SC 柱-S 梁接合部の構造性能

日大生産工(院) ○大崎広貴 安藤ハザマ技研 田畑 卓 日大生産工 藤本利昭 安藤ハザマ技研 古谷祐希

1 はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート構造(以下, SRC構造)は、構造性能に優れているものの他の構造に比べ設計法が複雑であること、施工が煩雑であること、それらに関連して建設コストが高くなることなどから、近年 SRC構造による建築物の建設は減少傾向にある。

そこで筆者らは,SRC 構造から鉄筋(主筋 およびせん断補強筋)を省略した鉄骨コンク リート構造(以下,SC構造)について研究を 進めている¹⁾。

本報告では、SC 構造柱梁接合部の構造性能 について報告する。

2 構法の概要

本研究で提案している構法は, 柱を SC 構 造,梁を鉄骨構造とした構造である。SC 柱は, H 形鋼を強軸方向に用い, SRC 部材から鉄筋 を省略したことによる被覆コンクリートの剥 落を防止する目的で, 溶接金網を用いてコン クリートを補強する構造としている。梁はロ ングスパンを可能とするため鉄骨構造とし, 柱梁接合部に関しては, 施工性を考え, 接合 部の被覆コンクリートの型枠を兼用した鋼板 (以下,ふさぎ板)を取り付けた構造とした。

3 実験概要

3.1 試験体

表-1に試験体一覧を,図-1に試験体の詳細, また,図-2に試験体形状を示す。試験体は, ラーメン架構の中間階中柱を想定し,柱およ び梁の中央反曲点位置で切り出した実大の約 1/2 縮小スケールの十字形平面試験体で全 3 体である。柱・梁断面は全試験体共通とし,柱 梁接合部には直交鉄骨梁を設けた。

SC-No.1 では柱を溶接金網(D6@100) に より補強し, 柱梁接合部をふさぎ板(板厚 t=4.5mm)により補強した。SC-No.2はSC-No.1 に対して柱梁接合部のふさぎ板を省略し、替 わりにコンクリート剥落防止として帯板 (t=4.5mm, w=50mm)を設けた。これら 2 体では柱に普通コンクリートを用いているが, CES-No.1 では柱コンクリートに繊維補強コ ンクリートを用い鉄筋を省略した CES 柱と した。なお、試験体 CES-No.1 では, 柱梁接 合部には特別な補強は施していない。また, 溶接金網は施工性を考慮して断面の辺毎に 4 分割し,組み合わせる形式とした。実験変数 は破壊モードとし, 試験体 SC-No.1 は梁曲げ 降伏先行型, 試験体 SC-No.2 と CES-No.1 は, 接合部せん断破壊先行型として計画した。

	試験体	SC-No.1	SC-No.2	CES-No.1		
	断面寸法(mm)	bXD=400X400				
柱	コンクリート種別	普通コンクリート		繊維補強コンクリート		
	設計基準強度	$Fc=30(N/mm^2)$				
	補強	溶接金網(4分割)		_		
	内蔵鉄骨[SS400]	H-300×150×6.5×9				
梁	鉄骨[SS400]	H-400×150×8×13				
按入却	ウェブ厚(mm)	9				
1女百司)	補強 [SS400]	ふさぎ板 (<i>t=</i> 4.5)	帯板(t=4.5 w=50×2)	_		
載荷軸力		N=1320kN (N=0.275Fc·b·D)				
想定破壊モード		梁曲げ降伏先行型	接合部せん断破壊先行型	接合部せん断破壊先行型		

表-1 試験体一覧

Study on Structural Performance of CES Column-to-Steel Beam Connections

Hirotaka OOSAKI, Toshiaki FUJIMOTO, Taku TABATA and Yuuki KOYA

1-22

3.2 材料試験

表-2に使用材料の材料試験結果を示す。柱 および梁の鉄骨には SS400 材を用いた。コン クリートの設計基準強度は Fc=30N/mm²であ り, CES-No.1 の繊維補強コンクリートは, 直 径 0.66mm, 長さ 30mm のビニロンファイバ ーRF4000 を体積混入率で 1.0%混入して製作 した。各試験体の実験時のコンクリート強度 は,試験体 SC-No.1 が *σ*_B =31.1N/mm², SC-No.2 が $\sigma_B=31.9$ N/mm²であり, CES-No.1 の繊維補 強コンクリートが $\sigma_B=28.6$ N/mm²であった。

表-2 鋼材の材料試験結果

種別	鋼種	使用箇所	降伏強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	伸び (%)
D6	SD295A	溶接金網	423	564	11.6
PL4.5	SS400	ふさぎ板	314	452	30.0
PL6.5	SS400	柱ウェブ	318	452	32.2
PL8	SS400	梁ウェブ	337	479	31.1
PL9	SS400	柱フランジ	308	453	31.6
PL13	SS400	梁フランジ	306	468	30.9

3.3 加力方法

加力は静的加力とし、図-2に示す上下柱の支 点位置をピンローラ支持し,試験体柱上部に取 り付けた油圧ジャッキにより柱に一定軸力 N=1320kN(=0.275・ F_c ・b・D)を導入した後, 梁の両端に取り付けた油圧ジャッキによって, 逆対称の正負漸増繰返し載荷とした。載荷ルー ルは, 層間変形角Rによる変位制御とし, R= 1/400, 1/200rad.を各1回, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33rad. を各2回, 1/25rad.を1回繰り返した後に, 正側に 1/20rad.まで載荷を行った。



図-1 試験体の詳細



4 実験結果

図-3 に最終破壊形状,図-4 に各試験体の層 せん断力(*Q_c*) ー層間変形角(*R*)関係を示 す。なお,図-4 中には表-3 に示す梁曲げ降伏 耐力および接合部せん断耐力の計算値を併せ て示している。

試験体 SC-No.1 では, *R*=±1/200 までに柱の 曲げひび割れが発生し, *R*=±1/100 に直交梁の 上下に縦ひび割れが発生した。最大層せん断 力は正側では+1/20rad.に+574.7kN, 負側は -1/25rad.に-576.7kN となった。試験体の変形 の増大とともに柱端部でコンクリートの圧壊 が進行した。履歴は典型的な曲げ型の紡錘形 状を示し、最終変形まで安定した性状を示し た。

試験体 SC-No.2 では, *R*=±1/400 までに柱の 曲げひび割れが発生, *R*=±1/100 までに接合部 のせん断ひび割れが発生した。最大層せん断 力は正側では *R*=+1/33rad.に+404.5kN, 負側は *R*=-1/33rad.に-397.4kN となった。せん断ひび 割れの拡大・進展に伴い, 柱梁接合部のコン クリートが大きく剥落したものの, 最大耐力 以降も殆ど耐力低下を生じることはなかった。

試験体 CES-No.1 では, *R*=±1/400 までに柱 の曲げひび割れが発生, *R*=±1/100 までに接合 部のせん断ひび割れが発生した。最大層せん 断力は正側では *R*=+1/33rad.に+382.4kN, 負側 は *R*=-1/33rad.に-363.5kN となった。接合部で はせん断ひび割れの拡幅が著しかったが, SC-No.2 のようなコンクリートの大きな剥落 は生じなかった。なお, SC-No.2 に比べると やや低めに耐力が推移する性状がみられた。



図-4 層せん断力 (Qc)-層間変形角 (R) 関係

試験体			SC-No.1	SC-No.2	CES-No.1
計算耐力	梁曲げ耐力	вQти (kN)	399		
	梁せん断耐力	$_{B}Q_{su}$ (kN)	1129		
	柱曲げ耐力	scQmu (kN)	527	530	513
	柱せん断耐力	$s_{C}Q_{su}$ (kN)	991	1010	918
	接合部せん断耐力	JQsu(kN)	530	320	282
余裕度	柱曲げ/梁曲げ	(scQ_{mu}/BQ_{mu})	1.32	1.33	1.29
	接合部せん断/梁曲げ	(JQsu/BQmu)	1.33	0.80	0.71
実験値	最大層せん断力	正側	574.7	404.5	382.4
		負側	576.7	397.4	373.5

表-3 予備計算結果および実験結果一覧

注)表中の数値は、全て柱のせん断力(層せん断力)に換算した値である

-67-

5 実験結果との比較

5.1 SC柱の設計

・終局曲げ耐力

SC柱の終局曲げ耐力*scQmu*はSRC規準²⁾を参考に一般化累加強度式により求めた。

終局せん断耐力

SC柱の終局せん断耐力scQsuは,文献3)に示される簡略化せん断耐力式により求めた。ただし, コンクリートの負担せん断力は以下のように アーチ機構のみを考慮した。

$$sc Q_{su} = s Q_{u} + c Q_{u}$$

$$c Q_{su} = tan \theta \cdot c b \cdot c D \cdot \mu \cdot \sigma_{B} / 2$$

$$\mu = (0.5 + c b' / c b) \le 1.0$$

$$c b' = c b - sf b$$

$$tan \theta = \sqrt{(Ho/cD)^{2} + 1} - (Ho/cD)$$

$$s Q_{u} = min(s Q_{su}, s Q_{mu})$$

$$s Q_{su} = s_{w}t \cdot (s D - 2 \cdot sf t) \cdot \frac{s \sigma_{y}}{\sqrt{3}}$$

$$s Q_{mu} = 2 \cdot s M_{u} / H_{o}$$

ここで、 $_{c}Q_{u}$: コンクリート部分の負担せん断 力、 $_{s}Q_{u}$: 柱鉄骨の負担せん断力、 μ : コンクリ ートアーチの有効幅係数、 $_{cb}$: 柱幅、 $_{cD}$: 柱せ い、 $_{\sigma B}$: コンクリート圧縮強度、 $_{cb}$ ': 柱コンク リートの有効幅、 $_{s}b$: 柱鉄骨のフランジ幅、 H_{o} : 柱の内法高さ(= $H-_{B}D$)、H: 層高さ(柱 支点間距離)、 $_{B}D$: 梁鉄骨せい、 $_{swt}$: 柱内骨の ウェブ厚、 $_{s}\sigma_{y}$: 柱鉄骨の降伏強度、 $_{s}M_{u}$: 柱鉄骨 の終局曲げ耐力である。

5.2 柱梁接合部の設計

・柱梁接合部のせん断耐力

柱梁接合部のせん断耐力」Q_{su}は、コンクリートと接合部ウェブ、ふさぎ板のそれぞれの負担 せん断力の和として計算できるものと考えた。 計算にあたっては、コンクリートならびにふさ ぎ板がどの程度有効に耐力を負担するかが明 らかではないことから、コンクリートの有効幅 は梁鉄骨幅と等しいものと仮定し、ふさぎ板の 有効せいは柱せいに等しいものと仮定してい る。

$${}_{j}M_{su} = {}_{c}V_{e} \cdot {}_{J} \delta \cdot F_{s} + {}_{jw}M_{s} + {}_{P}M_{s}$$

$${}_{c}V_{e} = b_{e} \cdot \left({}_{s}D - {}_{sf}t\right) \cdot \left({}_{B}D - {}_{Bf}t\right)$$

$$F_{s} = \min(0.12 \cdot \sigma_{B}, 1.8 + 3.6 \cdot \sigma_{B}/100)$$

$${}_{Jw}M_{s} = {}_{jw}t\left({}_{s}D - {}_{sf}t\right) \cdot \left({}_{B}D - {}_{Bf}t\right) {}_{jw}\sigma_{y}/\sqrt{3}$$

$${}_{P}M_{s} = 2 \cdot {}_{P}t \cdot {}_{c}D \cdot \left({}_{B}D - {}_{Bf}t\right) \cdot {}_{P}\sigma_{y}/\sqrt{3}$$

$${}_{J}Q_{su} = {}_{J}M_{su} \cdot L/(L_{o} \cdot H_{o})$$

ここで、 $_{J}M_{su}$: 柱梁接合部せん断耐力時パネ ルモーメント、 $_{e}V_{e}$: 接合部コンクリートの有効 体積、 $_{J\delta}$: 柱梁接合部の形状係数(十字形:3)、 F_{s} : 柱梁接合部のコンクリートのせん断強度、 $_{Jw}M_{s}$, $_{P}M_{s}$: 接合部ウェブおよびふさぎ板の負担 せん断力(パネルモーメント換算値), b_{e} : 柱 梁接合部のコンクリートの有効幅($b_{e}=_{B}b$ と仮 定 $_{B}b$: 梁鉄骨フランジ幅), $_{sf}t$: 柱鉄骨のフラ ンジ厚、 $_{s}D$: 柱鉄骨のせい、 $_{B}D$: 梁鉄骨のせい、 $_{Bf}t$: 梁鉄骨のフランジ厚、 $_{Jw}\sigma_{y}$, $_{p}\sigma_{y}$: 接合部ウェブ、 およびふさぎ板の板厚、 $_{Jw}\sigma_{y}$, $_{p}\sigma_{y}$: 接合部ウェ ブ、およびふさぎ板の体界、 $_{Jw}\sigma_{y}$, $_{p}\sigma_{y}$: 柱梁接 合部せん断耐力時層せん断力, L: 梁スパン長 (梁加力点間距離), L_{o} : 梁内法スパン長 (=L-cD) である。

5.3 計算耐力との比較

各耐力式による計算値と実験値を表-3に示す。 梁曲げ降伏先行型のSC-No.1では,最大耐力 が梁曲げ降伏耐力計算値の1.37倍となり,更に 接合部せん断耐力計算値も上回った。接合部せ ん断破壊先行型の試験体SC-No.2および CES-No.1は,接合部せん断耐力計算値に対して, それぞれ1.26倍,1.35倍の耐力を発揮した。

以上のことから,接合部せん断耐力は,計算 値に比して高いものと推察される。今後の設計 法確立のためには,コンクリート部,ふさぎ板 のせん断耐力の分担について検討する必要が ある。

6 まとめ

SC柱-S梁接合部の実験を行い、以下の知見を 得た。

- ・ 梁の曲げ降伏,接合部のせん断破壊といった 破壊モードの違いに関わらず耐力低下は僅 かで,層間変形角R=1/20rad.の大変形に至る まで安定した挙動を示す。
- ふさぎ板は、接合部のせん断耐力向上に有効 である。
- 接合部のせん断耐力評価において、各部の耐力分担を今後詳細に検討する予定である。

参考文献

-68 -

- 田畑卓,古谷祐希,鈴木英之:鉄骨コンクリート柱の構造性能に関する実験的研究,日本 建築学会大会学術講演梗概集,C-1分冊, pp.1329-1330,2015.9
- 2) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計 算規準・同解説, 2014.1
- 土井希祐,称原良一:SRC 部材の塑性理論 に基づくせん断設計式の検討,日本建築学会 構造系論文集,第516 号,pp.151-158,1999.2