

河川内壁式橋脚上に設置されたロッキング柱を 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 佐藤 彰紀
阪神高速道路(株)計画部計画調整課 長澤 光弥
阪神高速道路(株)技術部国際室 儀賀 大己

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脚を有する橋梁に対する適切な補強又は撤去を道路管理者に求めており、補強する場合の基本方針及び補強例を示している。阪神高速道路に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当該橋脚の支承部が損傷した場合、橋全体系の崩壊（落橋）に至る懸念があり、国土交通省の方針も踏まえ、万が一が一支承部が損傷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こととした。本稿では、河川内に位置する壁式橋脚上に設置されたロッキング柱を有する橋梁を対象に実施した補強設計内容を報告する。レベル2地震動を超える地震動が本橋に作用し、ロッキング柱の変位が万が一、支承の限界回転角を超過した場合のフェールセーフ機能を付与するため、自重補償構造を新たに設置することとし、既設上部構造に対しては、外ケーブル補強を行うこととした。

キーワード:ロッキング橋脚、自重補償構造、耐震補強、フェールセーフ、鋼管杭、ソケット接合

はじめに

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¹⁾。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、水平力を受けもたずに鉛直力を支持する合理的な構造であるものの、それゆえに単独では自立できず、**図-1**に示すようにひとたびヒンジ部が損傷すると不安定化する構造特性を有する。熊本地震の被災をうけて、

国土交通省ではロッキング橋脚を有する橋梁に対する適切な補強又は撤去を道路管理者に求めており、補強する場合の基本方針及び補強例を示している¹⁾。

一方、阪神高速道路（以下、当社）においては、過年度より実施している耐震補強の中で、ロッキ

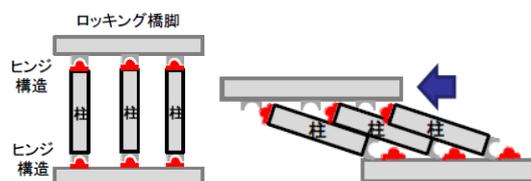


図-1 ロッキング橋脚の不安定化

ング橋脚を有する橋梁についてもすでに補強を実施している²⁾。しかし、前述の熊本地震での被災事例が示すように、想定外の地震により支承部が損壊した場合、ロッキング橋脚を有する橋梁は構造的に冗長性が無く、上部構造の崩落といった橋全体系の崩壊に至る可能性があり³⁾、万が一支承部が損壊した場合の検討も実施する必要がある。

本稿は、河川内に位置する壁式橋脚上に設置されたロッキング柱を有する橋梁を対象に、耐震補強方法の検討を行った結果とその補強構造について報告するものである。

1. 対象橋梁

1-1 橋梁概要

本稿では、当社が管理するロッキング橋脚のうち、阪神高速 14 号松原線の松 P581 を検討の対象とした。写真-1 に全景写真を、図-2 に橋梁一般図を示す。当該橋梁は大阪府道上を占有する形で設置されており、上部構造は 4 径間連続鋼箱桁橋である。下部構造は、松 P579 が RC 単柱式橋脚、松 P580, P582, P583 が鋼製ラーメン橋脚であり、松 P581 がロッキング橋脚である。当該ロッキン

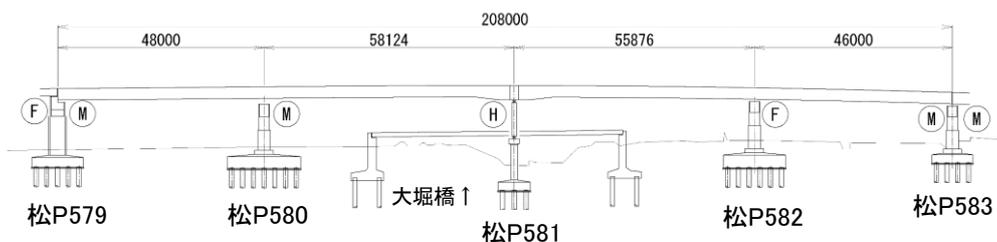
グ橋脚は、路下の大阪府道が東除川を渡河するために設置された大堀橋の壁式橋脚上に、3 本のロッキング柱（若番側から見て左より A1, A2, A3）が設置された構造となっている。

1-2 過年度の耐震補強履歴

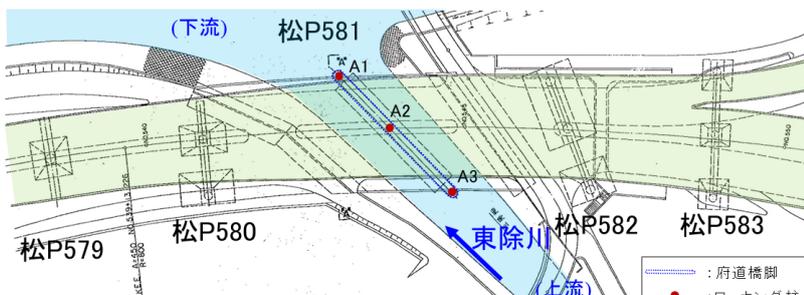
松 P579～松 P583 の橋梁に対しては、過年度に耐震補強が計 4 回実施されており、その内容は、1 回目が松 P579 の鋼板巻き立て補強（平成 10 年）、2 回目が松 P580, P582, P583 のコンクリート充填（平成 12 年）、3 回目が松 P579, P583 への落橋防止装置（PC ケーブル）の設置（平成 13 年）、4 回目が変位制限装置、ピボット支承逸脱防止構造等の設置（平成 19 年）である。1～3 回目の工事については、本橋のみならず複数の橋梁に対して同一工種の補強対策を実施したものであ



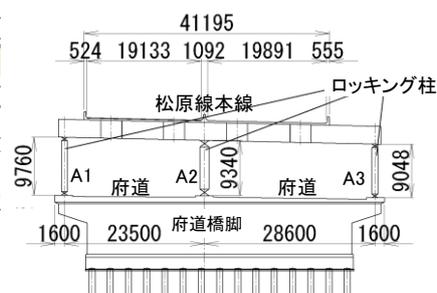
(a) 西側から正面 (b) 東除川上流から側面
写真-1 松 P581 全景



(a) 全体側面図 (単位: mm)



(b) 全体平面図



(c) 松 P581 正面図 (若番側から)

図-2 橋梁一般図 (松 P579～松 P583)

(単位: mm)

るが、4 回目の工事については、本橋に対する個別検討に基づいた地震時挙動の改善を実施したものである。具体的には、平成 14 年道路橋示方書に基づき、レベル 2 地震動に対する応答を確認したうえで、固定支承を有する松 P582 の応答低減を目的とした緩衝材付き変位制限装置を松 P579, P580, P583 に設置するとともに、固定支承の損傷対策のため、松 P582 にも変位制限装置を設置している。あわせて、松 P581 のロッキング柱にはピボット支承逸脱防止構造、松 P581 以外の橋脚には段差防止装置を設置している。以上の履歴より、本橋の現状として、一定の耐震性能を保有しているといえる。

2. 今回の耐震補強方針

熊本地震の被災を踏まえ、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、補強を行う場合の基本的な考え方として、道路橋示方書I共通編 1.6.2⁴⁾及びV耐震設計編 2.1 (2)⁵⁾の規定に従い、一部の部材の損傷が、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こととしている。あわせて、ロッキング橋脚が単独で自立可能な構造となるように補強する場合には、そのような構造系ではないとみなしてよいとしている。さらに、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についても示されており、複数のロッキング柱を有する場合にはそれらを RC 巻き立てやブレース材により一体化することとしている。しかし、本橋では3本のロッキング柱の間に府道が通っているため、それらを一体化することは難しい。このような自立可能な構造への改良が難しい橋梁を対象に、当社では独自の方針を設定している⁶⁾。以下にその考え方を示す。

- ・レベル 2 地震動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。
- ・万一、レベル 2 地震動を超えるような地震が生じたり、橋全体系が想定外の挙動を示した場合

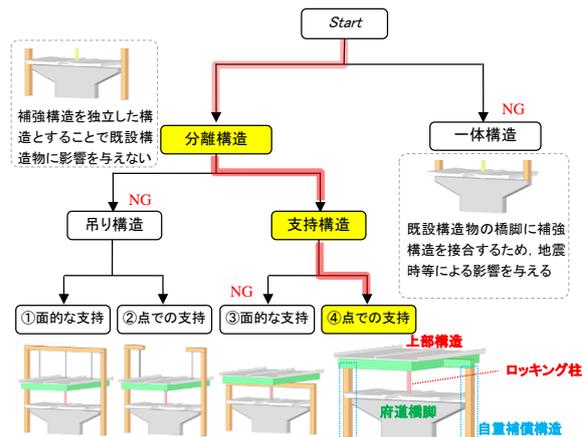


図-3 自重補償構造の形式選定ツリー

に備えて、鉛直支持機能を担保する自重補償構造によりフェールセーフ機能を付与する。

- ・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。

3. 自重補償構造の新設

3-1 自重補償構造の構造形式選定

本橋に新たに設置する自重補償構造の構造形式について、前述の方針⁶⁾に示される形式選定ツリーをベースに検討した(図-3)。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。

1 つ目の分岐点について、路下の一般道の管理者との協議により、河川内橋脚に対する荷重は原則として現況非悪化とすることを求められたため、河川内に分離構造の自重補償構造を新設することとした。

2 つ目の分岐点について、河川管理者との協議では、できる限り河積阻害を抑制することを求められた。そこで、自重補償構造を極力小規模にするために荷重受け点の位置を低くすることができる支持構造を採用することとし、吊り構造は支持構造と比べ規模が大きくなるため不採用とした。

3 つ目の分岐点について、面的な支持の場合は路下の一般道の建築限界を侵すため不採用とした。

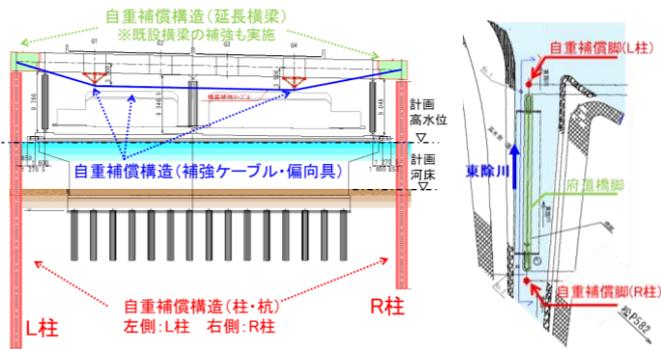


図-4 自重補償構造 構造イメージ
(左：正面図 右：平面図)

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-3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-4に示す。松 P581 が支持する横梁を橋軸直角方向へ延長し、万が一ロッキング柱が倒壊した場合、既設壁式橋脚の上流側・下流側に新設する鋼製円柱（以下、河川上流側をR柱、下流側をL柱とする）に鉛直支持点に移行する構造である。R柱とL柱の天端にはすべり支承を設置する。なお鉛直支持点の自重補償構造に移行した場合、既設横梁に許容値を超過する曲げモーメントが生じるため、横梁の下部に2つの偏向具を設置するクイーンポスト形式の外ケーブルにて補強する構造とした。

3-2 要求性能

自重補償構造の設計において考慮する要求性能は、自重補償構造の機能前と機能後に大別して考えることとし、表-1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⁷⁾。限界状態については、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するため、全ての状況において自重補償構造が限界状態1の範囲に収まるように設計することとした。

表-1 自重補償構造の要求性能の設定

状況	作用区分	自重補償構造における限界状態		備考
		柱	基礎	
機能前	D+EQ(L1)	限界状態1	限界状態1	機能後に鉛直支持・水平支持機能を確実に発揮するために限界状態1に留める。
	D+EQ(L2)	限界状態1	限界状態1(副次的 [※])	
機能後	D+L	限界状態1	限界状態1(副次的 [※])	状態を所要の信頼性で実現するために限界状態1とする。
	D+EQ(L1)	限界状態1	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。

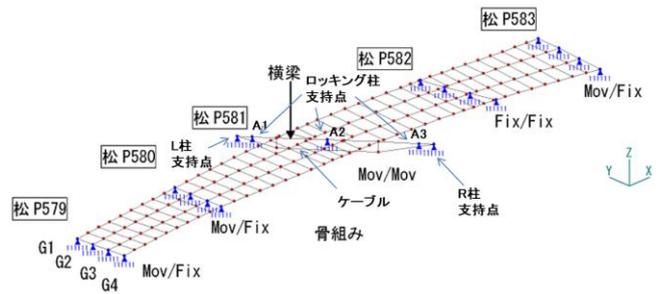


図-5 立体骨組モデル

表-2 立体骨組解析による荷重整理結果(単位:kN)

松 P581 橋脚	①現況(D)	②既設補強時(延長横梁・桁内補強等)(D)	③ジャッキアップ後(D)	③-①	④自重補償機能時(D)	⑤自重補償機能後活荷重(D+L)
自重補償構造L	0	448	616	616	13,700	16,890
ロッキングA1	2,893	3,048	2,885	-8	0	0
ロッキングA2	19,340	19,650	19,640	300	0	0
ロッキングA3	3,349	3,742	3,341	-8	0	0
自重補償構造R	0	448	854	854	12,570	15,500

3-3 設計用上部工反力

松 P581 における上部構造の荷重反力を立体骨組解析を用いて整理した。骨組解析モデルを図-5に示す。骨組モデルにはファイバー要素を使用し、支承部にはバネ要素を使用した。現況から自重補償機能後までの反力算出結果を表-2に示す。表中の①、②に示す通り、既設横梁の延長やケーブル補強による荷重を负荷したケースでは、各ロッキング柱の反力が現況より増加することがわかった。特に壁式橋脚の張出部に支持される A1, A3 柱の荷重増による橋脚への悪影響が懸念されるため、自重補償構造に死荷重の一部を負担させることとし、横梁をジャッキアップして自重補償構造が常時に負担する荷重を増加させることで、表中の③に示す通り、補強後の A1, A3 柱が負担する

荷重を現況未滿に抑えることができた。なお A2 柱の位置では、既設壁式橋脚が負担する荷重が補強後に増加するが、当該橋脚の耐力には影響のない程度であることを確認している。次節に示す自重補償構造の設計における柱・杭の設計荷重は、表中の④、⑤の値を用いた。

3-4 自重補償構造の設計

(1) 自重補償構造杭・柱の接合条件・形状

3-1 を踏まえ、自重補償構造の柱は鋼製とし、径の上限は $\phi 1,800$ mm (=既設壁式橋脚幅) とした。また、河川内施工の工期短縮や溶接品質確保の観点から、板厚の上限は 60 mm とした。

まず、基本的な構造として図-4 のように杭・柱を同一径とした場合の試算を行った。この結果、板厚が最大 68 mm となり上限値を超過したため、河積阻害への影響が無い地中部の杭径を拡大することで板厚を低減させることとした。異径の鋼管杭と鋼管柱の接合部には、当社において守口 JCT の下部工⁸⁾等にて採用実績のある、孔あき鋼板ジベル (PBL) を用いたソケット接合方式を採用することとした。具体的な構造を図-6 に示す。なお、杭内部については、十分な締固めをしながら土砂埋戻しをすると一度の非出水期内的での施工が困難となること、杭先端支持力を確実に確保することを考慮して、杭・柱接合部から下端までコンクリートを充填することとした。柱の内部についても、維持管理性の観点から、杭・柱接合部から計画高水位以上までコンクリートを充填することとした。

杭径については、現場の条件を踏まえて全周回転掘削機による施工としたため、現場に配置可能な掘削機が把持できる最大径が $\phi 2,980$ mm であること、また同値であれば杭柱接合部における PBL と杭との離隔も施工上適当となることから $\phi 2,980$ mm を採用した。

(2) 杭の支持層及び支持力度照査

杭内部は上述の通り「コンクリート打設工法」を採用したため、同工法による杭先端支持力の算出方法として、道路橋示方書IV下部工編⁹⁾ (以下、

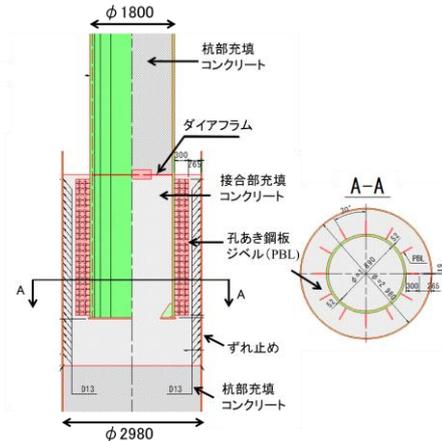


図-6 杭・柱接合部ソケット接合構造図

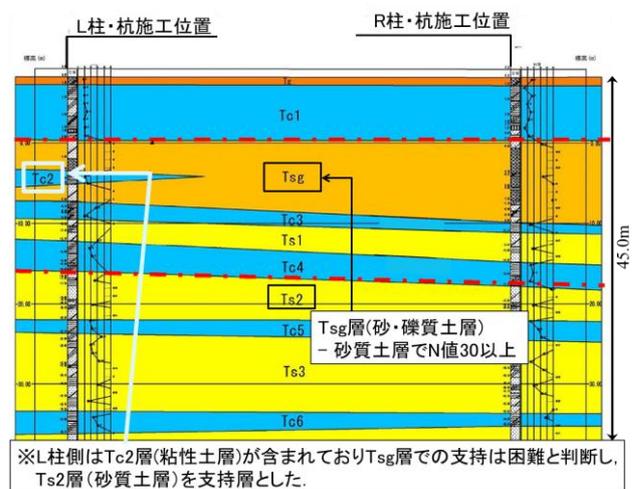


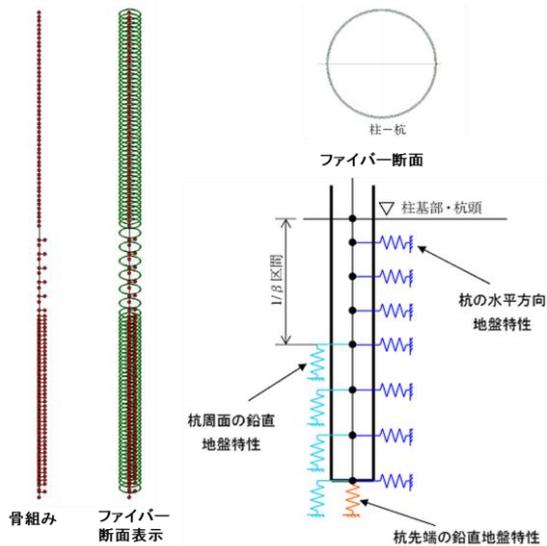
図-7 杭施工位置における地層推定断面図

道示IVとする)に基づき「場所打ち杭」の杭先端の極限支持力を適用し、杭の周面摩擦力度は「中掘鋼管杭」として支持力の照査を行った。

支持層について、図-7 に杭施工位置のボーリング調査に基づく地層推定断面図を示す。調査結果から、R 杭においては、Tsg 層において構造が成立することを確認したが、L 杭側は Tc2 層 (粘性土層) と互層となっており Tsg 層での支持は困難であると判断し、下層の Ts2 層まで杭を延伸した。なお、L 杭、R 杭いずれも杭径 $\phi 2,980$ mm に対して、有効層厚比 (支持層÷杭径) が 3 未滿となることから、薄層支持の影響を考慮した支持力照査も行った。

(3) 柱・杭の断面、杭長の決定

杭・柱の板厚構成及び杭長を決定するにあたり、表-2 に示した上部工反力に対し、図-8(a)に示す



(a) 杭・柱骨組モデル (b) 杭周辺バネモデル

図-8 杭・柱接合部ソケット接合構造図

骨組解析モデルを用いて応答を算出した。骨組モデルにはファイバー要素を使用し、杭周辺の地盤の抵抗効果は、図-8(b)に示すように杭周辺の鉛直、水平地盤特性と杭先端の鉛直地盤特性をバネ要素により再現した¹⁰⁾。解析結果の一例として、自重補償機能時のレベル1地震動作用時の状態、杭・柱のモーメントの分布、そして杭部の水平ばねの分布を図-9に示す。自身の慣性力 $0.25D$ に加え、柱天端には上部構造の慣性力をすべり支承（摩擦係数 0.15 ）を介して作用させた結果が限界状態1の範囲に収まるとともに、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編¹⁰⁾に示される曲げ応力度や座屈に対する安定の照査を満足するよう、板厚を決定した。柱のブロック割は、ソケット接合差込部を含む基部を下柱ブロックとし、計画高水位より 1m の余裕を確保して中柱・上柱のブロックに分割した合計3ブロックとし、柱の板厚変化位置は、このブロック継手位置に合わせた。杭長については、杭前面の地盤の塑性化領域が道示Ⅳに示される範囲に収まるか、前項に示した支持力度を満足するかを確認し決定した。L柱を代表に、上述の照査・設計結果を表-3に示す。柱基部については全体座屈の照査により断面が決まっており、中柱・上柱については当社の設計基準¹¹⁾に定められる最大板厚差 12mm に基づき板厚を設定した。杭の板厚

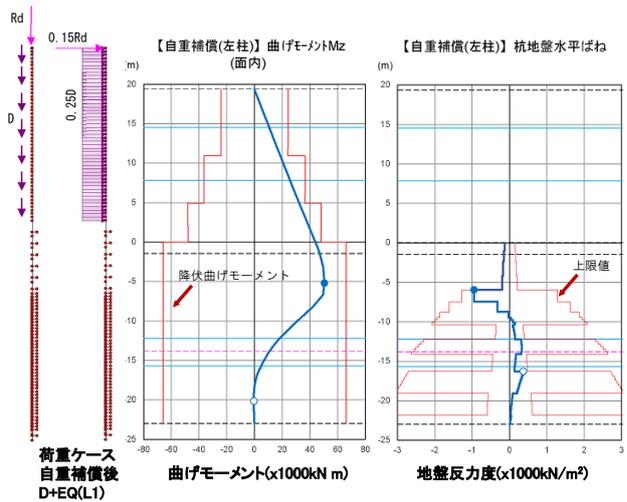


図-9 荷重ケース例(D+EQ(L1))作用時のL柱杭モーメントL杭の地盤水平反力度分

表-3 L柱 設計結果一覧（赤枠：決定要因）

部材位置		L柱（円柱）		
断面名称		上柱	中柱	下柱
板厚（mm）		32	44	56
材質		SM570	SM570-H	SM570-H
垂直応力度	σ (N/mm ²)	174.9	200.4	209.3
	$\sigma\alpha$ (N/mm ²)	255	255	255
せん断応力度	τ (N/mm ²)	13.5	10.3	8.5
	$\tau\alpha$ (N/mm ²)	137.4	141.0	142.5
合成応力度	照査値	0.686	0.786	0.821
	許容値	1.0	1.0	1.0
全体座屈	照査値	0.842	0.916	0.932
	許容値	1.0	1.0	1.0
局部座屈	σ (N/mm ²)	190.3	214.9	222.2
	σ_{cal} (N/mm ²)	255	255	255
決定ケース		自重補償機能後（D+L1）		
決定要因		最大板厚差	最大板厚差 全体座屈	全体座屈

については、上記の照査を満足したうえで、全周回転掘削機における把持力により決定（ $t=25\text{mm}$ ）した。

4. 自重補償構造設置に伴う上部構造の改築

4-1 上部構造の設計移動量

既設上部構造については、図-4に示したとおり、延長横梁の設置とケーブル補強が必要となる。延長横梁の設計にあたり、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、設計移動量を設定した。設計移動量は、レベル2地震時の上下部最大相対変位により算出される必要桁かかり長 S_{ER} 及び最小桁かかり長 S_{EM} を指標とすることとし、松P581及び当該橋梁の端部であ

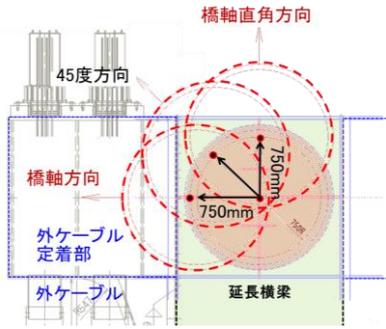


図-10 延長横梁 上部工移動時 (750mm) 支持状況

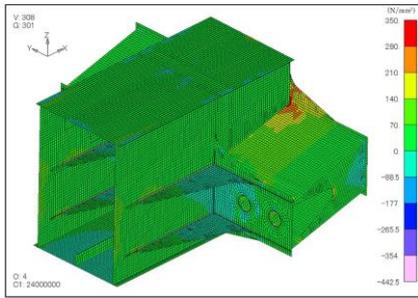


図-11 延長横梁最大作用時の最大主応力コンター

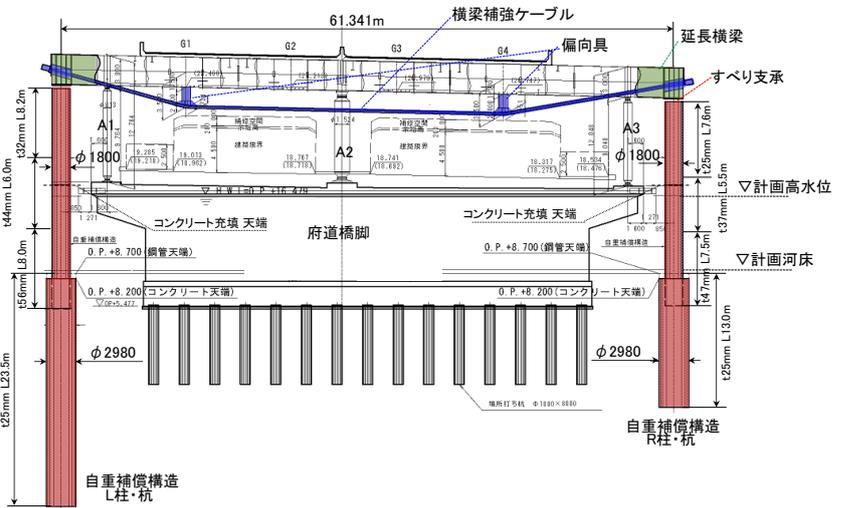
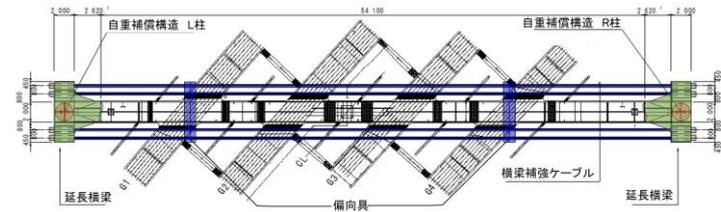


図-12 自重補償構造一般図 (上段：平面図 下段：正面図)

表-4 設計移動可能量の設定

橋脚 支承条件	照査項目	変位量 (mm)	算出式 (道路橋示方書V編 ⁵⁾ より)
松 P581 ロッキング	L2地震時上下部最大相対変位 U_{R1}	533	$U_R = \text{Max}[上部工変位, 下部工変位] \times \sqrt{2}$
	L2地震時上下部最大相対変位 U_{R2}	527	$U_R = \text{上部工変位} + \text{下部工変位}$
	L2地震時の地盤相対変位 U_G	210	$U_G = e_G \times L$ より算出
	必要桁かかり長 S_{ER}	743	$S_{ER} = U_R + U_G$ より算出
松 P579 可動	必要桁かかり長の最小値 S_{EM}	940	$S_{EM} = 0.7 + 0.005 \ell$ より
	落橋防止構造作動タイミング $0.75SE$	705	
松 P583 可動	必要桁かかり長の最小値 S_{EM}	930	$S_{EM} = 0.7 + 0.005 \ell$ より
	落橋防止構造作動タイミング $0.75SE$	698	
自重補償脚上の支承における設計移動可能量		750	

る松 P579, 松 P583 の桁かかり長を整理した表を表-4 に示す。松 P581 において, 上下部工の地震時最大相対変位に地盤相対変位を加えた必要桁かかり長は 742 mm となった。加えて, 橋梁両端の橋脚において, 過去の耐震補強工事において落橋防止構造が設置されており, 0.75SE 以内で落橋防止構造が作動するよう設計がなされている。したがって, 松 P581 の必要桁かかり長を満たし, かつ落橋防止構造の作動変位よりも大きい 750 mm を設計移動量として設定した。

自重補償構造支点部における延長横梁を図-10 に示す。設計した延長横梁の形状は, 橋軸・橋軸

直角方向を含め全方向に 750 mm 移動した (上下部相対変位が生じた) としても自重補償構造に支持されることを確認した。また, 延長横梁内部には自重補償機能時の支圧力に対し必要となる補強リブを配置した。

4-2 外ケーブル本数及び延長横梁の構造

3-3 での解析において, 自重補償機能時の必要張力を満たすケーブル規格を算出した結果, 引張荷重 15,000 kN 程度のケーブルが 4 本必要となったため, 延長横梁には左右各 2 本ずつ定着部を設けることとした。延長横梁のケーブル定着部の構造設計にあたっては, シェル要素により構造をモデル化した解析モデルにより FEM 解析を行い, 最適なフィレット形状を選定した。自重補償機能時の横梁の応力性状を図-11 に示す。溶接接合部に対しては, 活荷重による変動応力に対する疲労耐久性に問題がないことも確認した。なお, 自重補償機能時における既設の横梁部について, ケーブル補強を考慮しても一部の発生応力が許容値を超過するためリブ補強を行うこととした。以上の

検討の結果，決定した自重補償構造の一般図を図-12に示す。

5. まとめ

河川内に位置する壁式橋脚上に設置されたロッキング柱を有する橋梁を対象に，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。要求性能を満たす最適構造の検討を行う中で，河川内施工や他者管理構造物への配慮といった困難な条件も存在したが，それらを解決しつつ耐震性能の向上を達成することができたと考えている。

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>，2023年1月25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) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説I共通編，2012。
- 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) ハツ元仁，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。
- 7) 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。
- 8) 藤林健二，小坂崇，佐々木一則：守口ジャンクションの構造概要，阪神高速道路第42回技術研究発表会，2010。
- 9) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部工編，2012。
- 10) 阪神高速道路株式会社：鋼管集成橋脚の設計製作架設手引き，2020.6。
- 11) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編，2012。
- 12) 阪神高速道路株式会社：設計基準 第2部 第2編鋼橋・鋼部材，2021.1。

SEISMIC RETROFITTING OF A BRIDGE HAVING ROCKING COLUMNS ON AN IN-RIVER WALL PIER

Akinori SATO, Mitsuya NAGASAWA and Taiki GIGA

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 rocking columns built on an in-river wall pier. New dead weight compensation devices were installed to provide a fail-safe function in the event that the displacement of the rocking columns exceeded the limit rotation angle of the bearings, and the existing superstructure was strengthened with external cables.

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

長澤 光弥



阪神高速道路株式会社
計画部計画調整課
Mitsuya NAGASAWA

儀賀 大己



阪神高速道路株式会社
技術部国際室
Taiki GIGA