

# 駅舎を貫通するロッキング柱を有する橋梁に対する 耐震補強設計

阪神高速道路(株)管理本部管理企画部保全技術課 中野 丹莉  
阪神高速道路(株)管理本部管理企画部保全技術課 佐藤 彰紀  
阪神高速道路(株)管理本部管理企画部保全技術課 八ツ元 仁  
阪神高速道路(株)管理本部管理企画部保全技術課 岡山 真人

## 要 旨

2016 年 4 月に発生した熊本地震において、道路構造物が受けた大きな被害の一つが、ロッキング橋脚を有する橋梁の落橋である。ロッキング橋脚とは、上下端がヒンジ構造となっている柱（ロッキング柱）を有する橋脚であり、それゆえに単独では自立できないという特徴がある。熊本地震での被災をうけ、国土交通省はロッキング橋梁に対して適切な耐震補強対策を実施することを各道路管理者に求めており、その基本方針及び補強例を示している。阪神高速道路においても複数のロッキング橋脚が存在しており、熊本地震発生以前より耐震対策を講じてきているが、想定外の地震によりロッキング柱のヒンジ部が損傷した場合には、当該橋脚を有する橋梁は橋全体系の崩壊（落橋）に至る懸念がある。そこで、国土交通省の方針も踏まえ、ロッキング柱のヒンジ部が損傷し、鉛直支持機能を失った場合の補強方法について検討することとした。

本稿における対象橋梁は、駅舎を貫通するロッキング柱を有する鉄道構造物一体区間の橋梁である。レベル 2 地震動を超えるような超過外力が作用し、ロッキング柱による上部構造の支持機能が喪失した際に新たに機能する自重補償構造や、橋軸方向に大きな応答が生じやすい当該橋梁の構造特性に応じた要求性能を満足させるべく新たに設置した制震ダンパー等に関する構造検討の結果について報告を行う。

**キーワード:** 鉄道構造物一体区間, ロッキング橋脚, 自重補償構造, 耐震補強

## はじめに

2016 年に発生した熊本地震では、ロッキング橋脚を有する橋梁が落橋する被害があった。ここで、ロッキング橋脚とは、「ロッキング柱（両端にピボット支承を有する柱）を有する橋脚」である。ロッキング柱は、水平荷重を支持せずに鉛直荷重のみを支持する合理的な構造であるが、単独では自立できないため、図-1 に示すように大き

な水平力が作用した場合に不安定化し、落橋に至る可能性がある。熊本地震での被災を受け、国土交通省はロッキング橋脚を有する橋梁に対する適切な補強を各道路管理者に求めており、補強する場合の基本方針と補強例を示している<sup>1)</sup>。阪神高速道路（以下、当社）においては、熊本地震発生以前より耐震対策を講じてきている<sup>2)</sup>が、想定外の地震によりロッキング橋脚のヒンジ部が損傷した場合には、当該橋脚を有する橋梁は橋全体系の崩壊（落橋）に至る懸念があり<sup>3)</sup>、万が一ヒンジ

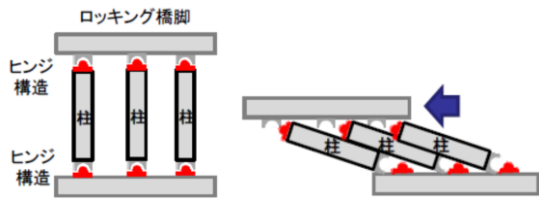


図-1 ロッキング橋脚の不安定化<sup>1)</sup>

部が損傷し鉛直支持機能を喪失した場合の対策の必要性及び補強方法について検討する必要がある。当社では、国土交通省の示す補強方針を踏まえつつ、過年度に実施した耐震対策等を勘案し、当社のロッキング橋脚を有する橋梁に適した耐震補強方針を設定している<sup>4)</sup>。本稿は、その方針に基づき、駅舎を貫通するロッキング柱を有する鉄道構造物一体区間の橋梁を対象に実施した補強設計内容を報告するものである。

## 1. 対象橋梁

### 1-1 橋梁概要

本稿の対象橋梁は、阪神高速 4 号湾岸線の湾 P60～P64 である。写真-1 に湾 P62 ロッキング橋脚を、図-2 及び図-3 に湾 P62 正面図、全体側面図を示す。本橋は 1979 年に建設された 4 径間連続鋼床版 2 主桁桁橋である。下部構造は、湾 P62 は RC ラーメン橋脚とロッキング柱で構成される橋脚、湾 P60, 61, 63, 64 は鋼製 2 層ラーメン橋脚である。本橋との一体構造として、大阪メトロのニュートラムが建設されており、ニュートラムの軌道、駅舎（フェリーターミナル駅）及び阪神高速の上部工を湾 P62 が支持している。このうち、阪神高速の上部工をロッキング柱で支持しており、

当該柱は駅舎を貫通している。橋の中央径間をロッキング柱 1 基のみで支持する構造であるため、想定外の作用に対し冗長性の小さい状態であると判断される。

### 1-2 過年度の耐震補強履歴

本橋に対しては、過年度より耐震補強を段階的に実施しており、1 度目は湾 P60, 61, 63, 64 の支取替と湾 P60, 64 への落橋防止構造の設置（平成 10 年）、2 度目が湾 P60, 61, 63, 64 のコンクリート充填、リブ補強（平成 12 年）、3 度目



写真-1 湾 P62（駅舎ホームにて撮影）

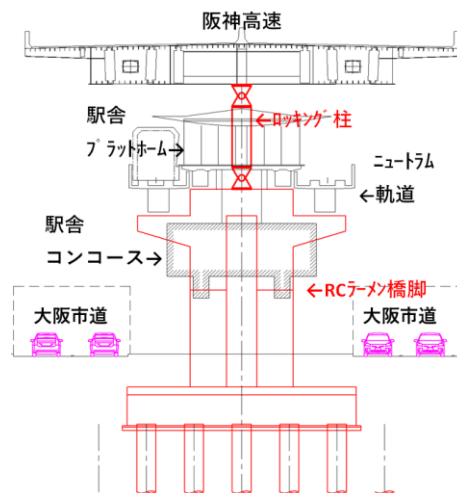


図-2 湾 P62 正面図

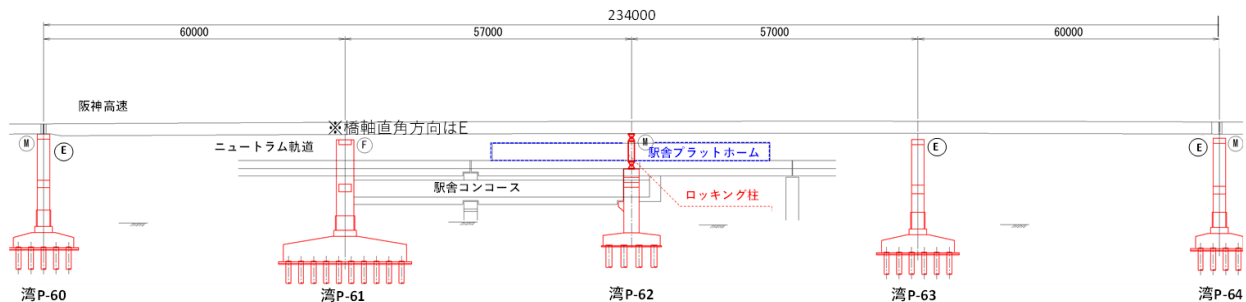


図-3 全体側面図

が湾 P62 ピボット支承への逸脱防止装置設置及びピボット支承の回転角拡大工（平成 17 年）である。

## 2. 超過外力への対応方針

### 2-1 耐震補強方針

熊本地震におけるロッキング橋脚の被災を踏まえ、国土交通省は、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脚を有する橋梁の補強又は撤去を行うよう通知しており、あわせて、ロッキング橋脚が単独で自立可能な構造であるとみなしてよい対策例も示されている<sup>1)</sup>。しかし、当社の管理する高速道路の立地条件上、対策例に示されるような複数のロッキング柱を一体化する対策<sup>2)</sup>をとることは難しい。また、当社では過去よりロッキング橋脚に対する耐震補強を実施してきており、所要の耐震性能を保有していると考えられる。以上のことから、当社では、国土交通省の示す補強方針を踏まえつつ、当社のロッキング橋脚を有する橋梁に適した耐震補強方針を設定している<sup>4)</sup>。以下にその考え方を示す。

- A) レベル 2 地震に対してはロッキング柱を含めた既存構造が地震外力に抵抗する。
- B) レベル 2 地震を超えるような地震が生じた場合、又は、橋全体系が想定外の挙動を示した場合において、耐震補強で構築する構造が鉛直支持機能を発揮する。
- C) 上記により、既存構造の性能を最大限活用しつつ、自重補償構造の設置により、ロッキング柱の損傷が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。

### 2-2 自重補償構造の形式選定

本橋に設置する自重補償構造は、前述の方針<sup>4)</sup>に示される形式選定ツリーをベースに検討した（図-4）。現地条件を踏まえ、ツリーの各分岐点では、以下のように判断して形式選定した。

図-4 の分岐①について、駅舎を貫通するように設置されたロッキング柱という厳しい現地条件

がありつつも、路下にスペースがあり分離構造としての設置は可能であると判断した。

分岐②について、路下の市道により橋軸直角方向に空間的制限があり、自重補償構造を極力小規模とする必要があったため、吊り構造と比較して規模が小さくなる支持構造を採用した。

分岐③について、面的な支持の場合は、ニュートラム駅舎の屋根との必要離隔を確保できず地震時に接触する恐れがあるため、不採用とした。

以上の整理により、本橋に設置する自重補償構造の構造形式は、図-4 の「④点での支持」とすることとした。設計着手時の構造イメージを図-5 に示す。湾 P62 ロッキング橋脚から橋軸方向に離れた位置に独立した鋼製橋脚を新設し、万が一ロッキング柱が損傷した場合、上層梁天端に支持点に移行する構造である。自重補償構造の設置位置は、基礎が駅舎基礎と干渉しない位置とし、湾 P63 側に 12 m 程度離れた位置とした。ここで、

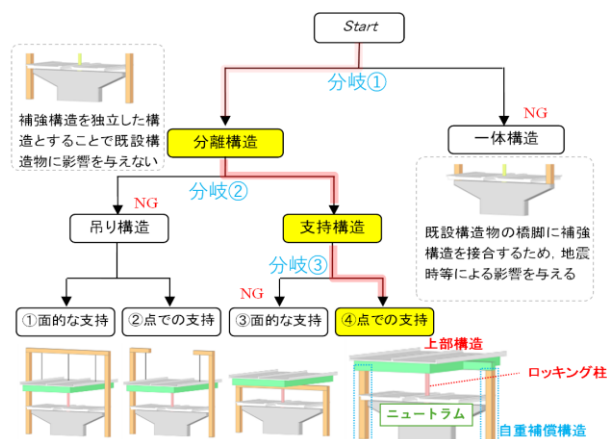


図-4 自重補償構造の形式選定ツリー  
（参考文献<sup>4)</sup>の図-7を一部編集）

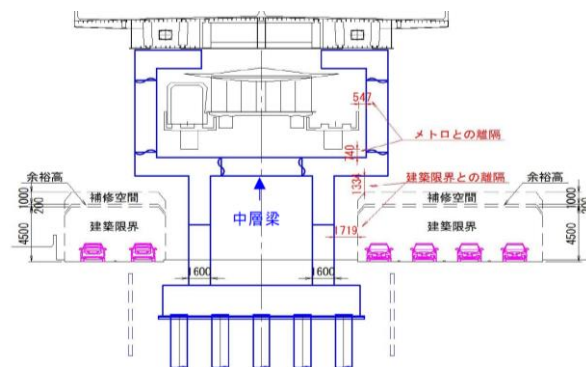


図-5 自重補償構造 構造イメージ

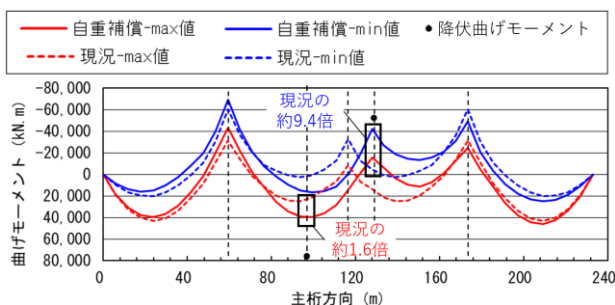


図-6 支点位置変更の影響確認

自重補償構造が上部工を支持する際に支点位置が変更となるため、上部工に対する影響を確認した。

図-6 に D+L 載荷状態の現況及び自重補償構造機能時における上部工の曲げモーメント分布の比較結果を示す。現況に比べて曲げモーメントが大きくなる範囲が存在するが、いずれの箇所においても降伏曲げモーメント以下であることを確認している。以上より、支点位置が変更された場合の上部工の安全性が確認されたため、自重補償構造はロッキング橋脚から橋軸方向に離れた位置に設置することとした。

### 3. 自重補償構造の設計

#### 3-1 数値解析の概要

自重補償構造はレベル2地震動を超える超過作用時を想定した構造であり、その構造検討を行う際には従来の耐震補強検討が対象とする応答を大きく超える領域での挙動を把握する必要がある。また、本橋はロッキング柱により構成された橋梁ということもあり、阪神高速における一般的な橋梁と比較しても橋軸方向の剛性が低く、橋軸方向に大きな応答が生じやすいという構造特性を有している。加えて、ロッキング柱が駅舎という重要構造物を貫通するように配置されていることから、レベル2地震動を超える超過作用時まで含めた地震時挙動を求め、その駅舎への影響を正確に把握することは必要不可欠となる。

これらを踏まえると、今回の対象橋梁における自重補償構造の検討では、大変形領域の地震時応答を精度よく求めることが必要となる。一般橋梁の耐震検討で用いられる解析手法ではその適用範

囲を逸脱する可能性が高いため、長大橋のような特殊形式の橋梁でしばしば用いられる大変形解析の導入が必要と考える。大変形解析の一つである幾何学的非線形性を考慮した解析は、計算負荷が高いものの、近年の計算機器の性能の向上により、実務レベルでも問題なく扱えることから、本検討では幾何学的非線形性を考慮した動的解析による耐震補強検討を実施することとした。なお、過年度に実施したピボット支承の耐震補強における検討では、従来の解析手法を用いていたため、地震応答の検証も兼ねて現況構造の再現解析も併せて実施している。

#### 3-2 解析モデル

解析に使用した現況構造モデルを図-7 に示す。過年度に実施済みである橋脚のコンクリート充填、リブ補強、巻き立て等の効果についてはファイバー断面で考慮し、ロッキング柱は両端がピン接続のファイバー要素でモデル化した。本モデルに対し、前述のとおり、幾何学的非線形性を考慮した有限変位解析により挙動を確認した。

また、補強構造モデルを図-8 に示す。補強構造モデルについては、3-3 に示す解析結果を踏まえ、ロッキング柱の橋軸方向の変位抑制対策として、ロッキング柱を除く既設橋脚と自重補償構造に粘性ダンパーを設置し、橋軸直角方向の変位抑制対策としてロッキング柱を除く既設橋脚に水平力分担構造を設置する方針とし、これらを現況モデルに追加したものとした。ダンパーは速度依存型ダンパーとしてモデル化を行い、減衰抵抗力は式 (1)を用いた。

$$F = CV^{0.22} \quad (1)$$

ここで、 $C$ は減衰定数、 $V$ は速度である。

橋軸方向の変位抑制対策として、レベル2地震に対しては既存構造のみで地震外力に抵抗することが望ましいものの、解析によるケーススタディの結果、既設鋼製橋脚へのダンパー設置のみでは次項で述べる所要の変位抑制効果を得ることが困難であったため、自重補償構造はフェールセーフ

橋脚として機能する以前のレベル2地震時からダンパーを介し地震時水平力を負担する方針とした。ダンパー規格の選定にあたっては、複数のダンパー規格の組み合わせによる動的解析の応答を確認し、その中からロッキング柱の変位を最大まで抑制できる配置を採用した。図-9に粘性ダンパーの設置計画を示す。2000 kNのダンパー(減衰乗数  $C=2330$ )を各鋼製橋脚に2基ずつ、自重補償構造にはP62側、P63側それぞれに2基ずつ計4基設置することとした。

橋軸直角方向については橋脚の耐力を踏まえ、変位抑制対策は水平力分担構造の設置とし、鋼製橋脚の橋軸直角方向の支承条件を固定とすることでモデルに反映した。

各モデルへの入力地震動は、道路橋示方書のレベル2地震動(タイプI及びII波、III種地盤)と

した<sup>5)</sup>。

### 3-3 解析結果

現況構造モデル、補強構造モデルにおける湾P62ピボット支承の応答値のうち、最も変位の大きかったレベル2地震動タイプII波入力時の結果を表-1に示す。現況構造において、ピボット支承の変位が橋軸方向、橋軸直角方向ともに許容変位を超過しており、幾何学的非線形性を考慮した影響がその原因として考えられる。補強構造モデルについては、対策の実施により応答変位が低減することを確認したが、変位抑制対策のみでは許容値以下とすることが困難であったため、図-10のようにピボット支承の下沓を切削し可動域を広げることで、補強構造における応答変位を許容値内に収めることができた。

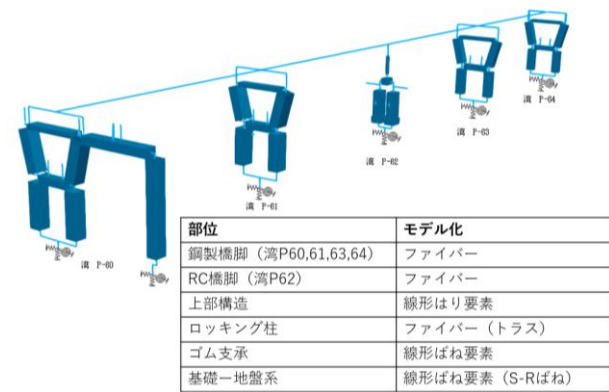


図-7 現況構造モデル

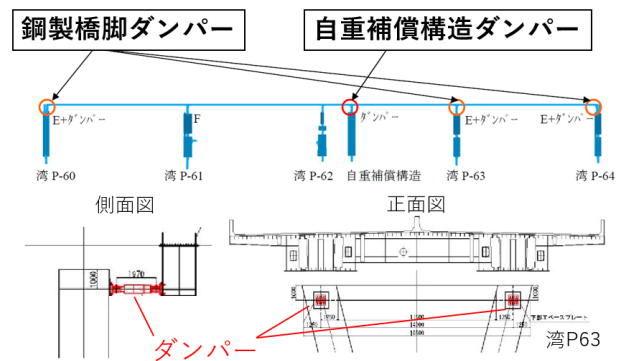


図-9 粘性ダンパー設置計画

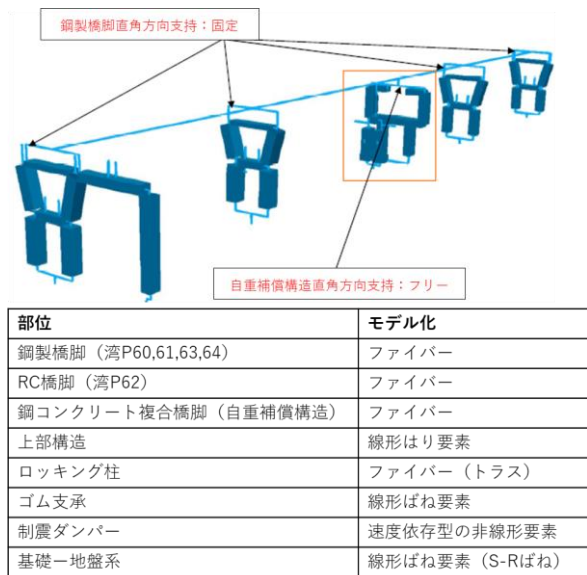


図-8 補強構造モデル

表-1 ピボット支承変位

	現況構造			対策後			
	応答値	許容値	応答/許容	応答値	許容値	応答/許容	
橋軸方向	変位(mm)	-497	196.1	2.53	278	310	0.90
	回転角(°)	-4.82	1.90	2.54	2.70	3.00	0.90
直角方向	変位(mm)	909	196.1	4.64	229	310	0.74
	回転角(°)	8.84	1.90	4.65	2.22	3.00	0.74

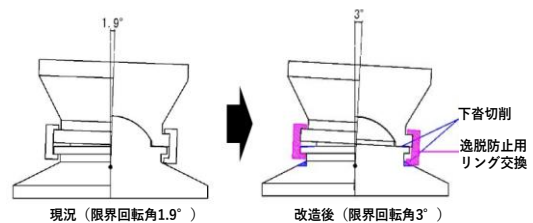


図-10 ピボット支承改造

### 3-4 自重補償構造の設計の詳細

#### (1) 限界状態の設定

自重補償構造の設計において考慮する限界状態は、自重補償構造の機能前（ロッキング柱が損傷し、上部工重量が自重補償構造に受け替わる前）と機能後（上部工重量が自重補償構造に受け替わった後）に大別して考えることとし、表-2のように設定した。機能前の作用については一般的な新設構造物における設計地震動を設定し、機能後の作用については被災後の交通機能確保を想定した活荷重、及びその後の余震を想定したレベル1地震動を設定した<sup>9)</sup>。受け替え後に想定する作用はレベル1地震動としたが、これは、受け替え時の衝撃力・摩擦抵抗による水平力より大きいいため、これらの影響を考慮していることとしている。限界状態については、機能前は道路橋示方書I共通編2.3<sup>7)</sup>に示す耐荷性能2を満足し、機能後はロッキング柱の損傷が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設定した。

#### (2) 設計用上部工反力

自重補償構造における設計用上部工反力は前述した補強構造モデル（図-8）の動的解析における算出結果を用いた。設計用上部工反力を表-3に示す。自重補償構造の機能前は、レベル1及びレベル2地震時の水平力のみを負担し、自重補償構造の機能後は、ロッキング柱が支持する死荷重反力をそのまま受け替え、さらに余震による水平力が作用するものと想定した。なお、自重補償構造

表-2 自重補償構造の限界状態の設定

状況	作用区分	目標とする橋の限界状態	各構造における限界状態	
			柱	基礎
自重補償機能前	D+EQ(L1)	橋の限界状態1： 橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない限界の状態	限界状態1	限界状態1
	D+EQ(L2)	橋の限界状態2： 部分的に荷重を支持する能力に低下が生じているが、橋としての荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり、荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にある限界の状態	限界状態2	限界状態1（副次的）
自重補償機能後	D+D(u)+L(l-r)	橋の限界状態3： これを超えると構造安定性が失われる限界の状態	限界状態3	限界状態1（副次的）
	D+D(u)+EQ(L1)		限界状態3	限界状態1（副次的）

※基礎の限界状態1(副次的)：基礎の降伏を超えない限界の状態である一方で、杭周辺の地盤が、例えば杭頭付近の領域において安定性を喪失しない範囲で杭前面地盤が塑性化領域となる状態

の機能後の反力には、活荷重及びその後の余震を想定したレベル1地震動を設定したが（表-2）、後者の反力がより大きくなったため、設計に用いた。

#### (3) 橋脚及び基礎の設計

自重補償構造の橋脚形式はニュートラム軌道、ニュートラム桁及び駅舎から作業空間等の必要な離隔をなるべく確保できるよう、既設橋脚と同様に鋼製橋脚とした。必要離隔を図-11に示す。

橋脚断面は、必要離隔を確保しつつ、表-2に示す状況についての応力度照査を満足するように設計した。

自重補償構造の基礎は、ニュートラム軌道桁下の約9.0mの空頭制限のある現地条件下でも施工可能であること、また水平支持性能と経済面でも有利であることから、杭基礎形式は場所打ち杭を採用し、表-2に示す状況についての照査を満足するように設計した。

#### (4) 上下部接続部の設計

自重補償構造の設計合理化のため、上下部接続部には、上部構造と自重補償構造の摩擦抵抗が小さくなるすべり支承を設置する。図-12に構造詳

表-3 自重補償構造に作用する上部工反力

状況		荷重ケース	死荷重反力 Rd(kN)	水平力 H(kN)	
橋軸方向	自重補償機能前	L1地震時	D+EQ(L1)	0	896
		L2地震時	D+EQ(L2)	0	3374
	自重補償機能後	超過作用時	D+D(u)+EQ(L1)	4933	1636
橋軸直角方向	自重補償機能前	L1地震時	D+EQ(L1)	0	0
		L2地震時	D+EQ(L2)	0	0
	自重補償機能後	超過作用時	D+D(u)+EQ(L1)	4933	740

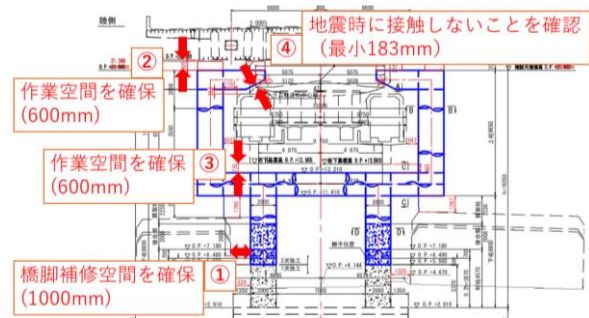


図-11 自重補償構造 必要離隔

細を示す。自重補償構造の上層梁天端に計4基のすべり支承を設置することとした。すべり支承の設計移動量は、動的解析にて算出したレベル2地震時の自重補償構造の変位に、別途算出した地盤ひずみを加えた値(表-4)より大きくなるよう設定し、ロッキング柱が損傷した際に確実に上部構造を受け替えられるよう配慮した。具体的には、橋軸方向に600mm、橋軸直角方向に370mmを設計移動量とした。自重補償構造の機能時には支点が変更されるため、表-3に示す上部工反力に抵抗できるよう桁内に補強材を設置した。また、常時において、自重補償構造の上層梁と上部工下フランジが接しないよう、すべり板とステンレス板の離隔を設定した。具体的には、ロッキング柱が損傷した場合にのみすべり支承が機能し自重補償構造に水平力を伝達できるよう、すべり支承の離隔は上部工の活荷重たわみにレベル2地震時のロッキング橋脚の鉛直変位を加えた値よりも大きくなるよう設定した。すべり面の材質は、安価で摩擦係数が小さいポリアミド板( $\mu = 0.04$ )とし、常時はステンレス板に接しないため、ボルトにより固定することで経年劣化による剥離が生じないように配慮した。

### 3-5 その他構造の設計

#### (1) 水平力分担構造の設置

湾P62を除く4基の鋼製橋脚の梁天端に設置する水平力分担構造の構造図を図-13に示す。上部工側は横桁下フランジにブラケットを設置し水平力を上部工横桁に伝達、下部工側はブラケットを橋脚上層梁天端に設置し水平力を上層梁ダイアフ

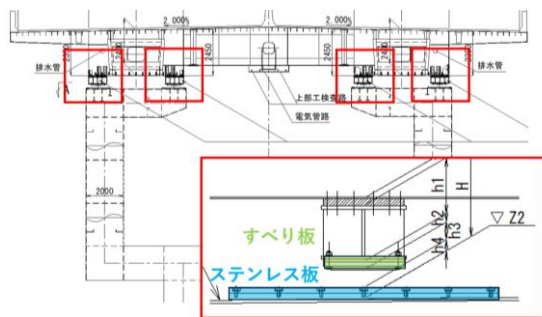


図-12 自重補償構造 上下部接続部

ラムに伝達する構造とした。なお、上層梁は梁高さが低く梁内に補強材を配置することが困難であるため梁天端上面に配置した。

#### (2) 駅舎改造及びロッキング柱の転倒防止構造の設置

ロッキング柱が駅舎と接触することを防ぐため、図-14に示すような駅舎開口部の拡大を実施することとした。さらに、レベル2地震動を超える水平力が作用しロッキング柱が損傷した際に、駅舎への影響を抑制するため、フェールセーフの目的で図-15に示す転倒防止構造を設置することとした。

### 4. まとめ

駅舎を貫通するロッキング柱を有する鉄道構造

表-4 自重補償構造変位

	解析手法	変位量 (mm)	算出式 (H24道示に準拠)
橋軸方向	L2地震時上下部最大相対変位 $U_R$	244.4	上部工変位
	L2地震時地盤相対変位 $U_G$	347.5	$\epsilon_G \times L$
	移動量	591.9	$U_R + U_G$
橋軸直角方向	L2地震時上下部最大相対変位 $U_R$	15.1	上部工変位
	L2地震時地盤相対変位 $U_G$	347.5	$\epsilon_G \times L$
	移動量	362.6	$U_R + U_G$

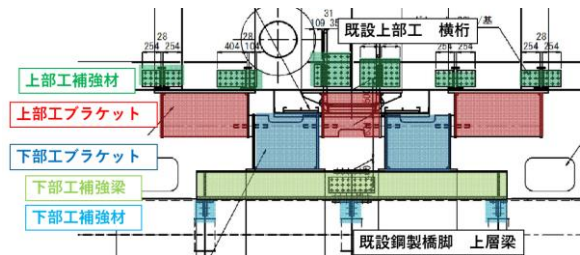


図-13 水平力分担構造 構造図

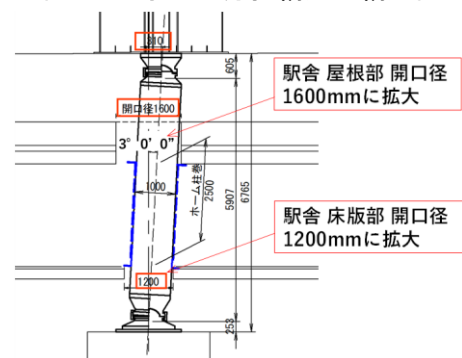


図-14 駅舎改造

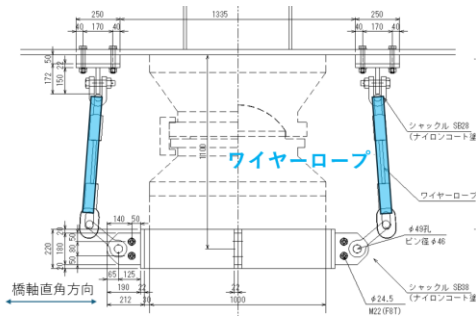


図-15 転倒防止構造

物一体区間の橋梁を対象に、ロッキング柱の損傷が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補強するべく検討を行った。既設橋梁の特性を踏まえつつ、超過作用時のフェールセーフ機能を有する自重補償構造の新設により求められる耐震性能を確保することができた。本橋のような複雑な構造形式のロッキング橋脚を有する橋梁の耐震補強検討において、本稿が一助と

なれば幸いである。

#### 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>（2024 年 1 月 19 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) 吉田直人，池田学，芝寛，高野幸宏，斎藤聡，工藤伸司：ピボット支承を有する既設鋼鉄道橋の耐震性能評価に関する一考察，第 14 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.71-78，2011.7。
- 4) 八ツ元仁，桐間幸啓，安積恭子：阪神高速におけるロッキング橋梁の耐震補強コンセプトとその具体的対策，阪神高速道路第 51 回技術研究発表会，2019。
- 5) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012。
- 6) 阪神高速道路株式会社：上下部接続部耐震補強の設計手引き，2021.1。
- 7) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017。

## SEISMIC RETROFITTING OF A BRIDGE WITH A ROCKING COLUMN BUILT THROUGH A STATION BUILDING

Akari NAKANO, Akinori SATO, Hitoshi YATSUMOTO and Masato OKAYAMA

In response to the collapse damage of bridges with rocking piers during the Kumamoto earthquake in 2016, the Japanese government requires road administrators to properly strengthen or remove bridges with rocking piers. The Hanshin Expressway also has several rocking piers, and seismic countermeasures have been taken since before the Kumamoto earthquake. However, there is a concern that, if the bearings of the piers are damaged by an unexpected earthquake, the entire bridge system may collapse. This paper describes the design of retrofitting made to an existing bridge with a rocking column built through a station building. New dead weight compensation devices were installed to provide a fail-safe function in the event that the displacement of the rocking column exceeded the limit rotation angle of the bearings, and new aseismic devices were installed to control the displacement of the rocking column, which prevent contact of the rocking column with the station building in case an earthquake occurs.

中野 丹莉



阪神高速道路株式会社  
管理本部 管理企画部  
保全技術課  
Akari NAKANO

佐藤 彰紀



阪神高速道路株式会社  
管理本部 管理企画部  
保全技術課  
Akinori SATO

八ツ元 仁



阪神高速道路株式会社  
管理本部 管理企画部  
保全技術課  
Hitoshi YATSUMOTO

岡山 真人



阪神高速道路株式会社  
管理本部 管理企画部  
保全技術課  
Masato OKAYAMA