RCST 構法による段差梁柱接合部の静的載荷実験

澤口	香織	山野辺	宏治	小倉	賢人	菅野	英幸
(技術	衍研究 所)	(技行	術研究 所)	(设計本部)	(]	設計本部)

Static Loading Tests on Offset Beam-Column Joints Constructed by RCST Composite System

Kaori Sawaguchi, Koji Yamanobe, Kanato Ogura and Hideyuki Kanno

RCST (Reinforced Concrete Steel Tube)構法とは、現場溶接作業を要さない施工合理化構法である。本構法では、柱 と接合部内部に打設するコンクリートおよび接合鉄筋によって上下階を接合する。適用範囲拡大のため、床段差を伴う 建築計画に対して有用な、段差梁を用いた RCST 十字形接合部について静的載荷実験を行った。段差梁接合部の荷重変 形関係や破壊性状などの基本的性能を把握すると共に、接合部構成要素の応力分布と接合部せん断力分担状況を分析し、 段差梁接合部のせん断設計法を検討した。

The composite frame system known as RCST (Reinforced Concrete Steel Tube) allows columns and beams to be jointed without welding. Concrete is cast inside the tubes and connecting rebars are arranged through upper/lower columns and the joints, leading to improved building construction productivity. In order to extend the range of application, the authors have performed static loading tests on interior offset RCST joints where beams join columns at different levels, an effective design option for architectural planning with floors on varying levels. This paper describes the behavior modes and failure processes of these joints. An investigation of the stress distribution and shear force balance among elements of the joints leads to a design method for evaluating the shear capacity of offset RCST beam-column joints.

1. はじめに

RCST(Reinforced Concrete Steel Tube)構法は 現場溶接不要の施工合理化構法であり、中小規模 の建物に限定して適用されてきた。近年、適用範 囲の拡大を目指し、一層の接合部合理化と高耐力 化を図った実験的検討を行っている。本報では床 段差を伴う設備計画に対し経済性の高い段差梁構 法について、段差接合部の基本性状、従来の設計 法の適用性を検討した結果を報告する。



2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体諸元とコンクリートの圧縮強度一覧を表 -1に、試験体の寸法形状と接合部詳細を図-1お よび図-2に、鋼材の材料特性を表-2にそれぞれ 示す。試験体は直交梁を含む縮尺 50%の梁貫通形 式柱梁部分架構4体とした。柱径Φ450mm、柱鋼 管および接合部ふさぎ板(SS400)の厚さ 3.2mm、 梁鉄骨(SN490B)の断面寸法450×170×9×36mm、 梁段差量(梁せいの0.5倍で225mm)は共通である。 12本配筋した接合鉄筋のコンクリートかぶり厚さ は15mmで、梁鉄骨とのあきは5mmとした。

実験変数は接合部ふさぎ板の仕様とコンクリート 圧縮強度とした。試験体 No.1~No.3 は接合部ふさ ぎ板を梁フランジが貫通しており、コンクリート圧 縮強度をそれぞれ 24N/mm²、60N/mm²、90N/mm² とした。これに対し試験体 No.4 では梁フランジは接 合部ふさぎ板を貫通せず、コンクリート強度は試験 体 No.2 と同じ 60N/mm²とした。段差のない場合に

				15					() N		
		柱					終局問	時柱せん断力	1++ 1 +11	+++ 450 55	
封驗休	仍主导	从汉	đ n	拉入建位	献力	定差長	接合部	梁	柱	拔 合 部 ウ _エ ブ 国	杜 婀 官 板 厚
时间大学	权左里	$D_{\alpha}(m,m)$		(番粄)	平山ノJ (1-NT)		cQ_{iu}	cQ_{bu}	cQ_{cu}	(mm)	100字
		Dc(mm)	(N/mm²)	(推測)	(KIN)	(mm)	$(_{c}Q_{ju}/_{c}Q_{cu})$	$(_{c}Q_{bu}/_{c}Q_{cu})$	-	(11111)	(mm)
No.1			31.2		1447	1070	583.5	791.9	402.8	4.5	
フランジ貫通			(24N)	12-D19	1447	1447 1070	(1.45)	(1.97)		4.0	
No.2	ふよいの		65.5	(SD490)	2020	745	773.4	791.9	575.9	C	
フランジ貫通	楽せいの	450	(60N)		3039	745	(1.34)	(1.38)		0	
No.3	(225mm)	400	100	12-D19	4650	675	940.9	791.9	780.8	C	0.4
フランジ貫通	(22011111)		(90N)	(USD685)	4650	675	(1.21)	(1.01)		0	
No.4			65.5	12-D19	2020	745	773.4	791.9	575.9	G	
フランジ非貫通			(60N)	(SD490)	2029	740	(1.34)	(1.38)		0	

表-1 試験体諸元

※梁断面(SN490B)は共通:BH-450×170×9×36、梁短期耐力 *cQby*=698kN ※終局耐力は材料試験結果を、短期耐力は材料試験結果を 1.1 で除したものを材料強度として求めた



接合部降伏が先行するよう、接合部内の梁ウェブ厚 は通常部と比べ薄く設定した。試験体 No.3 の接合鉄 筋には D19(USD685)を用い、その他の試験体には D19(SD490)を用いた。梁の全塑性モーメントは鋼構 造塑性設計指針(3.3.10)式より算定し、梁の危険断面 は接合鉄筋位置とした。柱の曲げ終局耐力は ACI 法 による断面解析で求めた。なお、ストレスブロック 係数には試験体 No.1 では設計マニュアル¹⁾通りの値 を、試験体 No.2~No.4 では ACI 規準の値 ²⁾を用い た。段差梁接合部の作用せん断力は図-3 に示す分 布を想定し、接合部高さ方向中央(中段)に作用する接 合部せん断力 pmQは式(1)、式(1)中の柱せん断力 cQおよび梁引張力 bTは下式(2)~(6)によって求めた。

$${}_{pm}Q = {}_{b}T_{t1} + {}_{b}T_{b2} - {}_{c}Q \tag{1}$$

$$_{c}Q = (_{c}Q_{t} + _{c}Q_{b})/2 \tag{2}$$

$${}_{c}Q_{t} = M_{bu1}/(L_{0}/2 + d_{L}) \cdot L/H$$
(3)



表-2 鋼材の材料特性

名称	部位	鋼種	降伏 強度 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)	縦弾性 係数 (kN/mm ²)	破断 伸び (%)
PL4.5	接合部ウェブ(No.1)	SN490B	400	563	200	24.4
PL6	接合部ウェブ(他)	SN490B	392	555	201	29.1
PL36	梁フランジ	SN490B	346	516	198	30.1
PL9	梁ウェブ(共通)	SN490B	364	530	200	26.6
PL3.2	柱鋼管&ふさぎ板	SS400	344	463	206	31.7
D19	接合鉄筋	SD490	534	765	185	14.1
D19	接合鉄筋	USD685	719	909	187	13.0

$${}_{b}T_{t1} = M_{bu1}/s_d \cdot (L_0/2 + d_1)/(L_0/2 + d_L)$$
(4)

$${}_{c}Q_{b} = M_{bu2}/(L_{0}/2 + d_{L}) \cdot L/H$$
(5)

$$_{b}T_{b2} = M_{bu2}/s_{d} \cdot (L_{0}/2 + d_{1})/(L_{0}/2 + d_{L})$$
 (6)

ここに、 M_{bu1}, M_{bu2} : 上梁(1)・下梁(2)の危険断 面に作用する曲げモーメント、 s_d : 梁フランジ芯 間距離(414mm)、 d_1 : 梁端から最外端接合鉄筋中 心までの距離(57.9mm)、 d_L : 梁端から危険断面 までの距離(57.9mm)、 L_0 : 梁クリアスパン (3950mm)、L: 梁スパン(4400mm)、H: 階高 (2700mm)とする。



$ \frac{B間変形 \beta}{R(\%)} \pm 0.125 \pm 0.25 \pm 0.50 \pm 1.0 \pm 1.5 \pm 2.0 \pm 3.0 \pm 5.0 $	サイクル	1	2,3	4,5	6,7	8,9	10, 11	12	13
	層間変形角 R(%)	±0.125	± 0.25	± 0.50	±1.0	± 1.5	±2.0	±3.0	± 5.0

2.2 加力および計測計画

加力履歴を表-3に示す。試験体の加力は層間変 形角 Rによる変位制御の正負交番繰返し載荷とし た。柱の上下反曲点位置に水平反力を取り、柱頭 に軸力比 0.3 の一定軸力(試験体 No.1:1447kN、 No.2 および No.4:3039kN、No.3:4650kN)を載荷 した状態で、両梁の反曲点位置に上下逆方向で同 じ大きさの鉛直変位を与えた。柱軸力の算定には コンクリート圧縮強度を用いた。層間変形角 Rは、 接合部芯に対する両梁反曲点の相対鉛直変位を 2200mm(梁スパン Lの 0.5 倍)で除して求めた。試 験体各部の相対変位は、柱上下の反曲点位置で単 純支持した計測フレームから計測した。

各部の応力状態を把握するため、接合鉄筋、柱 鋼管、接合部ふさぎ板、梁フランジおよびウェブ のひずみを計測した。接合鉄筋や梁フランジには1 か所につき表裏2枚の1軸歪ゲージを、その他の 部材には2軸または3軸歪ゲージを貼付した。

3. 実験結果

3.1 破壊過程と荷重変形関係

実験結果一覧を表-4 に、柱せん断力-層間変 形角関係を図-4 にそれぞれ示す。いずれの試験 体も R=0.5%前後に接合部内の梁ウェブが、 R=0.8%頃に接合部ふさぎ板がそれぞれせん断降 伏した。接合部中段(高さ225mm)の短期せん断耐 力に到達後、柱曲げ降伏(試験体 No.3 以外)や梁曲 げ降伏(試験体 No.3)が先行したため、最大荷重は 柱曲げ終局耐力や梁曲げ短期耐力に到達したが接 合部中段の終局せん断耐力を10~30%下回った。

接合部ふさぎ板を梁フランジが貫通している試 験体 No.1(24N)では、層間変形角 R = -2.0%以降 に履歴曲線がスリップ性状を呈し、荷重が横ばい となった。また柱端部の柱鋼管と接合部ふさぎ板 間の目開きが R = 1.0%以降に顕著となった。一方、 試験体 No.2(60N)、試験体 No.3(90N)および試験 体 No.4(フランジ非貫通で 60N)の履歴曲線にス リップ性状は見られなかった。また、試験体 No.2 と No.4では $R = 1.2 \sim 1.5$ %頃に柱曲げ降伏(接合鉄 筋の降伏)と同時に梁曲げ降伏がそれぞれ発生したた め、ピーク荷重が低下した。

接合部内部のコンクリートの損傷状況を写真-1 に示す。ひび割れ本数はコンクリート強度が高いほ ど多く、斜め方向のせん断ひび割れは、軸圧縮力に 対して面外にはらみ出す事で発生する縦方向のひ び割れに比べて少なかった。このように、内部コン クリートはせん断終局状態に到達したとは考えづ らい損傷状況であり、接合部よりも柱や梁部材が先 に終局状態に達したと推察できる。

表-4 実験結果一覧

		実験結果										計算耐力					
		接合部		接合	計部	柱接合	合鉄筋	梁フランジ 降伏		最大荷重		※ 4	接合部	柱曲に	ザ終局	接合部終局	
試験	体	ふさぎ	板降伏	ウェン	ブ降伏	降伏						破壞	短期	荷重	耐力比	荷重	耐力比
		R	cQ	R	cQ	R	cQ	R	cQ	R _{max}	cQ_{max}	形式	cQ_{jy}	cQ_{mu}	cQ_{max}	cQ_{ju}	cQ_{max}
		%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN		kN	kN	$/cQ_{\rm mu}$	kN	cQ_{ju}
N 1 II	Ħ	0.72	298.2	0.40	152.0	I		2.37	390.5	1.52	417.0	C	970 C	109.9	1.04	500 F	0.71
10.1	負	_	_	_		-1.83	-392.8	_		-1.52	-415.2	C	570.0	402.8	1.03	000.0	0.71
No 9	Æ	0.79	431.7	0.40	261.8	1.29^{*}	$^{3}582.4$	1.13	538.5	1.84	660.8	C	505.0	575.0	1.15	779.4	0.85
INO.2	負	—	-	-	-	-1.15*	$^{3}560.6$	-1.25	-586.4	-2.00	-641.4	U	505.0	070.9	1.11	113.4	0.83
No.3 正 負	正	0.88	525.8	0.58^{*2}	384.6	1.71^{*}	$^{3}766.0$	1.34	690.6	2.86	834.9	DC	<u>coc 0</u>	790.9	1.07	040.0	0.89
	負	_	_	_	-	_		-1.22	-677.3	-3.02	-830.1	ЪC	020.9	100.0	1.06	940.9	0.88
No.4 正 負	Æ	0.78	421.3	_	_	_	_	1.05	501.6	1.98	652.3	C	505.0	575.0	1.13	779.4	0.84
	負	_	_	-0.42^{*2}	-166.9	-1.52	-610.0	-1.23	-561.6	-2.03	-641.6		0.606	070.9	1.11	113.4	0.83

※1 R=1.5%載荷中、※2 R=+1.0%または-1.0%載荷中、※3 圧縮降伏、※4 C:柱降伏先行/B:梁降伏先行



※計測不良

<u>正加力</u>

■梁

■柱

■接合部

※計測不良

※計測不良

4

計測点

上段

下段

/**T**1

2 中段

B1

負加力

3

450

630

.M1

Ma

(b) 高さ方向の計測点

4

3

No.3

No.2

No.1

No.4

No.3

No.2

No.1

層間変形角

R%

層間変形角

2

130

B₂

+2.0(2)

+1.0(2)

+3.0(1)+2.0(2)+1.0(2) +3.0(1)

+2.0(2)

+1.0(2)

-30(1)

-2.0(2)

1.0(2)

3.0(1)

-2.0(2)

-2.0(2)

-1.0(2)

3.0(1)

-2.0(2)

-1.0(2)

0

450

550

様変形する範囲

(a) 接合部全体

1.0(2)3.0(1) 0

m,

1

-

1

計測点

τ₁

2 •

B1

50

130

各部材による層間変形角 R(%)

225

B₂

図-6 接合部パネルの定義と計測点

図-5 全体変形の分離結果

各部材による層間変形角 R(%)

2

※計測不良

M2.

M₂

2

全体変形を柱、梁、接合部による変形成分に分 離した結果を図-5 に示す。変形分離の際は、段 差接合部全体が図-6(a)のように一様せん断変形 するとみなし、各部材の変形性状を図-7のよう に仮定した。層間変形角 R=3.0%以降は、全試験 体において柱の変形成分の割合が増大した。また、 測定不良のあった試験体 No.1 を除き、正加力の 方が負加力よりも接合部の変形成分が大きかった。 接合部の変形成分は、同一コンクリート強度同士 で比較すると、フランジ非貫通の試験体 No.4 の 方がフランジ貫通の試験体 No.2 よりもやや大き かった。一方、フランジ貫通同士で比較すると、 コンクリート強度が最も高い試験体 No.3(90N)で





最も接合部の成分が大きく、試験体 No.1(24N)と No.2(60N)では同程度の大きさで推移した。

接合部高さ方向のせん断変形分布を図-8 に示す。 上段、下段および全体のせん断変形は変位計による せん断変形角(図-6(b))と接合部高さの積とした(図 -9)。中段のせん断変形は、計測点間距離の狭さが 計測精度に与える影響を考慮し、全体のせん断変形 から上段と下段のせん断変形を減じて求めた。接合 部が弾性範囲の R=0.5%では上段と下段のせん断 変形はほぼ等しく、R=1.0%以降は試験体 No.2 を 除き下段の方が上段よりも大きかった。接合部中 段のせん断変形は、入力せん断力のより小さい上 段や下段と比較して小さい傾向にあった。

4.考察

4.1 段差接合部の履歴性状とパネル剛性

段差接合部の入力せん断力-せん断変形角関係 のピーク推移を接合部高さ方向に分けて評価し、 接合部全体の履歴性状と比較した結果(層間変形 角 R=1.0%まで)を図-10に示す。接合部入力せん 断力(図-3)は、接合部中段の高さ(225mm)を用い て算出した終局せん断耐力 pQcalで規準化した。ま た、各部のせん断変形角は一様なせん断変形を仮 定して求めた。例えば、接合部上段の梁端変形角 β(図-7)は図-6(b)中の測定点T2とM2の水平変 位を用いて求めており、柱端変形角α(図-7)はT1 とT2およびM1とM2の鉛直変位を用いて求め、 平均値を採用した。試験体No.4(非貫通)を除き、 接合部全体と中段の剛性は整合しなかった。また 試験体No.2(貫通、60N)以外は下段の方が上段よ りも剛性が低く、作用せん断力に対称性を仮定(図 -3)するのは適切ではない可能性がある。

RCST 構造の設計では、接合部パネルの剛性を 考慮する。パネル弾性剛性 K_p 算定式 $^{1)}$ (段差なし 用)の妥当性を検討するため、段差接合部全体の履 歴性状と K_p を図-11に比較して示す。図中には R=0.25%における等価剛性と、等価剛性と合致させ るために K_p に乗じるべき係数を併記した。接合部 全体の等価剛性は K_p の 1.49~1.86 倍となり、接 合部ふさぎ板の仕様の影響は見られなかった。

4.2 接合部構成要素の応力分布

接合部ふさぎ板の仕様の違いを検討するため、 梁ウェブと接合部ふさぎ板の応力状態を比較した。 接合部ふさぎ板を梁フランジが貫通している試験 体 No.2 と非貫通の試験体 No.4 について、梁ウェ ブおよび接合部ふさぎ板の *R* = -2.0%時の主応力 分布を図-12 に、*R* = -2.0%時せん断応力度分布 を図-13 に、想定したコンクリートの応力伝達機 構を図-14 にそれぞれ示す。試験体 No.4 では負 加力においては接合部ふさぎ板に梁フランジから の引張力が伝達しづらく(図-14①)、梁ウェブの引 張応力が増大した(図-12①)。その一方で、接合部 ふさぎ板の主応力分布に接合部ふさぎ板の仕様に よる違いは見られなかった(図-12②③)。



梁ウェブのせん断応力は、接合部中段や下段で は試験体 No.4(非貫通)の方が試験体 No.2(貫通)よ りも大きく、接合部上段では試験体 No.2 の方が 大きかった。また、接合部中段のせん断応力は上 段や下段と比較して大きかった。一方、接合部ふ さぎ板のせん断応力は試験体 No.4 と No.2 とでほ ぼ同等であった。

4.3 段差接合部のせん断設計法

現行の RCST 接合部せん断耐力設計式は、接合 部構成要素である梁ウェブ、接合部ふさぎ板、内 部充填コンクリートのせん断耐力の累加式となっ ている¹⁾(図-15)。層間変形角 *R*=±2.0%時の実験 結果より接合部中段に関する接合部構成要素の終 局時有効係数を算定して表-5 に示す。破壊モー ドの影響で接合部入力せん断力の実験値は計算値



図-15 RCST 接合部せん断耐力設計法

と比べ約 10~30%低かったが、本報では真の終局 耐力はより高いとの認識のもと、一考察を行う。

至ゲージから算出した梁ウェブと接合部ふさぎ 板の有効係数 k_w および k_f は正負ともに設計値と ほぼ同等だった。また、フランジ非貫通の試験体 No.4 の梁ウェブの有効係数 k_f は、フランジ貫通 の試験体 No.1~No.3 と比較して大きかった。さ らにコンクリートの分担せん断力を接合部入力せ ん断力 $_pQ$ から梁ウェブと接合部ふさぎ板の分担 せん断力を減じたものとして、コンクリート有効 係数 k_c を算出した。 k_c は試験体 No.3 や No.2 の 正側を除き設計値を下回っており、試験体 No.3 以外はせん断ひび割れが軽微だった点と整合した。

 $k_c = 0.8$ (設計値)に対応するコンクリートの基準 せん断応力度の実験値 $\tau_{u < exp} < (=_p Q_c / 0.8 A_o)$ と、接合 部の形状係数 $_{j\beta} (= \tau_{u < exp} / 1.36_j F_{su})$ の関係を図-16 に示す。せん断応力度は設計値 $\tau_{u < org}$ で規準化し、 接合部降伏先行試験体 $^{3|Eh}$ の結果を併記した。破 壊モードの影響で $\tau_{u < exp}$ は比較的小さいが、本実 験の段差量(梁せいの 0.5 倍)では設計式による $_{j\beta}$ と τ_u は段差なしの倍値となり、 $k_c = 0.8$ (設計値)の ままではせん断耐力を過大評価する恐れがある。

以上のことから、段差接合部のせん断設計においては、(a)接合部ふさぎ板の仕様や加力方向は考慮しなくてよい、(b)コンクリートの有効係数 kc は設計値以下とすることが望ましい。

試験体			No.1		No.2		No.3		No.4		<i>(</i> 世) - 土	
	接合部構成要素	素	正	負	Ē	負	正	負	Ē	負	佣朽	
接合部入力	R=2.0%	$_{p}Q_{exp}/_{p}Q_{cal}$	0.699	0.690	0.854	0.829	0.843	0.856	0.839	0.830	$_{p}Q_{cal}$ は接合部中段	
せん断力比	R=3.0%	$_{p}Q_{exp}/_{p}Q_{cal}$	0.709	0.680	0.830	0.818	0.886	0.882	0.796	0.780	(高さ225mm)で算出	
	板厚	$t_w \text{ (mm)}$	4	.5	6	.0	6	.0	6	.0		
トーブ	せん断応力度	τ_{wy} (N/mm ²)	23	31	22	26	22	26	22	26	<i>R</i> =±2.0%における3軸	
リエノ 有効係数	耐力(実験)	$_{p}Q_{w}$ (kN)	395	411	513	598	530	498	688	686	ゲージに基づく積分値、	
k	実験	$k_w < exp >$	0.977	1.016	0.973	1.134	1.004	0.943	1.303	1.301	$d=Dc-d1-t_f$	
W	設計	$k_w < org >$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	$d1=d_t+t_f$	
	係数比	$k_w < exp/org >$	0.977	1.016	0.973	1.134	1.004	0.943	1.303	1.301		
	枚数	n_f 2		2	2		2		2			
	板厚	$t_f(\text{mm})$	3.2		3.2		3.2		3.2			
ふさぎ板	せん断応力度	$\tau_{fy}(\text{N/mm}^2)$	198		19	98	19	98	198		<i>R</i> =±2.0%における 3 軸	
有効係数	耐力(実験)	$\sum_{p} Q_f$ (kN)	431	462	415	492	484	496	443	438	ゲージに基づく積分値、 $A_f = (1/4) \pi (D_c^2 - D_{con}^2)$	
k_{f}	実験	$k_f < \exp >$	0.970	1.039	0.932	1.106	1.087	1.115	0.997	0.985		
	設計	$k_f < \text{org} >$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		
	係数比	$k_f < \exp/org >$	0.970	1.039	0.932	1.106	1.087	1.115	0.997	0.985		
	圧縮強度	σ_B (N/mm ²)	31	.2	65.6		100.3		65.6			
コンクリート 有効係数 <u>k</u> 。	基準強度	$_{j}F_{su}(\mathrm{N/m}^{\mathrm{m2}})$	3.	10	4.	33	5.	5.58		33	jβは接合部甲段 (富さ995mm)で管山	
	形状係数	$_{j}\beta$	4.	00	4.	00	4.	00	4.00		$A = (1/4) \pi (D^{-2})$	
	せん断応力度	τ_c (N/mm ²)	16	3.8	23	8.6	30	0.4	23	3.6	ii c (ii i) ii (ii con)	
	耐力(実験)	$_{p}Q_{c}(\mathrm{kN})$	1223	1151	2393	2134	2975	3056	2130	2101		
	実験	$k_c < \exp >$	0.470	0.442	0.657	0.586	0.634	0.651	0.585	0.577	$_{p}Q_{c}$ は $_{p}Q_{exp}$ より $_{p}Q_{w}$ と	
	設計	$k_c < org >$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	$\sum_p Q_f$ を減じたもの	
	係数比	$k_c < \exp/org >$	0.587	0.553	0.821	0.732	0.792	0.814	0.731	0.721		

表-5 接合部中段に関する接合部構成要素の終局時有効係数



5. まとめ

接合部両側の梁に梁せいの 0.5 倍(225mm)の段 差を設けた RCST 十字形柱梁接合部試験体の静的 載荷実験を行った結果、以下の知見を得た。

- いずれの試験体も接合部中段(高さ 225mm)の 短期せん断耐力到達後に柱や梁の曲げ降伏が 先行したため、最大荷重は接合部終局せん断耐 力を下回った。また、接合部内部コンクリート のせん断ひび割れは軽微だった。
- 2) 層間変形角 R=2.0%前後で最大荷重に到達した 後は、柱による変形成分が増大した。接合部の 変形成分は、試験体 No.4(フランジ非貫通)の方 が試験体 No.2(貫通)よりもやや大きかった。
- 3) 段差接合部の入力せん断力-せん断変形角関係を高さ方向で比較すると、下段の方が上段よりも剛性が低い傾向にあった。また接合部全体のR=0.25%時の等価剛性は、既往算定式によるパネル弾性剛性Kpの1.49~1.86倍だった。
- 4) 梁ウェブと接合部ふさぎ板の主応力分布には、 接合部ふさぎ板の仕様の違いの影響が見られた。一方、段差接合部の接合部せん断耐力設計 式には接合部ふさぎ板の仕様は考慮しなくて 良いが、コンクリートの有効係数は既往設計値 (=0.8)以下とするのが望ましい。

今後は 3 次元 FEM 解析を行って内部コンク リートの応力分布から接合部の応力伝達機構を推 察し、高さ方向の部位別に接合部せん断設計法を 検討する予定である。

<参考文献>

- 1) シミズ New-RCST 構法(BCJ-S1888)設計マニュアル
- 2) American Concrete Institute : ACI318M-08
- 3) K. Sawaguchi, D. Ishii, K. Yamanobe, K. Ogura, T. Nishiya: EFFECTS OF MEMBER CONFIGURATIONS ON SHEAR CAPACITIES OF BEAM-COLUMN JOINTS CONSTRUCTED BY "RCST" COMPOSITE SYSTEM, Proceedings of 17WCEE, 2i-0057, 2020

以下に、RCST 構法の設計マニュアルの概略を付録として示す。

<付録 A>柱材端部の曲げ終局耐力算定法

ACI 方式により曲げ終局耐力を算定する。ただし、コンク リートの終局ひずみ度 *εu*は 0.003 とし、圧縮コンクリート応 力ブロックの形状係数 *k1*, *k2*, *k3*は下記の通りとする。

$k_1 = 0.85 - 0.05 \cdot (Fc' - 28)/7$	$(F\vec{c} \geq 28 \text{ N/mm}^2)$
=0.85	$(F\dot{c}~<~28~{ m N/mm^2})$
=0.65 (※ACI 規準)	$(F\dot{c}~>~55~{ m N/mm^2})$
$k_2 = k_1/2$	
k ₃ =1.0	
テェレ ロノ 御然の - レマノノ	いいが用き水産しょうい

ここに、*Fc*': 鋼管のコンファインド効果を考慮したコンク リート強度(N/mm²)とし、下式(A-1)による。

Fc'=*Fc* + *Kc*' (*tr*)・*sσ_y* (A·1) ここに、*Fc*: コンクリートの設計基準強度、*Kc*': 形状 係数で 1.2, *t*:鋼管の板厚、*r*: 鋼管の内側半径(=(*Dct*)/2)、*sσ_y*: 鋼管の降伏応力度で 1.1*F*(*F*は基準強度)と する。

<付録B>接合部のパネル弾性剛性算定法

接合部のパネル弾性剛性 Kpは下式にて算定する。

$$K_p = {}_p Q/\gamma = \beta_p \cdot (k_w \cdot G_w \cdot t_w \cdot d + k_f \cdot G_f \cdot 1/2 \cdot A_f + k_c \cdot G_c \cdot A_c)$$

ここに、 β_p : 0.35+ η (η は軸力比), k_w :梁ウェブの有効係数 で 1.0、 k_r : 接合部ふさぎ板の有効係数で下式(B-1)による、 k_e : コンクリートの有効係数で下式(B-2)による、 $G_w \cdot G_t \cdot G_e$: 接 合部構成要素のせん断弾性係数、 t_w : 梁ウェブ厚、d: 接合部 有効せい(表-5)、 $A_e \cdot A_r$: 接合部構成要素のせん断断面積(表 -5)とする。

$$k_f = 1.983 - 0.325 Dc/B \le 0.65 \tag{B-1}$$

$$k_c = 1.370 - 0.139 D dB \le 0.80 \tag{B-2}$$

ここに, Dc: 柱径, B: 梁幅とする。

<付録 C>接合部のせん断耐力算定法

接合部のせん断耐力 pQcalは下式にて算定する。各変数は長期、短期、終局時に応じて異なる値をとる。

$${}_{p}Q_{cal} = k_{w} \cdot \tau_{w} \cdot t_{w} \cdot d + k_{f} \cdot \tau_{f} \cdot 1/2 \cdot A_{f} + k_{c} \cdot \tau_{c} \cdot A_{c}$$

ここに、 k_w : すべて 1.0, k_f : 終局時は 1.0 とし長期・短期時 は式(B-1)による、 k_c : すべて式(B-2)による、 $\tau_w \cdot \tau_f \cdot \tau_c$: 接合 部構成要素の基準せん断応力度で下**表 C-1** による。その他の 記号は表-5 および**<付録 B>**を参照すること。

		表 C-1	
	長期	短期	終局
$ au_{w}$	$1.36_j F_{sL} \cdot {}_j \beta G_w / G_c$	$F_w/(1.5\sqrt{3})$	$1.1 \; F_w/\sqrt{3}$
$ au_{f}$	$1.36_j F_{sL} \cdot _j \beta G_f / G_c$	$F_w / (1.5 \sqrt{3})$	$1.1 \ F_f / \sqrt{3}$
$ au_{c}$	$1.36_j F_{sL} \cdot _j \beta$	$1.36\alpha \cdot {}_{j}F_{sL} \cdot {}_{j}\beta$	$1.36_j F_{sU} \cdot _j \beta$

ここに、 $_{j}F_{sL}$ =2・(min(Fd30, 5+Fd100))、 $_{j}F_{sU}$ =min(0.12Fd, 1.76+3.6Fd/100)、 $_{j}\beta$ =2・(Dc/Db)、 α =1.23(梁ウェブ SS400 の場合)または 1.31(梁ウェブ SM490 の場合)とする。その他 の記号は**<付録 A>**および**<付録 B>**を参照すること。