

論文 PC 鋼棒を用いた橋脚掛け違い部の補強工法に関する検討

小林 史*1・轟 俊太郎*2・角野 拓真*1・田所 敏弥*3

要旨：橋脚掛け違い部について、PC 鋼棒、鋼板およびあと施工アンカーを用いた施工性に優れた補強工法を提案し、実鉄道橋梁を模擬した縮小供試体を用いた実験により補強効果を検討した。その結果、提案した工法により曲げとせん断補強が可能であり、PC 鋼棒の設置位置によって損傷箇所や断面力を制御できることを明らかとした。また、PC 鋼棒が荷重を十分に負担するようになることおよび PC 鋼棒により損傷箇所を制御することによって、橋脚掛け違い部基部に発生するモーメントを抑えることができ、変形性能が向上することがわかった。

キーワード：鉄道橋梁、橋脚掛け違い部、補強工法、曲げ耐力、変形性能

1. はじめに

橋脚掛け違い部は、橋脚上で隣接する桁の桁高が異なる場合に、桁高が低い側の橋脚天端を段状に高くした構造である（図-1）。設計上は、地震時においても、橋脚掛け違い部が損傷していないことを確認する。しかし、近年発生した地震において、橋脚掛け違い部が曲げ降伏した事例が報告されている（写真-1）¹⁾。

橋脚掛け違い部はその構造上、桁端部の横桁が妨げとなって作業空間が確保できないため、補修が困難となる場合が多い。同様の理由から事前に補強を実施することも困難である。また、損傷した部材を交換することになった場合、多額の費用と復旧期間の長期化が予想される。また、部材交換以外に、損傷した橋脚掛け違い部に対する確立された補修・補強工法はない。そのため、このような狭隘箇所でも容易に施工可能な補強工法の開発が求められている。

本研究では、PC 鋼棒、鋼板およびあと施工アンカーを用いて、橋脚掛け違い部の補修・補強をする工法について検討することとした。

2. 補強工法の概要

図-2 に提案する補強工法の概要を示す。施工が容易な橋脚前面から PC 鋼棒を用いて補強する工法とした。桁 A の端横桁と掛け違い部を貫通する孔を削孔し、曲げ補強を目的とした孔あき鋼板を桁 B 側の橋脚および掛け違い部に、接着材等を用いて接着した後にアンカーにより固定する。その後、桁 A の端横桁と掛け違い部および孔あき鋼板に、両端部をねじ切りした PC 鋼棒を通す。最後に、桁 A の端横桁と掛け違い部の両端に受圧板を設置し、両端からナットで締結する。このように、橋脚前面から補強材である PC 鋼棒、鋼板、アンカーを設置で

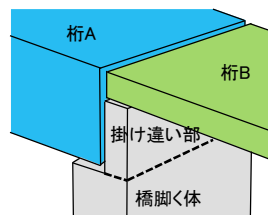


図-1 橋脚掛け違い部概要図



写真-1 橋脚掛け違い部損傷状況

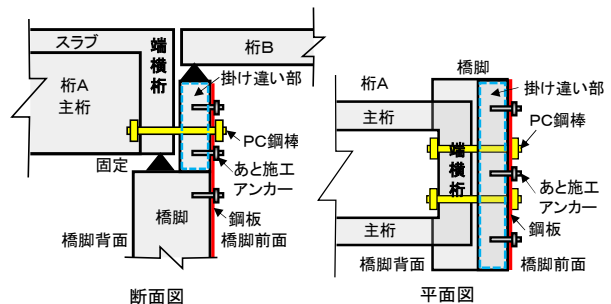


図-2 補強工法概要図

きることが特徴である。

本工法において想定する補強メカニズムを、図-3 に示す。例えば、図-3 (a) に示した作用方向においては、補強前は点線で示す曲げモーメント分布となり、掛け違い部基部で損傷が生じる。一方で、補強後は実線で示す曲げモーメント分布となり、PC 鋼棒の設置位置で曲げモーメントが最大となり、PC 鋼棒の設置位置で損傷が生じる。補強前後で作用 1 の力が同一であるとき、補強前の最大曲げモーメントが生じる掛け違い部基部までの距離よりも補強後の PC 鋼棒の設置位置までの距離の方が短いため、掛け違い部基部に生じる曲げモーメントは補強前よりも補強後の方が小さくなる。図-3 (b) に示すように、例えば、PC 鋼棒をより掛け違い部の上部に設置す

*1 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 研究員 (正会員)

*2 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 副主任研究員 修士(工)(正会員)

*3 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 上席研究員 G L 博士(工)(正会員)

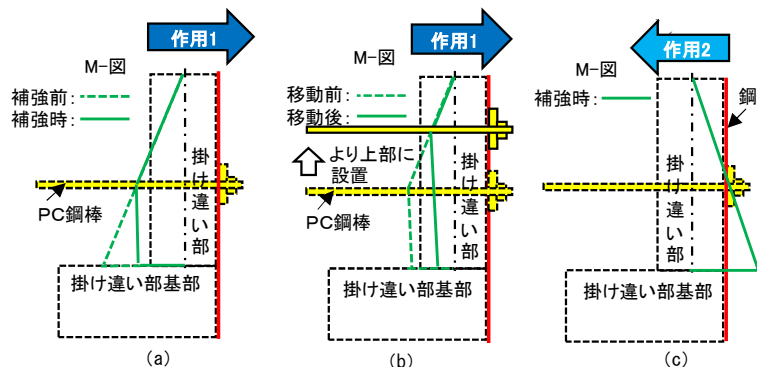


図-3 想定補強メカニズム

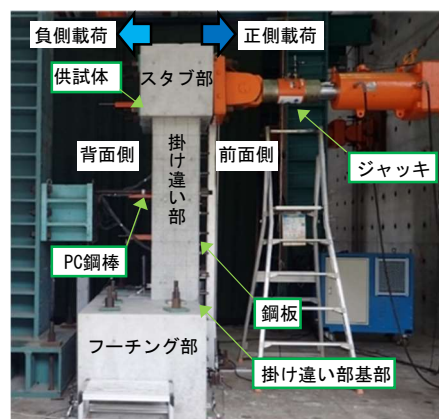


写真-2 実験状況

ることで、さらに掛け違い部基部に生じる曲げモーメントが小さくなる。この時、PC鋼棒に確実に力を負担させるため、PC鋼棒を設置している側の桁(図-2中の桁A)の支承は、固定支承であることを想定している。また、PC鋼棒は、遊びがないように締め付けて設置することを考えている。

図-3(c)に示した作用方向においては、掛け違い部の引張側に配置した鋼板により曲げ耐力を向上させることが可能である。また、鋼板を固定するあと施工アンカーを設計上十分な量配置することより、あと施工アンカーにせん断補強の効果を持たせることが可能である。

本工法では、上記のようにPC鋼棒の設置位置により損傷箇所や断面力を制御できると考えられる。なお、曲げモーメントが低減する一方で、せん断力が増加するため、曲げ破壊よりもせん断破壊が生じやすくなる。ただし、仮に、せん断破壊よりも曲げ破壊を先行させたい場合、橋脚前面から配置できるあと施工アンカーによってせん断耐力を向上させ、せん断破壊先行とならないように制御することが可能である。

本工法は、L1地震時においては、掛け違い部の鉄筋が降伏しない設計とし、L2地震時においては、ある程度の損傷は許容するものの、桁が落橋しない設計とすることを考えている。

3. 実験概要

3.1 供試体概要

実験状況を写真-2に、供試体諸元を表-1、2に、コンクリートの材料試験結果を表-3に、鋼材の材料試験結果を表-4に、補強前後の耐力値を表-5に、配筋図を図-4に示す。鋼板およびあと施工アンカーを用いて補強した後の供試体の曲げ耐力およびせん断耐力は、鋼板およびあと施工アンカー共に最大荷重まで完全付着であると仮定して、鋼板を軸方向鉄筋とし、あと施工アンカーをせん断補強鉄筋として算定した。

供試体数は、1体である。試験体は、PC鋼棒、鋼板およびアンカーにより、補強が施された掛け違い部を模擬

表-1 供試体諸元

試験体	部材寸法					
	部材幅 b	断面高さ h	かぶり c※	有効高さ d	せん断スパン a	せん断スパン比 a/d
	mm	mm	mm	mm	mm	
No.1	650	400	50	350	1850	5.28

※軸方向鉄筋の芯かぶり

表-2 供試体諸元(鉄筋)

試験体	軸方向鉄筋					せん断補強鉄筋				
	径 (D)	材質	段数	総本数	Pt	径 (D)	材質	組数	配置間隔	Pw
			段	本	%			組	mm	%
No.1	25	SD345	1	16(8×2)	1.56	6	SD295	2	175	0.11

表-3 材料試験結果(コンクリート)

部位	試験材齢	圧縮強度	弾性係数	割裂引張強度
	日	N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²
掛け違い部	28	23.5	24.9	2.31
フーチング部	39	24.6	25.6	2.41

表-4 材料試験結果(鋼材)

名称	規格	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	適用
D25	SD345	176	366	2080	軸方向鉄筋
D6	SD295	181	356	1968	せん断補強鉄筋
D29	SD345	183	354	1932	フーチング部アンカー
D22	SD345	181	357	1969	掛け違い部アンカー
t=3.2mm	SS400	215	303	3254	鋼板
φ40	C種1号	203	1118	5496	PC鋼棒

表-5 補強前後の耐力値(解析値)

	補強前	補強後(正側)		補強後(負側)
		PC鋼棒有 荷重1	鋼板なし 荷重3	PC鋼棒なし 鋼板有
Mc (kN・m)	38	38	38	43
My (kN・m)	427	424	428	598※ ¹
Mm (kN・m)	436	430	435	633
Vmy (kN) ※ ²	231	471	314	323※ ¹
Vmu (kN) ※ ²	236	477	334	342
Vyd (kN)	223	680	680	705

※¹ 軸方向鉄筋の降伏時

※² せん断スパンは、補強前および補強後(負側)は荷重点から掛け違い部基部までの距離とし、補強後(正側)は荷重点からPC鋼棒までの距離として計算した。

している。なお、本実験ではアンカーは先施工とした。

掛け違い部の寸法は、実在する鉄道橋梁の2/3倍程度とし、せん断スパン(掛け違い部基部から荷重点までの

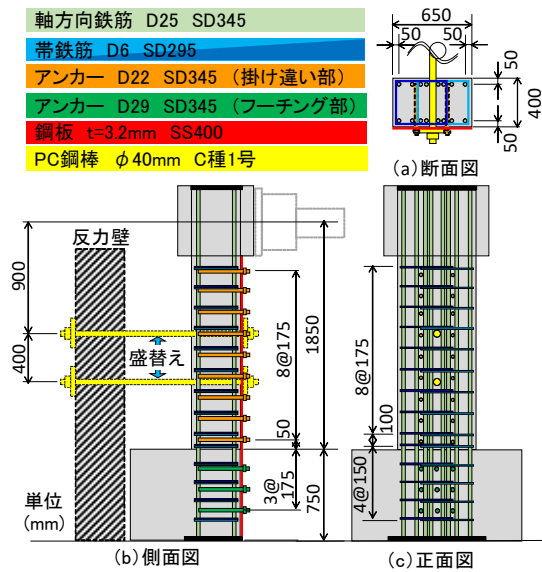


図-4 供試体配筋図

距離)を1850mm,高さを400mm,幅を650mmとした。フーチング部の高さは,掛け違い部の軸方向鉄筋に必要な定着長以上とし,750mmとした。また,軸方向鉄筋の端部は,フーチング部底面でベースプレートに溶接した。なお,フーチング部は,反力床の制約から,掛け違い部より側面が張り出した形状とした。

模擬した実橋梁は,せん断補強鉄筋を有しておらず,曲げ破壊よりもせん断破壊が先行する諸元であった。そのため,補強前の軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋の量は,せん断破壊が先行するように設定した。掛け違い部およびフーチング部のアンカーは,鋼板の破断がアンカーのせん断降伏よりも先に生じるように,鋼板の引張強度をアンカーのせん断降伏強度が上回るように設定した。なお,鋼板は,エポキシ樹脂を用いて供試体に接着した。PC鋼棒の設置位置の影響について検討するため,PC鋼棒を設置するための貫通孔を予め2箇所(載荷点から900mmと1300mm)に設けた。

3.2 載荷方法および測定項目

載荷方法は,図-5に示す3段階(載荷1~3)で実施することとした。載荷1,2では載荷点から900mmの位置にPC鋼棒を設置し,載荷3ではPC鋼棒の設置位置を変更し載荷点から1300mmの位置にPC鋼棒を設置して試験を実施した。なお,PC鋼棒は,遊びがない程度に締め付けて設置し,初期緊張は行わないこととした。掛け違い部にかかる軸応力は,実橋りょうで $0.2\text{N}/\text{mm}^2$ と小さいことから,実験では軸力は死荷重のみとし,ジャッキによる鉛直荷重の載荷は行わないこととした。

載荷1は,正側に一方向載荷した。載荷荷重が400kNに達した時点で除荷した。最終荷重の400kNは,補強前に曲げ耐力に至る荷重(235kN)以上かつ,軸方向鉄筋が降伏に至る荷重(470kN)未満となるように設定した。

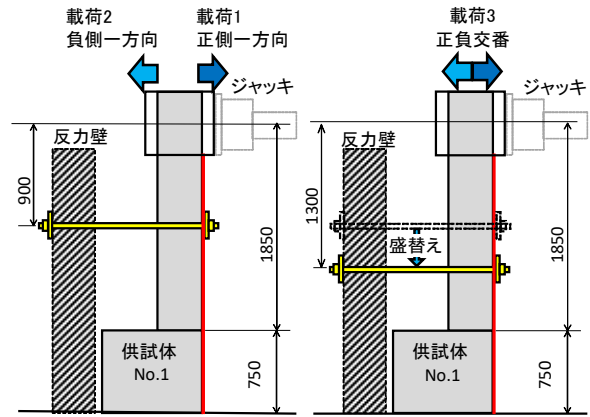


図-5 載荷方法概要図

載荷2は,負側に一方向載荷した。鋼板の引張ひずみが降伏ひずみに達する直前まで載荷することとした。

載荷3は,載荷2における載荷点位置での最大荷重時の変位を 1δ とし,1サイクルあたり正負3回ずつ漸増交番載荷を実施した。2サイクル目以降の変位は, 1δ を2倍,3倍・・・と整数倍した値で実施した。計測項目は,荷重,各種ひずみ(鉄筋,PC鋼棒,鋼板),供試体の水平および鉛直変位とすることとした。

4. 実験における供試体の損傷過程

供試体の荷重-変位関係の実験結果を図-6,各載荷段階における損傷状況を写真-3~6に示す。

図-6(b)に示す, δy は正側負側それぞれ,引張側となる軸方向鉄筋のいずれか1本が最初に降伏ひずみに到達したときの変位とし, δu は正側負側ともに,荷重低下を起こしていない 8δ 時の変位とした。

載荷1では400kNまで載荷し,背面側において,掛け違い部全体に曲げひび割れが発生した。その後,掛け違い部上部からPC鋼棒の設置位置に向かって斜めひび割れが発生した。本供試体の曲げひび割れ強度は20kN程度であり,概ね計算値通りにひび割れが発生した。また,補強前の設計せん断耐力は223kNであり,せん断ひび割れと思われる斜めひび割れは発生しているが,せん断破壊には至らなかった。

載荷2では,前面側において,掛け違い部全体に渡って曲げひび割れが発生した。また,-213kN時に鋼板のひずみが降伏ひずみに近づいたため,載荷を中止した。この際の変位が-11.49mmであったため,載荷3の 1δ を11.5mmと設定し,正負交番載荷を行うこととした。

載荷3の正側載荷では,2 δ の載荷荷重が361kNの時点で背面付近の軸方向鉄筋が降伏した。補強前の降伏に至る荷重は230kNであるため,降伏に至る荷重値も向上していることがわかる。また,PC鋼棒の設置位置で折れるような変形をし,+4 δ の途中で鋼板に圧縮座屈が発生した。軸方向鉄筋の降伏以降,正側載荷の+5 δ を超えた

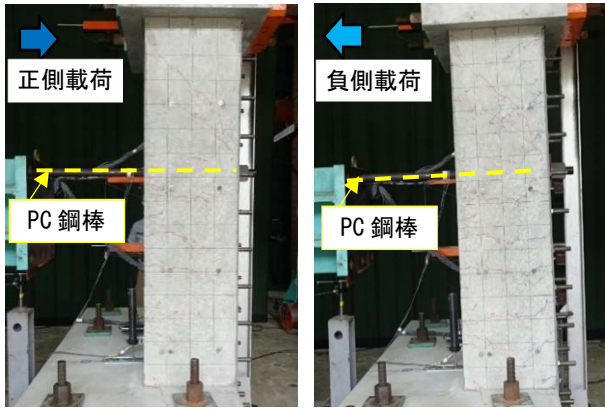


写真-3 左：載荷 1 右：載荷 2

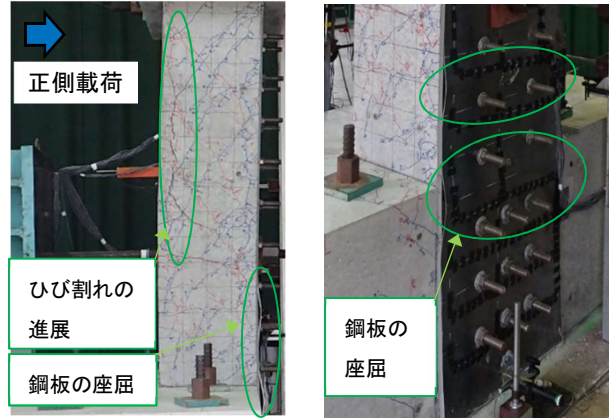


写真-5 載荷 3 5δ

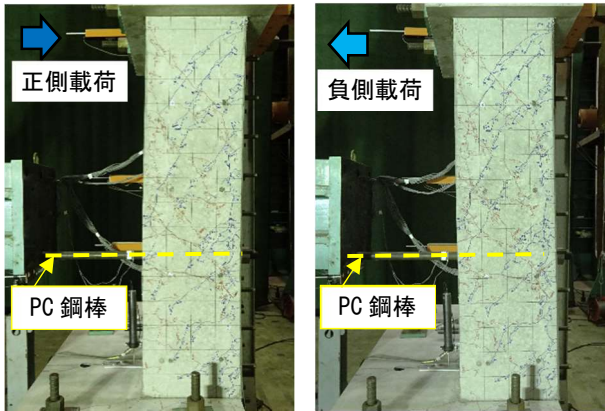


写真-4 載荷 3 4δ

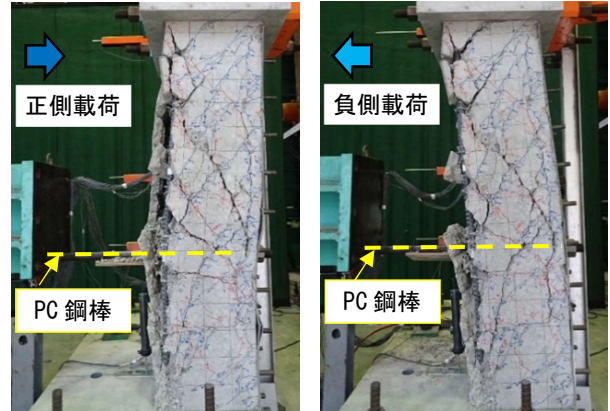
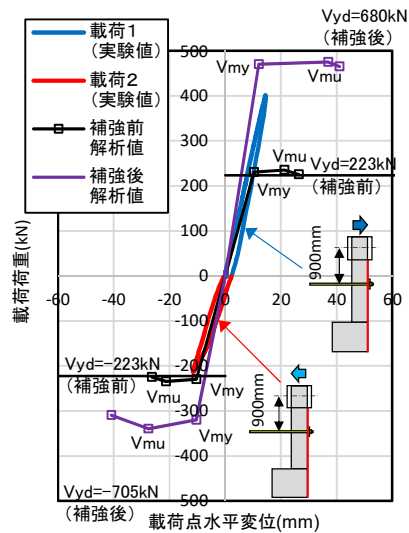
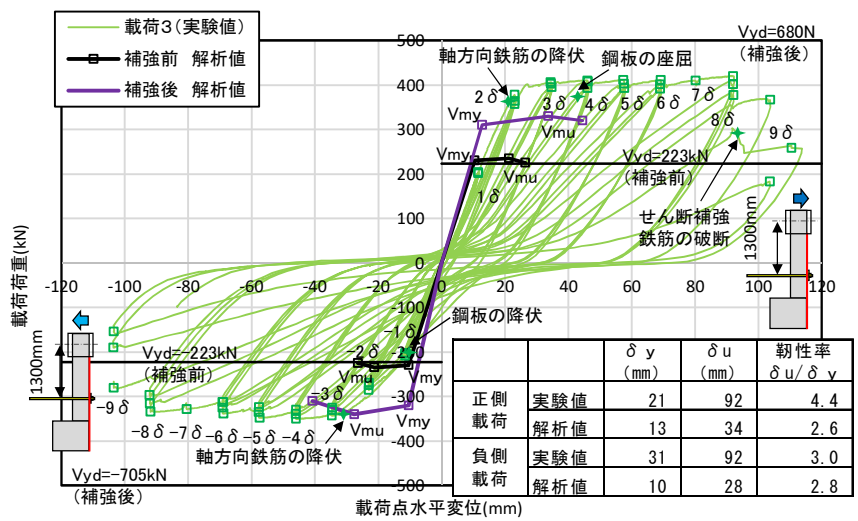


写真-6 載荷 3 9δ



(a) 載荷 1, 2



(b) 載荷 3

図-6 実験結果 荷重-変位関係

辺りから、背面の軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展した。+8δの1ループ目の除荷時にそのひび割れ部分が局所的にはく落した。はく落により明確な荷重低下はなかった。その後、変位の増加とともに軸方向鉄筋のはらみ出しが発生し、+9δの2ループ目に軸方向鉄筋を取り囲むせん断補強鉄筋が破断し、正側および負側とも荷重低下したため実験を終了した。正側の載荷では、補強によ

りコンクリートに発生する応力が局所化せず、掛け違い部全体にひび割れが発生することにより、鉄筋の伸びだしが進み、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生したと考えられる。また、PC鋼棒が水平力を負担する形となり、この位置に向かう斜めひび割れが進展・拡大する傾向が確認された。載荷3の負側載荷では、-2δの載荷中で鋼板が降伏し、-3δの直前に前面付近の軸方向鉄筋が降伏し

至った。また、鋼板が圧縮力およびコンクリートのひび割れをある程度抑止し、鋼板の座屈が顕著になり破壊に至った。鋼板が軸方向鉄筋に先行して降伏し、概ね同位置の軸方向鉄筋も次いで降伏に至った。

5. 補強効果の検証

5.1 実験結果と解析値との比較

図-6 に供試体を材端ばねでモデル化した静的非線形解析の結果、図-7 にその解析モデルを示した。

負側荷重時には、 $d/2$ 程度 (175mm) のモーメントシフトの影響により、約 90% 耐力値が小さくなると想定されるが、解析モデルは掛け違い部基部を固定端とした。PC 鋼棒はその剛性を水平ばねとして設定することとし、鋼板は同等の剛性の鉄筋に換算し設定することとした。要素長さは、断面高さの 400mm を基本とし、鉄道標準²⁾ に示す変形性能算定式から算出した M- θ 関係により非線形特性を表現した。図-7 の (a) と (b) は、要素長さの割り付けが異なっており、塑性ヒンジ区間が掛け違い部基部となる補強前と負側荷重では (a) の解析モデルを用い、塑性ヒンジ区間が PC 鋼棒周辺となる正側荷重では (b) の解析モデルを用いた。

図-6 (b) より、実験の靱性率が解析に比べて大きくなっているが、曲げ耐力の最大値は概ね等しいことがわかる。正側荷重については、解析による曲げ耐力が実験値と比較して小さくなっているが、これは、供試体のフーチング部が掛け違い部より張り出していることから、その拘束効果による影響等が考えられる。また、写真-4 より、解析では Mm に至る変位時に、実験ではひび割れは発生しているものの、荷重低下を生じさせることなく荷重を保持していることがわかる。

5.2 PC 鋼棒が負担する反力に基づく補強効果

図-8 に載荷荷重と PC 鋼棒に作用する反力の実験により得られた関係を示す。図-8 より荷重の増加とともに PC 鋼棒に作用する反力が大きくなっていることから、PC 鋼棒が十分に荷重を負担していることがわかる。また、載荷荷重が 200kN 程度で PC 鋼棒が 100% の荷重を負担し、それ以上の荷重領域では PC 鋼棒の荷重負担率が 100% を超え、掛け違い部基部における反力が反転していることがわかる。これにより、補強前と比較し曲げモーメントの分布が変わり、基部の損傷が進まず、補強後は 400kN 程度の荷重を変位 92mm 程度まで保持することができた。

しかし、載荷荷重が 100kN 未満の範囲において、PC 鋼棒に反力が生じていない領域が存在している。このように、PC 鋼棒に反力が生じるまでの間には、コンクリートに曲げひび割れが発生し、変形が進んでいると考えられる。また、PC 鋼棒に反力が生じるまでの領域は、サイク

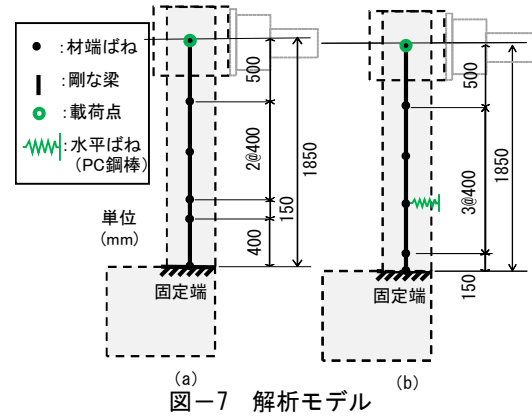


図-7 解析モデル

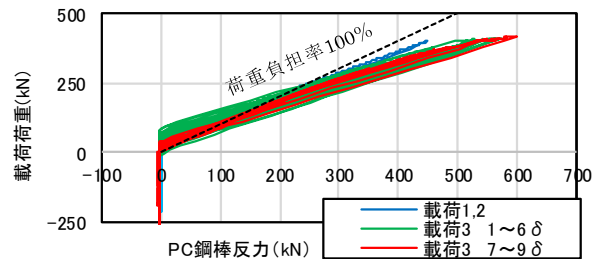


図-8 載荷荷重-PC 鋼棒反力の関係 (載荷 1~3)

ル数が増えるほどに狭くなっていることから、コンクリートの損傷が進むほど、載荷荷重が小さい領域から PC 鋼棒の荷重負担率が大きくなっていることがわかる。このように、PC 鋼棒が載荷荷重の全てを受け持つことにより、崩壊を遅らせ、変形性能を向上させることが可能であることがわかった。

5.3 軸方向鉄筋のひずみに基づく変形性能向上効果

図-9 に前面側、背面側それぞれの軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。図-9 に示すひずみは、載荷 3 の交番載荷における $1\delta \sim 3\delta$ の 1 ループ目の最大荷重時のひずみの値を示している。

図-9 より、正側は PC 鋼棒の設置位置付近、負側は掛け違い部基部付近で軸方向鉄筋に発生しているひずみが最大になっていることがわかる。また、正側においては、広い範囲においてひずみが増加し、その分布が緩やかであることがわかる。そのため、正側負側それぞれで損傷が集中する断面が異なる。これにより、荷重を負担する箇所が正側と負側で異なり、柱基部に比べ一部にひずみが集中しないため、柱を想定した算定式に比べ変形性能が向上したと考えられる。

また、地震時の作用に対しても、実験と同様の損傷になることが考えられるため、地震に対しても十分な変形性能を発揮できるものと考えられる。

5.4 軸方向鉄筋のひずみに基づく PC 鋼棒設置位置の効果

図-10 に載荷 1 と載荷 3 の背面側の軸方向鉄筋の載荷荷重が 400kN の段階のひずみ分布を示す。図-6 (a) (b) より、載荷 1 が載荷 3 に比べ、同変位時の受け持つ荷重が大きくなっていることがわかる。また、図-10 より、

最大ひずみの分布位置は、PC 鋼棒の設置位置付近となることがわかった。以上より図-3 で示したように、PC 鋼棒の設置位置によって損傷箇所や断面力を制御することが可能であることがわかった。

5.5 アンカーのひずみに基づくせん断補強効果

図-11 にせん断補強鉄筋が最初に降伏に至った位置（荷重点から 850mm）のせん断補強鉄筋およびアンカーの荷重-ひずみ関係を示す。いずれの鉄筋も、降伏ひずみは 1970μ 程度であり、+38 の途中でせん断補強鉄筋は降伏に至っている。これは、断面高さの 1/2 の位置に設置しているひずみゲージの値であり、せん断ひび割れと思われる斜めひび割れが発生していることより、せん断力によって降伏したものと考えられる。アンカーのひずみも、同様に断面高さの 1/2 の位置に設置しているひずみゲージの値であり、せん断補強鉄筋の降伏後もひずみが伸びていることから、アンカーがせん断力を負担していることがわかった。

5.6 破壊形状から推察する損傷の原因

載荷 3 において載荷終了とした荷重低下は、軸方向鉄筋の座屈によるものではなく、せん断補強鉄筋の破断によるものであった。これより、一般的な柱の曲げ破壊とは異なることがわかる。また、せん断ひび割れと思われる斜めひび割れが発生し、掛け違い部基部より上のせん断補強鉄筋の大半は降伏に至っていたものの、同位置のアンカーは降伏しておらず、せん断破壊には至っていない。PC 鋼棒による補強により、曲げモーメント分布が緩やかとなり、広い範囲において軸方向鉄筋のひずみが増加し、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生する。これにより、全体的に軸方向鉄筋がはらみ出し、せん断補強鉄筋が破断して破壊に至ったと推察される。また、このような損傷過程のため、軸方向鉄筋の座屈が生じにくくなり、変形性能が向上することがわかった。

6. まとめ

本研究では、橋脚掛け違い部の補強工法を提案し、その補強効果について縮小供試体を用いた実験により検討を行った。以下に、検討により得られた結果をまとめる。

- (1) PC 鋼棒が十分に荷重を負担し、掛け違い部基部に生じる曲げモーメントを低減することで、曲げ補強に寄与することを明らかとした。
- (2) PC 鋼棒の設置位置により、損傷箇所や曲げモーメントを制御できることを確認した。
- (3) 一般的な柱の曲げ破壊と異なり、PC 鋼棒を設置することにより曲げモーメント分布が緩やかとなり、一部にひずみが集中せず、広い範囲においてひずみが増加するため、軸方向鉄筋が座屈しにくく、変形性能が向上することがわかった。

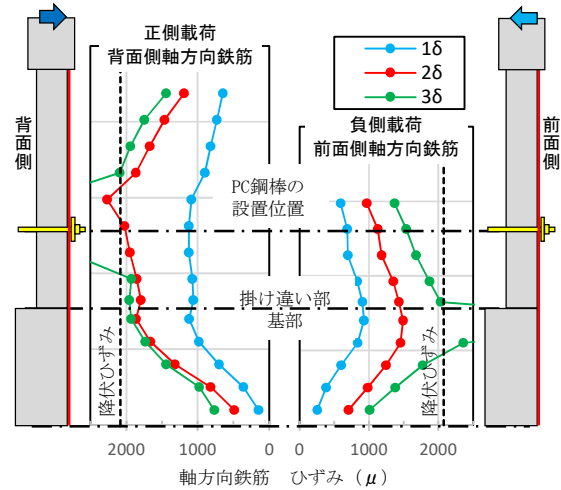


図-9 正側負側の軸方向鉄筋ひずみの比較(載荷 3)

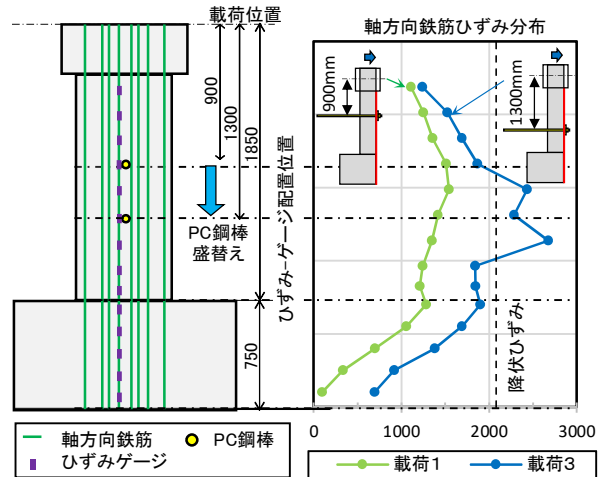


図-10 PC 鋼棒の設置位置が異なる軸方向鉄筋ひずみの比較(載荷 1, 3)

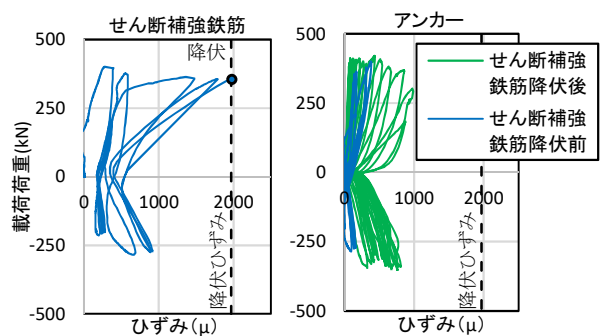


図-11 せん断補強鉄筋とアンカーのひずみ(載荷 1~3)

参考文献

- 1) 東北の鉄道 東日本大震災から 2 年間の歩み：
<http://www.tb.mlit.go.jp/tohoku/td/pamphlet.pdf>
(閲覧日：2019 年 1 月 4 日)
- 2) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-コンクリート構造物，丸善出版株式会社，pp.98-106，2004.4