# 論文 【形鋼を用いた新たな複合構造の曲げ耐荷性能に関する実験的研究

藤倉 修一\*1・柳谷 一輝\*2・宇野 州彦\*3・篠田 佳男\*4

要旨:本研究では、従来の RC 構造に代わる新たな複合構造として、鉄筋の代わりに I 形鋼を用い、コンクリートとの付着を高めるために I 形鋼のウェブに頭付きスタッドを配置する複合構造を提案する。提案構造の 曲げ耐荷性能を把握するために、梁供試体の曲げ載荷実験を行い、従来の RC 構造および頭付きスタッドの ない提案構造との比較を行った。その結果、提案構造は RC 構造と同様に主鋼材降伏後にじん性のある曲げ 耐荷性能を示し、終局状態にいたるまで頭付きスタッド配置による I 形鋼とコンクリートの一体性を確認し た。

キーワード: 複合構造, 静的載荷実験, 付着, ポアソン効果

# 1. はじめに

1995 年に発生した兵庫県南部地震において多くの橋 梁構造物に甚大な被害が生じたのを契機に,鉄筋コンク リート構造(以下, RC 構造)に要求される耐震性能が向 上し, RC 構造の鉄筋量が大幅に増加している。そのた め, RC 構造においては,過密配筋となり,施工手間によ る工期延長およびコンクリート充填性等が大きな問題 となっている。また,近年では,現場の作業員不足や働 き方改革を背景に,建設現場における生産性向上が急務 であり,特に,現場での作業が多い RC 構造の施工合理 化や効率化が求められている。

これらの問題を改善するために、主鉄筋の一部または 全てを形鋼に置き換える鉄骨コンクリート構造や鉄骨 鉄筋コンクリート構造が用いられる場合がある<sup>1)~4)</sup>。形 鋼は鉄筋と比べ、1本辺りの鋼材量が多いため配置する 鋼材数は少なく,配筋作業を軽減出来ること、従来のRC 構造と比べ耐力および変形性能が向上すること等が利 点として挙げられる。しかしながら、形鋼を曲げ部材中 に使用する場合、形鋼とコンクリート間の付着性能が異 形鉄筋と比べ劣るため、過度な変位やひび割れ幅の拡大 が懸念される。鋼材とコンクリートの付着性能を向上さ せるために、ずれ止めを使用する場合が多く、頭付きス タッドや孔あき鋼板ジベル<sup>5~7</sup>が一般的に用いられ、ま た、H 形鋼のフランジに突起を設ける突起付き H 形鋼<sup>8)</sup> が開発され、いずれもフランジにおいて付着させている。

以上から、本研究では、従来の RC 構造よりも施工性 が良く、工期短縮を実現するために、主鉄筋を I 形鋼に 置き換える新たな複合構造を開発する(以下,提案構造)。 提案構造では、鉄筋の代わりに I 形鋼を用い、コンクリ



ートとの付着を確保するために I 形鋼のウェブに頭付き スタッドを配置する。これにより,複数の鉄筋を単一の I 形鋼に置き換えることができるため,配筋作業が大幅 に短縮され施工の効率化が期待できる。提案構造の曲げ 挙動を把握するために,梁供試体を用いて静的 2 点載荷 実験を行った。さらに,比較のために従来の RC 構造お よび頭付きスタッドのない提案構造供試体に対しても 載荷実験を行い,耐荷性能やひび割れ分散に関する検証 を行った。

#### 2. 提案する複合構造

図-1 に従来の RC 構造と提案構造の比較を示す。図 -1 に示すように,提案する構造形式では,I形鋼のウェ ブが RC の主鉄筋に相当するように,主鉄筋と平行に I 形鋼を配置し,鋼材図心からのかぶりをできる限り小さ くするために,フランジ幅が狭いI形鋼を使用する。ま た,I形鋼とコンクリート間の付着を確保するために,ず れ止めとして用いられる頭付きスタッドをウェブの両 面に配置する。さらに,I形鋼が軸方向に引張力を受ける

\*1 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 Ph.D. (正会員) \*2 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 \*3 五洋建設(株) 技術研究所 博士(工学) (正会員) \*4 日本コンクリート技術(株) 博士(工学) (フェロー会員)



図-2 供試体の断面図(単位:mm)



図-3 供試体の側面図(単位:mm)

場合,ポアソン効果によりウェブが軸直角方向に収縮し フランジ間のコンクリートが圧縮されるため,I 形鋼と コンクリートの付着を高めることが期待できる。以上か ら,提案構造では,頭付きスタッドをウェブに配置する I 形鋼を従来の RC 構造における異形鉄筋の代替とする ことで,鋼材の施工手間が減り工期短縮に繋がる。さら に,頭付きスタッドにより十分な付着性能が確保され, 頭付きスタッドには既往の設計法が適用できるため,従 来の RC 構造から容易に変更が可能となる。なお,I 形鋼 のフランジ幅によって鋼材の図心位置が決まるため,提 案構造では,従来の RC 構造に比べ,圧縮縁から引張鋼 材の図心までの距離が小さくなる可能性があり,また, ウェブに頭付きスタッドを配置するため,スタッドの高 さも鋼材位置に影響する。

## 3. 載荷実験概要

#### 3.1 供試体諸元

**RC**供試体, 頭付きスタッドのない提案構造供試体お よび提案構造供試体(以下, それぞれ, Type-A, Type-B, Type-Cと呼ぶ)の計3ケースを製作した。供試体の寸法 および配筋を図-2, 3に示す。いずれの供試体も250×



図-4 **I**形鋼の詳細図(単位:mm)

供試体名	圧縮強度	引張強度	静弹性係数			
	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$			
Type-A	37.1	2.6	$2.9 \times 10^{4}$			
Type-B	34.8	2.8	$2.9 \times 10^{4}$			
Туре-С	49.7	3.1	$3.2 \times 10^{4}$			

#### 表一1 コンクリートの材料特性

表一	·2	鉄筋,	Ι	形鋼おる	よび	頭付き	スタ	ッ	ド	の材	料特	性
----	----	-----	---	------	----	-----	----	---	---	----	----	---

立尺大大	降伏強度	やが係数	降伏ひずみ	
[아이더	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	(×10 <sup>-6</sup> )	
軸方向鉄筋	407	$1.0 \times 10^{5}$	2171	
(D22)	407	1.9×10	21/1	
帯鉄筋	404	$1.0 \times 10^{5}$	2222	
(D13)	404	1.9 \ 10	2332	
I形鋼				
(150×75	366	$2.1 \times 10^{5}$	1804	
$\times 5.5 \times 9.5)$				
頭付きスタッド	420			
( \ \ 10)	430			

400 mm の矩形断面で,長さは 3200 mm である。RC 供試 体では、SD345-D22 異形鉄筋を軸方向鉄筋とし、引張縁 および圧縮縁から 81 mm の位置に 50 mm 間隔で計 4 本 をそれぞれ配置した。RC 供試体の軸方向鉄筋位置は提 案構造供試体における I 形鋼のウェブ中心位置に合わせ ている。提案構造供試体で用いた I 形鋼および頭付きス タッド配置を図-4に示す。鋼材の降伏点を用いて RC 供 試体と同程度の終局曲げモーメントとなるように, SS400-150×75×5.5×9.5のI形鋼を軸方向鋼材とし、ウ ェブの中心位置は引張縁および圧縮縁から 81 mm であ る。頭付きスタッドには軸径 10 mm, 全高 40 mm のもの を使用し,200mm間隔で千鳥状に配置した。頭付きスタ ッドの配置間隔については, I 形鋼が全断面積で負担す る全引張降伏力に対して、ポアソン効果によるフランジ ーコンクリート間の摩擦力および頭付きスタッドによ るせん断耐力の和が大きくなるように決め、また、頭付 きスタッド一本当たりのせん断耐力は複合構造標準示 方書 %に準じて算出した。帯鉄筋には全ての供試体で D13 の異形鉄筋を使用し、図-3 に示すように、せん断 スパン 1000 mm 間では 100 mm 間隔で配置し, 等曲げ区 間には配置していない。なお、図-3、4には後述する計



測項目の位置も併せて示している。主鉄筋および I 形鋼 はいずれも,供試体端部から 12 mm 突出した状態で定着 している。

#### 3.2 使用材料

載荷実験日材齢におけるコンクリートの材料特性を 表-1に示す。梁供試体はコンクリートを2日に分けて 打設し, Type-AとType-Bは同時に, Type-Cは別日に打 設した。そのため, いずれも同じ配合ではあったが, 表 -1に示すように, Type-Cの圧縮強度はType-A, Bに比 べて, 4割程度大きかった。コンクリートは普通ポルト ランドセメントで, Type-A, Bのスランプは 16.0 cm, Type-Cのスランプは 18.5 cm であった。軸方向鉄筋およ び帯鉄筋は鋼種 SD345, I 形鋼および頭付きスタッドに は鋼種 SS400 を用い, それぞれの材料特性を表-2 に示 す。

#### 3.3 載荷方法および計測項目

図-3に示したように、載荷実験では、支間長 3000 mm, 等曲げ区間 1000 mm として静的 2 点載荷を行い、供試体 の支持には鋼製のピンおよびピン・ローラー支承を使用 した。載荷サイクルは、0 kN→ひび割れ発生荷重→0 kN →主鋼材の降伏荷重→0 kN とし、それ以降は載荷荷重の 低下が確認されるまで載荷を行った。

主な測定項目は、支間中央のたわみ、等曲げ区間にお けるひび割れで生じる標点間距離、軸方向鉄筋および I 形鋼のひずみである。計測位置を図-3、4 に示す。等曲 げ区間の供試体下縁にパイ型変位計を千鳥状に配置し、 1000 mmの区間に計 10 か所で、ひび割れによる 100 mm 幅での標点間距離を計測している。また、等曲げ区間内 におけるひび割れ本数およびひび割れ幅については、降 伏までは 50 kN ごとに、それ以降はスパン中央の鉛直変 位が 5 mm 増加するごとに目視により確認し、ひび割れ 幅はクラックゲージにて測定した。圧縮側の I 形鋼ウェ



ブ上面および引張側のI形鋼ウェブ下面の2面に,ひず みゲージを配置し,図-4に示すように,ウェブ中心お よび中心から50mmフランジ側の軸方向2列に貼り付 けた。また,スパン中央のI形鋼ウェブおよび中央から 150mm位置では,軸直角方向のひずみも計測した。さら に,スパン中央位置における片側のフランジの軸方向ひ ずみを計測した。

### 4. 載荷実験結果

## 4.1 損傷状況

各供試体のひび割れ進展図を図-5 に示す。緑線はひ び割れ発生荷重時,青線は降伏荷重時,赤線は実験終了 時におけるひび割れ分布を示す。ここで,降伏荷重は主 鉄筋または I 形鋼のウェブが降伏し始めた荷重である。 いずれの供試体においても,ひび割れ発生時には,等曲 げ区間でひび割れが発生し,主鋼材降伏時には,等曲 げ区間におけるひび割れが進展するとともに,せん断スパ ンにおける斜めひび割れが確認できる。主鋼材降伏以降 では,Type-A,Cでは,降伏荷重時のひび割れが若干進 展し,載荷点間の上面のコンクリートが圧壊する曲げ破 壊形態を示して終局状態に至った。

Type-B においては、降伏荷重時では Type-C と同様の ひび割れ発生状況であったが、それ以降、等曲げ区間に おけるひび割れはそれ程進展せず、実験終了時には右側 のせん断スパンにひび割れが集中し、右側載荷点外側の コンクリート上面で圧壊が確認された。これは、I 形鋼ウ ェブの降伏時に I 形鋼とコンクリート間の付着が切れた ため、引張側の主鋼材が引張力を分担する曲げ破壊では なく、右側の載荷点から支持点に圧縮ストラットが形成 されたことによる。実験終了時に、右側の供試体端部を 確認したところ、付着切れによって、下側の I 形鋼がコ ンクリート中に 13 mm 程度引き込まれていた。



図-7 荷重-スパン中央変位関係

種類	ひび割れ発生 荷重(kN)		主鋼林 荷重	才降伏 5(kN)	終局荷重 (kN)		
	実験	計算	実験	計算	実験	計算	
Туре-А	38	37	299	349	340	351	
Туре-В	40	42	285	432		423	
Туре-С	40	47	306	435	402	449	

表-3 梁試験の実験値と計算値の比較

等曲げ区間内に発生しているひび割れ本数は、スパン 中央の鉛直変位が 30 mm 時点 (パイ型変位計で計測可能 な限界)において、Type-A では 7 本、Type-C では 5 本で あり、提案構造は、RC 構造に比べて 7 割程度とひび割 れ発生本数が少なく、図-5 から若干ひび割れ分散性が 劣る結果であった。

### 4.2 ひび割れ幅

荷重-平均ひび割れ幅の関係を図-6に示す。図-6に示す。図ー6に示す。図ー6に示す平均ひび割れ幅は、全てのパイ型変位計で計測した値の和を50kNごとに目視により確認したひび割れ本数で除した値であり、等曲げ区間内における1本あたりのひび割れ幅の平均である。図-6はそれぞれ50kNごとに降伏荷重に至るまでの結果を示している。図-6からType-AとType-B,Cを比較すると、200kN付近からひび割れ幅の差が徐々に大きくなり始めたが、これは、Type-B,CはType-Aに比べて、ひび割れ本数が少なく、一本当たりのひび割れ幅が大きいためである。

D22 からのかぶり C = 70 mm で許容ひび割れ幅を考え ると 0.005C = 0.35 mm<sup>10</sup>となる。前述の通りクラックゲ ージにより計測したひび割れ幅をもとに、この許容ひび 割れ幅に達した荷重は、Type-A、B および C で、それぞ れ、225 kN、200 kN および 175 kN 程度であり、最大ひ び割れ幅においても、平均ひび割れ幅と同様に同じ荷重 に対するひび割れ幅は、Type-A の方が小さかった。

## 4.3 荷重-スパン中央変位関係

荷重-スパン中央変位関係を図-7 に示す。図-7(a) は全体図, 図-7(b)は変位が 0~15 mm までの関係を示 す。また、図-7より得られた供試体のひび割れ発生荷 重、主鋼材降伏荷重および終局荷重をそれぞれの計算値 も併せて表-3に示す。ここで、実験における終局荷重 は,最大の荷重としている。図-7(a)より, Type-A では 主鋼材の降伏とともに曲げ剛性が急激に低下したが, Type-C では、主鋼材の降伏とともに曲げ剛性が徐々に低 下し始め、荷重が 352 kN で急激に低下している。これ は, Type-C では, 荷重 306 kN でウェブが先行して降伏 した後、荷重 352 kN でフランジが遅れて降伏したため である。Type-Aと Type-Cの終局荷重を比較すると、そ れぞれ, 340 kN, 402 kN であり, Type-C の方が大きい。 これは、断面の主鋼材量が Type-A では 1548 mm<sup>2</sup>, Type-B, Cでは2183 mm<sup>2</sup>と主鋼材量の差に起因している。主 鋼材量の違いによる終局荷重の差はあるものの、両供試 体において主鋼材降伏後はじん性のある変形性能を示 している。

Type-B については、荷重 290 kN 付近から荷重が低下 し始めており、I 形鋼ウェブの降伏後に荷重が低下して いる。これは、前述したように、Type-B には頭付きスタ ッドが配置されていないため、I 形鋼とコンクリートの 付着が切れて I 形鋼に力が十分に伝達されなかったため と考えられる。また、図-7(b)より Type-B、C は Type-A よりも若干曲げ剛性が高い。これは断面の主鋼材量の違 いによって生じる中立軸位置の違いによるものである。

表-3 に示す計算値について,ひび割れ発生荷重は全 断面有効における下縁の引張応力がコンクリートの引 張強度に達した際の荷重,降伏荷重はコンクリートの引 張応力を無視した断面において引張側の主鋼材が降伏 強度に達するときの荷重,終局荷重は等価応力ブロック により算出した上縁のコンクリートが圧壊するときの



荷重である。なお、Type-B、CではI形鋼を等価な断面 を持つ単鉄筋と仮定して鉄筋コンクリートと同様の手 法で, 圧縮側の I 形鋼は考慮せず算出した。また, Type-Bでは、前述したようにI形鋼降伏時に付着が切れて荷 重が低下したため、終局荷重の実験値は記載していない。 これより、ひび割れ荷重に関しては、計算値と実験値の 相対誤差は Type-A では3%であるのに対して, Type-B で は5%, Type-C では15%程度であった。また, 降伏荷重 については、Type-A では 14%であるのに対して、Type-B では 34%, Type-C では 30%, 終局荷重については, Type-A では3%, Type-C では10%であった。Type-A よ りも Type-B, C の誤差の方が大きかったが、これらは、 Type-B, Cの計算では I 形鋼のウェブとフランジの鋼材 を等価な断面を持つ単鉄筋と仮定して計算しているた めであると考えられる。I 形鋼フランジおよびウェブの 引張鋼材としてのそれぞれの役割を明らかにし、平面保 持の仮定が適用できるかどうかも含め、今後、提案構造 の設計法については検討が必要である。

# 4.4 I 形鋼ウェブの挙動

I形鋼ウェブ降伏時における Type-B, Cの引張側 I形 鋼ウェブのひずみ分布を図-8 に示す。実線は軸方向の ひずみ、破線は軸直角方向のひずみを示す。また赤色は ウェブ中心位置のひずみ,青色はウェブ中心から 50 mm 位置のひずみである。なお,表-2に示した I 形鋼の降 伏ひずみを破線で示している。Type-B, C ともに引張側 I 形鋼のウェブは軸方向に引張を受け、概ね軸直角方向 に圧縮を受けている傾向である。このことから引張側 I 形鋼ウェブは曲げモーメントの作用により軸方向に引 張力を受けると同時に,ポアソン効果によって軸直角方 向に圧縮を受けているため、フランジ間のコンクリート に圧縮が作用し, 頭付きスタッドに加えコンクリートと の付着向上が期待できるが、今後、その検証を行う必要 がある。また、いずれの供試体においても、軸方向のひ ずみはスパン中央に近い程、大きい傾向ではあるが、位 置によって大きな差は生じていない。

図-8 で示した I 形鋼降伏時における引張側 I 形鋼ウ ェブのひずみ分布と I 形鋼降伏後の中央変位 15 mm 時に おける同分布を図-9 で比較する。桃色,水色はそれぞ れ,中央変位 15 mm 時におけるウェブ中心位置およびウ ェブ中心から 50 mm 位置のひずみを示し,赤色と青色は 図-8 に示した通りであり,I 形鋼の降伏ひずみも破線で 示している。図-9(a)から,I 形鋼ウェブの降伏時と降伏 後の線はほぼ一致しており,Type-B ではI 形鋼ウェブは 降伏してからひずみがほとんど変化していないことが 確認できる。これは前述した通り,I 形鋼の降伏時にI 形 鋼とコンクリートの付着が切れ,I 形鋼に力が十分に伝 達せずI 形鋼のひずみが増加しなかったためである。

一方,図-9(b)において,Type-Cについて確認すると, I 形鋼降伏時から降伏後の中央変位 15 mm 時にかけて軸 方向中心および中心から 50 mm 位置ともにひずみが増 加している。これは,Type-C ではウェブ両面に配置した 頭付きスタッドの付着向上効果によるものであり,引張 力が I 形鋼に十分伝達されていることを示す。また,実 験終了時の供試体端部における引張側 I 形鋼の引き込み 量は 0.1 mm であり,頭付きスタッドによる I 形鋼とコン クリートの一体性が確認された。

## 5. まとめ

本研究では、従来の RC 構造に代わる新たな複合構造 として、鉄筋の代わりに I 形鋼を用い、コンクリートと の付着を確保するために I 形鋼のウェブに頭付きスタッ ドを配置する複合構造を提案した。また、提案構造の曲 げ耐荷性能を把握するために、梁供試体の静的 2 点載荷 実験を行った。載荷実験より得られた結果および知見を 以下に示す。

- (1) 等曲げ区間における提案構造のひび割れ本数は, RC 構造に比べ,7割程度と少ないため1本当たりのひび 割れ幅は大きく,ひび割れ分散性が若干劣る傾向で あった。
- (2) 主鋼材量の違いによる終局荷重の差はあったものの、 提案構造は RC 構造と同様に、主鋼材降伏後にじん性のある変形性能を示した。
- (3) 頭付きスタッドの配置によって終局状態まで I 形鋼 とコンクリートの一体性が確認されたが, 頭付きス タッドが無い場合は, I 形鋼の降伏時に I 形鋼とコン クリートの付着が切れ,供試体端部で I 形鋼がコンク リート中に引き込まれる現象が確認された。
- (4) I 形鋼を用いた複合構造において、頭付きスタッドを 配置する場合には、RC 構造同様の曲げ破壊形態であ ったが、頭付きスタッドが無い場合には、I 形鋼とコ ンクリートの付着が切れるため、曲げ破壊ではなく、 片側の載荷点から支持点への圧縮ストラットの形成

による破壊形態を示し,頭付きスタッドを配置する 場合に比べて終局荷重が低下した。

(5) I 形鋼ウェブの軸方向に引張力が作用することによ るポアソン効果によって、ウェブの軸直角方向に圧 縮力が生じ、コンクリートとの付着向上が期待され る。

#### 参考文献

- 前田良文, 篠田佳男:技術最前線/鉄筋コンクリー ト複合構造による橋脚の新工法-北海道縦貫自動 車大岸橋-,土木学会誌,第八十一巻第三号,pp.14-17, 1996.3.
- 河野一徳, 篠田佳男, 原夏生, 今西秀公: PCa 埋設 型枠を有する鉄骨コンクリート複合構造橋脚の耐 震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次 論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1325-1330, 1996.6.
- 3) 大野一昭, 芦達拓哉, 井上正巳, 篠田佳男:中間帯 鉄筋に代えてスパイラル筋を用いた SRC 構造の柱 圧縮試験, 第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋 梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.139-142, 1998.1.
- 4) 東邦和,福井次郎,橋本万多良,長澤保紀,原夏生: スパイラル筋を用いた SRC 橋脚構造の耐震性能,第
  2 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計 に関するシンポジウム講演論文集, pp.193-196, 1998.12.
- 5) 中島章典, 桑原伸太郎, Nguyen Minh Hai, 藤倉修一, 溝江慶久:限界状態を満足するずれ止めの合成効果 を考慮した非合成桁の可能性,構造工学論文集, Vol.65A, pp.698-711, 2019.3.
- 6) 田中照久, 堺純一: 孔あき鋼板ジベルを用いた SC 部 材の付着抵抗機構に関する研究, コンクリート工学 年次論文集, Vol.31, No.2, 2009.
- 7) 阿部英彦,中島章典: SRC はりの力学性状に及ぼす ずれ止め位置の影響,構造工学論文集, Vol33A, pp.307-316, 1987.3.
- 8) 原夏生, 篠田佳男, 横沢和夫, 町田和夫, 町田篤彦: 突起付き H 鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究, 土木学会論文集, No.662/V-49, pp.149-168, 2000.11.
- 2014年制定),2015.5.
- 10) 土木学会コンクリート委員会:コンクリート標準示 方書(2017年制定), 2018.3.