

要求性能に応じた最適応答を実現する二重管柱構造の解析的検討

伊東 佑香¹・小林 寿子²・小林 薫³

¹正会員 工修 JR東日本研究開発センター（〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479）

²正会員 工学 JR東日本研究開発センター（〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479）

³正会員 博(工) JR東日本研究開発センター（〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479）

1. はじめに

近年、土木構造物に広く適用されている免震・制振構造は、構造物の損傷を特定部材に制御でき、損傷した装置の取替えが比較的容易であることから、地震被害に対して早急な復旧が必要とされる鉄道構造物に対しても採用が進んでいる¹⁾。

一方で、免震・制振構造を採用する場合の鉄道構造物特有の課題として、大規模地震動（以下、L2地震動とする）作用時に安全性および復旧性を確保するのに加えて、中小規模地震動（以下、L1地震動とする）作用時に走行安全性を確保する点が挙げられる²⁾。通常の免震構造では、L1地震動作用時にも変位量が大きくなるため、既存工法をそのまま採用した場合、走行安全性を満足しない可能性がある。

この課題に対し、道路構造物においては常時荷重と地震荷重に対する機能を分離し、更にロックオフ部材を採用することでマルチレベル地震動に対応可能な機能分離型支承装置が開発されている³⁾。同様に検討段階ではあるが、鉄道構造物においても常時およびL1地震動作用時には移動制限装置により変位を抑制し、L2地震動作用時には移動制限装置が解除され免震構造に移行させ構造物の損傷を低減するアダプティブ免震装置の開発が進められている⁴⁾。

上記の例はいずれも免震機能を支承部に付与している。その際、新設構造物においても橋脚等の下部工はRC構造で計画されることが多い。橋脚は免震構造の採用による慣性力の低減に伴う断面のスリム化が期待できるものの、主たる塑性化を考慮しない部材となるにも関わらず、従来に対し大幅なコストダウン、施工性向上および工期短縮が期待できない。

本稿では、これら課題を解決する新たな橋脚構造を提案し、その実現性について解析的に検討した結果について報告する。

2. 提案構造の概要

本稿で提案する新たな橋脚構造は、L1地震動作用時の変位抑制機能と、L2地震動作用時の慣性力低減を実現する免震機能を、橋脚内部に付与した新たな構造である。

提案構造は図-1のように、コンクリート充填鋼管部材（以下、CFT部材とする）と、それを取り囲むように配置された中空鋼管部材、CFT部材と中空鋼管部材を橋脚天端で接続するヒューズ部材とバネ部材からなる。

ここで、CFT部材の部材下端は回転を許容するピボット形式とし、中空鋼管部材の部材下端は基礎に固定とする。ヒューズ部材は特定の軸力までは剛、それ以上で破壊し軸力を保持できなくなる部材である。バネ部材は軸力が作用した場合、自身が有する剛性に橋脚全体系を移行させる部材である。

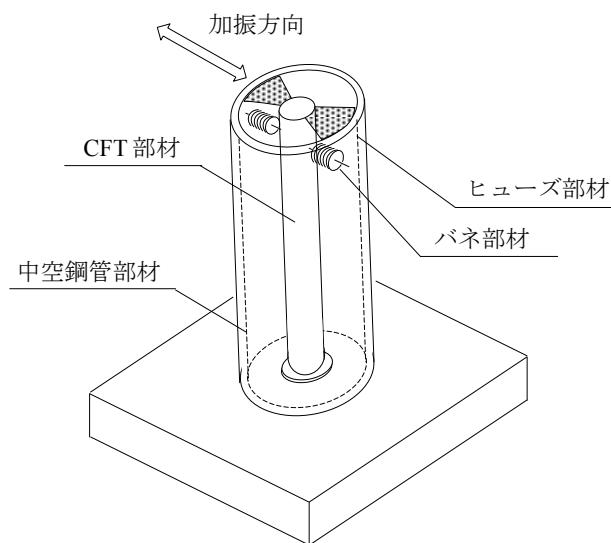


図-1 提案構造の概要

提案構造の挙動および各部材の機能を、常時荷重、L1およびL2地震動作用時について述べる。

常時の鉛直荷重は、CFT部材が負担する。提案構造では、中空鋼管部材、ヒューズ部材およびバネ部材は鉛直荷重を負担しない。これは以降のL1およびL2地震動に対しても同様である。

L1地震動作用時は、CFT部材が鉛直荷重を支持すると同時に、水平荷重をヒューズ部材に伝達する。ヒューズ部材はL1地震動に対して破壊せず、橋脚全体系は剛な構造とする。ここで、走行安定性を確保するため、中空鋼管部材はヒューズ部材から伝達される水平荷重に対して基本的に変形を許容しない。

L2地震動作用時は、L1地震動作用時と同様にCFT部材が鉛直荷重を負担し、水平荷重をヒューズ部材に伝達する。ヒューズ部材はL2地震動に対して破壊し、同時にバネ部材が機能する。バネ部材は橋脚全体系が柔な構造となるよう諸元を定める。ここで、中空鋼管部材はバネ部材から伝達される水平荷重に対して大変形はさせない程度の変形を許容し、水平荷重を分散させる。

提案構造におけるヒューズ部材は、先述したロックオフ部材と同様の機能を有する。また、バネ部材は、免震構造における長周期化機能を有する部材である。この両部材でCFT部材と中空鋼管部材を接続する。この橋脚構造を、以下では芯柱となるCFT部材と外柱となる中空鋼管部材から構成される二重管柱構造とする。

提案する二重管柱構造は、従来のRC橋脚構造と異なり、各部材の要求性能および機能が明確である。RC橋脚が単部材で複数の性能を有するインテグラル型の構造であるとする、提案する二重管構造は複数部材それぞれに単一の機能を持たせたモジュール型の構造であり、個々に最適設計が可能となる。

また、各部材がプレキャストで準備でき、一般的なRC橋脚構造と異なり、現地での配筋や型枠、コンクリート打設を行わないため施工性が高く、工期短縮も期待される。

地震動作用後の復旧性に関しても、鉛直荷重を支持するCFT部材および水平荷重を負担する中空鋼管部材は設計地震動に対しては弾性範囲内とし、ヒューズ部材の破壊にのみ損傷を想定している。地震動作用後はCFT部材に鉛直荷重を支持させたままヒューズ部材の再配置が可能であり、熊本地震のように大規模地震動が連続して作用する場合にも、高い復旧性を発揮できる。

以降では、提案する二重管柱構造について実験および解析的に実現性検討を行った結果を報告する。

3. 提案構造の実現性検討

二重管柱構造の実現性について、先行して実験的検討を実施した⁵⁾。実験的検討では、縮小試験体を製作し、静的交番載荷試験および動的加振試験を実施した。荷重を漸増させていくと、ヒューズ部材が破壊されバネ部材が機能することが確認された。本稿では、これを受けて実構造物諸元に対して、RC橋脚を想定した在来柱構造と二重管柱構造の挙動差について検討を行う。

(1) 検討の概要

提案する二重管柱構造の実現性を検討するため、RC橋脚を想定した在来柱構造との地震時挙動の比較を行う。比較はL1地震動およびL2地震動作用時の最大応答加速度および最大変位に対して行い、二重管柱構造の応答が在来柱構造に対して構造的に実現可能な範囲に収まるかどうかの検討を行う。

(2) 在来柱構造の概要

在来柱構造は、一般的なRC橋脚を対象としてモデル化を行う。在来柱の諸元は平成24年制定の耐震標準に準拠して試設計された直接基礎のRC橋脚⁶⁾を用いる。設計例の地盤条件はG1地盤である。柱高さはフーチング天端から柱天端まで7.4m、断面は4,000mm×2,100mmである。橋脚が負担する上部工重量は6,730kN、下部工重量（橋脚く体のみ）は1,785kNである。在来柱の諸元を図-2に示す。

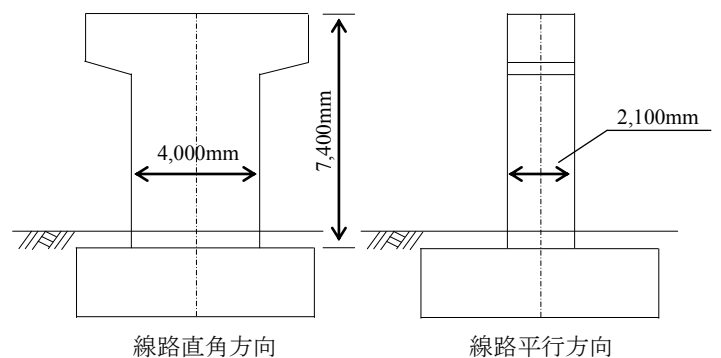


図-2 在来柱諸元

(3) 二重管柱構造の概要

二重管柱構造は、CFT部材を上端固定、下端ピン結合とした場合の座屈荷重を満足する諸元とし、外径500mm、鋼管厚さは22mmとする。中空鋼管部材は市販されている外径2,500mm、板厚250mmとする。上部工重量は在来柱構造と同じとし、下部工重量は

CFT部材と中空鋼管部材を考慮した1,054kNとする。
ヒューズ部材およびバネ部材は、柱天端位置に配置する。図-3に二重管柱構造の諸元を示す。

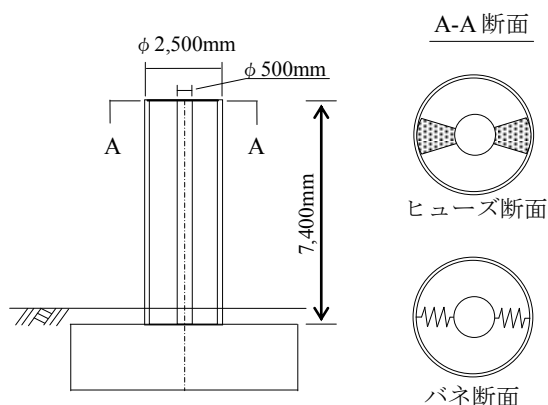


図-3 二重管柱諸元

(4) 解析の概要

解析は質点系を用いた動的解析により実施する。

在来柱構造は、線路直角方向および線路平行方向に対して、地盤ばねおよびフーチングはモデル化せず、フーチング天端を固定端とした1質点系でモデル化する。上部工重量および橋脚重量の1/2を橋脚天端に付与する。骨格曲線は計算例の値を用いたトリリニア型とし、履歴復元力特性は剛性低減型とした。在来柱構造のモデルを図-4に示す。

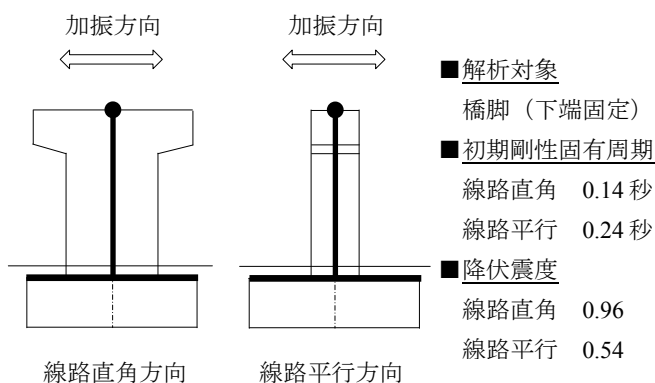


図-4 在来柱のモデル化

二重管柱構造は、CFT柱部材を弾性部材としてモデル化し、柱部材下端をピボット形式として回転変形を許容する。中空鋼管部材も弾性部材とし、剛性を2分割して下端固定でモデル化する。上部工重量および下部工重量の1/2を、CFT部材および中空鋼管部材の天端にそれぞれ付与する。在来柱構造と同様にフーチングおよび地盤ばねはモデル化しない。二重管柱構造のモデル化について図-5に示す。

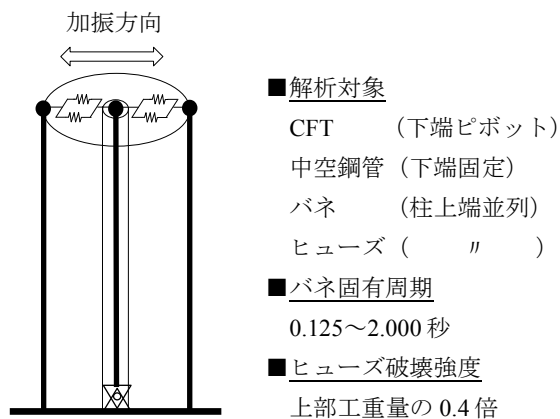


図-5 二重管柱のモデル化

ヒューズ部材は、L1地震動作用時は破壊せず、L2地震動では確実に破壊する強度に設定する。本稿ではL1地震動の応答スペクトルを参考に、ヒューズの破壊強度を上部工重量の0.4倍とする。ヒューズ剛性は上部工重量に対して固有周期が0.1秒となるよう設定する。破壊後は変位に関わらず荷重を負担しない骨格曲線とする。バネ部材は上部工重量に対する固有周期が0.125～2.0秒となるよう設定する。また、CFT部材と中空鋼管部材が接触するとバネ剛性が当初の1,000倍となると仮定しモデル化する。ヒューズ部材およびバネ部材の骨格曲線を図-6に示す。

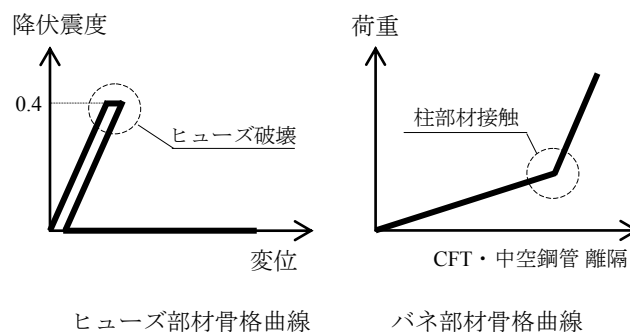


図-6 ヒューズ・バネ部材の骨格曲線

入力する地震動は、耐震標準に定められたG1地盤におけるL1地震動、L2地震動（海洋型および直下型）とする。L1地震動の最大加速度は136.9gal、L2地震動の最大加速度は海洋型524.1gal、直下型943.9galである。逐次計算は、ニューマークのβ法（β=1/4）で行う。解析ケースは、在来柱構造の線路直角および線路平行方向毎に、二重管柱構造のそれぞれにL1地震動およびL2地震動を入力して実施する。その際、二重管柱構造のバネ部材の剛性をパラメータとした検討を行う。

4. 解析検討の結果

在来柱構造および二重管柱構造の動的解析結果について以下に示す。

(1) L1地震動作用時の応答

L1地震動作用時の、二重管柱構造の上部工重量に対するバネ部材の固有周期と最大応答加速度の関係を図-7、最大応答変位との関係を図-8に示す。

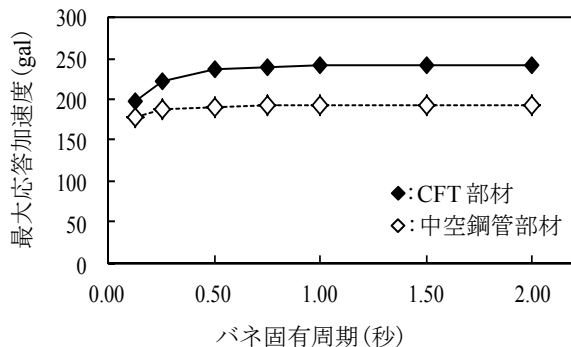


図-7 L1 バネ固有周期-最大応答加速度

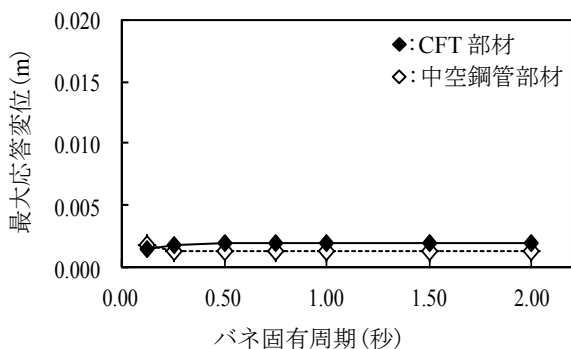


図-8 L1 バネ固有周期-最大応答変位

L1地震動作用時の在来柱構造は、線路直角方向、線路平行方向のいずれもひびわれモーメント以上、降伏モーメント未満となった。最大応答加速度は線路直角方向175.0gal、線路平行方向131.7gal、最大応答変位は線路直角方向0.94mm、線路平行方向8.58mmであった。

二重管柱構造はヒューズ部材が破壊せず、バネ部材に軸力が生じなかったため、橋脚全体系が弾性的な挙動を示した。CFT部材の最大応答加速度の値は、L1地震動の弾性加速度応答スペクトルの最大値である250galに概ね一致した。中空鋼管部材は単独で上部工重量を支持する場合の固有周期が0.13秒であり、弾性加速度応答スペクトルが周期に合わせて最大値に向けて増加する範囲にあるため、CFT部材よりも

応答加速度の値が小さい結果となった。最大応答変位の値は、CFT部材が最大1.88mmであり、在来柱構造とほぼ同等であることが確認された。

(2) L2地震動（海洋型）作用時の応答

L2地震動（海洋型）作用時の、バネ部材の固有周期と最大応答加速度の関係を図-9、最大応答変位との関係を図-10に示す。

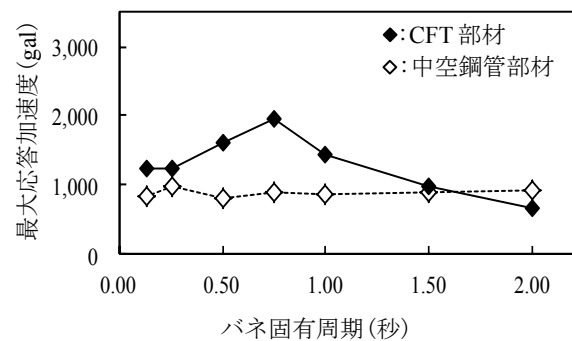


図-9 L2(海洋型) バネ固有周期-最大応答加速度

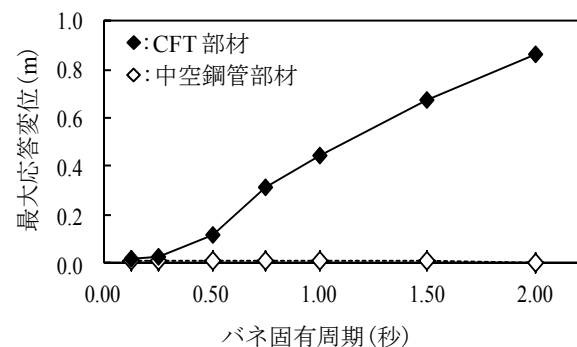


図-10 L2(海洋型)時 バネ固有周期-最大応答変位

L2地震動（海洋型）作用時の在来柱構造は、線路直角方向はひびわれモーメント以上、降伏モーメント未満、線路平行方向は降伏モーメント以上、M点モーメント未満、モーメントの値としては降伏直後の値であった。最大応答加速度は線路直角方向594.7gal、線路平行方向452.2gal、最大応答変位は線路直角方向16.5mm、線路平行方向125mmであった。

二重管柱構造は、いずれのバネ部材の条件でもヒューズ部材が破壊され、バネ部材に軸力が発生して橋脚全体系の固有周期が変化した。L2地震動（海洋型）の弾性加速度応答スペクトルは周期0.7秒まで1,500gal、それ以降の周期では減衰するものとして定義されている。CFT部材の最大応答加速度の値も、それに応じてバネ部材の固有周期0.75秒以降から低減した。本稿の条件では、中空鋼管部材の最大応答

加速度は、バネ部材の固有周期に関わらず概ね一定の値を示した。CFT部材の最大応答変位は、バネ部材の固有周期に応じて、在来柱構造に比較して大きな値となった。中空鋼管部材の最大応答変位は、バネ部材の固有周期に関わらず、最大で9.68mmと在来柱構造よりも小さな値となった。

(3) L2地震動（直下型）作用時の応答

L2地震動（直下型）作用時の、バネ部材の固有周期と最大応答加速度の関係を図-11、最大応答変位との関係を図-12に示す。

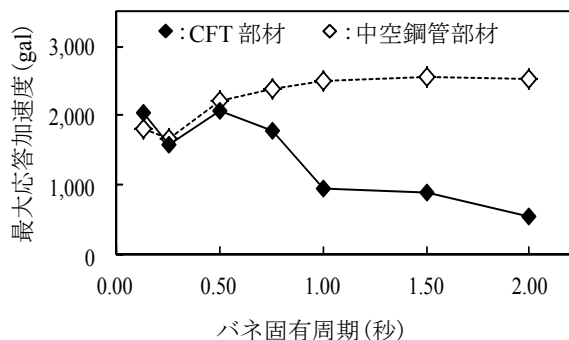


図-11 L2(直下型) バネ固有周期-最大応答加速度

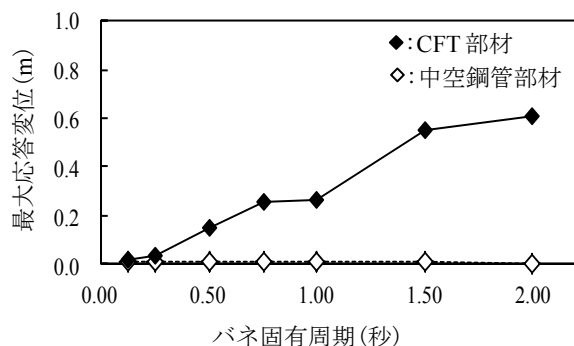


図-12 L2(直下型) バネ固有周期-最大応答変位

L2地震動（直下型）作用時、在来柱構造は線路直角方向および線路平行方向のいずれも降伏モーメント以上、M点モーメント未満であった。特に、線路平行方向はほぼM点モーメントに達する値であった。最大応答加速度は線路直角方向1,089gal、線路平行方向732.4gal、最大応答変位は線路直角方向42.2mm、線路平行方向137mmであった。

二重管柱構造は、L2地震動（海洋型）作用時と同様、いずれのバネ部材の条件でもヒューズ部材が破壊され、バネ部材に軸力が発生して橋脚全体系の固有周期が変化した。L2地震動（直下型）の弾性加速度応答スペクトルは周期0.5秒まで2,200gal、それ以

降の周期では減衰するものとして定義されている。CFT部材の最大応答加速度の値も、それに応じてバネ部材の固有周期0.5秒以降から低減した。中空鋼管部材の最大応答加速度は、L2地震動（海洋型）と同様、バネ部材の固有周期に関わらず概ね一定の値を示した。CFT部材の最大応答変位は、バネ部材の固有周期に応じて、在来柱構造に比較して大きな値となったが、L2地震動（海洋型）と比較して小さな値となった。中空鋼管部材の最大応答変位は、バネ部材の固有周期に関わらず、最大で10.3mmと在来柱構造よりも小さな値となった。

L2地震動（直下型）作用時、バネ部材の固有周期を0.75秒とした場合の、CFT部材の加速度時刻歴を図-13、変位時刻歴を図-14に示す。

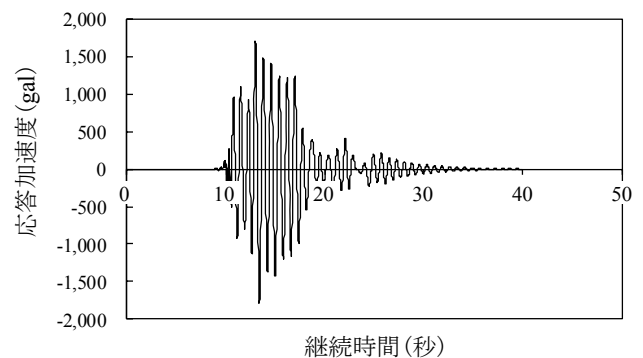


図-13 L2(直下型) 加速度時刻歴

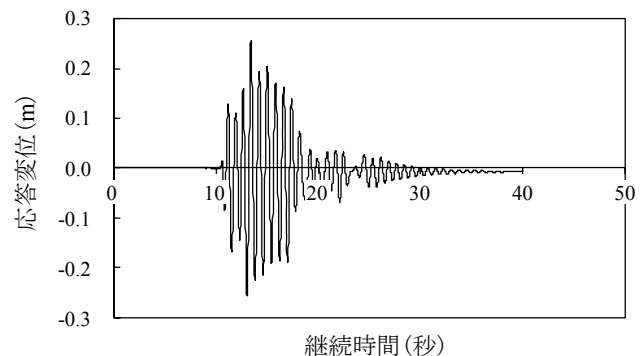


図-14 L2(直下型) 変位時刻歴

バネ部材の固有周期を0.75秒に設定した場合、加振方向に配置したヒューズ部材は、加振開始から10.4秒および10.7秒の時点で破壊した。CFT部材は、破壊前の加振に対しては弾性的な応答が見られるが、破壊後はバネ部材で定めた固有周期に応じた応答を示していることがわかった。中空鋼管部材の加速度時刻歴からは、10.7秒の時点で非常に大きなパルス状の応答が確認された。中空鋼管部材の変位時刻歴では、CFT部材と同様の挙動が確認された。

5. まとめ

提案する二重管柱構造について、解析的に実現性検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ・ L1地震動作用時、ヒューズ部材が機能することにより在来柱構造と比較して変位が小さく抑えられ、中小規模地震動に対して走行安全性が確保できる可能性が確認された。
- ・ L2地震動（海洋型）作用時、ヒューズ部材が破壊されバネ部材が機能することで、橋脚全体系の固有周期が変化することを確認した。バネ部材の固有周期を長くすることにより、最大応答加速度の低減が確認された。一方で最大応答変位については、在来柱構造にと比較して値が大きくなることが確認された。
- ・ L2地震動（直下型）作用時、海洋型と同様に橋脚全体系の固有周期が変化することを確認した。バネ部材の固有周期を長くすることにより、最大応答加速度の低減が確認された。加えて、本稿の条件ではバネ部材の固有周期1.0秒付近までは、在来柱構造と同等の最大応答変位に抑えられる可能性があることがわかった。

参考文献

- 1) 中川隆広，岩田秀治：JR飯田線久米川鋼トラス橋のゴム支承（LRB）の実物大破壊試験などの性能試験，土木学会第55回年次学術講演会，pp. 326-327，2000.9
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2012.9
- 3) 伊津野和行，吉田貴行，監崎達也：ノックオフボルトの破壊確率を考慮した多段階免震支承装置の地震応答特性，土木学会第56回年次学術講演会，pp.646-647，2001.10
- 4) 柑木慎一郎，家村浩和，豊岡亮洋，宮崎充，仲村崇仁：鉄道用アダプティブ免震装置の設計法の開発および載荷速度依存性に関する実験，土木学会第63回年次学術講演会，pp.12250-1226，2008.9
- 5) 伊東佑香，小林薫：要求性能に応じた最適応答を実現する二重管柱構造の基礎的検討，土木学会第71回年次学術講演会，1-596，2016.9
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 設計計算例 RC橋脚（直接基礎），2013.3