

(27) I形鋼のウェブにスタッドを配置した コンクリート複合構造の定着機構 に関する実験的研究

宇野 州彦¹・池野 勝哉²・篠田 佳男³・藤倉 修一⁴

¹正会員 五洋建設株式会社 技術研究所（〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1）

E-mail: kunihiko.uno@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 五洋建設株式会社 技術研究所（〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1）

E-mail: katsuya.ikeno@mail.penta-ocean.co.jp

³正会員 日本コンクリート技術株式会社（〒130-0026 東京都墨田区両国 4-38-1）

E-mail: y-shinoda@jc-tech.co.jp

⁴正会員 宇都宮大学教授 地域デザイン科学部（〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2）

E-mail: shuichi.fujikura@cc.utsunomiya-u.ac.jp

著者らは、従来の RC 構造に代わるものとして、ウェブにスタッドを配置した I 形鋼を主鋼材としたコンクリート複合構造を提案している。本研究では、まず提案構造とコンクリートとの付着性能やポアソン効果による影響を明らかにするために引抜き実験を実施し、ウェブにスタッドを配置することによる止め効果に加え、ポアソン効果によりフランジ内面とコンクリートに作用する摩擦力が大きくなることで、提案構造とコンクリートとの一体性が増すことを確認した。さらに、提案構造を主鋼材として用いる場合の定着長について把握するための実験を実施し、定着長が I 形鋼のウェブ高さの 6 倍以上の長さであれば、鋼材が降伏に至るまで I 形鋼が引き抜けることなく、定着が確保されていることを確認した。

Key Words: composite structure, stud, Poisson effect, fixation, pullout test

1. はじめに

近年発生している地震の巨大化に伴い、鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚）に要求される耐震性能の向上が求められている¹⁾。それに伴い RC 橋脚は過密配筋となり、コンクリートの充填性や作業効率の低下が懸念され、安全に施工を行う上で課題も多い。そのような中、橋脚施工の合理化を図る工法は以前より開発が行われており、突起付き H 形鋼を主鋼材とした鉄骨コンクリート複合構造橋脚²⁾や、鋼管を用いた鋼管コンクリート合成構造橋脚³⁾等、複数の工法が提案されている。主鉄筋を形鋼や鋼管に置き換えるこれらの工法は、周囲のコンクリートとの付着性能が異形鉄筋と比較して劣ることから、H 形鋼のフランジに突起を設けたり、リップ付き鋼管を用いたりすることで付着力を確保し、鋼材とコンクリートが一体となって挙動するものとしている。しかしこれらの工法は、特殊鋼材を使用するためサイズや種類が限られ、施工時に納期やコストを要する課題点が指摘できる。

そこで著者らは、より安価で調達性の高い材料を用いた合理化施工技術として、I 形鋼のウェブにスタッドを配置した鋼材（写真-1）を主鋼材とした構造を提案している（以下、提案構造）⁴⁾。I 形鋼やスタッドは、ともに広く普及している材料であることから、これまでの工法と比較して、納期の短縮、コストの低減が可能と考えられる。提案構造では、I 形鋼のウェブにスタッドを配置することによって、周囲のコンクリートとの付着力を確保するだけでなく、軸方向引張力が作用した際にフランジ間が狭まるポアソン効果⁵⁾により、フランジ間のコンクリートに圧縮力を作用させることでさらなる付着力の向上も期待される。

本論文では、まず提案構造とコンクリートとの付着性能やポアソン効果による影響を明らかにするための引抜き実験を実施し、これらの効果について考察した。さらに、提案構造を橋脚の主鋼材として用いる場合の必要定着長について把握するための実験を実施し、定着機構の確認と必要定着長の把握を行った。



写真1 スタッドをウェブに配置したI形鋼

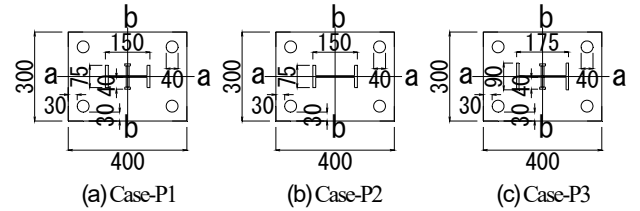


図-1 試験体の断面図 (単位: mm)

■ ウェブ ■ フランジ ■ モールド ■ スタッド

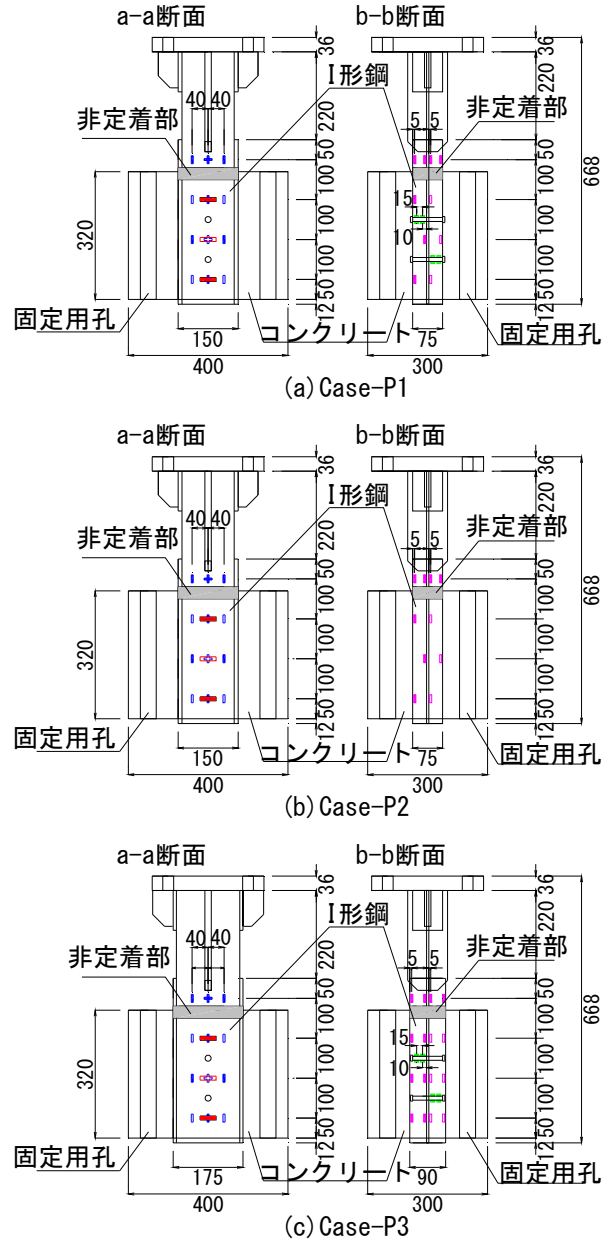


図-2 試験体の側面図 (単位: mm)

2. 提案構造の付着性能に着目した引抜き実験

(1) 実験概要

a) 試験体概要および実験ケース

引抜き試験体の断面図を図-1に、各計測内容と位置を示した側面図を図-2に示す。試験体は全てのケースにおいて、全長 668mm、I形鋼の長さは 632mm、コンクリートブロックの高さは 320mm で、コンクリートブロックの断面は 300×400mm である。図-2に示すように、コンクリートブロックの四隅には、かぶり 30mm とした試験体固定用の孔 (φ40) を設けている。また、コンクリートブロック上端の形鋼には、20mm の非付着部を設けている⁴⁾。

本実験では、スタッドを有する I 形鋼の付着特性について検討をするため、スタッドの有無や形鋼の寸法の差異について調べた。I 形鋼に I-150×75×5.5×9.5 を用いて、スタッドをウェブの両面に上下 2 本ずつ溶植した試験体を Case-P1 とし、Case-P1 からスタッドを除いた試験体を Case-P2 とした。さらに、形鋼の違いによる影響を調べるために、Case-P1 に用いた I 形鋼と断面積がほぼ等価で、フランジとウェブの寸法が異なる H-175×90×5×8 の H 形鋼を用いた試験体を Case-P3 として製作した。Case-P1、Case-P3 に用いるスタッドについては、著者らの既往研究⁴⁾から軸径 10mm、高さ 40mm を用い、配置間隔は 100mm とした。鋼材の機械的性質とコンクリートの材料特性をそれぞれ表-1 および表-2 に示す。I 形鋼、H 形鋼、スタッドには鋼種 SS400 を用いた。また、コンクリートの材料特性は、試験日材齢におけるものである。全ての試験体については、同一日にコンクリートの打設を行い、スランプは 10.0cm、空気量は 4.3%であった。

b) 荷重方法と測定項目

試験体の荷重状況を、写真-2に示す。試験体コンクリートブロックの四隅を荷重フレームに固定し、形鋼上部に溶接した厚さ 36mm の鋼板とクレビスをボルトで接続して、押し引き 300kN の油圧ジャッキにより鉛直方向に荷重した。荷重については、荷重が 50, 100, 150, 200kN

に達した時点で一度除荷する引張一方向の繰り返し荷重とし、大幅な荷重の低下または試験体の破壊状況を確認して荷重を終了した。各荷重サイクルにおける荷重回数は 1 回とした。

測定項目として、形鋼の軸ひずみ、コンクリートのモーロードゲージの計測位置を図-2に示している。スタッド

表-1 鋼材の機械的性質

	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ³ N/mm ²	規格
I形鋼150×75	385.6	461.2	203.3	SS400
H形鋼175×90	394.1	471.8	203.0	SS400
スタッド	430.0	489.7	—	SS400

表-2 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ³ N/mm ²
Case-P1	31.1	3.0	30.4
Case-P2	31.3	3.2	29.8
Case-P3	35.8	3.6	27.3

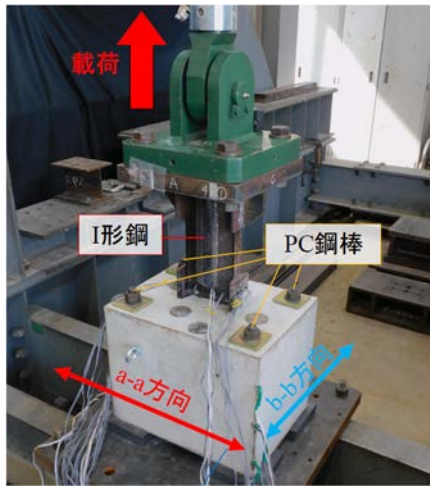


写真-2 試験体の載荷状況

を有する試験体では、スタッドの軸ひずみも計測している。ウェブについては、四角の塗りつぶしは手前側、白抜きは裏側での計測を示す。フランジについては、四角の塗りつぶしは手前のフランジ外側、白抜きは奥のフランジ外側における計測を示す。

(2) 実験結果および考察

a) 最大荷重および損傷状況

引抜き実験から得られた各試験体の最大荷重は、Case-P1で231.6kN、Case-P2で200.1kN、Case-P3で207.0kNとなり、各試験体で大きく差が生じる結果ではなかった。各試験体の損傷状況を写真-3に示す。スタッドを有するCase-P1、Case-P3では、スタッドが破断する前にコンクリートブロックを貫通する2面せん断破壊が生じ、終局に至った。一方、スタッドの無いCase-P2ではコンクリート部の損傷はほとんど確認されず、形鋼がコンクリートから抜け出して終局に至った。これらの破壊形態から、スタッドを配置したCase-P1、Case-P3においても最大荷重でCase-P2と差が生じなかったものと思われる。実際の構造物においては、主鋼材の周囲に帯鉄筋や中間帯鉄筋が配置されるため、今回の実験で見られたような破壊



写真-3 試験体の損傷状況

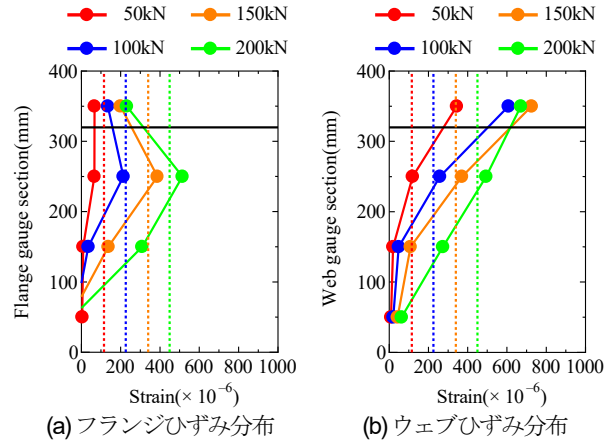


図-3 高さ方向のひずみ分布 (Case-P1)

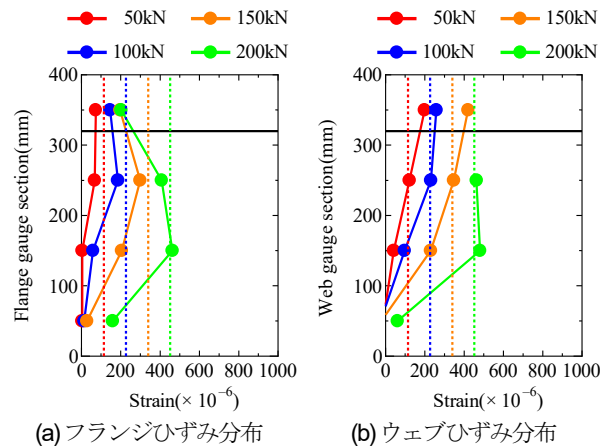


図-4 高さ方向のひずみ分布 (Case-P2)

には至らず、より大きな荷重に対してもスタッドが有効に機能するものと考えられる。

b) 主鋼材のひずみ分布

図-3、図-4に、Case-P1およびCase-P2における、フランジおよびウェブの高さ方向のひずみ分布を示す。図は50kN載荷時～200kN載荷時におけるひずみの分布を示している。図中の縦の点線は、各荷重を断面積およびヤング係数で除した鋼材ひずみの平均値である。また、黒い実線はコンクリート上縁の位置を示している。

Case-P1、Case-P2ともに、コンクリート内部におけるフランジおよびウェブのひずみは、コンクリート上縁から下縁に向かってその大きさが小さくなっている。これは、コンクリートと形鋼との間に働く付着抵抗によるも

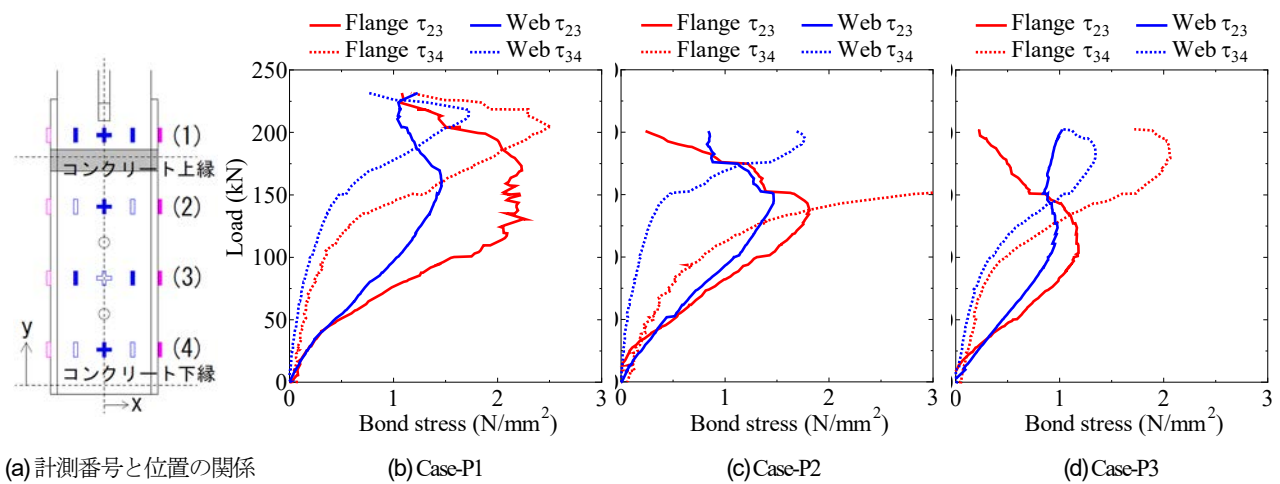


図-5 荷重-付着応力関係

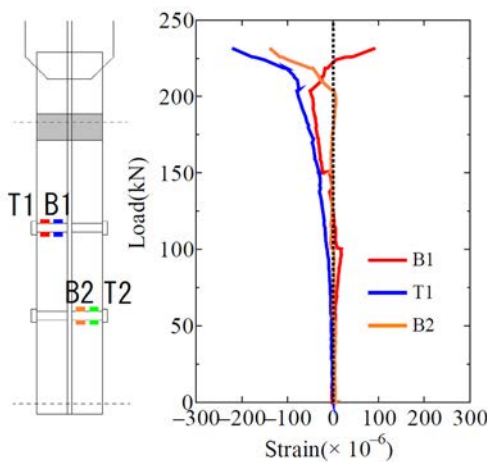


図-6 荷重-スタッド曲げひずみ関係 (Case-P1)

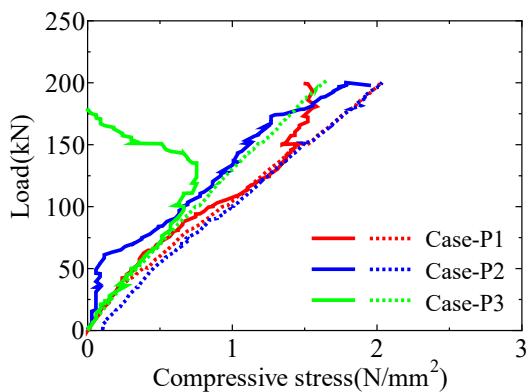


図-7 荷重-圧縮応力関係

のである。一方、Case-P2 の 200kN 時においては、高さ 150mm と 250mm でのフランジおよびウェブひずみにほとんど差がないことが分かる。これは、高さ 150mm と 250mm の区間でコンクリートと形鋼との間に作用する付着が切れているためと考えられる。

c) コンクリートと形鋼との付着応力

図-3、図-4 のひずみ分布より、高さ方向の鋼材とコンクリート間の付着力を、式(1)より算定する。

$$f = (\varepsilon_m - \varepsilon_n) \times E \times A_s \quad (1)$$

ここで、 ε_m 、 ε_n は対象区間における上端および下端の鉛直方向軸ひずみ、 E は鋼材の弾性係数、 A_s は鋼材の断面積である。

式(1)より算定した荷重-付着応力関係を図-5に示す。 τ の添え字は付着応力を算定した区間を示しており、図中に示す高さ(1)~(4)に対応している。

図-5 より、Case-P1 で 170kN、Case-P2 で 140kN、Case-P3 で 125kN 程度までは、区間 23、区間 34 ともに荷重の増加とともに付着応力が大きくなる傾向であり、区間 23 の方が区間 34 よりも付着応力は大きい。その後、荷重の増加とともに区間 23 での付着応力が減少し始め、区間 34 での付着応力が増加している。これは、区間 23 において付着力が低下したためにその後において区間 34 で付着抵抗していることを示している。また、Case-P2 では、区間 23 において 140kN 程度からフランジおよびウェブともに付着応力が急激に低下し始めるのに対して、Case-P1、Case-P3 の区間 23 では、それぞれ 170kN、125kN 程度から、フランジの付着応力は急激に低下し始めるものの、ウェブの付着応力はフランジ程低下していないことが確認できる。これは、Case-P1、Case-P3 においてはウェブに配置したスタッドが抵抗したためと想定される。さらに、スタッドのないCase-P2のフランジとウェブの付着応力を比較すると、区間 23 においてフランジの付着応力の方が大きい傾向にある。付着応力を求める際に、式(1)より算定した付着力に対して単純に対象区間におけるコンクリートとの接触面積で除しているが、ウェブに引張力が作用すると、ポアソン効果によってフランジ間のコンクリートが圧縮され、フランジとコンクリート間の付着応力が大きくなったためと考えられる。

d) スタッドの曲げひずみおよびポアソン効果

Case-P1 におけるスタッドの曲げひずみ関係を図-6に示す。図中の T はスタッド頭側のひずみを、B は根本側のひずみを示し、数字の 1、2 はそれぞれ上側および下側のスタッドを示す。なお、Case-P1 の T2 は、ひずみゲ

ージの不具合により計測できなかった。Case-P1 の上側スタッドにおける T1 および B1 では、荷重が 150kN 程度までは曲げひずみがほとんど発生せず、この荷重までは、形鋼とコンクリートとの間の付着が保たれていると考えられる。Case-P1 下側スタッドの B2 では、荷重 200kN 程度からスタッドの曲げひずみが大きくなっている。これらの結果は、図-5(b)に示したウェブにおける付着応力の挙動を裏付けているものと考えられる。以上より、提案構造は、引抜き荷重に対してまず形鋼とコンクリート間の付着によって抵抗し、引抜き荷重がその抵抗力よりも大きくなり付着力が低下し始めると、ウェブに配置したスタッドが抵抗することが確認された。

ポアソン効果について、図-5(a)の位置(2)におけるコンクリートに作用する圧縮応力の比較を、図-7に荷重-圧縮応力関係として示す。実線はモールドゲージの圧縮ひずみから求めた圧縮応力、点線はウェブのひずみ計測値から既往の研究⁵⁾により算定した結果である。図-7より、ウェブの引張力から算定したフランジ間のコンクリートへのポアソン効果による圧縮応力は、実験結果を比較的よく評価できていることが確認された。

3. 提案構造の定着長実験

本章では、前章から得られた知見を基に、図-8に示すような提案構造を橋脚の主鋼材に用いた場合における、フーチング等の基礎への必要定着長を把握するために実施した実験内容について示す。

(1) 必要定着長の試算

定着長実験を実施するにあたり、鋼材の降伏荷重に対する提案鋼材の付着抵抗力について検討を行った。既往の研究成果⁵⁾や前章の結果から、提案鋼材の付着抵抗力として、コンクリートと鋼材との付着力、スタッドのせん断抵抗力、およびポアソン効果によるフランジ間に作用する摩擦力が考えられる。これらの抵抗力が鋼材の降伏荷重を上回るための定着長さを算定する。算定結果を図-9に示す。載荷実験を想定し、対象とする I 形鋼を前章と同じ I-150×75×5.5×9.5、スタッドを軸径 10mm、高さ 40mm とした。定着長さの検討ケースとして、Case-F1 を 300mm、Case-F2 を 450mm、Case-F3 を 600mm とした。各ケースの定着長さは、I 形鋼のウェブ高さ H のそれぞれ 2 倍、3 倍、6 倍としている。コンクリートと鋼材との付着力については、複合構造標準示方書⁶⁾を参考に付着強度を 0.7N/mm² とし、鋼材の周長と各実験ケースにおける定着長さを乗じて付着力を算定した。スタッドのせん断抵抗力については、配置するスタッドを Case-F1 では両面合わせて 4 本、Case-F2 では 8 本、Case-F3 では 16 本と設定し、本数分のせん断耐力を複合構造標準示方書⁶⁾により求めた。なおスタッドの配置間隔等の実験概要については、次節で説明する。ポアソン効果によりフランジ内側からコンクリートに作用する圧縮力については、鋼材のポアソン比を 0.3 と仮定し、ウェブの引張降伏力からポアソン比による圧縮力を求め、フランジの有効幅⁵⁾を考慮してフランジ内側からコンクリートに作用する圧縮力を算定した。なお、鋼材の降伏荷重については、SS400材の降伏点の公称値を用い、I 形鋼の断面積を乗じて求めた。

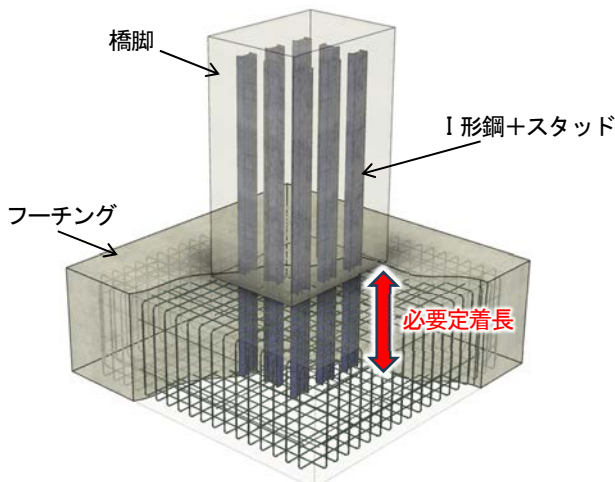


図-8 提案構造の橋脚への適用イメージ

ん断抵抗力、およびポアソン効果によるフランジ間に作用する摩擦力が考えられる。これらの抵抗力が鋼材の降伏荷重を上回るための定着長さを算定する。算定結果を図-9に示す。載荷実験を想定し、対象とする I 形鋼を前章と同じ I-150×75×5.5×9.5、スタッドを軸径 10mm、高さ 40mm とした。定着長さの検討ケースとして、Case-F1 を 300mm、Case-F2 を 450mm、Case-F3 を 600mm とした。各ケースの定着長さは、I 形鋼のウェブ高さ H のそれぞれ 2 倍、3 倍、6 倍としている。コンクリートと鋼材との付着力については、複合構造標準示方書⁶⁾を参考に付着強度を 0.7N/mm² とし、鋼材の周長と各実験ケースにおける定着長さを乗じて付着力を算定した。スタッドのせん断抵抗力については、配置するスタッドを Case-F1 では両面合わせて 4 本、Case-F2 では 8 本、Case-F3 では 16 本と設定し、本数分のせん断耐力を複合構造標準示方書⁶⁾により求めた。なおスタッドの配置間隔等の実験概要については、次節で説明する。ポアソン効果によりフランジ内側からコンクリートに作用する圧縮力については、鋼材のポアソン比を 0.3 と仮定し、ウェブの引張降伏力からポアソン比による圧縮力を求め、フランジの有効幅⁵⁾を考慮してフランジ内側からコンクリートに作用する圧縮力を算定した。なお、鋼材の降伏荷重については、SS400材の降伏点の公称値を用い、I 形鋼の断面積を乗じて求めた。

図-9より、定着長を I 形鋼ウェブ高さの 2 倍、3 倍とした Case-F1、Case-F2 では鋼材の降伏荷重に比べて付着抵抗力が小さいことが分かる。これらのケースにおいては定着が十分に確保されていないため、鋼材に引張荷重が作用した際に、鋼材が降伏に至る前にコンクリートから鋼材が引き抜ける状態となる可能性が考えられる。一方で、I 形鋼のウェブ高さの 6 倍の定着長を確保した場合には、鋼材が降伏に至るまで鋼材がコンクリートに定着されているものと考えられる。以上より、事前の試算においては、必要定着長として 6 倍程度確保されていることが望ましいと思われるが、鋼材への引張荷重作用時における定着機構や定着長算定の妥当性を確認するため、載荷実験を実施する。

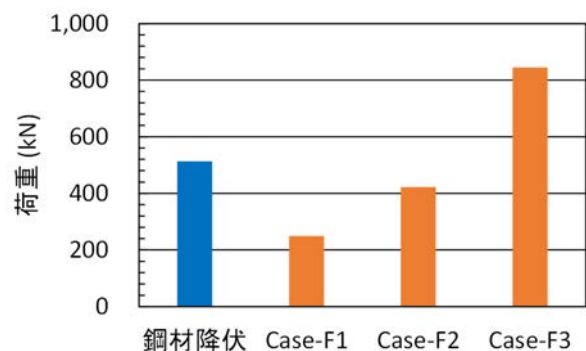


図-9 定着長の試算結果

(2) 実験概要

定着長実験は、幅1,250mm×奥行き800mm×高さ580mmのコンクリートにI-150×75×5.5×9.5のI形鋼を用い、前節で述べた定着長を各ケースで設定した。スタッドの寸法

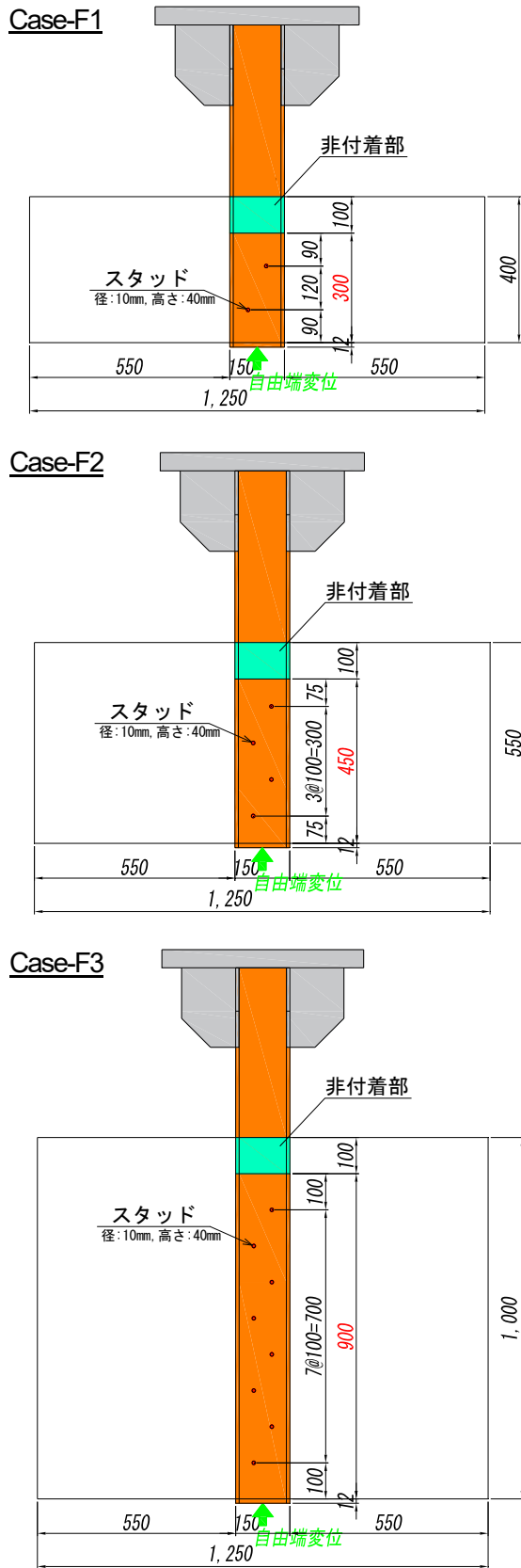


図-10 試験体の側面図 (単位 : mm)

および本数についても前節で示したとおりである。試験体概要図を図-10に示す。試験体は図に示すように長さ100mmの非付着部を設けるため、塩ビシートを鋼材に貼付した。また、前章で示したように鋼材引抜き時にコンクリートがせん断破壊とならないよう、先に示した十分な寸法を確保した上で、図-11に示すようにI形鋼の周囲に鉄筋を高さ方向に100mm間隔で配置した。試験体は、反力床と試験体の間に架台を設けることで、試験体下端の自由端変位を測定できるようにしている (図-12)。試験体と架台、反力床をPC鋼棒により固定する。

鋼材の機械的性質およびコンクリートの材料特性を表-3、表-4に示す。コンクリートは載荷実験日材齢における材料特性である。試験体のセットアップ状況を写真-4に示す。

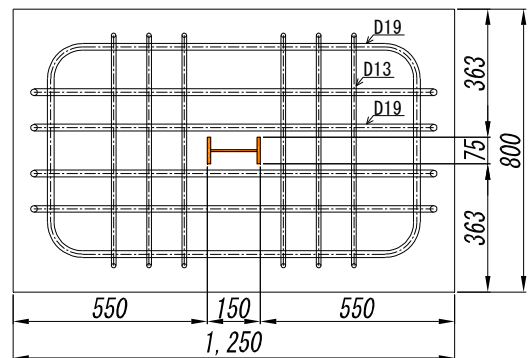


図-11 試験体の配筋図 (単位 : mm)

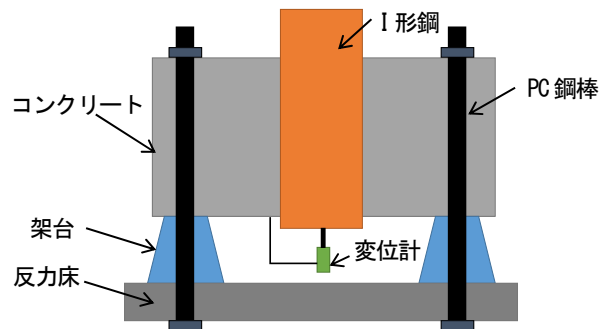


図-12 試験体設置イメージ

表-3 鋼材の機械的性質

	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ³ N/mm ²	規格
I形鋼150×75	356.3	465.1	206.7	SS400
スタッド	429.7	476.6	—	SS400

表-4 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ³ N/mm ²
Case1	40.9	3.4	30.5
Case2	43.2	3.2	31.2
Case3	45.4	3.7	32.8

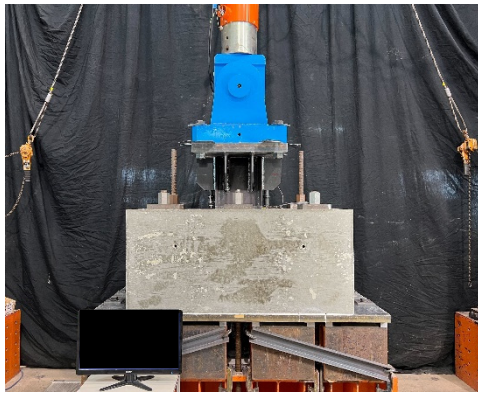


写真4 試験体のセットアップ状況

(3) 実験結果および考察

a) 荷重—自由端変位関係

載荷実験により得られた引抜き荷重—自由端変位関係を図-13に示す。図には Case-F2 および Case-F3 の降伏荷重と、本章の(1)で示した設計降伏荷重を併記している。なお、Case-F1 においては自由端変位を計測する変位計が載荷時に不具合が生じたため、自由端変位 1mm までの計測となっている。Case-F1 は荷重 100kN を超えると自由端変位が発生し、300kN 以降に大きく自由端変位が増加した。自由端変位が大きくなると荷重はあまり増加せず、鋼材片の引張試験から得られた降伏ひずみ(=1743 μ)には至らず最大ひずみ約 1100 μ であった。事前の試計算結果のように、鋼材降伏よりも付着抵抗力が小さいことを確認した。Case-F2 は設計降伏荷重時における自由端変位は約 0.4mm であり、数値としては小さいものの自由端が変位していることが確認できる。その後は 500kN を超えると自由端変位が大きくなり 592.4kN で鋼材が降伏に至った。このときの自由端変位は 1.8mm となり、鋼材が降伏しているものの、自由端変位も大きいことが分かった。事前の試計算では、付着抵抗力が鋼材降伏力よりも若干小さくなっていたが、実験においてもその傾向が確認できた。Case-F3 は鋼材降伏荷重 605.2kN まで自由端変位は全く発生せず、その後 850kN まで載荷を行ったが、自由端変位は発生しなかった。このケースも事前の試計算どおりの結果であり、定着長がウェブ高さの 6 倍確保されていれば、提案鋼材とコンクリートが定着されていることを確認できた。

次に、荷重 200kN 時、400kN 時、600kN 時におけるウェブの軸ひずみ分布を図-14 示す。横軸には自由端からの距離 x をとり、ひずみゲージで計測した点をプロットした上で、計測点同士をスプライン曲線で補間し、軸ひずみの大凡の傾向として表している。なお、各ケースにおいては非付着部を設けていることから、この区間は計測していないものの、非付着部より上方の鋼材単独部と同等のひずみが発生しているものと仮定し、新たに点をプロットした上でスプライン曲線を描いている。

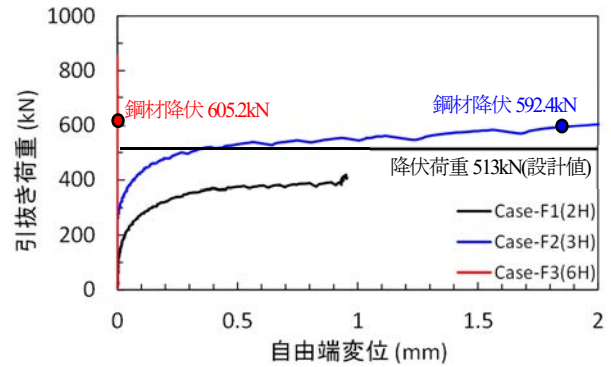


図-13 引抜き荷重—自由端変位関係

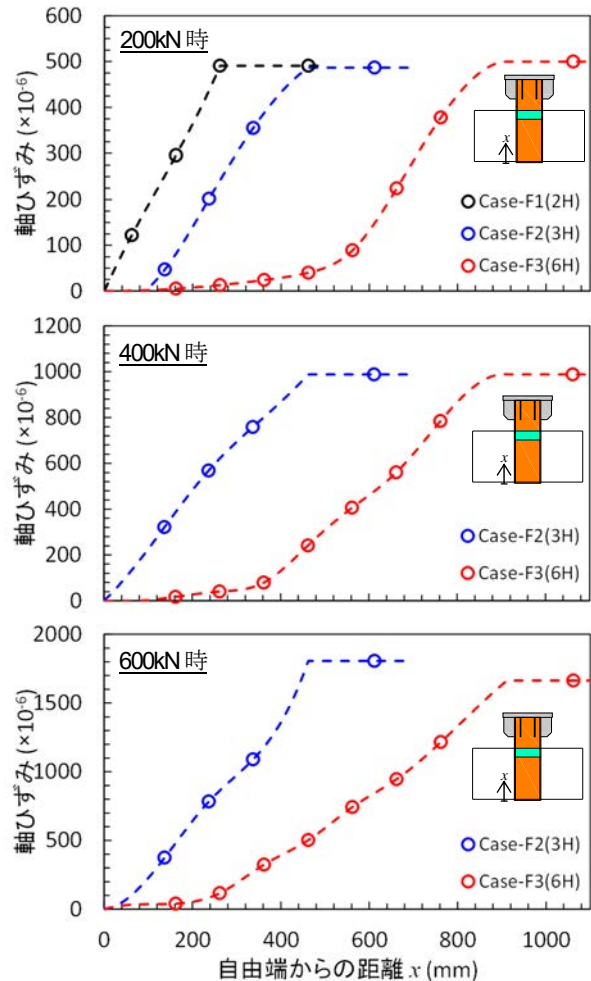


図-14 鋼材の軸ひずみ分布

Case-F1 は荷重 200kN 時において、自由端に最も近いひずみゲージで 100 μ 以上のひずみが発生しており、引抜き荷重による付着力の低下の影響が見られる。コンクリートとの一体性が保たれている場合には、自由端に近いところではほとんどひずみが発生しないと考えられるため、付着力が徐々に低下している状況と推察される。Case-F1 については最大荷重が 400kN 以下であったため、400kN 時と 600kN 時の結果はない。Case-F2 は荷重 200kN 時においては自由端に最も近いひずみゲージは 100 μ 以下と小さいものの、隣のひずみゲージとの差は大きく、

その差から算出されるひずみゲージ区間の付着力としては大きくなっている。400kN 時、600kN 時になると自由端に近いところでも大きなひずみが発生していることが分かる。Case-F3 は 600kN 時まで自由端に近いゲージに大きなひずみが発生しておらず、このことは自由端変位が発生しない結果と整合する。

4. まとめ

本研究では、提案構造とコンクリートとの付着性能やポアソン効果による影響を明らかにするために、引抜き実験を実施し、付着性能等について検討を行った。さらに提案鋼材を主鋼材として橋脚に用いる場合の必要定着長や定着機構を把握するために載荷実験を実施した。本研究より得られた知見を以下に示す。

- (1) 提案構造は引抜き力に対して、形鋼とコンクリート間の付着によって抵抗し、引抜き力がその抵抗力よりも大きくなると、ウェブに配置したスタッドが抵抗することが示された。
- (2) コンクリートと形鋼の間の付着応力は、ウェブに比べてフランジの方が大きく、フランジ間のコンクリートが圧縮されることによるポアソン効果の影響が確認できた。また、ウェブの引張力から算定したフランジ間のコンクリートへのポアソン効果による圧縮応力は、試験結果を比較的良好に評価できた。
- (3) 定着長実験から、必要定着長としてウェブ高さの 6 倍程度あれば定着が確保されることを確認した。

- (4) 示方書より算定した計算方法から実験結果を概ね評価できることを確認し、引抜き力に対して、コンクリートと形鋼との付着力とスタッドのせん断抵抗力、さらにポアソン効果による摩擦力によって抵抗することを明らかにした。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017。
- 2) 原夏生，河野一徳，篠田佳男，横沢和夫，町田篤彦：突起付き H 形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，土木学会論文誌，No.662/V-49，pp.149-168，2000。
- 3) 村尾光則，篠崎裕生，澤井淳司，富山茂樹，三上浩，睦好宏史：外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文誌 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol.71，No.1，pp.1-13，2015。
- 4) 宇野州彦，池野勝哉，藤倉修一，篠田佳男：スタッド配置した I 形鋼を芯材とした複合構造橋脚の交番載荷実験，構造工学論文集，Vol.68A，pp.850-861，2022。
- 5) 宇野州彦，池野勝哉，藤倉修一，篠田佳男：I 形鋼のウェブにスタッド配置した複合構造のコンクリート付着特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.2，pp.937-942，2021。
- 6) 土木学会：2014 年制定 複合構造標準示方書 [設計編]，2015。

(Received August 25, 2023)

EXPERIMENTAL STUDY ON FIXATION MECHANISM OF CONCRETE COMPOSITE STRUCTURE WITH STUDS ON I-BEAM WEBS

Kunihiko UNO, Katsuya IKENO, Yoshio SHINODA and Shuichi FUJIKURA

The authors have proposed a concrete composite structure using I-beams with studs in the web as main steel members as an alternative to conventional RC structures. In this study, pullout tests were conducted to clarify the adhesion performance between the proposed structure and concrete and the effect of the Poisson effect. From the results of the pullout tests, it was confirmed that, in addition to the anti-shifting effect of the studs on the web, the Poisson effect causes a compressive force on the concrete between the flanges, which increases the frictional force between the inner surface of the flange and the concrete, thereby increasing the integrity of the proposed structure and the concrete. Furthermore, based on the adhesion characteristics of the proposed structure and concrete, an experiment was conducted to determine the anchorage length when the proposed structure is used as the main steel member. From the experimental results, it was confirmed that if the anchorage length is six times or more than the web height of the I-beam, the I-beam will not pull out until the steel yields, and the anchorage is secured.