

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

Cyclic loading test on composite bridge pier with studs placed on I-beam webs

宇野州彦[†], 池野勝哉*, 藤倉修一**, 篠田佳男***

Kunihiko Uno, Katsuya Ikeno, Shuichi Fujikura, Yoshio Shinoda

[†]博 (工), 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)

*博 (工), 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)

**Ph.D., 宇都宮大学准教授, 地域デザイン科学部 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2)

***博 (工), 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)

RC piers are required to have improved seismic performance, so there some concerns that the reinforcement bars are overcrowded and work efficiency is reduced. We proposed a composite structure with studs placed on I-beam webs. In this study, we fabricated a composite bridge pier that incorporates the proposed structure as the core of the pier, and confirmed its structural performance by a cyclic loading test. As a result, it was confirmed that the composite bridge pier has the same load bearing performance and ductility compared to the RC pier. Furthermore, since I-beams have higher buckling resistance than rebars, it was shown that there is a possibility that the number of lateral ties and cross-tie rebars can be reduced in the proposed composite pier compared to the RC pier.

Key Words: composite bridge pier, stud, I-beam, cyclic loading test

キーワード: 複合構造橋脚, スタッド, I 形鋼, 交番載荷実験

1. はじめに

1995 年に発生した兵庫県南部地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震等, 近年発生している地震は巨大化しており, 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⁾。そのため, RC 橋脚は鉄筋量が増加し, 過密配筋によるコンクリートの充填性の低下や作業効率の低下が懸念されている。一方, 近年は現場の人員不足を背景に生産性向上に関する取り組みが急務であり, 効率的な施工方法が求められている。

著者の一人は, 橋脚施工の合理化を図ることを目的に突起付き H 形鋼を芯材とした鉄骨コンクリート複合構造橋脚²⁾を開発し, すでに多くの橋脚で採用されている。また, 鉄骨とらせん鉄筋を組み合わせた鉄骨鉄筋コンクリート橋脚³⁾や, 主鋼材に鋼管を用いた鋼管コンクリート合成構造橋脚⁴⁾等, 橋脚の合理化施工技術として複数の工法が確立されている。主鉄筋を形鋼や鋼管に置き換えるこれらの工法は, 形鋼および鋼管と周囲のコンクリート間の附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, リブ付き鋼管を用

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に, 施工時に納期やコストを要する点が課題となっている。

そこで著者らは, 橋脚の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を用いた複合構造 (写真-1) を提案している (以下, 提案構造)。I 形鋼, スタッド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 形鋼にスタッドを



写真-1 ウェブにスタッドを配置した I 形鋼

[†] 連絡著者 / Corresponding author

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

配置することによって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にも期待している。提案構造におけるコンクリートとの付着特性や曲げ耐荷性能を把握するために、これまで両引き試験⁵⁾や提案構造を芯材とした梁の曲げ載荷実験⁶⁾を実施し、付着性能や曲げ耐荷性能はRC構造と同等であることを確認している。

本研究では、提案構造を橋脚に適用することを検討する。I形鋼を芯材とした橋脚（以下、複合構造橋脚）は、従来のRC橋脚と比較して複数の鉄筋を単一のI形鋼に置き換えることが可能になるため、施工の合理化が可能となると考えている。一方で、橋脚の帯鉄筋や中間帯鉄筋は、橋脚のせん断耐力を向上させ曲げ破壊型の破壊形態となるように配置されるが、橋脚に作用する繰り返し荷重が大きくなる際に、主鉄筋が座屈して橋脚からはらみ出すことを抑制する働きも有している。提案構造に用いるI形鋼は鉄筋に比べ座屈抵抗性が高いと考えられることから、帯鉄筋や中間帯鉄筋を低減できる可能性があると考えている。座屈荷重を算定する場合、座屈荷重と断面二次モーメントは比例関係にあることから、断面二次モーメントの大きい方が座屈荷重も大きくなる。断面積が等価なI形鋼と鉄筋を比較した場合、I形鋼の方が断面二次モーメントは大きくなるため、I形鋼を用いる場合には鉄筋と比較して座屈抵抗性が高くなると考えられる。なお、使用する鋼材の材端条件や座屈長さ、ヤング係数が両者で大きく異なる場合には、これらも考慮した上で座屈抵抗性を議論する必要がある。

本論文では、I形鋼を芯材とした複合構造橋脚を対象として正負交番載荷実験を実施し、RC橋脚と比較して繰り返し荷重作用時の耐荷性能や変形性能を把握する。さらに、帯鉄筋や中間帯鉄筋を低減した際の構造性能へ与える影響について考察する。

2. 提案する複合構造橋脚の概要

2.1 構造概要

スタッドは一般に鋼材とコンクリートで構成される複合部材としての一体化を図るために、鋼材とコンクリート間のずれ止めとして利用される^{7,8)}。提案構造においては、写真-1に示すようにI形鋼のウェブにスタッドを配置して周囲のコンクリートとの一体化を図ることとしている。提案構造では軸方向引張力が作用すると、ポアソン効果によって軸直角方向には圧縮力が作用する。これによりウェブ両端に位置するフランジ間の距離が狭まり、フランジ内面とコンクリートとの摩擦力が増大し、フランジ間のコンクリートとの一体性が増すことが期待される。よって提案構造では、ポアソン効果にスタッドのずれ止め効果が加わることにより、鋼材とコンクリ

ートとの付着性能が向上するものと考えられる。

2.2 I形鋼のポアソン効果とスタッドの設計法

本節では、スタッドを配置したI形鋼に軸方向引張力が作用する際のI形鋼のポアソン効果によるフランジ内側に作用する摩擦力の算定と、配置するスタッドの設計法について述べる。設計法の詳細については、既報⁵⁾にて記載しているのでそちらを参照されたい。

スタッドの数量や配置を決めるための概略設計フローを図-1に示す。また、I形鋼に軸方向引張力が作用した際にポアソン効果によって鋼材および周囲のコンクリートに作用する荷重等を模式的に表したものを図-2に示す。

I形鋼のウェブに引張降伏力が作用すると、ポアソン効果によってウェブ両端にあるフランジとその間にあるコンクリートとの間に圧縮力が作用するが、この圧縮力

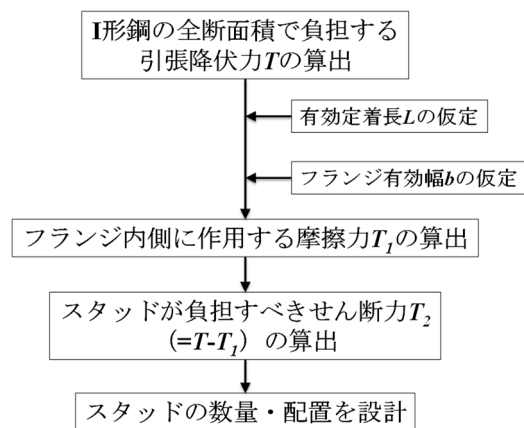


図-1 スタッド配置の概略設計フロー

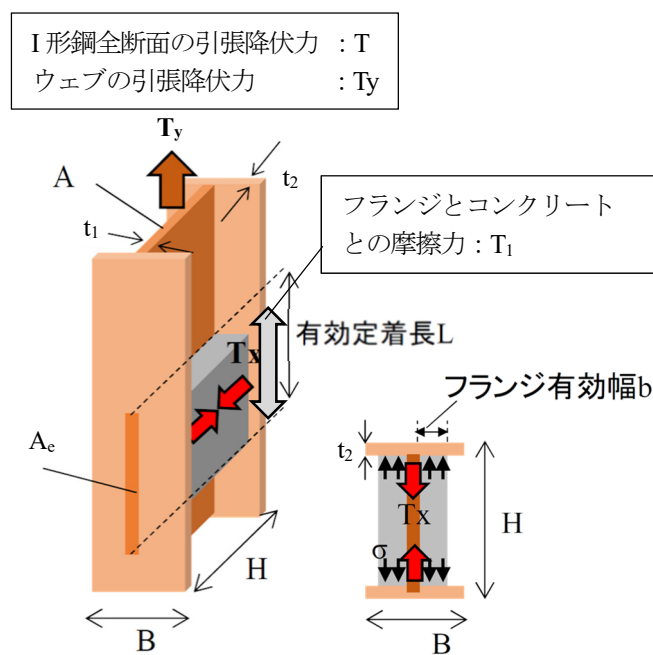


図-2 軸方向引張力が作用した際のポアソン効果

の算定には、I形鋼とコンクリートとの付着が連続的に確保できるための必要長さである有効定着長 L を設定する必要がある。また、コンクリートの圧縮にはフランジ幅全域が寄与するものではなく、ある有効幅 b がコンクリートの圧縮に影響を与えていると考えられる。またその有効幅 b は、フランジ厚さによって変わるものと推察される。これらに関して、過去に実施した両引き試験⁵⁾において有効定着長 L はウェブ高さの概ね6倍以上に設定すると定着が確保されていることが分かり、フランジ有効幅 b はフランジ厚さの概ね2倍程度であることが分かったが、これら有効定着長とフランジ有効幅の妥当性や定量的な評価については、今後のさらなる検討が必要である。

フランジ内側に作用する摩擦力 T_1 が算出されると、I形鋼の全断面積で負担する全引張降伏力 T との差分である $T_2(=T-T_1)$ がスタッドで負担するせん断力となる。なお、全引張降伏力 T に対する T_1 と T_2 の負担比率は、概ね2:8となる。この比率は引張荷重が段階的に変化してもそれに応じて摩擦力 T_1 が変化するため変わらない。また、ひび割れ発生後においてもフランジ間のコンクリートの剥落等がなければ、摩擦力 T_1 の低減は見られないことは既往の研究⁵⁾で明らかにしている。スタッドの数量は、複合構造標準方書⁹⁾に従い算定する。スタッドが負担する荷重を文献⁹⁾で求めたスタッド1本あたりの設計せん断耐力で除すことにより、スタッドの必要本数が求められる。

2.3 複合構造橋脚の断面設計

提案構造を芯材とした複合構造橋脚の断面を設計する際には、従来のRC橋脚と同等の断面性能となるために必要な鋼材量および鋼材の配置検討が必要となる。著者が実施した曲げ載荷実験⁹⁾により、従来のRC断面で必要とされる主鉄筋の鉄筋断面積と降伏強度を考慮してそれと等価なI形鋼を用い、主鉄筋の設計有効高さをI形鋼のウェブ中心位置に合わせることで、提案構造は従来のRC断面と同等の曲げ耐荷性能を有することを確認した。したがって、複合構造橋脚の断面検討を行う際には、I形鋼のウェブ位置(重心位置)に断面積が集中しているものとして、RC断面と同様に平面保持を仮定してひずみ-応力分布から力の釣合い条件により曲げモーメント M を算定することができる。また、断面の大きな橋脚では一般に多段配筋されることがあるが、この場合には図-3に示すようにその多段鉄筋の重心位置とI形鋼の重心位置が合うようにI形鋼を配置すればよいと考えられる。なお、図-3は簡易的に圧縮側の鉄筋(鋼材)を割愛して示しており、 d は有効高さ、 x は圧縮縁から中立軸までの距離を示している。

ただし、レベル2地震動等の外力に対して設計する際に橋脚の塑性化を考慮する場合には、断面の曲げ耐力を過小に評価する可能性があるため、I形鋼を例えばウェ

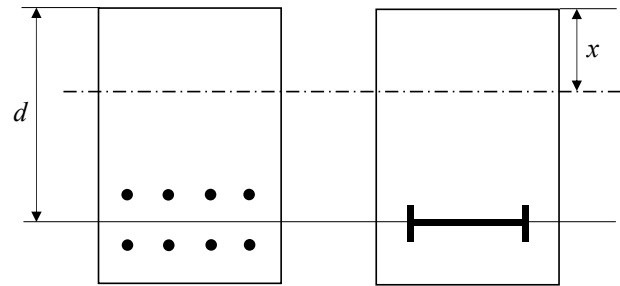


図-3 提案構造の鋼材配置

ブとフランジに分けてそれぞれの重心位置で断面積を考慮する等が必要になると考えられる。

3. 複合構造橋脚の交番載荷実験

3.1 実験概要

(1) 試験体概要および実験ケース

提案構造を芯材とした複合構造橋脚の繰り返し荷重用下における構造性能を確認するため、正負交番載荷実験を実施した。試験体はRC構造の試験体(以下、Case1)と、複合構造の試験体(以下、Case2)、およびCase2に対して帯鉄筋と中間帯鉄筋を低減した試験体(以下、Case3)の合計3体を使用した。既往の実験^{5,6)}より、スタッドを配置しない場合は、鋼材とコンクリートとの一体性が低下することが明らかとなっていることから、本実験のCase2およびCase3ではスタッドを配置した試験体としている。

Case1およびCase2の形状寸法と配筋を図-4に示す。また、各試験体の橋脚断面図を図-5に示す。試験体は橋脚部の断面が600mm×900mm、橋脚高さが3000mmで下部に2000mm×1600mm、高さ800mmのスタブを設けている。スタブは反力床に固定している。

Case1では、柱主鉄筋としてD25の異形鉄筋を図-5に示すように計32本配置している。帯鉄筋はD13を橋脚基部から高さ2000mmまでは100mmピッチとし、それより上方はジャッキ取付との兼ね合いから、約100mmピッチとしている。中間帯鉄筋はD13を図-5に示すように配置している。Case2は、柱の主鋼材として150×75×5.5×9.5のI形鋼を用いており、Case1における主鉄筋4本分を1本のI形鋼に置換している。試験体寸法と中間帯鉄筋の間隔から、主鉄筋4本を対象にI形鋼に置換しているが、実橋脚においても橋脚寸法や中間帯鉄筋の間隔等を考慮してI形鋼に置換する主鉄筋本数を決めることとなる。I形鋼の配置については、2.3節に記した考え方に基づいている。帯鉄筋および中間帯鉄筋については、Case1と同じである。Case3は、Case2と比較して帯鉄筋の間隔を250mmピッチ(Case1, Case2の2.5倍)と拡げている。試験体の曲げせん断耐力比がRC換算で1に近い程度まで帯鉄筋の数量を低減している。RC

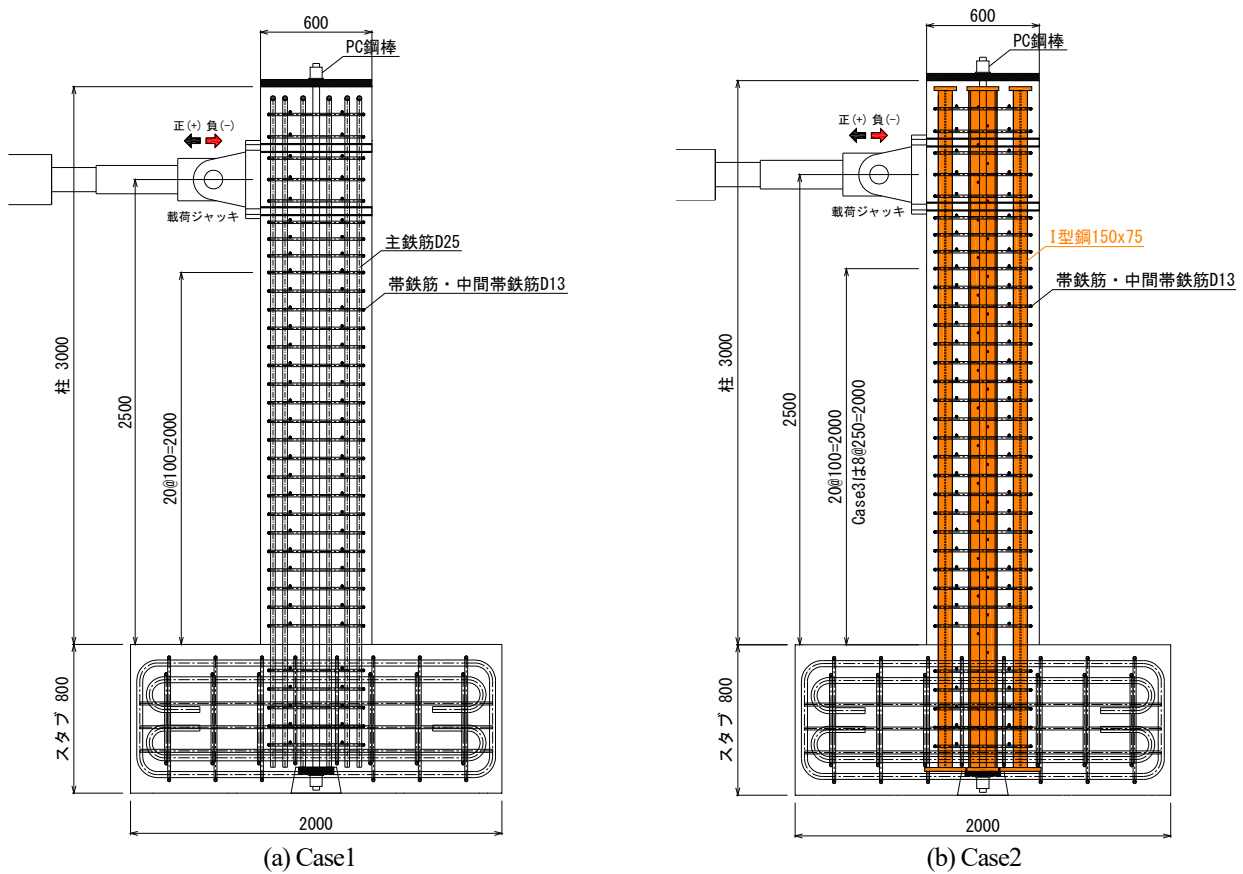


図-4 交番载荷試験体 (単位 : mm)

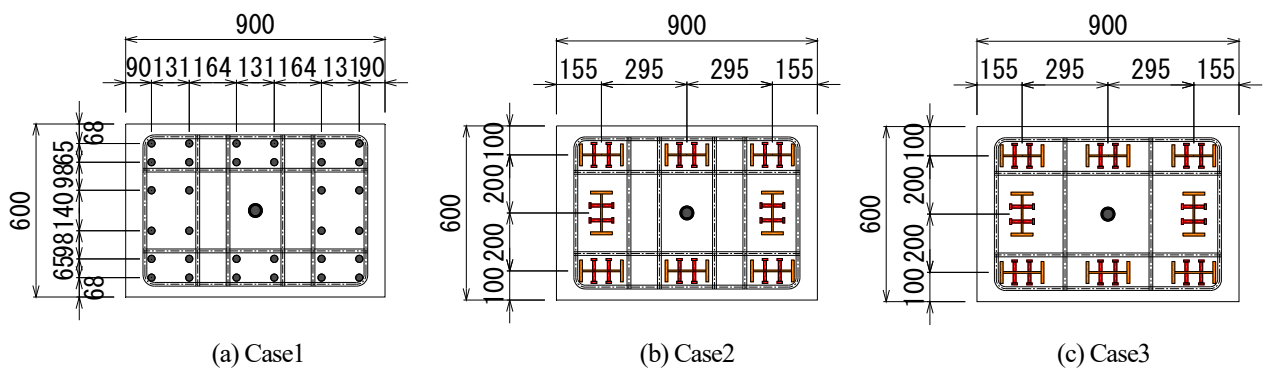


図-5 試験体の断面図 (単位 : mm)

換算していることから、帯鉄筋間隔を 250 mm ピッチとした場合の RC と Case3 のせん断強度にどの程度の違いがあるのかについては、今後構造計算を行い明らかにする予定である。中間帯鉄筋については、図-5 に示すように Case2 と比較して半分とする。各試験体の鉄筋比は、Case1 の主鉄筋比が 0.030、Case2 および Case3 の主鋼材比が 0.032、横拘束鉄筋比は Case1 および Case2 が 0.013、Case3 が 0.0034 となっている。ウェブに配置するスタッドは、軸径 10 mm、全高 40 mm の頭付きスタッド (頭径 19 mm、頭高 7 mm) を用い、2.2 節に基づき 200 mm ピッチで千鳥配置とする。ただし、本試験体で使用するスタッドは文献 9) に記載されている式の適用範囲外であるため、参考値としてスタッド本数を設定している。試験

体製作において、スタッドの溶接後にスタッドの曲げ試験を実施しており、溶接性に問題ないことを確認している。なお、スタッドの軸径や高さについては、スタッドに要求されるせん断耐力を基に、試験体の I 形鋼の寸法も考慮して設定しているため、実橋脚においては軸径や高さも大きくなると思われる。また、スタッド配置については、既往の実験⁹⁾より良好なひび割れ分散性を示したことから、今回の実験においても千鳥配置としている。I 形鋼を用いた試験体の製作状況を写真-2 に、試験体のセットアップ状況を写真-3 に示す。

橋脚の軸方向には、一般に上部構造の死荷重反力に相当する軸力が作用する。軸力は橋脚の塑性変形性能や耐力荷力に影響を及ぼすため、軸力を作用させて実験を行う。

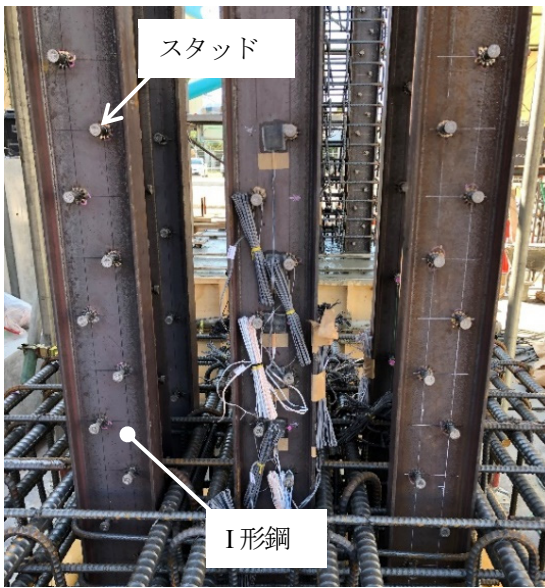


写真-2 試験体製作状況

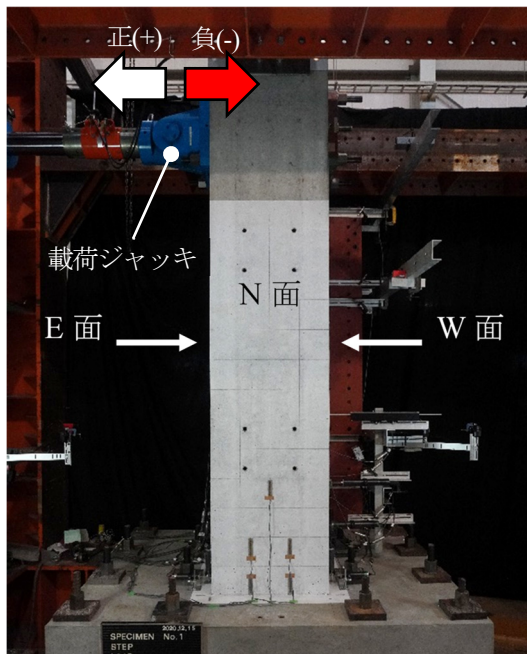


写真-3 試験体のセットアップ状況

軸力を作用させる方法としては、軸力加力装置を用いる方法やPC鋼棒の緊張による軸力導入方法が挙げられる。また軸力加力装置を使用する場合に、水平変位の変化に追従して軸力加力装置が水平方向に移動が可能であれば、軸力が常に鉛直下向きに作用するため水平荷重に影響を及ぼすことは少ない。本実験では実験施設の制約から、PC鋼棒の緊張にて軸力を導入する方法とした。図-4に示すように橋脚軸中央にPC鋼棒を配置し、橋脚頭部およびスタブ下端で定着させ、橋脚頭部にセットしたセンターホール型ジャッキによってPC鋼棒を緊張させた。導入する軸力は一般的な道路橋脚を想定し、橋脚断面に1MPaが作用するように、PC鋼棒に540kNの軸力を導入した。

表-1 鋼材の機械的性質

	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ³ N/mm ²	規格
鉄筋D25	373.2	559.7	184.0	SD345
鉄筋D13	386.9	541.3	181.5	SD345
I形鋼150×75	302.6	414.7	182.3	SS400
頭付きスタッド	430.0	489.7	—	SS400
PC鋼棒	1144.0	1261.0	—	C種1号

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
Case1	37.8	2.8	34.3
Case2	39.8	3.1	32.7
Case3	44.7	3.4	35.3

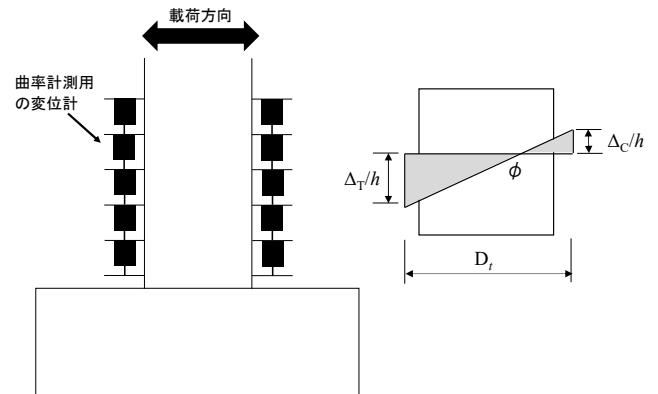


図-6 曲率の計測方法¹⁰⁾

(2) 荷重方法

実験は、構造部材の変形性能やエネルギー吸収性能を評価するために通常実施される正負交番荷重実験に基づいた¹⁰⁾。実験に際しては、橋脚基部の主鉄筋およびI形鋼ウェブに貼付したひずみゲージが降伏ひずみ ϵ_y （主鉄筋は2058 μ 、I形鋼は2168 μ ）に達した際の変位を基準降伏変位 δ_y として定義した。荷重方法は、荷重ジャッキ（1000kN）を橋脚基部（スタブ上面）より高さ $H=2500$ mmに設置し、基準降伏変位 δ_y の整数倍として、 $\pm 1\delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$ をそれぞれ3サイクル繰り返し、その後 $\pm 4\delta_y$ 、 $\pm 5\delta_y$ はそれぞれ2サイクル繰り返し、 $\pm 6\delta_y$ 以降は1サイクルずつ荷重を行った。Case1は $\pm 12\delta_y$ において前ステップより2割以上の荷重低下が見られたため、 $\pm 12\delta_y$ までの荷重とした。Case2は $\pm 13\delta_y$ まで繰り返し荷重を行った後、 $16\delta_y$ まで単調荷重を実施し、Case3は $\pm 12\delta_y$ まで繰り返し荷重を行った後、 $16\delta_y$ まで単調荷重を実施した。

(3) 使用材料および計測項目

実験で使用した鋼材の機械的性質を表-1に、コンクリートの材料特性を表-2にそれぞれ示す。鋼材の引張試験やコンクリートの圧縮試験および静弾性係数試験はJIS規格に準じて実施している。コンクリートは、交番荷重実験日材齢における材料特性である。計測項目は、鉄筋およびI形鋼のひずみ、荷重ジャッキの水平荷重、橋

脚柱の水平変位，橋脚柱のひび割れ性状である．また，橋脚基部の塑性ヒンジ近傍の弾塑性挙動やあらかじめ想定した塑性ヒンジ長の妥当性を確認するため，曲率の計測を行った．曲率は図-6 に示すように変位計を橋脚高さ方向に複数設置し，式(1)により計測区間内の断面における平均曲率として算出した¹⁰⁾．

$$\phi = (\Delta_T - \Delta_C) / D_i \cdot h \quad (1)$$

ここで， ϕ : 計測区間内の断面における平均曲率
 Δ_T, Δ_C : 計測区間における引張縁近傍および圧縮縁近傍の相対変位
 D_i : 引張縁と圧縮縁に配置された変位計の距離
 h : 計測区間長

3.2 実験結果および考察

(1) 荷重-変位関係

各試験体における載荷位置での荷重-変位関係を図-7 に示す．各試験体の基準降伏変位 δ_y は，Case1 が 19.17 mm，Case2 が 19.51 mm，Case3 が 19.02 mm であった．Case1 は， $2\delta_y$ 以降で荷重が 600 kN を超え，その後も荷重が低下することなく推移しているが， $9\delta_y$ から徐々に荷重が低下し， $12\delta_y$ で大きく荷重が低下している．履歴ループは若干くびれた紡錘形状を示し，一般的な RC 橋脚の履歴を描いている．Case2 は，最大荷重は $2\delta_y$ で迎えるもののその後大きな荷重低下はなく安定した挙動を示している． $13\delta_y$ 以降は単調載荷を行ったが， $16\delta_y$ まで大きな荷重低下は生じなかった．Case3 も Case2 と同様に最大荷重は $2\delta_y$ となり， $5\delta_y$ までは Case2 とほぼ同じ挙動を示したが， $6\delta_y$ 以降より緩やかに荷重が低下している．これは帯鉄筋や中間帯鉄筋が Case2 に比べ少ないことが関係していると推察されるが，損傷状況も踏まえて次項にて考察する．Case2 および Case3 の履歴ループはともに紡錘形状を示しており，エネルギー吸収性能が高いと思われる．

設計耐力と実験値を比較したものを表-3 に示す．表中に記載している公称値は，コンクリートの圧縮強度 30 N/mm²，鉄筋の降伏強度 345 N/mm²，鋼材の降伏強度 235 N/mm² を用いて設計耐力を算定している．試験値については，表-1 および表-2 に示した材料特性値を用いて算定した設計耐力である．またひび割れ発生荷重の試験値

は，目視での読み取り値である．実験結果と比較すると，終局荷重は公称値との比較で 1.14~1.28 倍と十分な安全性を有しており，試験値では 1.05 倍と各試験体とも同様の精度であることを確認できる．次に，実験で使用した鉄筋および I 形鋼の機械的性質が異なることから，各ケースで発生した水平荷重 P を各ケースの終局荷重（試験値） P_{ud} で除した荷重比として各試験体の包絡線を図-8

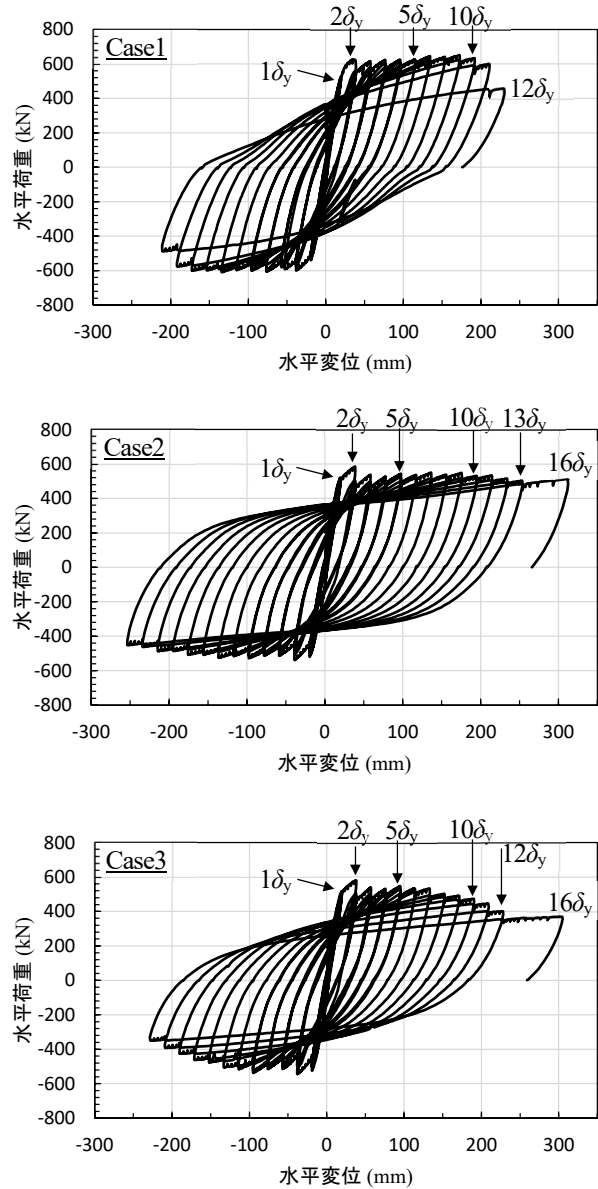


図-7 荷重-変位関係

表-3 設計耐力と実験値との比較

単位: kN

実験ケース		ひび割れ発生荷重		降伏荷重		終局荷重		実験/設計(終局)
		設計値	実験値	設計値	実験値	設計値	実験値	
Case1	公称値	69.3	91.1	420.9	524.5	572.8	651.0	1.14
	試験値	81.9		467.8		618.2		1.05
Case2	公称値	81.0	120.5	307.6	519.5	456.9	585.0	1.28
	試験値	101.0		401.1		555.7		1.05
Case3	公称値	81.0	120.5	312.0	516.3	455.2	580.4	1.28
	試験値	101.0		405.4		550.2		1.05

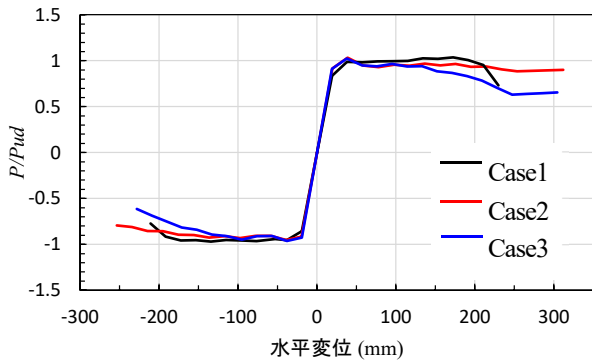


図-8 荷重比-変位関係の包絡線

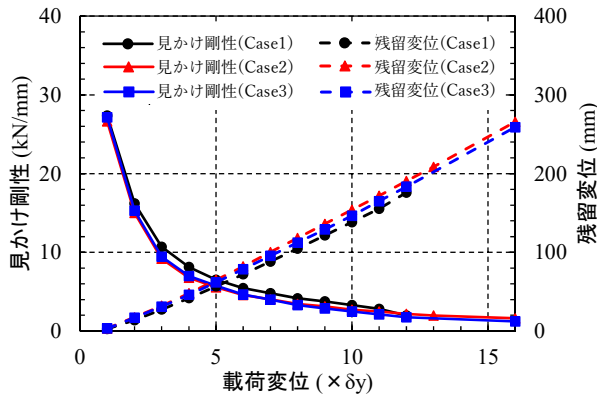


図-9 見かけ剛性と残留変位の変化

に示す。この結果から、提案する複合構造橋脚は従来のRC橋脚と同等の耐荷性能があり、変形性能としては $10\delta_y$ (約200mm)以降もじん性に優れているが、帯鉄筋や中間帯鉄筋を大きく低減すると徐々に耐力が低下することが分かる。

各载荷変位1サイクル目の最大水平荷重を最大変位で除した見かけの剛性と、除荷後の残留変位について、正(+側)载荷のステップで整理したものを図-9に示す。複合構造橋脚(Case2, Case3)は、見かけの剛性、残留変位ともにRC橋脚(Case1)と同程度であることが分かり、耐荷性能として同等であると言える。次に、各サイクルでの履歴吸収エネルギーについて、そのサイクルで吸収したエネルギーとその前までに吸収した累積吸収エネルギーの変化を図-10に示す。 $5\delta_y$ まではどのケースも同程度のエネルギー吸収性能であるが、 $5\delta_y$ 以降はCase2のサイクル吸収エネルギーが一定の比率で大きく増加している。これは繰り返し荷重作用時に紡錘形状の履歴ループを描くことからエネルギー吸収性能が高い構造であると言える。一方Case3も紡錘形状の履歴ループを描いていたが、 $6\delta_y$ 以降は耐力が徐々に低下していたことから、エネルギー吸収量としてはCase2に比べ小さくなったと考えられる。

(2) 損傷状況

損傷はいずれの試験体においても、曲げ破壊先行型であり、曲げひび割れの発生、かぶりコンクリートの剥離および剥落、主鉄筋または主鋼材の座屈および破断の順

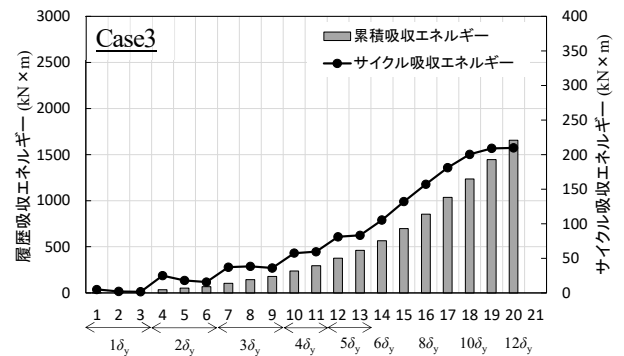
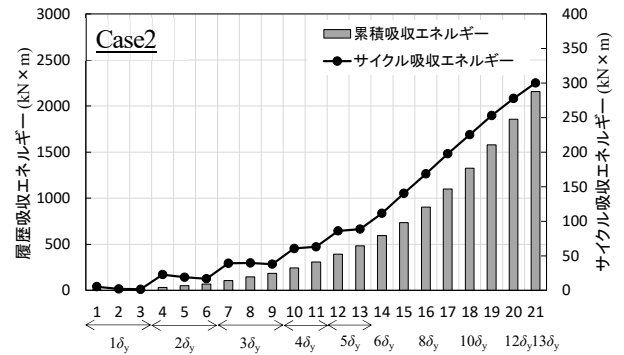
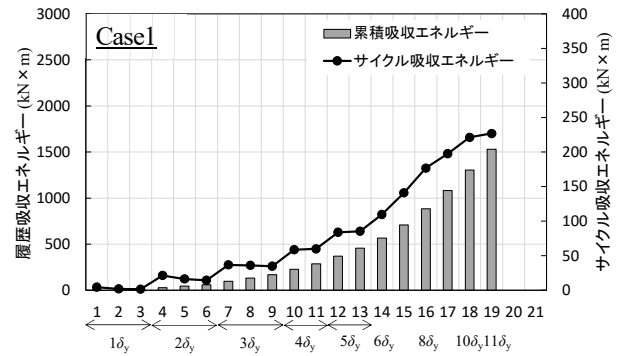


図-10 履歴吸収エネルギー

番で発生した。

Case1では荷重に伴う水平ひび割れの増加後、 $5\delta_y$ からかぶりコンクリートの剥離が始まった。 $8\delta_y$ で橋脚基部から300mmの高さまでかぶりコンクリートの剥落、 $9\delta_y$ で主鉄筋の座屈が確認された。 $12\delta_y$ で主鉄筋が破断し、载荷を終了した。図-7に示した荷重-変位関係において、 $9\delta_y$ より発生荷重が緩やかに低下しているのは、主鉄筋が座屈したためと考えられ、さらに $12\delta_y$ において荷重が大きく低下したのは、主鉄筋の破断によるものと思われる。 $12\delta_y$ で生じた主鉄筋の破断状況を写真-4に示す。

Case2は水平ひび割れの増加後、 $5\delta_y$ からかぶりコンクリートの剥離が始まった。その後 $9\delta_y$ で橋脚基部から150mmの高さまでかぶりコンクリートが剥落した。主鋼材については、フランジは帯鉄筋の影響でやや変形が生じていたものの、载荷終了となる $16\delta_y$ までウェブの座屈や主鋼材のはらみ出しは確認されなかった。図-7の荷重-変位関係で载荷終了まで荷重の大きな低下が見られな

かったのは、主鋼材の座屈やはらみ出しがなかったためだと推察される。またフランジ間のコンクリートの剥落

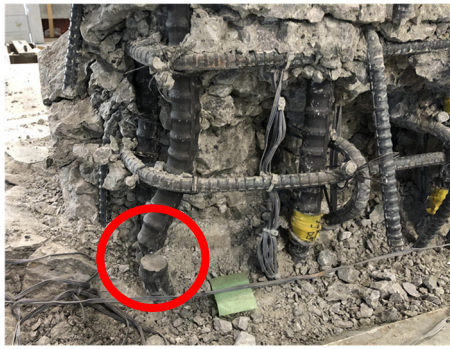


写真-4 主鉄筋の破断状況 (12 δ_y)

は、載荷終了時まで確認されなかった。

Case3は水平ひび割れの増加とともに3 δ_y から鉛直方向のひび割れも増えており、4 δ_y からかぶりコンクリートの剥離が生じた。8 δ_y で橋脚基部から300mmの高さまでかぶりコンクリートが剥落し、10 δ_y では基部から700mmの高さまでかぶりコンクリートが剥落した。11 δ_y では主鋼材のフランジが帯鉄筋により大きく変形し、主鋼材がはらみ出す状況も確認された。このときにフランジ間のコンクリートも剥落した。I形鋼は鉄筋に比べ座屈抵抗性が高いとは言え、塑性ヒンジ部においては鋼材の圧縮変形に抵抗するための帯鉄筋や中間帯鉄筋が不足していたことが要因であると考えられる。Case2と比較して広い範囲でかぶりコンクリートの剥落が生じたこと、主鋼材のはらみ出しが見られたことにより、Case2に比べ載荷変位の増加に伴い耐力が低下したことが、図-7の荷重-変位関係に表れているものと推察される。10 δ_y における各試験体のN面の損傷状況を写真-5に示す。

各試験体のひび割れ性状として、かぶりコンクリートの剥離が開始、進展した+5 δ_y におけるひび割れスケッチを図-11に示す。載荷変位の1サイクル目を示している。ひび割れスケッチは、正(+)側の載荷で生じたものを青線、負(-)側で生じたものを赤線で記しており、グレーの斜線ハッチングはコンクリートの剥落を示している。ひび割れ図は、E面、N面、W面を展開図として示しており、橋脚基部から1500mmの範囲を対象としている。ひび割れの分散性に注目すると、Case1のひび割れ本数が若干多いことが分かる。これはCase1の鉄筋のかぶり厚さとCase2およびCase3のウェブから最外縁までの距離の違いが要因として考えられる。またCase2とCase3を比較すると、Case3のひび割れ間隔が広く橋脚基部付近では鉛直方向へのひび割れも多くみられる。これは帯鉄筋間隔が広いことひび割れ分散性が低下し、I形鋼のフランジのはらみ出し量がCase2に比べ大きいことひび割れが生じたものと推察される。ひび割れ幅については、図中に○印で示した箇所が最大となっており、Case1で5.5mm、Case2で3.5mm、Case3で5.0mmであった。Case2ではひび割れ幅が小さくCase1およびCase3でひび割れ幅が大きくなる傾向が窺える。

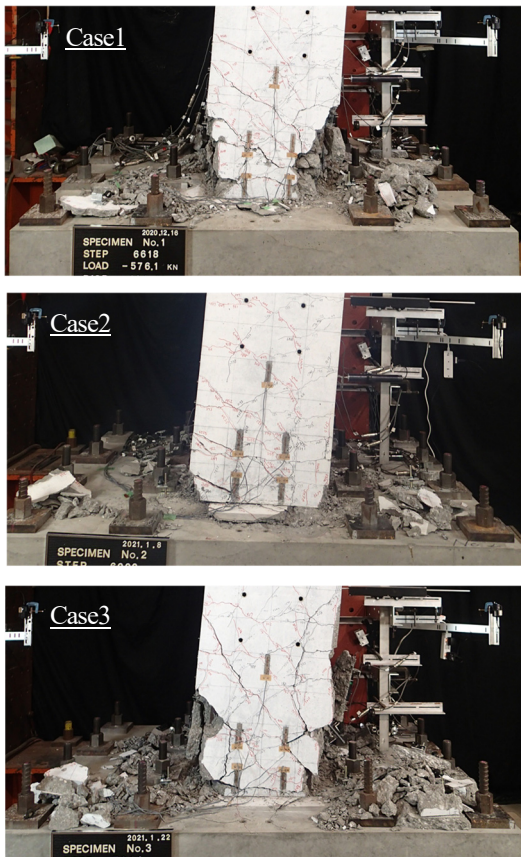


写真-5 試験体の損傷状況 (10 δ_y)

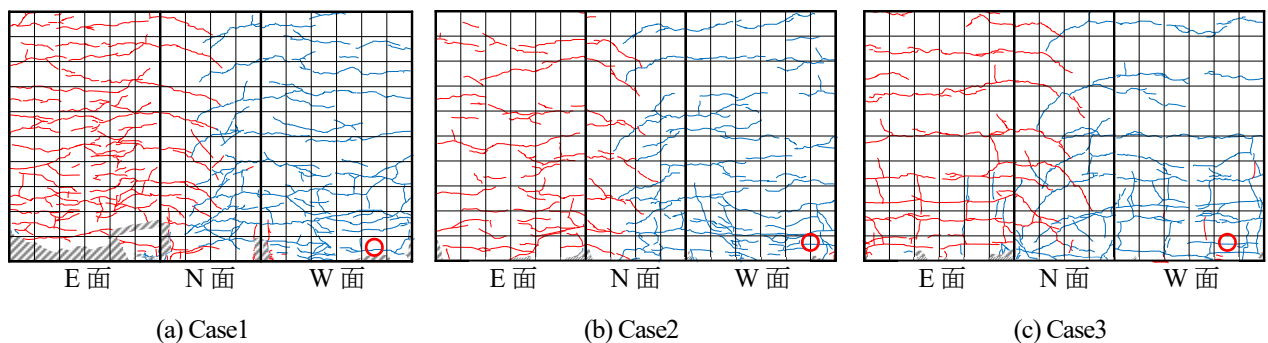


図-11 ひび割れ性状スケッチ (+5 δ_y)



写真-6 切断後の試験体状況

Case2 および Case3 について、実験終了後に橋脚基部で切断した状況を写真-6に示す。Case2 はフランジの一部で帯鉄筋による変形等が見られたものの、座屈やはらみ出しは確認されなかった。一方 Case3 は、帯鉄筋によるフランジの変形とともに鋼材がはらみ出ししているのが確認できる。なお、スタッドの破断については Case2, Case3 ともに確認されなかった。

(3) 曲率分布

各試験体の荷重変位1サイクル目における最大曲率の高さ方向分布を図-12に示す。曲率は式(1)より平均曲率として算出した。Case1 は $6\delta_y$ 以降にかぶりコンクリートの剥落によって変位計の取り付け箇所に浮きが生じたため、 $5\delta_y$ までの結果を掲載している。図より、橋脚基部から 50 mm の位置で大きな曲率を示しており、250 mm の位置でも若干値が大きくなっている。ここで Case1 の試験体を対象に塑性ヒンジ長を算出する。塑性ヒンジ長を道路橋示方書¹¹⁾に従い算出すると、194.0 mm となった。大きな曲率は塑性ヒンジの範囲内で発生しているが、荷重変位が増加すると、計算で求めた塑性ヒンジ部より上方においても曲率が大きくなる状況が窺える。Case2 は

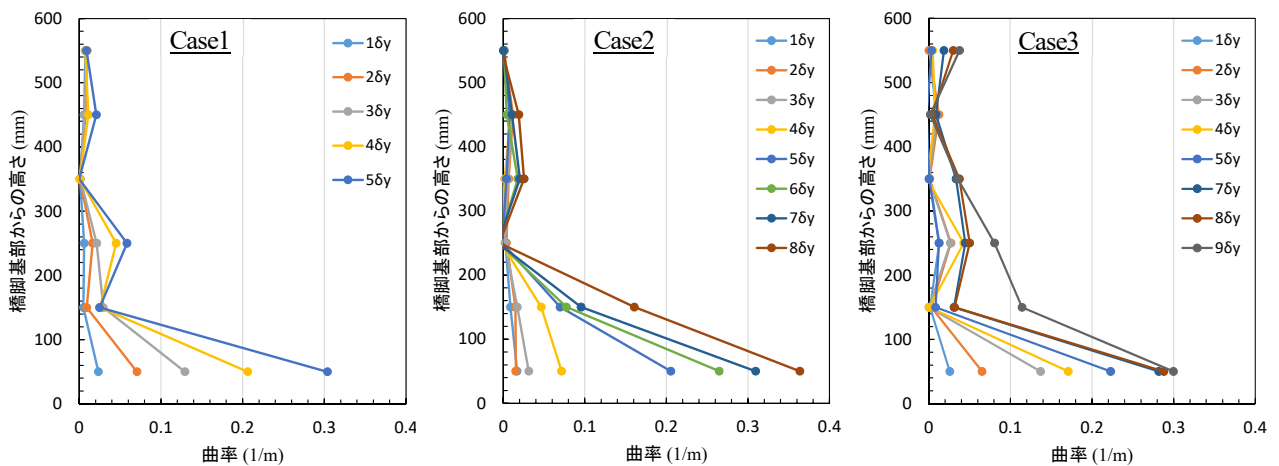


図-12 曲率分布

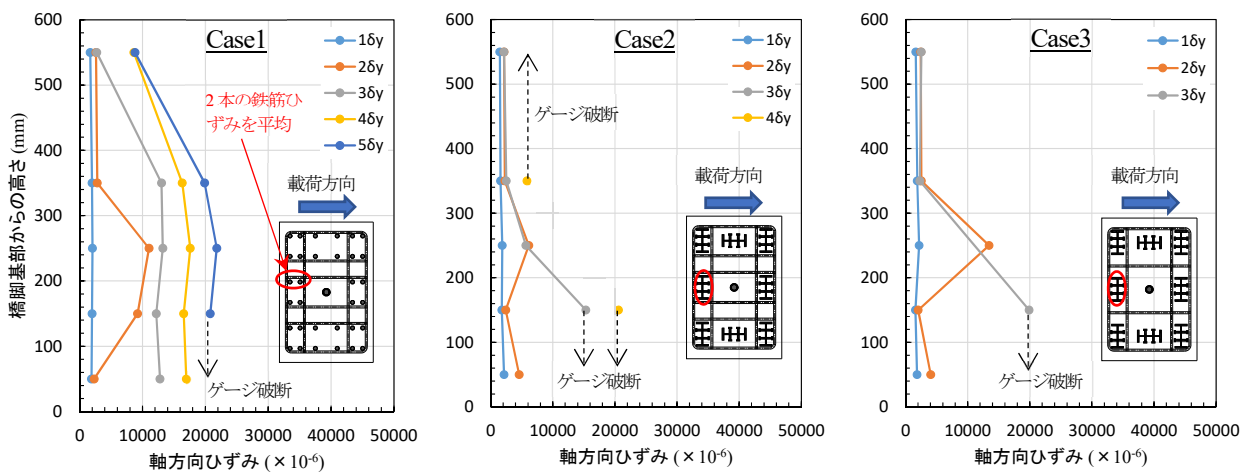


図-13 主鉄筋および主鋼材のひずみ分布

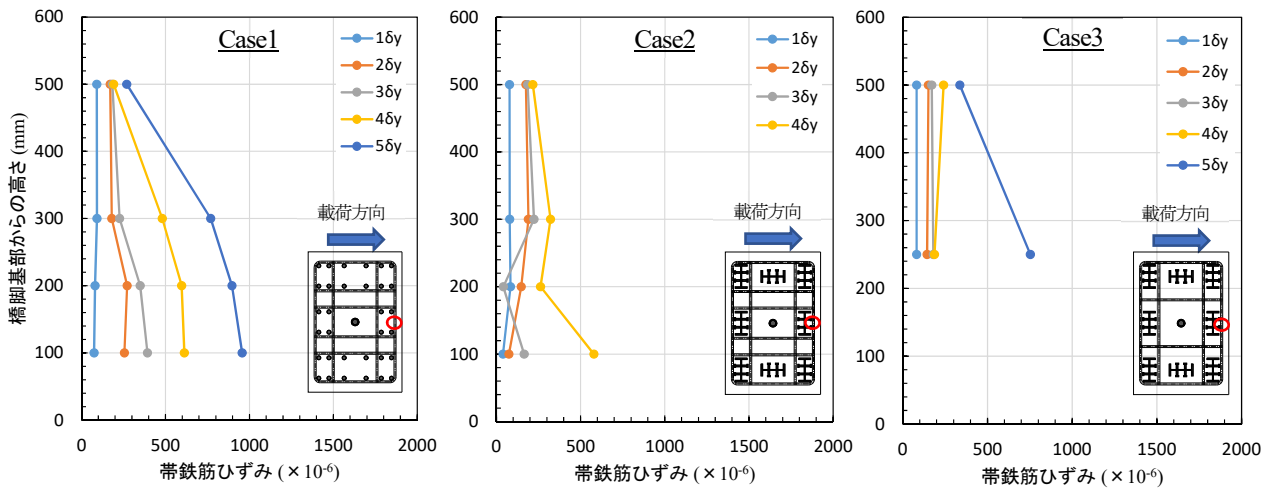


図-14 帯鉄筋のひずみ分布

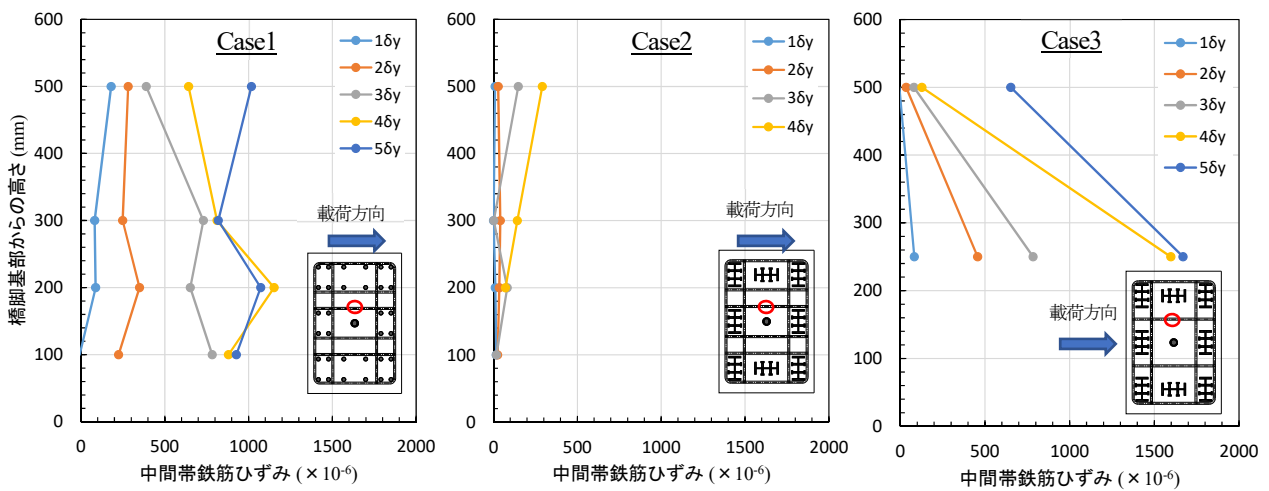


図-15 中間帯鉄筋のひずみ分布

計測可能であった $8\delta_y$ までの結果を示している。Case2 では橋脚基部から 150 mm の位置までの曲率が大きくなっており、Case1 の試験体を基に算定した塑性ヒンジ長の範囲内に概ねおさまっている。先述した損傷状況において、かぶりコンクリートの剥落は橋脚基部から 150 mm の範囲であったが、その結果と整合している。Case3 は $6\delta_y$ において計測データに不備があったため除外し、 $9\delta_y$ までの結果を示している。Case2 と比較して、橋脚基部から 250 mm の位置においてやや曲率が生じており、 $7\delta_y$ 以降は橋脚基部から 350 mm の位置においても曲率が大きくなっている。荷重-変位関係において $6\delta_y$ 以降の耐力が低下していること、 $8\delta_y$ で橋脚基部から 300 mm の範囲までかぶりコンクリートの剥落が確認されていることと整合していると考えられる。以上のことから、適切に帯鉄筋や中間帯鉄筋が配置された複合構造橋脚においては、道路橋示方書で示されている RC 橋脚の塑性ヒンジ長の算定法を準用できると言える。

(4) 主鉄筋および主鋼材のひずみ分布

Case1 の主鉄筋および Case2, Case3 の主鋼材ウェブにおける橋脚高さ方向のひずみ分布を図-13 に示す。比較

対象とした主鉄筋および主鋼材ウェブを図中に断面図を追加して示している。各試験体でひずみゲージが計測できる荷重変位までをプロットしており、一部ゲージ破断で計測できなかった箇所については図中に併記している。Case1 は荷重変位の増大に伴って、橋脚基部より 350 mm の範囲において鉄筋ひずみが増加している状況が分かる。軸ひずみとしては $5\delta_y$ までの計測になっているが、 $8\delta_y$ で橋脚基部から 300 mm の範囲でかぶりコンクリートの剥落が生じていることから、主鉄筋はこの範囲において主に荷重を負担していたと推察される。Case2 では $2\delta_y$ で橋脚基部から 250 mm のひずみが大きくなり、その後基部から 150 mm の範囲におけるひずみの増加が顕著となる。これは損傷状況や曲率分布の結果とも整合している。Case3 も Case2 と同様の傾向を示している。なお、Case3 の帯鉄筋は橋脚基部より 250 mm ピッチで配置しているが、例えば基部から 125 mm の位置に帯鉄筋を配置した上で 250 mm ピッチで配置する等、橋脚基部の帯鉄筋配置を変更することで、主鋼材に発生するひずみ量を低減できた可能性が考えられる。

(5) 帯鉄筋および中間帯鉄筋のひずみ分布

各試験体の帯鉄筋および中間帯鉄筋に発生するひずみを橋脚高さ方向に分布図としたものを図-14、図-15に示す。主鉄筋および主鋼材のひずみ分布と同様に、計測できた荷変位までを掲載している。Case1は帯鉄筋、中間帯鉄筋ともに荷変位の増加に伴って発生ひずみ量も増加しており、帯鉄筋は橋脚基部から300mmの範囲でより増加傾向が見られる。圧縮域で主鉄筋が帯鉄筋をコンクリート最外縁へ押し出すような挙動が帯鉄筋のひずみ量の増加として表れており、その結果 $8\delta_y$ において橋脚基部から300mmの範囲でかぶりコンクリートが剥落することに繋がった可能性がある。Case2は荷変位が増加しても、帯鉄筋、中間帯鉄筋ともにひずみ量がさほど増加しない状況が窺える。I形鋼は鉄筋に比べ座屈抵抗性が高いことから、鋼材圧縮時に帯鉄筋に荷重を負擔させにくい構造であり、その結果中間帯鉄筋に伝達される荷重も少なくなると考えられる。Case3の帯鉄筋はCase2と同様にひずみ量の増加は小さいものの、 $5\delta_y$ において橋脚基部からの高さ250mmの位置で急激に増加している。Case3は最終的に主鋼材のはらみ出しが確認されたことや $6\delta_y$ から緩やかに耐力が低下していること等を考えると、荷変位の増加に伴い主鋼材の圧縮変形が帯鉄筋へ影響を与えていると推察される。Case2と比較すると、帯鉄筋の低減がCase3の帯鉄筋ひずみの増加に繋がっていると考えられるため、I形鋼は座屈抵抗性が高いものの、帯鉄筋を適切に配置する必要があると言える。Case3の中間帯鉄筋もCase2と比較して大きなひずみ量が発生しているが、これは中間帯鉄筋を半分に低減している直接的な影響と、帯鉄筋も低減されていることから帯鉄筋からの荷重伝達が増加した影響もあると考えられる。なお、前項でも述べたように、橋脚基部から125mmの位置に帯鉄筋を配置した上で250mmピッチで配置する等の帯鉄筋の配置を変更すれば、帯鉄筋や中間帯鉄筋に発生するひずみ量を低減できた可能性が考えられる。

なお、スタッドに発生したひずみと文献5)で示していたスタッドの設計法の妥当性については、スタッドで計測されたひずみゲージが橋脚変位で約50mm(およそ $3\delta_y$)までしか取得できていないが、 $3\delta_y$ におけるスタッドの発生ひずみの最大値は約1210 μ (発生位置は橋脚基部より50mmの高さ)であり、弾性範囲内の応答に留まっている。I形鋼の降伏時においては、発生ひずみは約560 μ であり弾性範囲内となっている。このことから、文献5)で示したスタッドの設計法は概ね妥当であったと推察される。しかし、降伏後においてスタッドがどのように効果を与えているのかについては不明であるため、今後解析的な検討を行い明らかにする予定である。

4. 結論

本研究では、RC橋脚の施工の合理化を目的に、I形鋼のウェブにスタッドを配置した構造を芯材として橋脚へ

適用することを提案した。この複合構造橋脚の構造性能を確認するため、交番荷重実験を実施した。

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 複合構造橋脚は、従来のRC橋脚と比較して耐荷性能は同程度であり、変形性能としてはじん性に優れた構造であることを確認した。
- 2) 複合構造橋脚は、材料試験値を用いた設計耐力を上回る耐力を有しており、RC断面計算に基づく設計法の妥当性を確認した。
- 3) 複合構造橋脚の繰り返し荷重作用下における損傷範囲は、従来のRC橋脚で求められる塑性ヒンジ長に概ね包含されることから、複合構造橋脚の塑性ヒンジ部設計では、RC橋脚における算定式の適用性を確認した。
- 4) 提案構造に用いられるI形鋼は鉄筋と比較して座屈抵抗性が高いため、繰り返し荷重作用による鋼材のはらみ出しや座屈、破断に至る可能性が低く、帯鉄筋や中間帯鉄筋への負担を減らすことができると考えられる。

上記で述べたように、複合構造橋脚では従来のRC橋脚と比較して帯鉄筋や中間帯鉄筋の配筋量を低減できる可能性があるが、繰り返し荷重によって大きな損傷が発生する橋脚基部周辺や塑性ヒンジ部においては、帯鉄筋や中間帯鉄筋の配筋量を低減させると、損傷範囲と程度が拡大する可能性も交番荷重実験により示された。したがって、橋脚基部周辺や塑性ヒンジ部とその上方で帯鉄筋や中間帯鉄筋の配筋量、配筋間隔を変化させることで合理的な設計ができる可能性が考えられる。今後は解析的な検討も含め、複合構造橋脚の合理的な設計法について検討する予定である。

参考文献

- 1) (公社)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，土木学会論文集，No.662/V-49，pp.149-168，2000。
- 3) 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。
- 4) 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，土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造)，Vol.71，No.1，pp.1-13，2015。
- 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) 藤倉修一, 柳谷一輝, 宇野州彦, 篠田佳男: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.943-948, 2021.
- 7) 島弘, 渡部誠二: 頭付きスタッドのせん断力一ずれ関係の定式化, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.4, pp.935-947, 2008.
- 8) 大城壮司, 上條崇, 奥井義昭, 長井正嗣: プレキャスト床版連続合成桁のずれ止めに関する実験および解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.2, pp.331-346, 2012.
- 9) (公社)土木学会: 2014 年制定 複合構造標準示方書 [設計編], pp.68-73, 2015.
- 10) 土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン (案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料, No.4023, 2006.
- 11) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, pp.184-199, 2017.
- (2021年9月14日受付)
(2022年2月1日受理)