

プレストレスにより圧着した 栈橋プレキャスト接合部のせん断耐力評価

石塚 新太¹・池野 勝哉²・天谷 公彦³・前 嘉昭³
川端 雄一郎⁴・加藤 絵万⁴・岩波 光保⁵

¹ 正会員 五洋建設(株) 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)
E-mail: arata.ishizuka@mail.penta-ocean.co.jp (Corresponding Author)

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

³ 非会員 (株) 日本ピーエス 技術本部 (〒914-0027 福井県敦賀市若泉町 3)

⁴ 正会員 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

⁵ 正会員 東京工業大学 環境・社会理工学院 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

近年、建設現場の省力化を目的に、コンクリート構造物のプレキャスト化(以下、PCa化)が求められている。港湾工事における栈橋上部工は、PCa化により波浪等の外的要因を受ける海上作業を削減できるため、多くのメリットがある。著者らは、PCa部材を全て工場製作および陸上運搬し、現場搬入後にポストテンション方式のプレストレスによって一体化するPC圧着構造を提案している。本工法は主要部材の現場打ちが不要であり、現場施工の省力化・省人化が図れるものと期待される。本研究では、PC圧着されたPCa部材に様なせん断力を載荷し、PCa部材の接合部におけるせん断耐力を評価するとともに、既往の評価式の適用性について検討した。その結果、PCa部材の接合部は既往評価式で想定される摩擦力以上のせん断耐力が確認された。

Key Words : precast concrete, pile supported wharf, pre-stressed joints, shear capacity

1. はじめに

近年、建設現場においては担い手不足を補う省力化の一つとして、コンクリート構造物のPCa化が求められている。港湾工事における栈橋上部工のPCa化は、工期短縮やコンクリートの品質向上、海上作業の短縮による事故リスクの低減など、多くのメリットがある。著者らは、PCa部材を全て工場製作し、陸上運搬できる工法として、PC圧着構造を提案している¹⁾²⁾。従来のPC栈橋^(例えば 3)は、複数本の鋼管杭上に受け梁を現場打ちで製作した後、工場製作および陸上運搬したホロー桁を受け梁上に設置し、間詰コンクリートとホロー桁間をプレストレス導入により一体化する。一方、本工法では図-1に示すように、鞘管方式⁴⁾の杭頭部材と逆U字形の梁部材の2種類に分割し、鋼管杭の杭頭部材において組み立て、杭頭部材と梁部材の隙間に無収縮モルタルを充填した後に、ポストテンション方式のプレストレスによって圧着(以下、PC圧着)するものである。本工法は、主要部材の現場打ちを不要にし、現場施工のさらなる省力化・省人化が図れるとともに、急速施工により大幅な工期短縮を可能にするものと期待される。また、梁部材にプレストレスを導入することで、

逆U字形による軽量化および長スパン化に対応できるため、下部工への慣性力の負担を軽減できる合理的な設計が可能となる。

著者らは過去に、本工法の杭頭接合部における曲げ耐荷性能を確認するため、鋼管杭を含めた交番載荷実験を実施し、プレストレスによるPCa部材の損傷抑制や優れた復元性について言及している¹⁾²⁾。しかし、PCa部材の接合部に作用するせん断力に対する耐荷性能は検討されておらず、その評価方法についても明確ではない。本工法ではPCa接合部に梁部材架設時の安定性を高めるためのコーベルを設けており、コーベルを含めたPCa接合部

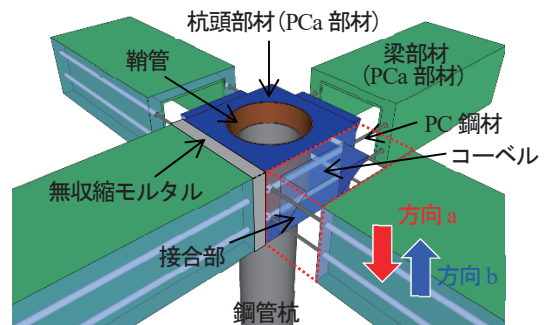


図-1 PC圧着構造の概要

のせん断耐力を評価する必要がある。ここで、平成29年発行の道路橋示方書⁹⁾(以下、H29道示)では、メカニズムが異なる抵抗機構は一つの接合面で協働しないものとし、原則としてPCa接合部のせん断耐力はせん断キーが受け持ち、プレストレスによる摩擦力は実験等により確認された範囲において見込むものとしている。本工法のPCa接合部では、主としてプレストレスによる摩擦力に期待しているが、作用するせん断力の方向(図-1の方向a, b)によって、コーベルがせん断耐力に影響を与えるものと考えられる。

そこで本研究では、作用方向に応じたPCa接合部のせん断耐力を評価するため載荷実験を実施し、既往評価式の適用性について検討した。

2. 既往のせん断耐力評価式

(1) 斜め引張破壊に対するせん断耐力

梁部材の斜め引張破壊に対するせん断耐力は、式(1)のように表される⁶⁾。式(1)は、修正トラス理論に基づきコンクリートが負担するせん断耐力(式(2))と、鉄筋が負担するせん断耐力(式(3))の累加により評価されている。プレストレスによる圧縮力の影響は、ディコンプレッションモーメントによりコンクリートが負担するせん断耐力として考慮されている。

$$V_u = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = k\tau_r b_w d + S_d \frac{M_0}{M_d} \quad (2)$$

$$V_s = k \left(\sum \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta_s + \cos \theta_s)}{1.15a} \right) \quad (3)$$

ここに、

- V_u : 斜め引張破壊に対するせん断耐力
- V_c : コンクリートが負担できるせん断耐力
- V_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断耐力
- k : 補正係数(1.30)
- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度
- b_w : 部材断面のウェブ厚(図-2参照)
- d : 部材断面の有効高(図-2参照)
- M_d : 部材断面に発生する曲げモーメント
- M_0 : ディコンプレッションモーメント
- S_d : 部材断面に発生するせん断力
- A_w : せん断補強鉄筋の断面積
- σ_{sy} : せん断補強鉄筋の降伏強度の特性値
- a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔
- θ_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

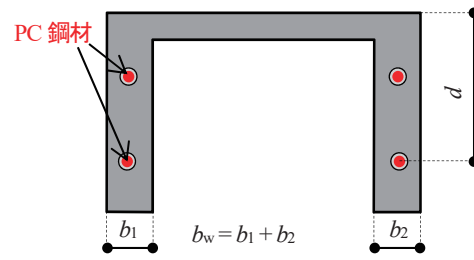


図-2 逆U字形断面ウェブ厚・有効高さ

(2) PCa接合部の摩擦力によるせん断耐力

本工法におけるプレストレスによるPCa接合部の摩擦抵抗力は、式(4)に基づき評価する。なお、せん断抵抗係数は平成24年発行の道路橋示方書⁷⁾に倣い0.3としている。

$$V_{pf} = \mu P_c \cos \theta_p \quad (4)$$

ここに、

- V_{pf} : プレストレスによる摩擦力が受け持つせん断耐力
- μ : せん断抵抗係数(一般に0.3)
- P_c : PC鋼材による有効プレストレス
- θ_p : 有効プレストレスが接合面となす角度

3. せん断耐力実験の概要

実験では、本工法のPCa接合部を概ね縮尺比1/4でモデル化し、図-3に示す逆対称載荷(建研式)⁸⁾により一様なせん断力を作用させた。試験体の概要を図-4に示す。

(1) 実験ケースと試験体概要

実験ケースは、連続梁として接合部のない逆U字形の梁断面をCase1、PCa梁としてコーベルありをCase2、コーベルなしをCase3とした。ここで、Case2は図-1における方向aのせん断力、Case3は方向bのせん断力が作用した場合を想定している。Case2およびCase3は、逆U字形のPCa梁と杭頭部材側を想定した充実断面部材を、試験体中央で10mmの隙間を設けて突き合わせて設置し、無収縮モルタルを充填した。その後、片引きのポストテンション方式でPC鋼棒(17mmB種1号)に有効プレストレス160kNを目標に導入し、シースとPC鋼棒の隙間にPCグラウトを充填した。なお、導入プレストレスおよび有効プレストレスは、PC鋼棒に取り付けたひずみゲージから算出している。また、Case1ではせん断補強筋を200mm間隔で、Case2およびCase3では100mm間隔で配置した。Case2およびCase3は、PCa梁のせん断耐力

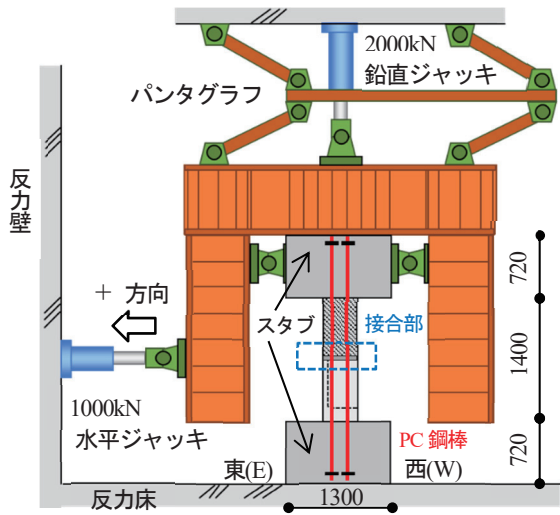


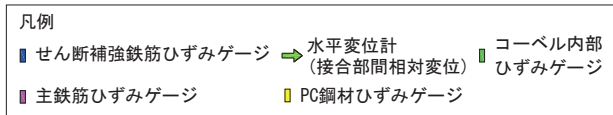
図-3 逆対称荷重によるせん断実験

表-1 鋼材の機械的性質

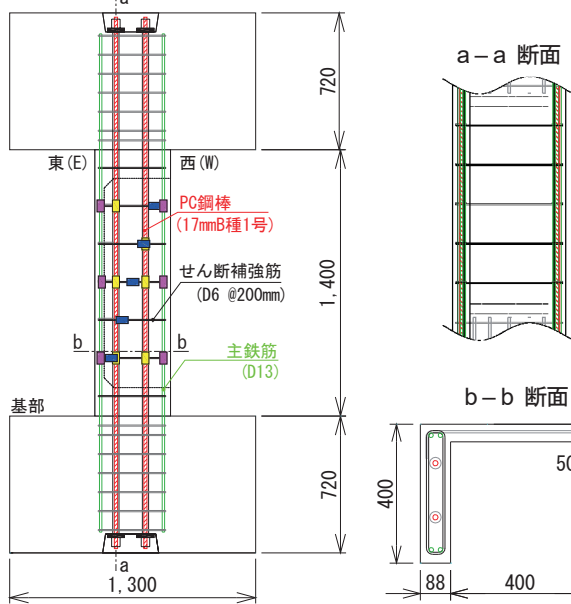
鋼材の種類	降伏点 f_y (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	弾性係数 E (N/mm ²)	仕様
せん断補強鉄筋	446.8	594.0	187×10^3	D6 SD345
主鉄筋	372.6	527.9	186×10^3	D13 SD345
PC鋼棒	991.2	1123.3	203×10^3	17mm B種1号

表-2 コンクリートの材料物性値

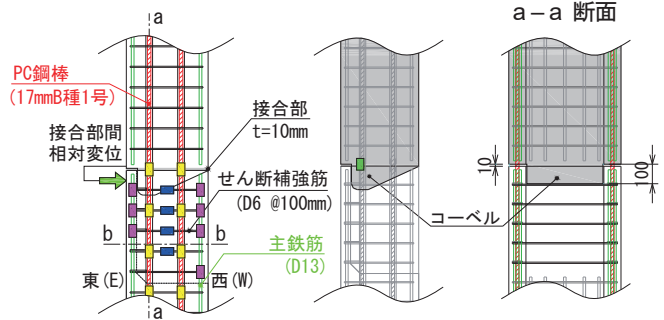
ケース	種類	圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)	弾性係数 E (N/mm ²)
Case1	コンクリート	72.5	5.1	37.3×10^3
	PCグラウト	109.0	4.2	21.3×10^3
Case2	コンクリート	74.1	4.7	37.9×10^3
	無収縮モルタル PCグラウト	83.7 115.5	3.6 3.4	29.1×10^3 21.2×10^3
Case3	コンクリート	71.5	4.3	37.4×10^3
	無収縮モルタル PCグラウト	80.4 101.5	5.0 3.0	27.9×10^3 19.2×10^3



Case1 (連続梁)



Case2 (コーベルあり)



Case3 (コーベルなし)

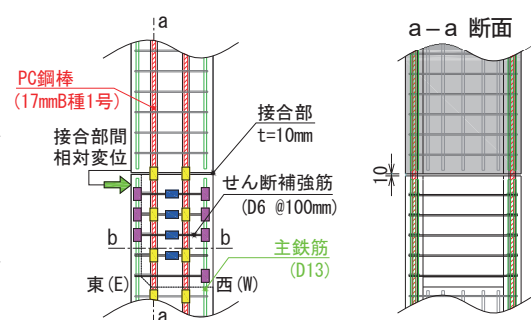


図-4 試験体の概要

を向上させ、接合部のせん断破壊が発生するように促した。ここで、表-1 に鋼材の機械的性質、表-2 にコンクリートの材料物性値を示す。

(2) 荷重方法および測定項目

試験体はスタブ下端を反力床に固定し、スタブ上端をパンタグラフで回転拘束された門形治具により固定した(図-3 参照)。荷重は反力壁に取り付けた 1000kN の油圧ジャッキによりせん断力を一様に作用させた。Case1 は式(1)から算出した斜め引張破壊による設計せん断耐力

V_u 、Case2 および Case3 は式(4)から算出した PCa 接合部の摩擦力による設計せん断耐力 V_{pf} の 50% および 100% の値でそれぞれ荷重・除荷を 3 回ずつ繰り返した後、荷重低下が見られるまで概ね 0.02mm/s の速度で一方向に荷重した。測定項目は、荷重点における水平荷重-水平変位関係、鉄筋および PC 鋼棒の軸ひずみ、コーベル内部のコンクリートひずみ、PCa 接合部間の相対的な水平変位、ひび割れ性状である。なお、コンクリートひずみは、モールドひずみゲージをコンクリート内に埋設して測定した。

4. 実験結果および考察

(1) 荷重-変位関係

表-3 に実験結果と設計値の比較を示す。ここで、斜めひび割れ破壊に対する設計せん断耐力 V_u は、Case1 と Case2 および Case3 でせん断補強鉄筋のピッチが違うため異なる値となっている。

損傷イベントについて整理する。各ケースとも、荷重初期に引張縁に曲げひび割れが発生した。その後、試験体中央付近から斜めひび割れが発生し、せん断補強鉄筋が降伏した。その後、写真-1 に示すように、ひび割れが試験体の右斜め方向に進展して荷重低下に至った。Case2 および Case3 において、最大荷重時に接合面に沿ったひび割れの貫通は確認されていない。

次に、各実験ケースの水平荷重 P -水平変位 δ の関係を図-5 に示す。Case1 は、設計値の 50% での荷重・除荷の繰り返しに対して概ね線形弾性的に挙動した。その後、設計値の 100% の値を迎える前に斜めひび割れが発生し、緩やかに変位が進行する非線形挙動を示した。100% の値の 2 回目以降の繰り返しに対しては、1 回目の荷重と比較して初期剛性が低下した。その後、斜め引張破壊に対する設計せん断耐力 V_{u1} を超えた後に、せん断補強鉄筋が降伏し、最大荷重を迎えた。Case1 の破壊形態は斜め引張破壊と考えられるが、実験の最大荷重は設計せん断耐力 V_{u1} の 1.36 倍となり、この理由は次節で考察する。Case2 および Case3 は、荷重・除荷の繰り返しに対して線形弾性的に挙動しており、PCa 接合部の摩擦力による設計せん断耐力 V_{pf3} の範囲において概ね線形的に挙動した。その後、斜めひび割れの発生後に非線形挙動を示し、斜め引張破壊に対する設計せん断耐力 V_{u3} を超えた後に最大荷重を迎えた。本実験では、両ケースとも斜めひび割れが大きく進展し荷重低下に至っており、PCa 接合部に十分なせん断抵抗力が発揮されたことで、PCa 梁の斜め引張破壊に至ったと考えられる。また、最大荷重は、コーベルなしの Case3 と比べて、コーベルありの Case2 の方が 1 割程度大きい結果となった。コーベル自体の抵抗力が累加されてせん断耐力が向上したものと考えられる。

続いて、Case2 と Case3 の損傷の違いを比較するため、水平変位 $\delta=6\text{mm}$ (せん断補強鉄筋降伏直後) のひび割れ性状を図-6 に示す。図示するひび割れ性状は、正面、東西側面、西側の逆 U 字形内面とし、正面では、接合部を挟んで連続したひび割れが発生したため充実部材断面側も示す。両ケースとも試験体中央付近に発生している斜めひび割れ (図-6 青線) が進展しており、ひび割れ幅は $0.2\text{mm}\sim 0.5\text{mm}$ と大きい。両ケースのひび割れ性状の違いは、接合部付近で確認され、Case3 は接合部界面にひび割れ (図-6 赤線) が発生したのに対し、Case2 はコーベルの支圧の影響と推察されるひび割れ (図-6 緑線) が発

表-3 実験結果と設計値の比較

	Case1	Case2	Case3
	連続梁	PCa梁 コーベルあり	PCa梁 コーベルなし
① 斜め引張破壊に対する設計せん断耐力 V_u (kN)	$V_{u1} = 242^{※1}$	$V_{u2} = 342^{※1}$	$V_{u3} = 343^{※1}$
② 接合部の摩擦力による設計せん断耐力 V_{pf} (kN)	—	$V_{pf2} = 198^{※2}$	$V_{pf3} = 200^{※2}$
③ 実験の最大荷重 (kN)	330	404	372
実験③/設計①	1.36	1.18	1.08
実験③/設計②	—	2.04	1.86
破壊形態	斜め引張破壊	斜め引張破壊	斜め引張破壊

※1 試験値を用いて式 (1) より算出 ※2 試験値を用いて式 (4) より算出

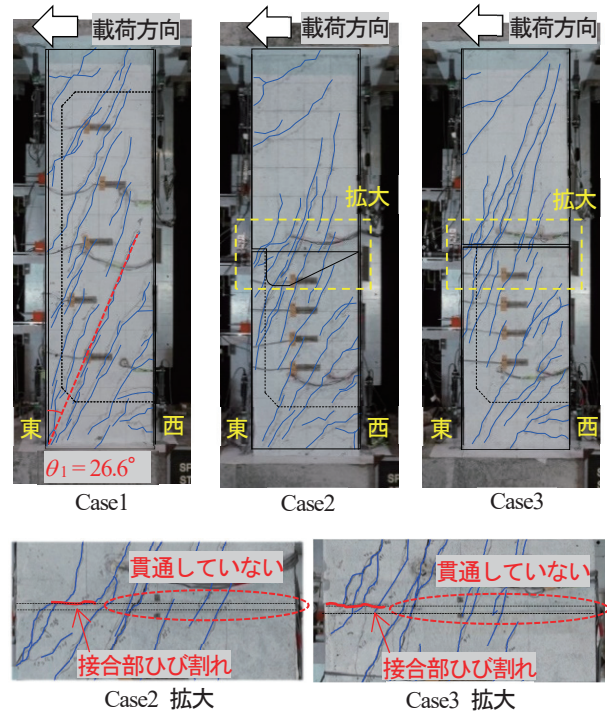


写真-1 ひび割れ性状(最大荷重時)

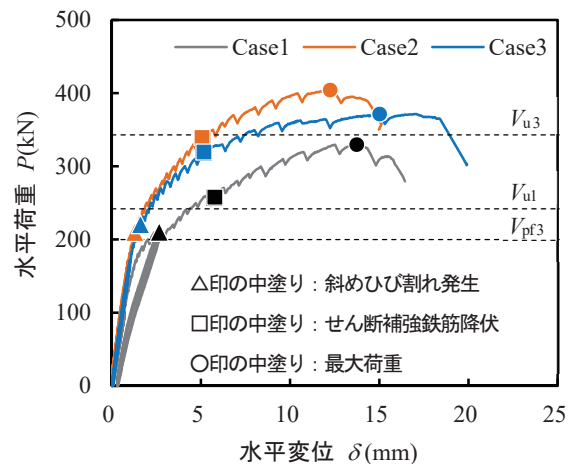


図-5 荷重-変位関係

生した。図-6 緑線のひび割れ幅は 0.05mm と小さく、最大荷重時においても大きく進展していない。よって、Case2 における荷重低下は、コーベルの支圧に起因するものではないと考えられる。

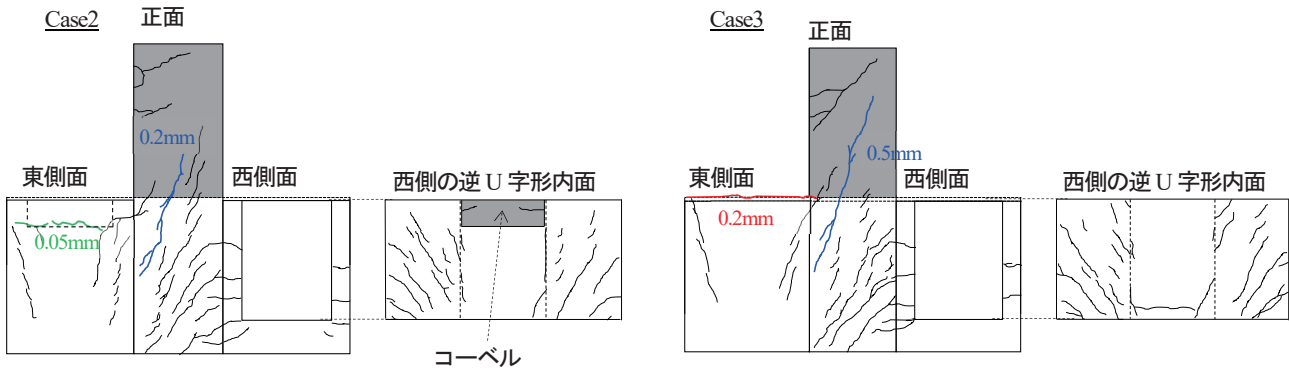


図-6 ひび割れ性状 ($\delta=6\text{mm}$: せん断補強鉄筋降伏直後)

(2) 連続梁のせん断耐力

Case1 において最大荷重時に急激に斜めひび割れが進展した傾斜角 θ_1 を示す(写真-1)。ここで、傾斜角 θ_1 は斜めひび割れの上端と下端を直線で結び、試験体鉛直方向との交角である。設計せん断耐力 V_{d1} を評価した式(2)では傾斜角 $\theta_1=45^\circ$ と仮定しているが、Case1で観察された傾斜角 $\theta_1=26.6^\circ$ はそれよりも小さい結果となった。これは、斜めひび割れの傾斜角 θ_1 は、プレストレスが作用するほど小さくなる⁹⁾ためだと推察される。ここで、トラスモデルによる斜めひび割れ傾斜角を考慮したせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 V_{s1} は、式(5)のように表される¹⁰⁾。Case1の傾斜角 $\theta_1=26.6^\circ$ を用いて式(5)からせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力を算出し、コンクリートが負担するせん断耐力と累加すると313kNとなり、実験結果の最大荷重330kNとほぼ整合している。本実験のCase1では、斜め引張ひび割れの傾斜角 θ_1 が仮定した $\theta_1=45^\circ$ より小さいため、せん断補強鉄筋の負担するせん断耐力が増え、最大荷重が増加したものと推察される。

$$V_{s1} = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\cot \theta_1 + \cot \theta_s) \sin \theta_s}{a} \quad (5)$$

ここに、

- V_{s1} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断耐力
- θ_1 : 斜めひび割れ傾斜角

(3) PCa 接合部のせん断耐力

図-7に水平荷重 P とCase2およびCase3のPCa接合部間の相対的な水平変位である接合部ずれ δ_r の挙動を示す。図中より、Case3は250kN付近から接合部ずれが緩やかに増えはじめ、350kN付近から顕著に増大しているのに対して、Case2には接合部ずれが生じていない。これは、Case2のコーベルが梁部材内側に接触し、接合部ずれが抑制されているためだと考えられる。また、図-8にCase2におけるコーベル内部のひずみ挙動を示すが、荷重250kN付近から引張ひずみが増加しており、コーベルが

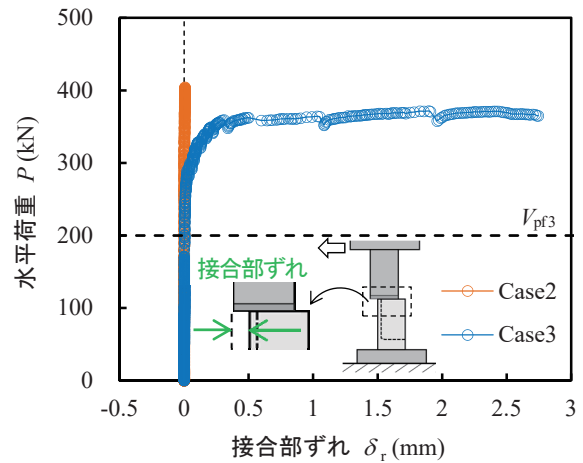


図-7 接合部ずれの挙動

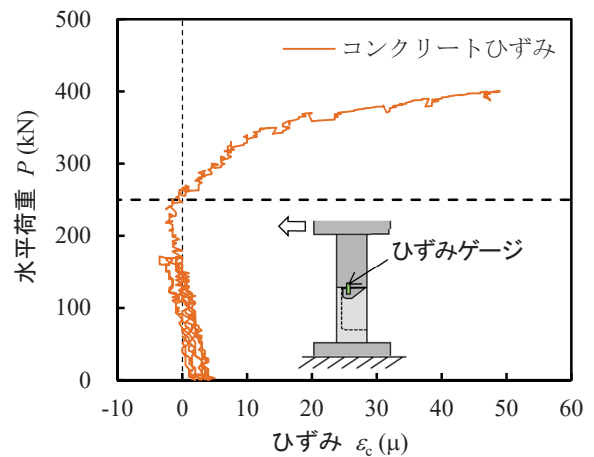


図-8 コーベル内部のひずみ挙動

接合部ずれを抑制していたことを示唆している。すなわち、コーベルの抵抗力が摩擦力に累加されるものと考えられ、Case3と比較してCase2の最大荷重が1割程度大きくなった。コーベルの抵抗力は、コーベルと梁部材の接触面積により異なるものと推察され、本実験では、せん断耐力として定量的に評価できていない。なお、PCa接合部の摩擦力による設計せん断耐力 V_{pf3} の時点では、両ケースとも接合部ずれが発生しておらず、PCa接合部は

一体となって挙動していたと判断される。

5. 結論

本研究では、一様なせん断力を作用させた載荷実験を実施し、PC 圧着された PCa 接合部におけるせん断耐力の評価および既往評価式の適用性について検討した。

- Case2 および Case3 では、プレストレスによる摩擦力により、PCa 接合部で十分なせん断抵抗力が発揮されたため、破壊形態は斜め引張破壊となった。
- Case2 では、コーベルにより接合部ずれが抑制されるとともに、摩擦力に加えてコーベルがせん断力に抵抗することでコーベルなしの Case3 と比較して最大荷重が 1 割程度向上した。
- Case2 および Case3 は、PCa 接合部の設計せん断耐力以上の最大荷重が確認され、既往評価式で想定される以上の摩擦力が発揮された。
- Case2 および Case3 では、PCa 接合部の設計せん断耐力での載荷・除荷の繰り返しに対して概ね線形弾性的な挙動を示し、接合部ずれも発生せず、PCa 接合部の一体性が確認された。

本工法の PCa 接合部は、プレストレスによる摩擦力をせん断抵抗力として見込むことができ、既往評価式によるせん断耐力の範囲では、その抵抗力は保持されていた。また、本工法は、栈橋を対象とした厳しい腐食環境で供されるため、PCa 部材内ではポリエチレン等の非鉄シースをを用いることとしている。しかし、杭頭部材と梁部材

の接続部では非鉄シースが不連続となるため、塩化物イオンの遮蔽性を把握しておく必要がある。今後は、この接続部を模擬した試験体による劣化促進試験を実施し、塩害に対する耐久性を評価する予定である。

参考文献

- 1) 石塚新太, 天谷公彦, 加藤絵万, 岩波光保: PC 圧着したプレキャスト栈橋の杭頭接合部に関する交番載荷実験, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol.29, pp.59-64, 2020.
- 2) 池野勝哉, 石塚新太, 天谷公彦, 前嘉昭, 川端雄一郎, 加藤絵万, 岩波光保: PC 圧着した栈橋杭頭接合部の力学的挙動に関する実験および解析的検討, 構造工学論文集, Vol.67A, pp.605-618, 2021.
- 3) 谷口正輝, 木村光俊, 加藤克一, 横川勝則: PC 栈橋, もっと知りたい PC 技術, プレストレストコンクリート, Vol.58, No.1, pp.87-90, 2016.
- 4) 池野勝哉, 岩波光保, 川端雄一郎: 鞘管方式による栈橋鋼管杭の杭頭接合に関する交番載荷実験, 構造工学論文集, Vol.64A, pp.724-733, 2018.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編, pp.339-353, 2017.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編, pp.158-173, 2017.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, pp.304-306, 2012.
- 8) 尾崎昌凡, 藤沢正視: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その 2: 既往の実験方法と建研式加力方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1415-1416, 1973.
- 9) 三方康弘, 井上晋, 小林和夫, 仁枝保: PC はり部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.149-159, 2001.
- 10) 吉川弘道: 鉄筋コンクリートの設計—限界状態設計法と許容応力度設計法—, pp.109-111, 丸善出版, 1997.

(Received February 4, 2021)

(Accepted April 23, 2021)

EVALUATION OF SHEAR CAPACITY OF PRECAST CONCRETE BEAM CONNECTED BY PRESTRESSING FOR PORT PIER

Arata ISHIZUKA, Katsuya IKENO, Kimihiko AMAYA, Yoshiaki MAE
Yuichiro KAWABATA, Ema KATO and Mitsuyasu IWANAMI

Recently, precast concrete structures have been highly demanded for the purpose of labor reduction at construction sites. Superstructure with precast concrete member has many advantages because it can reduce the time of field work affected by many factors such as ocean wave. The authors have proposed a pre-stressed joint construction method for port pier superstructure by using post-tensioning prestress to assemble the superstructure members which are transported from factory to construction site. This method is expected to save labor and improve construction efficiency because it does not require cast-in-place concrete of the superstructure. However, the shear capacity of pre-stressed joints has not been studied yet. In this study, loading experiments are conducted to evaluate the performance of this method. As a result, it was confirmed that the shear capacity of pre-stressed joints was higher than the frictional force assumed in the existing evaluation formula.