

埋込継手構造を用いた塑性ヒンジ部取替による RC 橋脚の耐震性能回復に関する実験的検討

林 学¹・植村 佳大²・高橋 良和³

¹ 正会員 村本建設株式会社 技術開発部 (〒543-0002 大阪市天王寺区上汐 4-5-26)

E-mail: mhayashi@muramoto.co.jp (Corresponding Author)

² 正会員 京都大学助教 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

Email: uemura.keita.3n@kyoto-u.ac.jp

³ 正会員 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

Email: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

世界有数の地震大国である我が国では、大地震の発生によって被災した橋脚の耐震性能を回復する補修工事や耐震設計に係わる技術基準の改定に伴って耐震性能を向上させる耐震補強工事が行われてきた。地震という不確定な事象が対象であることを考慮すると、将来の技術基準に適応することができる新陳代謝の機能を有するメタボリズム耐震橋脚構造の開発が望まれる。

本研究では早期復旧や省力化の観点から塑性ヒンジ部の取り替えにプレキャスト鉄筋コンクリートを採用するとともに、水平方向の接合部に埋込継手構造を用いることにより耐震性能の回復が可能であることを検証した。

Key Words: *metabolism, replaceable, seismic performance, precast concrete, embedded joint structure*

1. はじめに

我が国では 1891 年の濃尾地震が耐震設計に関する研究の契機となり、1923 年の関東地震を受けて 1926 年には道路構造に関する細則案において最強地震の考えが取り入れられ、その後、大地震により被災する度に耐震設計に係わる技術基準が見直されてきた。表-1 は主な地震と道路橋の耐震基準の変遷¹⁾を示したものである。このように耐震基準の改定に伴って従前に建設された道路橋の中には求められる耐震性能を満足していない既存不適格となるケースが見られ、特に兵庫県南部地震において甚大な被害をうけたことで耐震設計が強化され、既設道路橋の耐震補強工事が進められる契機となった。今後も新たな地震被害や技術革新などによって耐震基準が見直されることは想像に難しくなく、耐震を目的とした補修や補強は変わらず必要にされると言える。

多くの場合、既設道路橋の耐震補修・補強工事では構造物を供用しながら作業を行わなければならない。新設時とは異なり作業ヤードや施工方法などにおいて様々な制限を受ける中で、工事に伴う渋滞の発生など経済的な損失を最小限に抑えるためにも短工期での施工が求められる。また、発災による緊急事態下では道路交通網をい

かに確保できるかが重要な事項であり、損傷を受けた道路橋などの早期復旧が被災地域の復興活動に大きな影響を与える。

本研究では構造の一部を新しいものに交換する、つまり新陳代謝することで橋脚の耐震性能を回復あるいは向上させることができる構造としてメタボリズム耐震橋脚構造を提案している。2 章で述べているように、ここでは入れ替えの対象として塑性ヒンジ部に着目し、プレ

表-1 地震と道路橋耐震基準の変遷

主な地震名	耐震基準
1923年 関東地震	1926年 道路構造に関する細則案
1948年 福井地震	S31年(1956) 鋼道路橋設計示方書
1964年 新潟地震	S46年(1971) 道路橋耐震設計指針
1978年 宮城県沖地震	S55年(1980) 道路橋示方書 H2年(1990) 道路橋示方書
1995年 兵庫県南部地震	H8年(1996) 道路橋示方書 H14年(2002) 道路橋示方書
2011年 東北地方太平洋沖地震	H24年(2012) 道路橋示方書
2016年 熊本地震	H29年(2017) 道路橋示方書

キャスト鉄筋コンクリート（以降、PCa という）を用いて部材の取り替えを実施している。これまで道路橋の橋脚では型枠にPCaを活用したハーフPCa工法により工期の短縮や省力化を図った事例²⁾が見られ、鉄道分野においてはフルPCa工法をラーメン高架橋へ活用する取り組み³⁾が行われている。本実験ではメタボリズム耐震橋脚の塑性ヒンジ部に鉄筋継手を埋め込んだ構造を提案し、その耐震性能や施工性について検証を行うものである。

2. メタボリズム耐震橋脚構造

(1) 構造概要

道路橋示方書によると、橋脚には永続作用や変動作用が支配的な状況において橋としての荷重を支持する能力が求められ、また、先述した両作用とともに最大級地震動等の偶発作用が支配的な状況において橋の構造安全性を満足することが求められており、耐震設計によりその構造が決められている。

しかし、大地震の発生に伴い橋脚には新しい知見を考慮した耐震基準に基づいて性能の向上が求められ、これまでに構築された既存の橋脚に対してはいわゆる耐震補強が施されることとなる。そこで筆者らは橋脚に求められる軸力・せん断力を伝達する構造ヒンジ機能および曲げ破壊によるエネルギー吸収能をそれぞれ部位毎に割り当てる、つまり機能分離型構造とすることで要求性能を満足できる橋脚の開発に取り組んでいる。藤倉らの研究⁴⁾では、塑性ヒンジ部の補修を想定した構造として、塑性ヒンジ部の上下端境界に鋼板・金網および機械式継手が設置されており、躯体中心部にはコアコンクリートの圧壊防止と残留変位低減を目的として鋼管が設置されている。結果として、中心部に設置した鋼管に曲げと軸力が作用し大きく塑性変形したため、主鉄筋の取り替えを含めた補修には至っておらず、機能を分担させることの難しさが窺える。また、Zhen W ら⁵⁾はPCaで梁・柱を構築し、柱基部についてはコアとなるPCa部材と曲げ

耐力を負担する軟鋼棒および表面を覆うカバープレートで構成された構造を用いて、地震後の修復を目的とした研究を行っている。実験では取り替え前後の最大荷重や残留変位の低減など効果が確認される一方で、PCa部材の接合に導入するポストテンションや損傷状態の違いによる耐震性能への影響が確認されている。

本研究で提案する機能分離型構造は、図-1に示すとおり地震により作用する曲げを負担させる外殻部、および、橋脚に作用する上部構造の荷重や自重等の軸力そしてせん断力を負担させるコア部の二重で構成される構造である。一般的な鉄筋コンクリート橋脚においては、柱基部を塑性化させることで地震時のエネルギー吸収が図られている。本構造ではこの塑性化領域を二重構造とすることで、地震で損傷した外殻部の取り替えにより被災した橋脚の耐震性能を回復させることが可能である。また、本構造により建設された橋脚が将来既存不適格な状態に陥っても外殻部の取り替えにより、現状の耐震基準を満足するよう耐震性能の向上を図ることができる。また、外殻部を新たな材料で製作するなど新技術の活用が比較的容易であり、様々な機能を付与することが期待される。

近年、建設業界においても生産性向上への取組が進められる中で、耐震性能の回復・向上は既に供用が開始された既存橋脚を対象としていることから施工条件に制限を伴うケースが散見される。先述したとおり橋脚には平時、上部構造・下部構造の自重や自動車などの荷重が永続的に軸力として作用するが、本構造は二重構造であるため作用軸力をコア部に支持させることで大きな仮設備を必要とせずに外殻部の取り替えが可能である。また、外殻部にPCaを採用することにより耐震性能の早期復旧に寄与できるものと考えている。

(2) 鉛直・水平接合部について

メタボリズム耐震橋脚は耐震性能の回復・向上を目的として外殻部を取り替える構造であるが、外殻部の構築方法については現場打ちで施工する方法とPCaを用いる方法が挙げられる。本研究では、PCaを採用していることから図-2に示すとおり既設躯体との間に水平方向の接

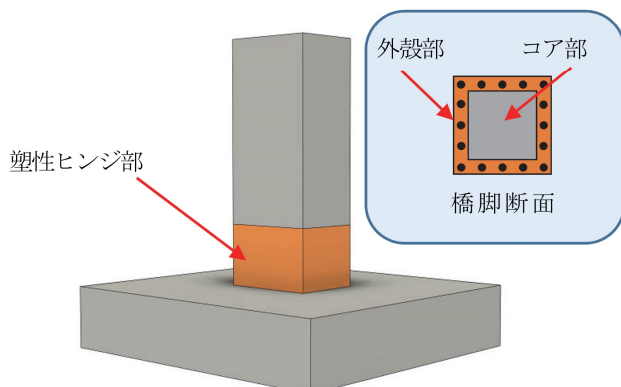


図-1 メタボリズム耐震橋脚構造イメージ

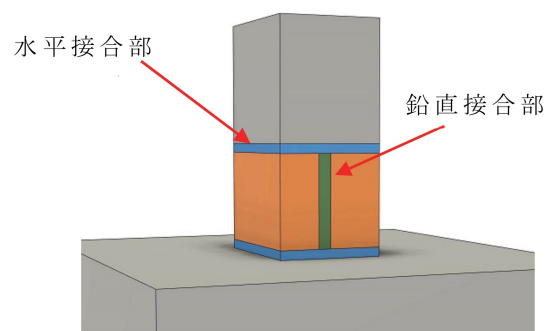


図-2 接合部イメージ

合部,そして,PCa 同士の間には鉛直方向の接合部が発生する.

接合部では主鉄筋および帯鉄筋を接続する必要があるため,適切な継手方法により確実に応力を伝達させることが重要となる. 現在使用される鉄筋継手の種類は鉄筋定着・継手指針⁹⁾に示されており, 主な方法として図-3に示す重ね継手やガス圧接継手・溶接継手および機械式継手が挙げられる. 一般的に橋脚の主鉄筋は太径が使用されることから, 近年では施工性や品質管理の観点から機械式継手の採用が多く見られる. 本実験の縮小供試体においても実施工を想定し, 主鉄筋の継手方式として機械式継手を採用している.

一方, 水平方向の接合部で生じる帯鉄筋の継手方式については, 主鉄筋と同様に機械式継手という選択肢もあるが, 施工性や経済性の観点から筆者らが実施した先行研究⁷⁾を参考にループ継手⁹⁾を採用している. なお, 接合部は既存躯体と新しく設置した外殻部を一体化するために設けられており, 充填性を確保する観点から無収縮モルタルを採用している.

3. 実験概要

(1) 実験供試体

筆者らの先行研究⁷⁾では, PCaを用いた取り替え実験において鉛直接合部のみを考慮したものであった. 本研究では鉛直接合部に加え, 既存躯体との水平接合部を設けたことによる影響の検証を目的としているため, 先行研究で製作した実験供試体と同スペックを採用している. 実橋脚は「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」¹⁰⁾の計算例を参考に道路橋示方書 H8 年版に基づいて設計を行っており, 実橋脚の設計条件を表-2に, 橋脚一般図を図-4に示す. なお, 本構造は曲げに抵抗しない構造ヒンジと曲げ耐力を担う外殻部から構成されており, 設計にあたっては中空断面として計算を行っている. ただし, 軸力については外殻部とコア部が分担する場合と外殻部が全軸力を負担する場合の2ケースが想定されることからそれぞれについて計算を実施しており, 表-3に計算結果を示す.

本実験の供試体は載荷システムを考慮し先行研究と同様に実橋脚の 1/5 スケールとしており, 全景は図-5に示すとおりである. メタボリズム耐震橋脚は2.(1)で述べたように地震時の曲げを外殻部によりエネルギー吸収し, 常時や取り替え時の軸力・せん断力をコア部が負担する構造である. 本研究では鉄筋コンクリート橋脚を対象としており, 塑性ヒンジ領域の外殻部は躯体と同様に鉄筋コンクリートにより製作している. 一方, コア部にはその機能からヒンジ構造が必要となる. 本実験では外殻部

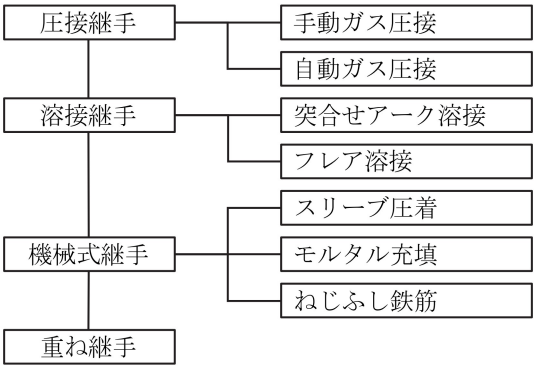


図-3 主な鉄筋継手

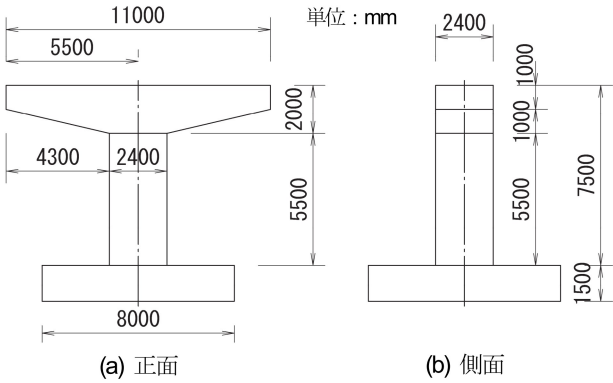


図-4 橋脚一般図

表-2 橋脚の設計条件

上部構造	形式	単純鋼I桁橋
	支間長	26.0m
	幅員	全幅員 11.0m
	支持条件	固定
	支承	支承板支承
下部構造	橋脚	単柱式橋脚 断面 2.4m×2.4m 塑性ヒンジ部 外殻部: 中空断面 2.4m×2.4m (壁厚 0.4m) コア部: 構造ヒンジ
	使用材料	コンクリート 設計基準強度 24.0N/mm ² 鉄筋 SD345

表-3 計算結果一覧(実橋脚)

準拠指針	H8道示
断面積	3.2m ²
主筋 (鉄筋比)	48-D29 (0.964%)
帯鉄筋 (帯鉄筋比)	D16@150 (0.662%)
全軸力	5,027 (kN)
外殻部の負担軸力 (外殻部・コア部分担時)	1,842 (kN)
終局水平耐力	1,775 (kN)
せん断耐力	2,409 (kN)

の取り替えに着目しており、取り替え前後の挙動や耐震性能の比較においてコア部のヒンジ機構に再現性が求められることから、軸力・せん断力を負担するヒンジ構造として上査・下査を備えた橋梁用ゴム支承+鋼材をコア部に採用している。なお、塑性ヒンジ領域より上部の柱およびフーチングについては、模擬部材とするため鋼材により製作している。

塑性化領域のヒンジ構造については様々な提案がなされている。五島らの研究¹¹⁾によると有メナーゼヒンジRC柱は安定したヒンジ機構が現れ、柱基部の軸変形およびせん断変形が抑制されることが確認されており、川島・永井の研究¹²⁾では塑性化領域のコンクリートを橋梁用免震支承の高減衰ゴムで置き換えるRC橋脚構造が提案されている。また、阪神高速3号神戸線弁天地区ではラーメン形式の鋼製橋脚下端部に免震支承を採用した事例も見られる。今後、本構造の実構造物への適用を視野に入れたヒンジ構造の検証が必要であると考えている。

(2) 鋼製部材およびゴム支承

柱上部およびフーチングに用いる模擬部材は、アクチュエーターからの水平力を外殻部へ伝達させるものであり、外殻部に比して十分に大きな剛性を有する必要がある。また、本実験で塑性ヒンジとして採用したゴム支承+鋼材については実験時の軸力やコア部の寸法を加味し設計を行っている。ここで、ゴム支承の概要図を図-6に示す。なお、上部鋼材-コア鋼材-ゴム支承-下部鋼材および外殻部はボルトによる接合としている。

(3) 外殻部材

塑性ヒンジ領域の外殻部は3.(1)で設計した実橋脚の計算結果に基づいて1/5スケールにより計算を行い、計算結果は表-4に示すとおりである。外殻部の高さについては、設計による塑性ヒンジ長(240mm)とした場合、水平接合部(130mm)が部材高さの50%以上を占めることとなるため、部材幅の1Dを目安に450mmと設定した。なお、取り替え用の外殻部高さは、軸力によるゴム支承の沈下や製作誤差を考慮し445mmと設定している。本実験では、H8-M-1、H8-M-2の2体を鉄筋コンクリートにより製作しており、各部材の特徴は以下のとおりである。ここで、配筋図を図-7、図-8に示す。

1) H8-M-1

- ・新設時の状態を模擬した部材であり、鉛直・水平方向の接合部はない。
- ・外殻部の取り替えを見込んで、あらかじめ接続用の主鉄筋(D13 ねじふし鉄筋)を下側接続用鋼板に設置している。

2) H8-M-2

- ・外殻部取り替え用の部材。二分割しており鉛直接合部および下側のみに水平接合部を有する。
- ・水平接合には機械式継手を用いている。

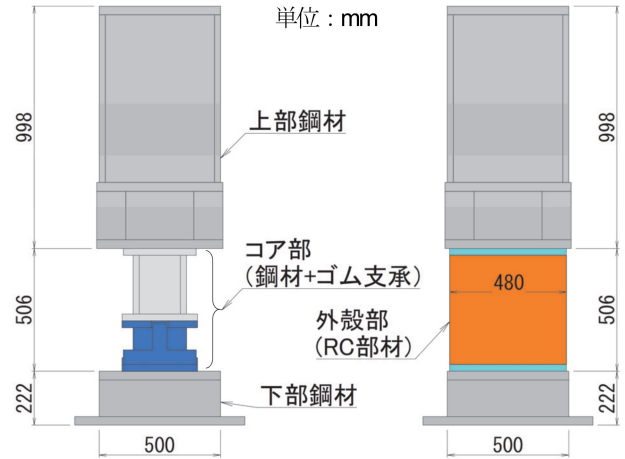


図-5 供試体概要図

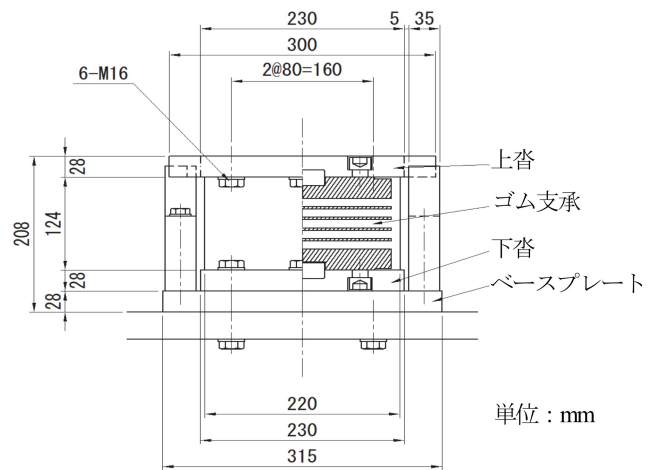


図-6 ゴム支承概要図

表-4 計算結果一覧(実験供試体)

準拠指針	H8道示
断面積	128,000(mm ²)
主筋(鉄筋比)	12-D13 (1.188%)
帯鉄筋(帯鉄筋比)	D6@45mm (0.670%)
水平耐力	71(kN)
降伏変位	3.1(mm)
限界変位	63.7(mm)
全軸力	201(kN)
外殻部の負担軸力 (外殻部・コア部分担時)	74(kN)

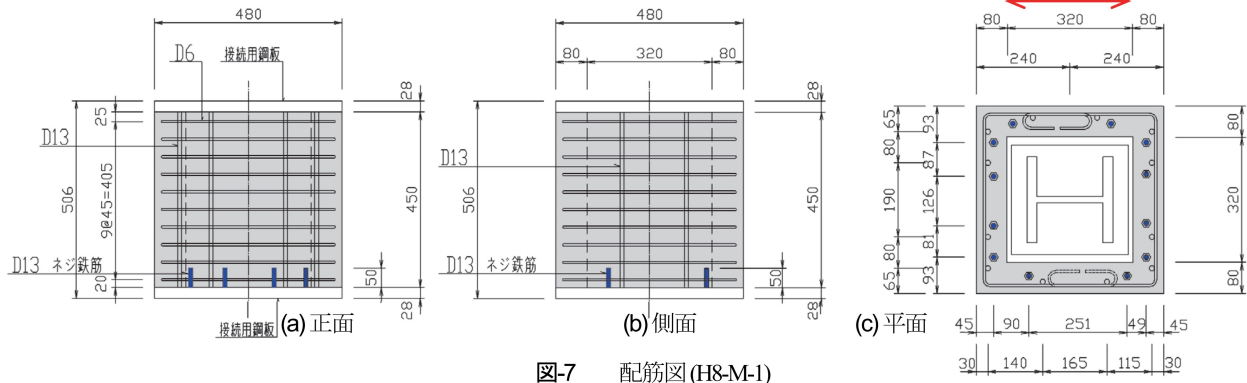


図-7 配筋図 (H8-M-1)

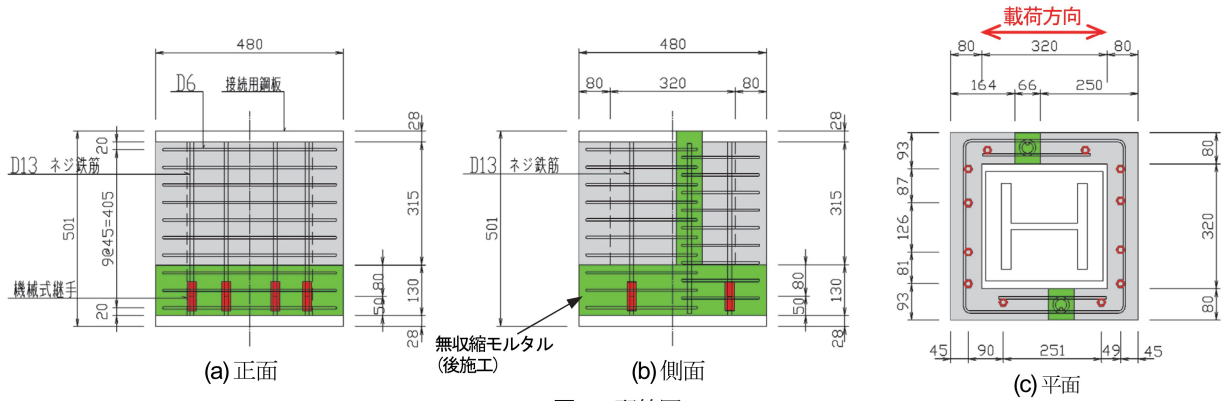


図-8 配筋図 (H8-M-2)

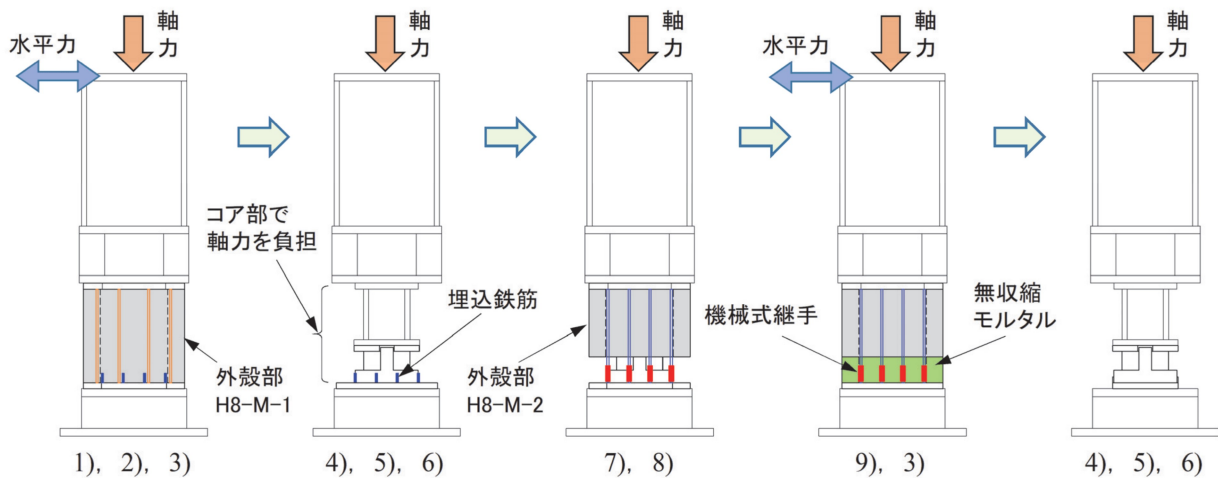


図-9 実験手順

(4) 実験手順

実験は構造物の新設から耐震性能を回復するまでの流れを模擬して実施した。詳細な手順については、図-9および以下に示すとおりである。

- 1) 上・下部鋼材，コア鋼材，ゴム支承，外殻部(H8-M-1)を設置し，それぞれをボルトにより固定する。
- 2) 軸力として 200kN を載荷する。
- 3) 水平力を上部鋼材の頂部に正負交番載荷する。
- 4) 外殻部取り替えのため下端部のコンクリートを研り，主鉄筋の切断を行う。
- 5) N 面・S 面の中央部を分断するよう鉛直方向にコン

クリートを研り，帯鉄筋の切断を行う。

- 6) 上部鋼材と外殻部を接続するボルトを緩め，外殻部の撤去を行う。ただし，下側接続用鋼板はそのまま使用する。
- 7) 軸力を載荷した状態で外殻部(H8-M-2)と上部鋼材をボルトにて接続する。
- 8) 外殻部主鉄筋は，下側接続用鋼板にあらかじめ取り付けられた主鉄筋と機械式継手により接続する。
- 9) 鉛直・水平接合部に無収縮モルタルを打設する。
- 10) 上記 3)～6)の作業を実施する。

(5) 使用材料

本実験で使用した材料を表-5に、各材料の強度試験結果を表-6、表-7に示す。

(6) 載荷パターン

本実験は図-10に示す載荷装置を用い、鉛直方向のアクチュエータにより常時200kNを載荷した状態で水平方向のアクチュエータによる変位制御式正負交番載荷を採用した。載荷パターンは新たな構造の実験であることから小さめの漸増量として初ひび割れが確認された3mmを採用し、 $\pm 21\text{mm}$ 以降は整数倍の6mmによる漸増とした。ただし、塑性ヒンジとしてコア部に設置したゴム支承の制限から最大振幅は $\pm 50\text{mm}$ までとした。

(7) 測定データ

アクチュエータに設置されているロードセルにより載荷振幅に伴う水平荷重を測定するとともに、ワイヤ式変位計により載荷位置および外殻部上端位置の水平変位を計測した。主鉄筋および帯鉄筋は図-11に示す位置において、また、コア鋼材については中央高さ位置でのひずみを測定した。

表-5 使用材料

コンクリート	呼び強度	18 N/mm ²
	スランブ	18 cm
	粗骨材の最大寸法	15 mm
	セメント	普通ポルトランドセメント(早強)
無収縮モルタル用セメント		太平洋プレユーロックス
主鉄筋・帯鉄筋		SD345
機械式継手		ねじふし鉄筋継手

表-6 圧縮強度

	供試体名	圧縮強度 (材齢)
コンクリート	H8-M-1	25.5 N/mm ² (30日)
	H8-M-2	43.0 N/mm ² (104日)
無収縮モルタル	H8-M-2	66.3 N/mm ² (6日)

表-7 引張強度

径	降伏強度	引張強度
D6	373 N/mm ²	562 N/mm ²
D10	379 N/mm ²	547 N/mm ²
D13	401 N/mm ²	575 N/mm ²
D13(ねじふし)	391 N/mm ²	581 N/mm ²

4. 正負交番載荷実験

(1) 荷重変位関係

各供試体の水平方向の正負交番載荷における荷重変位関係を図-12に示す。新設時の状態を想定した供試体H8-M-1は載荷点変位-50mmにおいて最大荷重137.6kNを示している。また、外殻部取り替えによる耐震性能の回復を目的としたH8-M-2では、載荷点変位+50mmにおいて最大荷重139.7kNを示しており、両者を比較すると最大耐力の観点で外殻部の取り替えによる耐震性能は同等程度まで回復していると判断できる。

一方で降伏に着目すると、H8-M-1は載荷点変位+15mm付近で降伏に至っており降伏荷重が112.4kNであるのに対して、H8-M-2では載荷点変位+12mm付近で降伏に至り降伏荷重は88.2kNとH8-M-1に比べ小さな値を示している。また、降伏以降に二次剛性が確認される点は共通しているものの、その剛性には違いが見られる。

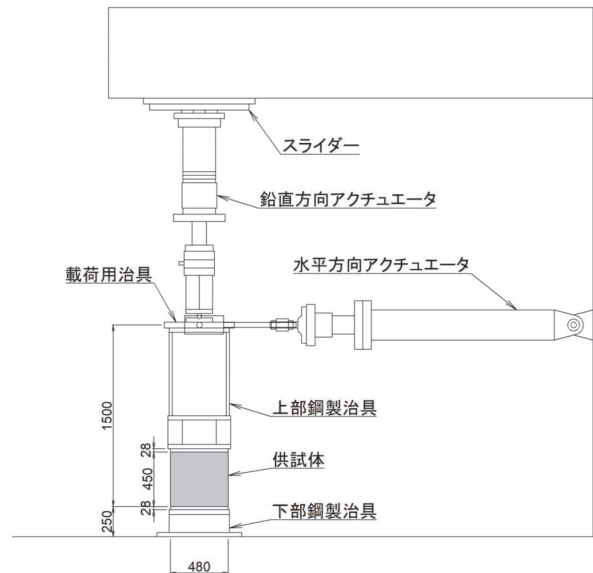


図-10 載荷装置

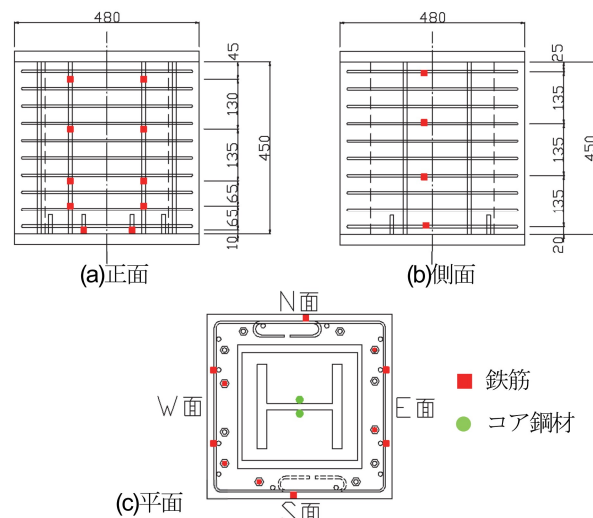


図-11 ひずみ測定位置

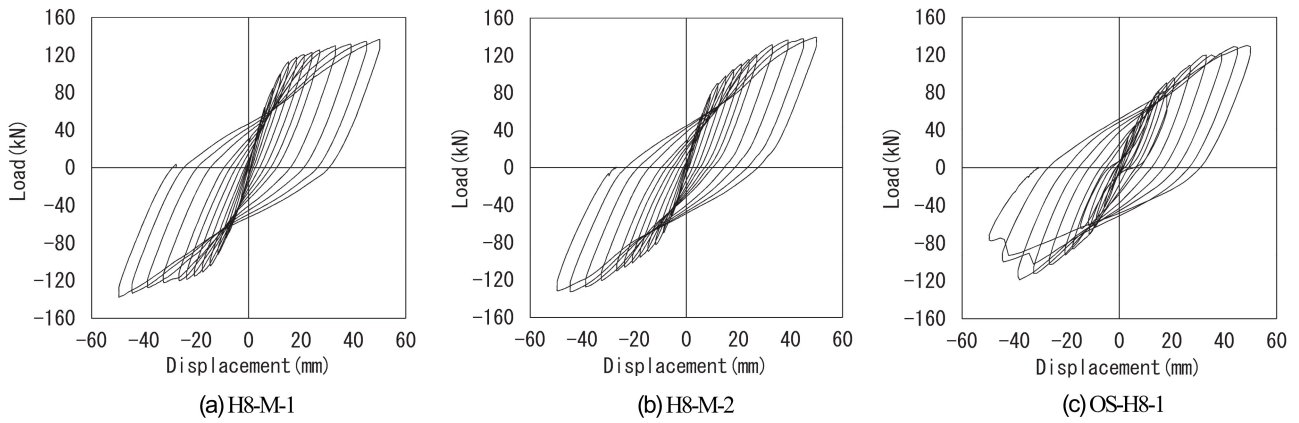


図-12 荷重変位関係

ただし、先行研究において鉛直・水平接合部を有する H8-M-2 と寸法・配筋が同じで鉛直接合部のみを有する供試体 OS-H8-1 の載荷を行っている。OS-H8-1 は載荷点変位+15mm 付近で降伏荷重 77.7kN を示し、+50mm において最大荷重 130.2kN を示す。両者の二次剛性を比較するとその傾向は類似していることが見て取れ、外殻部取り替えに伴う水平接合部の影響は少ないと考えられる。なお、本実験において確認された降伏荷重や二次剛性の違いは軸力と密接に関係しており、次節において詳述する。

(2) 軸力の推移

正負交番載荷において外殻部へ作用する軸力の算出に当たってはコア鋼材に設置したひずみゲージの値を軸力に換算し、全軸力から引くことで外殻部への作用軸力としている。ここで、外殻部の負担軸力と水平変位関係を図-13 に示し、各振幅載荷後の水平変位が 0 となる時点における外殻部の負担軸力を図-14 に示す。

H8-M-1 は新設時の状態を想定したものであり、コア鋼材および外殻部の設置が完了した後に鉛直方向のアクチュエータにより軸力を載荷している。面積比率によると外殻部が 73%程度を分担すると考えられるが、測定値から 90%近くを分担していることが確認された。これはコア部に使用しているゴム支承の剛性が外殻部に比べて小さいことによると推測される。その後、載荷振幅の増加により緩やかに全荷重が外殻部へ移行している。

一方、H8-M-2 はコア部に全軸力が載荷された状態で設置されるため、初期状態で外殻部に軸力は作用していない。しかし、図-13(b)および図-14(b)に示すとおり正負交番載荷に伴ってコア部から外殻部へ軸力が移り、載荷振幅+45mm 付近においてほとんどの軸力は外殻部へ移行していることが確認される。

外殻部への軸力移行については、正負交番載荷での載荷振幅増加に伴い主鉄筋が塑性化し、図-7、図-8 中の外殻部の部材高(H8-M-1:450mm, H8-M-2:445mm)が高くなり

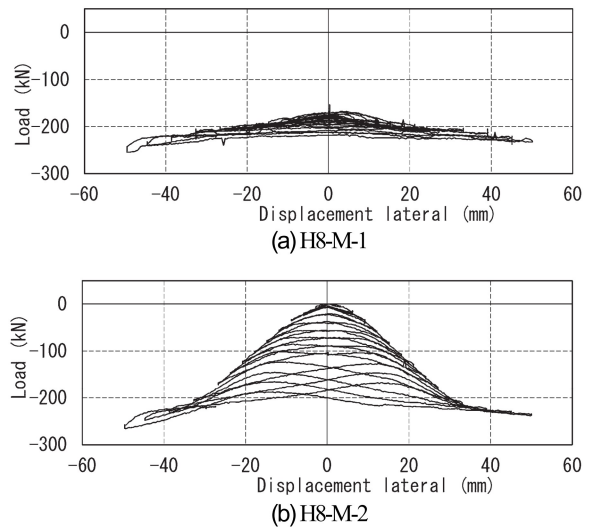


図-13 外殻部の負担軸力ー水平変位関係

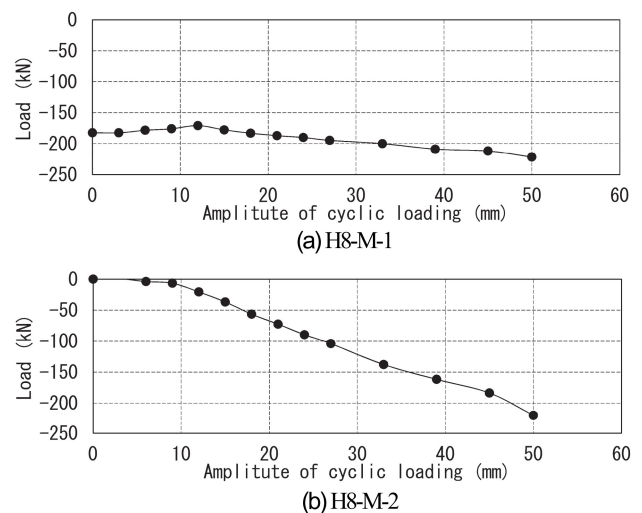


図-14 外殻部の負担軸力ー載荷振幅関係

軸力が伝達しやすくなったことに起因すると考えられる。ここで、載荷中における供試体頂部の鉛直変位と水平変位の関係は、図-15 に示すとおり水平変位の増大とともに鉛直変位は正方向に増加しており、供試体の柱部が伸びる挙動を示すことを確認している。

なお、前節において確認された降伏荷重の違いおよび二次剛性については、筆者らの先行研究における知見から次のように推察される。新設時と取り替え時では初期状態の作用軸力の違いから降伏時の軸力にも差が生じる。図-14によると新設時 H8-M-1 の降伏時軸力が 177.7kN に対して、取り替え時 H8-M-2 の降伏時軸力は 20.6kN と H8-M-1 の 12% 程度であり、軸力の違いが水平耐力の差異として現れる。一方、H8-M-2 は降伏後の急激な軸力の増加に伴って水平耐力も増加するため、H8-M-1 と比べて大きな二次剛性を示すこととなる。

(3) ひび割れの発生状況

各供試体に発生しているひび割れの状態を図-16 に示す。ひび割れは载荷が完了した残留変位時のものである。供試体 H8-M-1 では橋軸方向の E・W 面において、曲げによるひび割れが外殻部下端側に多く発生し、下端付近

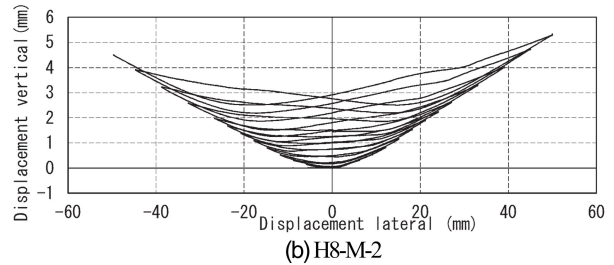
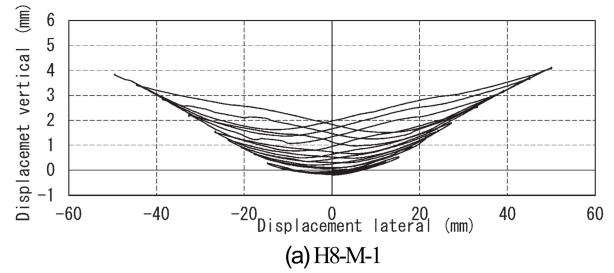


図-15 鉛直変位—水平変位関係

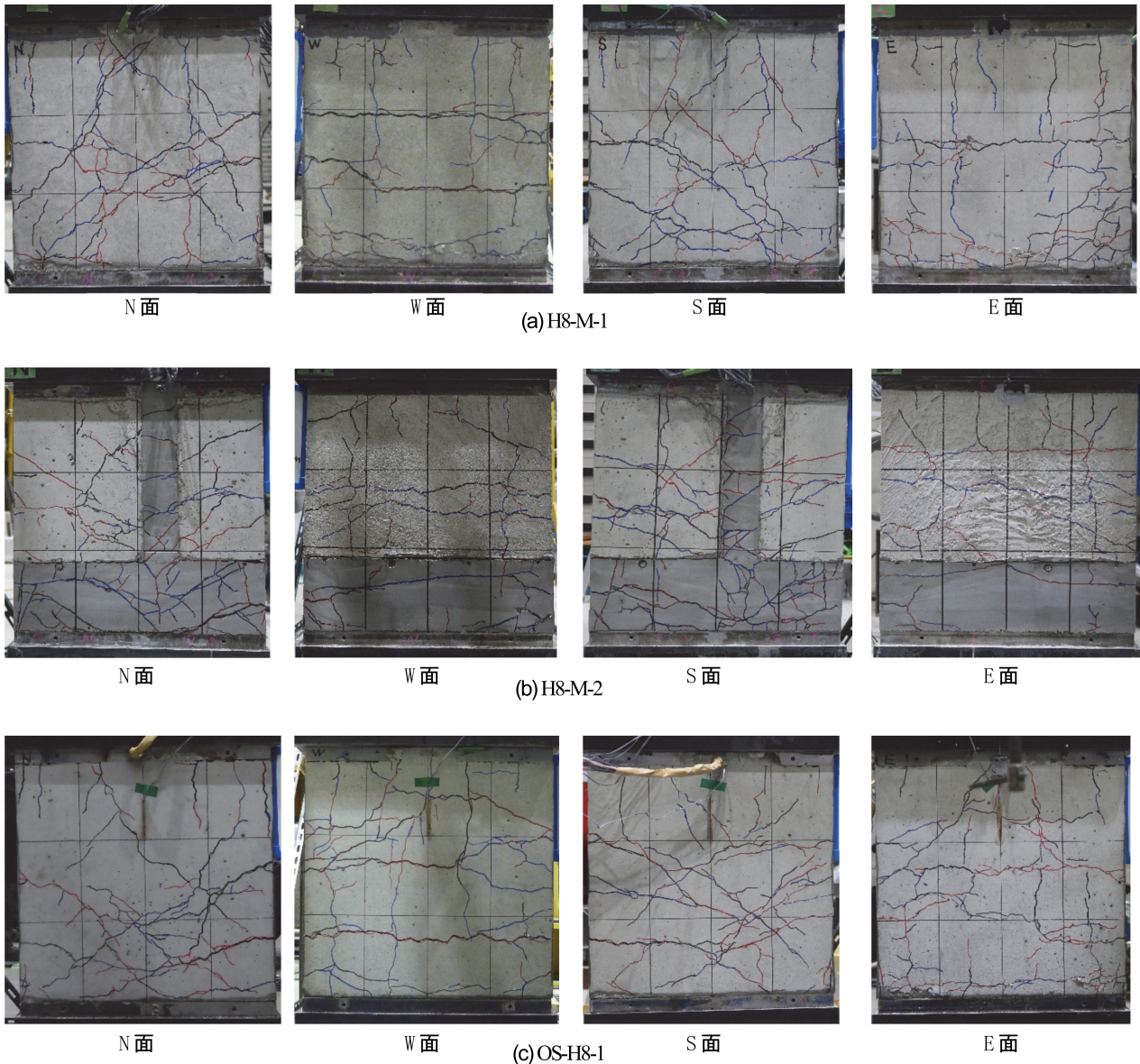


図-16 ひび割れ状況 (载荷完了 残留変位時)

および中程に水平ひび割れが見られる。また、橋軸直角方向の N・S 面ではせん断に伴うひび割れの発生が見られる。ここで、H8-M-1 は図-7 のとおり取り替えを想定し下端に接続用の主鉄筋 D13 $L=50\text{mm}$ があらかじめ設置されているが、図-16(c)に示す先行研究で実施した同スベック供試体 OS-H8-1 のひび割れ状況と比較しても接続用主鉄筋付近のひび割れ状況に大きな差異は見られない。

H8-M-2 は図-16(b)のとおり外殻部下側に水平接合部が、そして、N・S 面の中央付近には鉛直接合部が設けられている。E・W 面では H8-M-1 のひび割れ状況と異なり、水平接合部のひび割れの発生が極端に減少している。そこで载荷サイクルとひび割れの進行状況を確認すると、初期の段階で PCa 部材と無収縮モルタルの打継ぎ面で縁切れが見られた。その後、打継ぎ面の目開きにより新たなひび割れの発生が抑制されたものと考えられる。一方で、N・S 面においては H8-M-1 と同様にせん断に伴うひび割れの発生が確認されており、鉛直接合部による影響は見られなかった。

5. 鉛直・水平接合部を有する外殻部材取替実験

(1) 鉄筋継手方式

本構造では、外殻部を取り替えることで耐震性能の回復・向上を目的としており、その前提条件として主鉄筋に作用する応力を確実に伝達させることが挙げられる。本研究では外殻部に PCa 部材を活用すること、および、施工における品質確保の観点から主鉄筋の継手は 2.(2)で示される方式のうち機械式継手を選定した。この機械式継手についても様々な方式があり、本実験では供試体の主鉄筋 D13 に対応していること、接合部の範囲を抑えるためカプラーの寸法が小さいこと、といった条件を満足できるねじふし鉄筋継手を採用している。ねじふし鉄筋継手は図-17 のとおり鉄筋表面の節がねじ状に作られた異形鉄筋を、内部にねじ加工されたカプラーで接続するものであり、グラウト材を注入して固定される継手である。供試体 H8-M-1 の下端には主鉄筋とは別に $L=50\text{mm}$ のねじふし鉄筋が設置されている。これは H8-M-2 の主鉄筋をねじふし鉄筋継手により接続し応力伝達を行うためのものである。したがって、H8-M-1 の载荷時には、ねじふし鉄筋を弾性範囲内の挙動に抑制する必要がある。

そこで本実験ではねじふし鉄筋にアンボンド処理を施し、载荷時に曲げ応力が作用しないよう対策を行った。ここで、図-18 にアンボンド処理の状況を示す。H8-M-1 载荷時の主筋ひずみを確認すると、図-19 に示すとおり载荷に伴い $+15\text{mm}$ で主鉄筋が降伏に至っているものの、ねじふし鉄筋についてはほとんどひずみの発生は見られ

ず H8-M-2 の主鉄筋として使用することに問題はないと判断できる。

(2) 鉄筋継手による影響

今回、H8-M-2 においてねじふし鉄筋継手は図-20 のように下端から 12mm 程度の位置にカプラーを設置している。ここで、カプラーの設置に伴う影響を確認するため、降伏に至る前の状態である载荷振幅 9mm 時点における主鉄筋の高さ方向のひずみ分布を図-21 に示す。E・W 面ともに下端方向に向かって引張りひずみが増大し、曲げに伴うひずみ分布としては一般的な形状を示しており、

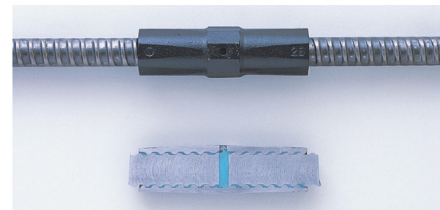


図-17 ねじふし鉄筋継手
(エボックジョイント¹³⁾)

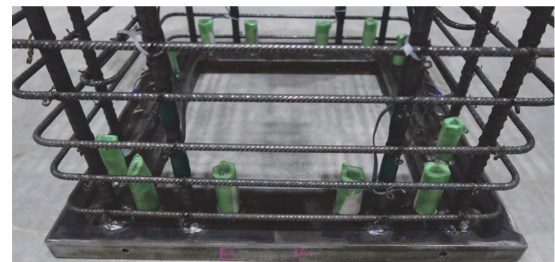


図-18 アンボンド処理状況

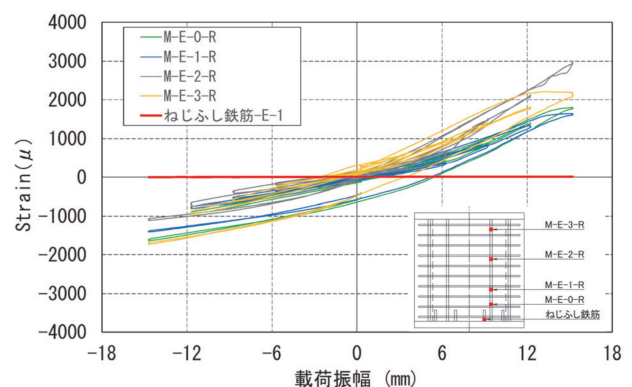


図-19 主鉄筋ひずみ (東面右側)

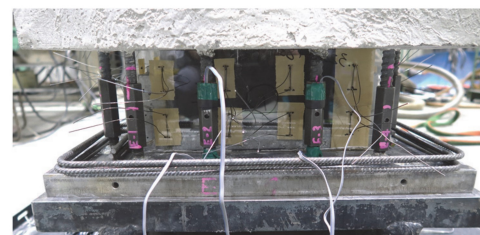


図-20 ねじふし鉄筋継手設置状況

カプラーを設置したことによる主鉄筋の応力分布に大きな影響は見られない。

一方、図-16(b)の E・W 面のひび割れ状況において、打継ぎ面から 40mm 程度下側の位置に水平方向のひび割れが見られ、カプラー上端部の位置と合致することが確認される。これはカプラーを設けたことによる鋼材断面量の変化に起因して発生したひび割れであると推測される。

(3) 取り替えによる外殻部・コア部軸力の推移

図-22 は供試体の置かれている状況により、外殻部およびコア部が負担する軸力を示している。新設時には外殻部・コア部に軸力が载荷されており 4.(2)で述べたように正負交番载荷により軸力は外殻部へ移行していく。本構造では外殻部の取り替えにより耐震性能の回復・向上を図るため、外殻部へ移行した軸力は全てコア部へ移ることとなる。取り替えが完了した時点では新設時と異なり外殻部への軸力負担はない状態となる。このように本構造では新設時と外殻部取り替え後で作用する軸力に大きな違いが生じる。特に取り替え後は作用水平力に伴って軸力が変化することから、設計にあたっては軸力に応じた水平耐力・水平変位に留意する必要があると考える。

(4) 取り替えによる主鉄筋軸力

筆者らの先行研究では、外殻部の上下端をボルト接合により取り替えを行っており、図-23(b)に示すとおりボルト締め付け後の水平方向载荷前の状態において主鉄筋の上端部に最大で 600μ 程度の引張方向ひずみが確認されている。このような施工に伴って応力が加算される状態は耐震性能を確保するうえで望ましくないと言える。

一方、本実験では外殻部の上端をボルトにより接合す

るものの、下端側に水平接合部を設けて機械式継手により主鉄筋の接続を行っている。機械式継手は突き合わせた鉄筋にカプラーを設置し、カプラー内にグラウト材を注入して鉄筋同士を接続するため、図-23(a)に示すとおり主鉄筋へ大きな軸力を作用させることなく接続することができる。

6. まとめ

本研究では、塑性ヒンジ部の取り替えにプレキャスト鉄筋コンクリート部材を用いることにより耐震性能の回復・向上を目的としており、先行研究の実験結果を基に水平接合部が与える影響について検討を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- ・水平接合部については主鉄筋を適切に接続し、応力を確実に伝達する必要がある。本研究では機械式継手の 1 つであるねじふし鉄筋継手を用いて、外殻部の取り替えが可能であることを確認した。本実験では縮小供

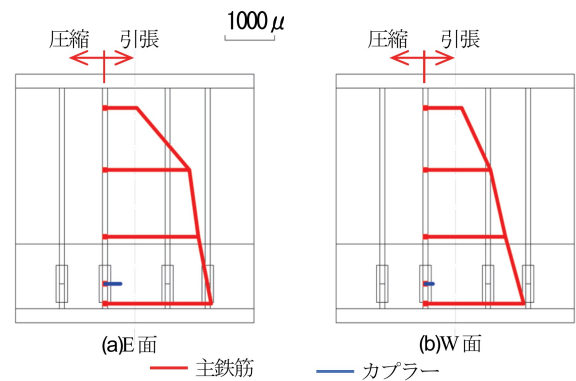


図-21 主鉄筋の高さ方向ひずみ分布

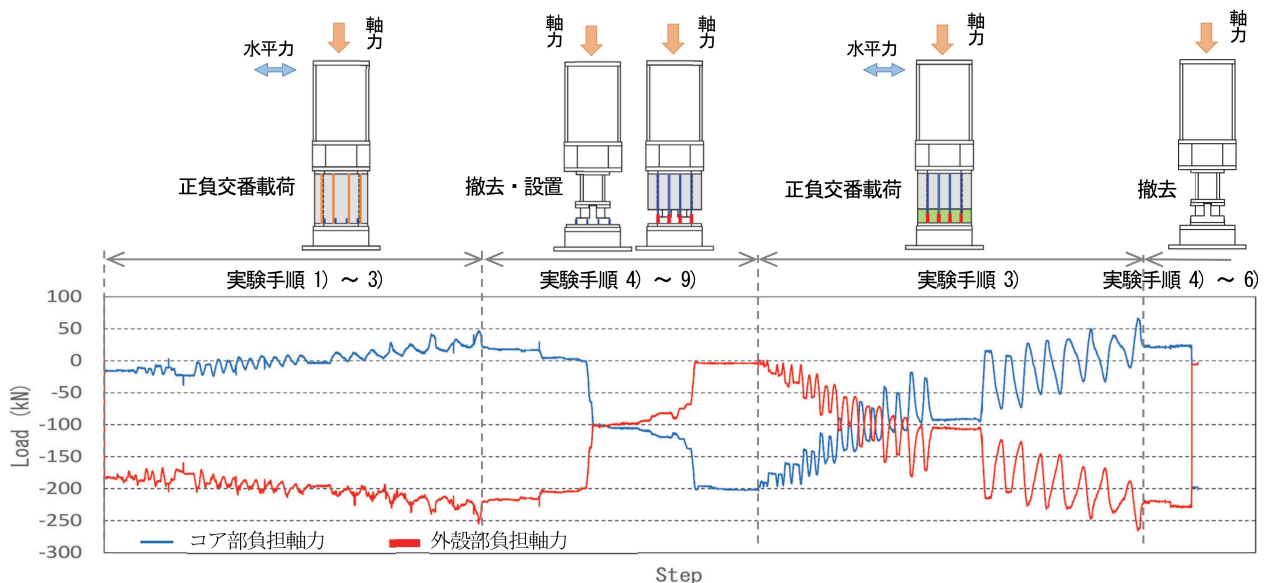


図-22 取り替え時の軸力推移

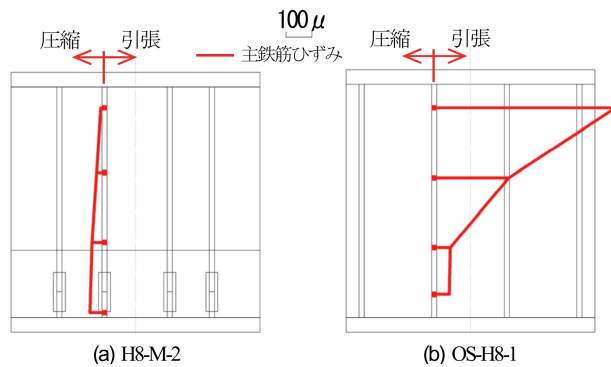


図-23 載荷前主鉄筋ひずみ分布

試体を用いたため機械式継手の選択肢に制限があったが、実構造物においてはモルタル充填式継手など状況に応じた継手方式の採用が可能である。

- 鉛直・水平接合部を有する外殻部により取り替えた供試体の最大荷重は、新設時を模擬した供試体と同等程度の値を示し、耐震性能の回復が可能であることを確認した。また、取り替えに伴う軸力の移行や二次剛性の発現が確認され、水平接合部の有無による傾向の違いは見られなかった。
- 機械式継手を用いたことで、接合部内に設置したカプラーに起因したと推測されるひび割れが確認された。今後、カプラーの設置高さを千鳥配置することや柱基部付近への設置を避け、フーチング内に継手を埋め込むなど対策について検討が必要である。
- 新設から取り替えまでの流れの中で、各部材に作用する軸力の移行が確認された。設計への反映方法について今後検討が必要である。
- ボルト接合による外殻部取り替えの場合、ボルトの締め付けによって主鉄筋上端部への引張力の導入が懸念される。しかし、外殻部の取り替えに機械式継手を用いると主鉄筋への軸力発生を防ぐことができるため、設計において施工時の荷重を別途考慮する必要はない。

謝辞：本研究の一部は科学研究費補助金基盤研究(B)18H01522 の助成を受けて実施した。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 玉越隆史, 横井芳輝, 石尾真理, 鎌田敏郎: 劣化予測の観点からみた我が国の道路橋の規格・規準類の変遷, 土木学会論文集 D3, Vol. 71, No. 3, pp. 101-116, 2015.
- 2) 大江眞平, 濱本敬治, 阿部正治, 奥村一彦: プレキャスト型枠工法による高橋脚の急速化施工, コンクリート工学, Vol. 40, No. 6, pp. 22-27, 2002.
- 3) 喜多直之, 三倉寛明, 岡本大, 田所敏弥: 建築プレキャスト工法の鉄道高架橋への展開, コンクリート工学, Vol. 55, No. 9, pp. 815-819, 2017.
- 4) 藤倉修一, 忍田祥太, 臼井裕太, NGUYEN MINH HAL, 中島章典: 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, 土木学会論文集 A1, Vol. 75, No. 4, pp. 591-601, 2019.
- 5) Wang, Z., Wanga, J.-Q., Tang, Y.-C., Liu, T.-X., Gao, Y.-F. and Zhang, J.: Seismic behavior of precast segmental UHPC bridge columns with replaceable external cover plates and internal dissipaters, *Engineering Structures*, Vol. 177, pp. 540-555, 2018.
- 6) 土木学会: コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針 [2007 年版], 2007.
- 7) 前田紘人, 林学, 高橋良和: メタボリズム耐震橋脚構造の開発に向けた軸力支持下における塑性ヒンジ部取替実験, 第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp. 363-370, 2019.
- 8) 前田紘人, 林学, 高橋良和: メタボリズム耐震橋脚構造の開発に向けた正負交番荷重及び塑性ヒンジ部取替実験, 土木学会論文集 A1, Vol. 76, No. 4, pp. 377-392, 2020.
- 9) 日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価報告書, MONO 継手工法一壁式プレキャスト接合部の無溶接接手工法一, 2017.9.
- 10) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.8.
- 11) 五島健斗, 植村佳大, 高橋良和: 設計基準外事象に対する挙動が定性的に予測可能な埋め込みメナーゼヒンジ RC 構造の開発, 土木学会論文集 A1, Vol. 75, No. 4, pp. 506-519, 2019.
- 12) 川島一彦, 永井政伸: 塑性ヒンジ領域にゴム層を有する鉄筋コンクリート橋脚の開発, 土木学会論文集, No.703/I-59, 113-128, 2002.
- 13) 東京鉄鋼株式会社: ネジテツコングラウト継手評定書, 2015.

(Received November 9, 2020)

(Accepted February 13, 2021)

EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE RECOVERY OF RC PIER BY REPLACEMENT OF PLASTIC HINGE PART USING EMBEDDED JOINT STRUCTURE

Manabu HAYASHI, Keita UEMURA and Yoshikazu TAKAHASHI

In Japan, which is one of the world's largest earthquake nations, repair work to restore the seismic performance of bridge piers damaged by the occurrence of a large earthquake and seismic reinforcement work to improve seismic performance along with the revision of the technical standards for seismic design have been carried out. Considering the uncertain phenomenon of earthquakes, it is desirable to develop a metabolic seismic pier structure with metabolic functions that can adapt to future technical standards. In this study, it was verified that seismic performance could be recovered by using precast reinforced concrete for the plastic hinge replacement from the viewpoint of early recovery and labor saving, and by using the embedded joint structure in the horizontal joint.