

復旧時にセルフセンタリング機構を発揮する RC 柱の解析的検討

白井 洵¹・植村 佳大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 京都府京都市西京区京都大学桂)
E-mail: shirai.jun.62z@st.kyoto-u.ac.jp (Corresponding Author)

² 正会員 京都大学助教 工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)
E-mail: uemura.keita.3n@kyoto-u.ac.jp

³ 正会員 京都大学教授 工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)
E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

本研究では、柱のセルフセンタリング機構とエネルギー吸収性能の両立を目的に、復旧時にのみセルフセンタリング機構を発揮する柱構造の開発を目指す。具体的には、著者らが過去に提案しているメタボリズム柱構造（常時軸力を支持する永続部と、地震時にエネルギー吸収性能を発揮する可換部で構成された柱構造）に対して、セルフセンタリング機構を発揮するコンクリートヒンジを永続部に用いた構造を提案し、解析的検討を行った。その結果、提案構造では、取替可能な可換部が地震時のエネルギー吸収性能を示した上で、永続部が $P-A$ 効果を打ち消す程度のセルフセンタリング機構を維持できる可能性が示された。そのため、本提案構造は、柱のセルフセンタリング機構とエネルギー吸収性能の両立が可能な柱構造となりうるといえる。

Key Words: self-centering, concrete hinge, metabolism, RC column, seismic restoration

1. 背景

地震後の復旧性向上の観点から、原点指向型の復元力特性を有する「セルフセンタリング柱」の研究が行われている。この機構は、PC 緊張材や柱のロッキング挙動を用いて構造物の履歴特性における原点指向性を高めることで、地震後に水平力がゼロになると元の位置に戻ってくる性能を利用したものである。これにより残留変位がゼロとなるため、復旧期間の短縮ならびに復旧費用を抑えることが可能となる。

例えば、伊藤ら¹⁾は PC 緊張材とコンクリートとの間に付着の無いアンボンド方式の PC 柱に対して正負交番載荷実験を実施したところ、同じ外軸応力を載荷した従来 RC 柱と比較し、残留変位は最大 1/5 程度まで抑えられることを確認している。また Qiu ら²⁾は、超弾性形状記憶合金の一つの超弾性 Ni-Ti 線材を用いた鉄骨を支柱に組み込むことで、地震後の残留変位がゼロになることを振動台実験により示した。また Cheng ら³⁾は、2本のロッキング柱の断面内に初期張力を与えた高強度芯材を導入した構造を開発し、振動台実験によってそのセルフセ

ンタリング機構を確認した。しかしその一方で、セルフセンタリング柱は、RC 柱と比べて履歴面積が小さくエネルギー吸収性能が低下するため、地震時の構造物の応答が大きくなるという課題がある。

そうした中、著者ら⁴⁾は、セルフセンタリング機構とエネルギー吸収性能の両立を目的に、復旧時にのみセルフセンタリング機構を発揮する構造の開発を行っている。この構造では、地震時には柱のセルフセンタリング機構の発現を要求せず、地震後の復旧時に塑性化した部材を撤去する中で、セルフセンタリング機構が顕在化することを狙っている。過去の検討では、0.2G 水平力相当の復元力とセルフセンタリング機構を有した構造を RC 柱内部に埋め込むことで、RC 柱の地震後の復旧性向上を図った。その際、0.2G 相当の復元力とセルフセンタリング機構を有する構造は、鋼管で拘束されたコンクリートヒンジ（鋼管拘束コンクリートヒンジと呼ぶ）の中心にアンボンド高強度芯材を配置することで実現している。この検討では、鋼管拘束コンクリートヒンジが単体で挙動した際にセルフセンタリング機構を発揮することや、それを柱内部に埋め込んだ際に、その性能を維持できるこ

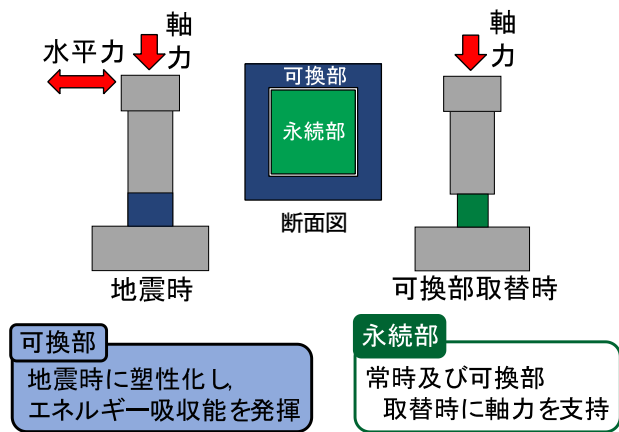


図-1 メタボリズム耐震橋脚構造

とを確認している。しかしながら、地震応答の中で、柱内部に埋め込んだ鋼管拘束コンクリートヒンジに一部損傷が確認されており、より確実に復旧時のセルフセンタリング機構を確保するためには改善の余地があるといえる。そこで本研究では、復旧時のみセルフセンタリング機構が発現する柱構造の実現に向けて、著者らが別途提案しているメタボリズム耐震橋脚構造⁵⁾⁶⁾に着目し、提案構造に対する解析的検討を実施した。

2. 提案構造について

(1) メタボリズム耐震橋脚構造

メタボリズム耐震橋脚構造⁵⁾⁶⁾とは、軸力を支持する永続部と地震力に抵抗する可換部で構成された機能分離型の橋脚である(図-1)。可換部は、地震時に塑性化によるエネルギー吸収性能を期待するとともに、軸力支持下で取替えが可能である。一方、永続部は常に軸力を支持し、取替えが想定されていないため、地震時の塑性化を許容しない部材である。メタボリズム耐震橋脚構造は、将来の耐震基準の改正への対応として、軸力支持下での耐震性能更新を目的とした構造だが、地震後に可換部取替えによる早期の耐震性能回復が可能であり、高い復旧性能を有すると考えられている。

過去に著者ら⁵⁾⁶⁾は一連の検討の中で、軸力支持下でのメタボリズム耐震橋脚構造の可換部取替えに成功している。一方で、これまで検討を実施したメタボリズム耐震橋脚構造では、永続部にヒンジ機能(軸変形・せん断変形の防止)のみを要求していた。そのため、可換部の取替え時に外部機構により柱に荷重を加えて残留変位をゼロにする必要があった。しかし、実際の現場では、巨大な橋脚に水平荷重を加えるには大掛かりな外部機構が必要となるため、復旧期間や復旧費用の観点から課題

が残っている。

(2) 提案構造のコンセプト

本研究における提案構造では、メタボリズム耐震橋脚構造の永続部に対して、ヒンジ機構に加え、復旧性向上を目的としてセルフセンタリング機構を要求する。その際、セルフセンタリング機構とエネルギー吸収性能の両立を期待するため、セルフセンタリング機構は地震時に発現する必要はなく、復旧時に可換部を撤去する中で発現することを目指す。そのため、提案構造における永続部に要求するセルフセンタリング機構は、 $P-\Delta$ 効果を打ち消す程度で十分となる。

また、この提案構造では、地震時に永続部が損傷し、本来復旧時に発現を期待していたセルフセンタリング機構が喪失することは避けなければならない。そのため、永続部のみに対する検討に加え、永続部と可換部を組み合わせた際の挙動の検討も必要となる。

なお本検討では、従来の PC 柱を参考として、高強度芯材の弾性的な正の復元力により永続部のセルフセンタリング機構を実現する構造と、著者ら⁴⁾の鋼管拘束コンクリートヒンジを参考として、柱基部に十分な接触面積を有するコンクリートヒンジの復元力により実現する構造の2通りを解析的に検討する。

3. 高強度芯材を用いたセルフセンタリング機構の実現

(1) 提案構造

本章では、高強度芯材の弾性的な復元力によって永続部のセルフセンタリング機構が実現可能か検討する。図-2に本章で検討する永続部(図-2(a))と、その永続部に可換部を組み合わせた提案構造(図-2(b))の概略図を示す。提案構造では、断面中心から等しい距離に、アンボンド高強度芯材を配置することで、芯材の弾性的な復元力によって $P-\Delta$ 効果を打ち消し、永続部がセルフセンタリング力を発揮することを期待する。また、従来のメタボリズム耐震橋脚構造と同様、永続部の基部はヒンジ機構とし、それにより曲げモーメントを伝達せず、せん断力・軸力を伝達できる構造を想定する。

可換部は RC 部材で、柱基部から $1D$ 区間 (D : 断面高さ) までは、永続部を覆う形で取り付けられる。可換部には損傷を許し、塑性化することでエネルギー吸収性能を発揮することを期待する。用いる可換部の形状は、ヒンジ機構により変化するが、損傷を許してエネルギー吸収性能を発揮する取替可能な部材を、本検討では可換部と呼ぶことにする。

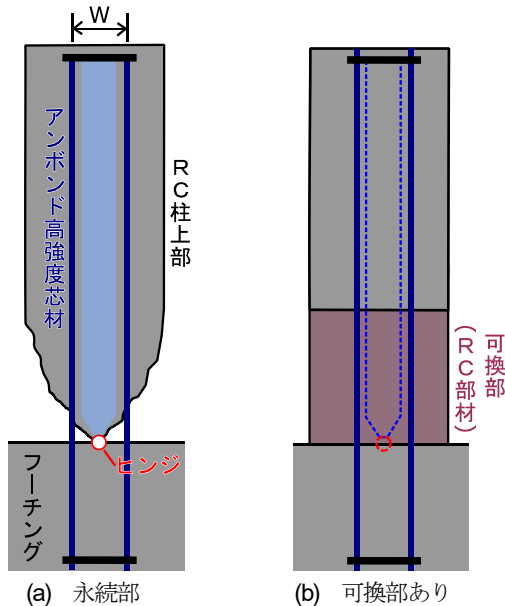


図-2 提案構造概略図

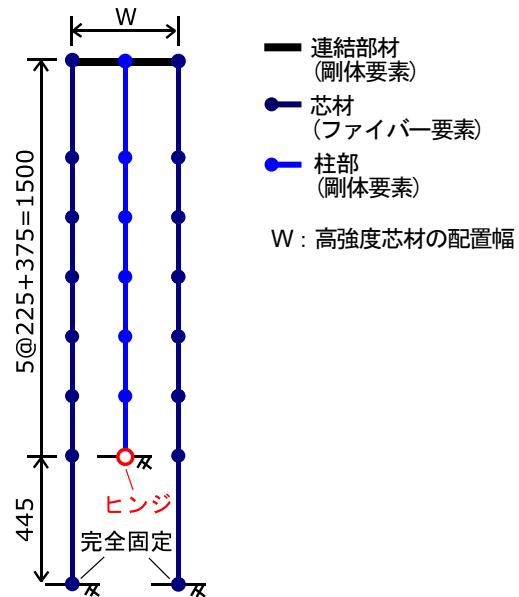


図-3 永続部単体の解析モデル概略図 (Unit:mm)

(2) 解析モデル

a) 永続部単体

永続部単体の解析モデルの概略を図-3に示す。著者ら⁹⁾のメタボリズム耐震橋脚構造を参考に、柱高さを1,500mmとした。高強度芯材は断面中心から等しい距離に、配置幅100mm、径19.0mmとして4本配置したケース1と、配置幅300mm、径6.5mmとして4本配置したケース2の2通りとした。なお、配置幅と高強度芯材径は本解析のパラメータであり、柱がP-A効果を打ち消す程度の復元力を持つような組み合わせとした。柱部は、基部の節点をヒンジでモデル化し、各要素は剛部材でモデル化した。高強度芯材に関しては、円断面を有するファイバー要素でモデル化した。高強度芯材の上端は連結部材を介して柱部（柱高さ1,500mm）に接続し、下端はフーチング内部で固定した（柱高さ445mm、著者ら⁹⁾の実験供試体を参考）。また、高強度芯材をアンボンドとするため、端部以外の節点には、鉛直・回転変位に関する拘束条件は与えず、水平変位に関してのみ、柱部の同じ高さの節点に追従するような拘束条件を与えた。高強度芯材の下端の節点の拘束条件は完全固定とした。高強度芯材の機械的性質に関しては、C種1号のPC鋼棒を想定する。高強度芯材の材料モデルは、完全弾塑性バイリニアとし、ヤング係数を210,000N/mm²、降伏強度を1,080N/mm²とした。本検討では、このモデルに対し、過去に行った正負交番載荷⁹⁾を模擬した静的解析を行った。また、載荷軸力は200kNで、鉛直・水平載荷位置は柱高さ1,500mmとした。

b) 可換部を取り付けた解析モデル

永続部に可換部を取り付けた構造に対する解析モデルの概略を図-4に示す。可換部を含めた断面の大きさは、

480mm×480mmの正方形RC断面とした。また、参考とした著者ら⁹⁾の実験供試体の塑性ヒンジ長の設計値⁸⁾が225mmであったことから、可換部を含む柱部の要素長は225mmとし、柱部はRC断面を有するファイバー要素でモデル化した。その際、RC断面の配筋は、著者ら⁹⁾の実験供試体と同様の軸方向鉄筋の配置とした。

RC断面内の鉄筋の材料モデルには、完全弾塑性のMenegotto-Pintoモデルを採用し、ヤング係数を200,000N/mm²、降伏強度はD13、D16のそれぞれを390N/mm²、412N/mm²とした。コンクリートの材料モデルには、最大圧縮応力を示すまでの骨格曲線としてHognestadら⁹⁾が提案したモデルを採用し、履歴曲線としてKarsan, I.D. and Jirsaら¹⁰⁾の提案したモデルを採用した。最大圧縮応力とその時のひずみ、終局応力及び終局ひずみは、著者ら⁹⁾の実験時の実強度39.3N/mm²を用いて平成29年版道路橋示方書⁸⁾に基づき算出した。高強度芯材に関しては永続部単体の解析モデルと同じモデルを用いた。

また本検討では、柱部のみのモデルに対しても解析を行い、提案構造と通常RC柱との比較を行った。そして、上記の解析モデルに対し、永続部単体の場合と同様の正負交番載荷実験を模擬した静的解析を行った。

(3) 解析結果

a) 荷重－変位関係

図-5に、永続部のみの荷重－変位関係を示す。この図より、高さ1,500mmの柱に対するP-A効果による負の復元力が打ち消されていることが分かる。高強度芯材の配置幅が広がるほど、径が小さくなるのは、同程度の復元力を要求した場合に、配置幅が広がると芯材の軸力

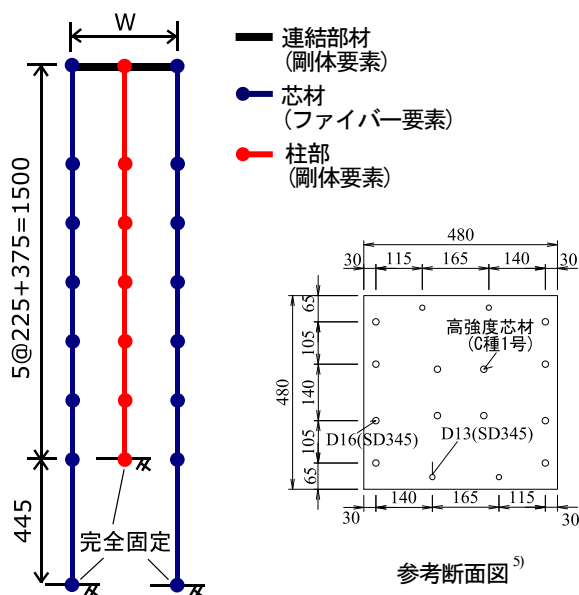


図4 可換部を取り付けた構造の解析モデル概略図 (Unit:mm)

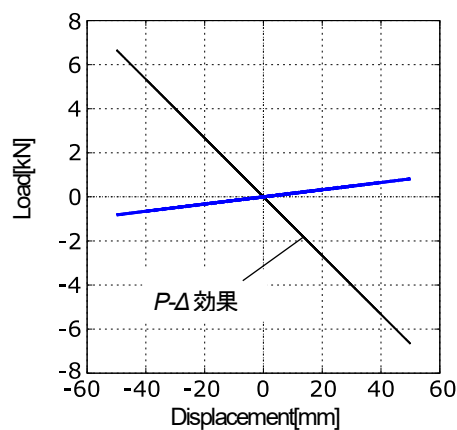
による付加モーメントの足が長くなるため、より小さな部材力に必要な復元力を実現できるためである。

次に、可換部と組み合わせた際の荷重－変位関係を図-6に示す。この図より、通常 RC 柱と比較すると、高強度芯材を入れることで、降伏後に二次剛性を有する復元力特性に変化することが分かる。特にケース 1 の場合では、柱の最大荷重が 53%程度増加している。柱の最大荷重の増加は、柱から基礎構造に伝達する地震力増大につながるため、柱基礎に対する要求性能が高まるなどの影響が生じると考えられる。そのため、永続部にセルフセンタリング機構を付加したことで、柱の最大荷重が過度に増大しているケース 1 の構造は、提案構造を実現する上で好ましくないといえる。

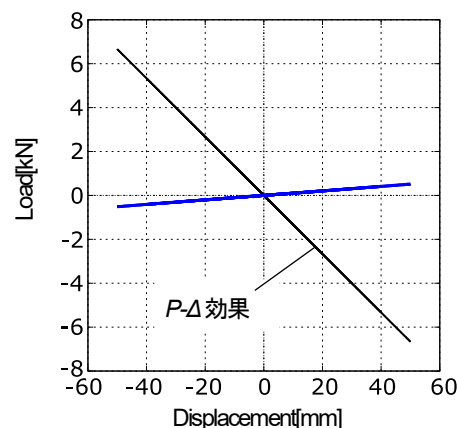
b) エネルギー吸収性能

変位振幅 50mm における等価減衰定数を算出すると、標準 RC 柱が 0.397、ケース 1 の場合が 0.262、ケース 2 の場合が 0.362 となった。ここで比較のため、地震時にもセルフセンタリング機構発現を期待した場合の例として、同程度の最大荷重を示す PC 柱のモデルを作成して同様の解析を実施したところ (図-7)、変位振幅 50mm における等価減衰定数は 0.094 であった。以上より、特にケース 2 では、従来のセルフセンタリング柱と比較して、履歴吸収エネルギーによる減衰性能が確保できていることが分かる。

また、各モデルでのエネルギー吸収性能の低下が地震時の応答に与える影響を把握するため、算出した等価減衰定数の値を用いて、減衰による応答スペクトルの低減率 (式(1)) を算出した。



(a) ケース 1：配置幅 100mm，径 19.0mm



(b) ケース 2：配置幅 300mm，径 6.5mm

図-5 永続部のみの荷重－変位関係

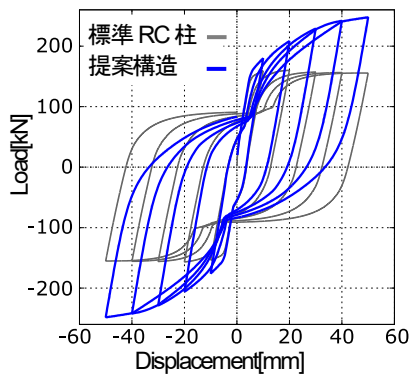
$$\frac{S_d(h)}{S_d(h=0)} = \frac{1}{1+10h} \quad (1)$$

ここに、 h は等価減衰定数、 $S_d(h)$ は等価減衰定数が h の場合の変位応答スペクトルである。その結果、減衰による応答スペクトルは、標準 RC 柱で 0.201、ケース 1 で 0.276、ケース 2 で 0.216、PC 柱で 0.515 であった。よって、概算ではあるが、地震時にセルフセンタリング機構を発現する PC 柱は、標準 RC 柱と比べて地震時の変位応答が 30%程度増加する可能性があるのに対し、ケース 1、ケース 2 はともに標準 RC 柱と比べて変位応答は増加するものの、増加率は 10%未満に抑えられている。

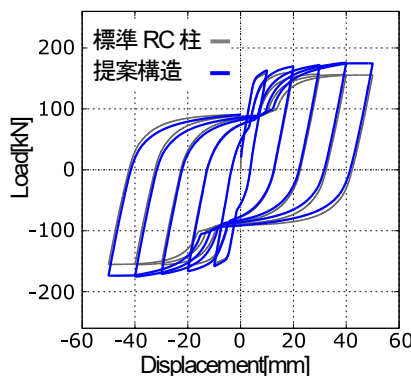
このことから、提案構造では地震時にはセルフセンタリング機構は顕在化せず、標準 RC 柱と同程度の優れた減衰性能を発揮することがわかる。以上より、本提案構造によって、従来のセルフセンタリング柱で見られるエネルギー吸収性能の低下が防止できているといえる。

c) 高強度芯材の応力－ひずみ関係

図-8、図-9 に、高強度芯材 1 本が発揮した応力－ひず



(a) ケース 1：配置幅 100mm，径 19.0mm



(b) ケース 2：配置幅 300mm，径 6.5mm

図-6 可換部を組み合わせた際の荷重－変位関係

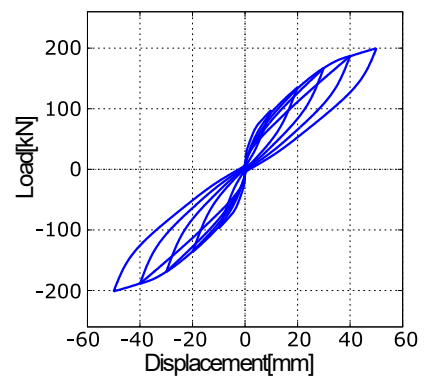
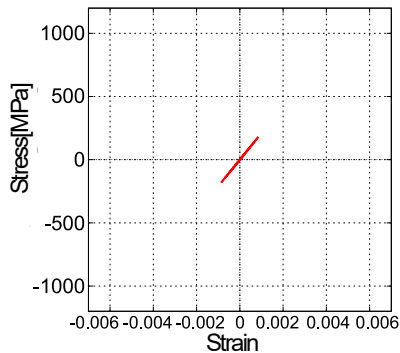
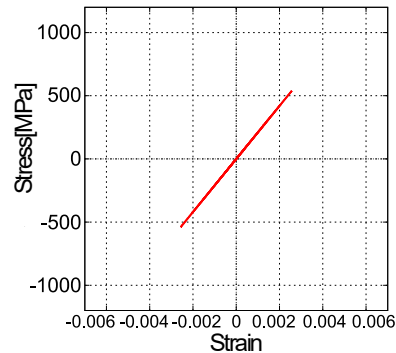


図-7 地震時にセルフセンタリング機構を発現する PC 柱の荷重－変位関係の一例

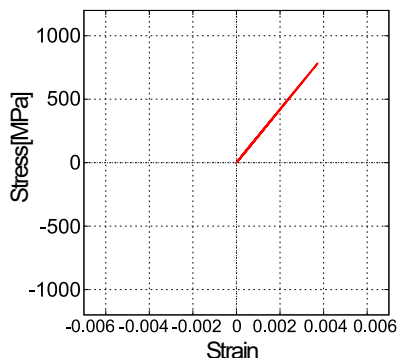


(a) ケース 1：配置幅 100mm，径 19.0mm

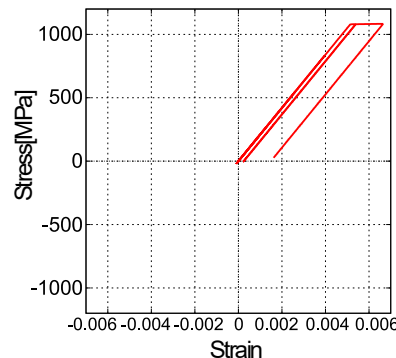


(b) ケース 2：配置幅 300mm，径 6.5mm

図-8 永続部のみ芯材の応力－ひずみ関係（引張正）



(a) ケース 1：配置幅 100mm，径 19.0mm



(b) ケース 2：配置幅 300mm，径 6.5mm

図-9 可換部を組み合わせた際の芯材の応力－ひずみ関係（引張正）

み関係を示す。この図より、永続部単体の場合と比べて、配置幅と径が異なる 2 ケースとも、可換部を取り付けたことで芯材に生じたひずみが増大しており、特にケース 1 では約 4.4 倍となっている。また、ケース 2 ではひずみが約 2.6 倍増加し、芯材の降伏が発生していることが分かる。さらに、永続部単体の場合では、水平荷重方向に対して圧縮側に配置した芯材では圧縮応力が生じ、引張側に配置した芯材では引張応力が生じていたのに対し、可換部を取り付けた場合では、圧縮側・引張側ともに芯

材に引張応力が生じている。これは、柱断面におけるひずみの中立軸が圧縮側に移動し、断面の図心周辺に引張ひずみが生じたことで、芯材に発生する応力のメカニズムが永続部のみの場合と可換部を取り付けた場合で変化したためである（図-10）。

d) まとめ

本構造では、従来のセルフセンタリング柱で見られるエネルギー吸収性能の低下が防止できたものの、可換部を取り付けることで、高強度芯材に発生する応力メカニ

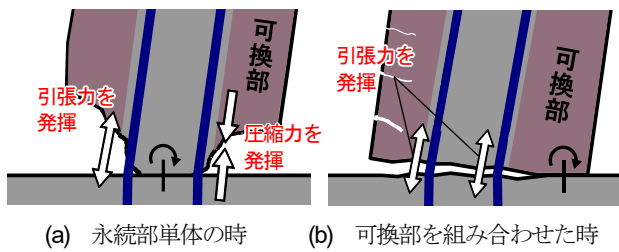


図-10 高強度芯材の機能状況の変化

ズムが変化することにより、永続部単体の時と比較して、高強度芯材に生じるひずみが増大することがわかった。このことは、地震時に高強度芯材の降伏が発生してしまう恐れがあることを意味しており、事実、径が小さい芯材を使用したケース 2 では、芯材の降伏が発生していた。また、径が大きい芯材を使用したケース 1 では、柱の最大荷重の過度な増加が確認された。よって、本章で提案した構造は、復旧時にのみセルフセンタリング機構を発揮させる構造としては適切ではないと考えられる。

4. コンクリートヒンジを用いたセルフセンタリング機構の実現

(1) コンクリートヒンジに関する過去の検討

コンクリートヒンジは、底面に発生する作用軸力に対する反力の偏心によって、原点指向型の復元力を発揮するヒンジ構造である（図-11）。ヒンジ構造は本来、曲げ剛性を持たない構造であるが、コンクリートヒンジは十分な接触面積を有する場合に、曲げに対して復元力を発揮するため、「不完全ヒンジ」と呼ばれることもある。

1. で述べたように、著者ら⁴⁾は、0.2G 水平力相当の復元力とセルフセンタリング機構を有した構造を、鋼管で拘束されたコンクリートヒンジ（鋼管拘束コンクリートヒンジと呼ぶ）の断面中心にアンボンド高強度芯材を配置することで実現しており、その構造を RC 柱内部に埋め込んだ二重構造に対して正負交番載荷実験を行っている。その結果、鋼管拘束コンクリートヒンジの機能が柱内部で維持できることを確認している。その一方で、柱内部に鋼管拘束コンクリートヒンジを導入した分だけ RC 柱部の断面積が減少し、RC 柱部のせん断耐力が減少した結果、柱には多数のせん断ひび割れが発生し、帯鉄筋の降伏も確認された。そのため、鋼管拘束コンクリートヒンジを RC 柱断面に配置する際は、RC 柱部のせん断耐力の減少を、鋼管拘束コンクリートヒンジ直径に応じて考慮し、高強度のコンクリート材料を使用したり、せん断補強筋量を増大させる等の配慮が必要であることがわかった。

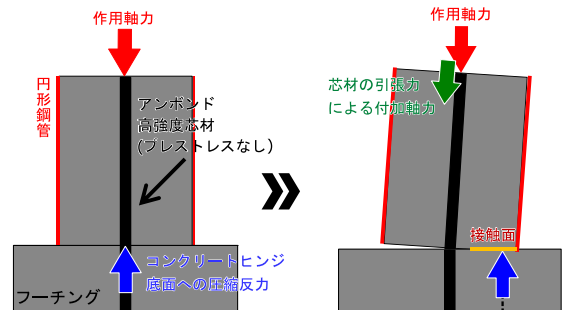


図-11 コンクリートヒンジ構造の耐荷メカニズム

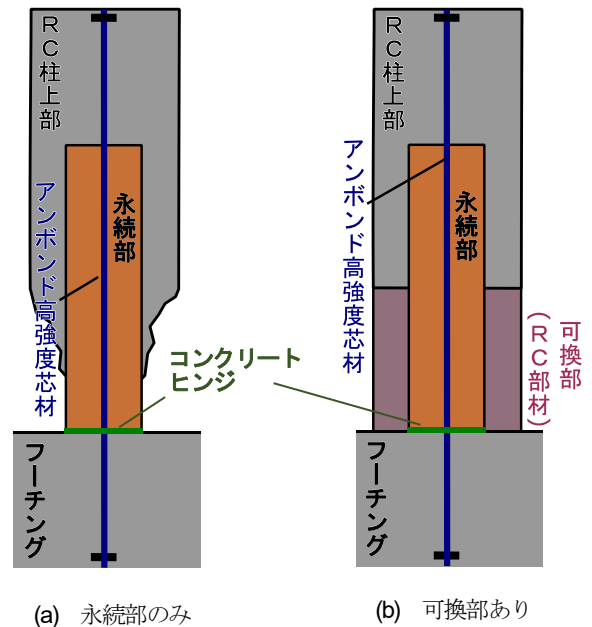


図-12 提案構造概略図

(2) 提案構造

著者ら⁴⁾の過去の検討を参考に、メタボリズム耐震橋脚構造の永続部にコンクリートヒンジを用いた構造と、コンクリートヒンジの断面中心に高強度芯材を配置した構造の 2 種類を提案する（図-12）。なお、本提案構造では従来のセルフセンタリング柱とは異なり、地震時のエネルギー吸収性能と復旧時のセルフセンタリング機構が両立できる構造を目指すため、本検討で要求するセルフセンタリング力は、復旧時に永続部のみで $P-\Delta$ 効果を打ち消す程度とする。また本構造においても、コンクリートヒンジを鋼管で拘束する等の対策を施すことで、繰返し荷重を受けた際のコンクリートヒンジ下端の損傷を防ぐことを想定する。また、高強度芯材は、芯材の弾力的な正の復元力を付加し、より確実にセルフセンタリング機構を実現させるために配置する。なお、芯材はコンクリートとの間に付着の無いアンボンド方式とした。

可換部は中空断面を有する RC 部材で、柱基部から 1D 区間までの永続部を囲むように取り付けられる。なお、

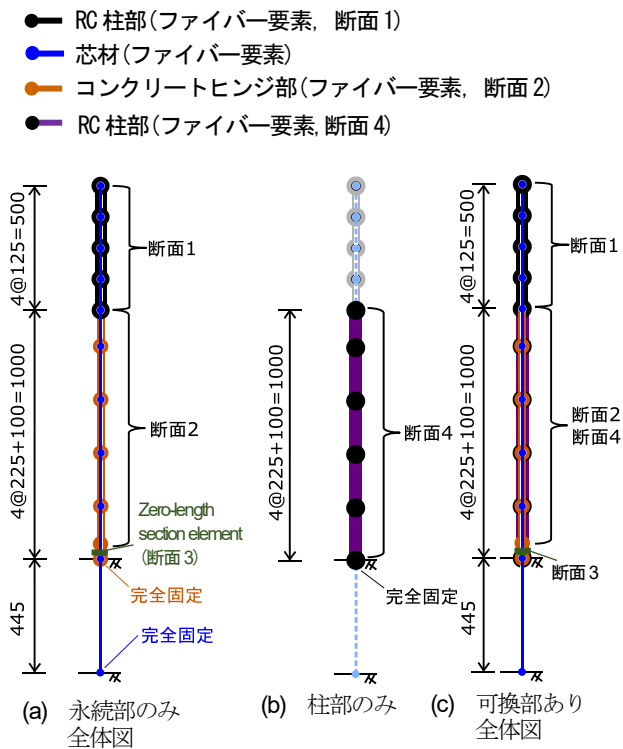


図-13 解析モデル概略図 (Unit:mm)

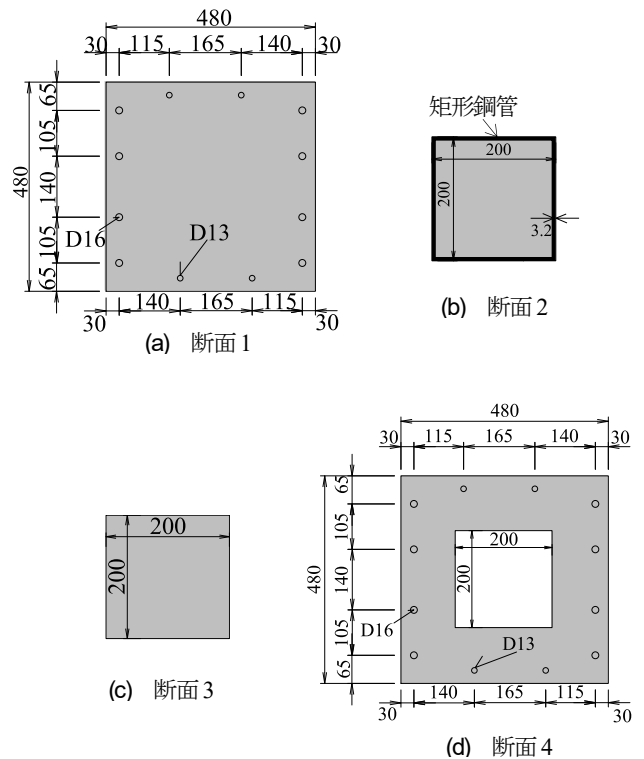


図-14 解析モデル断面図 (Unit:mm)

著者ら⁴⁾の実験では、鋼管拘束コンクリート柱が柱内部で剛体変形することでRC柱の変形が拘束され、RC柱高さ0mmの位置に変形が集中してしまう恐れがあったため、また、復旧時の可換部撤去の作業性も考慮し、鋼管拘束コンクリート柱部とRC柱部に付着補強を行わず、分離させて挙動させている。そこで、本提案構造においても、可換部と永続部間での付着補強は行わない状況を想定する。

(3) 解析モデル

提案構造の解析モデルの概略を図-13、図-14に示す。永続部のコンクリートヒンジは一辺200mmの正方形断面とし、上端は柱高さ1,000mm、下端はフーチング上面に合わせて配置した。また、コンクリートヒンジを拘束する鋼管は厚さ3.2mmの矩形鋼管とし、永続部を表す要素はファイバー要素でモデル化した。鋼管の材料モデルは、著者ら⁴⁾の実験供試体を参考にSS400を想定し、完全弾塑性型のMenegotto-Pintoモデルを用いて、ヤング係数を210,000N/mm²、降伏強度を235.0N/mm²とした。高強度芯材は径19.0mmの円断面を有するファイバー要素でモデル化した。芯材の上端は節点を共有することで柱部(柱高さ1,500mm)に接続し、下端はフーチング内部で固定した(柱高さ-445mm)。芯材のアンボンドは、端部以外の節点に、水平変位に関してのみ柱部の同じ高さの節点に追従するような拘束条件を与えることでモデル

化した。芯材の機械的性質、鋼管拘束コンクリート柱より上側のRC柱部および可換部では、3.での検討と同様の材料特性を採用した。また、永続部底面とフーチング上面の接触面のモデル化には、著者ら⁴⁾の検討に倣い、Zero-length section element¹¹⁾を採用した。接触面のコンクリートの材料モデルについては、引張側の応力はゼロとし、圧縮側の材料特性は、鋼管による拘束効果を想定し、塑性化を考慮しない簡易的な線形モデルを用いた。

(4) 解析結果

a) 荷重－変位関係

図-15に、永続部のみの荷重－変位関係を示す。図より、永続部(芯材あり)では、原点指向型の復元力特性を示すとともに、芯材によりP-A効果による負勾配が打ち消されている。また、永続部(芯材なし)でもP-A効果による負勾配が確認できるものの、正の復元力が維持できているため、P-A効果による柱の倒壊は発生せず、セルフセンタリング機構が実現できていることがわかる。

次に、図-16に可換部と組み合わせた際の荷重－変位関係を示す。これより、芯材なしの場合は、標準RC柱と同一の復元力特性を示している。また、芯材ありの場合は、わずかに降伏後の二次剛性が確認できるものの、最大荷重の増加率は18%程度であり、標準RC柱の復元力特性と大きな違いがないことがわかる。

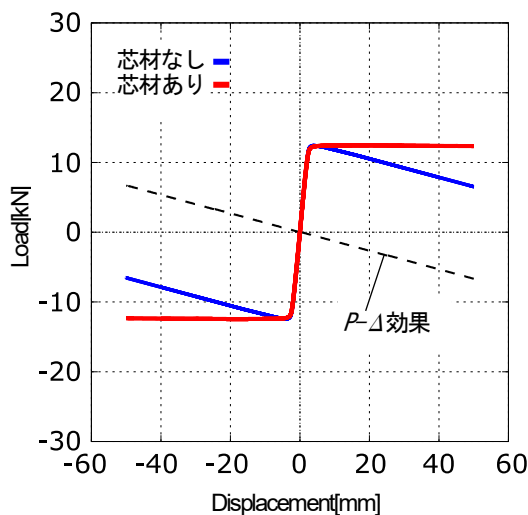


図-15 永続部のみの荷重－変位関係

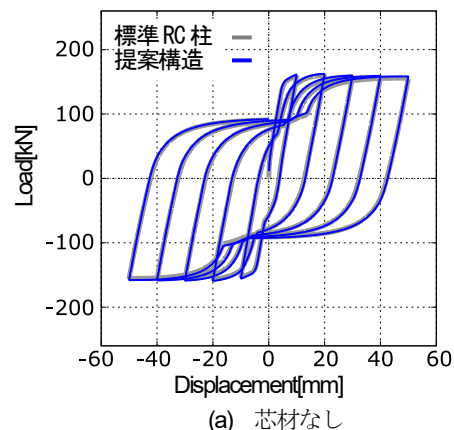
b) エネルギー吸収性能

変位振幅 50mm における等価減衰定数を算出すると、標準 RC 柱が 0.397、芯材なしの場合が 0.398、芯材ありの場合が 0.344 となり、等価減衰定数の値に大きな差はないことがわかる。そこで、減衰による応答スペクトルの減衰率（式(1)）を算出すると、芯材なしの場合で 0.201、芯材ありの場合で 0.225 であった。また、標準 RC 柱で 0.201、地震時にセルフセンタリング機構を発現する PC 柱（図-7）で 0.515 であったことから、提案構造は標準 RC 柱と比べて変位応答はほとんど変化がなく、地震時にはセルフセンタリング機構は顕在化せず、優れた減衰性能を発揮することがわかる。

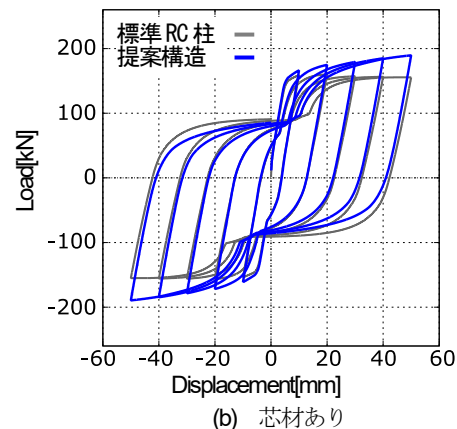
以上より、提案構造では、従来のセルフセンタリング柱とは異なり、地震時のエネルギー吸収性能と復旧時のセルフセンタリング機構が両立できる構造であるといえる。

c) 永続部底面の鉛直変位分布

図-17 に、载荷変位 50mm 時の永続部底面における鉛直変位分布を示す。図より、永続部のコンクリートヒンジ底面とフーチング上面の接触が切れ、永続部に軸力が伝達されていないことがわかる。よって、可換部と組み合わせることで、永続部による復元力が発現しなかったため、復元力特性に影響を及ぼさなかったといえる。事実、永続部に作用する軸力－柱変位関係を見ても（図-18）、初期の段階では一部軸力を負担していたものの、変位が生じると永続部には軸力が発生していないことがわかる。これは、最大振幅時の断面中立軸が、永続部断面より外縁に位置していたのに加え、可換部の鉄筋が塑性化し、柱全体が鉛直方向に延伸し、永続部が鉛直方向に引き上げられたためであると考えられる。このように、永続部に軸力が作用しない状況は、コンクリートヒンジが地震時に損傷なく維持できることを表し、復旧時にの



(a) 芯材なし



(b) 芯材あり

図-16 可換部を組み合わせた際の荷重－変位関係

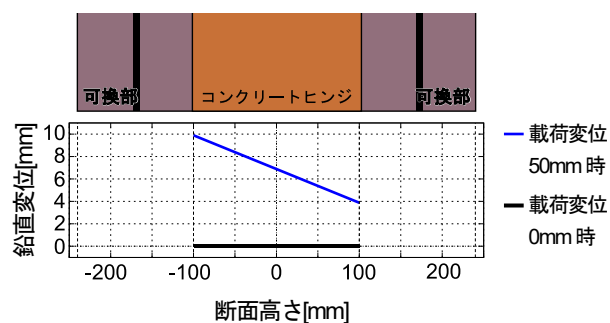


図-17 永続部底面の鉛直変位分布（芯材なし）

みセルフセンタリング機構が要求される永続部にとって有利な状況といえる。

一方で、実際の挙動では、柱の大変形領域において柱基部のコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈により、柱基部の軸沈下が発生し、結果として永続部に軸力が伝達される可能性も十分に考えられる。そのためにも、永続部のコンクリートを鋼管で拘束することで、コンクリートヒンジの致命的な損傷を防止し、復旧時のセルフセンタリング機構を維持する対策が必要であると考えられる。

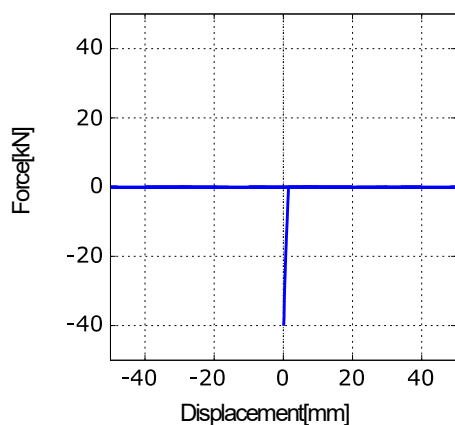


図-18 永続部の軸力-柱変位関係
(芯材なしの場合：引張正)

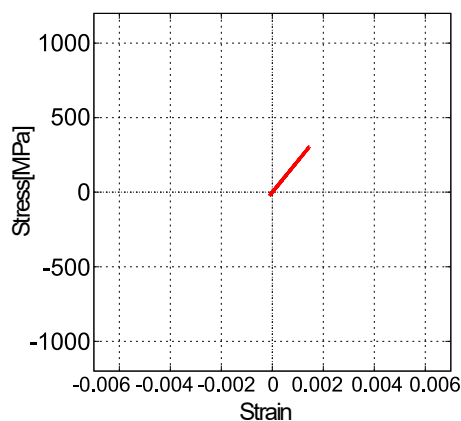
d) 高強度芯材の応力-ひずみ関係

図-19 に永続部のみの場合、可換部と組み合わせた場合それぞれの高強度芯材に生じた応力とその時のひずみを示す。図より、どちらの場合も芯材には常に引張力が作用しており、可換部を取り付けた場合でも芯材の塑性化は発生していないことが分かる。これは、本提案構造では、永続部単体で挙動した場合と可換部が取り付けられた場合で芯材に発生する応力メカニズムが変化せず、柱基部の断面における中立軸が圧縮側に位置することで、芯材に部材力が発生しているためであると考えられる。

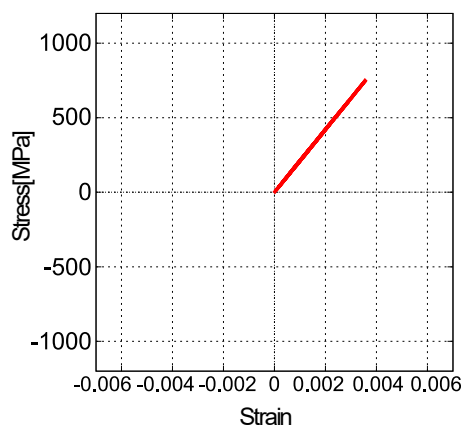
以上のように、本提案構造では、永続部単体で挙動した場合と、可換部が取り付けられた場合で芯材に発生する応力メカニズムが変化しないことで、地震時の永続部のひずみが、3. で検討した構造と比べ小さくなることが明らかとなった。このことは、地震時の芯材の損傷防止を意味しており、芯材をコンクリートヒンジ断面の中心に配置したことによって、復旧時に永続部のセルフセンタリング機構の発現可能性を高める効果が期待できると考えられる。

e) 過去の実験結果⁴⁾との比較検討

正負交番載荷実験終了後に取り出した鋼管拘束コンクリートヒンジには、基部に鋼管の座屈が確認されており、本章の解析で得られた、地震時に軸力が伝達されず損傷が防止される永続部の挙動とは明らかに異なった挙動を示していた。これらの原因について、以下のような理由が考えられる。実験供試体は、本章で検討した提案構造と比べて、全断面に占める鋼管拘束コンクリートヒンジの割合が大きかったため、水平変位が与えられても、断面中立軸がコンクリートヒンジ断面内に位置していた可能性がある。さらに、4. (1)で述べたように、実験供試体では柱部に多数のせん断ひび割れが発生したことから、曲げ挙動の卓越性が弱まったことで、柱内部のコンクリートヒンジに常に圧縮軸力が作用している状況となった



(a) 永続部のみ



(b) 可換部あり

図-19 高強度芯材に生じた応力-ひずみ関係
(引張正)

ため、鋼管拘束コンクリートヒンジに損傷が発生したと考えられる。

これらのことから、本提案構造において数値解析で見られた挙動を実現させるためには、永続部断面の大きさを適切に設定し、柱部のせん断変形が卓越しないよう、十分なせん断補強筋量を確保する等の配慮が必要であるといえる。

5. まとめ

本研究では、地震後の復旧性向上の観点から、メタボリズム耐震橋脚構造において、地震時には柱のセルフセンタリング機構を要求せず、地震後の復旧時に塑性化した可換部を撤去する中で、セルフセンタリング機構が顕在化する構造の解析的検討を行った。以下に本研究で得られた知見を示す。

- 高強度芯材とヒンジ機構による永続部では、永続部単体で柱の $P-A$ 効果を打ち消す程度の復元力を持つように調整したにも関わらず、可換部と組み合わせると芯材の部材力の発生性状が変化し、大きな部材力が生じてしまうことが確認された。これは、可換部と組み合わせたことで断面の中立軸が圧縮側に寄り、断面の図心周辺に引張ひずみが生じた結果、芯材に生じる応力のメカニズムが変化したためと考えられ、永続部単体に期待した性能とは異なった挙動を示した。
- コンクリートヒンジによる永続部では、可換部と組み合わせると、永続部底面とフーチング上面の接触が切れるため、地震時の復元力特性に影響を及ぼさず復旧時のセルフセンタリング機構が実現できることが分かった。これは、載荷時の断面中立軸が、永続部断面より外縁に位置していたのに加え、可換部の鉄筋が塑性化し、柱全体が鉛直方向に延伸したため、永続部が鉛直方向に引き上げられたことに起因すると考えられる。永続部に軸力が作用しない状況は、コンクリートヒンジが地震時に損傷なく維持できることを表し、復旧時のみセルフセンタリング機構が要求される永続部にとっては有利な状況といえる。
- コンクリートヒンジによる永続部では、セルフセンタリング機構の実現性向上のため、断面中心に高強度芯材を導入した結果、可換部と組み合わせても永続部の芯材に生じる部材力の発生性状が永続部単体の時と類似しているため、芯材の部材力が過度に発生する状況となりにくいことが明らかとなった。これにより、地震時の復元力特性を大きく変化させることなく、永続部のみの挙動となっても正の剛性を保つ復元力特性が維持できた。以上より、復旧時に可換部を撤去する中で、永続部のセルフセンタリング機構が顕在化するメタボリズム耐震橋脚構造が実現できる可能性が示された。
- 著者らが過去に行った、鋼管拘束コンクリートヒンジを埋め込んだ RC 柱に対する正負交番載荷実験では、全断面に占める鋼管拘束コンクリートヒンジの割合が大きかったため、断面中立軸がコンクリートヒンジ断面内に位置していた可能性が考えられた。また、実験供試体では柱部に多数のせん断ひび割れが発生したため、曲げ挙動の卓越性が弱まったことで、柱内部のコンクリートヒンジに

常に圧縮軸力が作用している状況となったと考えられた。以上より、本提案構造において数値解析で見られた挙動を実現させるためには、永続部断面の大きさを適切に設定し、柱部のせん断変形が卓越しないよう、十分なせん断補強筋量を確保する等の配慮が必要であるといえる。

謝辞：本研究の一部は科学研究費補助金基盤研究(A)21H04574 の助成を受けて実施した。謝意を表します。

参考文献

- 1) 伊藤忠彦, 山口隆裕, 池田尚浩: 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, 1997.
- 2) Canxing Qiu, Songye Zhu: Shake table and numerical study of self-centering steel frame with SMA braces, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.46, No.1, 2017.
- 3) Chin-Tung Cheng: Shaking table tests of a self-centering designed bridge substructure, Engineering Structures, Engineering Structures, 30, pp.3426-3433, 2008.
- 4) 植村佳大, 五島健斗, 高橋良和: 0.2G 相当の復元力を有するコンクリートヒンジを埋め込んだ RC 柱に関する研究, 土木学会論文集 A1, 77 巻 4 号, pp.I_266-I_283, 2021.
- 5) 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載荷及び塑性ヒンジ部取替実験, 土木学会論文集 A1, 76 巻 4 号, pp.I_377-I_392, 2020.
- 6) 林学, 植村佳大, 高橋良和: 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検討, 地震工学論文集 A1, 77 巻 4 号, pp.I_424-I_435, 2021.
- 7) 林学, 植村佳大, 高橋良和: 埋込メナーゼヒンジ RC 橋脚の地震後復旧性に関する実験的検討, 第 23 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演概要集, pp.75-82, 2021.
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 2017.
- 9) Hognestad E, Hanson NW, McHenry D.: Concrete stress distribution in ultimate strength design, ACI Journal, Vol.52, No.12, pp.455-79, 1995.
- 10) Karsan, I.D. and Jirsa, J.O.: Behaviour of Concrete under Compressive Loadings, Journal of the Structural Division, Vol.95, No.12, pp.2543-2563, 1969.
- 11) Zhao, J. and Sritharan, S.: Modeling of Strain Penetration Effects in Fiber-Based Analysis of Reinforced Concrete Structures, ACI structural Journal, Vol.104, No.2, pp.133-141, 2007.

ANALYTICAL STUDY ON RC COLUMN WITH SELF-CENTERING MECHANISM ONLY DURING RESTORATION

Jun SHIRAI, Keita UEMURA and Yoshikazu TAKAHASHI

In this study, we aim to develop a column structure that exhibits self-centering mechanism only during restoration in order to achieve both self-centering mechanism and hysteretic damping. So, we proposed a new column structure with a concrete hinge in the permanent part, which has a self-centering mechanism, based on the metabolism column structure (a column structure consisting of a permanent part that always supports axial forces and a replaceable part that absorbs energy during earthquakes) proposed by the authors in the past. As a result, it is shown that the proposed structure can maintain the self-centering mechanism to the extent that cancels out the $P-\Delta$ effect, while the replaceable part shows hysteretic damping during earthquakes. Therefore, it can be said that the proposed structure can be a column structure that can achieve both self-centering mechanism and hysteretic damping.