

現地レポート：道路構造物の強靱化に向けて

# 道路鉄道併用トラス橋の耐震補強

金田崇男・村上博基・平山靖之

## 1. はじめに

瀬戸大橋は、上層に道路（瀬戸中央自動車道）、下層に鉄道（JR瀬戸大橋線）が通る道路鉄道併用橋で、1988年4月に供用開始している。本州四国連絡高速道路（株）では、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震等で得られた知見を反映して、建設時に設定した長大橋の耐震設計に用いる設計地震動を見直し、近畿圏に近いルートから耐震補強を進めている。瀬戸大橋区間（児島IC～坂出北IC）については、2014年度から本格的に工事着手し、2020年度の完了を目指している。

本稿は、道路鉄道併用トラス橋である櫃石島高架橋（トラス部）の耐震補強設計・施工について報告する。本橋の耐震補強は、トラス桁の既設鋼製支承を免震ゴム支承に取替え、橋梁全体系を免震化したものである。耐震補強における橋梁全体系の免震化は、鉄道橋でも実績がなかった工法で、道路鉄道併用橋で国内初の事例である<sup>1)~2)</sup>。

なお、瀬戸大橋は、道路橋示方書<sup>3)</sup>（以下「道示」という。）の適用外の長大橋が多く、道路鉄道併用橋の特殊性なども鑑み、本四耐震補強検討委員会を設立し、専門の学識経験者等による審議を行い耐震性能照査、補強検討及び設計を実施した。

## 2. 櫃石島高架橋（トラス部）の概要

本橋の概要を写真-1及び表-1に、補強一般図を図-1、2に示す。本橋は支間長約100mの鋼単純トラス橋であり、8径間連続構造である道路桁鋼床版を支持する道路桁支承とトラス桁を支持するトラス桁支承がある。道路桁支承は全箇所ともBP-A支承であり、HVa30P直上の1格点（SW1）は固定で、残りの8格点は可動である。トラス桁支承は、HVa30Pが鋼製ピン支承（固定）、HB1Pが鋼製ピン・ローラー支承（可動）である。

また、電力や光ケーブル等の添架構造物を有する重要度が高く施工制約の厳しい橋梁である。



写真-1 櫃石島高架橋（トラス部）

表-1 橋梁概要

橋梁名	櫃石島高架橋（トラス部）
橋梁形式	単純ダブルデッキワーレントラス
支間長	100.9 m
道路床版形式	鋼床版（舗装厚 75 mm）上下線分離構造
上部工重量	36,480kN
下部工形式	壁式構造（HVa30P） RC一層ラーメン構造（HB1P） 直接基礎（HVa30P・HB1P）
適用耐震基準	道路橋示方書・同解説V耐震設計編（日本道路協会、S55）

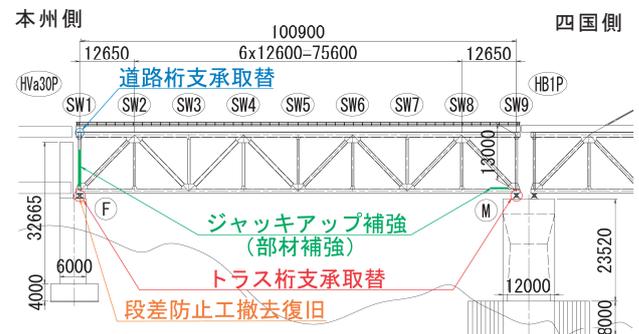
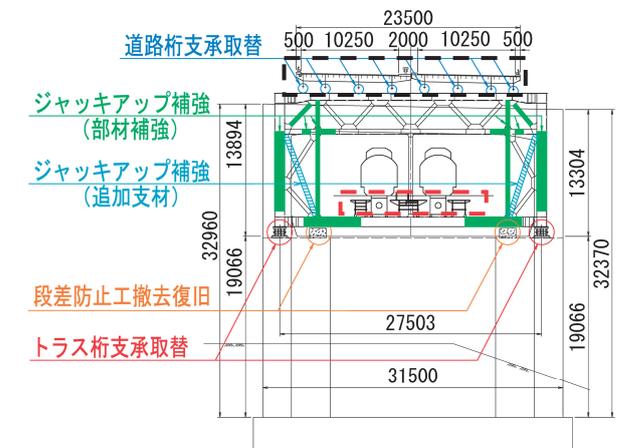


図-1 補強一般図（側面図）



道路部 鉄道部 道路部、鉄道部以外：道鉄共用部

図-2 補強一般図（断面図・HVa30P）

### 3. 耐震補強設計

#### 3.1 耐震補強における要求性能

本橋の耐震補強は、道路部及び道鉄共用部で耐震性能2（道示）を、鉄道部でレベル1地震時（以下「L1」という。）の機能上の安全性、レベル2地震時（以下「L2」という。）の構造体としての安全性及び復旧性（鉄道標準<sup>4)</sup>）を満足させる必要がある（図-2）。

#### 3.2 耐震性能照査

##### 3.2.1 設計地震動

瀬戸大橋地点での工学的基盤面における設計地震動は、瀬戸大橋地点の地盤構造、近隣の断層等を考慮した地盤構造モデルにより定めた独自の設計地震動を用いた。

地震動の種類は、東南海・南海地震1波、中央構造線（鳴門・石鎚断層）1波、及び伏在断層4波（逆断層2波、横ずれ断層2波）の計6波である。

##### 3.2.2 解析モデル

各部材の解析モデルを表-2に示す。トラス部材は、力の伝達等を忠実に再現するため、2軸の曲げと軸力の影響を考慮できるファイバー要素でモデル化した。

表-2 部材の解析モデル

部材	モデル要素	
上部工	トラス桁（主構トラス、横トラス、上下横構、プレーキトラス）	ファイバー要素
	支承（トラス桁、道路桁、鉄道桁）	線形ばね要素
	道路桁、鉄道桁	弾性はり要素
下部工	橋脚	ファイバー要素
	フーチング	剛部材
基礎-地盤系	直接基礎	浮上りを考慮した非線形集約ばね要素
隣接橋		死荷重反力及び重量を考慮

##### 3.2.3 耐震性能照査

材料及び幾何学的非線形性を同時に考慮できる複合非線形解析（弾塑性有限変位解析）による照査の結果、L2で鉄道のき電線を支持する横トラスの上路下弦材等の一部損傷、トラス桁支承と一部の道路桁支承で耐力不足となった（図-3）。

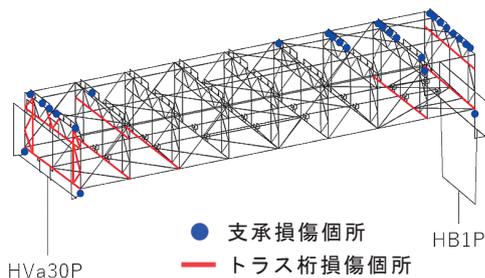


図-3 耐震性能照査による損傷箇所

#### 3.3 耐震補強設計

本橋は橋軸直角方向の地震動に対して、多く損傷を受ける結果であった。そこで、施工実績のある道路桁支承（72基）の取替による床組免震化と、トラス桁支承（4基）を免震ゴム支承に取替え、その免震効果を評価した設計を行う全体系の免震化について比較検討した。

トラス桁支承の免震化は、施工困難な鉄道直上のトラス部材補強、施工制約のある鉄道直上の施工、及び橋全体の補強量を最小化することができるものである。しかし、橋梁上に連続する軌道（レール）による橋梁の拘束が、地震時の免震効果に及ぼす影響が不明確であり、また、列車走行時の免震ゴムの挙動が不明確でこれによる列車走行性への影響が懸念された等の課題があった。

ここでは、軌道拘束効果の検討及び列車走行性への影響検討について紹介する。

##### 3.3.1 軌道の拘束が免震効果に及ぼす影響検討

本州側の隣接橋（橋長約1.3kmのPC高架橋）と連続した軌道による橋軸方向への拘束が免震効果に及ぼす影響を評価し設計に反映する必要がある。そこで、軌道拘束を復元力モデル<sup>5)</sup>に、隣接する29径間（4+4+3+8+10）のPC桁部を図-4に示す1質点系のバネマスモデルに置き換えることで軌道拘束が免震効果に及ぼす影響を評価し設計した。

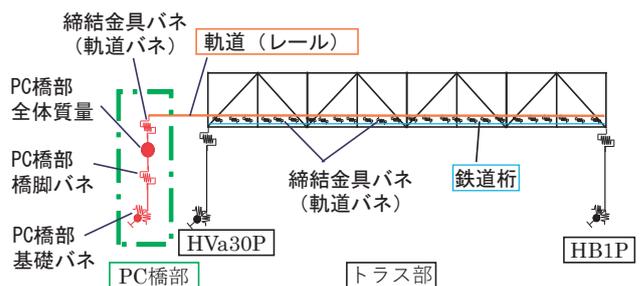


図-4 軌道拘束効果検討モデル

##### 3.3.2 ジャッキアップ時及び免震化後のレベル1

##### 地震に対する列車走行性への影響検討

ジャッキアップ時のトラス桁上昇による列車走行への影響が懸念されたため、JR瀬戸大橋線で用いられている軌道構造を反映した解析により、列車走行可能な許容値内になることを確認した。また、免震化後のL1に対する列車走行性について、車両挙動解析により脱線しないことを確認した。

## 4. 施工

耐震補強は、トラス桁支承取替（2支承線×2基）、道路桁支承取替（1支承線（SW1）×8基）、トラス桁ジャッキアップ用の部材補強（補強重量87t）等を行った（図-1、2）。ここでは、主にトラス桁支承取替及び部材補強工について詳述する。

### 4.1 トラス桁支承の支持条件の変更

#### 4.1.1 トラス桁支承の支持条件

工事発注時には、支承取替後のトラス桁の支持条件は、常時～L2まで全方向弾性支持であった。工事発注後の鉄道管理者及び添架物管理者との協議において、免震化により鉄道施設及び添架構造物がL1で生じる変位に追従できないことが確認された。そこで、常時～L1までは橋軸方向のHVa30Pを固定、橋軸直角方向のHVa30P及びHB1Pを固定とし、支承取替前と同条件となるようにした。更に、L1～L2において橋軸直角方向のHVa30P及びHB1Pが弾性支持となるようロックオフ機構を有する支承構造に変更した（表-3）。

表-3 トラス桁支承の支持条件

		HVa30P		HB1P	
		橋軸方向	橋直方向	橋軸方向	橋直方向
支承取替前	①	F	F	M	F
支承取替後（発注時）	常時～L2	E	E	E	E
支承取替後（変更後）	常時～L1	F	F	E	F
	L1～L2	F	E	E	E

#### 4.1.2 ノックオフ機構

ロックオフ機構は、支承サイドブロックの頂部のプレートを、ノッチ入りボルト（片側2本×2＝4本／支承1基）で固定したもので、常時～L1までは固定で、L1～L2に上巻がこのプレートを押し込むことにより、ボルトの軸部に設けたノッチ部でせん断破断し、橋軸直角方向が固定から弾性支持となり免震化する構造とした（図-5）。

ボルトのノッチ部の径（以下「ノッチ径」という。）は、実構造を模した試験体を用いた静的なボルト耐力試験結果を踏まえて決定した。試験は、実施工と同ロット、同サイズでノッチ径の異なる6体で行い、試験結果から耐力推定を行った。更に、動的載荷と静的載荷の影響度<sup>6)</sup>、ボルト耐力の推定誤差のばらつきを考慮し決定した（写真-2）。なお、ボルト耐力試験にあたり、実構造と試験体構造の違いがボルト耐力に与える影響を弾塑性有限変位解析により確認した。

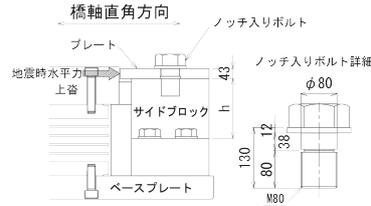


図-5 ノックオフ機構

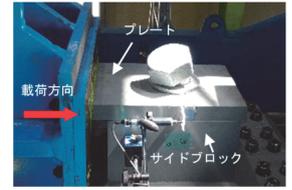


写真-2 ボルト耐力試験

## 4.2 トラス桁支承取替

### 4.2.1 ジャッキアップ事前影響検討

ジャッキアップ・ダウン作業は、夜間線路閉鎖時の約2時間で行い、ジャッキアップによりトラス桁支承位置で新設免震ゴム支承のたわみ分（3mm）の隙間を確保する必要があった。特にHVa30Pは、施工空間の制約でジャッキアップ位置が橋直方向横桁ラインになり、橋直方向の橋体変位に添架構造物が追従できない恐れがあった。

そこで、ジャッキアップによる変位の影響及び既設支承からジャッキへの反力移行を精度よく把握するため、FEM解析を行った（図-6）。また、ジャッキ作業にあたり、ジャッキ反力及び支承位置、道路面、鉄道軌道面、添架構造物位置など12箇所に変位計を設置し逐次管理を行った。更にジャッキ作業の中止判断基準となる限界反力値をFEM解析結果から設定するとともに、詳細なタイムスケジュールに基づく作業計画を作成した。

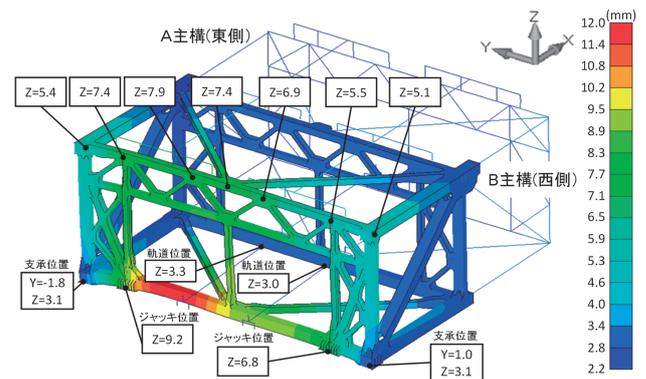


図-6 鉛直方向変位図  
(HVa30P、死荷重+ジャッキアップ)

### 4.2.2 ジャッキアップ及び支承取替

トラス桁支承の高さは約1.2mあり、国内最大級の支承取替になることから、1支承線の支承取替には約1ヶ月を要する計画であった。そのため、ジャッキアップした状態で道路及び鉄道が供用できる必要があった。そこで、活荷重や橋体の温度変化による移動量や地震時の安全性確保のため、ジャッキアップは1支承線で行うが、1支承ずつ

取替を完了させ、常に3支承で鉛直荷重を支持できる施工計画とした(図-7)。

ジャッキアップは、最大荷重時で1支承線あたり約25,000kNとなるため、安全余裕を考慮し、支承線毎に10,000kNジャッキを4台設置した。また、ジャッキアップ中の常時及び地震時の移動対策(写真-3)、不測のジャッキダウンに備えた段差防止対策を行った(写真-4)。以上の対策を行い、既設支承の撤去後、スプリング拘束型鉛プラグ入積層ゴム支承を設置した(写真-5、6)。

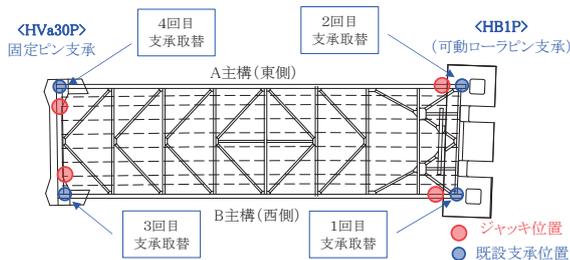


図-7 支承取替順序図



写真-3 移動対策



写真-4 段差防止対策



写真-5 支承撤去状況

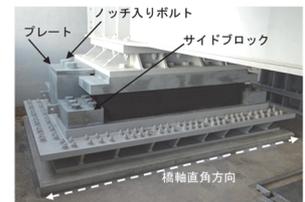


写真-6 免震ゴム支承

### 4.3 部材補強工

補強部材の接合は高力ボルト摩擦接合とした。箱断面部材が多く、孔明け時の切り屑等が密閉部材内に存置されること、施工後にボルト孔周囲から水分が浸入すること等の防せい上の懸念があった。そこで、切り屑等を極力除去するとともに、密

閉部内部の温湿度確認、ファイバースコープによる滞水状況確認を行い、滞水があった場合は強制乾燥後にボルトを締付けた。その後、シール及びボルトキャップを施工し密閉性を確保した。

## 5. おわりに

本橋の耐震補強は、道路鉄道併用橋で国内初となる橋梁全体系の免震化を実現し、橋全体及び鉄道直上の補強量を最小化できた。これにより、令和元年度土木学会田中賞(作品部門・改築)の受賞に至った。本稿が事例の少ない道路鉄道併用橋の耐震補強の参考になれば幸いである。

## 謝 辞

本橋の耐震性能照査、補強設計にあたり、「本四耐震補強検討委員会(委員長:家村浩和京都大学大学院名誉教授)」で審議頂き、貴重なご意見を頂いた。また、施工にあたり、四国旅客鉄道(株)及び電源開発(株)に多大な協力をいただいた。ここに記して深く謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 平山靖之ほか:瀬戸中央自動車道 櫃石島高架橋(トラス部)の耐震補強設計、橋梁と基礎、第54巻、第2号、pp.14~21、2020
- 2) 金田崇男ほか:瀬戸中央自動車道 櫃石島高架橋(トラス部)の耐震補強設計工事、橋梁と基礎、第54巻、第3号、pp.29~36、2020
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説、2012.3
- 4) 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
- 5) 池田学、豊岡亮洋、家村浩和、岩田秀治、村田清満、市川篤司:ゴム支承を用いた鉄道橋の地震時挙動に及ぼす軌道の影響、土木学会論文集A1、Vol.70、No.1、1-16、2014
- 6) 本荘清司、横山和昭、前原直樹、田崎賢治、姫野岳彦:ロックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策、構造工学論文集、Vol.55A、pp.506~514、2009.3

金田崇男



本州四国連絡高速道路(株)  
長大橋技術センター  
総括・耐震グループ 主査  
KANEDA Takao

村上博基



本州四国連絡高速道路(株)  
坂出管理センター  
橋梁維持第一課 課長  
MURAKAMI Hiroki

平山靖之



本州四国連絡高速道路(株)  
坂出管理センター  
橋梁維持第一課  
HIRAYAMA Yasuyuki