

復旧時にセルフセンタリング機構を発揮する 橋脚構造の解析的検討

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）
²正会員 工博 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）
³正会員 工博 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）

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、ロッキング柱やPC柱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。しかしその一方で、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、構造物の応答が大きくなるという課題がある。

そこで本研究では、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目指す。具体的には、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う。その際、提案構造実現のため、著者ら¹⁾が提案しているメタボリズム耐震橋脚構造に着目し、提案構造に対する解析的検討を実施する。

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¹⁾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

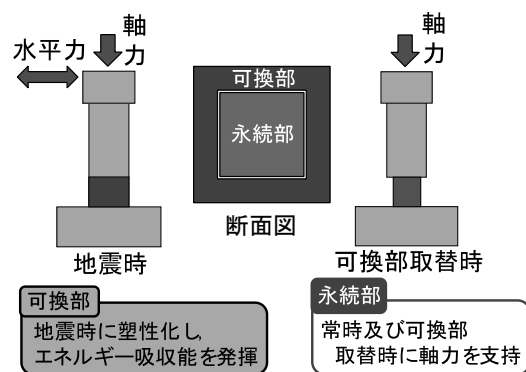


図-1 メタボリズム耐震橋脚構造

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¹⁾²⁾³⁾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。

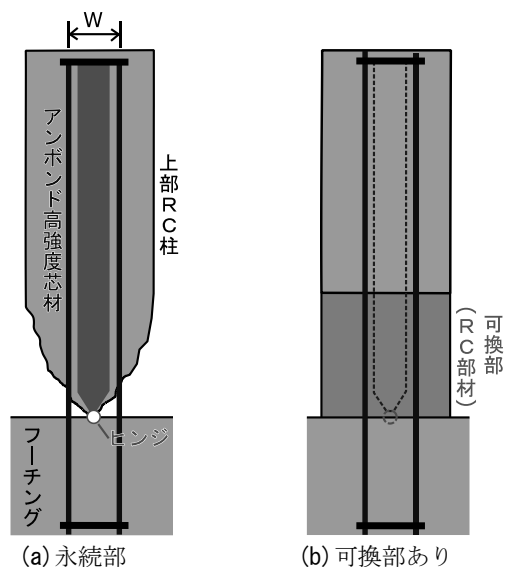


図-2 提案構造概略図

(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、植村ら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

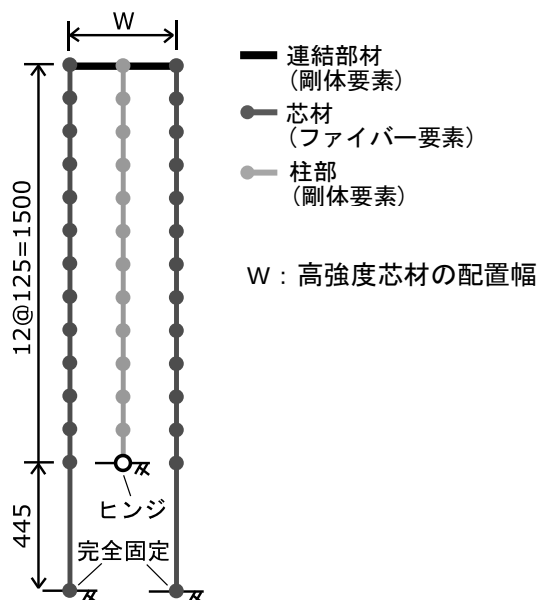


図-3 永続部単体の解析モデル概略図(Unit:mm)

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)までを、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。

(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。前田ら¹⁾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 $P-\Delta$ 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。

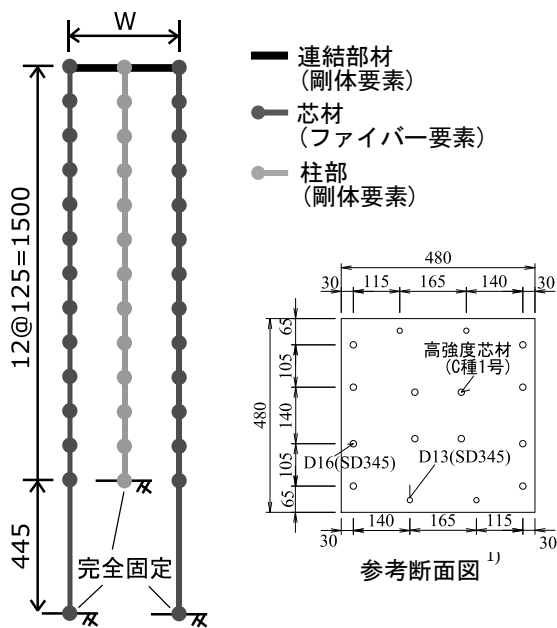


図-4 可換部を取り付けた構造の解析モデル概略図(Unit:mm)

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、植村ら⁴⁾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¹⁾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、ファイバー要素でモデル化した。その際、RC断面の配筋は、前田ら¹⁾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

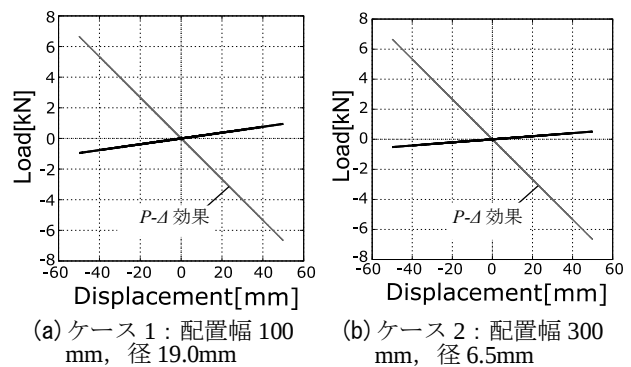


図-5 永続部のみの荷重－変位関係

して Hognestadら⁵⁾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⁶⁾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、前田ら¹⁾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⁷⁾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-Δ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、より小さな部材力で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。

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のような荷重－変位関係が得られた。この図より、変位振幅50mmにおける等価減衰定数は0.094であっ

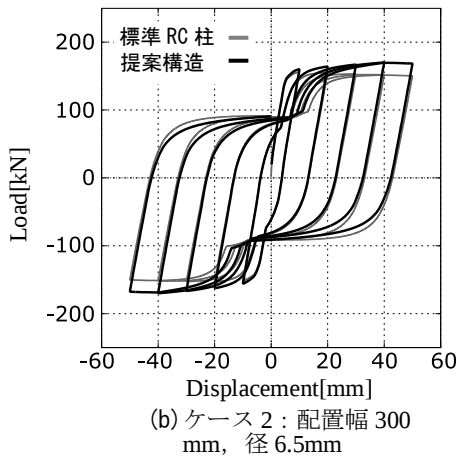
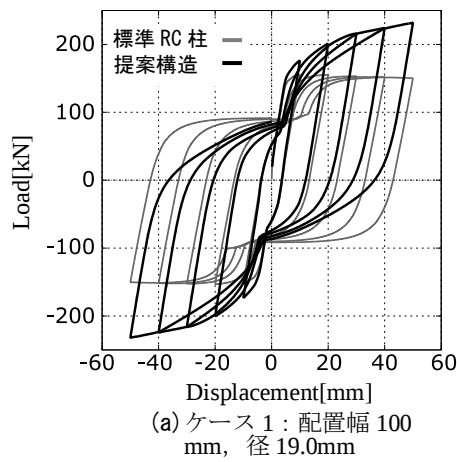


図-6 可換部を組み合わせた際の荷重－変位関係

た．そこで，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．

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

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，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，エネルギー

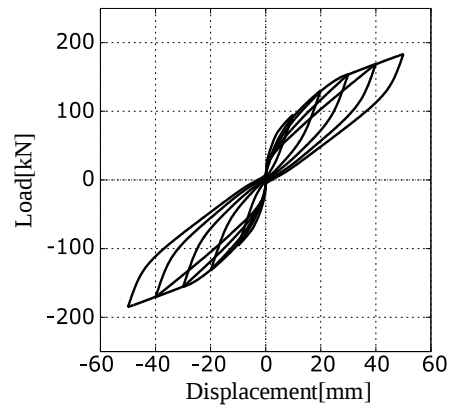
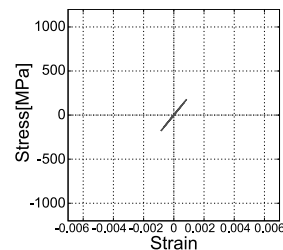
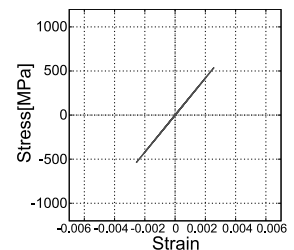


図-7 地震時にセルフセンタリング機構を発現するPC柱の荷重－変位関係の一例

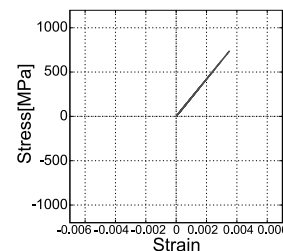


(a) ケース 1：配置幅 100 mm，径 19.0mm

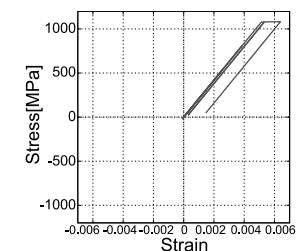


(b) ケース 2：配置幅 300 mm，径 6.5mm

図-8 永続部のみの際の芯材の応力－ひずみ関係(引張正)



(a) ケース 1：配置幅 100 mm，径 19.0mm



(b) ケース 2：配置幅 300 mm，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)

ー吸収性能の低下防止は図られたといえる．

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4.1倍となっている．また，ケース2ではひずみが約2.5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，水平载荷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

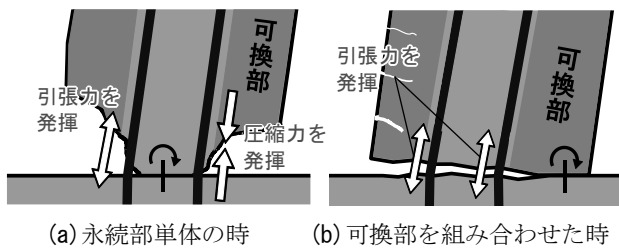


図-10 高強度芯材の機能状況の変化

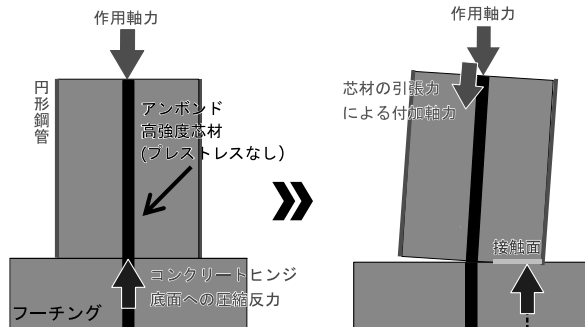


図-11 コンクリートヒンジ構造の耐荷メカニズム

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)。

以上から、本構造では、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、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

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。植村ら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RC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ている。その際、0.2G相当の復元力と

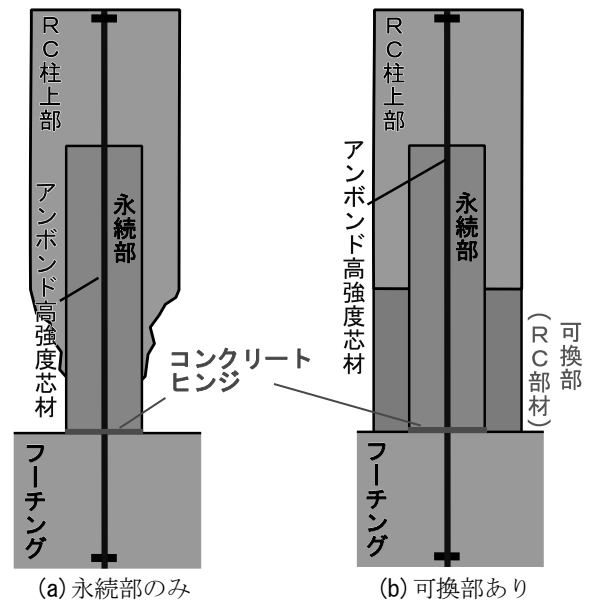


図-12 提案構造概略図

セルフセンタリング機構を有する構造は、鋼管でこう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いる。

(2) 提案構造

植村ら⁴⁾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-Δ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、植村ら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。

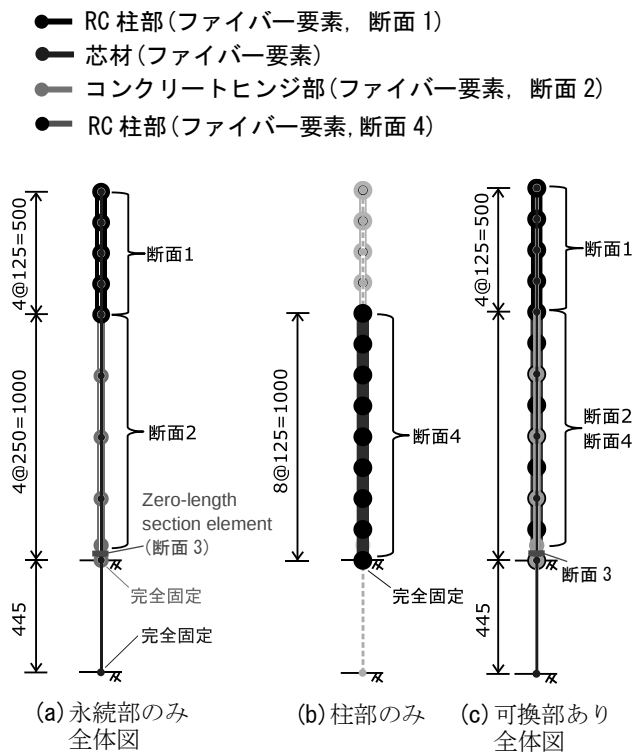


図-13 解析モデル概略図(Unit:mm)

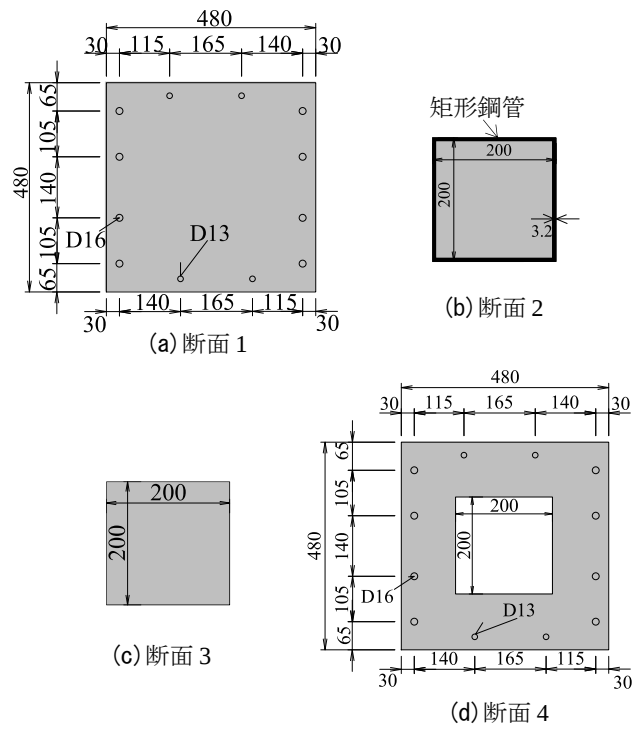


図-14 解析モデル断面図(Unit:mm)

(3) 解析モデル

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、植村ら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210,000 N/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、植村ら⁴⁾の検討に倣い、Zero-length section element⁸⁾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。

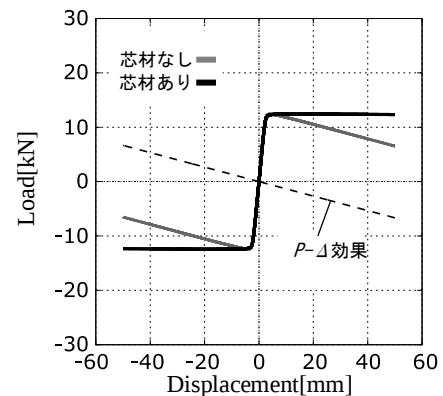


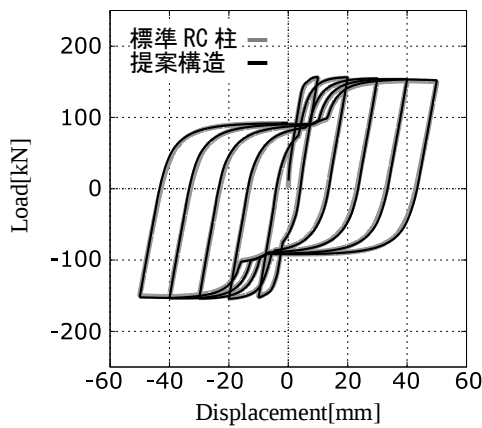
図-15 永続部だけの荷重-変位関係

(4) 解析結果

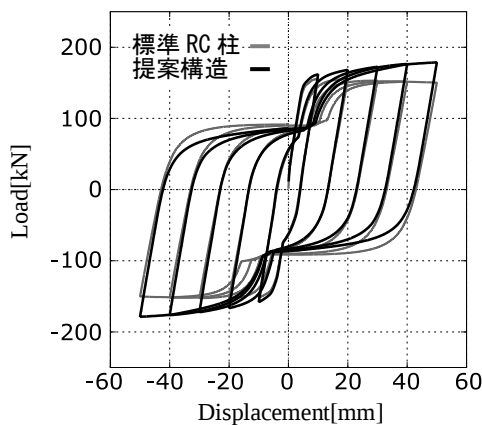
a) 荷重-変位関係

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-Δ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-Δ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-Δ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、



(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

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、標準RC柱の復元力特性と、履歴面積の大きさにほとんど違いがないことがわかる。

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、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。そこで再び、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。

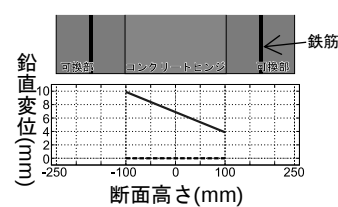


図-17 永続部底面の鉛直変位分布(芯材なしの場合)

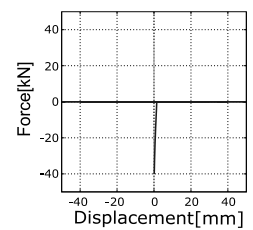
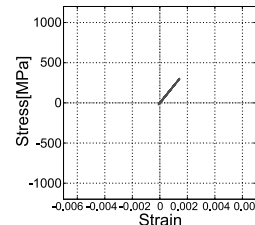
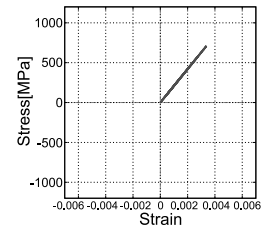


図-18 永続部の軸力－柱変位関係(芯材なしの場合：引張正)



(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)

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。

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ことによるひずみの増加率は約2.3倍で、3.での提案構造と比べて増加率が小さいことがわかる。これは、本提案構造では、永続部にコンクリートヒンジを採用したことにより、永続部単体で挙動した場合でも、可換部が取り付けられた場合と同様、柱基部の断面

における中立軸が圧縮側に位置するためであるといえる。

以上のように、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。実際、可換部と組み合わせると引張ひずみが増加するものの降伏ひずみには達しておらず、芯材が弾性域に留まっていることが分かる。このことは、地震時の芯材の損傷防止を意味しており、芯材を断面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。

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る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、復旧時に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。

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) 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.1_377-1_392, 2020.
- 2) 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, 第40回地震工学研究発表会講演論文集, No.1651, 2020.
- 3) 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.
- 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, 第40回地震工学研究発表会講演論文集, No.1607, 2020.
- 5) Hognestad E, Hanson NW, McHenry D. : Concrete stress distribution in ultimate strength design, *ACI Journal*, Vol.52, No.12, pp.455-79, 1995.
- 6) 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.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 2017.
- 8) 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.