

レベル 2 地震損傷後に修復可能な RC 橋脚 の提案および実験的検証

藤倉 修一¹・忍田 祥太²・臼井 祐太³・NGUYEN MINH HAI⁴・中島 章典⁵
・浦川 洋介⁶

¹正会員 Ph.D. 宇都宮大学准教授 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)

E-mail: shuichi.fujikura@cc.utsunomiya-u.ac.jp

²正会員 オリエンタル白石 (株) 東京支店 (〒135-0061 東京都江東区豊洲 5-6-52)

E-mail: syouta.oshida@orsc.co.jp

³正会員 栃木県 宇都宮土木事務所 (〒321-0974 栃木県宇都宮市竹林町 1030-2)

E-mail: usuiy06@pref.tochigi.lg.jp

⁴正会員 修士 (工学) 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)

E-mail: nguyenminhhai@cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁵フェロー会員 工博 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)

E-mail: akinorin@cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁶正会員 博士 (工学) オリエンタル白石 (株) 本社 技術本部 (〒135-0061 東京都江東区豊洲 5-6-52)

E-mail: yousuke.urakawa@orsc.co.jp

本論文は、鉄筋コンクリート橋脚の高性能化を図るために、レベル 2 地震のような強震動が作用して損傷を受けても補修可能な新たな橋脚のコンセプトを提案する。新型鉄筋コンクリート橋脚と従来型鉄筋コンクリート橋脚に対して正負交番載荷実験を行い、基本的な耐震性能を比較することで、新型橋脚の実橋梁への適用性を検討した。新型橋脚は、大変形を受けてもコア中心部コンクリートの崩壊を防ぎ、従来型橋脚に比べ残留変形を低減できることが分かった。また、新型橋脚の終局時に生じた残留変形は修復できるほど小さくはなかったが、さらに残留変形を低減することができれば、新型橋脚のコンセプトにより、損傷部の修復は可能であり、地震損傷後に速やかに復旧できる可能性を示した。

Key Words: repairable column, cyclic loading test, reinforced concrete, bridge

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、帯鉄筋による横拘束力不足や主鉄筋の段落としによってピルツ橋が崩壊に至るなど、多くの橋梁構造物に甚大な被害が生じた¹⁾。一方で、損傷が比較的軽微であるにも関わらず、橋脚の残留変位が大きいこと、橋脚傾斜角度 1.0 度以上または天端残留変位 150 mm 以上の橋梁は撤去または再び建設せざるを得なかった²⁾。このような被害から、従来の設計法である震度法では想定する地震力が小さく、部材のじん性を考慮していないため、大きな地震には対応

できないことが判明した。

これを契機として、構造物における塑性域の保有水平耐力、塑性変形性能およびエネルギー吸収性能を考慮して、静的に耐震性能の照査を行う地震時保有水平耐力法が広く普及することとなった³⁾。地震時保有水平耐力法の導入から、橋脚基部が塑性ヒンジ化することにより、その領域で地震エネルギーを吸収し、橋梁の崩壊を回避するという考え方が広まった。塑性ヒンジとは、鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚と呼ぶ）において塑性変形性能を発揮する限定された部位のことであり、橋脚を塑性ヒンジとそれ以外の部分に分けることで、それ以

外の構造部分の塑性化を抑え、予期した損傷モードに抑えることができる。

しかし、塑性ヒンジ化するということは、橋脚基部の鉄筋が塑性化し、かぶりコンクリートおよびコアコンクリートの一部が損傷していることであり、大きな損傷が生じた場合は、撤去後、再建設といった長期にわたる復旧が必要となる。2016年に発生した熊本地震では、地震時保有水平耐力法に基づき耐震設計された大畑大橋において、橋脚にひび割れが生じ残留変位がみられ、速やかな橋梁の機能回復を行うことができなかった⁴⁾。地震時保有水平耐力法に基づく設計により橋の崩壊が免れ、損傷も限定的であったため、地震時保有水平耐力法による設計が一定の成果を上げることができたが、地震後の残留変位という課題が依然として残っている。

以上のような橋梁被害を回避するため、RC 橋脚の塑性ヒンジ区間に着目した研究が幾つか行われている。Chang らは塑性ヒンジ区間を他の部分より弱くすることで損傷を塑性ヒンジ部に限定し、地震後の補修を可能にする橋脚を提案した⁵⁾。また、Varela らは塑性ヒンジ区間の軸方向鉄筋に形状記憶合金を使用することで残留変位を低減する研究⁶⁾を行っている。しかし、これらの橋脚形式は一定の成果が報告されてはいるが、特殊な材料を使用したり、また、大きな地震動を受け、橋脚に大変形が生じた場合には、ある程度の残留変位が残ってしまう問題点がある。

そこで、本研究では、レベル2地震のような強震動を受けても橋脚のコアコンクリートの損傷を防ぎ、また、残留変位を低減し、さらに、塑性ヒンジ区間損傷部の速やかな補修を可能とする新たな RC 橋脚（以下、新型橋脚と呼ぶ）を提案することにより、RC 橋脚の高性能化を図ることを目的とする。新型橋脚の有効性を実験的に検証するため、新型橋脚に加え、従来型 RC 橋脚（以下、従来型橋脚と呼ぶ）の試験体を製作し正負交番載荷実験を行った。新型橋脚および従来型橋脚の基本的耐震性能を比較する事で、新型橋脚の実橋梁への適用性を検討する。なお、新型橋脚は、形状記憶合金等の特殊な材料ではなく、一般的に使用される材料を用いる構造とする。

2. 新型橋脚のコンセプト

図-1 に提案する新型橋脚の概要を模式的に示す。新型橋脚は2つの大きな特徴を有する。一つ目は、塑性ヒンジ部において損傷を受ける部分と損傷を受けない部分に別けた2重構造とすることである。塑性ヒンジ部のコアコンクリート中心に鋼管を配置し、鋼管にはコンクリートを充填することによって、橋脚基部中央にコンクリート充填鋼管柱を配置する。鋼管は RC 橋脚が繰り返し荷重を受けた際、橋脚躯体中心部のコアコンクリートの

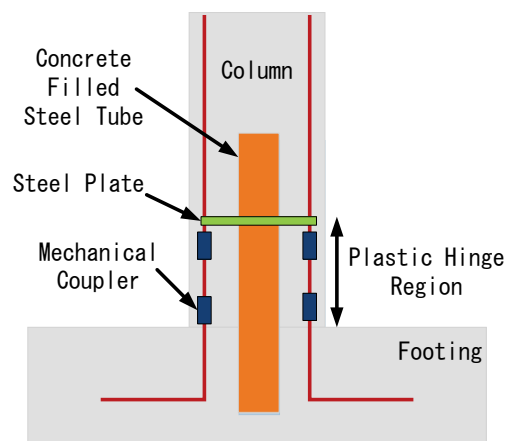


図-1 新型橋脚概要図

圧壊を防ぐ役割を持ち、中心部に位置するため鋼管の損傷を限定し、残留変位を低減することが期待できる。さらに、鋼管外側の鉄筋コンクリート部は帯鉄筋で拘束し損傷を許すことで、従来の RC 橋脚と同様なエネルギー吸収を可能にする。二つ目は、塑性ヒンジ部の補修を想定した構造とすることである。橋脚基部に損傷を限定するために、塑性ヒンジ部とそうでない部分の境界線に鋼板や金網等を配置することによって、塑性ヒンジ部のみを補修しやすいようにしている。また、大変形を受けた際には、塑性ヒンジ部の主鉄筋は塑性化し残留ひずみが残るため、これが、橋脚の残留変形の原因となっている。そこで、塑性ヒンジ部の上端と下端に、軸方向鉄筋を交換できるように機械式継手を用いている。機械式継手間の軸方向鉄筋を撤去する事で、残留変位を解消し、尚且つ速やかな補修を可能とする。また、橋脚コア中心部の損傷を少なくすることで残留変位の低減を期待できる。残留変位は、兵庫県南部地震後の高架橋の例を参考に1%程度であれば補修可能とする。さらに、塑性ヒンジ部において損傷が少ない橋脚躯体中心部のコアコンクリートとその外側の損傷を許す部分を鋼管によって分離することで、補修時には圧壊したコンクリートの撤去を容易にする。圧壊していない橋脚中心部のコアコンクリートは、補修中における上部構造からの軸力を保持する役割も担う。

以上のコンセプトを基に新型橋脚塑性ヒンジ部に鋼管、鋼板、機械式継手を設ける事で、RC 橋脚の高性能化を図る。

3. 実験供試体及び実験方法

(1) 実験供試体

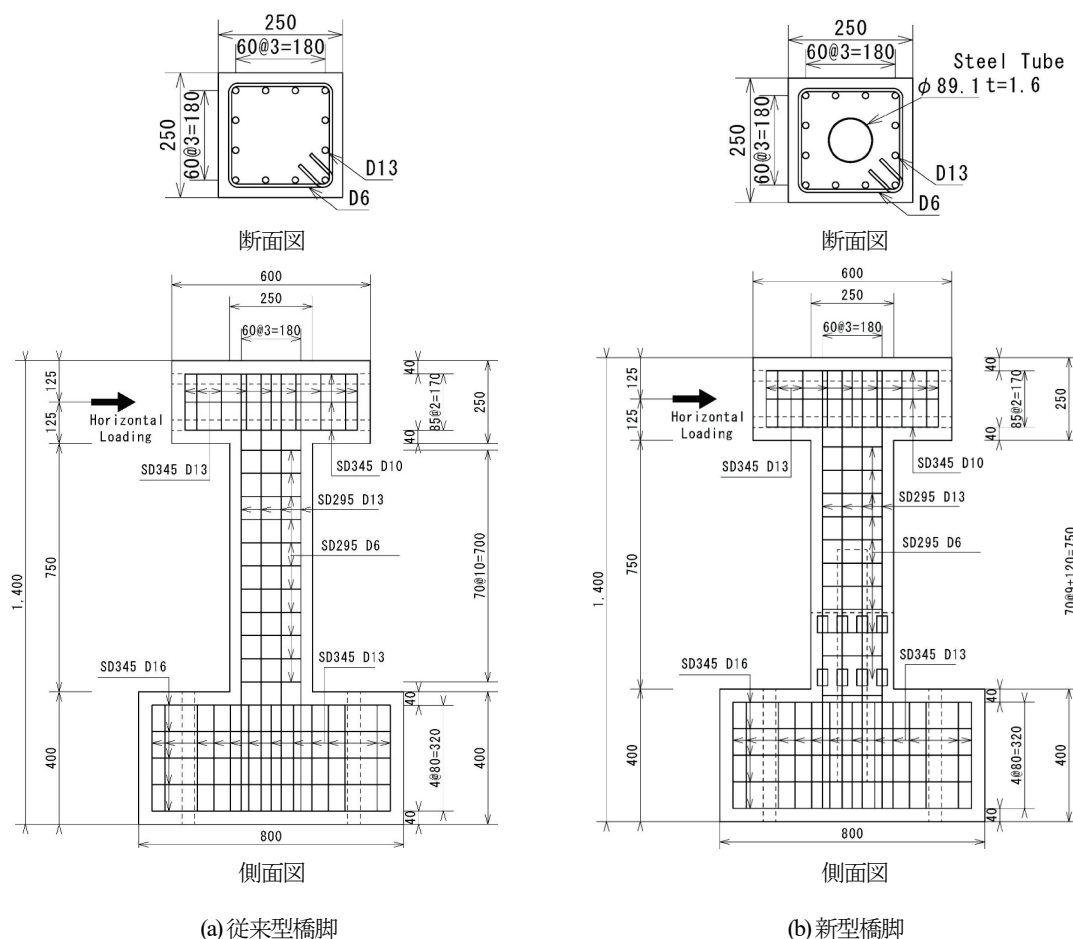


図-2 実験供試体配筋図

図-2 に従来型橋脚および新型橋脚の断面図，配筋図を示す．まず，道路橋示方書⁷⁾の地震時保有水平耐力法に基づき従来型橋脚を設計した．次に，従来型橋脚基部のコアコンクリート中心に鋼管を配置し，塑性ヒンジ部の軸方向鉄筋を機械式継手で繋いで，塑性ヒンジ部上端に仕切り鋼板を設けた構造を新型橋脚とした．各供試体の断面寸法は 250 mm×250 mm の正方形断面で，供試体高さは 1400 mm，有効高さは 875 mm，せん断スパン比は 3.5 である．軸方向鉄筋は D13 を 60 mm 間隔で計 12 本，帯鉄筋は D6 を 70 mm 間隔で配置した．軸方向鉄筋比は 2.4%，帯鉄筋比は 1.0% である．引張試験より求めた軸方向鉄筋と帯鉄筋の降伏強度および実験当日に行ったコンクリートの圧縮強度を表-1 に示す．従来型橋脚躯体部および新型橋脚塑性ヒンジ部は同時に打設し，新型橋脚塑性ヒンジ部より上側のコンクリートは後日打設した．従来型橋脚の塑性ヒンジ長は道路橋示方書より 130 mm となり，新型橋脚の塑性ヒンジ長は機械式継手の長さを考慮して 230 mm とした．

前述したように従来型橋脚の配筋に加え，新型橋脚には塑性ヒンジ部に鋼管，鋼板，機械式継手を設けた．新型橋脚基部の配筋状況を写真-1 に示す．鋼管は径 89.1mm，板厚 1.6mm，全長 740mm で，コンクリートと

表-1 材料強度

	従来型 橋脚	新型 橋脚
鉄筋 降伏強度 (SD345)	主筋：346 帯筋：360 (N/mm ²)	主筋：362 帯筋：360 (N/mm ²)
コンクリート 圧縮強度 (24 N/mm ²)	28.9 (N/mm ²)	28.9 (N/mm ²) (塑性ヒンジ部) 31.3 (N/mm ²) (塑性ヒンジ部より上側)

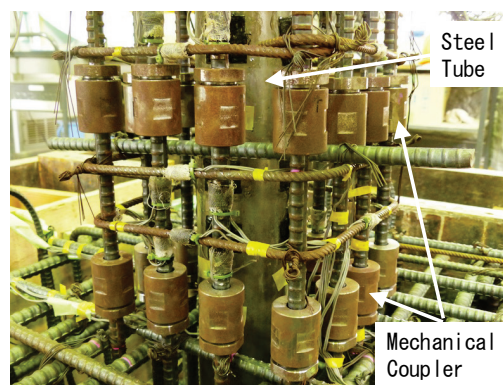


写真-1 新型橋脚基部の配筋状況

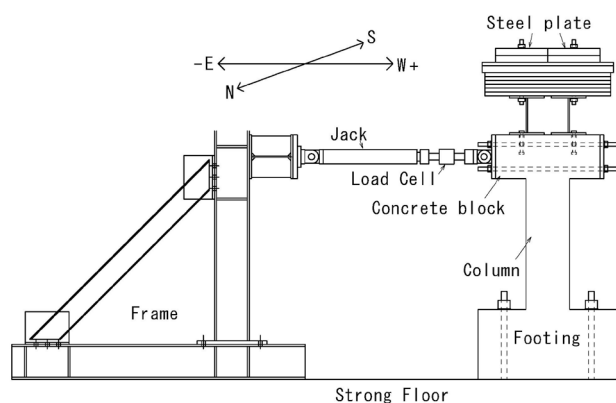


図-3 荷重状況

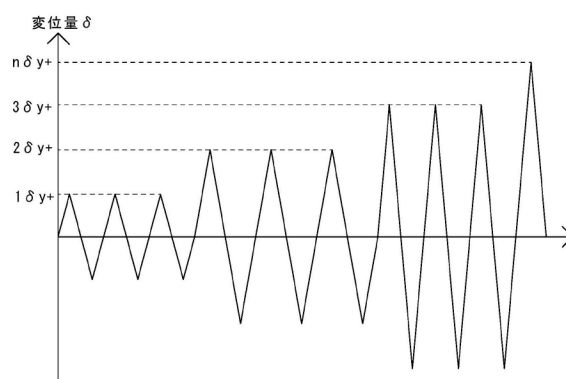


図-4 荷重パターン

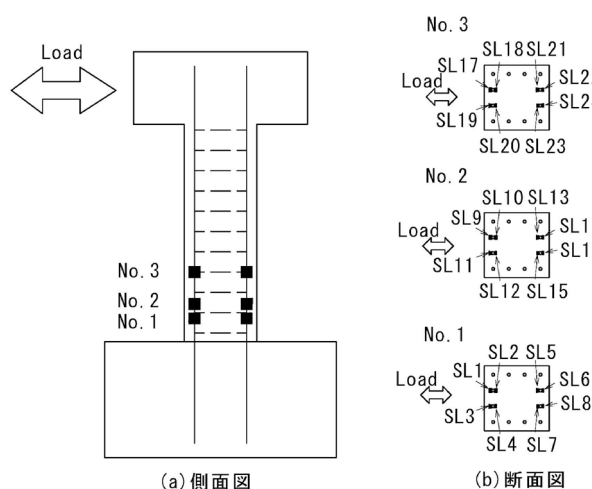


図-5 軸方向鉄筋のひずみ計測位置

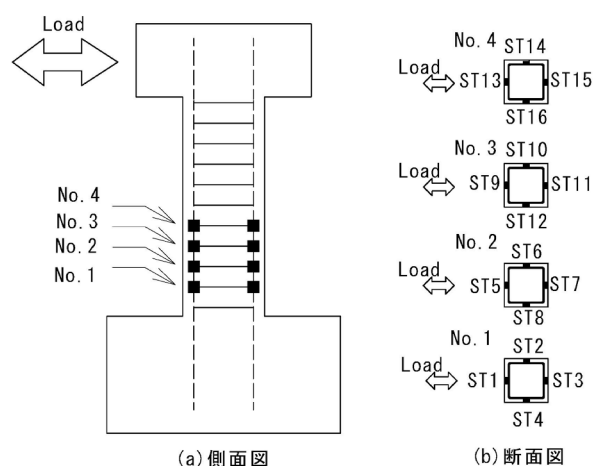


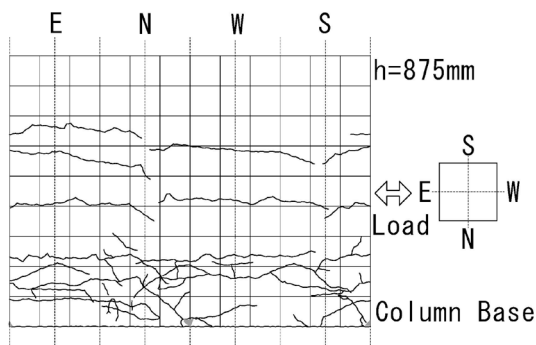
図-6 帯鉄筋のひずみ計測位置

鋼管の定着を図るために直径 30mm の円形の孔を上端と下端付近にそれぞれ 4 つずつ開けた。鋼管は断面中心部に位置し、橋脚高さ方向には橋脚部で 460mm、フーチング部で 280mm 埋め込まれている。橋脚基部から上方 230mm 位置の塑性ヒンジ部上端に鋼板を配置することによって、塑性ヒンジ部のみに損傷を限定し、損傷したコンクリート部分を撤去しやすいようにした。また、塑性ヒンジ部打設後、コンクリート表層のブリーディング水を除去した後に鋼板を敷き、ある程度、上下コンクリートが一体化するように鋼板に孔を設けた。長さ 50mm の機械式継手を、橋脚基部から 10mm 上方と鋼板から 10mm 下方の位置に、軸方向鉄筋一本につき 2 個ずつ配置した。この様に、機械式継手を用いることによって、損傷を受けた塑性ヒンジ部の軸方向鉄筋を交換できるようにしている。

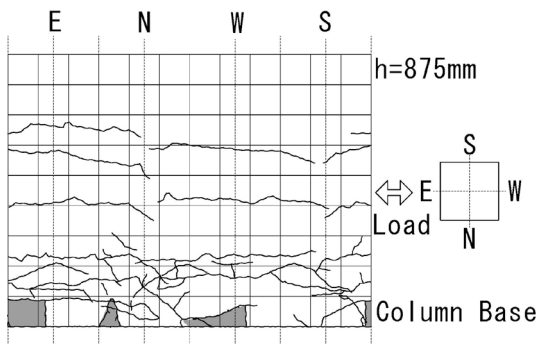
(2) 実験方法

図-3 は橋脚の荷重状況である。供試体は PC 鋼棒を用いてフーチングを反力床に固定し、反力フレームに固定

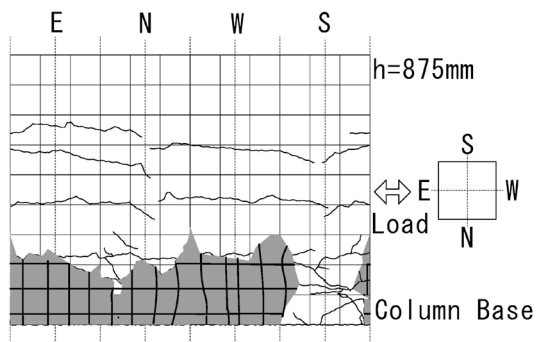
した油圧ジャッキを用いて、橋脚上のコンクリートブロックに水平力を正負交番に与えた。荷重方向は図-3 に示す EW 方向で、W 面が圧縮となる場合を正荷重、E 面が圧縮となる場合を負荷重と定義した。本実験の荷重パターンを図-4 に示す。一定振幅変位漸増方式で、同一の変位振幅の繰り返し回数を 3 回とした。降伏変位 δ_y は最外縁軸方向鉄筋の橋脚基部付近におけるひずみが降伏ひずみに達したときの荷重位置での水平変位と定義し、実験時には軸方向鉄筋が降伏ひずみにおおよそ達した時の水平変位を降伏変位 δ_y とした。降伏変位 δ_y は従来型橋脚では 4mm、新型橋脚では 4.5mm となった。また、従来型橋脚では $1\delta_y \sim 6\delta_y$, $8\delta_y$, $11\delta_y$ 、新型橋脚では、 $1\delta_y \sim 10\delta_y$ の変位振幅を与えた。なお、荷重速度はおおよそ $0.02 \sim 0.4 \text{ mm/s}$ の範囲であった。上荷重重は、橋脚上部のコンクリートブロックに固定した 2 本の H 鋼上部に鋼板を重ねて固定することで一定軸力を与えた。コンクリートブロックの上荷重重は 23kN で、橋脚断面に作用する軸応力は 0.37 N/mm^2 である。実橋梁の軸応力は $0.5 \sim 1.0 \text{ N/mm}^2$ 程度ではあるが、上荷重重 23kN がコンクリー



(a) 6 δ_y 載荷終了時

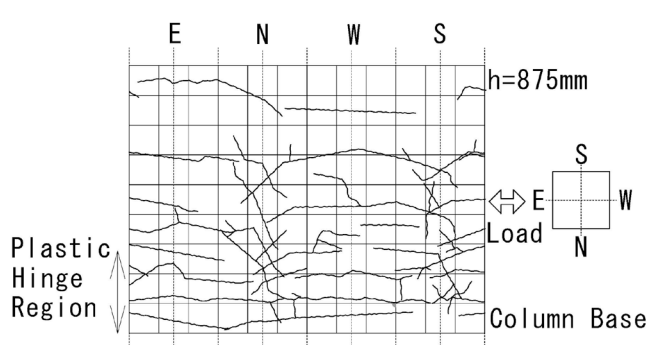


(b) 8 δ_y 載荷終了時

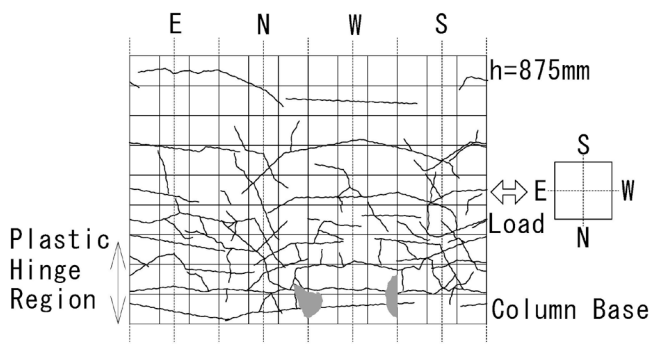


(c) 11 δ_y 載荷終了時

図-7 従来型橋脚損傷図



(a) 6 δ_y 載荷終了時



(b) 8 δ_y 載荷終了時



(c) 10 δ_y 載荷終了時

図-8 新型橋脚損傷図

トブロックに上載することのできる限界であると判断した。

(3) 計測項目

水平荷重は図-3 に示すように油圧ジャッキの先端に取り付けたロードセルで測定した。載荷位置での水平変位を測定するため、巻き込み型変位計を用いて、コンクリートブロックの両サイド (N 面と S 面) において橋脚基部から 875mm の高さ位置での水平変位を計測した。また、フーチングの水平移動およびフーチングの回転によるフーチング上面の鉛直変位を CDP 変位計で計測した。さらに、フーチングからの鉄筋の抜け出し量を計測するため、橋脚基部から 100mm の位置にアングル材を取り付け、この点とフーチングとの鉛直方向相対変位を CDP 変位計により測定した。

図-5 に軸方向鉄筋のひずみ計測位置を示す。軸方向鉄筋のひずみは橋脚基部から 80mm, 130mm, 240mm

の高さ位置で計測を行った。E 面および W 面の中央 2 本の軸方向鉄筋に、かぶりコンクリート側とコアコンクリート側にひずみゲージを貼り付けた。両面に貼り付けることで、軸ひずみを求めることができる。帯鉄筋のひずみ計測位置を図-6 に示す。帯鉄筋のひずみは橋脚基部から 100mm, 170mm, 240mm, 310mm の高さに配置した帯鉄筋の E 面, W 面, N 面, S 面の外側にひずみゲージを貼り付けた。鋼管のひずみは軸方向鉄筋のひずみ測定位置と同じ高さの E 面, W 面, N 面, S 面の外側で測定した。

4. 破壊状況

図-7 は従来型橋脚の損傷図で、橋脚のひび割れ、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈に着目し、展開図として記録したものである。同様に新型橋脚の損傷図を図-8 に示す。なお、載荷方向は EW 方向であり、

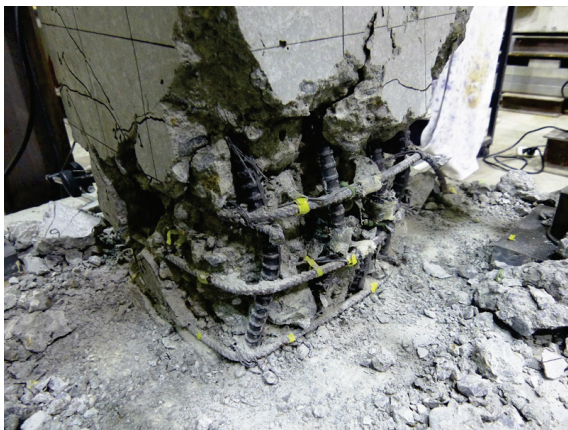


写真-2 従来型橋脚基部の終局状況

各供試体には 83 mm 間隔のメッシュを記入している。

従来型橋脚では、 $1\delta_y \sim 6\delta_y$ 載荷でひび割れが進展し、部分的ではあるが $6\delta_y$ 載荷時にかぶりコンクリートが剥落する兆候がみられた。明らかなコンクリートの剥落は $8\delta_y$ 載荷時にみられ、 $11\delta_y$ 載荷時に軸方向鉄筋の面外方向の座屈及びコアコンクリートの損傷が生じ、水平荷重の低下がみられたため終局状態とした。ここで、 $8\delta_y$ 載荷の次に $11\delta_y$ 載荷を行っているので、実際には、 $9\delta_y \sim 11\delta_y$ 載荷のいずれかの変位で終局状態に至った可能性がある。

新型橋脚でも、同様に、 $1\delta_y \sim 6\delta_y$ 載荷でひび割れが進展し、部分的ではあるが $6\delta_y$ 載荷時にかぶりコンクリートが剥落する兆候がみられた。明らかなコンクリートの剥落は $8\delta_y$ 載荷時にみられ、 $10\delta_y$ 載荷時には軸方向鉄筋の面外方向の座屈及び帯鉄筋周辺のコアコンクリートが損傷を受け、水平荷重の低下がみられたため終局状態とした。

$6\delta_y$ および $8\delta_y$ 載荷終了時のひび割れ状況を比較すると、従来型橋脚では基部から 200 mm の区間にひび割れが集中しているのに対し、新型橋脚では、基部付近のひび割れだけでなく、塑性ヒンジ部上側の機械式継手上部からひび割れが進展している。これは、曲げに伴って軸方向鉄筋が引張を受けた際、機械式継手も同時に引っ張られ、機械式継手がアンカーのような働きをして、その上部のコンクリートに損傷が生じた可能性がある。

$11\delta_y$ 載荷終了時の終局状態についてみると、従来型橋脚では、図-7(c)に示すように、負荷荷面 (E 面) において、橋脚基部から約 200 mm の位置までかぶりコンクリートの剥落が発生しているものの、軸方向鉄筋のはらみ出しはみられなかった。正載荷面 (W 面) においては、かぶりコンクリートの剥落範囲は同程度であるが、軸方向鉄筋の帯鉄筋間の座屈はみられないものの、橋脚基部から約 80 mm の位置で軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しが生じ、これにより帯鉄筋のはらみ出しもみられた。写真-2 に N-W 方向からの橋脚基部の終局状況を示す。



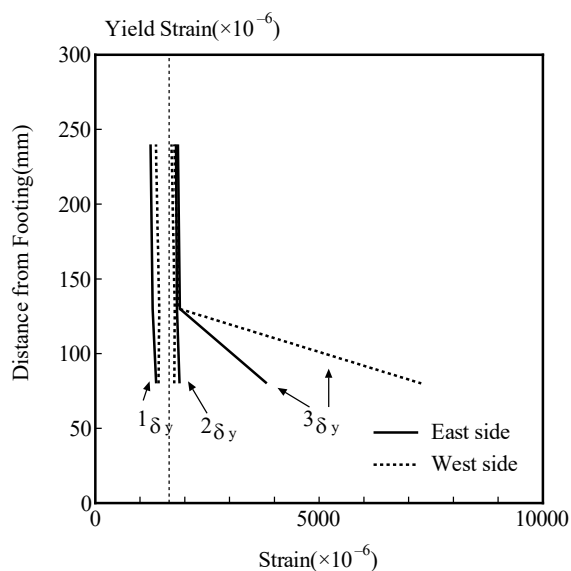
写真-3 新型橋脚基部の終局状況

基部から 2 番目、3 番目の帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を拘束していることが分かる。以上から、帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を拘束し、橋脚基部から約 200 mm の区間でエネルギー吸収していることが分かる。新型橋脚では、図-8(c)に示すように、 $10\delta_y$ 載荷終了時には負荷荷面 (E 面) においては橋脚基部から約 300 mm の位置までかぶりコンクリートが剥落している。写真-3はE面の橋脚基部の終局状況を示す。想定した塑性ヒンジ部では、軸方向鉄筋のはらみ出しは生じず、塑性ヒンジ部上側の機械式継手上部で生じた。機械式継手自体がはらみ出し、それに伴う帯鉄筋のはらみ出しもみられた。これは、塑性ヒンジ部における機械式継手間の軸方向鉄筋が短く、さらに 2 段の帯鉄筋で拘束しているため、想定した塑性ヒンジ区間での損傷は小さく、機械式継手上側の損傷が大きくなったのではないかと考えられる。正載荷面 (W 面) では橋脚基部から約 250 mm の位置までかぶりコンクリートが剥落している。負荷荷面ほどではないが、機械式継手が若干はらみ出している様子も確認された。

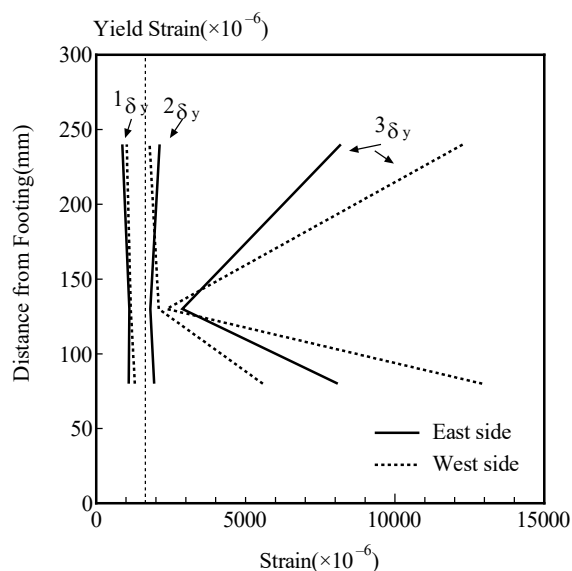
以上のひび割れ状況および終局状況から、従来型橋脚では、想定通りの塑性ヒンジが橋脚基部に形成されたのに対して、新型橋脚では、想定した塑性ヒンジ部にも損傷は見られたが、それよりも上側の機械式継手上部の損傷の方が大きかった。

5. 鉄筋のひずみ

軸方向鉄筋に生じる高さ方向のひずみ分布を図-9に示す。ひずみの値は各変位振幅の 1 サイクル目におけるピーク値であり、正載荷面 (W 面) または負荷荷面 (E 面) において、片面 2 本の軸方向鉄筋に生じる軸ひずみを、それぞれ平均した値である。これより、従来型および新型橋脚のいずれにおいても、軸方向鉄筋は $2\delta_y$ 載荷時には、橋脚基部から 240 mm までの範囲でおおよそ降伏ひずみに達している事が分かる。図-9(a)に示すように、従来型橋脚では $3\delta_y$ 載荷時に基部から 80 mm の高さ



(a) 従来型橋脚



(b) 新型橋脚

図-9 軸方向鉄筋に生じるひずみ

でひずみが大きく、基部にひずみが集中していることが分かる。また、正載荷面（W 面）でのひずみの方が負載荷面（E 面）と比較して大きい、このことは前述した損傷状況に一致する。一方、図-9(a)に示す新型橋脚のひずみは、橋脚基部から 80mm の高さだけでなく 240mm の高さでも大きく、正載荷面（W 面）でのひずみが大きい。橋脚基部から 240mm の高さは機械式継手より上側であり、損傷状況に一致する。

図-10 は鋼管に生じる高さ方向のひずみ分布を示す。ひずみの値は各変位振幅の 1 サイクル目におけるピーク値である。これらより、 $1\delta_y$ 載荷時には橋脚基部からの高さ 80mm でのひずみが 1000×10^6 程度であったが、 $2\delta_y$ 載荷時には負載荷面（E 面）の同じ高さで、ひずみが 2400×10^6 程度と降伏ひずみを超えている。 $5\delta_y$ 載荷時には負載荷面（E 面）の同じ高さで、 10000×10^6 を超えるひずみが生じており、それ以降のひずみは計測できなかったが、終局状態である $10\delta_y$ 載荷時には鋼管は大きな塑性変形を受けていると思われる。

帯鉄筋に生じる高さ方向のひずみ分布を図-11 に示す。ひずみの値は各変位振幅の 1 サイクル目におけるピーク値であり、各帯鉄筋 4 ヶ所におけるひずみを平均した値である。図-11(a)より従来型橋脚では橋脚基部から高さ 100mm, 170mm でのひずみが他の計測位置と比べて比較的大きい。これらは写真-2に示した基部から 2 番目、3 番目の帯鉄筋位置であり、前述したように終局時に軸方向鉄筋の座屈を拘束している帯鉄筋である。次に、図-11(b)に示す新型橋脚の帯鉄筋についてみると、100mm, 170mm の高さでは、 $1\delta_y \sim 5\delta_y$ 載荷時までは、従来型橋脚とほぼ同程度のひずみが生じている。一方、240mm, 310mm の高さ、つまり塑性ヒンジ部上側での

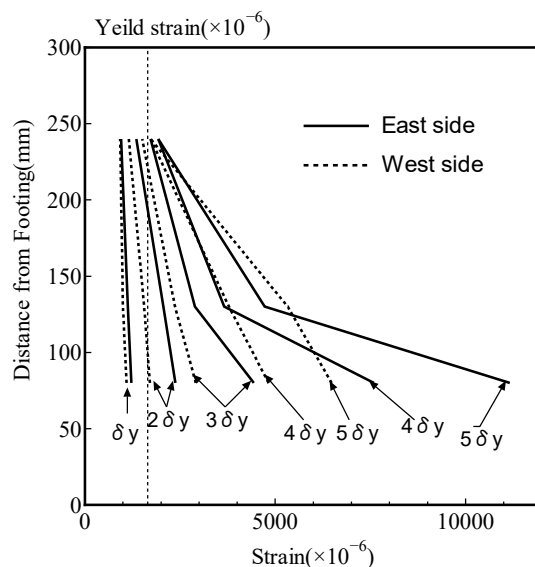


図-10 鋼管に生じるひずみ

ひずみは従来型橋脚に比べ大きく、これについても、前述した損傷状況と一致している。以上の軸方向鉄筋および帯鉄筋ひずみの高さ方向分布から、破壊状況と同様に、従来型橋脚では損傷が橋脚基部に集中しているのに対して、新型橋脚では想定した塑性ヒンジ部の上部にも損傷が生じていることが分かる。

6. 耐力及び変形性能

本実験より得られた水平変位～水平荷重の履歴曲線を図-12 に示す。ここでの水平変位は載荷位置での水平変位であり、N 面および S 面での水平変位の平均値を用いている。また、ドリフト比とは橋脚有効高さと水平変位の比である。従来型橋脚では $11\delta_y$ 載荷、新型橋脚では

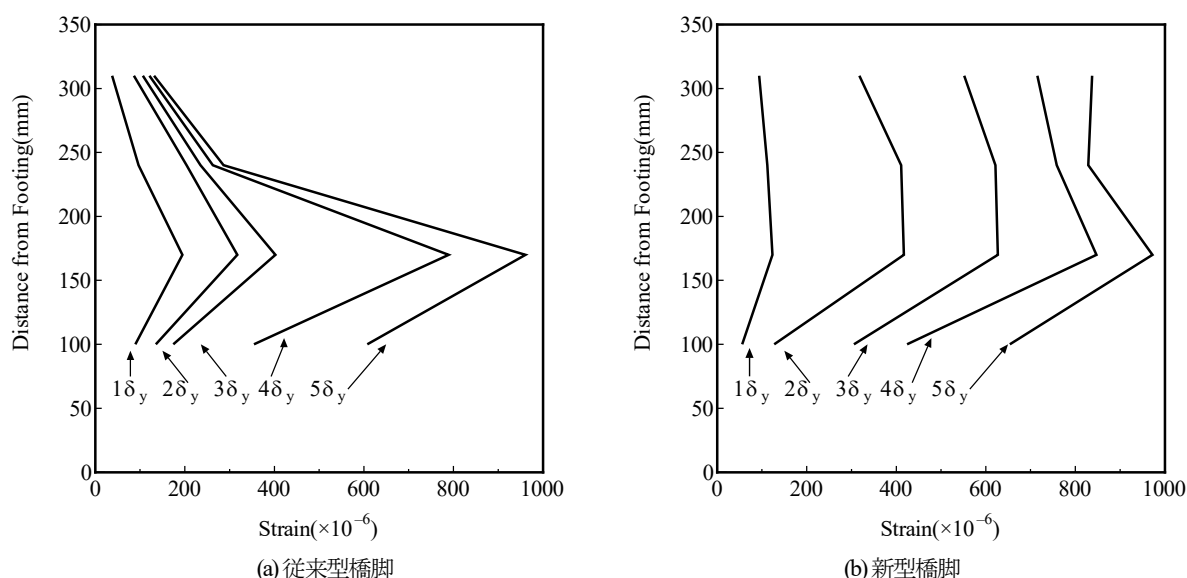


図-11 帯鉄筋に生じるひずみ

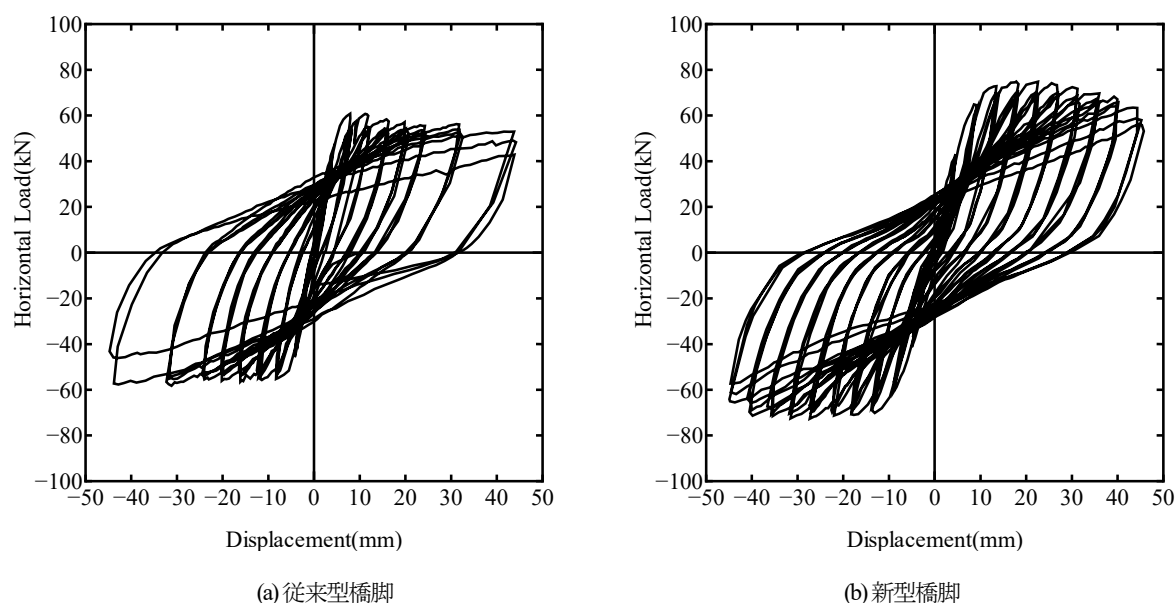


図-12 水平変位～水平荷重の履歴曲線

10 δ_y 載荷で水平荷重が低下し終局に至った。従来型橋脚では、正載荷側で最大荷重 61 kN、負載荷側で最大荷重 58 kN である。ドリフト比にして約 5% まで最大荷重付近で安定し、急激な荷重の低下は見られなかった。一方、新型橋脚では、正載荷側で最大荷重 75 kN、負載荷側で最大荷重 72 kN であり、従来型橋脚と同様にドリフト比にして約 5% まで最大耐力付近で安定しており、大幅な耐力の低下は見られなかった。新型橋脚の最大荷重は従来型橋脚と比較して、約 15 kN 大きい結果となった。これは、主に新型橋脚の断面中心部に設けた鋼管によって耐力が増加したためであると考えられ、また、新型橋脚の塑性ヒンジ部に用いた軸方向鉄筋の降伏強度が、従来型橋脚の軸方向鉄筋よりも 5% 程度高いことも要因であると考えられる。

図-13 に包絡曲線の比較を示す。包絡曲線は、図-12

の各変位振幅の 1 サイクル目の水平荷重の最大値と最小値をプロットした履歴曲線の包絡線である。最大荷重に至るまでの剛性は従来型橋脚、新型橋脚ともに同程度である。最大荷重に関しては、前述したように、新型橋脚の方が従来型橋脚に比べて約 20% 程度大きく、これは、主に鋼管の耐力への寄与によるものと考えられる。

図-14 は残留変位を比較したものであり、各変位振幅に対する残留変位の関係である。残留変位は、各変位振幅の 1 サイクル目において、水平荷重がゼロのときの変位と定義する。図-14 より、同程度の変位振幅を与えた場合の残留変位は、新型橋脚の方が若干少ない。正載荷側と負載荷側の平均値と比較すると、変位振幅が 44 mm のとき、従来型橋脚では 32 mm、新型橋脚では 28 mm となり、新型橋脚の残留変位は 13% 程度少ない。しかしながら、新型橋脚の載荷位置での残留変位から、橋脚傾

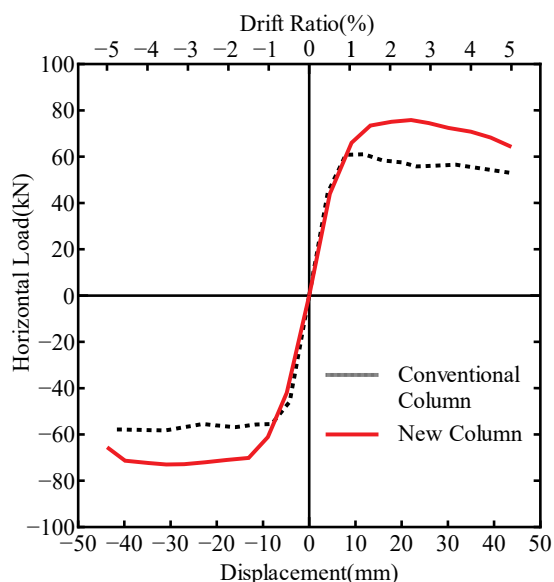


図-13 履歴曲線包絡線の比較

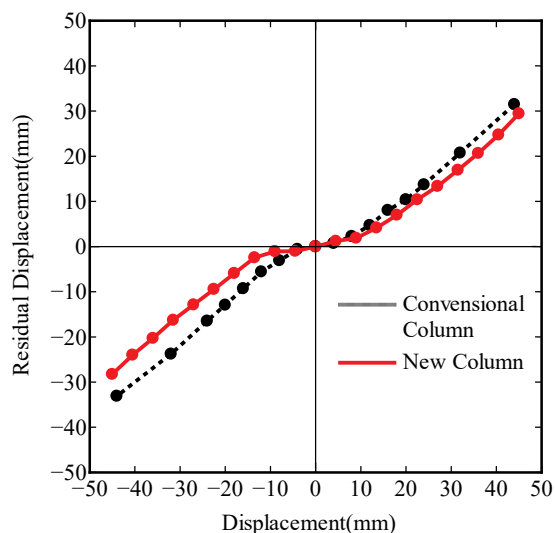


図-14 残留変位の比較

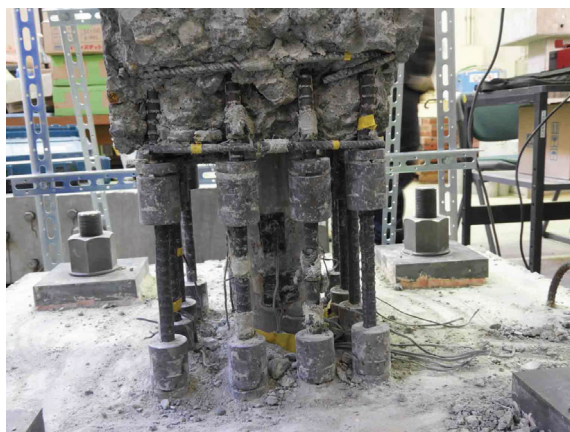


写真-4 コンクリート、帯鉄筋撤去後の状況



写真-5 塑性ヒンジ損傷部撤去後の状況

斜角を算出すると約 1.8 度となり、補修可能な目標傾斜角度である 1.0 度よりも大きい結果となった。これは、前述した鋼管の軸ひずみから、鋼管は $2\delta_y$ 载荷から塑性化し始め、 $5\delta_y$ 载荷でのひずみが 10000×10^{-6} であることを考えると、終局時の $11\delta_y$ 载荷ではそれ以上のひずみが生じており、軸方向鉄筋に加えて鋼管も大きく塑性変形していたためであると思われる。

7. 橋脚基部損傷後の補修性に関する検証

新型橋脚の終局後の傾斜角は約 1.8 度と残留変位が大きい、損傷部分を補修して再び使用することは難しい。しかしながら、ここでは、新型橋脚のコンセプトの一つである損傷後の補修性を検証するため、塑性ヒンジ区間における損傷部分、つまりコンクリート充填鋼管柱の外側部分を取り除くこととした。

载荷終了後に水平荷重がゼロであることを確認した後、

水平ジャッキを外し、上载荷重はそのままの状態で行った。まずは、帯鉄筋を切断しながら、電動ハンマードリルで塑性ヒンジ部のコンクリートを取り除き、最後に、機械式継手を外して主鉄筋を撤去した。写真-4 はコンクリートおよび帯鉄筋を撤去した後の塑性ヒンジ部の状況である。軸方向鉄筋の撤去は、引張応力が作用している正載荷面側（W 面）から始め、N 面および S 面、圧縮応力が作用している負載荷面側（E 面）鉄筋の順番で行った。いずれの鉄筋においても、機械式継手はねじ込み式であるため、比較的簡単に取り外すことができた。軸方向鉄筋については、負載荷面側（E 面）の鉄筋は、圧縮応力が作用しているため簡単には取り外すことが出来ず、ハンマーで叩いて外した。その際、载荷終了時には 28 mm であった残留変位は、13 mm 増加し、最終的には 41 mm となった。これは、载荷終了時にはコンクリート充填鋼管柱に塑性変形が生じており、圧縮側の鉄筋がある程度この変形を押さえいていたが、鉄筋を取り除くこ

とによって圧縮応力が解放され、変形が増加したと考えられる。写真-5 は塑性ヒンジ部の損傷部分を撤去した後の、橋脚の側面の状況である。写真-5 より、橋脚がE面側に傾いており、傾斜角は 2.7 度であった。残留変位は増加したものの、鋼管はコア中心部コンクリートの崩壊を防ぎ、コア中心部のコンクリート充填鋼管柱が上載荷重を保持するため、橋脚は自立することができた。今回の新型橋脚に改善を加え残留変位を低減できれば、軸方向鉄筋および帯鉄筋を配置した後、コンクリートを打設することによって補修し、速やかな橋の供用が可能であると考えられる。

8. まとめ

本研究では、RC橋脚の高性能化を図るために、レベル2地震のような強震動が作用して損傷を受けても補修可能な新たなRC橋脚のコンセプトを提案した。新型RC橋脚に加え、従来型RC橋脚の試験体を製作し正負交番載荷実験を行い、基本的耐震性能を比較することで、新型橋脚の実橋梁への適用性を検討した。本検討の結果、得られた結論を示すと、以下のようになる。

1. 新たに提案するRC橋脚は、塑性ヒンジ部のコアコンクリート中心に鋼管を配置することによって、損傷を受ける部分と受けない部分に別けた2重構造であり、さらに、機械式継手を用いることによって塑性ヒンジ部の軸方向鉄筋を交換できる構造である。
2. 基部に鋼管を有する新型橋脚は従来型橋脚と比較して、軸方向鉄筋量を同じにしたため、鋼管がある分、新型橋脚の方が最大耐力は大きく、変形性能は同程度であった。
3. 従来型橋脚は想定通り橋脚基部に塑性ヒンジが形成されたが、新型橋脚では想定した塑性ヒンジ部だけでなく、塑性ヒンジ部上端の機械式継手の上側にも損傷がみられ、損傷状況が異なっていた。
4. 新型橋脚の鋼管は28載荷時から橋脚基部で降伏し始め塑性化しているため、終局時にはコア中心部のコンクリート充填鋼管柱に残留変位が残ったが、従来型橋脚に比べ13%程度の残留変位が低減された。
5. 新型橋脚の鋼管は、大変形を受けた場合、残留変位

が残るものの、コア中心部コンクリートの崩壊を防ぐことができる。

6. 新型橋脚は、大変形を受けて塑性ヒンジ部が損傷しても、損傷部の撤去は容易であり、コア中心部のコンクリート充填鋼管柱は上載荷重を保持することが可能であるため、今回の新型橋脚に改善を加え残留変位を低減すれば修復して速やかな供用が可能である。

謝辞：本実験の実施に際し、オリエンタル白石（株）の正司明夫氏、渡瀬博氏から多大なるご支援を頂いた。小岩金網（株）の西村康志氏、小林駿一氏からは本実験で用いた機械式継手をご提供頂いた。また、宇都宮大学構造研究室の学部生山口敬也氏には本論文の執筆にあたってご協力頂いた。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) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害，第 1 章橋梁，阪神淡路大震災調査報告編集委員会，1997.
- 2) 田中克典，林秀侃，幸左賢二，安田扶律：残留変位に着目した地震被災橋脚の検討，コンクリート工学年次論文報告集，vol.20，No.3，1998.
- 3) 川島一彦：地震時保有耐力法の開発経緯，第 10 回地震時保有耐力法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.1-11，2007.8.
- 4) 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.121-128，2017.7.
- 5) Chin-Tung Cheng, Jhon B. Mander : Seismic Design of Bridge Columns Based on Control and Repairability of Damage, Technical Report NCEER-97-0013, 1997.12.8.
- 6) Sebastian Varela, M. Saiid saidi : Dynamic Performance of Novel Bridge Columns with Superelastic CuAlMn Shape Memory and ECC, International Journal of Bridge Engineering (IJBE), vol.2, vol3, pp.29-58, 2014. 7.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書(V 耐震設計編)・同解説，2012.3.

SEISMIC PERFORMANCE OF REPAIRABLE REINFORCED COLUMN UNDER LEVEL 2 EARTHQUAKE

Shuichi Fujikura, Syouta Oshida, Yuta Usui, Minh Hai Nguyen, Akinori Nakajima and Yousuke Urakawa

This paper presents the development of a new seismic design concept that a plastic hinge zone of a reinforced concrete column can be repairable after its damage under level 2 earthquake ground motions. In

order to validate this proposed new seismic design concept, an experimental investigation was conducted. Two scaled model columns, a conventional and new proposed reinforced concrete columns, were constructed for cyclic loading tests. The new column could reduce residual displacement as compared with the conventional one although the residual displacement was still large for column restoration. The experiments confirmed that the new column could be repairable after its damage of the plastic hinge zone subjected to large deformation.