

メタボリズム耐震橋脚構造の開発に向けた 正負交番載荷及び塑性ヒンジ部取替実験

前田 紘人¹・林 学²・高橋 良和³

¹学生会員 京都大学大学院 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: maeda.hiroto.45r@st.kyoto-u.ac.jp

²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

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

我が国では大地震被害の度に耐震基準が改訂されてきた。その耐震基準は将来また改訂されるかもしれないことを鑑みると、現在の耐震基準を満たすだけでなく将来の耐震基準の変化にも対応できるような構造の開発が求められる。そこで本研究では、耐震性能を新陳代謝できる構造、すなわちメタボリズム耐震橋脚構造の開発を目指す。橋脚基部を軸力・せん断力を支持するコア部とその周りを囲う外殻部の二重構造で考えると、地震時には基部に形成された塑性ヒンジがエネルギーを吸収する。塑性ヒンジ部(外殻部)の取替により耐震性能を新陳代謝できると考え、本研究では軸力支持下での取替実験から取替可能性を検証し、正負交番載荷実験により耐震性能の新陳代謝を確認する。最後には本研究から得られるメタボリズム耐震橋脚構造の要求性能を整理した。

Key Words : *metabolism, replaceable, seismic performance, update, axial force, double section structure*

1. はじめに

世界でも有数の地震国である我が国では、構造物を設計する上で地震作用は無視し得ないほど影響が大きな作用である。つまり我が国の構造計画においては、構造物が所要の耐震性能を有しているか確認するプロセスが必要となり、そのプロセスこそが耐震設計である。しかしこの「耐震設計」という考え方は、大きな地震被害を受ける度に見直され、改定されてきた。ここで、地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発¹⁾を参考に、耐震基準変遷の歴史を簡単にまとめる。

1891年の濃尾地震を端緒として耐震設計の必要性が問われ始め、1916年には初めてその概念が提案された。そして1926年の「道路構造に関する細則案」では初めて地震力が規定された。ここでは具体的な数値や計算方法は規定されていなかったものの、1939年には「鋼道路橋設計示方書案」において設計震度の標準値が規定された。また、1954年には架橋地域と地盤の種別に応じて基準を変動させることも規定された。1971年には、比較的振動しやすい橋梁に対しては修正震度法を適用することや、

新潟地震の教訓として、地盤の液状化も考慮して地震の影響を評価することが規定された。そして1995年の兵庫県南部地震後には、さらに大幅な改訂が行われた。ここでは、従来の震度法に加え地震時保有水平耐力法による照査が実施され、また、橋梁の供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル1地震動)や発生確率は低いが大きな強度をもつ地震動(レベル2地震動)に対して、構造物の重要度にも応じながら目標とする耐震性能が整理された。

このように、耐震基準やその考え方は地震被害の経験とともに変化してきたことがわかる。土木工学がよく経験工学と言われる所以はここにあり、「耐震」の分野で特にその傾向は強いと言える。

ところで、高度経済成長期に入ると我が国では多くの橋梁が建設された。国土交通省の調査²⁾によると、図-1(a)のように、1970-80年代に多くの橋梁が建設されたことがわかる。また、耐震基準の代表的なものとして、図-1(b)は数値が規定されて以降の設計水平震度の移り変わりを表している。ここで、厳密には設計水平震度は地盤種に対応させるなどして多少の変動があるが、1990年ま

で基準としては0.2が用いられていたので一律0.2としている。先にも述べたように、兵庫県南部地震以降想定する地震動が大きくなり、構造物を全て弾性範囲内に設計することが困難となった。現在では、レベル1地震動に対しては構造物が弾性範囲内に応答するように設計しつつも、レベル2地震動に対しては構造物の塑性化を許容することで、構造物の倒壊を防ぐよう設計されている。また、限界状態に応じて許容塑性率も異なる。図-1(b)に示すように、1996年以降最大で設計水平震度2.0が規定されているが、このような大きな地震力が作用した時は構造物の塑性化を期待して設計されているのである。

このように耐震基準や耐震設計の考え方はこれまで何度も改訂されてきており、図-1から、1990年以前に建設された多くの橋梁は現在のような大きな地震力を想定して設計されておらず、過去の基準を満たしていても現在の基準を満たさない所謂既存不適格となりうるということがわかる。従来、このような既存不適格となった橋梁に対して、RC巻き立てのような断面を太くする耐震補強対策が施されることが多い。しかし耐震補強を施したとしても、今後も技術の発展や更なる地震被害を受け、耐震基準がさらに改訂される可能性は十分にある。今の耐震基準を満たす橋梁も、将来の耐震基準を満たすとは限らないのである。本研究では予め耐震基準が更新されることを想定し、次章で述べるメタボリズムの概念を適用させることで、耐震の分野における経験工学からの脱却を目指す。

2. メタボリズム

(1) メタボリズム運動

1960年代、当時高度経済成長期であった日本では人口が著しく増加し、社会が激的に変化していた。そのような状況の中、当時の若手建築家らはMETABOLISM 1960⁹⁾において、生物が代謝を繰り返しながら成長していくように建築や都市も有機的に変化できるようデザインされるべきであると提唱した。日本発のこの建築運動は、生物学用語で新陳代謝を意味する「メタボリズム」という単語を用いてメタボリズム運動と呼ばれ、世界に衝撃を与えた。

メタボリズムプロジェクトの代表に、丹下健三の東京計画1960⁹⁾¹⁰⁾がある。そこでは、人口増加による都市機能の混乱や麻痺を避けるため、増殖可能な線形状の都市構造を提案している。また、菊竹清訓は東京湾に増殖可能な海洋都市を築くことで有機的な都市構造を提案した。黒川紀章は、中銀カプセルタワーを設計する中でカプセルに生活のための機能を集約し、その一つの生活単位であるカプセルを取り替えることで新陳代謝を目指した。

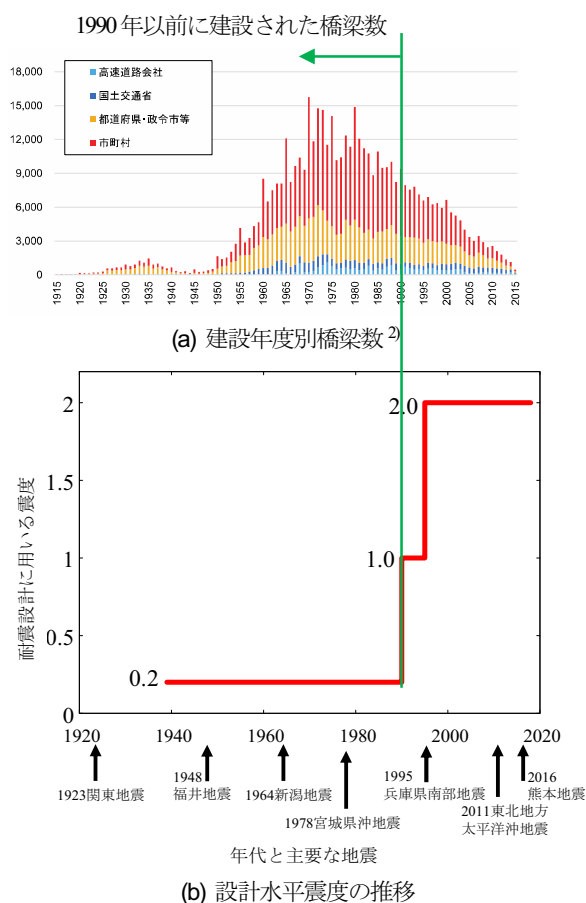


図-1 橋梁建設数と設計水平震度の推移

このように1960年以降数多くのメタボリズムプロジェクトが構想された。

ところが、東京計画1960や海上都市は実現されずに終わり、中銀カプセルタワーは建設されたものの、一度もカプセルの取替が行われることなく、取り壊しの話まであがっている。メタボリズム運動は、日本の代表的な建築運動として世界に大きな影響を与えながらも、その意図は十分に実現されないまま終わっていることも多い。このことは、チャールズ・ジェンクスも現代建築講義⁷⁾で同様の評価をしており、国内外からその具体性については批判的な声があがっている。

一方で、メタボリズム建築には成功事例もある。菊竹清訓のスカイハウスは、1958年に竣工した菊竹の自邸であり、ムーブネットと呼ばれる移動式の巨大家具が据えられ、居住者の要求や技術の進歩に合わせて新陳代謝することを可能にした。また、丹下健三の山梨文化会館は竣工時に空隙を残すことで、将来の増築による拡張を可能とし、実際に三度の増改築が行われた。ここで、菊竹のスカイハウスにおけるメタボリズムとは、家具を移動させるといった「機能」の新陳代謝であり、山梨文化会館でのメタボリズムは、増築という意味合いを持つ。このようにメタボリズムには多様な意味合いが含まれるも

の、建築の分野において個人の家や文化会館などの小規模建築物レベルでは実現できた事例があり、一方で海上都市や東京計画1960などの壮大な計画は実現されなかったことがわかる。

(2) 本研究におけるメタボリズム・研究目的

前節で述べたようなメタボリズムの考え方を土木構造物に適用するにあたり、まずは土木と建築を比較する。まず、土木構造物は公共性が高く、国土計画などの上位計画の一環で計画されるので、建築と比べて使用目的や所有者が変化しにくいという特徴がある。例えば、建築物が建築家の手を離れると本来意図していなかった使われ方をすることがあるが、土木の分野では上記の特徴から、本来の使用目的に沿って使用されやすいと考えられる。黒川紀章の中銀カプセルタワービルにおいて結局メタボリズムが実現しなかったのは、構造的な要因もあるが、黒川紀章の手を離れ、本来の意図が反映されなかったことも一つの要因ではないかと考えられる。また、供用期間が長いこと、構造物が構造部材のみで構成されることが多いことも土木構造物の特徴である。このような特徴と、前述した使用目的が変わらないという特徴から、土木構造物は構造としての寿命を迎えるまで使用される可能性が高く、建設後の維持管理は公共団体によって責任を持って継続的に行われるのである。

以上をふまえると、本来の意図を長期的に継続して持ち続ける必要があるメタボリズムの考え方は、土木の分野の方が適用しやすいのではないかと考えられる。また、メタボリズムには多様な意味が含まれることは前述した通りだが、著者らの目指すメタボリズムは、菊竹のスカイハウスのような「機能」の新陳代謝という意味合いではなく、「構造」部材の新陳代謝である。その理由は、前章で述べたように橋脚に求められる構造性能の一つである耐震性能が変化してきており、これから変わる可能性があるからである。つまり、橋脚を予め耐震性能を変えられるような構造にしておけば、耐震基準が改訂されても、それに合わせて古いものから新しいものへと更新できるのではないかと考えた。本研究では、このような耐震性能の新陳代謝可能な橋脚構造をメタボリズム耐震橋脚構造と名付け、その開発を目指す。その具体的な構造については次章で検討する。

3. メタボリズム耐震橋脚構造

(1) 構造概要

橋脚に要求される構造性能は重力に抵抗するものと、地震力に抵抗するものの二つに分けられる。重力は永続作用であり、大きさも向きも一定である。一方、地震力

は偶発作用であり、向きも大きさも不定である。従来これらの構造性能は一体の構造物に複合的に求められていたが、著者らはこれらを明確に区別し、別々の部材にそれぞれの性能を期待することで、耐震性能のみを新陳代謝できるような構造を開発しようと考えた。なぜなら、鉛直下方に一定量作用する重力に対してはその要求性能も一定であるが、地震力に対しては要求される性能や耐震基準が変遷してきた背景があるからである。

具体的な構造としては、図-2のような橋脚内部に軸力を支持するコアの部分（以降コア部）と、その外殻を囲う主に曲げ性能に寄与する取替可能な部分（以降外殻部）の二重構造を考える。一般的なRC柱の曲げ抵抗は橋脚基部断面外縁で担保される。さらに、レベル2地震動などの大きな地震時において、柱の耐震性能は橋脚基部に形成される塑性ヒンジ部のエネルギー吸収性能に依存する。また、塑性化は断面外縁より生じやすい。つまり提案構造（図-2）では、外殻部に地震時におけるエネルギー吸収性能を期待し、この外殻部を取替可能にしておけば、要求性能の変化に応じて耐震性能を新陳代謝できると考えた。また、軸力支持をコア部に期待することで、橋梁を供用したまま外殻部を取り替えることも可能にする。そして取替対象は基本的には既存不適格となった橋脚であるが、塑性化領域を外殻部に限定できれば、地震後にも外殻部を取り替えることで早期復旧が可能になると考えられる。さらに取替の際、新たな技術が開発されていればそれを適用できるなど、取替可能とすることによるメリットは他にも考えられる。以上をふまえて、本研究で目指す構造は耐震性能の新陳代謝可能な構造であり、具体的には要求性能の異なる二つの部材（コア部、外殻部）を配置した構造を検討する。そこでまずはコア部の要求性能について次節で検討する。

(2) コア部についての検討・既往の研究

コア部に少なくとも要求される性能は軸力を支持することである。一方で、地震後に外殻部を取り替えることを想定すると、外殻部は一定の損傷を受けていると考え

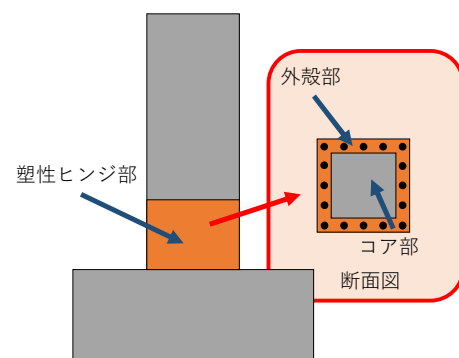


図-2 メタボリズム耐震橋脚構造

られ、地震により大きく軸変形、あるいはせん断変形した場合に外殻部を取り替えることは難しいと予想される。

現在のRC建造物の耐震設計では、レベル1地震動に対しては全ての建造物を対象に損傷を発生させず、レベル2地震動に対しては、対象が重要な建造物及び早期回復が必要な建造物の場合は、損傷により塑性変形が残留したとしても地震後比較的早期に修復可能であることを原則としている。

従ってメタボリズム耐震橋脚構造においても、レベル2地震動のような強い地震が発生した場合に、少なくとも軸変形及びせん断変形が防止されるような構造がコア部には相応しいと考えられる。五島らの研究⁸⁾によると、埋め込みメナーゼヒンジRC柱は設計上の想定を超える大変形が生じた場合でも、安定したヒンジ機構が現れ、柱基部の軸変形・せん断変形が抑制され、さらに軸方向鉄筋の座屈発生後におけるRC柱の耐力低下も改善されることがわかっている。このようなヒンジ機構を内包した構造がコア部の構造として適当ではないかと予想される。次に外殻部の性能を検討するにあたり、次節で取替についての既往の研究を整理する。

(3) 取替についての既往の研究

本研究のように橋脚の一部を取り替えることを目指した研究は少ない。藤倉ら⁹⁾がレベル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RC橋脚の適用性について検討している。藤倉らの研究では、外殻部のコアコンクリートまわりに鋼管を配置し、レベル2地震動による損傷を受ける部分と受けない部分に分けることで、外殻部を二重構造としている。さらに外殻部の上下端に機械式継手を用いることで軸方向鉄筋が交換可能である構造を目指したものの、コアコンクリートまわりの鋼管が当初の想定より大きく塑性変形し取替には至らなかった。このことから軸力支持下での取替の困難さが伺える。また、藤倉らの研究は、あくまで地震により損傷した橋脚の補修に主眼を置いた検討である。一方本研究は、損傷を受けた橋脚の復旧も対象としながら、既存不適格となった橋脚を主対象とする。

(4) 検討事項の整理

本研究で考えるような二重構造を有する橋脚に軸力が作用すると、コア部と外殻部がそれぞれ一定の割合で軸力を負担すると考えられる。つまり外殻部を取り外していく際には、予め外殻部が負担している軸力がコア部に移行していくと考えられるが、果たして安全に移行させられるのか検討する必要がある。また、地震損傷後に取替を行うことを想定すると、一定の残留変位が発生する。その場合、柱を直立に戻さなければ新たな外殻部を設置することは難しいと考えられる。さらには、外殻部

を取替可能とするために橋脚基部に接続部を設けねばならず、橋脚全体としてみると不連続な箇所が存在し、通常のRC柱と同様の設計では期待通りの耐震性能を発揮しないかもしれない。

このように、メタボリズム耐震橋脚構造を開発するにあたって多くの検討事項があることがわかる。そこで本研究では、以下のa)-c)の項目について検討し、最終的に、本研究で得られた知見をまとめ、メタボリズム耐震橋脚構造に要求される性能を整理する。

- a) 正負交番載荷実験により要求される耐震性能が期待通り発揮され、外殻部を取り替えることによりその耐震性能が新陳代謝されることを検証する。
- b) 軸力支持下における外殻部の取替実験から、外殻部の取替可能性について検討する。
- c) 取替可能な構造としたことにより発生する不連続箇所の影響を確認する。

4. 実験方法

(1) 設計

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」¹⁰⁾におけるRC橋脚の計算例を参考に、表-1及び図-3に示すような実橋梁を想定して設計を行った。H8年版道路橋示方書¹¹⁾(以降H8道示)とH24年版道路橋示方書¹²⁾(以降H24道示)のそれぞれを参考に設計を行い、計算結果を表-2に示す。コア部の曲げ耐力を無視するため基本的には中空断面(外殻部)として設計を行ったが、軸力に関しては、コア部の負担分を考慮し外殻部の負担軸力量を減じたものと、全軸力を外殻部が負担するものと2種類設定し水平耐力を計算した。表-2の軸力(コア+外殻)が断面全体の軸力負担量であり、軸力(外殻のみ)がコア部負担分の軸力を除いた外殻部が負担する軸力量である。

(2) 実験用部材

実験に用いる供試体は前節の実橋梁を1/5スケールに縮小している。全体図を図-4に示す。本研究では特に外殻部の取替や耐震性能に着目しており、コア部にはゴム支承を採用した。ゴム支承は水平変位を拘束し、回転のみ許容しており、軸力・せん断力支持を期待している。外殻部には鉄筋コンクリート部材(以降RC部)を用い、外殻部より上部の橋脚部とフーチング部はそれぞれ鋼製部材により模擬した。

また、上部鋼材とゴム支承の間にも鋼製部材(以降コア鋼材)を配置し、上部鋼材とコア鋼材及びRC部、コア鋼材とゴム支承、ゴム支承及びRC部と下部鋼材はそれぞれボルト接続した。

表-1 対象とした橋梁諸量

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 中空断面 2.4m×2.4m (壁厚 0.4m)
	使用材料	コンクリート $\sigma_{ck}=24.0\text{N/mm}^2$ 鉄筋 SD345

表-2 設計諸量 (実橋梁スケール)

参考指針	H8道示	H24道示
断面積	3.2m ²	3.2m ²
主筋 (鉄筋比)	48-D29 (0.964%)	56-D35 (1.674%)
帯鉄筋 (帯鉄筋比)	D16@150 (0.662%)	D19@140 (1.023%)
軸力 (コア+外殻)	5027kN	5027kN
水平耐力 (全軸力が外殻部に作用した時)	2182kN	3244kN
軸力 (外殻のみ)	1842kN	1842kN
水平耐力 (軸力1842kNが外殻部に作用した時)	1775kN	2854kN

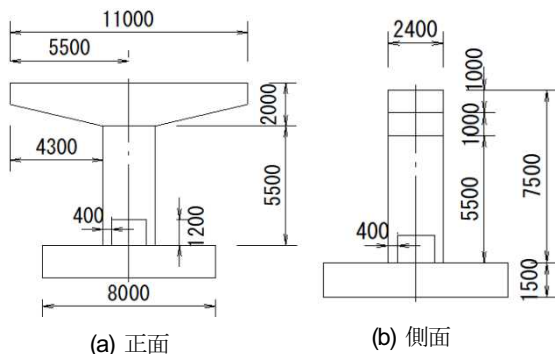


図-3 橋脚全体図(実橋梁スケール) 単位: mm

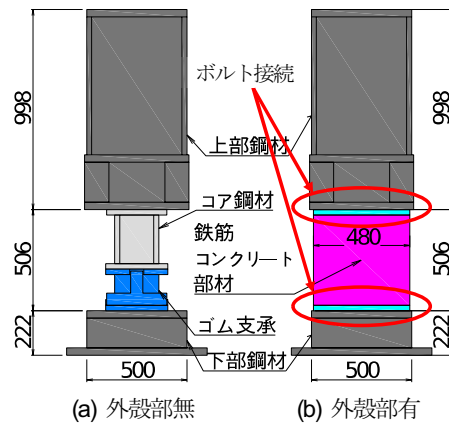


図-4 橋脚全体図 (実験スケール) 単位: mm

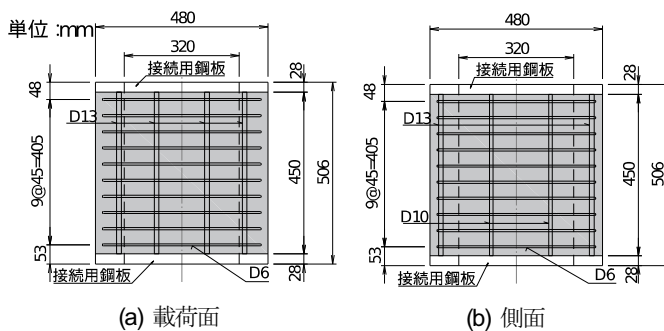
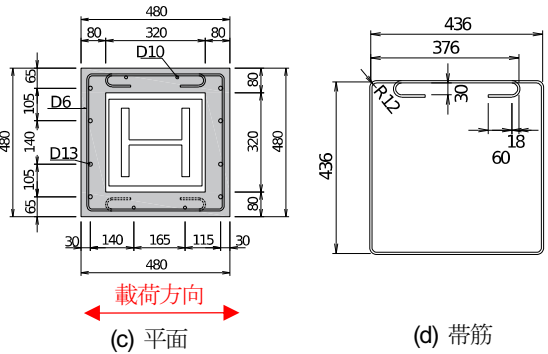


図-5 配筋図 (OS-H8)



(3) RC部の設計

外殻部のRC部材はOS-H8, OS-H8-1, OS-H8-2, OS-H24-1の四体を用意し, 前者三つがH8道示を参考に設計したものであり, 後者がH24道示を参考に設計したものである. 前述した実橋梁スケールのものを1/5に縮小した各諸量とそれを基に算出した水平耐力を表-3に示し, 供試体配筋図を図-5, 図-6, 図-7に示す. OS-H8-2はOS-H8-1を90°回転させて設置したもので, 載荷面が異なるのみで配筋量は等しい. OS-H8-1, OS-H8-2, OS-H24-1は後から設置できるように図-6, 図-7に示す通りコの字型

表-3 設計諸量 (供試体スケール)

参考指針	H8道示	H24道示
断面積	128,000mm ²	128,000mm ²
主筋 (鉄筋比)	4-D10,8-D13 (1.015%)	4-D13,8-D16 (1.637%)
帯鉄筋 (帯鉄筋比)	D6@45mm (0.670%)	D6@35mm (0.862%)
軸力 (コア+外殻)	201kN	201kN
水平耐力 (全軸力が外殻部に作用した時)	110.3kN	155.5kN
軸力 (外殻のみ)	74kN	74kN
水平耐力 (軸力74kNが外殻部に作用した時)	89.4kN	134.9kN

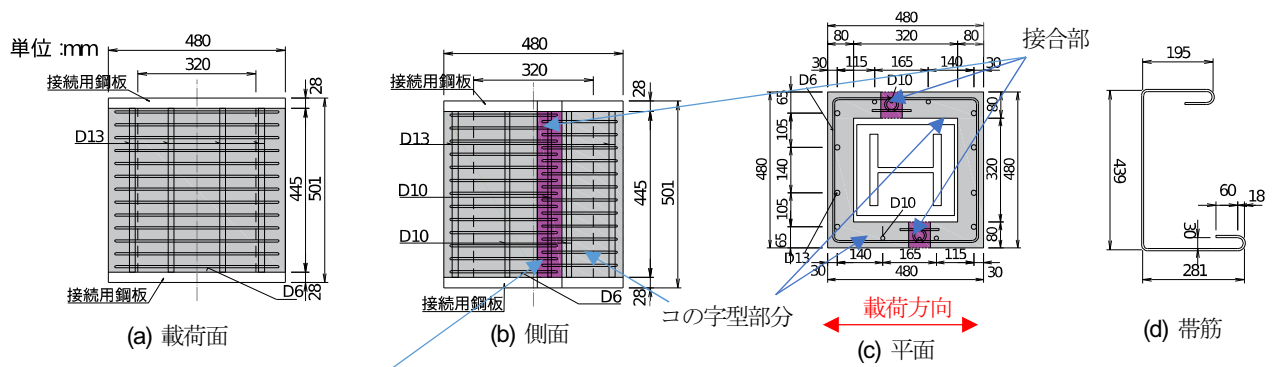


図-6 配筋図 (OS-H8-1)

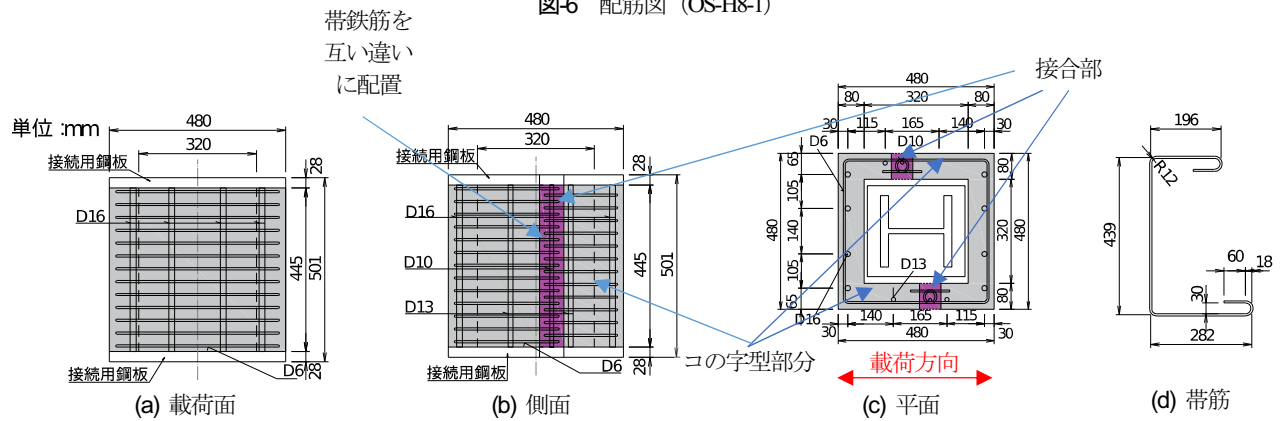


図-7 配筋図 (OS-H24-1)

の二部材からなり、接合部（モルタルを後から打設する部分）は帯鉄筋を互い違いに配置した。また、接続用鋼板と軸方向鉄筋は、軸方向鉄筋を鋼板に貫通させ、溶接することで接合した。

(4) 実験全体の流れ

以下に実験の流れを示す。

(取替パターンA)

- 1) 各部材を設置しボルトにより接続する。
- 2) 約200 kNの軸力を载荷する。
- 3) 図-8のように水平方向正負交番载荷を行う。
- 4) 外殻部四面のうち対二面を図-9(a)のように鉛直に分断するようにコア削孔を行う。
- 5) 外殻部が負担している軸力をコア部に移すため、外殻部下端のコンクリートを研り出し、図-10(a)のように軸方向鉄筋を切断する。
- 6) 外殻部上端および下端のボルトを緩め、外殻部を取り外す。(図-11(a))

(取替パターンB)

- 7) コア部が軸力を支持した状態で新たな外殻部を設置し、下端のボルトを締める。
- 8) 上端のボルトは完全には締めず、接合部の帯鉄筋が互い違いとなる箇所に軸方向鉄筋を配置する。

(図-12(a))

- 9) 鉛直接合部に無収縮モルタルを打設し、一定期間養生する。(図-12(b))
- 10) 後から設置する外殻部は高さをコア部より5 mm小さく設計しているため、外殻部の上端と上部鋼材の下端の間に少し隙間ができる。そのため、厚さ1~3 mm程度の鋼板を隙間にいれてから外殻部上端のボルトを十分に締める。
- 11) 3~6)の作業を行う。

本研究では5)の作業を「撤去」と呼ぶこととする。8), 9)における鉛直の接合は、日本建築総合試験所により認定された壁式プレキャスト接合部の無溶接接手工法¹³⁾を参考にした。また、本研究では、基本的に既存不適格橋脚を取替対象と考えているが、取替の困難度合は損傷を受けた橋脚の方が困難であると判断し、実験においては、正負交番载荷により損傷を与えた後に外殻部の取替を行った。

実験のCASE分類としては、供試体の設置から撤去完了まで(1~6または7~11)を1CASEとし、表-4に分類表を示す。なお、ここで注意したいことは取替パターンAでは外殻部を設置した状態で軸力を载荷しており、取替パターンBでは、コア部が全軸力を支持した状態で外殻部を設置しているので、AとBでは外殻部の負担する初期軸力量に違いがあるということである。

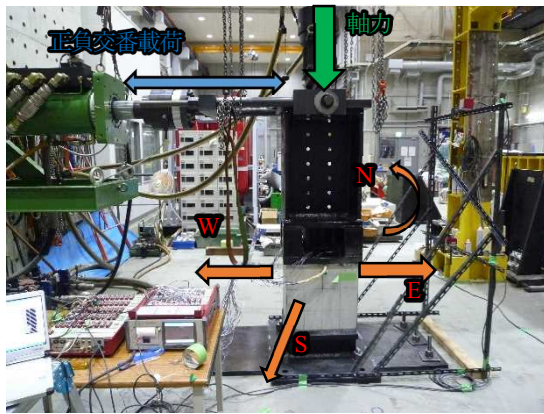


図-8 荷重状況

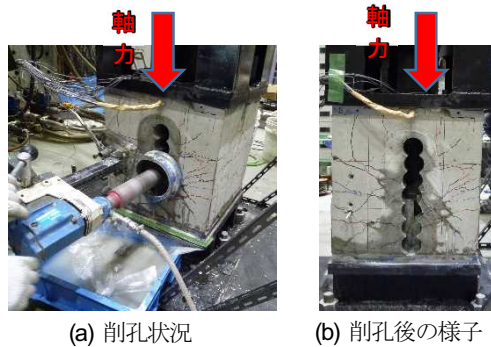


図-9 コア削孔

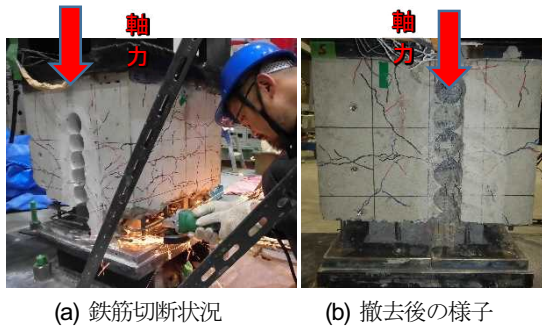


図-10 外殻部下端撤去

(5) 荷重・制御システム

荷重状況は図-8に示しており、座標系はアクチュエータの引きを正、押しを負としている。荷重能力は動的 ± 343 kN、静的に ± 392 kN、可動変位は ± 250 mmである。支持条件は両端ヒンジであり、鉛直アクチュエータ基部はベアリングで設置位置で左右に移動するようになっており実験中試験体が傾いても、常に鉛直に軸力がかかるようになっている。制御方式としては変位制御を採用した。正負交番荷重実験は荷重高さ1500 mmで、正側(W側)への荷重より開始し、各サイクルにおける荷重点変位は表-5にまとめた。各サイクルの繰り返し荷重回数は1回である。

採用したゴム支承は荷重点変位で50 mmより大きくなると座屈安定性を確保できないため、正負交番荷重実験は荷重点変位50 mmまでとした。なお、CASE3については荷重点変位27 mmまでの荷重であり、初めて+27 mmに



図-11 外殻部取替



図-12 接合部

表-4 CASE分類

CASE	RC部	取替パターン
1	OS-H8	A
2	OS-H8-1	B
3	OS-H8-2	B
4	OS-H24-1	B

表-5 各サイクルの変位

サイクル番号	荷重点変位
1	± 3 mm
2	± 6 mm
3	± 9 mm
4	± 12 mm
5	± 15 mm
6	± 18 mm
7	± 21 mm
8	± 27 mm
9	± 33 mm
10	± 39 mm
11	± 45 mm
12	± 50 mm

達するまでは片押しによる荷重を行った。

(6) 計測データ

鉄筋、コンクリート、コア鋼材のひずみを計測した。図-13にひずみ計測位置を示す。コンクリート部には上端より75 mmの位置に、コア鋼材には中央高さ位置にひずみゲージを設置した。計測データはデータロガーにより計測した。

(7) 使用材料

表-6, 7, 8に, 本実験で使用した材料の情報, 圧縮強度, 鉄筋の各強度をまとめる. なお, コンクリート及びモルタルの圧縮強度は3体の平均値を記載している.

また, これらの実強度を用いて実験スケールにおいて軸力200 kN載荷下で耐力計算をおこなったところ, 水平耐力は表-9のようになった.

5. 正負交番載荷実験

本章では, 取替可能な構造を有しても通常の RC 柱と同様の耐震性能が得られるのか, また外殻部を取り替えることでその耐震性能を新陳代謝できるのかに着目して正負交番載荷実験の結果を考察する.

(1) 水平荷重-水平変位関係

図-14に各供試体の水平方向正負交番載荷時の水平荷重-水平変位関係を示し, 図-15に載荷後の外殻部の様子を示す. 水平荷重が外殻部に伝わりコンクリートがひび割れている様子が確認でき, 外殻部が塑性化することでエネルギー吸収性能を発揮していることがわかる. なお, OS-H8-1では接続部のボルトの掛かり代が足りず破断した. そのため, 途中で載荷を中断しボルトを長尺のものに入れ替えて載荷を再開したが, ボルトの入れ替え前後で履歴形状に大きな違いはなく, その時点では鉄筋もほとんど塑性化していなかったため本考察に対する中断による影響はないと考える. また, OS-H8-1において載荷点変位が+45 mmから-45 mmへ推移している時, -35 mm付近で一度, +50 mmから-50 mmへの推移時-40 mmより少し負側で一度, 計二度水平耐力が急激に低下している. その時大きな破裂音を伴ったことから鉄筋が破断したものである. 同じ配筋量であるのにOS-H8-1の鉄筋は破断し, OS-H8の鉄筋は破断しなかった理由については後述する.

OS-H8 と OS-H8-1 の最大水平耐力を比較すると, 両者とも 130 kN 程度で概ね等しい. 一方, OS-H24-1 では最大耐力が 160 kN 以上に達しており, 最大耐力が向上している. つまり, 外殻部を取り替えることによって最大耐力を向上させることができ, その意味において耐震性能を新陳代謝できたことがわかる.

(2) 二次剛性の比較

一方, 降伏後の剛性に着目して水平荷重-水平変位関係を比較すると, OS-H8-1やOS-H24-1の降伏後剛性(二次剛性)は, OS-H8よりも大きいように見える. そこで降伏点から最大変位点までの傾きにより二次剛性を算出し, 表-10にまとめると, 明らかにOS-H8-1やOS-H24-1の

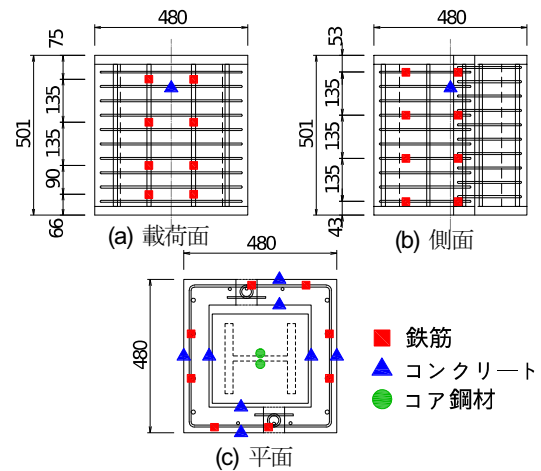


図-13 ひずみ計測位置 単位: mm

表-6 材料情報

コンクリート	呼び強度	30 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
無収縮モルタル用セメント		太平洋プレユーロックス

表-7 圧縮強度

	供試体名	圧縮強度 N/mm ² (材齢)
コンクリート	OS-H8	30.7 (11日)
	OS-H8-1	34.4 (33日)
	OS-H8-2	36.4 (142日)
	OS-H24-1	39.3 (27日)
無収縮モルタル	OS-H8-1	68.0 (16日)
	OS-H8-2	38.9 (1日)
	OS-H24-1	56.9 (3日)

表-8 鉄筋強度

径	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
D6	373	562
D10	380	551
D13	390	577
D16	412	552

表-9 耐力計算結果(実強度・実験スケール)

供試体名	水平耐力 (軸力200kN載荷下)
OS-H8	118.5 kN
OS-H8-1	119.0 kN
OS-H8-2	119.6 kN
OS-H24-1	173.2 kN

方がOS-H8より大きい. ここで, 図-16のようにOS-H8とOS-H8-1の骨格曲線を比較すると, 同じ基準に従って設計されたにも関わらず, 明らかに異なる挙動を示していることがわかる. 最終水平荷重は等しいものの, 降伏時の水平荷重はOS-H8-1よりOS-H8の方が大きく, 二次剛性はOS-H8よりOS-H8-1の方が大きい. ここで, 正負交番載荷前の状況を再度整理すると, CASE1においては

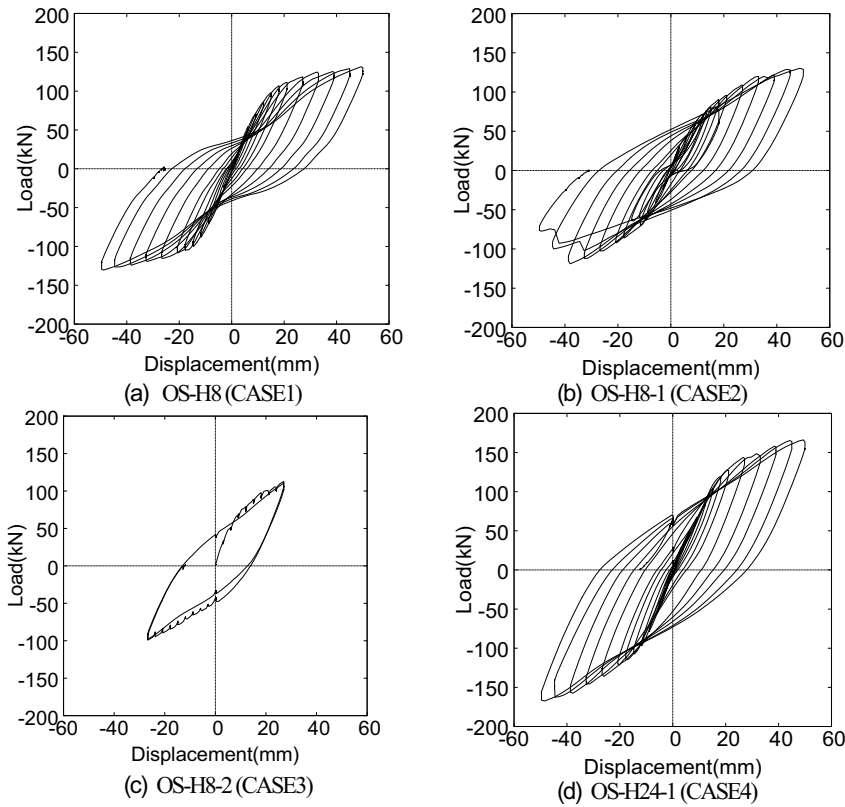


図-14 正負交番载荷中の荷重変位関係

表-10 二次剛性	
供試体名	二次剛性 (kN/mm)
OS-H8	0.91
OS-H8-1	1.32
OS-H8-2	1.83
OS-H24-1	1.44

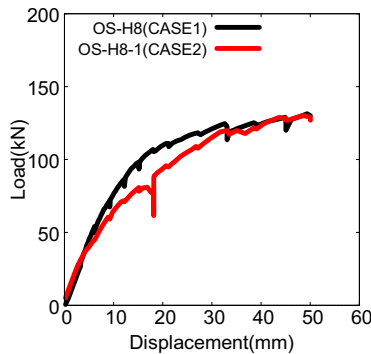


図-16 骨格曲線の比較

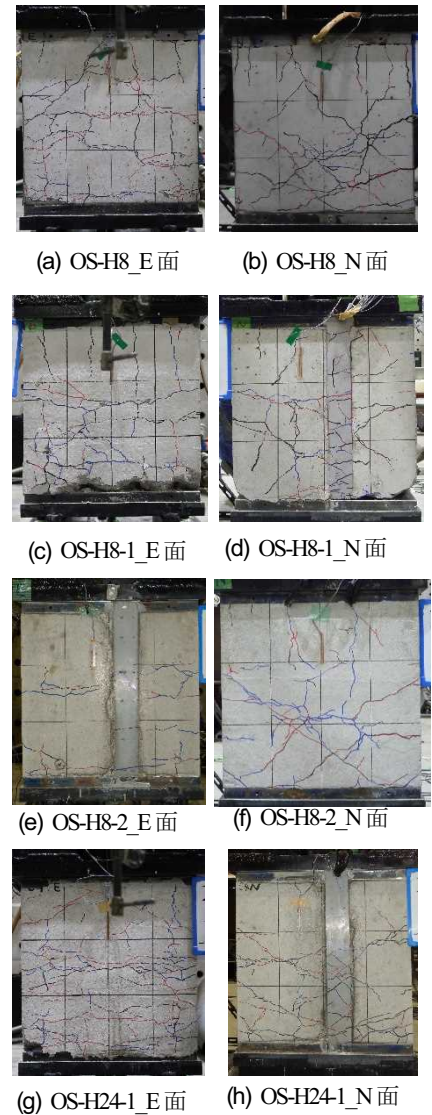


図-15 载荷後の外殻部の様子

OS-H8を設置した状態で軸力を载荷しており、外殻部は一定量軸力を負担していると考えられるが、CASE2では、軸力をコア部が全て支持した状態で後からOS-H8-1を設置しているので、正負交番载荷前において外殻部はほとんど軸力を支持していないと考えられる。ここから予想されることは、OS-H8-1への軸力の作用の仕方がOS-H8とは異なるのではないかとすることである。つまり、初期状態においてOS-H8-1にはほとんど軸力が作用していないためOS-H8よりも降伏時の水平荷重が小さく、正負交番载荷に従ってその軸力はコア部から外殻部へ移行していったため二次剛性はOS-H8-1の方が大きくなり、最終的に全軸力が外殻部に移行したため最終変位での水平耐力は等しくなったのではないかとすることである。次節で本考察を実験結果から検討する。

(3) 軸力の移り変わり

まず、初期状態における外殻部の負担する軸力量を比較するため、表-11に正負交番载荷前におけるコンクリートのひずみ値を示す。なお、ひずみゲージは各面(NSEW面)外側と内側の2点ずつ計測しており、表-11では計8点の平均を示している。外殻部の圧縮ひずみはOS-H8が最も大きくなっており、初期状態において外殻部の負担軸力量が多いことがわかる。OS-H24-1に引張ひずみが発生しているのはボルト締めの影響と考えられ、詳しくは9章で述べる。

次に、軸力の推移を見るために、コア鋼材ひずみの正負交番载荷中のステップ歴を図-17に示す。外殻部を全て撤去した時のひずみの値をコア部が全軸力を負担している時のひずみとしてコア部の負担軸力を計算し、アク

表-11 初期状態におけるコンクリートひずみ (μ)

OS-H8	OS-H8-1	OS-H8-2	OS-H24-1
-66.9	-8.21	-1.09	59.7

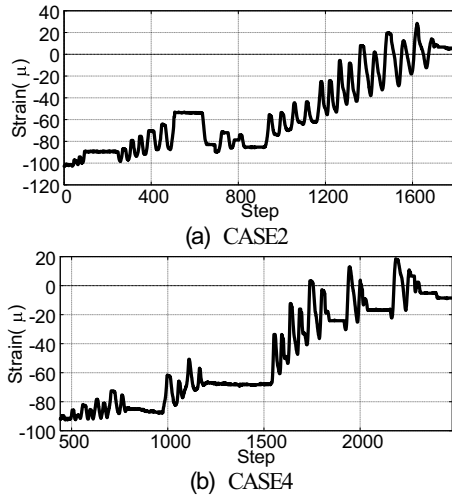


図-17 コア鋼材のひずみステップ歴

チュエータの示す鉛直荷重値からそれを引くことで、外殻部の負担軸力を計算できる。そのようにして計算した外殻部負担軸力のステップ歴は図-18のようになった。図から外殻部の負担軸力量が増加していることがわかり、初期状態においてコア部が負担していた軸力が外殻部に移行したと考えられる。さらにここから、変位と外殻部負担軸力の関係を求めるため、各振幅時 (3mm, 6mm…時) の外殻部の負担軸力を求め、その各振幅とその時の外殻部負担軸力をプロットし直線で結ぶと、図-19のようになった。やはり変位が大きくなるにつれ外殻部の負担軸力量が大きくなっていることがわかる。

このようにコア部から外殻部に軸力が移行した要因としては、外殻部の軸方向鉄筋が塑性化したことにより、外殻部の高さが高くなったことが考えられる。OS-H8-1やOS-H24-1は元々、OS-H8よりも高さ方向に5mm小さい。しかし正負交番载荷の過程で外殻部が塑性化し、コア部よりも高さが高くなることで鉛直力が伝わりやすくなったのではないかと考えられる。実際、正負交番载荷時の鉛直変位-水平変位の関係を図-20に示すと、正負交番载荷に伴って鉛直変位が大きくなっていることがわかる。なお、鉛直変位は正負交番载荷前のものを基準とし、下端から上端へ向かう向きを正としているので、鉛直変位が大きくなっているということは、柱が鉛直上方向に伸びていることと同義である。

以上をまとめると、OS-H8-1の降伏時の水平荷重がOS-H8より小さいのは、その時外殻部が負担する軸力がOS-H8-1の方が小さいからであり、OS-H8-1の方が二次剛性が大きくなったのは、正負交番载荷が進むにつれ外殻部の負担する軸力量が増加することで、水平耐力が増加し

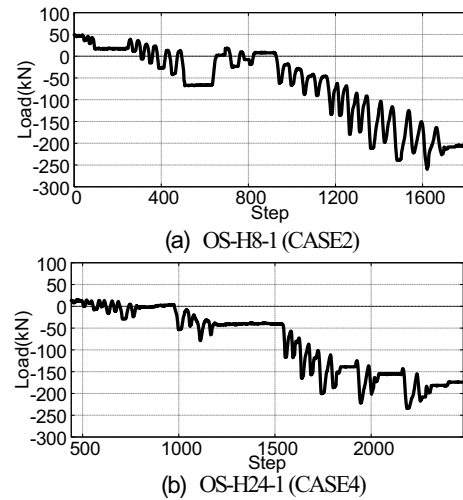


図-18 外殻部の負担軸力量ステップ歴

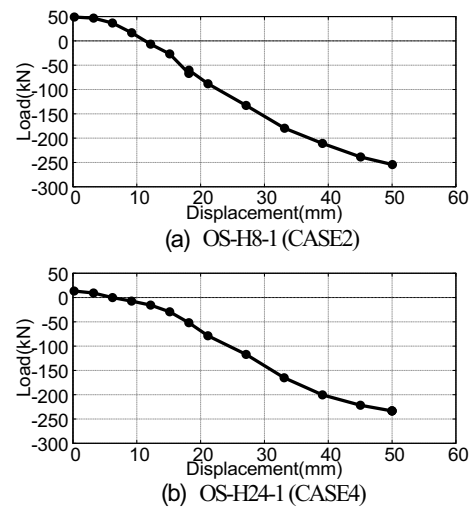


図-19 外殻部の負担軸力量推移

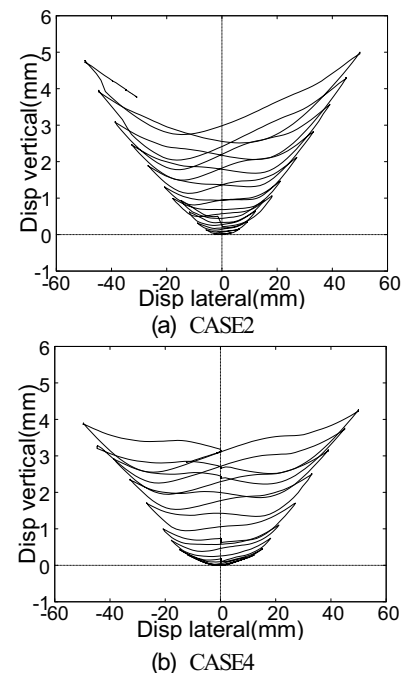


図-20 鉛直変位-水平変位関係

たからではないかと推察される。また、コア部から外殻部に軸力が移行したのは外殻部が塑性化し鉛直方向に伸びたからだと考えられる。

さらに、前述したようにOS-H8-1の鉄筋は破断し、OS-H8は破断しなかった理由もこの軸力の移行によるものではないかと考えられる。つまり、载荷変位が小さい範囲でのOS-H8-1の軸力負担量はOS-H8より小さく、断面内の力のつり合いを考えると、OS-H8よりOS-H8-1の方が中立軸が圧縮側に移行するので、結果としてOS-H8-1の軸方向鉄筋の方が大きなひずみが発生していたと考えられる。繰り返し载荷による鉄筋の疲労という観点から、軸方向鉄筋に大きなひずみが発生していたOS-H8-1の方がOS-H8よりも破断しやすい状況であったと考えられる。

6. 二次剛性発現メカニズムの解析的検討

本章では、前章で述べた軸力移行による二次剛性発現メカニズムを解析的に検討する。

(1) 解析条件, モデル

解析モデルを図-21に示す。Node 0は水平固定、回転に対しては一定のばね定数 k を有するヒンジ機構とし、Element 1は鉄筋コンクリート部、Element 2は剛体とした。また、Element 1の断面は実験に用いた外殻部中空断面を模したFiber要素でモデル化した。コンクリートの材料モデルにはHognestadモデルを採用した。最大応力とその時のひずみ、終局応力及び終局ひずみは表-7に示す実強度

の値を用いてH29年版道路橋示方書¹⁴⁾に基づき算出した。また、鋼材の材料モデルには完全弾塑性のMenegotto-Pintoモデルを採用し、ヤング係数を200000 N/mm²、降伏強度は表-8に示す試験結果を用いた。なおばね定数 k は、実験における軸方向鉄筋の最下端が降伏に達した時の変位と、解析における引張側最外縁の鉄筋が降伏に達する時の変位が合致するように決定し、OS-H8-1で 1.36×10^4 kN/m/rad、OS-H8-2で 2.04×10^4 kN/m/rad、OS-H24-1で 2.03×10^4 kN/m/radとした。

(2) 解析結果, 考察

解析結果を図-22、図-23に示す。図中上のグラフが解析により得られた各軸力ごとの骨格曲線と実験で得られた骨格曲線（黒線）を示しており、図中下のグラフは実験から得られた対応する外殻部の軸力負担量の推移である。外殻部の軸力負担量が一定量増えるごとに、その時の変位を対応させながら上のグラフの骨格曲線上に緑の

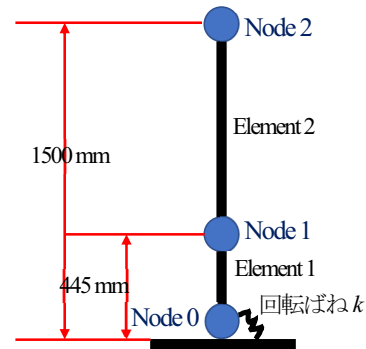


図-21 解析モデル

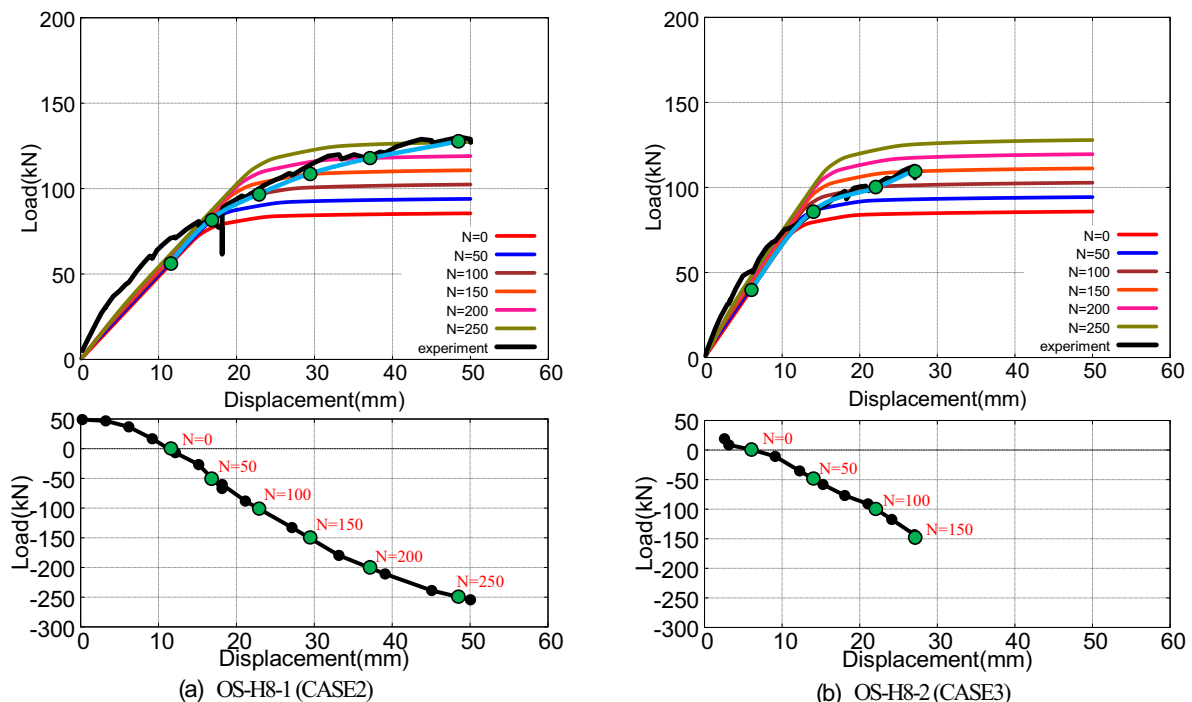


図-22 解析結果

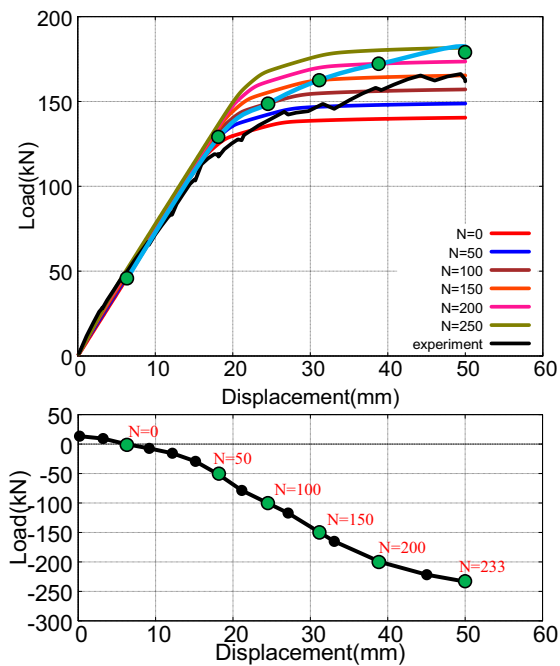


図-23 解析結果 OS-H24-1 (CASE4)

点でプロットし、それらを結ぶと水色の線のようになる。ここから、OS-H8-1 や OS-H8-2 では、外殻部の負担する軸力量が増加するとして得られた骨格曲線が、実験（黒線）と解析（水色線）とで概ね一致していることが読み取れる。一方、OS-H24-1 では、各変位での耐力の絶対値は一致していないものの、軸力一定と考えた時よりも剛性が大きくなるという傾向及びその傾きは一致していると考えられる。特に今回は、外殻部の負担軸力量をコア鋼材に設置したひずみゲージの値から算出しており、不確実性を有することから、完全に一致しないとしても理解できる。このように実験と解析で傾向が一致したことは、外殻部を後から設置することで初期状態における外殻部の負担する軸力が小さく、正負交番载荷に従ってコア部から外殻部へ軸力が移ることで、大きな二次剛性が発現するというメカニズムの妥当性を示すと考える。

7. 等価減衰定数の比較

OS-H8 と OS-H8-1 の履歴形状が異なることからその減衰特性も異なるのではないかと考えた。そこで、それぞれの等価減衰定数と等価剛性を算出し、図-24 に示す。図から、等価減衰定数は常に OS-H8-1 の方が OS-H8 よりも大きく、OS-H8-1 の方が優れた減衰性能を発揮することがわかる。このことは、外殻部を後から取り替えることで、最大耐力を向上させられるだけでなく、初期状態において外殻部に軸力が作用しないような構造となることで、同じ配筋量でも優れた減衰性能を発揮する可能性があることを示唆し、この意味においても新陳代謝でき

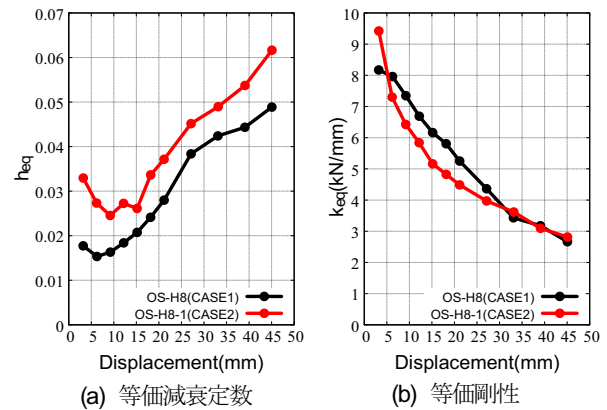


図-24 等価減衰定数と等価剛性の比較

たことがわかる。

ところで、このような優秀な減衰性能が発揮されたのは、コア部から外殻部への軸力移行により、大きな二次剛性が発現したことが要因と考えられる。しかしながら、設計の際にこのような軸力移行や二次剛性を定量的に評価できるのか、という課題がある。また、初期状態において外殻部に軸力が作用していない場合、一般的に負担軸力が小さくなると耐力も小さくなるため、設計において作用させる軸力量も検討する必要がある。つまり外殻部への作用軸力をゼロとして設計すべきなのか、軸力移行を考慮して一定軸力を作用させて設計すべきなのか検討する必要がある。あるいは、軸力移行や二次剛性の発現を設計で定量的に評価できないのであれば、確実に設計できる性能のみを期待し、例えば逆に軸力が確実に移行しないような構造も含めて検討する必要がある、これらは今後の課題である。

8. 軸力载荷下における外殻部材の取替実験

これまで取替前後の耐震性能の変化に着目して考察を進めてきたが、本章では外殻部を取り替えること自体に着目する。軸力支持下においても外殻部を取り替えられるのか、また、残留変位が発生したとしても、それを元に戻しながら取り替えることができるのかを検証する。

(1) 撤去時の水平荷重-水平変位関係

地震損傷後に外殻部を取り替えることを想定すると、基部の塑性化により残留変位が発生すると予想され、本実験においても3CASEとも一定の残留変位が確認されている（取替を行ったのはCASE1,2,4のみ）。外殻部材の取替を行うためには残留変位をゼロとする必要があり、撤去の過程の中で如何にして小さな水平荷重で元の位置に戻すことができるのかが一つの着眼点である。なお、ゴム支承は想定通りのヒンジ機構を示し、せん断ずれも

確認されていない。

CASE1における残留変位は-30 mm程度発生しており、撤去は外殻部下端を対象とし、W面→E面→NS面の順序で行った。CASE1における撤去時の水平荷重-水平変位関係を図-25に示す。実際の状態にできるだけ近づけるため、撤去により発生する水平荷重(緑矢印)に合わせて水平荷重がゼロとなるように調整している(青矢印)。外殻部の各面が図-26のようにW面のコンクリートのはつり及び鉄筋の切断が完了した状態である時、図-25では赤で囲んだ時であり、外殻部がこのような状態でも、*P-Δ*効果を打ち消し正の剛性を示すことが確認できる。

ここまでミクロな視点で水平荷重-水平変位関係結果を考察してきたが、以降はよりマクロな視点で考察する。図-27のように正負交番载荷時の水平荷重-水平変位関係(黒線)と比較すると、撤去時の水平荷重-水平変位関係(赤線)において発生する水平荷重は明らかに小さく、わずかな水平荷重で変位をゼロに保持したまま外殻部を全て撤去できたと言える。また、CASE2,4においても図-28、図-29に示す通りCASE1と同様の結果が得られた。なお、CASE2についてはアクチュエータの誤操作に

より変位が正側に移行したが、最終的に小さな水平荷重により柱を直立に戻していることは明らかである。

実際の橋脚の取替を想定した時も、付近に反力用の構造物を設置したり、あるいは桁や隣の橋脚から反力をとるなど何等かの方法で対象橋脚を支えなければならないが、この結果はその支持力が小さくて済むということを示唆する。実際の状況にあわせた検討は今後行うとして、実験規模においては、軸力支持下でも小さな水平荷重で残留変位を消化しながら外殻部を取り替えることが可能であったと言える。

また、ゴム支承の性能を確認するため、外殻部を撤去した後に橋脚基部をコア部のみとして軸力支持状況下で正負交番载荷を実施した。すると、図-30の通り *P-Δ* 効果による負の剛性を示した。このことをふまえると、外殻部の撤去が完了した時点で一時的にコア部のみとなることから、コア部にはヒンジ機構だけではなく、少なくとも *P-Δ* 効果を打ち消せる程度の曲げ剛性を付与する必要があると考える。実際の構造物においても、撤去時に何等かの支保工や固定構造で橋脚を支えるとしても、構造物のみで自立した方が安全であると考えられる。

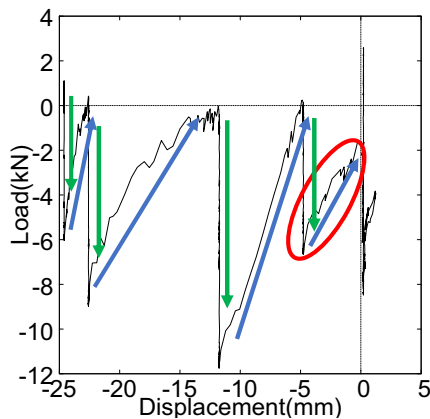


図-25 撤去中の荷重変位関係 (CASE1)

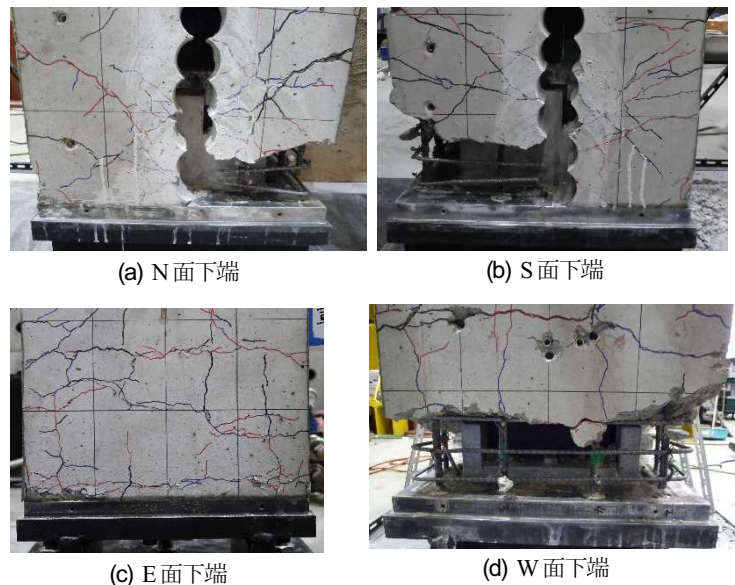


図-26 各断面の様子

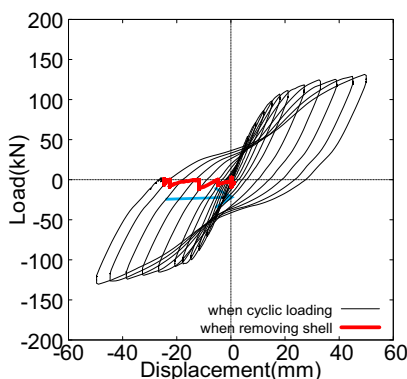


図-27 荷重変位関係 (CASE1)

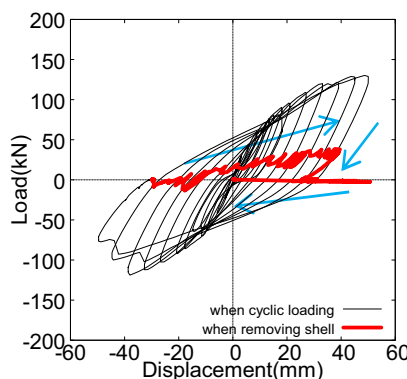


図-28 荷重変位関係 (CASE2)

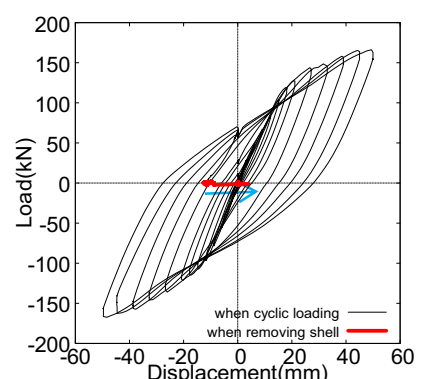


図-29 荷重変位関係 (CASE4)

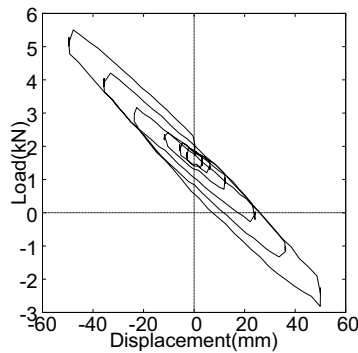


図-30 荷重変位関係 (ゴム支承のみ)

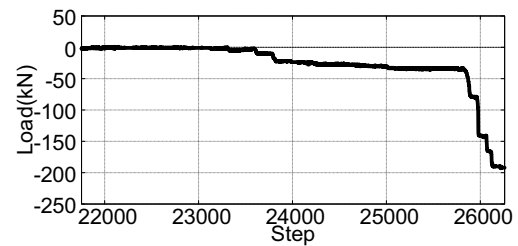
(2) 撤去中の外殻部からコア部への軸力の推移

軸力支持下で外殻部を撤去する場合、外殻部が負担している軸力は撤去の過程の中でコア部に移ると予想される。コア鋼材に設置したひずみから計算されるコア部の負担する軸力量の推移を図-31に示すと、外殻部の撤去に伴いコア部の軸力負担量は増加していることがわかる。取替パターンAとBでは外殻部へ作用する軸力の初期状態が異なるため、コア部への軸力推移には違いが生じると予想された。しかし、結果として傾向の差があり見られなかったのは、5章及び6章で考察した通り、初期状態で外殻部が軸力を負担していなくとも、正負交番载荷により外殻部へ軸力が移ったからであると考えられる。

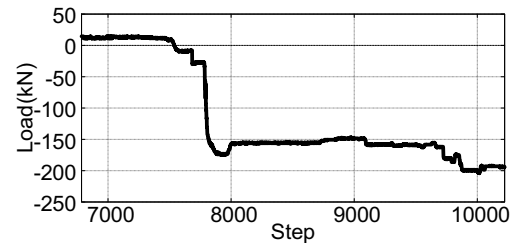
既存不適格橋脚の取替では、取り替え作業性の観点から予め外殻部へは軸力が作用していない構造の方が望ましいと考えられる。ただしその場合、前述したように設計の際の作用軸力量を検討する必要がある。

9. 不連続箇所の影響

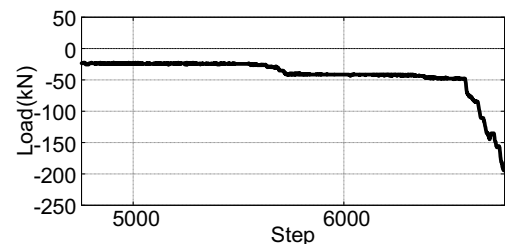
取替可能な構造としたことにより、橋脚全体としてみると不連続な箇所が存在し、それは本供試体ではボルト接続箇所である。その影響を把握するため、図-32に軸力载荷前と载荷直後のOS-H8の軸方向鉄筋ひずみ差を棒グラフ化したものを示す。ひずみは高さ方向に4点計測し、各棒グラフの長さがひずみの大きさを表す。スケールは図中に示した。また、引張ひずみか圧縮ひずみかについては棒グラフの方向によって表現している。図から、軸力が载荷されることで圧縮方向のひずみが発生していること、上端や下端などの端部においてそのひずみが大きいことが読み取れる。一般に、コンクリートに付着した鉄筋を引き抜く時、鉄筋に発生するひずみは、図-33のように鉄筋深さが深いほど小さくなり、十分な深さ域ではひずみがゼロとなる。これは、鉄筋深さが深いほどコンクリートによる付着応力が大きくなるためである。



(a) CASE1 (取替 A)



(b) CASE2 (取替 B)



(c) CASE4 (取替 B)

図-31 撤去時のコアの負担する軸力量の推移

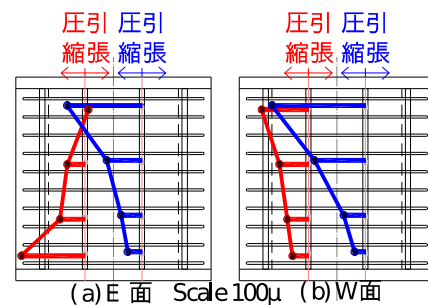


図-32 ひずみ高さ分布 OS-H8 (CASE1)

このような鉄筋とコンクリートの付着関係から、本実験においても軸方向鉄筋の端部で大きなひずみが発生したものと考えられる。

次に各供試体の外殻部上端のボルト締め付け前と締め付け直後の軸方向鉄筋ひずみ差の高さ分布を図-34、図-35、図-36に示す。この場合は、ボルトを締めることにより外殻部が引っ張られるので、ほとんどの軸方向鉄筋に引張方向のひずみが発生している。こちらも端部においてひずみが大きく、先に述べた現象と同じことが起きていると考えられる。

コンクリート標準示方書¹⁾によると、鉄筋が期待通りの強さを発揮するためには十分な定着長を確保しなければならないとされている。また、通常のRC柱において、地震時には橋脚下端の曲げが大きくなることから、本

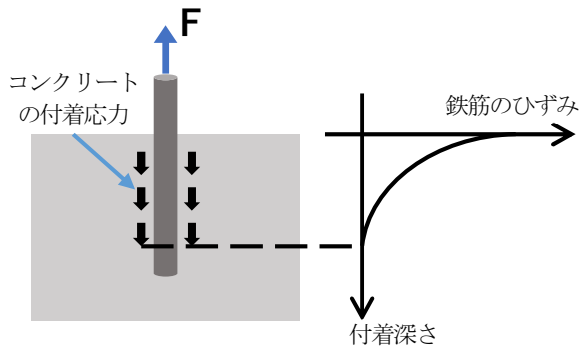


図-33 鉄筋とコンクリートの付着関係

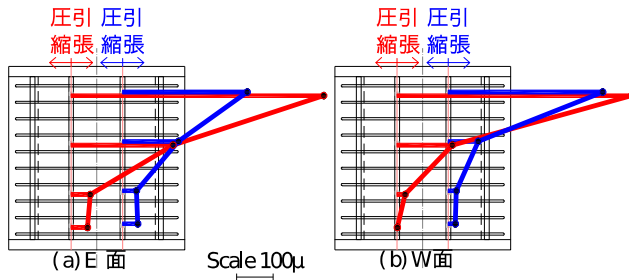


図-34 ひずみ高さ分布 OS-H8-1 (CASE2)

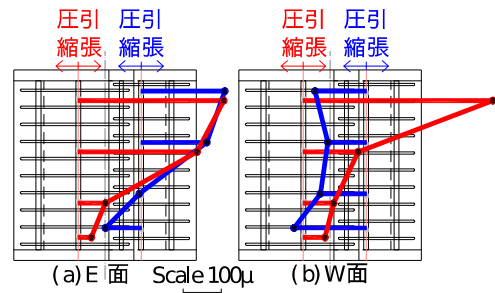


図-35 ひずみ高さ分布 OS-H8-2 (CASE3)

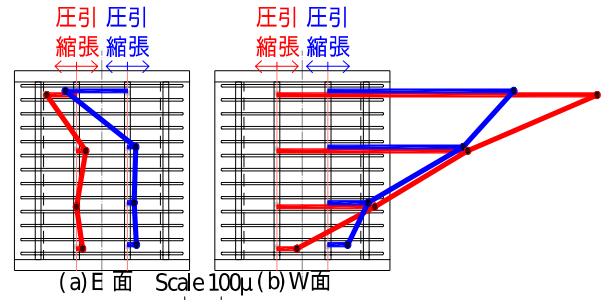


図-36 ひずみ高さ分布 OS-H24-1 (CASE4)

実験結果に見られるようなボルト締め付けによる影響はできるだけ低減しておくことが望ましいと言える。つまり、十分な外殻部高さを設定するなど、このような端部においてひずみが大きくなるという挙動が、できるだけ局所的なものとなるような構造や接続方法が望ましいのではないかと考えられる。

10. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると、次のようになる。正負交番載荷実験により耐震性能を新陳代謝できることが確認され、取替実験により軸力支持下でも比較的小さな水平荷重で橋脚を直立状態に戻しながら外殻部の撤去を行えることが実証された。また、予め外殻部が軸力を負担していない時と軸力を負担している時を比べると、正負交番載荷に伴う外殻部の軸力負担量の変化により前者の方が二次剛性が大きくなること、等価減衰定数の比較から、前者の方が減衰性能の観点からは優秀であることが示唆された。さらに、ボルト締めにより外殻部端部のひずみが大きくなるという不連続箇所の影響も確認した。最後にメタボリズム耐震橋脚構造に要求される性能を整理すると、以下ようになる。

- 1) 取替可能な構造を有することにより避けられない不連続箇所の影響をできるだけ小さく局所的なものとするような外殻部の構造や接続方法が望ましい。
- 2) 既存不適格橋脚を対象とした外殻部取替時の作業

性という観点から、基本的にはコア部が全軸力を支持し、外殻部が軸力を負担しないような構造である方が望ましいと考えられる。

- 3) コア部の構造としては、軸力を支持し、地震時に軸変形・せん断変形を抑制するだけでなく、 $P-\Delta$ 効果の影響を打ち消せる程度の回転剛性を付与する必要がある。

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) 土木学会：地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発，土木学会，2001.3.
- 2) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報 平成 30 年 8 月，国土交通省，2018.8.
- 3) 川添登，菊竹清訓，大高正人，槇文彦，黒川紀章：METABOLISM1960—都市への提案—，美術出版社，1960.7.
- 4) 森美術館：メタボリズムの未来都市，新建築社，2011.9.
- 5) レム・コールハース，ハンス・ウルリッヒ・オブリスト：プロジェクト・ジャパン，平凡社，2012.2.
- 6) 八束はじめ：メタボリズム・ネクサス，オーム社，2011.4.
- 7) チャールズ・ジェンクス：現代建築講義，彰国社，1976.7.
- 8) 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.

- 9) 藤倉修一, 忍田祥太, 臼井裕太, NGUYEN MINH HAI, 中島章典, 浦川洋介: 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.
- 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, 日本道路協会, 1997.8.
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 日本道路協会, 1996.3.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 日本道路協会, 2012.3.
- 13) 日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書—壁式プレキャスト接合部の無溶接接手工法—, 日本建築総合試験所, 2017.9.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 日本道路協会, 2017.11.
- 15) 土木学会: コンクリート標準示方書 (2012 年制定) —設計編—, 土木学会, 2013.3.

(2019.11.12 受付, 2020.1.31 修正, 2020.2.16 受理)

CYCLIC LOADING TEST AND PLASTIC HINGE REPLACE EXPERIMENT FOR DEVELOPMENT OF SEISMIC PIER STRUCTURE BASED ON METABOLISM CONCEPT

Hiroto MAEDA, Manabu HAYASHI and Yoshikazu TAKAHASHI

There are a lot of earthquakes in Japan. Seismic design code has been updated after tremendous earthquake so far. Therefore, we need a structure which satisfies not only the current seismic design code but also the design code in the future. This research is to develop a structure of pier which has renewable seismic performance according to changes of the seismic code. We call it metabolic seismic pier structure. Specifically, it consists of two parts. One is a core part which supports axial force and shearing force. The other one is an outer shell part which provides energy absorption performance. Such a double structure allows us to metabolize seismic performance easily by replacing the outer shell. We made replacement experiments of outer shell under gravity load and cyclic loading tests. As a result, it was possible to replace the outer shell even under gravity load and the seismic performance could be metabolized. We also got an acknowledgment that secondary stiffness of metabolized pier was greater than the normal's one because the axial force supported by core part was gradually introduced outer shell part according to the cyclic loading test. Finally, we organized required performance in metabolic seismic pier structure.