

論文 I 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^{1)~4)}。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 경우가多く, 頭付きスタッドや孔あき鋼板ジベル^{5)~7)}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⁸⁾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

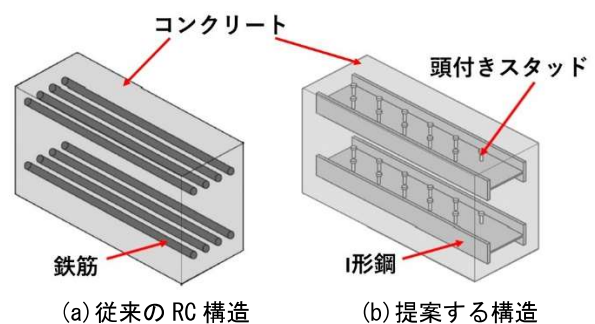


図-1 提案する構造形式のコンセプト

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)

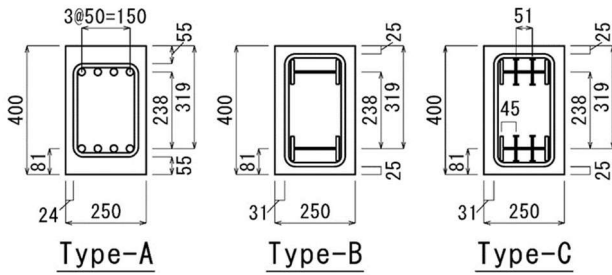


図-2 供試体の断面図(単位: mm)

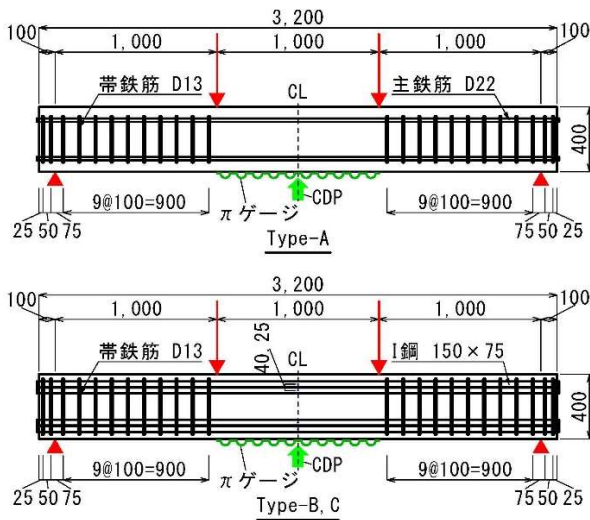


図-3 供試体の側面図(単位: mm)

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. 载荷実験概要

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×

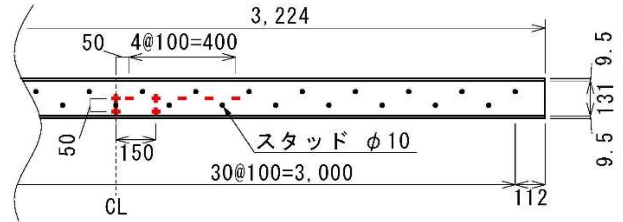


図-4 I形鋼の詳細図(単位: mm)

表-1 コンクリートの材料特性

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)
Type-A	37.1	2.6	2.9×10 ⁴
Type-B	34.8	2.8	2.9×10 ⁴
Type-C	49.7	3.1	3.2×10 ⁴

表-2 鉄筋、I形鋼および頭付きスタッドの材料特性

部材	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)
軸方向鉄筋 (D22)	407	1.9×10 ⁵	2171
帯鉄筋 (D13)	404	1.9×10 ⁵	2332
I形鋼 (150×75 ×5.5×9.5)	366	2.1×10 ⁵	1804
頭付きスタッド (φ10)	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、200 mm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-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⁹⁾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

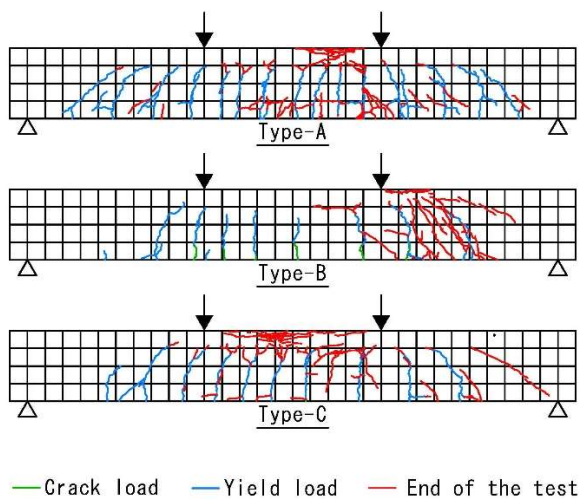


図-5 供試体のひび割れ進展図

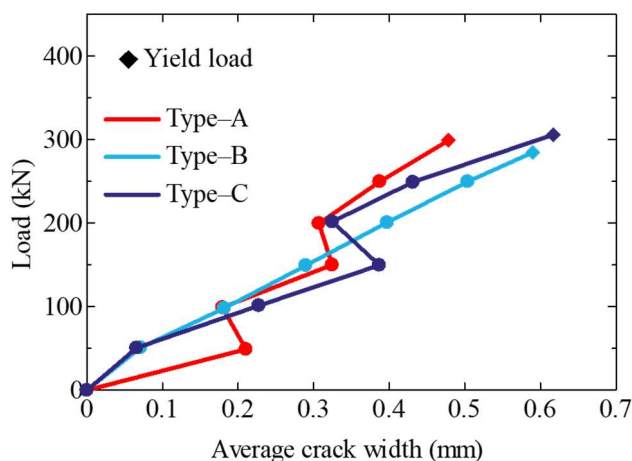


図-6 荷重—平均ひび割れ幅関係

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

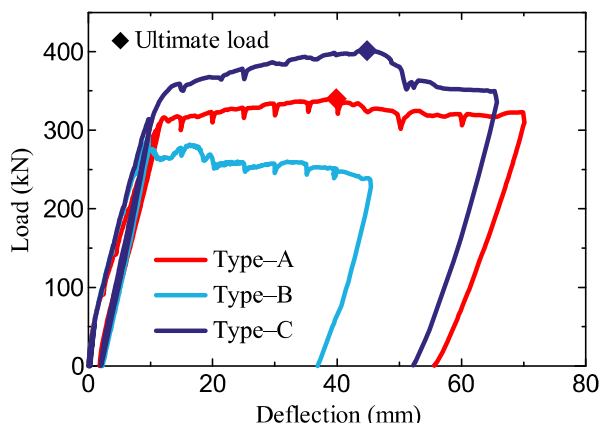
上面および引張側の I 形鋼ウェブ下面の 2 面に、ひずみゲージを配置し、図-4 に示すように、ウェブ中心および中心から 50 mm フランジ側の軸方向 2 列に貼り付けた。また、スパン中央の I 形鋼ウェブおよび中央から 150 mm 位置では、軸直角方向のひずみも計測した。さらに、スパン中央位置における片側のフランジの軸方向ひずみを計測した。

4. 載荷実験結果

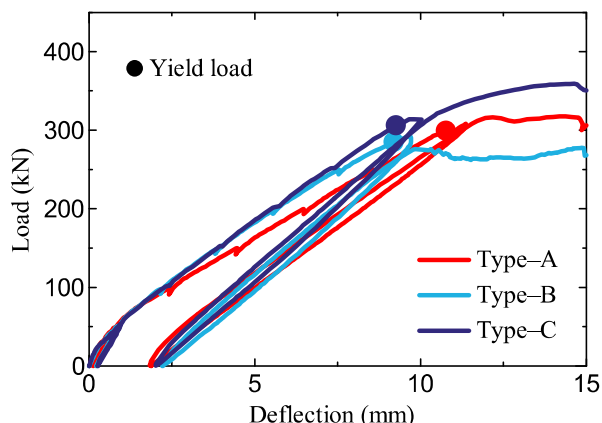
4.1 損傷状況

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。



(a) 荷重—スパン中央変位関係の全体図



(b) 荷重—スパン中央変位関係の拡大図

図-7 荷重—スパン中央変位関係

表-3 梁試験の実験値と計算値の比較

種類	ひび割れ発生荷重(kN)		主鋼材降伏荷重(kN)		終局荷重(kN)	
	実験	計算	実験	計算	実験	計算
Type-A	38	37	299	349	340	351
Type-B	40	42	285	432		423
Type-C	40	47	306	435	402	449

等曲げ区間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 50 kN 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 50 kN 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、200 kN 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、一本あ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 $0.005C = 0.35$ mm¹⁰⁾ 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 mm²、Type-B, C では 2183 mm² 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

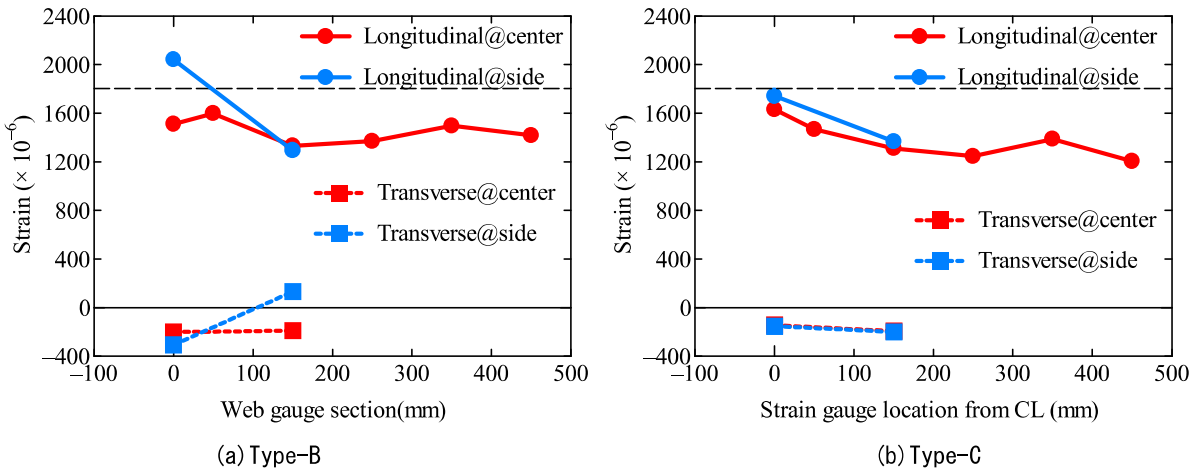


図-8 引張側 I 形鋼ウェブのひずみ分布 (I 形鋼降伏時)

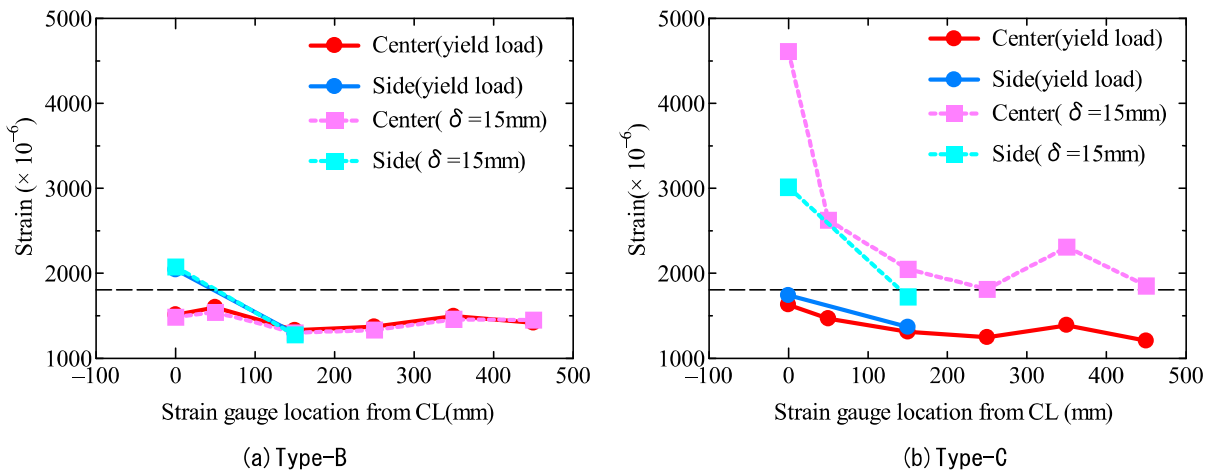


図-9 引張側 I 形鋼ウェブのひずみ分布 (I 形鋼降伏時と降伏後の比較)

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

- 1) 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一, 土木学会誌, 第八十一巻第三号, pp.14-17, 1996.3.
- 2) 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, Vol.33A, 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.
- 9) 土木学会複合構造委員会: 複合構造標準示方書 (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.