

コンクリートフランジを有するS梁とRC柱で構成される 十字型柱梁接合部の部分架構実験

その2 ふさぎ板で補強された柱梁接合部の構造性能

田畑 卓* 鈴木 英之* 西原 寛**

Partial Frame Test of Inner Beam-column Joint Composed of Steel Beams with Concrete Flange and RC Columns

Part 2 Structural performance of beam-column joints with covering plate

by Taku TABATA, Hideyuki SUZUKI and Hiroshi NISHIHARA

Abstract

For the RCS structure with a concrete flange added to steel beams, we investigated the structural performance of beam-column joints with a covering plate. The test parameters included the existence of a concrete flange and orthogonal beams, eccentric arms between the column and beams, and the concrete strength of the column. Consequently, the covering plate type showed a gradual load loss after maximum strength compared with the shear reinforcement bar type. For non-orthogonal beams, the effect of the covering plate was decreased. The shear strength of the beam-column joint was evaluated based on the previously proposed equation.

要 旨

本報では、梁鉄骨にコンクリート製のフランジを付加した RCS 架構を対象として、接合部にふさぎ板を巻いた場合の構造性能を実験的に調べた。実験要因はコンクリートフランジの有無、直交梁の有無、柱と梁の偏心の有無、柱のコンクリート強度である。実験の結果、ふさぎ板形式の場合は、補強筋形式の場合よりも最大耐力以降の荷重低下が緩やかになること、直交梁が無い場合は、ふさぎ板による補強効果が低下することなどが明らかとなった。また、本工法の接合部耐力は、抵抗機構を考慮した既往の文献に基づき良好に評価できること示した。

キーワード：混合構造／合成梁／柱梁接合部／せん断耐力／部分架構実験

1. はじめに

鉄筋コンクリート造柱と鉄骨梁から成るRCS構造は、1990年頃から盛んに開発研究が行われ始めた混合構造の一つである。これらは異種部材間の応力伝達機構を如何に確保するかが命題であり、これまで各企業や大学、研究機関によって、様々な合理化と工夫がなされ、多くの接合部ディテールが提案、検討されるに至っている。一方、近年の研究開発においては、鉄骨の溶接・加工をできるだけ省力化した簡易な接合部ディテールが注目される傾向にある。

前報[1]では接合部ディテールの簡素化を図りながら、従来よりも高い接合部耐力を確保することを

目指し、梁鉄骨フランジの上下にコンクリート製のフランジを取り付けたRCS架構の構造性能を実験的に検証した。これらはコンクリートフランジによる接合部有効体積の増大を意図したものであり、仕様として、接合部内にせん断補強筋を有する場合を対象としたものである。

本報では前報に引き続き、柱梁接合部をふさぎ板で補強した場合について、接合部せん断破壊を指向させた十字型部分架構実験を行い、その構造性能を調べた。

2. 実験計画

* 技術研究所構造研究室

** 技術研究所所長

2.1 試験体

表1に試験体一覧，図1に試験体形状および断面詳細を示す。試験体は十字型部分架構で，梁鉄骨が柱梁接合部を貫通する形式である。柱梁接合部をふさぎ板で補強したSCCタイプ6体と，柱梁接合部にせん断補強筋を配したSCRタイプ1体の計7体を計画した。いずれも柱梁接合部のせん断破壊を指向させている。柱は断面寸法を幅400mm，せい400mmとし，主筋にD19の高強度鉄筋(USD685)を用いた。梁鉄骨はBH250・140・6・25とした。

基準試験体であるSCC3では，梁鉄骨の上側に柱と同幅，下側に柱の半分の幅のコンクリートフランジを取り付けた。コンクリート強度は柱部材，コン

クリートフランジとも $F_c=30N/mm^2$ とし，柱梁接合部内には直交梁鉄骨を設けている。これに対し，SCC1およびSCC2ではコンクリートフランジの影響を確認するため，それぞれ上下，下側のコンクリートフランジを無くした。また，SCC4では直交梁を無くした。SCC5は梁鉄骨が柱に対して偏心して取り付く試験体である。SCC6およびSCR1は，高強度コンクリートの使用を想定し，柱のコンクリート強度を $F_c=60N/mm^2$ とした。

コンクリートフランジと梁鉄骨とは完全合成梁として挙動するように鉄骨フランジに十分なスタッドを配置し，コンクリートフランジ内にはひび割れによる損傷を抑制するための鉄筋(D6)を配筋した。ま

表 1 試験体一覧

	SCC1	SCC2	SCC3	SCC4	SCC5	SCC6	SCR1
柱部材	断面: $b \times D=400 \times 400mm$ 主筋: 12-D19 (USD685) 帯筋: 4-D10@75(SD295A)						
柱コンクリート強度	Fc30					Fc60	
梁鉄骨	柱梁接合部貫通型 H250*140*6*25 (SN490B) スタッド: 2-φ13@200						
コンクリートフランジ断面寸法	上	無					
	下	無		b × t=400 × 75mm			b × t=200 × 75mm
コンクリートフランジ強度	Fc30						
接合部補強形式	ふさぎ板 (t=3.2mm SS400)						2-D6@100
梁と柱の面外偏心距離	0mm			80mm		0mm	
直交梁	有		無		有		

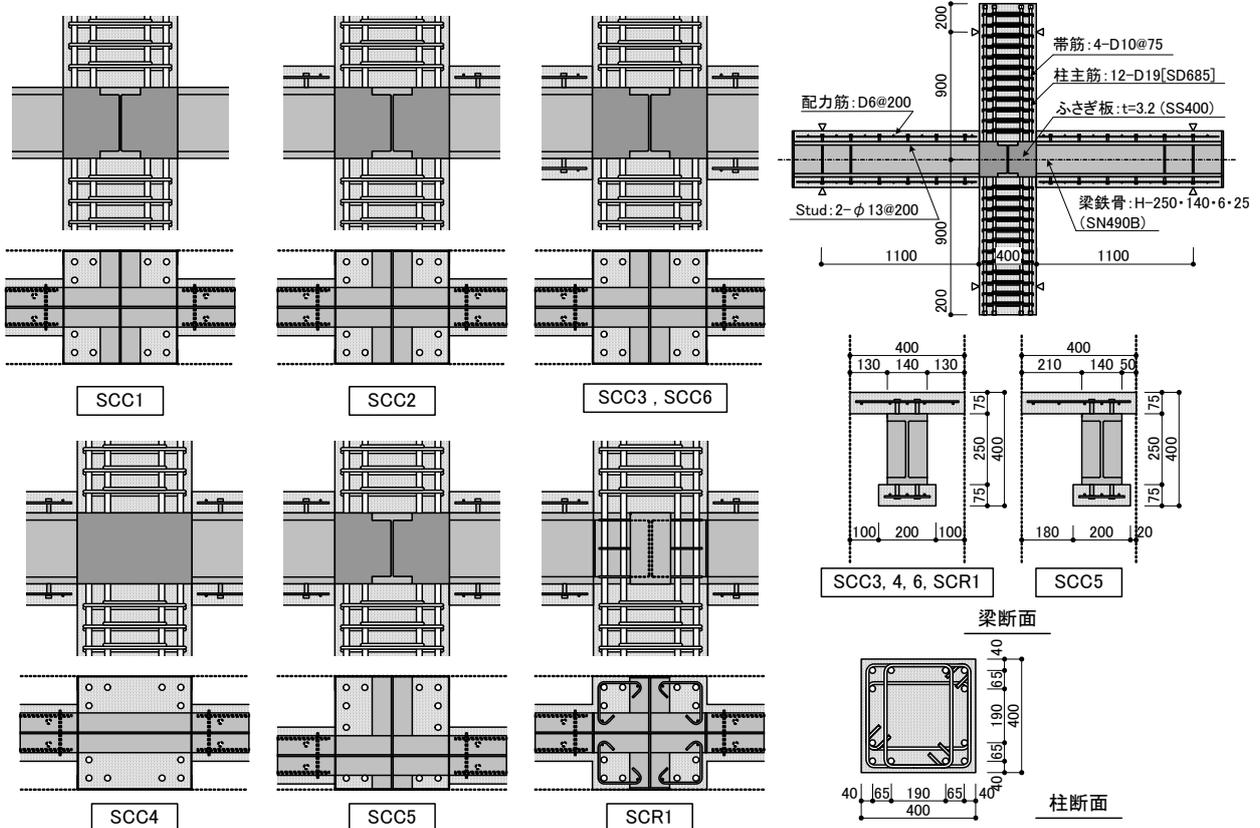


図 1 試験体形状および断面詳細

た、SCR1においては接合部内のせん断補強筋を、鉄骨ウェブに貫通孔を設けない分割方式とし、接合部柱面には鉄骨フランジと同幅の支圧プレートを設けた。

表2および表3に使用材料の力学的特性を示す。

2.2 加力方法

実験は柱に0.15Fcの一定軸力を与えた状態で、柱反曲点位置をピンローラー支持し、梁に逆対称の正負交番漸増繰り返しの载荷を行った。加力は層間変形角による変形制御とし、R=1/400rad.および1/200rad.で各1回、R=1/100rad., 1/50rad., 1/33rad.で各2回、1/25rad.および1/20rad.で各1回繰り返した後、R=1/15rad.まで载荷を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図2に層せん断力Qと層間変形角Rの関係、写真1に破壊状況例を示す。また、表4に実験結果一覧を示す。いずれの試験体もR=1/200rad.のサイクルで柱材端部に曲げひび割れが発生した後、R=1/100rad.のサイクルで接合部内の鉄骨ウェブ、R=1/50rad.のサイクルで梁端の鉄骨フランジがそれぞれ降伏し、その後、R=1/33rad.で最大耐力に達した。

コンクリートフランジがないSCC1では、変形の

表2 使用鋼材の材料試験結果

種別	鋼種	使用箇所	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
PL25	SN490	梁鉄骨フランジ	355	515	212
PL6	SN490	梁鉄骨ウェブ	403	525	200
PL6	SN490	ふさぎ板 [SCC1~SCC6]	278	440	194
PL3.2	SN490	接合部支圧板 [SCR1]	319	461	204
D19	SD490	柱主筋	540	702	200
D10	SD295A	帯筋	360	522	189
D6	SD295A	配力筋、接合部補強筋	371	538	187

表3 使用コンクリートの材料試験結果

打設部位	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
コンクリートフランジ(下) [SCC3~6, SCR1]	24.3	2.15	21.6
コンクリートフランジ(上) [SCC2~6, SCR1]	41.5	3.20	27.4
柱・接合部 [SCC1~SCC5]			
柱・接合部 [SCC6, SCR1]	55.7	3.74	30.7

増大に従って、ふさぎ板上下に発生した柱曲げひび割れが拡大する性状を示した。これに対して、コンクリートフランジを有する試験体では、梁端部の曲げひび割れが卓越し、柱曲げひび割れは比較的広い範囲に分散してひび割れ幅も軽微であった。これらは最大耐力以降、梁端部でのコンクリートフランジの圧壊を伴いながら徐々に荷重低下した。ふさぎ板は、直交梁のないSCC4で最終変形まで弾性範囲内に留まったが、他の試験体では1/50rad.前後に降伏が確認された。また、SCC4は他の試験体に比べて、

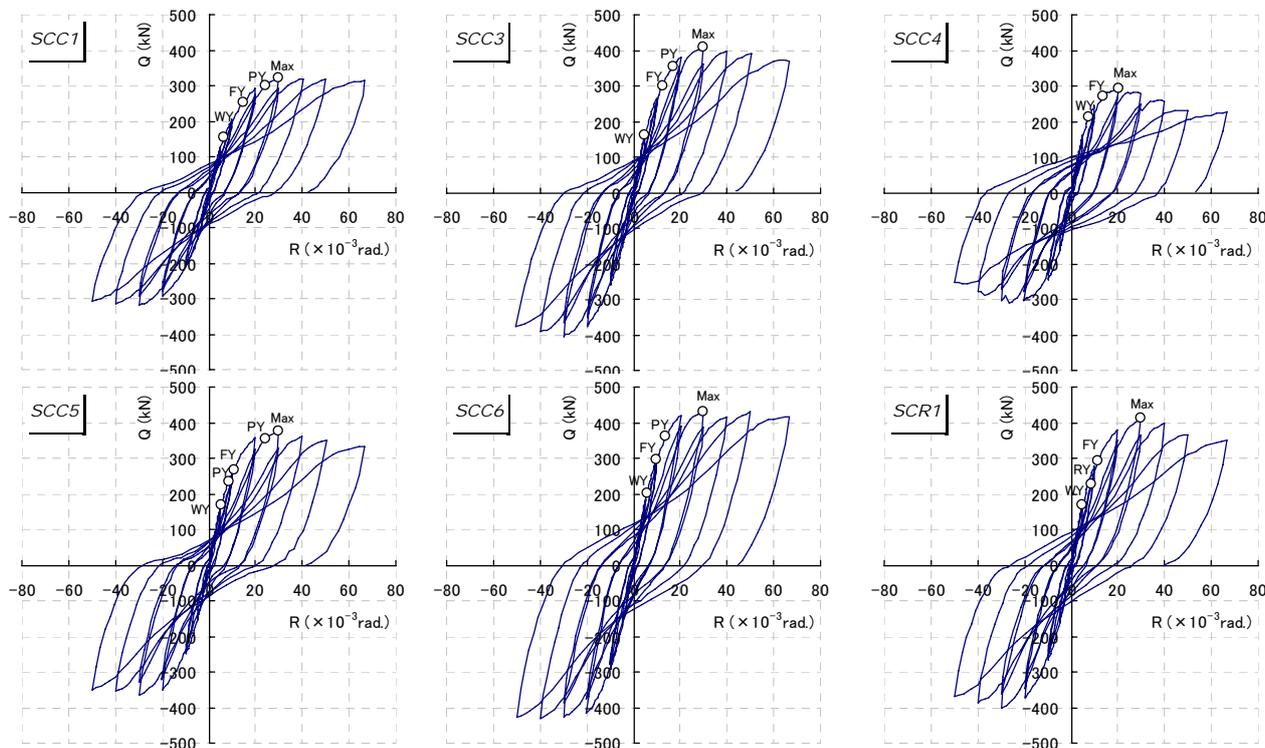


図2 層せん断力-層間変形角 関係

早期にコンクリートフランジの圧壊が進行する傾向がみられた。一方、SCR1はR=1/100rad.のサイクルで接合部内せん断補強筋が降伏した。接合部せん断ひび割れは変形の増大に従って多数発生するとともに、柱主筋に沿う形で鉛直方向に進展した。最終破壊形式はいずれの試験体も接合部せん断破壊であると判断した。

最大耐力はSCC1に対して、SCC2が17%、SCC3が27%高く、コンクリートフランジによる耐力増大効果が認められた。一方で、直交梁のないSCC4は直交梁を有するSCC3より28%程度、また、梁が柱に偏心して取り付くSCC5は基準試験体SCC3より8%程度、それぞれ最大耐力が低下した。また、接合部の補強形式が異なるSCC6とSCR1では、ふさぎ板形式としたSCC6の方がせん断補強筋形式のSCR1よりも最大耐力以降の荷重低下が緩やかになる傾向であった。

3.2 接合部鋼材要素の性状

図3および図4にそれぞれ接合部内鉄骨ウェブとふさぎ板のせん断応力度分布を示す。

鉄骨ウェブのせん断応力度は、中央で最大となるパラボラ型の分布形状を示した。その後、R=1/200~1/130rad.で中央部がせん断降伏し始め、最大耐力を迎える以前のR=1/50rad.で、いずれの試験体もほぼ全面が降伏に至った。試験体相互においては、せん断応力度の分布形状、進展状況に明確な差異は認められなかった。

表 4 実験結果一覧

試験体		SCC1	SCC2	SCC3	SCC4	SCC5	SCC6	SCR1
接合部鉄骨ウェブ降伏	Q	155	149	164	213	170	202	169
	R	(6.6)	(4.9)	(5.0)	(7.7)	(5.4)	(5.8)	(5.0)
梁鉄骨フランジ降伏	Q	237	251	254	265	253	278	261
	R	(13.1)	(10.8)	(10.0)	(13.1)	(10.0)	(8.9)	(10.0)
ふさぎ板降伏	Q	300	311	356	未降伏	235	360	227
	R	(24.2)	(15.4)	(17.0)		(8.5)	(13.9)	(8.5)
最大耐力	Q	321	374	409	293	376	431	411
	R	(30.0)	(30.0)	(30.0)	(20.0)	(30.0)	(30.0)	(30.0)

Q:層せん断力(kN)、R:層間変形角(×10⁻³rad.)

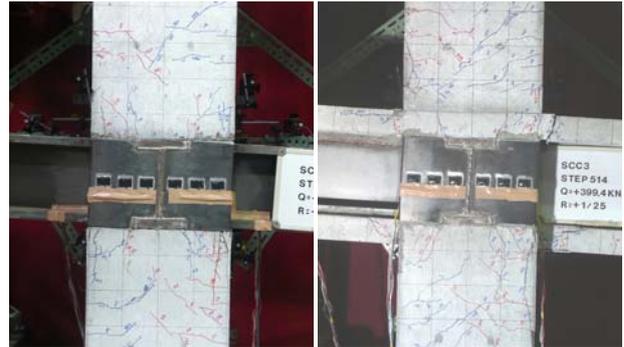


写真1 破壊状況例(R=1/25rad.時)

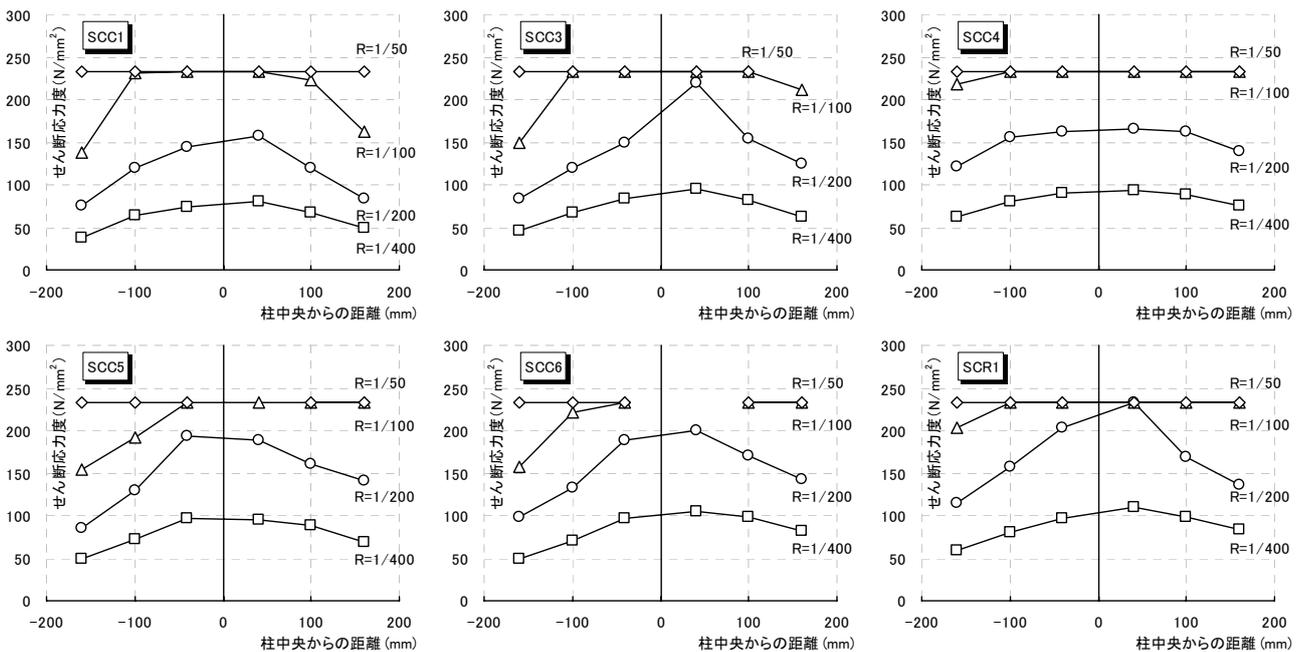


図3 接合部内鉄骨ウェブのせん断応力度分布

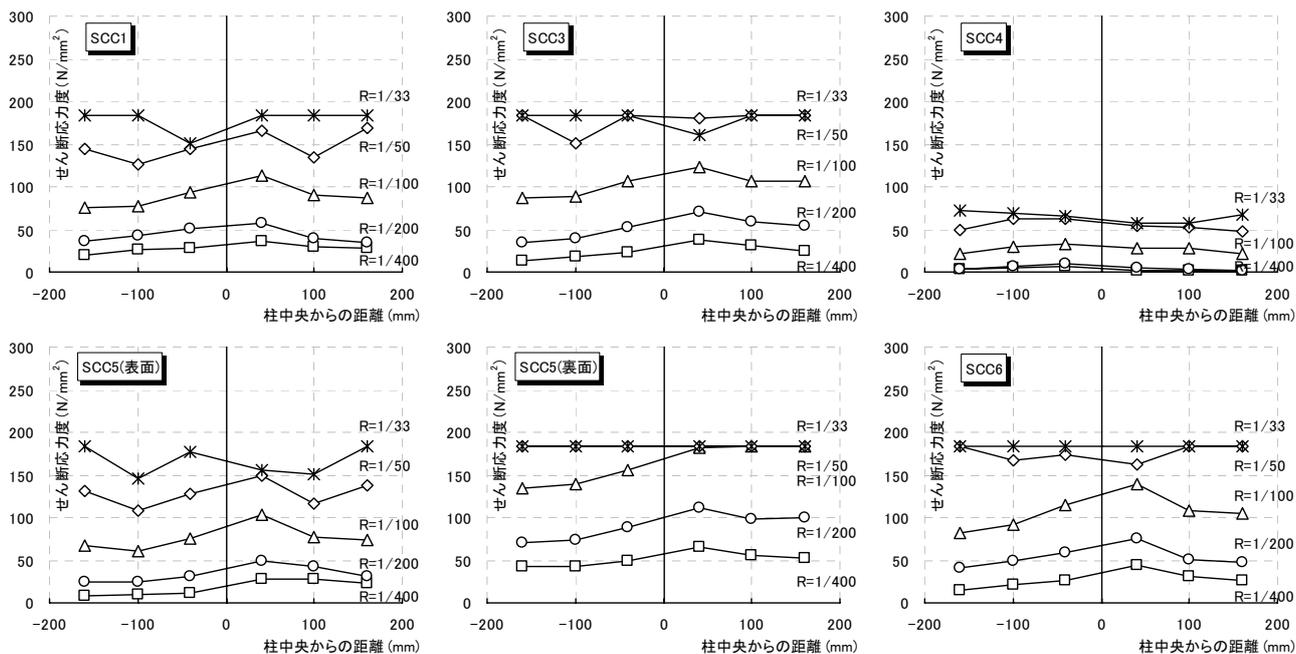


図4 ふさぎ板のせん断応力度分布

一方、ふさぎ板のせん断応力度は、全幅に渡って一様となる分布形状を示した。コンクリートフランジの有無が異なるSCC1とSCC3では、コンクリートフランジのないSCC1で僅かに応力度の発現が遅れるものの、双方ともに最大耐力を発揮したR=1/33rad.で全面が降伏応力度に達した。これらに比べると、直交梁のないSCC4は明らかにせん断応力度が低く、このことが最大耐力の差異を生じさせた大きな要因であるといえる。直交梁は梁鉄骨からのせん断力を直接的にふさぎ板に伝達することができるが、直交梁が無い場合は、接合部内のコンクリートを介して柱幅方向に応力伝達する必要があるために、ふさぎ板の効果が制限されたと考えられる。梁鉄骨が柱に偏心して取り付けSCC5では、鉄骨梁に近い側のふさぎ板が早期に全面降伏した。反対側のふさぎ板は、これよりも低めに推移したが、最大耐力時には降伏応力の90%程度のせん断応力が発揮されていた。

図5にSCR1の接合部内せん断補強筋の歪み分布を示す。接合部内せん断補強筋は、加力梁および直交梁の鉄骨ウェブで囲まれた部分に各々定着する分割方式を採用しているが、同図より、R=1/100rad.で降伏歪みに達しており、接合部のせん断抵抗要素として有効に機能することが確認できた。

4. 柱梁接合部の終局耐力の評価

既報[1]では、接合部にせん断補強筋を配した場

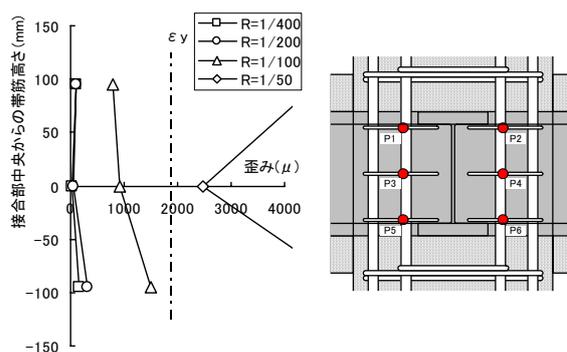


図5 接合部内補強筋の歪み分布 (SCR1)

合について、SRC規準[2]に基づき接合部耐力の評価法を検討した。しかしながら、同耐力式は接合部の平均応力度の観点から有効体積を定めたもので、必ずしも接合部の抵抗機構との関連性を明確にした式ではないため、コンクリートフランジによる耐力寄与の効果を、一般性のある形で明快に説明するまでには至らなかった。

そこで、ここでは様々な接合部ディテールの影響を抵抗機構の観点から説明したASCE規準式について、評価の合理化と適合性の向上を図った文献[3]の耐力式に基づいて新たに評価を試みた。同耐力式は、接合部要素として、鉄骨フランジと支圧プレートで囲まれた「内部要素」と、その側面外側の「外部要素」を考慮したもので、外部要素の有効幅を、梁鉄骨からの応力伝達が可能な範囲として、鉄骨フランジ上下に取り付けられたシアキーの効果に基づ

き評価するものとしている。シアキーとしては従来、鉄骨フランジの上面に溶接した小型柱や延長支圧プレート、スチールバンド、頭付きスタッドなどがあり、本工法ではコンクリートフランジがこれらのシアキーに類似する効果を有するものと考えた。なお、文献[3]では接合部内にせん断補強筋を有する形式を対象とし、ふさぎ板形式は検討から除外しているが、ここではこれをせん断補強筋と同様とみなして評価を試みる。

4.1 耐力式の構成

同耐力式では内部要素と外部要素で異なる破壊モードを独立に仮定し、内部要素ではてこ機構による鉄骨フランジ上下部のコンクリートの「支圧破壊」とコンクリートの圧壊および鉄骨ウェブの降伏を伴う「せん断破壊」、外部要素では柱主筋の「付着破壊」とコンクリートのせん断破壊および補強筋あるいはふさぎ板の降伏を伴う「せん断破壊」を想定する。接合部せん断耐力はそれぞれいずれか小さい方の耐力を代表させ、これを足し合わせることで与えられる。

$${}_jM = {}_jM_i + {}_jM_o \quad (1)$$

$${}_jM_i = \min\{ {}_jM_{is}, {}_cM_c \} \quad (2)$$

$${}_jM_o = \min\{ {}_jM_{io}, {}_cM_b \} \quad (3)$$

ここで、

${}_jM$: 接合部せん断耐力

${}_jM_i, {}_jM_o$: 内部要素および外部要素の耐力

${}_jM_{is}$: 内部要素のせん断破壊で決まる耐力

${}_cM_c$: てこ機構による支圧破壊で決まる耐力

${}_jM_{io}$: 外部要素のせん断破壊で決まる耐力

${}_cM_b$: 接合部内柱主筋の付着破壊で決まる耐力

4.2 接合部有効幅

内部要素の有効幅は式(4)より求める。内部要素と外部要素を考慮した既往の耐力式^[4]では、内部要素の幅を鉄骨フランジ幅により評価する場合が多いが、同式では支圧プレート幅も考慮している点に特徴がある。これらはASCE規準に準じたものである。なお、本実験では、接合部にせん断補強筋を配した試験体は接合部端に鉄骨フランジ幅と同幅の支圧プレートを有する。ふさぎ板を用いた試験体では、梁鉄骨が取り付く側のふさぎ板が支圧プレートに相当するものと考ええる。

$$b_i = \max\{ {}_pb, {}_sfb \} \quad (4)$$

ただし、 ${}_pb = {}_sfb + 5 {}_pt$

ここで、

b_i : 内部要素の有効幅

${}_sfb$: 鉄骨フランジ幅

${}_pb, {}_pt$: 支圧プレートの幅および厚さ

一方、外部要素の有効幅は式(5)~(7)で与える。これらは文献[3]に対して、式(6)中の分母を1.5からASCE規準で採用される2.0に修正したものである。文献[3]によれば、1.5という値は実験結果に基づいて試行錯誤的に定められている。ここでは、既報[1]の実験結果との整合性を考慮した。すなわち、式(6)の分母が1.5の場合、コンクリートフランジ幅が柱幅の0.5倍となった時点で有効幅が頭打ちとなるが、既報[1]ではコンクリートフランジ幅を柱幅の0.5倍、0.75倍、1.0倍とした試験体のせん断耐力は、コンクリートフランジ幅に比例する形で直線的に増大することが確認されたことによる。また、式(5)中の係数Cは、接合部柱面の上下フランジ間に支圧プレートがあることを前提として、原式を簡略化したものである。

$$b_o = C (b_m - b_i) \quad (5)$$

$$b_m = (b_b + c_b) / 2 \quad (6)$$

$$b_b = \max({}_sfb, {}_cb) \quad (7)$$

ここで、

b_o : 外部要素の有効幅

c_b : 柱幅

b_m : 接合部が採り得る最大有効幅

${}_cb$: シアキー要素(コンクリートフランジ)の幅

C : 最大有効幅に関わる活性係数

C = 0.7 : コンクリートフランジ無し

C = 1.0 : コンクリートフランジ有り

4.3 接合部終局耐力

内部要素がせん断破壊する場合の耐力は、鉄骨フランジと支圧プレートに囲まれた部分のコンクリートの圧縮ストラット抵抗と、鉄骨ウェブのせん断抵抗を考慮した式(8)~(10)より算定する。てこ機構による支圧破壊耐力は、同文献[3]による簡略法を採用し式(11)より求める。

$${}_jM_{is} = V_{si} \cdot (H - ft) + V_{ci} \cdot 0.75 (H - 2ft) \quad (8)$$

$$V_{si} = (wF_y / 3) \cdot wt \cdot (0.8 cD) \quad (9)$$

$$V_{ci} = 1.65 F_c \cdot b_i \cdot cD \quad (10)$$

$$cMc = (1.61F_c) \cdot b_i \cdot 0.29cD \cdot 0.71cD \\ = 0.33F_c \cdot b_i \cdot cD^2 \quad (11)$$

ここで、

H : 鉄骨せい

f_t, w_t : 鉄骨フランジおよび鉄骨ウェブの厚さ

wF_y : 鉄骨ウェブ降伏耐力

F_c : 接合部コンクリート圧縮強度

cD : 柱せい

外部要素がせん断破壊する場合の耐力は式(12)～(14)による。ただし、直交梁がない場合については、本実験結果を考慮して安全側に、せん断補強筋およびふさぎ板の効果（式(14)）を無視するものとした。一方、外部要素の有効せいは、原式ではスラブや延長支圧プレートなどの影響を勘案し、暫定的に梁鉄骨せいの1.1倍と定めているが、ここでは、出来るだけ実状に則した評価を行うものとし、引張り重心としては鉄骨フランジ位置、圧縮重心としてはコンクリートフランジがある場合はその重心位置を想定することとする。

柱主筋が付着破壊する場合の耐力は、原式に従い式(15)より求める。

$$jM_{io} = (V_c + V_s) \cdot jd \quad 1.65 F_c \cdot b_o \cdot cD \cdot jd \quad (12)$$

$$V_c = 1.05 F_c \cdot b_o \cdot cD \quad (13)$$

$$V_s = \sum shA \cdot shF_y \cdot 0.9cD / jd \quad (14)$$

$$cMb = 1.16 F_c \cdot \sum \phi \cdot cd \quad (15)$$

ここで、

$\sum shA \cdot shF_y$: 接合部内のせん断補強筋、あるいはふさぎ板の断面積と降伏強度の積

jd : 外部要素の有効せい

$\sum \phi$: 柱引張り側主筋の周長の合計

cd : 柱主筋間距離

4.4 実験結果との適合性

図6に前項で示した耐力式による計算値と最大耐力実験値の対応を示す。同図の縦軸と横軸は層せん断力で表示してある。また、同図中に併せて示した既報[1]による実験結果は、コンクリートフランジ内に接合部を貫通する梁主筋を内蔵したタイプ（図中、SRC梁と表示）と、本実験のようにひび割れ防止筋のみ配したタイプ（図中、SC梁と表示）の試験体を対象としたものである。接合部耐力の算定にあたっては、梁断面が上下に非対称となる場合は、

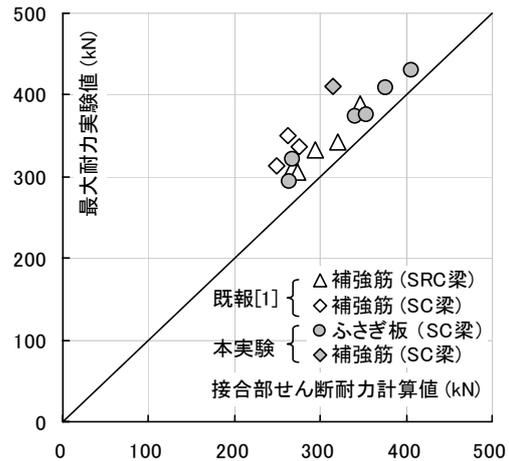


図6 接合部せん断耐力の実験値と計算値の対応

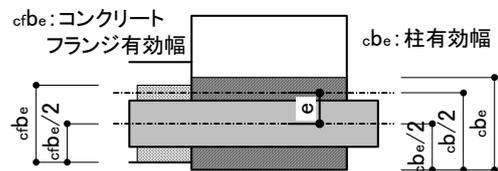


図7 梁が柱に偏心して取り付け場合の有効幅

一方の梁が上端圧縮、他方の梁が下端圧縮の曲げモーメントとなる状態を想定して、左右の梁で別々に外部要素の耐力（あるいは要素幅と接合部有効せい）を求め、これらの平均値に基づいて計算値を評価した。また、梁が柱に対して偏心して取り付け場合の扱いは、文献[3]に記載がないため、ここでは図7に示すように、柱およびコンクリートフランジの有効幅が梁芯から対称な範囲に制限されるものと考え、耐力式に適用した。

図6によれば、本計算値は全試験体に対して安全側の評価を与えており、既報[1]におけるコンクリートフランジの大きさや梁鉄骨せいの違い、本実験におけるコンクリートフランジの有無や直交梁の有無、柱と梁の偏心の影響等についても適切な評価を与えている。ただし、柱梁接合部内にせん断補強筋を配し、且つ、梁をSC形式とした試験体（図中、◇）は、明らかに他の試験体よりも幾分安全率が高くなる傾向がみられる。この点は今後の検討課題である。

5. まとめ

梁鉄骨にコンクリート製のフランジを付加したRCS構造について、接合部にふさぎ板を巻いた場合のせん断性能を実験的に検証した。本実験より以下

の知見が得られた。

- ・ 梁鉄骨にコンクリートフランジを付加することにより、最大耐力が17~28%程度増大した。
- ・ 全ての試験体で最大耐力以前に接合部鉄骨ウェブが降伏した。ふさぎ板は、直交梁を有する試験体では最大耐力以前に全面降伏したが、直交梁のない試験体では弾性範囲内に留まり、最大耐力も大幅に低下した。
- ・ 梁が柱に偏心して取り付く試験体は、偏心がない試験体に対して、1割程度、最大耐力が低下した。
- ・ 本実験および既報[1]の実験による最大耐力は、既往文献[3]に基づく評価式によって安全側に評価することができた。ただし、試験体の条件によって安全率が幾分ばらつく結果となっており、今後、更なる適合精度の向上を図る必要がある。

参考文献

- [1] 田畑卓，西原寛：コンクリートフランジを有するS梁とRC柱で構成される十字型柱梁接合部の部分架構実験，安藤建設技術研究所報，Vol16，pp59-66，2010
- [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，2001
- [3] 菅野良一ほか：鉄骨梁と鉄筋コンクリート柱より構成される柱梁接合部の耐力モデル（RCS構造柱梁接合部の耐力評価法に関する研究 その2），日本建築学会構造系論文集，第555号，pp174-184，2002.5
- [4] 例えば，馬場望，鳥井拓三，西村泰志：柱RC・はりSとするはり貫通形式内部柱はり接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達，日本建築学会構造系論文集，第513号，pp173-180，1998.11