(3) バーリングシアコネクタを用いた鉄骨梁と 床スラブの接合に関する実験的研究 - 押抜きせん断試験および単純梁曲げ試験-

丸山 喜照1・田中 照久2・眞邉 寛人3・尾宮 洋一4
 横山 眞-5・萩野 毅6・堺 純-7

 ¹正会員 岡部株式会社 技術開発部(〒304-0005 茨城県下妻市半谷1045-1) E-mail:y-maruya@okabe.co.jp
 ²正会員 福岡大学助教 工学部建築学科(〒 814-0180 福岡県福岡市城南区七隈 8-19-1) E-mail:sttanaka@fukuoka-u.ac.jp
 ³非会員 旭化成建材株式会社 住建技術開発部(〒 101-8101東京都千代田区神田神保町 1-105) E-mail:namabe.hd@om.asahi-kasei.co.jp
 ⁴非会員 ワンス設計事務所株式会社(〒 812-0018 福岡県福岡市博多区住吉 4-21-17) E-mail: once-sekkei@crv.bbiq.jp
 ⁵正会員 岡部株式会社 技術開発部(〒 131-8505 東京都墨田区押上2丁目8-2) E-mail:yokoyama@okabe.co.jp
 ⁶非会員 旭化成建材株式会社 住建技術開発部(〒 101-8101東京都千代田区神田神保町 1-105)
 ⁶非会員 旭化成建材株式会社 (〒 814-0180 福岡県福岡市城南区七隈 8-19-1) E-mail:sakaij@fukuoka-u.ac.jp

貫通孔に沿ってバーリング加工による突起部を設けた鋼板を用いた機械的ずれ止め(バーリングシアコ ネクタ)は、突起部に生じるコンクリート支圧力により高いずれ止め耐力・剛性が期待できる.本研究で は、ずれ止めにおけるコンクリートの支圧・せん断破壊に対して鋼材のせん断降伏が先行する形状寸法と したバーリングシアコネクタについて、押抜き試験とコンクリート床スラブ付き鉄骨梁試験体の単純曲げ 試験により、その力学的性状を確認した.押抜き試験では、主にバーリングシアコネクタの配置を因子と し、鋼材のせん断降伏が先行する条件を確認した.床スラブ付き鉄骨梁の単純曲げ試験では、頭付きスタ ッドジベルと比較するとともに、ずれ止め数量、配置方法を因子として梁の剛性との関係を把握した.

Key Words : Mechanical shear connector, Steel-concreate Joint, Push-out test, Burring, Stud dowel

1. はじめに

鉄骨梁と鉄筋コンクリート床スラブを接合することは、 スラブに作用する床荷重による水平力を梁に伝達する他、 合成梁として梁の剛性・耐力を発揮させるために欠かせ ない.これまで梁とスラブを接合するずれ止めとして頭 付きスタッドジベルが多く用いられてきた.頭付きスタ ッドジベルは工事現場でスタッド溶接により取付けるこ とから、天候の影響などを受け溶接部の品質確保が難し い.そのため、文献1)では工場で取付け可能なずれ止め として、バーリング加工による突起を設けた機械式ずれ 止め(以下バーリングシアコネクタ)の開発が示されてい る¹.これまでの研究では、比較的バーリングシアコネ クタの鋼板長さが長く、コンクリート要素による抵抗力 によりずれ止めの耐力が決定される範囲にて高耐力・高 剛性のずれ止めの耐力式が提案され、妥当性が確認され ている.

本研究では、バーリングシアコネクタの高い剛性、耐 力を利用するため、コンクリートスラブの抵抗力に先行 して鋼板部がせん断破壊をする形状のずれ止めとしてい る.鋼板部の破壊を先行することにより、バーリングシ アコネクタの耐力算定方法を単純化し、実用時の設計方 法の単純化を図るものである.本論では、押し抜きせん 断試験により配置方法およびコンクリート強度によるバ ーリングシアコネクタの変形性状および耐力の確認を行 い、単純梁の曲げ試験による梁の曲げ性状の把握を行う.

2. 押抜きせん断実験

(1) 押し抜き試験体

No.

1_1

 1_{2}

 2_{1}

2_2

2_3

3

4

5

6

7

8

9

10

数量

片側1枚

計2枚

片側2枚

計4枚

片側1枚

計2枚

バーリングシアコネクタの形状を図-1に、試験に用い たバーリングシアコネクタ鋼板の機械的性質を表-1に示 す. 本実験で用いたバーリングシアコネクタは100×100 ×6の鋼板に内径 φ 50の貫通孔, 突起高さ15mmのずれ止 めとした.鉄骨梁には全周すみ肉溶接で固定した.



表-2 押し抜き試験体一覧

因子

スラブ因子

高強度

普通強度

突起下向き

突起内向き 縁あき100mm

突起外向き 縁あき100mm

ピッチ130mm

ピッチ180mm

嵩上げ50mm

嵩上げ75mm

間隔100mm

バーリングシアコネクタ

配置

軸上配置

直交配置

軸上配置

軸上

直列配置

並列配置

軸上配置

押し抜き試験体の形状を図-2に、試験体一覧を表-2に 示す. 押し抜き試験体はコンクリートスラブと鉄骨梁の 接合部を模した形状とし, 配置方法及びコンクリート強 度を因子とした13体である.基本配置となるNo.1, No.2 は複数体実施し、バラつきを確認した. コンクリートと 鉄骨梁フランジの接触面は付着を除去するためグリース を塗布した.

(2) 実験方法

試験体設置方法を図-3に示す. 左右のロードセル上に 鋼板を敷設し、試験体を設置した. 試験体と鋼板の不陸 は石膏で調整し、上部の加力治具を介して油圧ジャッキ により載荷を行った. コンクリートブロックの開き止め は設けていない. ずれ変位はバーリング高さ位置に周囲 4か所に設置した変位計によりコンクリートと鉄骨の相 対変位を計測し平均ずれ変位とした.

表-1 ハーリンクンドコネクダ輌板の機械的	性質
-----------------------	----

使用材料	降伏点	引張強さ	ヤング係数
	$\sigma_y (\text{N/mm}^2)$	$\sigma_{\rm u}~({\rm N/mm}^2)$	$E_{s} (N/mm^{2})$
鋼板(t=6)	363.5	448.2	204698



*嵩上げ部の側面距離を示す





(g)No.8



圧縮強度

 $\sigma_{\rm B}$

 $[N/mm^2]$

39.9

39.9

23.8

23.8

23.4

24.1

24.1

23.6

24.6

24.6

23.4

23.6

25.0



(f)No.7

図-2 押し抜き試験体形状寸法





(b)コンクリート掻き出し破壊





(3) 実験結果

写真-1 押し抜き試験体の破壊状況

表-3 試験結果一覧

(d)嵩上げ部コンクリート破壊

試験体の降伏耐力は、図-4に示すように1/3Pmaを通る 割線剛性を初期剛性と定義 し、剛性を0.2mm オフセッ トして履歴と交差した点を 耐力値とした.押し抜き試 験より得られたせん断力と ずれ変位の関係を変位10mm までの範囲を拡大して図-5 に示す.図中の○印は降伏 耐力を▼は最大耐力を示 す.また、試験体のずれ止 め特性値を表-3に示す.

コンクリートに嵩上げ部 を設けていない試験体の破 壊状況は、写真-1(a)に示す ような鋼板のせん断破壊と

	Į	最大耐力	初期剛性	降伏耐力	降伏時変位	
No	合計	片側1組当り	片側1組当り	片側1組当り	左右平均	
110.	$2Q_u$	Q_u	$_{br}K_{e}$	$Q_{y(0.2mm \ off-set)}$	δ_y	秋门山山山汉安·C 1
	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN]	[mm]	
1_1	467.1	233.5	842	161.9	0.394	鋼板せん断破壊
1_2	443.4	221.7	758	154.4	0.406	鋼板せん断破壊
2_1	361.9	181.0	510	120.4	0.408	鋼板せん断破壊
2_2	368.6	184.3	506	125.5	0.420	鋼板せん断破壊
2_3	374.9	187.5	514	118.6	0.408	鋼板せん断破壊
3	374.9	187.5	573	125.0	0.422	掻き出し破壊
4	333.7	166.8	562	119.2	0.417	コンクリート破壊
5	312.7	156.4	624	125.9	0.408	コンクリート破壊
6	553.6	276.8	1012	205.6	0.408	コンクリート破壊
7	586.5	293.2	975	213.1	0.419	鋼板せん断破壊
8	734.5	367.3	1953	273.9	0.344	鋼板せん断破壊
9	290.4	145.2	532	111.6	0.403	嵩上げコン破壊
10	265.5	132.7	1202	113.3	0.303	嵩上げコン破壊



⁽a)鋼板のせん断破壊

なった.特にNo.1-1, No.1-2では,終局時に鋼板の破断 に至った.縁あきの少ないNo.4, No.5では最大耐力発揮 後に縁あきの小さい方のコンクリートのひび割れが進行 し,耐力が低下した.嵩上げを模した試験体No.9,

No.10については、嵩上げ部のコンクリートにせん断破 壊を生じた.コンクリートの破壊が進行しない場合には、 鋼板のせん断変形が進行し、最大耐力発揮後も十分な変 形性状を持っていることを確認した.直交配置のNo.3に ついては、最大耐力発揮後にバーリングシアコネクタの 反りに伴い、コンクリートの掻き出し破壊が生じた.

並列配置の試験体No.8はNo.2の約2倍の耐力を発揮した. 直列配置した試験体は,バーリングシアコネクタの 間隔が大きいほうが耐力が高いが,No.2の2倍には達していない.

標準試験体No.1,2について,試験体間のバラつきは 見られなかった.

3. シアコネクタのせん断耐力設計式

バーリングシアコネクタのせん断抵抗は、鋼板のせん 断耐力とコンクリート抵抗力によるせん断耐力の小さい 方の耐力で決定する.

$$brq = \min(stq, conq)$$
 (1)
 $brq : バーリングシアコネクタのせん断耐力$
 $tq : 鋼板のせん断耐力$

conq :コンクリート抵抗力によるせん断耐力

バーリングシアコネクタとコンクリートの抵抗要素は① 貫通孔内部のコンクリートの二面せん断抵抗,②突起の 支圧抵抗,③鋼板の付着摩擦抵抗の累加によって表され る^{1)~3}.本研究で用いたバーリングシアコネクタは,鋼 板長さが既往の実験に比べ短く,写真-1に示すように溶 接部直上の鋼板のせん断破壊により耐力が決定している. バーリングシアコネクタの降伏耐力は,最大耐力と同様 に鋼板で決まるものとし(2)式とする.

> $stq_y = \tau_y \cdot brA_w$ (2) τ_y :鋼板の降伏せん断応力度 (= $\sigma_y/\sqrt{3}$)

brAw:平板部の断面積

図-6にバーリングシアコネクタの端部に貼付したひず みゲージによる荷重とひずみの関係を示す.鋼板のひず みは、バーリング孔位置をせん断力の合力位置として鋼 板の面内曲げを考慮した耐力_{pl}qyを超え、stqyに達した のちに急激に進んでいることから、鋼板耐力にはバーリ ング孔中心から生じる面内曲げ応力の影響は小さいもの と考える.

鋼板の最大せん断耐力はせん断応力度の上昇を考慮し (3)式で示す.

$$s_t q_u = \tau_u \cdot {}_{br} A_w$$
 (3)
 τ_u :鋼板の最大せん断応力度 (= $\sigma_u / \sqrt{2}$)

 σ_{u} :鋼板引張強度

鋼板のせん断応力度から算定した降伏耐力,最大 耐力を表-4に示す.標準試験体,並列配置試験体で は(2)式による降伏耐力に対応しており,ずれ止め のせん断耐力が,鋼板部のせん断耐力によって決定 されていると考える.最大耐力については,標準試 験体および並列配置とした試験体では,(3)式による 最大せん断応力度にて評価できる.縁あきが少ない 試験体および直列配置した試験体では,突起部の支 圧耐力を発揮するために必要なシアコネクタ下部の コンクリート支承面積が確保できず鋼板の最大せん 断耐力値に達していない.これらの試験体では,コ ンクリートの抵抗力による耐力評価を必要とする.

表-4 鋼板によるせん断耐力計算値

	降伏せん断	最大せん断	降伏耐力	最大耐力
ずれ止め	応力度 τ_y	応力度 τ_u	$_{br}q_y$	$_{br}q_{u}$
	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	[kN]	[kN]
バーリング	200.0	216.0	195 7	190.2
シアコネクタ	209.9	510.9	125.7	109.2



図-6 せん断荷重と鋼板ひずみの関係

4. 単純梁曲げ実験

(1) コンクリート床スラブ付鉄骨梁試験体

合成梁曲げ試験体の試験体一覧を表-5 に,試験体名称 の詳細を図-7 に,試験体形状寸法を図-8 に示す. コンク リートスラブ幅 800mm,鉄骨梁せいを 400mm とした No.1~No.4,およびスラブ幅を 1000mm,鉄骨梁せいを 450mm とした No.5~No.7である.いずれの試験体もスラ ブ厚を 150mm,コンクリートの呼び強度 Fc21 である. ずれ止めの種類は No.4 のみ頭付きスタッドジベルとし, 他の試験体はバーリングシアコネクタである.梁せい 400 シリーズではバーリングシアコネクタの数量をパラ メータとし,梁せい 450 シリーズでは,配置方法および スラブ形状をパラメータとした.No.7試験体は,デッキ 山部によるスラブの断面欠損を想定し,鉄骨梁上に 50mmのコンクリート嵩上げ部を設けた.

鉄骨梁のフランジとコンクリート界面には、付着力の 影響を除外するため剥離剤を塗布した. 試験体に用いた 鋼材の機械的性質を表-6に、各試験体の実験時に行った コンクリート圧縮試験結果を表-7に示す.

試験体			接合部材			RCスラブ (Fc=2		21N/mm ²)
		梁材	呑粨	記題	粉旱	間隔	スラブ幅	嵩上げ高さ
			(1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)		奴里	[mm]	[mm]	[mm]
No,1	H400-B-S240-B800		バーリングシア	直列	16	240	800	0
No,2	H400-B-S515-B800	$\text{H-400} \times 200$	コネクタ	直列	8	515	800	0
No,3	H400-B-S1200-B800	$\times 8 \times 13$	- 1 7 7	直列	4	1200	800	0
No,4	H400-S-S240-B800		頭付スタッド	直列	16	240	800	0
No,5	H450-B-S180-B1000	H 450 × 200	バーリングシア	直列	21	180	1000	0
No,6	H450-B-D400-B1000	$\times 9 \times 14$	コネクタ	並列	20	400	1000	0
No,7	H450-B-S180-B1000-D		-177	直列	21	180	1000	50

表-5 スラブ付き鉄骨梁曲げ試験体一覧

表-6曲げ試験体使用鋼材の機械的性質

切儿	降伏点	引張強さ	ヤング係数	対広封除は	
신대	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	X1 /心司动9914	
H-400フランジ	320	468	213000	No,1~4	
H-400ウェブ	400	512	212000	No,1~4	
H-450フランジ	299	436	208000	No,5~7	
H-450ウェブ	353	469	209000	No,5~7	
スラブ筋D10	363	512	198000	No,1~4	
スラブ筋D10	354	506	188000	No,5~7	
バーリング鋼板	363	446	198000	No,1~4	
バーリング鋼板	364	448	205000	No,5~7	
頭付きスタッド ^{*1}	323 ^{*2}	463	180000	No,1~4	
※1:頭付きスタッ	ドを鋼板溶接	し、引張した	ź		

※2:0.2%オフセット値を示す。



図-7 試験体名詳細

表-7曲げ試験体コンクリートの圧縮試験結果

	試驗休	圧縮強度	ヤング係数
	武 映 14	(N/mm^2)	(N/mm^2)
No,1	H400-B-S240-B800	28.0	26700
No,2	H400-B-S515-B800	32.5	27300
No,3	H400-B-S1200-B800	32.5	27300
No,4	H400-S-S240-B800	28.0	26700
No,5	H450-B-S180-B1000	32.4	27814
No,6	H450-B-D400-B1000	32.4	27814
No,7	H450-B-S180-B1000-D	26.6	24927







(2) 曲げ試験方法

試験装置の概要を図-9 に示す. 試験体両端を単純支 持とする 2 点載荷により,スラブに圧縮力が作用する 方向に片側の漸増繰返し載荷とした.支点のピン治具 の下にはテフロンシートを敷設し,支点に生じる拘束 力を除去した.梁のたわみは,梁中央と支点位置に設 置した変位計により計測し,ずれ変位は鉄骨梁との相 対変位を計測した.

(3) 曲げ試験結果

曲げ試験による梁中央部のモーメントと梁中央のた わみの関係を図-10,図-11に、曲げ実験結果を表-8に示 す.曲げ剛性はたわみ5mm時の割線剛性として算定し、 図中の赤線で示し、鉄骨梁単体の曲げ剛性計算値を黒線 で示した.また、図中に示す〇印は、最も梁端部に設置 したバーリングシアコネクタおよび頭付きスタッドに鉛 直方向に貼付したひずみゲージの値が降伏ひずみに達し た点を示したおり、表のシアコネクタ降伏時と対応する. 図中の点線は鉄骨フランジの素材値より求めた鉄骨梁の 降伏曲げモーメント $_{s}M_{y}$ を、一点鎖線は全塑性モーメ ント $_{s}M_{p}$ を示す.

配置数量をパラメータとしたH400シリーズでは、梁 端部のバーリングシアコネクタは、配置数量が少なくな るにつれて小さい荷重で降伏している.しかしバーリン グシアコネクタの降伏後も合成梁の変形は直線的に増加 し、最も配置枚数の少ないNo.3の試験体でも鉄骨梁の降 伏モーメント付近まで直線的に変形が進んだ.鉄骨梁の 下フランジ降伏以降、梁の変形が進み、最終的にはコン クリートの圧壊が発生したが、急激な耐力低下は示さな かった.いずれの試験体も、鉄骨梁単体の剛性よりも高 く、ずれ止めによる鉄骨梁とコンクリートスラブとの合 成効果が得られ、曲げ剛性はずれ止め枚数が多い程、高 い剛性を示した.鉄骨梁単体に対する試験体梁の剛性の 比は、No.1試験体で2.04、No.3試験体で1.51であった.



図-9梁曲げ試験載荷概要

配置方法をパラメータとしたH450シリーズでは、単 列配置と並列配置において、曲げ剛性の違いは見られな いが、最大耐力は並列配置とした試験体No.6の方が高く なったが、最大耐力発揮後はコンクリートスラブ上面の 圧壊が進行し、最大耐力発揮後の耐力低下が発生した. 嵩上げをした試験体No.7では、合成梁としてのせいが大 きくなる分、曲げ剛性は試験体No.5に比べて増加したが、 最大耐力は、No.5と同程度であった. 嵩上げ部のコンク リートには、最終的には鉄骨梁の上フランジ面からコン クリートスラブ下面に向けて斜めのせん断ひび割れが発 生した.

鉄骨梁とスラブとの間のずれ変位を図-12に示す.ず れ止めの数量が減少するとともにずれ変位が増加してい るが,鉄骨梁降伏モーメント時の変位は最も数量が少な い試験体No.3で1.5mm程度であり,スラブを拘束してい ることを確認した.

図-13にNo.1試験体およびNo.3試験体の梁中央断面にお けるひずみゲージより計測したひずみ分布を示す.No.1 試験体では、 $_{s}M_{y}$ 時のひずみ分布は平面保持された状 態であり理想的な合成断面となっている.No.3試験体で は荷重増加とともに重ね梁のようなひずみ分布となった.

試験体		最大耐力時		シアコネクタ		載荷点たわみ1/300rad時		
				降伏ひずみ時		$(\delta = 5 \text{mm})$		
		梁中央		梁中央	たわろ	荷重点	中、北国町市	
		モーメント	にわみ	モーメント	バイング	モーメント	田ワ門住	
		M_{max} [kNm]	$_{br} \delta_{max} \ [mm]$	$_{br}M_{y}$ [kNm]	$_{br} \delta_y \text{ [mm]}$	$_{br}M_L$ [kNm]	$_{br}K_{e}$ [kNm/mm]	
No,1	H400-B-S240-B800	648.9	99.3	297.5	5.1	295.3	59.9	
No,2	H400-B-S515-B800	645.0	150.0	219.3	3.8	273.8	55.1	
No,3	H400-B-S1200-B800	596.6	149.1	151.8	2.9	220.8	44.3	
No,4	H400-S-S240-B800	624.4	149.8	234.3	4.6	247.5	49.5	
No,5	H450-B-S180-B1000	747.5	92.0	478.6	6.6	380.5	76.1	
No,6	H450-B-D400-B1000	773.5	47.7	582.8	8.6	389.7	78.2	
No,7	H450-B-S180-B1000-D	752.6	149.9	441.5	4.9	447.9	89.8	

表-8スラブ付き鉄骨梁曲げ試験体結果一覧



3 - 7

5. まとめ

機械的ずれ止めのせん断耐力が鋼板の平板部のせん断 変形で決定するよう設計したバーリングシアコネクタに ついて押し抜きせん断試験,合成梁の曲げ試験体を行い, 耐力,剛性および変形性能について検討した.

- 1)鋼板がせん断破壊をするずれ止めではずれ剛性が高い だけでなく、大きな変形性能を示した.
- 2)鋼板がせん断破壊をするバーリングシアコネクタは鋼 板のせん断応力によって耐力を評価可能であることを 示した.
- 3) ずれ止めの種類や配置方法による合成梁の曲げ剛性に 及ぼす影響を実験的に示した.
- 4)バーリングシアコネクタを並列配置にした場合や、デ ッキプレートを想定した場合においても、繰り返し載 荷による不安定現象は認められず、安定した曲げ性能 を発揮した.

謝辞:本研究の実験にあたっては当時学部生の吉川眞理 氏,井上綾子氏,過能由佳氏に協力いただいた.ここに 記して謝意を表す.

参考文献

- 1)田中照久, 堺純一, 河野昭彦: バーリング加工を活用した新 しい機械的ずれ止めの開発, 日本建築学会構造系論文集第78 巻第694号, pp.2237-2245, 2013.12.
- 2)井土祥太,田中照久他:バーリング加工を活用した新しい機 械的ずれ止めの開発 その7コンクリート強度の違いがずれ 止め特性に及ぼす影響,日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.1391-1392,2018.7.
- 3)井土祥太,田中照久他:バーリング加工を活用した新しい機 械的ずれ止めの開発 その8高強度コンクリートに対する最 大耐力評価の検討,日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.1373-1374,2019.7.
- 4)日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説,第2版, 2010.11
- 5)日本鋼構造協会:頭付きスタッドの押し抜き試験方法(案)とス タッドに関する研究の現状, JSSC テクニカルレポート, No.35, 1996.11

(Received September 10, 2021)

EXPERIMENTAL STUDY FOR JOINT BETWEEN STEEL BEAM AND CONCRETE SLAB USING BURLING SHEAR CONNECTOR —PUSH-OUT TEST FOR SHEAR CONNECTOR AND SIMPLE BEAM BENDING EXPERIMENT FOR COMPOSITE BEAMS—

Yoshiteru MARUYAMA, Teruhisa TANAKA, Hiroto NAMABE, Yoichi ONOMIYA, Masakazu YOKOYAMA, Tsuyoshi HAGINO and Junichi SAKAI

This study is an experimental study for burring-pressing shear connectors. This shear connector has a shape dimension in which the shear yield of the steel precedes the bearing pressure failure and shear failure of concrete so as not to show brittle fractuer.

The mechanical performance of the burring shear connector was confirmed by a punching test and a simple bending test of a steel beam specimen with a concrete floor slab. A punching test was conducted with the arrangement of the burring shear connector as a parameter, and the conditions under which the shear yield of the steel material preceded were confirmed. In the simple bending test of a steel beam with a floor slab, the amount of shear connector was used as a parameter to compare with the stud dowels, and the relationship with the rigidity of the beam was grasped.