第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

コア部にエクスパンドメタルを配置したPC橋脚の耐震性に関する実験的研究

藤岡　光[1]・藤倉　修一[2]・奥山　賢人[3]・Visal THAY[4]・運上　茂樹[5]・渡瀬　博[6]

[1]学生会員　宇都宮大学大学院　地域創生科学研究科（〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2）
[2]正会員　Ph.D.　宇都宮大学教授　地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科
（〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2）
[3]非会員　（現）ドーピー建設工業株式会社　東京本社　工事部
（〒104-0033 東京都中央区新川2-27-1東京住友ツインビルディング東館）
宇都宮大学地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科（研究当時）
[4]正会員　博（工）　宇都宮大学助教　地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科
（〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2）
[5]正会員　博（工）　東北大学教授　大学院工学研究科土木工学専攻
（〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06）
[6]正会員　博（工）　オリエンタル白石（株）　本社　技術部長（〒135-0061 東京都江東区豊洲5-6-52）

1. はじめに

巨大地震発生後に，橋梁の崩壊や著しい損傷によって，交通機能が停止すると避難や救助活動，復旧活動等の妨げとなる恐れがある．そのため橋梁は地震後に崩壊を防ぐだけでなく，速やかに損傷個所を補修し早期復旧を実現することが重要である．しかしながら，1995年の兵庫県南部地震では，上部構造の損傷が軽微でも，鉄筋コンクリート橋脚（以下，RC橋脚）に1度以上の残留傾斜または橋脚天端に150mm以上の変位が生じた場合には，残留変位が原因となり，橋梁全体を撤去または再構築するに至った[1)]．また，2016年の熊本地震では地盤変位の影響を含むRC橋脚の残留変位等が原因となり[2)]，復旧に長期間を要した事例がある．これらのことから，RC橋梁の地震後の復旧性能にはいまだ課題があり，迅速な復旧を実現する新たな橋脚構造の開発が必要である．そこで本研究では，地震後の復旧性能向上を目的として，残留変位を低減し，塑性ヒンジ部を速やかに補修可能とする，プレストレスを導入したPC橋脚を提案する．提案構造に対して正負交番載荷実験を行い，基本的な耐震性能および復旧性能を検証した．

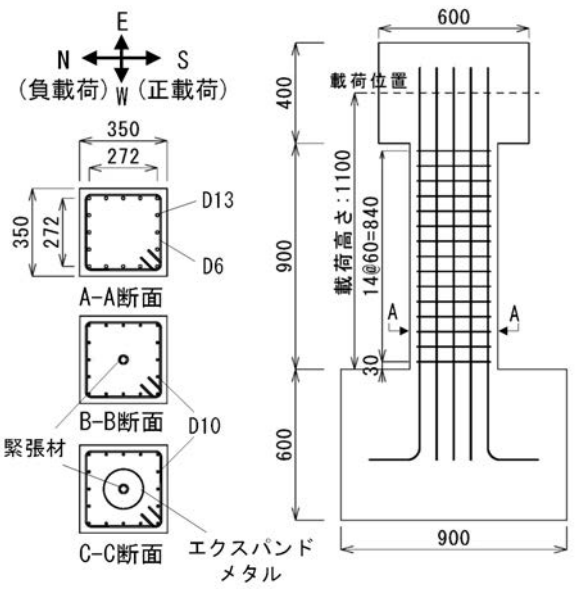
2. 提案するPC橋脚のコンセプト

本研究で作製した橋脚供試体を図-1に示す．提案する橋脚構造は復旧性能を高めることを目的として，2つの特徴を有する．一つ目は，断面中央にプレストレスを導入することにより残留変位を低減することである．二つ目は，断面コア部に円筒形のエクスパンドメタルを配置することで，エクスパンドメタルを境にコア部とその外側の鉄筋コンクリート部の二重構造とすることである．これにより，地震時にはコア部コンクリートの損傷を防ぎ，地震後の復旧時にはコア部のみで橋梁の自重を支持し，損傷部のみを速やかに修復できる構造となる．なお，既往研究[3)]では，コア部に鋼管を配置しているが，せん断ひび割れ発生等の課題があったため，本研究ではコア部をある程度拘束しつつ，コア部とその外側部分の縁を完全に切らないようにエクスパンドメタルを使用した．

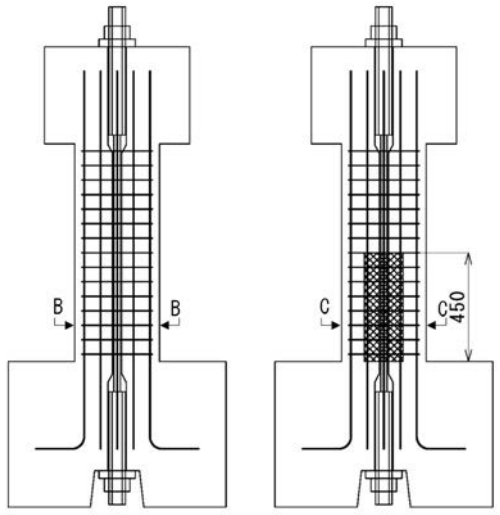
3. 実験供試体および実験方法

(1) 実験供試体

本実験に用いた，一般的な鉄筋コンクリート橋脚供試体（以下，RC供試体）と，プレストレスを導



(a) 断面図　(b) RC供試体側面図



(c) PC供試体側面図　(d) PC-EM1, PC-EM2 供試体側面図

図-1 実験供試体

入した橋脚供試体の配筋図を**図-1**に示す．RC供試体は提案構造との比較用に作製した．PC供試体においては，エクスパンドメタルの配置や導入プレストレス力が残留変位や耐震性能に及ぼす影響を把握するために，エクスパンドメタルの有無および導入する緊張力を変えた3体の供試体を作製した．PC供試体はエクスパンドメタルを配置しない供試体で，PC-EM1およびPC-EM2供試体はコア部に円筒形のエクスパンドメタルを配置した供試体である．緊張力については，PCおよびPC-EM2供試体では残留変位低減効果を期待して，断面の軸応力にして3.0N/mm^{2}に相当する367.5kNの緊張力を導入した．PC-EM1供試体では緊張材のみの影響を確認するために緊張力がほぼゼロに近い軸応力にして0.2N/mm^{2}に相当する24.5kNの緊張力を導入した．コア部のコンクリートのみで橋梁の自重および緊張力による軸力を支持できるような大きさにエクスパンドメタルの直径を決め，エクスパンドメタルの外径160mm，厚さ2.3mmとした．各供試体の断面については350mm×350mmの正方形断面とし，有効高さは1100mmである．主鉄筋については，RC供試体ではD13を，PC供試体ではD10をそれぞれ16本使用し，主鉄筋比はそれぞれ1.65%，0.93%である．帯鉄筋についてはD6を60mm間隔で配置し，帯鉄筋比は0.73%である．鉄筋の降伏強度はD13，D10，D6でそれぞれ，370N/mm^2，366N/mm^2，332N/mm^{2}であった．実験当日におけるコンクリートの圧縮強度は，RC，PC，PC-EM1およびPC-EM2供試体でそれぞれ，35.3N/mm^2，35.3N/mm^2，34.9N/mm^2，34.8N/mm^{2}であった．緊張材には炭素繊維複合ケーブル（CFCC）を使用し，直径26.4mm，引張強度3.09kN/mm^2，弾性係数162kN/mm^{2}である．なお，一般的な鋼材と違い，CFCCは降伏せずに弾性状態のまま破断に至る．

(2) 実験方法

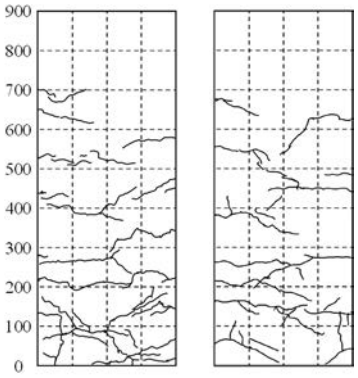
載荷については，一定鉛直荷重のもと，一定変位振幅漸増方式の変位制御により油圧ジャッキを用いて橋脚柱頭部に水平力を与えた．載荷変位は橋脚高さに対する水平変位の比を示すドリフトにより定め，ドリフト0.5%（5.5mm）の整数倍の変位振幅をそれぞれ繰返し回数3回として与えた．載荷方向は**図-1**に示すNS方向でS面側が圧縮となる場合を正載荷，その反対側を負載荷と定義した．一定鉛直荷重は軸応力1.0N/mm^{2}に相当する122.5kNとした．

4. 実験結果

(1) 損傷状況

RC供試体では，ドリフト5.0%載荷において塑性ヒンジ部の損傷に伴い水平荷重が大幅に低下したため実験を終了した．PC，PC-EM1，PC-EM2供試体についてもそれぞれ，ドリフト4.5%，4.0%，4.5%で同様に荷重が低下し実験を終了した．RC，PC-EM1，PC-EM2供試体では実験を終了した載荷において主鉄筋の破断が確認された．

ドリフト3.0%における載荷方向に対する側面であるW面のひび割れ損傷状況を，RC供試体とPC-EM2供試体について**図-2**に示す．損傷図には横方向に87.5mm間隔，高さ方向に100mm間隔のメッシュを記入している．**図-2**より，RC試験体およびPC-EM2供試体には，主に曲げひび割れが生じており，せん断ひび割れは確認されなかった．コア部に鋼管を有



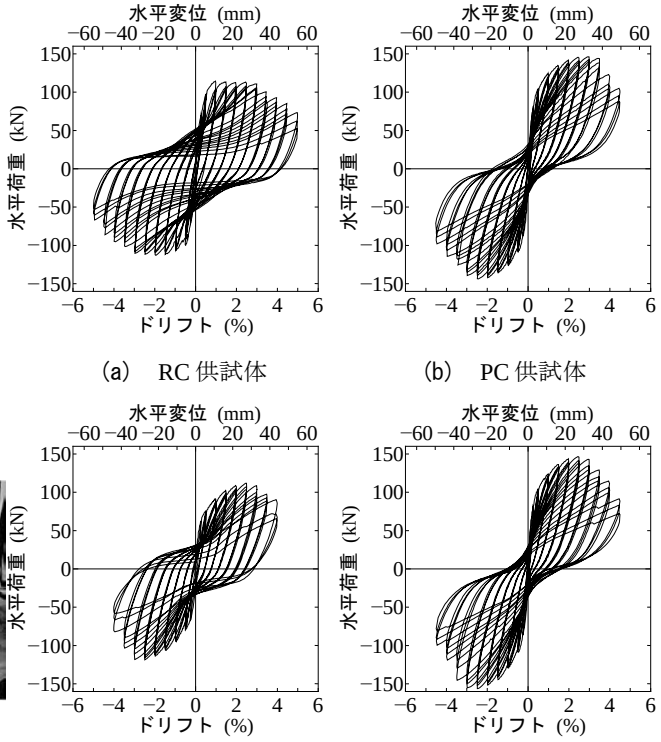
(a) RC 供試体 (b) PC-EM2 供試体

図-2 ひび割れ損傷状況（ドリフト3.0%）



(a) RC 供試体 (b) PC-EM2 供試体

図-3 載荷終了後の損傷状況



(a) RC 供試体 (b) PC 供試体

(c) PC-EM1 供試体 (d) PC-EM2 供試体

図-4 荷重―変位関係

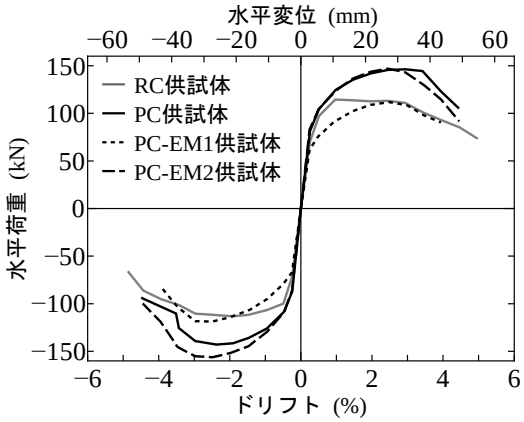


図-5 荷重―変位関係の包絡線の比較

する既往研究[3]では多数のせん断ひび割れが確認されたが，本提案構造ではコア部とその外側部分との縁を完全には切らないエクスパンドメタルを断面に配置したことで，応力がコア部にも伝達され，せん断ひび割れの発生を抑制できた可能性がある．また，PC供試体とPC-EM1供試体についてもせん断ひび割れは確認されなかった．載荷終了後のRC供試体とPC-EM2供試体における基部の損傷状況を**図-3**に示す．RC供試体では，高さ約200mmの範囲までかぶりコンクリートが剥落したのに対して，PC-EM2供試体では，かぶりコンクリートの剥落範囲が高さ約150mmと，RC供試体に比べて損傷範囲が小さかった．これは，PC-EM2供試体において，エクスパンドメタルによってコア部のコンクリート部が横拘束を受けたため塑性ヒンジ部の損傷が小さかった可能性がある．

(2) 耐力および変形性能

図-4に各供試体の荷重－変位関係の履歴曲線を示し，履歴曲線の包絡線の比較を**図-5**に示す．包絡線は荷重－変位関係において各載荷変位における1サイクル目の最大荷重をプロットした図である．また，図の横軸には基部からの載荷高さに対する水平変位の比であるドリフトも示している．まず，耐力について，各供試体の主鉄筋降伏荷重を正載荷側と負載荷側の平均値で比較すると，RCおよびPC-EM2供試体でそれぞれ，95kN，99kNとほぼ等しいが，最大荷重については，それぞれ，113kN，145kNとなり，PC供試体はRC供試体よりも3割程度大きかった．これは，PC橋脚の変形に伴い，主鉄筋降伏後に，緊張材が引張力を分担することにより，**図-4(b)**に示すように荷重－変位関係において二次勾配が生じたためであり，同様に緊張材を配置したPC-EM1とPC-EM2供試体においても二次勾配が現れている．緊張力が異なるPC-EM1供試体とPC-EM2供試体の最大荷重を比較すると，それぞれ，115kN，152kNと，導入軸力が大きいPC-EM2供試体の方が3割程荷重が大きいが，これはN-M相関曲線から明らかなように，軸力の増加により曲げ耐力が増加したためである．変形性能については，水平荷重が最大荷重の80%を

下回った時を終局状態とすると，RC供試体ではドリフト4.5%で終局状態となったのに対し，PC-EM2供試体ではドリフト4.0%で終局状態となり，RC供試体よりも終局状況となる変位が若干小さいものの，ほぼ同程度の変形性能を有することがわかる．PC-EM2供試体の終局変位が小さかったのは，プレストレスによる初期軸力により，コンクリートの圧壊がRC供試体よりも若干早い段階で生じたためであると考えられる．また，エクスパンドメタルの配置の有無が異なるPC供試体とPC-EM2供試体の変形性能はほぼ同程度であった．

(3) 残留変位

図-6は各供試体の残留変位を正載荷側と負載荷側の平均値で比較した図であり，横軸にドリフトおよび水平変位，縦軸に残留変位を示している．残留変位は各載荷で除荷が終了し荷重がゼロのときの水平変位である．図中には道路橋示方書[4]で定められる許容残留変位である橋脚高さの1/100（11mm）も示した．**図-6**より，PCおよびPC-EM2供試体の残留変位は，RC供試体のほぼ1/2以下となっている．さらに，PC-EM2供試体においてドリフト4.0%載荷時の残留変位は最大となる13mmであったが，許容残留変位11mmよりも18%大きい程度であった．また，導入緊張力がほぼゼロに近いPC-EM1供試体の残留変位はRC供試体とほぼ変わらず，残留変位が低減されていない．したがって，提案構造であるPC橋脚は，断面に対して軸応力3.0N/mm^{2}相当の緊張力を導入した場合，一般的なRC橋脚よりも残留変位を約1/2以下に低減可能である．

(4) コア部の死荷重支持機能

載荷終了後，コア部にエクスパンドメタルを配置したPC-EM1およびPC-EM2供試体に対し，損傷部の復旧を想定し，損傷したコア部より外側のコンクリートを撤去し，その状態で軸応力1.0N/mm^{2}に相当する122.5kNの鉛直軸力を載荷した．その結果，いずれの供試体の軸沈下量は1.1mm以下とごくわずかで，コア部コンクリートの圧壊は確認されなかった．したがって，提案構造であるPC橋脚は，地震後復旧時には，エクスパンドメタルにより拘束されたコンクリート部のみで上部構造の自重を支持することができるため，損傷部を補修可能な構造である．

5. 結論

本研究では，地震後の復旧性能の向上を目指し，断面コア部にエクスパンドメタルを配置したPC橋脚を提案し，4体の橋脚供試体に対する正負交番載荷実験により，その復旧性能や耐震性能を検証した．本実験により得られた結論は以下の通りである．

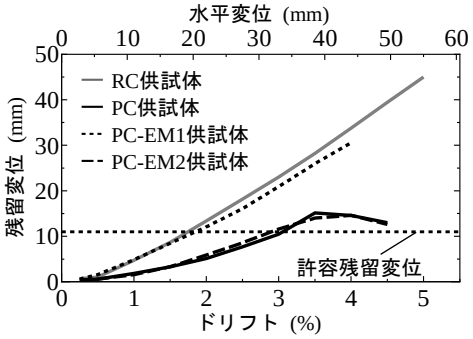


図-6 残留変位の比較

1. コア部にエクスパンドメタルを配置した PC 橋脚は，一般的な RC 橋脚と比較して同程度の変形性能を有し，残留変位は約 1/2 以下に低減された．
2. 提案構造の PC 橋脚は，エクスパンドメタルにより拘束されたコンクリート部のみで上部構造の自重を支持できるため，地震後に損傷部の補修が可能である．

以上より，本研究で提案する PC 橋脚は，地震後の残留変位を低減し，地震後にコア部より外側の損傷部を補修可能であるため，早期復旧が期待できる構造であると考えられる．

謝辞：本研究は科学研究費補助金基盤研究(A) 20H00255の助成を受けて実施した．本実験の実施にあたっては，東京製綱インターナショナル（株）の瀬尾利之氏からご助言，ご支援を頂いた．また，宇都宮大学構造研究室の学生である吉川遼氏，出町元大氏には実験で多大なる協力を頂いた．ここに記して厚く御礼申し上げる次第である．

参考文献

1) 幸左賢二，小野紘一，藤井康男，田中克典：被災 RC 橋脚の残留変位に関する研究，土木学会論文集，No.627/V-44，pp.193-203，1999.
2) 大住道生，星隈順一：熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析，第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.121-128，2017.
3) 藤岡光，藤倉修一，Visal THAY，運上茂樹，渡瀬博：地震後の復旧性能の向上を目指した PC 橋脚の耐震性に関する実験的研究，第 25 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.177-180，2022.
4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017.