

都市内高速におけるロッキング橋梁の 耐震補強方針とその具体的検討

八ツ元 仁¹・今倉 優樹²・福嶋 孝啓³・諸角 治²・安積 恭子⁴

¹正会員 阪神高速道路(株) 建設事業本部大阪建設部設計課 (〒552-0007 大阪市港区弁天 1-2-1-1900 大阪ベイタワーオフィス 19F)

E-mail: hitoshi-yatsumoto@hanshin-exp.co.jp

²正会員 阪神高速技研(株) 技術部設計課 (〒530-6123 大阪市北区中之島 3-3-23 中之島ダイビル 23F)

E-mail: yuki-imakura@hanshin-tech.co.jp

³正会員 阪神高速道路(株) 管理本部管理企画部保全技術課 (〒552-0006 大阪市港区石田 3-1-25)

E-mail: takahiro-fukushima@hanshin-exp.co.jp

⁴正会員 阪神高速道路(株) 保全交通部保全企画課 (〒530-0005 大阪市北区中之島 3-2-4

中之島フェスティバルタワー・ウェスト)

E-mail: kyoko-azumi@hanshin-exp.co.jp

2016年の熊本地震におけるロッキング橋梁の大きな被害を受けて、阪神高速においてもロッキング橋梁の耐震補強を実施してきている。国が示す耐震補強法はシンプルかつ合理的な手法ではあるが、阪神高速のような狭隘な空間で構造物を建設している都市内高速にその手法をそのまま適用することは難しい。そこで、阪神高速では、国が示す耐震補強方針を十分に理解したうえで、阪神高速に適用できる適切な耐震補強法を用いることとし、その適切な手法を選定するための考え方を整理した。

本稿では、ロッキング橋梁の耐震補強の考え方とその耐震補強法を選定するためのフロー（選定過程）を示すのと同時に、そのフローを用いて実橋梁に対して行った耐震補強検討の結果について報告を行う。

Key Words: bridges with rocking piers, seismic retrofit, basic concept, case study

1. はじめに

2016年の熊本地震では道路橋を含めた構造物に甚大な損傷が発生した。それらの損傷の中でもロッキング柱群を下部構造として用いていた府領第一橋梁では、ロッキング柱群が転倒し上部構造が崩壊するという、甚大な損傷が発生した。このロッキング柱を下部構造として用いた橋梁（以降、ロッキング橋梁と呼ぶ）での損傷を受けて、国では道路橋におけるロッキング橋梁に対して耐震補強を行う方針を示している¹⁾。なお、本稿では、橋脚を構成する一部材としてロッキング柱を用いる橋脚のことを、ロッキング橋脚と呼ぶこととする。

阪神高速においても、建設年次の古い路線ではロッキング橋脚を下部構造として採用してきたため、これらロッキング橋梁に対しては前述の国の耐震補強方針に従い、ロッキング橋梁の耐震補強を進めてきているところである。ただし、阪神高速では、過去よりロッキング橋梁が地震外力のような大きな水平力に対して弱いということ

も把握していたため、過年度において、図-1に示すようなロッキング柱の上下端部に設置されるピボット支承に対して、逸脱防止装置を設置するなどの耐震補強を実施している^{例えは2)}。そのため、熊本地震の被害事例を受けての今回の耐震補強は、過去の耐震補強を実施したう

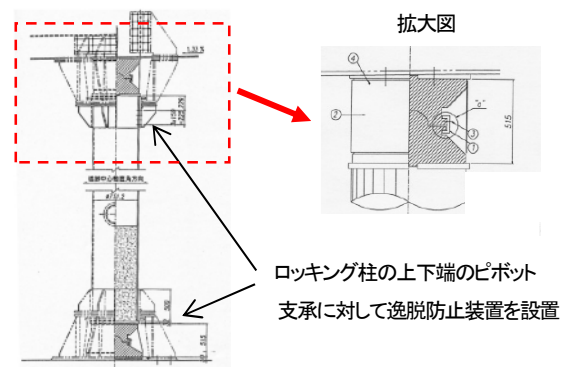


図-1 ピボット支承に対する逸脱防止装置の例²⁾

えでの、さらなる耐震性能を向上させるための対策となる。

本稿では、阪神高速におけるロッキング橋梁の耐震補強を行うにあたり、最も重要となる基本方針について示すのと同時に、実橋梁を対象とした耐震補強検討の結果について述べる。

2. ロッキング橋梁の耐震補強の基本方針

2016年に発生した熊本地震でのロッキング橋梁の被害を受けて、国ではロッキング橋梁の耐震性能を向上させるべく、高速道路会社を含めた道路橋の管理者に対してロッキング橋梁の適切な耐震補強を行うことを命じている。この耐震補強については、耐震補強を行ううえでの基本方針はもとより、具体的な耐震補強事例についても数例ではあるが詳細に明示されている¹⁾。図-2には、このロッキング橋梁における耐震補強の基本方針の概要を示す。図中に示すように、ロッキング橋梁の耐震補強を行ううえで最も重要なことは、落橋のような橋全体系での崩壊を防ぐこととなる。道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編³⁾には、橋の設計では橋全体が崩壊するような致命的な状態となることをなるべく回避できるような配慮を行うことの必要性が述べられている。また、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編⁴⁾（以降、道示Ⅴ編と呼ぶ）には、耐震設計では、部分的な破壊が橋全体系の崩壊につながる可能性のある構造系では、当該部分の部材には損傷が生じないようにするか、損傷が生じる場合にもその損傷を限定的に抑えるような配慮の必要性が述べられている。これらの規定に従うと、ロッキング橋梁の耐震補強の基本方針は、「橋全体系の崩壊につながる可能性のある構造系とならないようにすること」とするべきであり、この基本方針に従った耐震補強対策を行うことが必要と考える。

また、国の示す耐震補強の基本方針では、基本方針を満足するとみなせる補強方法の具体例が示されており、道路管理者にとって理解しやすい内容となっている。本稿では、この具体例のことをみなし規定と呼ぶこととする。このみなし規定の概要と、みなし規定を満足すると考えられる耐震補強構造のイメージを、図-2(b)、(c)に示す。図中に示すみなし規定を満足するとされる構造はシンプルかつ合理的な構造と言える。しかし、一方で、同図(b)に示すようなロッキング柱の壁式化については、非常に狭隘な空間でロッキング柱を用いている都市内高速で実施することは困難となる。図-3には阪神高速におけるロッキング柱の状況を示すが、図中に示すようにロッキング柱間の空間は他団体が管理する道路など必ず確保しておかなければならない空間が存在しており、ロ

基本方針

道路橋示方書Ⅰ共通編1.6.2³⁾

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編2.1(2)⁴⁾

橋全体系の崩壊につながる可能性のある構造系とならないようにすること。

みなし規定1

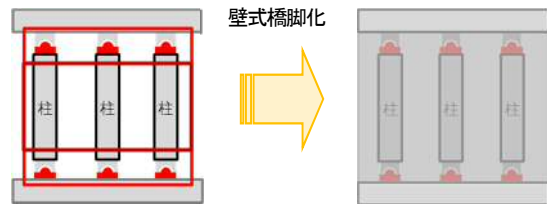
ロッキング橋脚が**単独で自立可能**となるように補強する場合は、基本方針を満足するとみなしてよい。

みなし規定2

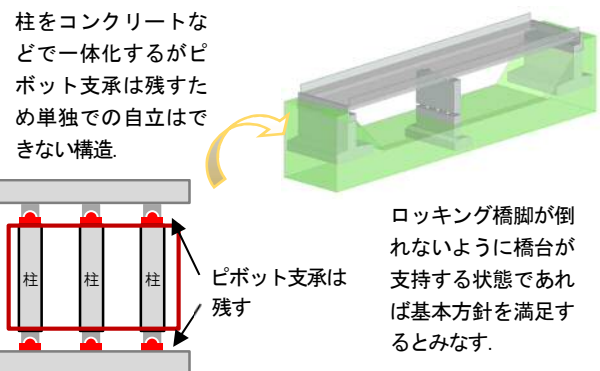
施工上の制約等により**単独で自立可能**な補強ができなくても、一定の条件を満たせば、基本方針を満足するとみなしてよい。

(a) ロッキング橋梁の耐震補強の基本方針

柱をコンクリートなどで一体化し、壁式橋脚のような自立できる構造に補強



(b) みなし規定1 補強のイメージ¹⁾



(c) みなし規定2 補強のイメージ¹⁾

図-2 ロッキング橋梁の耐震補強の考え方

ッキング柱を壁式化することはもとより、ロッキング柱同士をつなげて安定した構造に改良することですら非常に難しくなる。

そこで、阪神高速では、みなし規定にある構造をそのまま用いるのではなく、耐震補強の基本方針を満足する新たな耐震補強法を考案した。前章でも述べたが、阪神

高速ではロッキング橋脚の地震時における脆弱性を把握していたことから、既に耐震補強を実施している。そのため、今回の耐震補強は、耐震性能をさらに向上させる耐震対策と位置づけられる。この耐震補強を進めるにあたり、適切な耐震補強法を採用できるように、耐震補強法の選定フローを作成し、体系的な整理を行った。

3. ロッキング橋梁に対する耐震補強の流れ

図-4 に、適切な耐震補強法を選定することを目的とした耐震補強法の選定フローを示す。阪神高速では、単一のロッキング柱と一般的な橋脚（ラーメン橋脚）と組合せた下部構造や、ロッキング柱群のみで構成された下部構造など、様々な構造特性を有するロッキング橋梁が存在している。橋梁毎の構造特性に適した耐震補強法を選定できるように、本フローでは複数の判定ステップを設けた。

図中に示すように、最初の判定ステップでは、前章で示したみなし規定を用いることができるかどうかの判定を行う。前述のように、阪神高速でみなし規定を採用することはできないが、体系的な整理を行うという目的から、本判定ステップをフローの中で採用している。

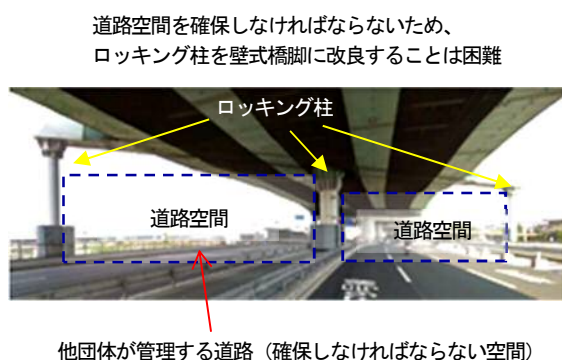


図-3 阪神高速におけるロッキング柱の状況

つぎに、2番目の判定ステップでは、構造的冗長性の観点での判定を行い、構造的冗長性を有していないと判断された場合は、耐震補強1を実施することとした。ここに示す構造的冗長性とは、ロッキング橋脚が損傷した場合の橋梁全体系の崩壊に対する余裕度を示すものである。ロッキング橋脚に構造的冗長性がある場合とは、図-5(a)に示すように、ロッキング柱は橋脚を構成する一部材に過ぎず、このロッキング柱の破壊が橋脚の崩壊に移行する可能性が低い橋脚のことを示す。また、ロッキング橋脚に構造的冗長性がない場合とは、同図(b)に示すように、一つの橋脚がロッキング柱、またはロッキング柱群で構成されており、このロッキング柱（ロッキング柱群）の破壊が直ちに橋全体系の崩壊に移行する可能性が高い橋脚のことを示す。前述のように、当該判定ステップでは、構造的冗長性がない橋脚に対しては、後述する耐震補強1を実施するが、構造的冗長性を有すると評価した橋脚については、次の判定ステップに進めることとした。

最後の判定ステップとなる、3番目の判定ステップでは、ロッキング柱の崩壊が橋脚の破壊をまねくかどうかの評価を行い、その評価結果により耐震補強を行うかどうかの判定を行うようにしている。この評価では、図中に示すように、数値解析によりロッキング柱が崩壊し鉛直支持能力を失った状態を再現し、その状態でロッキング柱以外の部材が破壊状態に至るかどうかの評価を行う。数値解析による評価の結果、ロッキング柱が崩壊しても橋脚が破壊するような大きな損傷が生じないことを確認することができれば、耐震補強は不要となる。一方、ロッキング柱が崩壊し、さらには橋脚を構成するその他の部位で大きな損傷が生じると評価された場合には、その損傷が生じる部位の耐荷性能や変形性能の向上を図るための部材補強（例えば、あて板補強）といった耐震補強2を実施することとしている。次章では、実橋梁を対象とした判定ステップ3での検討について詳述する。

ここからは、2番目の判定ステップでの選択肢となる

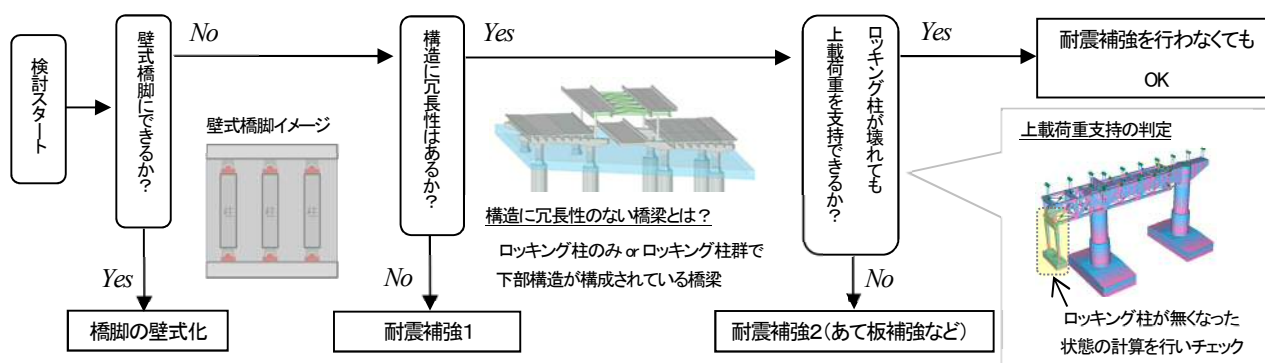
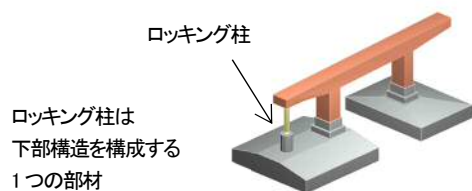
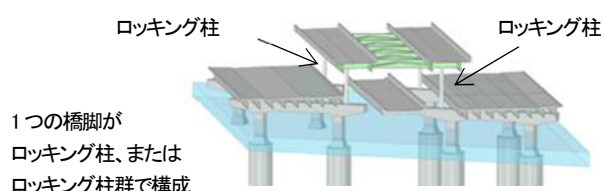


図-4 ロッキング橋梁の耐震補強法の選定フロー



(a) 構造的冗長性がある橋梁



(b) 構造的冗長性がない橋梁

図-5 構造的冗長性がある橋梁と構造的冗長性がない橋梁の構造イメージ

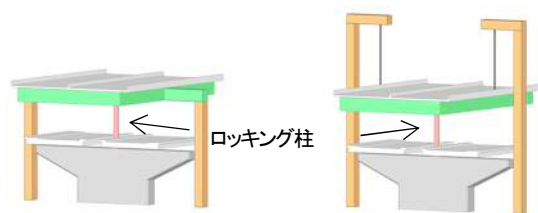


図-6 自重補償柱のイメージ
(左：支持構造、右：吊り構造)

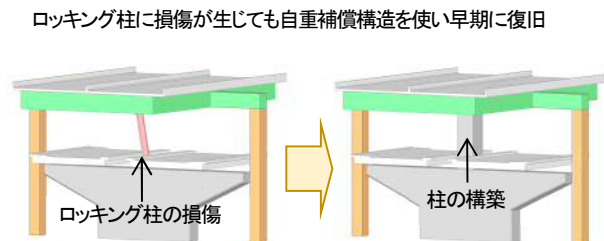


図-7 地震後における復旧対応のイメージ

耐震補強 1 について、その補強方法のイメージについて示す。前述したロックキング橋梁の耐震補強に関する基本方針に示すように、上部構造を落下させない構造に改良することが耐震補強の最終目標となる。そのための補強構造として、上部構造をロックキング柱とは異なる新たに構築する柱（自重補償部材）により支える、いわゆる自重補償構造⁹⁾を用いることとした。図-6 にその構造のイメージを示す。この自重補償部材として機能する柱（以降、自重補償柱と呼ぶ）は地震時には抵抗しないが、ロックキング柱に損傷が発生し、上部構造等の上載荷重を支持できなくなった状態に陥った時に初めて機能する柱となる。図中には、自重補償柱のイメージとして、上部構造を下側から支持する構造と、上側から吊る構造の 2 種類の構造を示している。架設時における現場条件や、図-7 に示すような復旧時の条件などから、最も適した構造を判断するべきと考えている。図-7 には、上部構造を下側から支持する構造における、地震復旧時の自重補償柱の活用方法について示す。図中に示すように、自重補償柱は上部構造を支持できているため、損傷したロックキング柱を撤去、仮復旧柱の構築などが容易となる。大きな損傷を受けた一般橋梁ならば仮受けベントの構築が必要となるが、自重補償柱を用いればその工程を省略することができ、早期復旧を可能にすると考えられる。なお、図-6、図-7 に示す構造は自重補償柱に関する一つの事例であるため、自重補償構造として現場条件や構造条件に適した構造はいくつも存在すると考える。

本章で示すように、ロックキング橋梁の耐震補強を適切

に行うための選定フローを確立した。次章では、実橋梁を対象とした耐震補強検討について述べる。

4. 耐震補強の具体的検討

(1) 対象橋梁

本章では、阪神高速におけるロックキング橋梁の耐震補強検討の実例を示す。本検討での対象とするロックキング橋梁は、2 章の図-4 の中でも示した、構造的冗長性を有するロックキング橋脚となる。なお、前章でも述べたように、当該橋梁についても壁式橋脚の採用（みなし規定の採用）は不可能であった橋梁となる。

検討対象は昭和 44 年に竣工した A 橋梁とし、その構造概要を図-8 に示す。本検討対象となるロックキング柱は RC 製円形橋脚である P1 橋脚と 2 径間 RC 製ラーメン橋脚である P2 橋脚に支持された鋼単純合成箱桁を支持するために架設されている。同図内に示す平面図の中で着色する範囲がランプ部となっており、そのランプ部を支持することを目的にロックキング柱は設置された。下部構造を設けるための空間が限定されているという建設時での制約条件から、ロックキング柱を採用したという経緯がある。建設年次が古いこともあり、レベル 2 地震対応の耐震補強は平成 17 年度に完了しており、その耐震補強時においては、P1 橋脚および P2 橋脚で厚さ 9mm の鋼板による巻き立て補強を、ロックキング柱のピボット支承において逸脱防止装置の設置が行われている。表-1

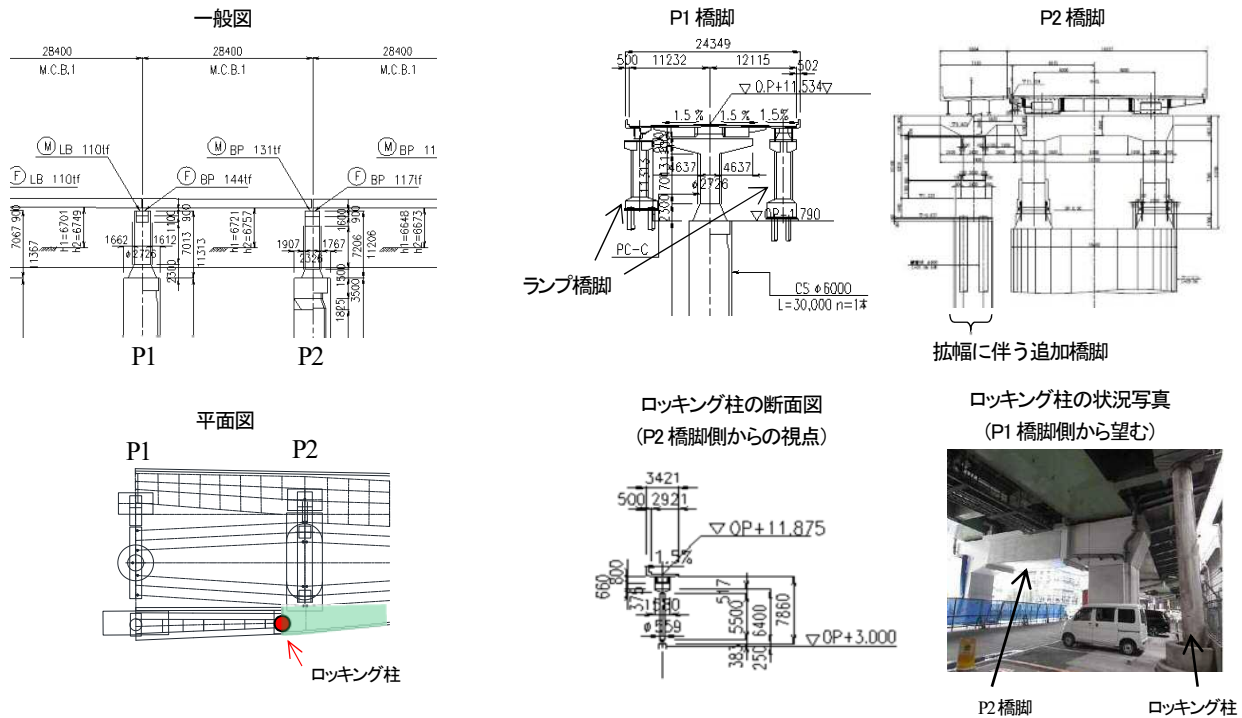


図-8 A 橋梁の構造概要

表-1 A 橋梁の構造諸元

	構造諸元
P1橋脚	RC製円形単柱橋脚(柱部:h=11.3m, ケーソン基礎:30.0m)
P2橋脚	RC製ラーメン橋脚(柱部:h=11.2m, ケーソン基礎:29.0m) 拡幅部RC製矩形単柱橋脚(柱部:h=9.2m, フーチング:1.9m, 鋼管杭基礎:31.0m)
ロックキング橋脚	鋼製円形脚($\phi=559\text{mm}$, $t=9.5\text{mm}$, コンクリート無充填)
上部構造	鋼単純合成箱桁(L=28.4m)
支承	P1橋脚側:BP沓(橋軸・橋直:固定) P2橋脚側:BP沓(橋軸:可動, 橋直:固定)

に下部構造および上部構造の構造諸元を示す。なお、当該橋梁では上部構造の拡幅が行われており、P2 橋脚ではこの拡幅桁を支持するために橋脚が増築されている。

(2) 検討の概要

図-4 に示す選定フローに従うと、当該橋梁は判定ステップ3に進むことになる。本項では、判定ステップ3に基づき、ロックキング柱が損傷し鉛直支持能力を失うという最悪の状況下での、その他の部材の損傷状態の把握を数値解析により行う。具体的な方法として、ロックキング柱の損傷状態を模擬する方法として、下部構造の解析モデルよりロックキング柱部分を削除した状態で、静的載荷解析(自重解析)を実施し、求めた断面力による部材の安全性評価を行う。なお、本検討に先立ち、当該橋梁の地震時応答特性を把握するため、橋軸方向、橋軸直角方向の2方向に対するPushover解析も実施を行う。ただ

し、ロックキング柱を含む当該下部構造は非対称形状のため橋軸直角方向の載荷は左右2方向の計3方向のPushover解析を実施した。Pushover解析で与える水平力は、重量マスに水平震度を乗じることで求めることとし、Pushover解析における漸増荷重はこの水平震度を漸増させることで求めた。上部構造の重量マスは、橋脚梁部の直上に配置することで、上部構造重量に起因する水平力が下部構造に作用するようにモデル化を行った。

(3) 解析モデルの概要

図-9 に本検討での対象となるA 橋梁の解析モデルを、表-2 に構造要素毎の解析モデル条件を示す。前項で述べたように、上部構造の重量は橋脚梁部の直上に配置する節点で模擬することとなる。図中に示すように、P1 橋脚は本線部上部構造の約半分の重量、P2 橋脚は本線部上部構造における残りの重量と拡幅桁の約半分の重量

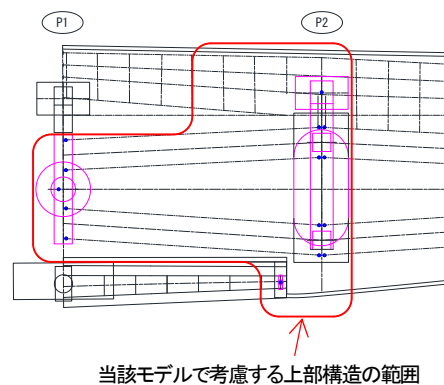
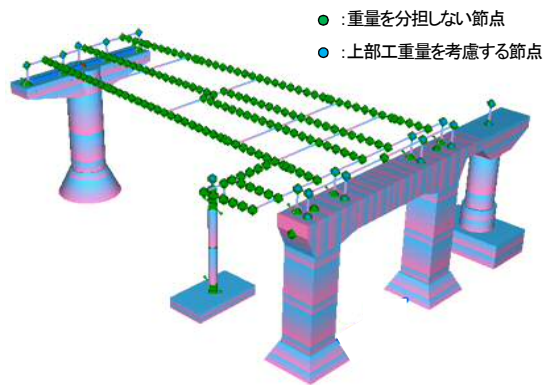


図-9 A橋梁におけるロッキング橋脚の解析モデル

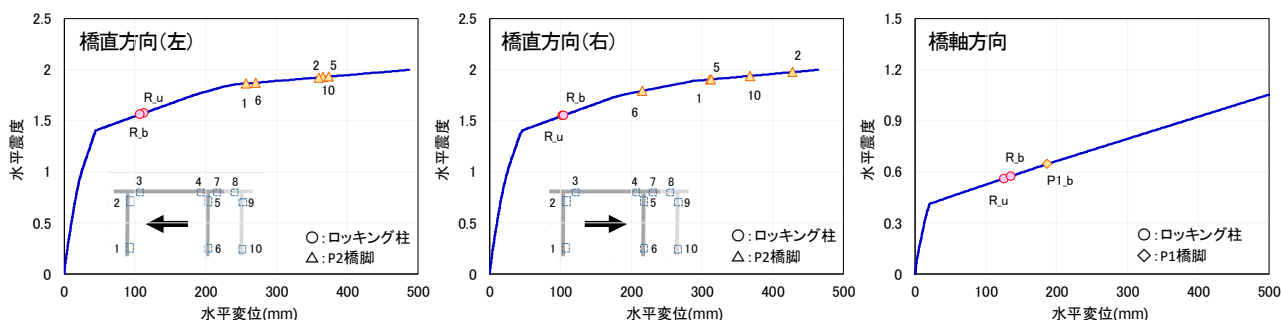


図-10 方向別の損傷進展過程

表-2 解析モデルの概要

	モデル概要
上部構造	梁要素
ラーメン橋脚	非線形梁要素 ($M-\phi$ モデル)
ロッキング柱	線形梁要素
ロッキング柱上下端 (ピボット沓)	並進: 固定回転: バネ要素
支承	P1橋脚(並進: 固定, 回転: バネ要素) P2橋脚(並進: 固定(橋直), 自由(橋軸), 回転: バネ要素)

および P1 橋脚からロッキング柱間のランプ桁重量、を分担するように重量マスの設定を行った。上部構造、ロッキング柱は線形梁要素、ラーメン橋脚は非線形挙動を評価できるようにトリリニアの $M-\phi$ モデルによる非線形梁要素を用いた。支承部はバネ要素によりモデル化し、固定沓側は橋軸直角・橋軸の両方向が固定相当となるバネ値を、可動沓側は橋軸直角方向を同様に固定相当、橋軸方向は水平フリー相当となるバネ値を設定した。ロッキング柱の両端部に設置されるピボット支承についてもバネ要素によりモデル化し、並進方向は固定、回転方向はフリー相当となるバネ値を設定した。ただし、ピボット支承は許容回転角に達するまではピン支承として挙動するため、回転剛性は限りなく零に近い値に設定した。

本解析では、ロッキング柱が損傷した状態での自重解

析を行うことを主眼にしているため、基礎部のモデル化が解析結果に与える影響は小さいと考え、固定境界を柱部下端に設けた。耐震解析における一般的なモデル化とは異なっていることに留意されたい。

(4) 地震時における損傷過程

図-10に P2 橋脚とロッキング柱における損傷過程の評価結果として、3 方向の Pushover 解析の結果を示す。図中に示す△印は、ロッキング柱以外の下部構造を構成する部材における損傷の発生を、○印はロッキング柱における損傷の発生を示す。ロッキング柱での損傷については、柱部材での許容ひずみ、上下端に設置するピボット支承での許容回転角を超えた時点を損傷と定義した。柱部材の許容ひずみは道示 V 編に示す、耐震性能 2 に求める許容ひずみを、ピボット支承についてはピボット支承の詳細図面から判定する回転角の限界値を用いた。また、ロッキング柱以外の下部構造を構成する部材の許容値についても、ロッキング柱部と同様に、道示 V 編に示す許容ひずみを超えた時点を損傷と評価した。

図中に示すように、すべての方向においてロッキング柱の上下端であるピボット支承がその他の部材より先に許容値を超過する。つまり、その他の部材よりロッキング柱は先行して損傷すると言える。特に橋軸直角方向に対する損傷はその他の部材における損傷が発生する水平

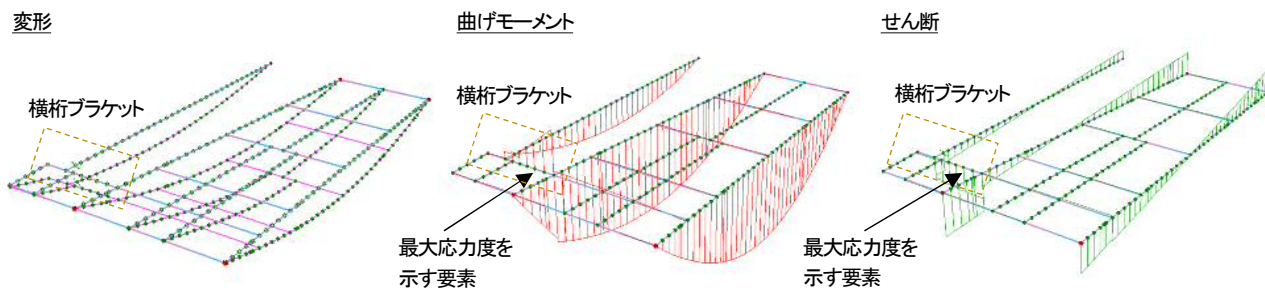


図-11 ロッキング柱の損傷を想定した上部構造の自重解析の結果

表-3 横桁最大発生応力位置での断面力照査

曲げモーメント		せん断力		合成応力	
発生応力度 (N/mm^2)	許容応力度 (N/mm^2)	発生応力度 (N/mm^2)	許容応力度 (N/mm^2)	発生応力度	許容応力度
78.0	238.0	27.6	136.0	0.1	1.2

変位より小さく、ロッキング柱が先行して損傷する可能性が極めて高いことがわかる。一方、橋軸方向については、P1 橋脚の基部における損傷発生とロッキング柱の損傷発生は極めて近い関係にあり、ほぼ同じ水平震度で損傷が生じることがわかる。なお、橋軸方向については、P2 橋脚が可動支承であるため、P2 橋脚に損傷は発生しない。

本項では、簡易な手法に Pushover 解析により当該橋梁の地震時応答特性や損傷の進展過程を把握した。想定を超えるような大きな地震が生じた場合は、ロッキング柱の両端部であるピボット支承において損傷が生じる可能性が高いことがわかった。過年度の耐震補強により支承逸脱防止装置を設置しているため、今回の解析で判定した損傷が I2 地震のような大地震時に実際に生じるわけではないが、橋全体系という観点ではこの部位が他の部位に比べて弱いということが改めて明らかとなった。

(5) ロッキング柱損傷時における自重解析の結果

ロッキング柱が損傷した状態での、ロッキング柱を除く部材での損傷状態の把握を行うため実施した自重解析の結果を示す。ロッキング柱が喪失した状態での部材発生応力に大きな変化が生じたのは上部構造であったため、図-11 に上部構造での変位と発生断面力として曲げモーメント、せん断力の結果を示す。なお、下部構造については、ロッキング柱を喪失した状態でも P1 橋脚、P2 橋脚の断面応力度は許容値の範囲内であり、応力状態に大きな変化が生じないことを確認している。

縦桁部で大きな断面力が発生しているが、図中に示すように横桁部においても大きな断面力が発生していることがわかる。応力度照査の結果、縦桁部より横桁部、さ

らにはロッキング柱による支持点の直近の横桁ブラケットで最も大きな応力度が生じている。ここからは、横桁ブラケットの中でも最も大きな応力度が生じた要素での発生断面応力度の照査結果を表-3 に示す。なお、照査においては地震後の安全性を評価するという観点で、許容応力度割り増しによる照査を行った。許容割り増しの大きさは 1.7 とした。表に示すように、曲げモーメント、せん断力、さらには合成応力において発生応力度は許容値を大きく下回ることを確認した。この照査結果より、当該橋梁ではロッキング柱が損傷し上部構造の鉛直支持機能を喪失したとしても、橋全体系としての大きな損傷が生じるわけではないことがわかった。このため、当該橋梁については、耐震補強選定フローに従った検討の結果、さらなる耐震補強を行う必要はないと判定した。

5. おわりに

本論文では、都市内高速である阪神高速のロッキング橋梁に適した耐震補強法を選定するための考え方を示すとともに、実橋梁を対象にその考え方に従って実施した耐震補強検討の結果を示した。本論文で述べた内容について、以下にまとめる。

- 1) ロッキング柱の壁式橋脚化が困難である阪神高速のロッキング柱を有する橋梁の耐震補強法を、適切に選定するための考え方を整理した。選定フロー形式にすることで、様々な橋梁形式のロッキング橋梁に対して適用できると考える。
- 2) 自重補償構造を採用すれば、地震時における安全性の

確保はもちろんのこと、地震後における復旧作業の早期着手にも貢献できるなど、早期復旧性の向上にも寄与できるものと考え

- 3) 実橋を対象とした耐震補強検討の結果、本検討で対象とした橋梁については、ロッキング柱がたとえ大きな損傷が生じて、上部構造の落橋のような橋全体系における大きな損傷は生じることがない。そのため、さらなる耐震補強の実施を行う必要はないと判定する。

謝辞：「本検討は、阪神高速道路（株）構造技術委員会耐震設計分科会（主査：京都大学清野純史教授）の委員各位から貴重なご意見を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省 HP：第 5 回道路技術小委員会 [資料 4-1] 課題・論点に対する今後の対応（橋梁分野），<http://www.mlit.go.jp/common/001136051.pdf>, 令和元年 9 月 10 日閲覧
- 2) 甲元克明, 米澤康夫, 鈴木威, 竹井賢二, 本田利幸：阪神高速道路木津川橋梁の耐震補強, 第 28 回地震工学論文集, 2007.
- 3) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編, 丸善出版, p.10, 2012.
- 4) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善出版, p.8, 2012.
- 5) 西村隆義, 室野剛隆, 本山紘希, 五十嵐晃：危機耐性を高める自重補償構造の提案と成立性, 第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.299-304, 2015.7.

BASIC CONCEPTS AND A CASE STUDY OF BRIDGES WITH ROCKING PIERS IN URBAN AREAS

Hitoshi YATSUMOTO, Yuki IMAKURA, Takahiro FUKUSHIMA,
Osamu SHOKAKU and Kyoko AZUMI

Hanshin Expressway Company Limited (HE) has been conducting seismic retrofitting activities on bridges with rocking piers (BRP), on the basis of the damage inflicted on the rocking piers during the earthquake in Kumamoto in 2016. The Japanese Ministry of Land Infrastructure and Transport in Japan (MLIT) had employed simple and rational methods for seismic retrofitting of the BRP, which were incompatible with the HE BRP due to the paucity of space for construction in urban areas. Hence, HE has devised a suitable seismic retrofitting technique that is applicable to HE BRP, based on the retrofitting concepts indicated by the MLIT.

In this paper, we will provide the concepts and the flow diagram involved in the decision-making process of seismic retrofitting for HE BRP. Furthermore, by using this flow diagram we will show the results of the seismic retrofit on an actual HE bridge.