

論文 PC 鋼棒を用いた橋脚掛け違い部の耐震補強工法における PC 鋼棒の遊間量と配置間隔が補強効果に与える影響

小林 史*1・轟 俊太郎*2・堂内 悠吾*1・田所 敏弥*3

要旨：PC 鋼棒を用いた橋脚掛け違い部の耐震補強工法について、PC 鋼棒を 1 本配置して補強した供試体を用いて PC 鋼棒の遊間量をパラメータとした実験および解析を行い、PC 鋼棒の遊間量が異なる場合の補強効果を検討した。また、複数本 PC 鋼棒を配置する場合について、PC 鋼棒の本数や設置高さ、軸剛性をパラメータとした解析を行い、PC 鋼棒の配置間隔を検討した。その結果、PC 鋼棒に予め遊間を設けた場合も遊間を設けない場合と同様の補強効果があった。また、掛け違い部の曲げ剛性に対して PC 鋼棒の軸剛性が大きいほど、PC 鋼棒の設置高さが高いほど、PC 鋼棒の配置間隔を狭くすることが望ましいことがわかった。

キーワード：橋脚掛け違い部、耐震補強工法、PC 鋼棒、遊間、配置間隔

1. はじめに

橋脚の掛け違い部とは、同一橋脚上に設置する隣接する桁の高さが異なる場合に、スラブ天端の高さを合わせるために設置される部材である(図-1)。設計上は、地震時においても、橋脚掛け違い部の鉄筋が曲げ降伏しないことを確認する。しかし、近年発生した地震において、橋脚掛け違い部の鉄筋が座屈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、支承や端横桁が妨げとなって作業空間が確保できないため、地震により損傷すると修復が容易ではない。同様の理由から、柱のように鋼板等で巻き立てる補強工法が適用できず、事前の補強も容易ではない。また、過去の地震による被害規模も柱等と比べて大きくはないこともあり、橋脚掛け違い部に対する耐震補強工法は確立されていない。ただし、既設の鉄道橋りょうの柱等の耐震補強が進む一方で、古くからある既設の橋脚掛け違い部の中には、現在の耐震基準を満足しないものも少なくなく、補強が必要な場合もあると考えられる。そこで、橋脚掛け違い部の耐震補強工法として、掛け違い部特有の狭隘な条件であっても施工可能なPC鋼棒を用いた耐震補強工法を提案した 2)。

本研究では、PC鋼棒を用いた橋脚掛け違い部の耐震補強工法を対象に、PC鋼棒を1本配置して補強した供試体を用いて、PC鋼棒の遊間量をパラメータとした実験および解析を行い、橋脚上の支承の可動・固定条件に応じて桁の温度伸縮を妨げないために設定するPC鋼棒の遊間量が補強効果に与える影響を検証した。また、PC鋼棒の本数や設置高さ、軸剛性をパラメータとした解析を行い、複数本PC鋼棒を配置する場合のPC鋼棒の配置間隔を検討した。

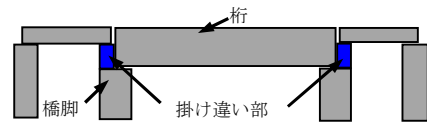


図-1 橋脚掛け違い部



写真-1 橋脚掛け違い部
損傷事例

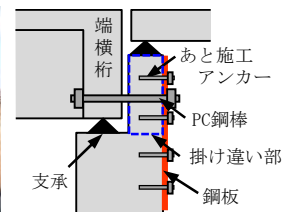


図-2 補強工法概要図

2. 耐震補強工法の概要

橋脚掛け違い部の曲げ補強の方法には、掛け違い基部にあと施工アンカーを設置するなどして引張材を追加する、もしくは断面を増し厚する等が考えられる。引張材を追加する方法では、橋脚掛け違い部の桁遊間側に所定量の引張材を追加することは、施工空間が狭隘で、困難である。また、断面を増し厚する方法では、既設との一体性を確保するためにあと施工アンカーを多数配置する必要があり、一体後の挙動についても検討が必要となる。

そこで、桁遊間部での施工を避け、施工空間が確保できる橋脚前面から補強材を設置して補強する方法として、PC 鋼棒を用いた耐震補強工法を提案した 2)。図-2 に、当該工法の概要を示す。本工法では、補強材として、PC 鋼棒、鋼板、あと施工アンカーを用いる。

図-3 に、本工法の補強メカニズムの概要を示す。図-3 (a) に示した、作用方向 1 に対する曲げ補強は、PC 鋼棒により行う。補強前の曲げモーメントは、掛け違い部基部で最大となるのに対し、補強後の曲げモーメント

*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 博士(工学)(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(工学)(正会員)

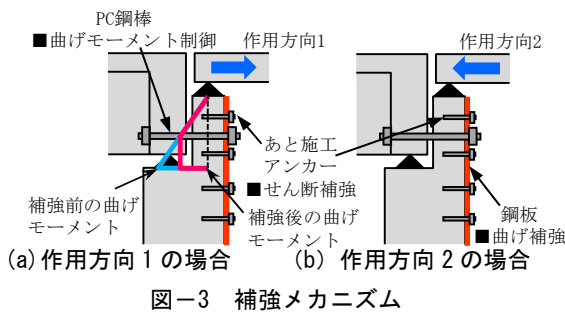


図-3 補強メカニズム



写真-2 実験状況

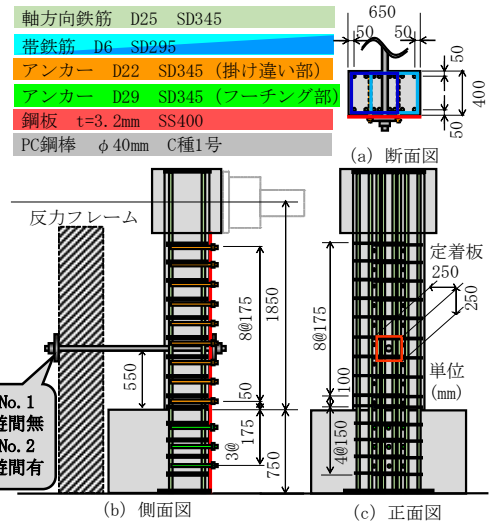


図-4 供試体配筋図

表-1 供試体諸元 (コンクリート)

供試体	部材寸法					
	部材幅 b mm	断面高さ h mm	かぶり c※ mm	有効高さ d mm	せん断 スパンa mm	せん断 スパン比 a/d
No. 1, 2	650	400	50	350	1850	5.28

※軸方向鉄筋の芯かぶり

表-2 供試体諸元 (鋼材)

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

表-3 材料試験結果 (鋼材)

名称	規格	供試体 No. 1			供試体 No. 2			適用
		弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	
D25	SD345	176	366	2080	187	384	2059	軸方向鉄筋
D6	SD295	181	356	1968	196	456	2296	せん断補強鉄筋
D29	SD345	183	354	1932	196	392	1998	フーチング部アンカー
D22	SD345	181	357	1969	189	381	2019	掛け違い部アンカー
t=3.2mm	SS400	215	303	1409	207	367	1768	鋼板
φ40	C種1号	203	1118	5496	200	1153	5765	PC鋼棒

表-4 材料試験結果 (コンクリート)

部位	供試体 No. 1				供試体 No. 2			
	試験材齢	圧縮強度	弾性係数	割裂引張強度	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	日	N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²
掛け違い部	28	23.5	24.9	2.31	20	25.3	24.2	2.61
フーチング部	39	24.6	25.6	2.41	24	27.4	27	2.62

は、PC 鋼棒を設置することで PC 鋼棒の設置位置より下の曲げモーメントが低減される。断面耐力は変わらないが、PC 鋼棒の設置により、曲げ耐力時の水平力を増加させ、橋脚掛け違い部の桁遊間側に引張材を追加することなく、曲げ補強する。これが本工法特有の補強メカニズムである。図-3 (b) に示した、作用方向 2 に対しては、引張側に設置した鋼板により、曲げ耐力を向上させる。せん断補強は、作用方向に関わらず、鋼板の設置に用いるあと施工アンカーにより、せん断耐力を向上させる。

3. PC 鋼棒の遊間量が補強効果に与える影響

3.1 実験条件

表-1, 2 に供試体の諸元, 表-3 に鋼材の材料試験結果, 表-4 にコンクリートの材料試験結果, 図-4 に供試体の配筋図を示す。

供試体数は 2 体である。パラメータは、PC 鋼棒の遊間量とした。供試体 No.1 では、PC 鋼棒を取り付ける端横桁下の支承条件が固定である場合を模擬して、PC 鋼棒を反力フレームに緩みが無い程度に締付けて固定した。一

方で、供試体 No.2 では、PC 鋼棒を取り付ける端横桁下の支承条件が可動である場合を模擬して、桁の温度伸縮を妨げないことを考えて、PC 鋼棒を反力フレームに遊間を設けて固定した。遊間量は、桁の温度伸縮量を勘案しつつ、本実験では、掛け違い部基部の軸方向鉄筋が降伏した後に PC 鋼棒が力を負担するように、事前の 3 次元 FEM より、5mm とした。

PC 鋼棒の遊間量以外の諸元は、供試体 No.1 と No.2 で同一である。掛け違い部の断面は、実橋りょうの 2/3 の縮小モデルとしている。軸方向鉄筋と帯鉄筋は、補強前の破壊形態がせん断破壊先行型となるように設定した。あと施工アンカーは、一面耐震補強工法³⁾を参考に、挿入面から軸方向鉄筋の中心位置まで定着することとし、せん断耐力の算出においては、せん断補強鉄筋として考慮することとした。あと施工アンカーの諸元は、補強後の破壊形態がせん断破壊先行型から曲げ破壊先行型となるように、また、鋼板よりも先に降伏しないように設定した。PC 鋼棒は、引張側の軸方向鉄筋が掛け違い部基部よりも PC 鋼棒付近で先行して降伏するように、径 40mm

および設置高さ 550mm (掛け違い基部からの高さ) とした。

写真-2 に、実験状況を示す。載荷方法は、供試体 No.1, 2 ともに、正負の交番載荷を実施した。なお、本来、掛け違い天端の桁と橋脚天端の桁の応答を考慮し、各々の桁の慣性力相当をそれぞれ載荷する必要があるが、本論では、PC 鋼棒の補強効果に与える影響を単純化して確認するため、PC 鋼棒の一方を固定として、掛け違い天端のみに載荷した。掛け違い部にかかる軸力は、実験では軸力は死荷重のみとした。ジャッキによる鉛直荷重の載荷は行わないこととした。交番載荷の 18 は、供試体 No.1 において、鋼板が負側載荷時に曲げ降伏に至る直前の 11.5mm とした。供試体 No.2 についても、同じ値を用いた。そして、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、18 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。

3.2 解析条件

図-5 に、解析モデルを示す。PC 鋼棒の遊間量をパラメータとして、遊間量 0mm (供試体 No.1)、遊間量 5mm (供試体 No.2) および、遊間量 15mm とした解析を実施した。橋脚掛け違い部の形状・寸法・配筋は、供試体 No.1, No.2 の通りにモデル化した。なお、反力フレームは、モデル化せず、PC 鋼棒の縁端は固定とした。また、実験では、PC 鋼棒で反力床に固定しているが、解析では、フーチング底面を xyz 方向固定とした。

コンクリートの構成則には、一軸応力下の圧縮応力-ひずみ関係に Maekawa モデル⁴⁾、引張応力-ひずみ関係に Hordijk モデル⁵⁾を用いた。ひび割れモデルは固定ひび割れモデルとし、ひび割れ発生後のせん断伝達モデルは Maekawa モデル⁴⁾とした。また、三軸応力下による圧縮強度の増加⁶⁾およびひび割れ発生後の圧縮強度の低下⁷⁾を考慮した。また、鋼材のうち、PC 鋼棒およびあと施工アンカーは梁要素で、その他の鉄筋は埋め込み鉄筋要素でモデル化した。鋼板と PC 鋼棒の定着板は、シェル要素でモデル化した。PC 鋼棒の遊間は、PC 鋼棒の梁要素と接点を共有して接続している定着板のシェル要素と鋼板のシェル要素間に設けたインターフェース要素の構成則で反映することとした。その接触側の構成則は、PC 鋼棒に遊間量を設けて、遊間量 0mm となったときに剛となるようなモデルとした。鋼材は全てパイリニアとした。なお、使用した解析ソフトは、DIANA(Ver10.2)である。

3.3 荷重変位関係と損傷過程

図-6 に供試体 No.1 の荷重-変位関係、図-7 に供試体 No.1 の実験と 3 次元 FEM によるそれぞれの最大荷重時の損傷状況を示す。また、図-6 に示す交番載荷の解

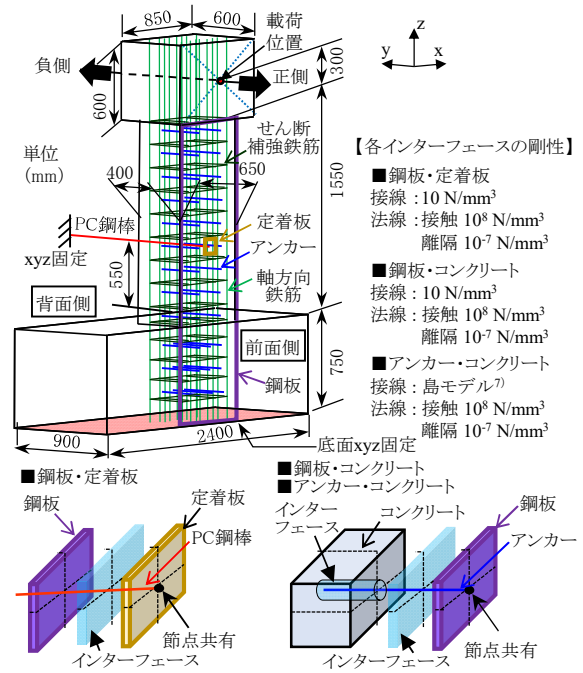


図-5 解析モデル

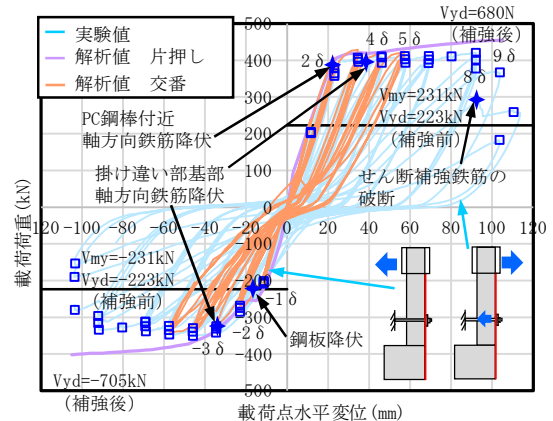


図-6 供試体 No. 1 の荷重-変位関係

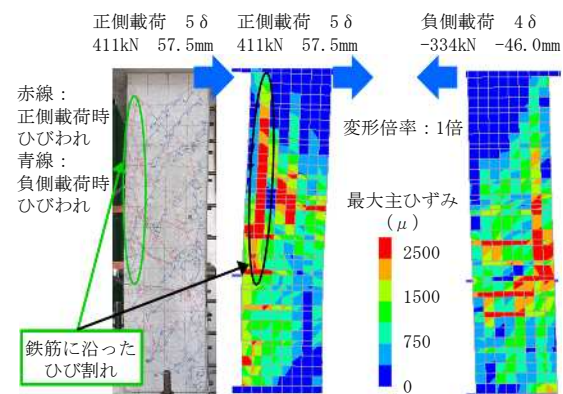


図-7 最大荷重時の損傷状況

析値は、実験時の最大荷重である 58までとした。

供試体 No.1 の正側載荷では、28の載荷荷重 361kN の時点で背面付近の PC 鋼棒位置付近の軸方向鉄筋が降伏し、48にて掛け違い部基部の軸方向鉄筋が降伏した。軸方向鉄筋の降伏以降、正側載荷の 58を超えた辺りから、背面の軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展した。88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。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、98の2ループ目に軸方向鉄筋を取り囲む帯鉄筋が破断し、正側および負側とも荷重低下したため実験を終了した。最終的に、斜めひび割れを跨ぐ帯鉄筋の大半は降伏に至っていたものの、同位置のあと施工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。帯鉄筋の破断は、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、全体的に軸方向鉄筋のはらみ出したことから、それを拘束する力により生じたと推察される。

供試体 No.2 の正側荷重では、+2 δ 、載荷荷重 231kN の時点で背面付近の PC 鋼棒位置付近の軸方向鉄筋が降伏し、+3 δ 、載荷荷重 350kN 程度で PC 鋼棒位置の軸方向鉄筋が降伏した。以降、+4 δ を超えた辺りから、供試体 No.1 と同様に背面の軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展し、最大荷重が横ばいになったことから、6 δ までで載荷を終了とした。供試体 No.1 と比較して、PC 鋼棒位置の軸方向鉄筋の降伏荷重は同程度であった。ひび割れは、供試体 No.1 と比較して、載荷初期では PC 鋼棒位置より下の横方向の曲げひび割れがより進展し、PC 鋼棒位置より上の斜め方向のひび割れが少ない傾向がみられたが、遊間量 0mm 以降は、供試体 No.1 と同様の損傷となった。

負側荷重では、供試体 No.1 では、-2 δ の載荷中で鋼板が降伏し、-3 δ の直前に前面付近の概ね同位置の軸方向鉄筋が降伏に至ったのに対し、供試体 No.2 では、軸方向鉄筋が先行して降伏し、その後鋼板が降伏に至った。しかし、若干の損傷の順序に差があったが、ひび割れは同様に発生し、損傷に明確な差は確認できなかった。

荷重は、PC 鋼棒位置の軸方向鉄筋が降伏したタイミングではほぼ横ばいとなり、補強後の曲げ降伏耐力は PC 鋼棒位置の軸方向鉄筋が降伏する荷重と考えることができる。なお、掛け違い部は一般に耐力設計であるため、計算上では曲げ降伏耐力を限界値として、それ以降の変形性能を一般的に考慮しないが、補強後は、補強前と比べて、曲げ降伏耐力以降の変形性能が向上することから、本工法は、想定を超える作用が生じた場合においても、脆性的な破壊を防ぐことができるといえる点で優れていると考えられる。

図-8に、PC 鋼棒位置の遊間量を 0mm (供試体 No.1)、5mm (供試体 No.2)、15mm とした場合の荷重-変位関係を示す。荷重-変位関係より、初期の遊間量に関わらず、PC 鋼棒の遊間量が 0mm になって以降は、掛け違い部基部付近の軸方向鉄筋が降伏に至っているが、荷重は上昇し、最大荷重は供試体 No.1 と同等となることを確認した。また、図-6、7より、解析の荷重-変位関係及び損傷状況は、実験値と概ね一致している。

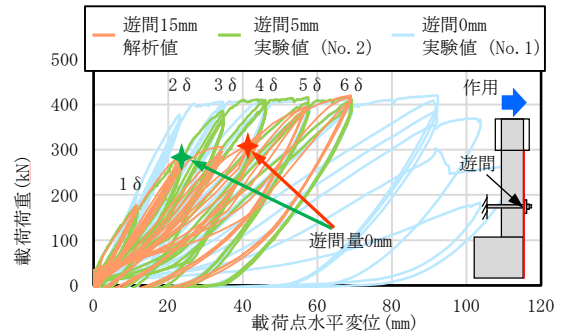


図-8 遊間を設けた場合の荷重-変位関係

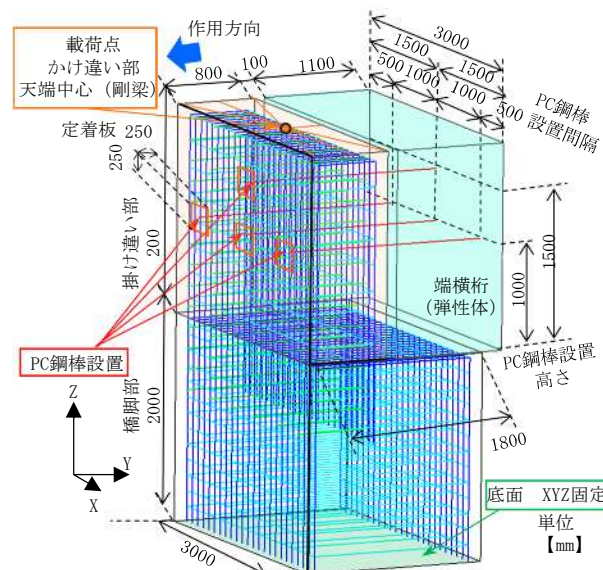


図-9 4. で用いる 3次元 FEM のモデル概要

表-5 3次元 FEM で用いる諸元 (鉄筋)

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
mm		段	本	%	mm		組	mm	%
19	SD345	1	48 (24×2)	0.42	13	SD345	2	250	0.35

以上より、PC 鋼棒に予め遊間を設けた場合も、PC 鋼棒に遊間を設けずに比較的初期から PC 鋼棒に力が作用する場合と同程度の補強効果があることがわかった。これにより、橋脚上の支承の可動・固定条件に応じて遊間を設けた場合も、同様の補強が可能であり、支承条件によらず、本工法が適用可能であることを明らかにした。

4. PC 鋼棒の配置間隔の検討

4.1 解析条件

3. では、PC 鋼棒 1 本に対する補強範囲が限定された、縮小供試体を用いて、その補強効果について検討した。

実橋りょうに本工法を適用するにあたっては、PC 鋼棒を複数本配置する必要があるが、施工およびコスト上の観点から PC 鋼棒の配置数量は可能な限り少ない方がよい。また、本工法に対する設計計算がその簡便さから 2次元の材端ばねモデルを用いた静的非線形解析で行え

表-6 検討ケース

CaseNo.	PC鋼棒				コンクリート	剛性比 PC鋼棒/コンクリート	備考※
	軸剛性 kN/mm	本数 本	間隔 mm	設置高さ mm	曲げ剛性 kN/mm		
Case1	375	1	3000	1000	1200	0.31	PC鋼棒径φ69相当
Case2	375	3	1000	1000	1200	0.31	PC鋼棒径φ40相当
Case3	125	1	3000	1000	1200	0.10	PC鋼棒径φ40相当
Case4	3750	1	3000	1000	1200	3.13	PC鋼棒径φ219相当
Case5	375	1	3000	1500	1200	0.31	PC鋼棒径φ69相当

※3次元FEM解析で使用したPC鋼棒径を示したが、PC鋼棒の市販の最大規格はφ40となっている。

ば、それは実務において有益である。そこで、PC鋼棒の本数、PC鋼棒の設置高さ、PC鋼棒の軸剛性とコンクリートの曲げ剛性の剛性比（以降、剛性比）をパラメータとした3次元FEMにより、それらが補強効果に与える影響を検証し、それを2次元材端ばね解析の結果と比較することで、2次元材端ばね解析にて設計計算が可能なPC鋼棒の配置間隔について検討する。

図-9、表-5に3次元FEMモデルの概要を、図-10に2次元材端ばねモデルの概要を示す。橋脚掛け違い部の幅以外の配筋量や寸法は、曲げ破壊先行の実橋りょうを参考に設定した。橋脚掛け違い部の幅は3mとした。また、3次元FEMのモデルの橋脚と端横桁は、インターフェースにより剛結することとした。2次元材端ばねの解析において使用した解析ソフトは、JRSNAP(Ver.5.1-L07)である。解析は、PC鋼棒に引張力が作用する方向へのプッシュオーバー解析とした。2次元材端ばねモデルにおいては、1要素の長さは500mmとし、各材端ばねに鉄道標準⁹⁾に示す変形性能算定式から算出したM-φ関係を与えて、非線形特性を表現した。

表-6に、検討Caseを示す。Case1を基準として、Case2はCase1とPC鋼棒の軸剛性は同じとなるようにPC鋼棒の径を小さくして本数を増やしたものの、Case3、Case4はCase1からPC鋼棒の径の大小を変えてPC鋼棒の軸剛性（剛性比）を増減させたもの、Case5はCase1よりPC鋼棒の設置高さを上げたものである。

4.2 PC鋼棒の配置と剛性比が補強効果に与える影響

図-12に各ケースの2次元材端ばねと3次元FEMの荷重-変位関係を、図-13に各ケースの材端ばねとFEMによる曲げ降伏耐力の関係を示す。なお、曲げ降伏耐力は、3.3に示した通り、PC鋼棒位置の軸方向鉄筋が降伏した荷重とした。図-12、13より、曲げ降伏耐力は全てのケースで材端ばねとFEMの値が概ね同程度の値で算出できているが、材端ばねとFEMの剛性が異なるケースがあることがわかる。そこで、剛性が概ね一致しているCase3および剛性が大きく異なるCase5について、材端ばねとFEMの損傷過程の比較を図-14に示した。

図-14(a)より、軸方向鉄筋の最大主応力分布に着目すると、Case3では、要素3、4相当位置においては、軸方向鉄筋が同時に一様に降伏している。図-14(b)よりCase5では、軸方向鉄筋が同時に一様に降伏しておら

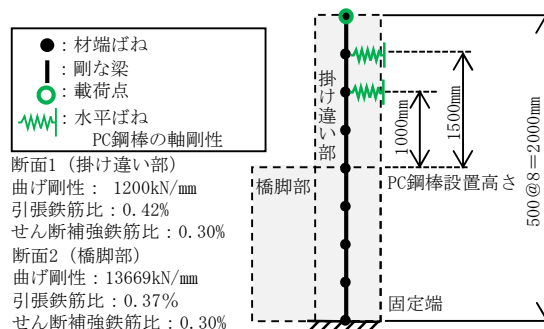


図-11 荷重-変位関係

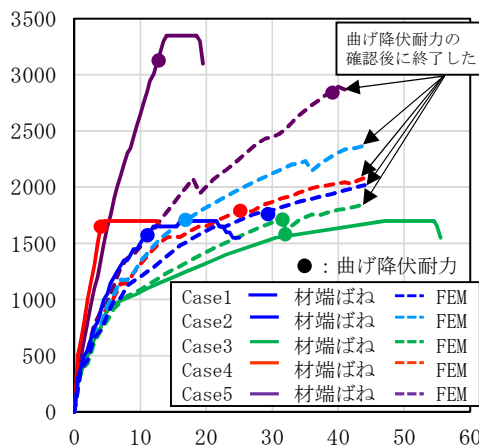


図-12 荷重-変位関係

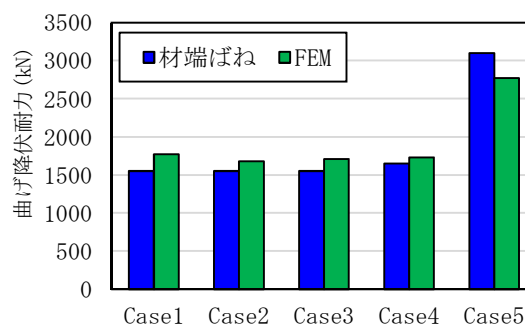


図-13 曲げ降伏耐力

ず、端部から徐々に降伏している。PC鋼棒位置の軸方向鉄筋の降伏時は、Case3においても同時に一様に降伏していないが、Case5と比較すると、一様に降伏するまでに要するステップ数少ないことがわかる。

材端ばねでは、同一断面であれば、部材断面幅方向に対して一律に損傷が進むのに対し、FEMの場合、同一断面であっても、PC鋼棒の設置位置周辺とその両端部では、損傷過程に差が生じる。その結果、FEMと材端ばね

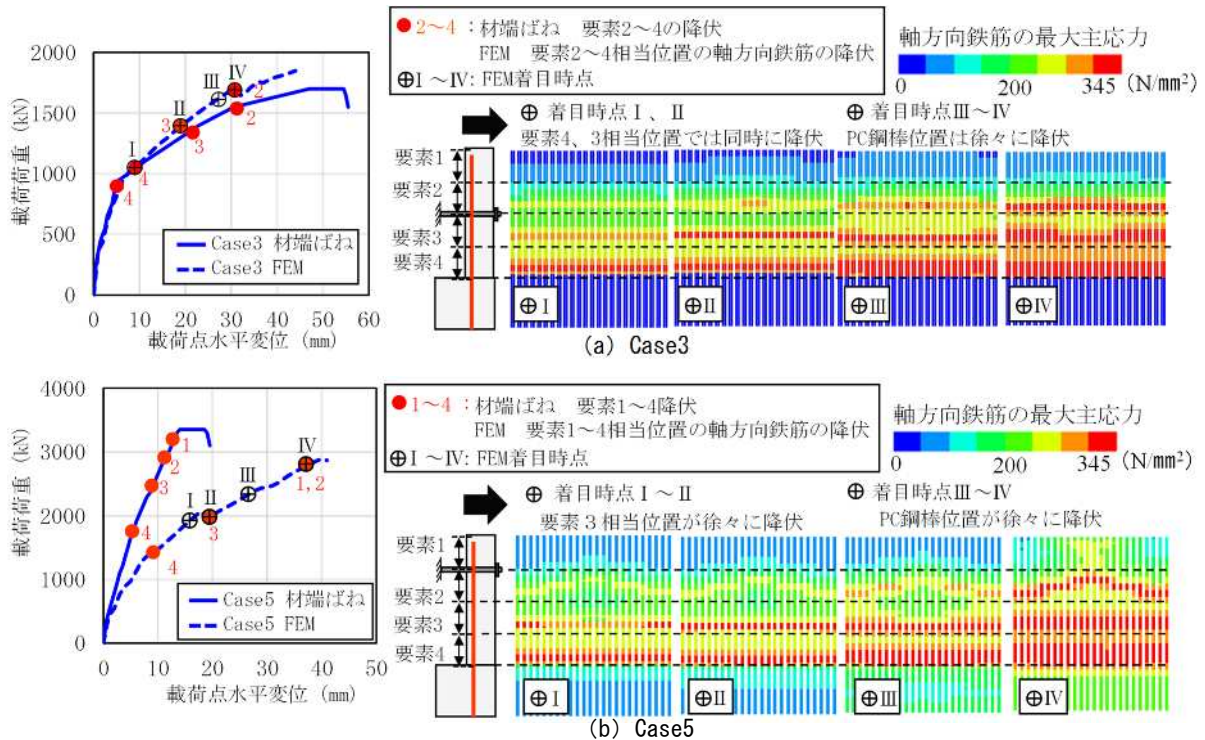


図-13 損傷過程の比較

の荷重-変位関係にも差が生じていると考えられる。

ここで、材端ばねと FEM の曲げ降伏耐力時の変位差に着目する。まず、配置間隔をパラメータとした Case1, 2 を比較すると、配置間隔の狭い Case2 の変位差が小さい。次に、PC 鋼棒の軸剛性をパラメータとした Case1, 3, 4 を比較すると、掛け違い部の曲げ剛性に対して PC 鋼棒の軸剛性が小さい順に変位差が小さい。最後に PC 鋼棒の設置高さをパラメータとした Case1, 5 を比較すると、配置高さが低い Case1 の変位差が小さい。これらより、材端ばねを用いて、曲げ降伏耐力時の変位およびその剛性までを把握したい場合には、掛け違い部の曲げ剛性に対して PC 鋼棒の軸剛性が大きいほど、PC 鋼棒の設置高さが高いほど、PC 鋼棒の配置間隔を狭くすることが望ましいと考えられる。

5. まとめ

PC 鋼棒を用いた橋脚掛け違い部の耐震補強工法について、PC 鋼棒の遊間量をパラメータとした実験および解析、また、複数本 PC 鋼棒を配置する場合について、PC 鋼棒の本数や設置高さ、軸剛性をパラメータとした解析により実施した。以下に、得られた知見を示す。

- (1) PC 鋼棒に予め遊間を設けた場合も遊間を設けない場合と同様の補強効果があることを確認した。これより、橋脚上の支承条件によらず、本工法が適用可能であることを明らかにした
- (2) 複数本 PC 鋼棒を配置し、2 次元材端ばねを用いる場合、掛け違い部の曲げ剛性に対して PC 鋼棒の軸

剛性が大きいほど、PC 鋼棒の設置高さが高いほど、PC 鋼棒の配置間隔を狭くすることが望ましい。

参考文献

- 1) 酒井義夫：東日本大震災を被災して、運転協会誌，第 53 巻，第 11 号，pp.13-16，2011。
- 2) 小林史，轟俊太郎：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，コンクリート工学年次論文集，Vol41，No.2，pp. 1303-1308，2019。
- 3) 小林薫：RC 柱の一面から施工する耐震補強工法のあと挿入鉄筋の補強効果に関する実験的研究，土木学会論文集 No.683，V-52，pp. 91-102，2001。
- 4) Maekawa,K：Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete，CRC Press，2003。
- 5) H.A.W.CORNELISSEN：Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight，1986。
- 6) Robert G.Selby：Analysis of reinforced concrete members subject to shear and axial compression，1996。
- 7) 土木学会：コンクリート標準仕方書（設計編），丸善，2012。
- 8) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力すべりひずみ関係，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.165-174，1987。
- 9) (財) 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，2004。