継手とした。つなぎ梁と柱の接合はノンスラップ形式の溶接接合とした。梁とつな

ぎ梁はNo.9でHBL385、その他は全てSN490Bを用いたビルトHである。柱はNo.9でHBL385を用いたビルトH、No.10では角形鋼管(UBCR365)、その他は全てSN490Bを用いたビルトHである。なおNo.8は断面が1000x90mmのRCスラブを有する完全合成梁とした。またNo.3では接合パネルの表裏にt=9の補強PLを隅肉溶接して補強した。補強PLの効率は板厚の70%¹⁾と仮定した。

試験体の計画では柱、梁、つなぎ梁のフランジ・ウェブの板厚、およびパネルの板厚を調整し、各構成部材の耐力比を変化させた。これは種々のケースの耐力・変形性能および破壊モードを実験的に確認することを意図したものである。なおNo. 11の柱フランジ(FD)以外はFAまたはFRランクである。

加力計画を図2に示す。図1のように加力は梁先端のジャッキで与えた(矢印は正加力方向)。

また、試験体の安定のため微小な柱軸力を加えた。層間変形角は両側の梁鉛直変位の合計を加力点間距離で除した値とした。

表1 試験体一覧

No	梁	つなぎ梁	柱	パネル	鋼種	備考
1	BH-500x220x9x19	BH-500x220x19x19	BH-300x300x16x16	t = 28	SN490	柱貫通
2			BH-300x300x19x19			
3			BH-300x300x16x16	16+2PL-9		
4	BH-500x220x9x16	BH-500x220x9x19	BH-300x300x19x19	t = 19		柱貫通
5				t = 36		
6	BH-500x220x9x25	BH-500x220x9x19	BH-300x300x16x16	t = 19		合成梁 ^{*1}
7				t = 36		
8	BH-500x220x9x19	BH-500x220x19x19	BH-300x300x16x16	t = 28	HBL385	
9				□-300x300x9	t = 9	UBCR365 ^{*2}
10	BH-500x220x9x25	BH-500x220x9x19	BH-300x300x9x9	t = 28	SN490	
11	BH-500x220x9x19	BH-500x220x22x19	BH-300x300x19x19			
12	BH-500x220x9x19	BH-500x220x22x19	BH-300x300x19x19			

*1 鉄筋:SD295-D6@120、コンクリート強度:37.4 N/mm²。*2 柱の鋼種、他はSN490

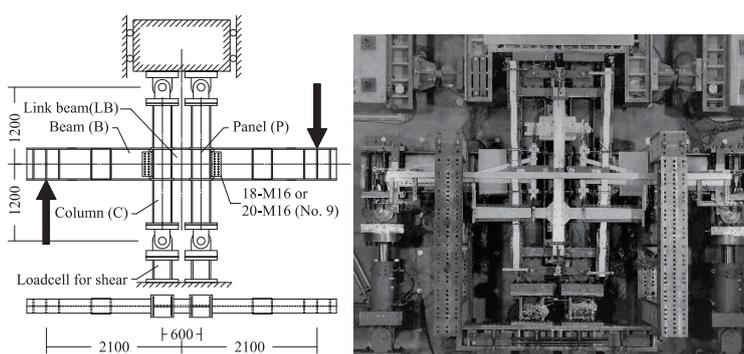


図1 試験体および加力方法

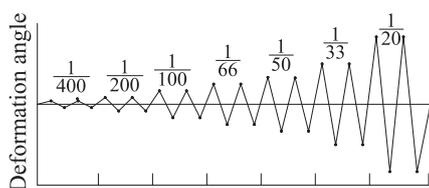


図2 加力スケジュール

表2 素材試験結果

t [mm]	鋼種	σ_y N/mm ²	σ_u N/mm ²	使用位置 ^{*1}	
9	SN490	336	533	8-Bw	
		385	524	11-LBw	
		389	551	Others	
16		343	535	All	
19		343	537	1-5、8、10-LBfw、11、12-LB	
		377	538	4、5-Cw、P、6-Cw、7-P	
22		355	523	Others	
25		362	531	All	
28		351	533	All	
36		356	527	All	
9		339	521	All	
9	HBL385	441	598	All	
		16	453	602	All
		19	420	612	All
28		456	604	All	
9	UBCR365	471	549	All	

*1 (試験体No.)-(断面)(部位)。f:フランジ、w:ウェブ。

§3. メカニズム時層せん断力の評価方法

メカニズム時層せん断力 cQ_p の計算方法を示す。計算に用いた材料強度 σ_y は素材試験結果を用いた。以下の方法で各部材の応力を求め、想定箇所以外が降伏していないことを確認し、2本の柱のせん断力の和を cQ_p とした。

(1) 梁降伏型 (No.1~5, 8~10, 12)

各部材を弾性とし、梁端フェース位置での曲げモーメントが $M_{pB} = Z_p \cdot \sigma_y$ (フランジ、ウェブの σ_y の違いを考慮) となるときは接合パネルを含む全部材の応力を求めた。No.8では合成梁の正曲げと負曲げの平均値を M_{pB} とした。

(2) 梁・つなぎ梁降伏型 (No. 6)

つなぎ梁のフェースモーメント $M_{yLB}^{(2)}$ は、

$$M_{yLB} = A_{SLB} \cdot \sigma_y l_1 / 2\sqrt{3} + 2Z_{pLB, f} \sigma_y$$

$$= Q_{yLB} l_{LB} / 2 + 2Z_{pLB, f} \sigma_y \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 A_{SLB} : つなぎ梁ウェブの断面積(フランジ内法)、 $Z_{pLB, f}$: つなぎ梁フランジ単独の塑性断面係数、 Q_{yLB} : つなぎ梁の降伏せん断力、 l_{LB} : つなぎ梁内法長さ、柱1本の節点モーメント、軸力は以下の式とした。

$$M'_C = (M'_{pB} + M'_{yLB}) / 2 \dots \dots \dots (2a)$$

$$N_C = (Q_{pB} + Q_{yLB}) / 2 \dots \dots \dots (2b)$$

ここに M'_{pB} : 大梁の節点モーメント、 M'_{yLB} : つなぎ梁の節点モーメント、 Q_{pB} : 大梁の M_{pB} 到達時せん断力。

(3) パネル・つなぎ梁降伏型 (No. 7)

パネルモーメントとつなぎ梁せん断力がそれぞれ M_{yP} 、 Q_{yLB} になると仮定した。 M_{yP} は V_P をパネル体積(フランジ芯間)として下式とする。

$$M_{yP} = V_P \sigma_y / \sqrt{3} \dots \dots \dots (3)$$

梁せん断力を Q_B 、パネル面における梁およびつなぎ梁の曲げモーメントを M_B^* 、 M_{LB}^* 、柱せん断力を Q_C 、パネル高さ(フランジ芯間)を h_P とし、下式より Q_C を求める。

$$M_B^* + M_{LB}^* - Q_C h_P = M_{yP} \dots \dots \dots (4)$$

(4) つなぎ梁・柱降伏型 (No. 11)

柱一本の軸力が N_C のとき、柱の降伏時に負担する曲げモーメント(節点位置)は下式による。

$$M'_C = a M_{yC} (1 - N_C / N_{yC}) \dots \dots \dots (5)$$

ここに M_{yC} : 柱の降伏曲げモーメント、 N_{yC} : 柱の降伏軸力、 a : フェースモーメントと節点モーメントの比。

つなぎ梁の節点モーメントは (l_{LB} : 柱芯間距離)

$$M'_{LB} = Q_{yLB} \cdot l_{LB} / 2 + 2Z_{pLB, f} \sigma_y \dots \dots \dots (6)$$

梁の節点位置での曲げモーメント M'_B は、

$$M'_B = 2M'_C - M'_{LB} \dots \dots \dots (7)$$

梁せん断力 Q_B は梁の節点までの長さを l_B とすると、

$$Q_B = M'_B / l_B \dots \dots \dots (8)$$

N_C は式(9)より求めた。

$$N_C = (Q_B + Q_{yLB}) / 2 \dots \dots \dots (9)$$

§4. 実験結果

図3に各試験体の層せん断力—層間変形角関係を示す。また表3にメカニズム時層せん断力の実験値 (EQ_p) と計算値 (cQ_p)、降伏の発生順序、最大耐力 EQ_u と破壊モードを示す。なお図3中の Δ は梁フランジの破断時の点を、 \circ は EQ_p の点を示す。なお B_f 、 C_f : 梁・柱の曲げ降伏、 LB_s 、 P_s : つなぎ梁・パネルのせん断降伏を示す。

基本試験体 No. 1 では 1/100 rad で梁が降伏し、1/66 rad でつなぎ梁が、1/33 rad でパネルがせん断降伏した。1/50 rad で梁端フランジの溶接止端部、スカラップ底にそれぞれ 5mm、7mm 程度の亀裂が生じ、その後の加力により亀裂が進展した。そして 1/20 rad で梁のフランジ・ウェブが局部座屈した後に梁フランジが破断した(写真1)。破断はスカラップ底の亀裂が起点と考えられる。梁降伏が先行した No. 2, 3, 10 は No. 1 と概ね同様の破壊過程であり No. 9, 12 ではパネルとつなぎ梁の降伏は生じなかった。

つなぎ梁ウェブの薄い No. 6, 7 ではつなぎ梁のせん断降伏が梁に先行した(1/100 rad 加力中)。No. 7 ではパネルが 1/66 rad で降伏した。両者ともウェブの微小な座屈が生じたがフランジの局部座屈は発生せず破断直前までスカラップ底に亀裂は見られなかった。

パネルが薄い No. 4, 5 では梁の全塑性(1/100 rad)に続きパネルが降伏した(それぞれ 1/50, 1/33 rad 加力中)。No. 4 ではパネル降伏は No. 1 より早く出現した(写真2)。

柱のフランジ厚・ウェブ厚が薄い No. 11 ではつなぎ梁のせん断降伏(1/100 rad)に続き、柱が降伏した(1/66 rad)。その後、柱に著しい局部座屈が生じ、徐々に耐力が低下した(写真3)。梁フランジは破断しなかった。

No. 8 はスラブによる中立軸の上昇および上フランジの変形拘束効果により、梁の下フランジにのみスカラップ底に亀裂(1/100 rad 加力中)が生じ、その後破断した。スラブのつなぎ梁が取付く付近にひび割れは少なかった。

§5. 実験結果の考察

5.1 各部材の耐力の評価

図4に各部材の正側のスケルトン曲線³⁾を示す。スケルトン曲線は、実験から得られた各部材のモーメント—変形角関係(部材が複数あるものは、平均した変形角)より作成している。

梁(No.8以外)の全塑性耐力実験値(添字E)については、接線剛性が初期剛性1/5の時とし、No. 8については、変形角が0.02 rad時の接線剛性と初期剛性の交点とした²⁾。また、パネル・つなぎ梁の全塑性耐力についても、折れ点が明瞭な No. 11 以外は、No. 8 と同様の方法とした。柱の全塑性耐力実験値については、全塑性耐力に至る前に局部

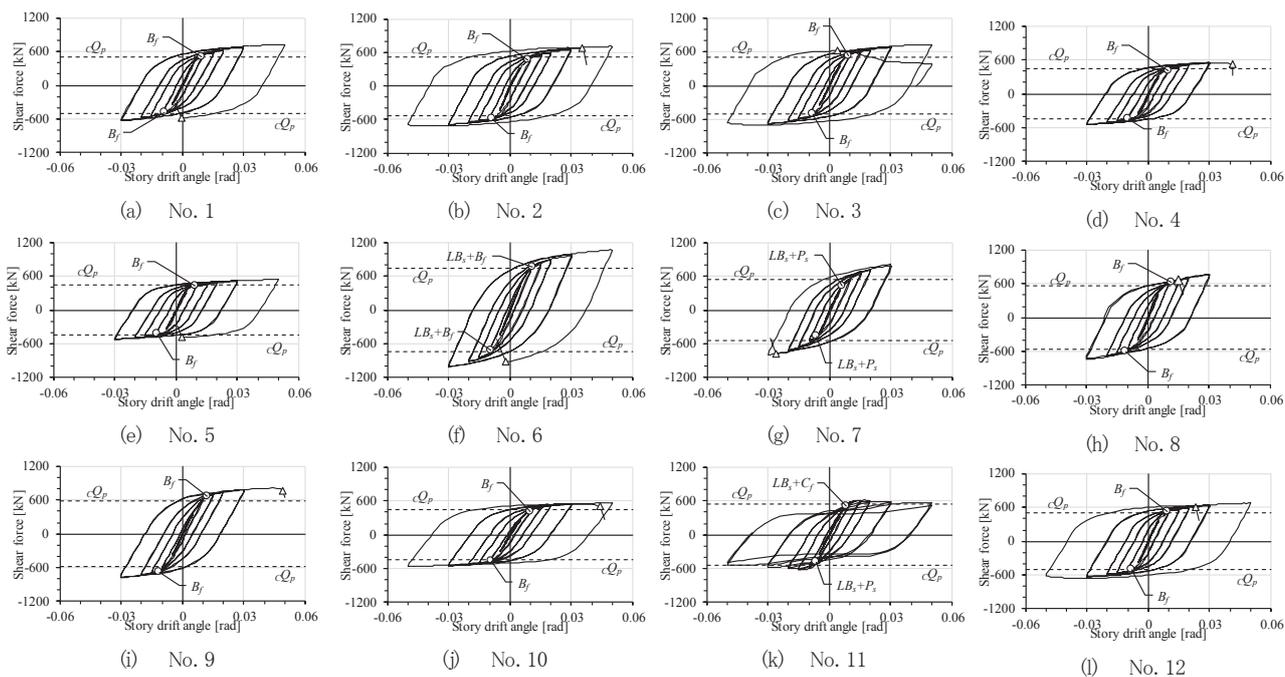


図3 荷重変形関係



写真1 No. 1の状況

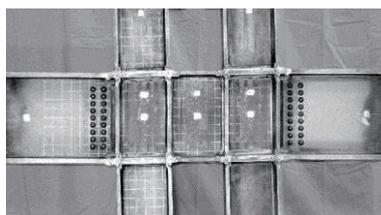


写真2 No. 4の状況

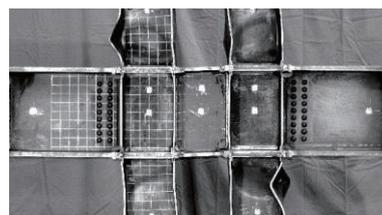


写真3 No. 11の状況

表3 耐力と崩壊形・破壊モードの計算値と実験結果

No.	メカニズム								終局		
	計算		$E Q_p$ [kN]	実験					$E Q_u$ [kN]	破壊モード	
	$c Q_p$ [kN]	崩壊形		崩壊形*1							
			~1/200	1/100	1/66	1/50	1/33	1/20			
1	503	B_f	507		B_f	LB_s		P_s		675	梁破断
2	527	B_f	516		B_f				$LB_s \cdot P_s$	713	梁破断
3	501	B_f	528		B_f			LB_s	P_s	716	梁破断
4	453	B_f	413		B_f			P_s		551	梁破断
5	453	B_f	412		B_f			$LB_s \cdot P_s$		530	梁破断
6	748	$LB_s \rightarrow B_f$	789		$LB_s \cdot B_f$			P_s		1045	梁破断
7	537	$P_s \rightarrow LB_s$	606		$P_s \cdot LB_s$			B_f		807	梁破断
8	567	B_f	629			$B_f \cdot LB_s$	P_s			756	梁破断
9	592	B_f	676		B_f					795	梁破断
10	455	B_f	448			B_f	LB_s		P_s	561	梁破断
11	550	$LB_s \rightarrow C_f$	591		LB_s	C_f				624	柱座屈
12	513	B_f	504		B_f					671	梁破断

*1 B_f : 梁曲げ降伏、 LB_s : つなぎ梁せん断降伏、 P_s : パネルせん断降伏、 C_f : 柱曲げ降伏

座屈が発生し耐力低下したため表記していない。計算値(添字C)については、その4と本報4章に示す。

図4 aよりNo.7と11以外では、梁の変形が大きく、全塑性耐力について、実験値と計算値は良好に対応している。

No. 7ではパネルの変形が大きく損傷が大きい。図4 bより

塑性耐力について、実験値と計算値は良好に対応する。

図4 cよりNo.11(柱フランジがFD)では局部座屈が発生し、 $c M_{p,c}$ に達する前に柱が耐力低下した。

図4 dよりつなぎ梁が先行して降伏するNo.6、11試験体については、実験値が高い結果となった。

5.2 各部材の損傷

図5にピーク時における各部材のスケルトン曲線の変形を下式により塑性率とした値の推移を示す。

$$sk\mu_{C(B,P)} = \frac{skR_{C(B,P)} + sk\bar{R}_{C(B,P)}}{2 \cdot cR_{pC(B,P)}}$$

ここで、

$skR_{C(B,P)}$: 柱(梁、パネル)の正側スケルトンの変形角

$sk\bar{R}_{C(B,P)}$: 柱(梁、パネル)の負側スケルトンの変形角

$cR_{pC(B,P)}$: 柱(梁、パネル)の降伏変形角(計算値)

なお、No. 11については、左右パネル(P_N 、 P_S)の変形が異なるため、分けて示す。

すべての試験体において、1/100 rad程度でいずれかの部材が塑性率1を上回っており、損傷が生じている。

No. 3はダブルプレート補強の補強効率を0.7とした場合のパネルの有効厚がNo. 1とほぼ同じだが、No. 1よりパネルとつなぎ梁の変形が小さい。パネルについては、ダブルプレート補強の補強効率が0.7より大きいと思われる。一方、パネル剛性が大きいと梁からの入力される節点モーメントの柱への分配が大きくなり、つなぎ梁へ分配が小さくなるので、つなぎ梁の変形が小さくなったと思われる。

スラブを有するNo. 8とNo. 1を比較すると、合成梁効果による耐力上昇のため、梁変形が小さく接合部パネルとつなぎ梁の塑性率が大きい。

パネル・つなぎ梁降伏型のNo. 7では、パネル・つなぎ梁の塑性率の上昇が大きく、梁・柱の塑性率が小さい。

つなぎ梁・柱降伏型のNo. 11では、柱が局部屈曲で耐力低下したため、スケルトン変形が小さい。また、パネル・つなぎ梁ではスケルトン変形が大きく梁では小さい。

5.3 柱梁耐力比とパネル梁耐力比

本架構は、つなぎ梁を含むメカニズムが生じるため、下式の耐力比を考える。

柱梁耐力比

$$\alpha_1 = \frac{\sum M_{pC}}{M_{pB} + M_{pLB}} \dots\dots\dots (1)$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum M_{pC}}{M_{pB}} \dots\dots\dots (2)$$

$$\alpha_3 = \frac{\sum M_{pC}}{M_{pB} - M_{pLB}} \dots\dots\dots (3)$$

パネル梁耐力比

$$\alpha_4 = \frac{\sum M_{pP}}{M_{pB} + M_{pLB}} \dots\dots\dots (4)$$

$$\alpha_5 = \frac{\sum M_{pP}}{M_{pB}} \dots\dots\dots (5)$$

$$\alpha_6 = \frac{\sum M_{pP}}{M_{pB} - M_{pLB}} \dots\dots\dots (6)$$

ここで、

$M_{pC} = 1.14Z_{pC} \cdot \sigma_y \cdot (1 - N_c/N_{yc})$: 柱の全塑性モーメント

α_1 、 α_4 はそれぞれの接合部まわりについて、つなぎ梁と梁

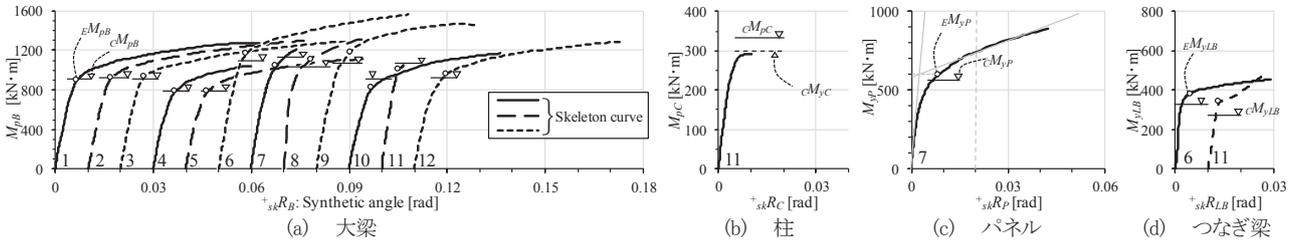


図4 各部材のスケルトン曲線

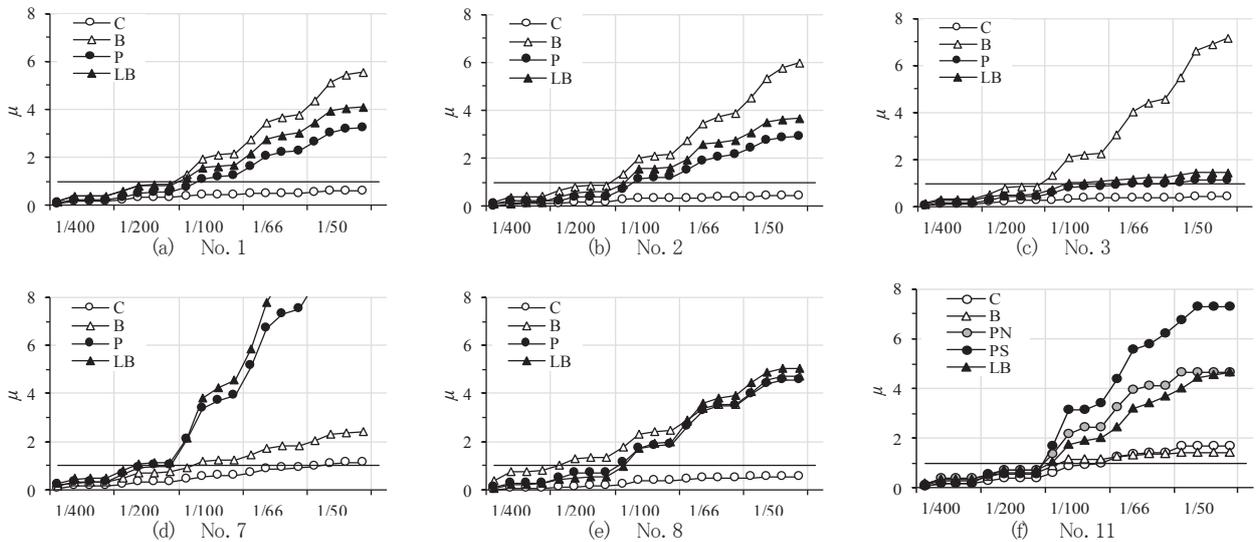


図5 各部材のスケルトン塑性率の推移

表4 耐力比

No.	柱梁耐力比			パネル梁耐力比		
	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6
1	0.90	1.17	1.67	0.66	0.86	1.23
2	1.14	1.48	2.13	0.66	0.86	1.23
3	0.89	1.16	1.66	0.70	0.91	1.31
4	1.33	1.79	2.75	0.57	0.77	1.19
5	1.31	1.78	2.75	0.57	0.78	1.20
6	1.10	1.25	1.47	0.75	0.86	1.00
7	1.12	1.24	1.48	0.48	0.53	0.64
8	0.78	0.99	1.33	0.60	0.75	1.01
9	1.01	1.33	1.97	0.73	0.96	1.42
10	0.80	1.04	1.50	0.59	0.76	1.10
11	0.52	0.60	0.69	0.64	0.73	0.84
12	1.03	1.40	2.22	0.63	0.86	1.35

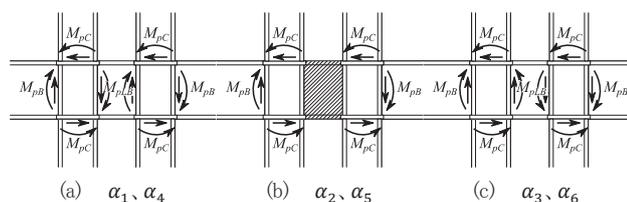


図6 耐力比の考え方

が同じ方向のモーメントであると考えて求めた(図6(a))。 α_2 、 α_5 は、つなぎ梁が降伏しないものとして求めた(図6(b))。 α_3 、 α_6 は、つなぎ梁のモーメントが大梁と逆の方向であることを鑑みて負とした(図6(c))。

表4に上式による柱梁耐力比とパネル梁耐力比を示す。図7、図8に、柱梁耐力比およびパネル梁耐力比と、スケルトン塑性率の関係を示す。

図7を見ると、概ね α が1を超える範囲で梁の塑性率が1を超えており、No. 7、11以外の梁降伏型では梁の塑性率4以上と充分塑性化している。 α_1 (□)については、 α_1 が1未満で塑性化している場合もある。 α_2 (●)に注目すると、プロットが概ね $\alpha_2 \geq 1$ の範囲で、No. 7(パネル降伏)を除き梁の塑性率が十分に大きく、梁降伏先行の検討に対しては概ね有効である。

図8(a)を見ると、 α_6 (△)が1を超える範囲でもパネルの塑性率が1を超えるため、パネル降伏の評価式としては不適切である。 α_5 (●)に注目すると、 α_5 が大きくなるにつれてパネルの塑性率が下がり、 α_5 が最も小さいプロットも塑性率が1をわずかに超える程度である。また、梁の塑性変形についてはいずれも大きく、接合部パネル降伏の有無を検討する指標としては概ね有効である。

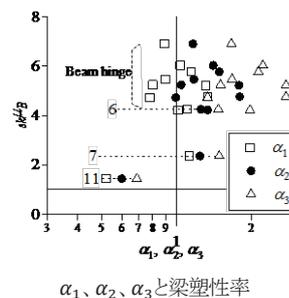
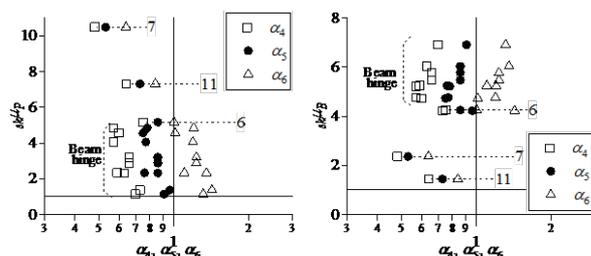


図7 柱梁耐力比と梁のスケルトン塑性率



(a) α_4 、 α_5 、 α_6 とパネル塑性率 (b) α_4 、 α_5 、 α_6 と梁塑性率

図8 パネル梁耐力比と各部材のスケルトン塑性率の関係

§6. まとめ

- (1) 在来工法とは異なる柱梁接合部において、梁先行降伏を実験的に確認でき、概ね設計どおりのメカニズムとなる。
- (2) 柱梁接合部の各部材の全塑性耐力については、実験値と計算値は概ね良好に対応した。
- (3) 柱梁耐力比、パネル梁耐力比それぞれ3つの評価式について、塑性率との関係を示した。

参考文献

- 1) 桑村仁:鋼構造の性能と設計、共立出版、p.315、2002.11.
- 2) 田中清、佐々木康人:極低降伏点鋼を用いたせん断パネル型ダンパーの履歴特性と性能評価法、パッシブ制振構造シンポジウム2000、東京工業大学建築物理研究センター、pp.181-202、2000.3
- 3) 加藤勉、秋山宏、山内泰之:鋼材の応力-ひずみ履歴曲線に関する実験則、1973.10.

ひとこと

新しい構造形式を提案すると共に、実物件への早期適用を願うばかりです。また今後は、生産性を向上させる、新たな構造形式も提案していきたいと思ます。



桐山尚大