

瀬戸大橋の耐震補強

SEISMIC RETROFIT OF SETO-OHASHI BRIDGES

金田崇男* , 西谷雅弘** , 福永勸***

Takao KANEDA, Masahiro NISHITANI and Susumu FUKUNAGA

ABSTRACT Seismic retrofit work of the Seto-Ohashi Bridges and approach viaducts started in 2014. It finished by the end of FY2020. This paper describes the seismic retrofit work of three suspension bridges, two cable-stayed bridges, and four truss bridges in the Seto-Ohashi Bridges. According to the result of seismic performance verification and retrofit design, seismic retrofit of these bridges was designed to minimize the volume of reinforcement work of truss members over railway tracks and of the whole bridges.

KEYWORDS : 瀬戸大橋, 道路鉄道併用橋, 耐震補強

Seto-Ohashi bridges, highway-railway combined bridge, seismic retrofit

1. まえがき

近い将来、東南海・南海地震等のプレート境界型の大規模地震の発生が予想されているとともに、兵庫県南部地震以降の断層調査等により、内陸直下型地震に関する新たな知見が公表され、本四連絡橋の設計時に想定した地震力を上回る規模の地震の発生が懸念されている。そこで、本州四国連絡高速道路(株)では、本四連絡橋の耐震設計に用いる設計地震動を設定し、近畿圏に近いルートから耐震補強を進めている。そのうち、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あり、1988年4月に供用を開始しており、2014年度から本格的に瀬戸大橋の耐震補強工事に着手し、2020年度に完了した。

本稿では、図-1に示す瀬戸大橋を構成する橋梁群のうち、鋼橋である吊橋3橋、斜張橋2橋、トラス橋1橋及び取付高架橋トラス部2橋の耐震補強を概説する。そのうえで、スレッドローリングねじを用いた補剛材接合による座屈耐力向上を行った櫃石島橋・岩黒島橋の耐震補強、道路鉄道併用橋を含む鉄道橋の耐震補強で国内初となる全体系の免震化を実現した櫃石島高架橋(トラス部)の耐震補強^{1),2)}について詳述する。なお、瀬戸大橋は、道路橋示方書³⁾(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2006年に設立し、専門の学識経験者等による審議を行い、設計地震動の検討⁴⁾、耐震性能照査及び補強設計を実施した。

*工修 本州四国連絡高速道路(株)長大橋・技術部 総括・耐震・耐風グループ サブリーダー

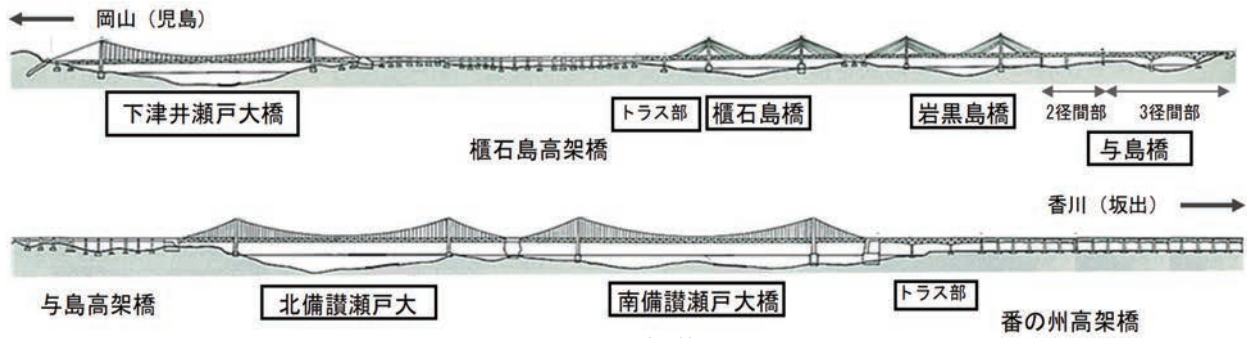
(〒651-0088 兵庫県神戸市中央区小野柄通 4-1-22)

**工修 本州四国連絡高速道路(株)長大橋・技術部 次長 兼 総括・耐震・耐風グループ リーダー

(〒651-0088 兵庫県神戸市中央区小野柄通 4-1-22)

***本州四国連絡高速道路(株)長大橋・技術部 部長

(〒651-0088 兵庫県神戸市中央区小野柄通 4-1-22)



図－1 橋梁位置図

2. 瀬戸大橋耐震補強の全体概要

瀬戸大橋の耐震補強にあたっては、施工制約が大きい鉄道直上の部材補強量及び橋全体としての補強量の最小化に最も留意した。各橋の耐震補強工事の主な内容は、吊橋では道路桁支承の補強、斜張橋では横トラス下弦材の座屈強度改善、トラス橋ではトラス部材補強、制振対策、道路桁支承の補強及び全体系の免震化などで、各橋に応じた耐震補強を行った。

以下では、各橋に共通する目標耐震性能、設計地震動、解析モデル、地震応答解析、耐震性能照査法について紹介する。

2.1 目標耐震性能⁵⁾

道示と鉄道構造物等設計標準⁶⁾（以下、「鉄標」という。）のL2地震動に対する目標耐震性能及び橋の重要度区分を表－1に示す。橋の重要度区分は、道示では本四連絡道路は「B種（特に重要度の高い橋）」と明記されており、L2地震動に対して耐震性能2を確保することとした。一方、鉄標では瀬戸大橋の区分が明確にされていないが、「ここで、「原則として」としたのは、上に示した構造物以外に鉄道事業者が重要と判断する構造物について、耐震性能を向上させることを妨げるものではないためである。」と明記されており、瀬戸大橋の重要度、機能を喪失した場合の社会的影響度及び復旧の困難さを考慮すると、「重要度の高い構造物」としてL2地震動に対する目標耐震性能は、耐震性能II相当であると判断される。以上より、道路鉄道併用橋である瀬戸大橋の耐震補強検討を進めるにあたっては、L2地震動に対して、耐震性能2（耐震性能II）の確保を目標とすることとした。

表－1 各基準の目標耐震性能と橋の重要度

【道示】		【鉄標】	
A種の橋	B種の橋	その他の構造物	重要度の高い構造物
重要度が標準的な橋	とくに重要度の高い橋 (高速自動車国道、本四連絡道路等の橋)	右記以外の構造物	原則として ・新幹線鉄道及び大都市旅客鉄道の構造物 ・開削トンネル等被害が生じた場合の復旧が困難な構造物
地震による損傷が橋として致命的とならない性能(耐震性能3)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能(耐震性能2)	地震によって構造物全体系が崩壊しない(耐震性能III)	地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる(耐震性能II)

2.2 設計地震動⁷⁾

瀬戸大橋の耐震補強検討に用いるL2地震動は、瀬戸大橋周辺の地震環境や地盤状況等を踏まえた断層モデルにより設定した。

地震動は、瀬戸大橋の工学的基盤面（せん断弾性波速度 $V_s=1,500\text{m/s}$ と $2,500\text{m/s}$ ）上において、広域帯（0.05～30秒程度）での地震動を精度良く推定するために、ハイブリッド法（プレート境界型地震：経験的グリーン関数法+3次元差分法、スラブ内地震及び内陸地殻内地震：統計的グリーン関数法+離散化波数法）により推定した、東南海・南海地震1波、中央構造線（鳴門－石鎚断層帯）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。

ここで、瀬戸大橋は下津井瀬戸大橋から番の州高架橋まで南北約10kmに渡ることから、8地点での地震動を推定したが、いずれの地点でも、 $V_s=1,500\text{m/s}$ と $2,500\text{m/s}$ で地震動強度に違いがなく、

また、地点間でもほぼ同等であったことから、東南海・南海地震、鳴門一石鎚断層帯を対象とした大規模地震動の加速度応答スペクトルは各1種類とした。以下に、各地震による地震動の推定概要及び設定した瀬戸大橋の加速度応答スペクトルを図-2に示す。

(1) 東南海・南海地震（プレート境界型地震，タイプI）

プレート境界型のシナリオ地震として、東南海・南海地震を想定して、その断層パラメータ等は内閣府中央防災会議の設定に準拠した。

(2) 鳴門一石鎚断層帯（スラブ内地震，タイプII）

内陸型のシナリオ地震として、中央構造線にある鳴門一石鎚断層帯を想定し、その断層パラメータ等は基本的に文部科学省地震調査研究推進本部の設定に準拠した。断層破壊シナリオは、長周期域で大きめの地震動が推定されるように、架橋サイト近傍にアスペリティを集中して配置するとともに、破壊の伝搬方向が架橋サイトに向かうように破壊開始点を設定した1ケースとした。

(3) 伏在断層（内陸地殻内地震）

$M_j6.8$ の規模を有する断層を対象として、2種類の断層破壊シナリオ（鉛直横ずれ断層、傾斜60度の逆断層）を設定し、地震動強度が大きくなると考えられるほぼ断層直上の複数点における地震動を計算して、それらを評価することによって未知なる活断層である伏在断層による地震動を設定した。

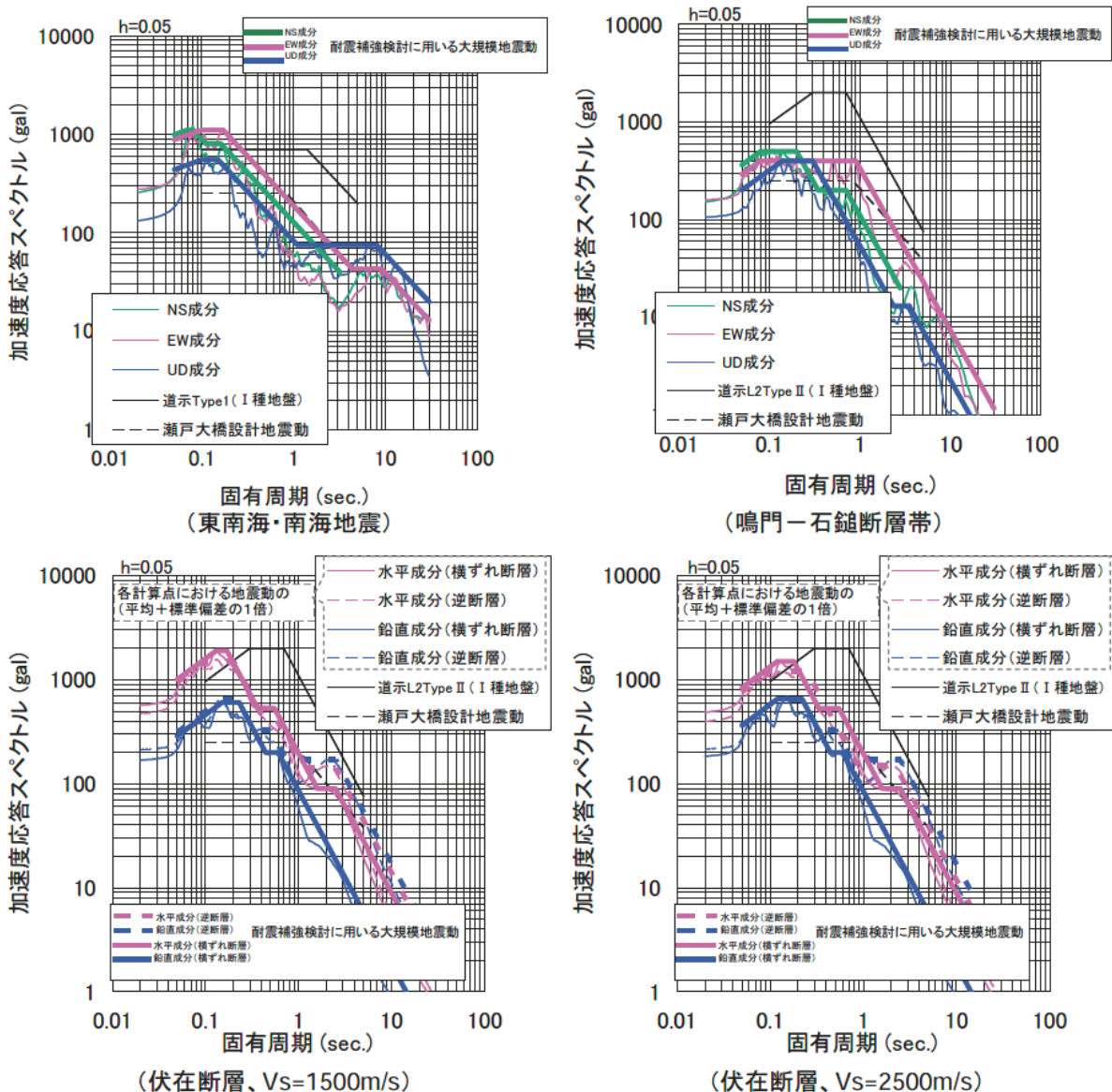


図-2 瀬戸大橋における大規模地震動

2.3 考慮すべき荷重とその組合せ⁵⁾

道示、鉄標及び瀬戸大橋の当初設計⁸⁾の耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せを表-2に示す。

道示と鉄標を比較すると、温度変化の影響の考慮の有無、活荷重及び活荷重に起因する慣性力の影響の考慮の有無といった違いがある。しかし、鉄道橋の耐震設計実務では、発生確率の低さ等から地震の影響と温度変化の影響を同時に考慮する組合せは考慮していない。また、列車荷重及び列車荷重に起因する慣性力の影響については、他の鉄道橋における耐震設計との整合性の観点から、鉄標に準拠することが望ましいと考えられる。

以上より、瀬戸大橋の耐震補強検討で考慮すべき荷重とその組合せを表-3の通り設定した。

なお、瀬戸大橋は新幹線の載荷を考慮した設計がなされているが、現在は在来線のみでの載荷となっている。このため、当面の耐震補強検討においても現構造(在来線のみで新幹線なし)に対して行うものとした。また、標準列車荷重、その載荷方法等は、鉄標を参考に表-4の通りとした。

2.4 解析モデル⁹⁾

耐震性能照査に用いる解析モデルは、地震時の挙動をできるだけ正確に再現することを目指し、管理路を除く全トラス部材のモデル化を行った。ただし、長大吊橋のように、補剛桁がトラス形式の場合、部材数が膨大となることから、線形モデルの採用や部材を簡素化した事前解析モデルによるモデル化の妥当性確認及び損傷規模の把握後、詳細解析モデルによる各部材の詳細な挙動評価による照査・検討の2段階で行った。

各部材のモデル化と減衰定数の設定として、吊橋の例を表-5に示す。主塔、補剛桁は部材の塑性化が想定されるとともに、特に主塔では大きな軸力変動及び2軸曲げを受けることから、これらの影響を考慮できるファイバー要素でモデル化した。また、ケーブル部材については、主ケーブル、ハンガーロープはケーブル特性が表現できる幾何学的非線形梁要素でモデル化し、ケーブルのたわみを評価した。スティロープについては、ロッドの破断を考慮するとともに、ロープの非圧縮性を取り込んだモデル化を行った。

減衰定数については、部材レベルで個別に減衰を設定できる部材別剛性比例型減衰を採用した。

表-2 各基準の考慮すべき荷重とその組合せ

	考慮すべき荷重	荷重の組合せ
道示	①主荷重【活荷重及び衝撃は含まない】 死荷重、プレストレス、等 ②従荷重【地震の影響】 慣性力、地震時土圧、等	①主荷重+②従荷重
鉄道標準	①永久荷重 死荷重、プレストレス*、等 ②変動荷重 列車荷重、温度変化の影響*、等 ③地震の影響 慣性力(列車荷重の影響も考慮)、 地震時土圧*、等 [*:必要により考慮]	基本的に ①永久荷重+②変動荷重 +③地震の影響 だが、地震動レベル(L1・2)に応じて設定
瀬戸大橋当初設計	D: 死荷重 L (EQ): 地震時活荷重(常時の影響を検算する自動車荷重及び列車荷重の半分程度) T: 温度変化の影響 EQ: 地震の影響 SD: 支点移動の影響 E: 製作及び架設誤差の影響	• D+EQ+T (吊橋以外) • D+EQ+L (EQ) +T+SD +E • EQ (吊橋)

表-3 瀬戸大橋の耐震補強検討で考慮する荷重とその組合せ

考慮すべき荷重(作用)	荷重(作用)の組合せ
a. 主荷重1(永久作用) 死荷重、プレストレス*、等 b. 主荷重2(変動作用) 列車荷重(EA-17) c. 従荷重(偶発作用) 慣性力(列車荷重の影響も考慮)、 地震時土圧*、等 [*:必要により考慮]	基本的に a. 主荷重1(永久作用)+ b. 主荷重2(従たる変動作用)+ c. 従荷重(偶発作用)

表-4 瀬戸大橋で考慮する列車荷重

標準列車荷重	EA-17
列車荷重強度	35kN/m (=通常のEA-17牽引等分布荷重50kN/m×0.7)
慣性力の上限值	線路方向0.2g, 線路直角方向0.3g
載荷長	全橋載荷
載荷する線路本数	1線(単線)載荷

表-5 吊橋の部材のモデル化と減衰定数

分類	部位	モデル化	材料	減衰
主塔	柱部・水平材	ファイバー要素	非線形	0.01
主構	上下弦材・斜材・垂直材	ファイバー要素	非線形	0.01
主横トラス	上下弦材・ブラケット等	ファイバー要素	非線形	0.01
横構	上下横構	ファイバー要素	非線形	0.01
床組	道路桁・鉄道桁・緩衝桁	線形はり要素	線形	0.02
	道路桁支承・鉄道桁支承	線形パネ要素	線形	0
変位制限	ウインド宙	パネ要素	線形	0
	エンドストッパー	衝突ばね	非線形	0
ケーブル	主ケーブル、ハンガー、センターステイ	非線形はり要素	線形	0.01
アンカレイジ	躯体	剛体	線形	0
	スプレーサドル	線形パネ要素	線形	0
地盤-基礎系	ケーソン基礎・直接基礎	ウインクラ-モデル	非線形	0.1

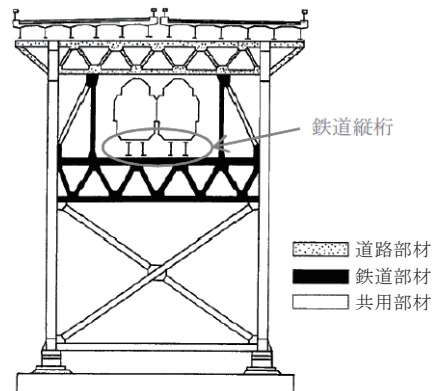


図-3 瀬戸大橋の部材区分

2.5 耐震性能照査⁵⁾

瀬戸大橋の当初設計では、「道路鉄道併用橋（同一主構で道路及び鉄道床組を支持する橋梁）」の鋼上部構造の各部材について、図-3に示すように「道路部材」、「鉄道部材」、「共用部材」の3種類に分類し、①疲労照査、②鋼板の適用厚さ、③部材の細長比、④相反応力を受ける部材、⑤鉄道縦桁の規定を3種類の部材で使い分け、列車走行性に関する許容変位量を除くその他の規定については、基本的に道示に準拠している。また、「道路鉄道分離橋（道路及び鉄道桁を同一の橋脚で支持するものの、それぞれの桁が分離した橋梁）」でも、鉄道桁設計には鉄道基準が適用されたが、その他の部材設計は基本的に道示に準拠している。従って、瀬戸大橋の当初設計においては、鉄道縦桁を除く部材の耐震設計に関わる設計は、基本的に道示に準拠していることから、当初設計の考え方を踏襲し、L2地震動に対する瀬戸大橋の耐震設計に用いる基準は、原則として道示によることとした。

地震応答解析については、幾何学的な非線形性の影響を取り込むため、幾何学的非線形と材料非線形を同時に考慮できる複合非線形解析である弾塑性有限変位解析で行った。

3. 吊橋の耐震補強¹⁰⁾

下津井瀬戸大橋は、岡山と香川の県境の下津井瀬戸に架かる橋長1,400mの張出し径間付単径間補剛トラス吊橋である。また、北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋は、与島から坂出市番の州へ至る3径間連続補剛トラス吊橋であり、2連吊橋を構成している。これらは道路鉄道併用橋としては世界最大級の長大吊橋である。橋梁一般図を図-4、橋梁概要を表-6に示す。

3.1 補強概要⁹⁾

耐震性能照査では、3橋とも強風時に桁とケーブルの橋軸方向相対変位を抑制させるためのセンタースティが破断し、道路桁支承の一部が損傷する結果となったが、主塔、補剛桁など主要部材には大きな損傷は見られなかった。照査後の補強設計では、建設時の設計から地震時で破断が想定されているセンタースティが破断しても、補剛桁が橋軸方向変位によりエンドストッパーに衝突しないことから、センタースティの破断は許容するものとし、道路桁支承部を直接補強する対策を採用した。

道路桁支承（BP・B支承）は、主に6径間の上下線分離の鋼床版を支持し、片側1支承線あたり4基設置されている。耐震性能照査の結果、そのうち道路桁両外側（G1桁、図-5）と中央分離帯側（G4桁）の支承の多くが、地震慣性力に対する支承の耐力不足により損傷する結果となった。特にG1桁支承は、オープングレーチングを支持するものの、活荷重が直接載荷されないため、支承反力別のタイプ分けでG2-G4桁支承に比べ小さく、結果、支承耐力が小さいため、損傷が集中したものと推定される。G4桁支承は鉄道営業線直上であるため、G1桁支承を補強し、補強部の剛性が高まる効果を解析モデルに反映して再度解析を行い、その結果損傷が残るG4桁支承にのみ補強を行うこととした。また、G1桁支承を補強することにより、現況設計以上の軸力が横構に作用するため、併せて横構の補強も実施した。北備讃瀬戸大橋の補強箇所を図-6、吊橋3橋の施工数量を表-7に示す。

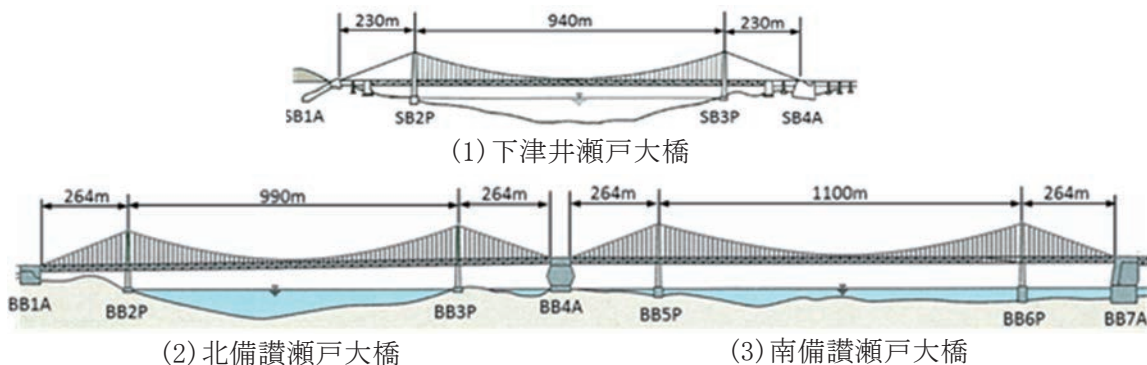
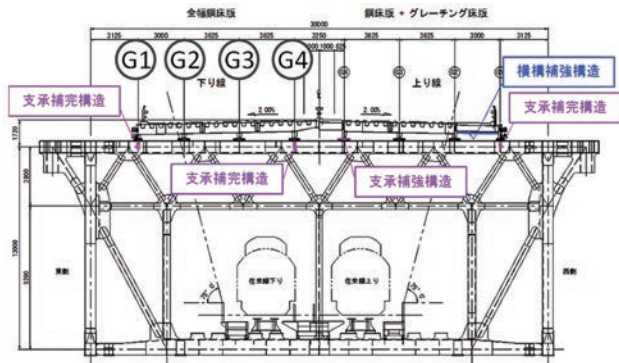


図-4 橋梁一般図（吊橋）

表－6 橋梁概要（吊橋）

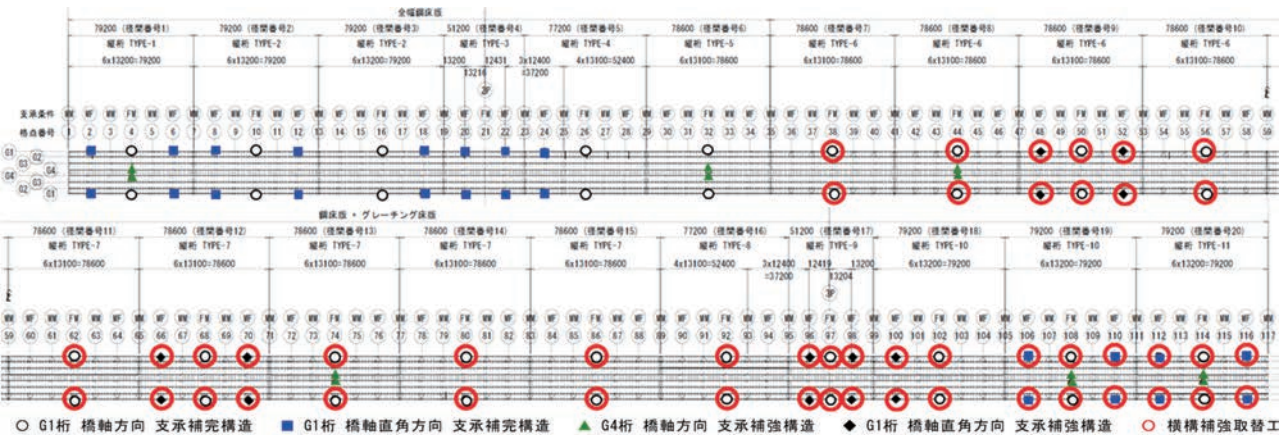
橋名	下津井瀬戸大橋	北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋
形式	張出し径間付き単径間補剛トラス吊橋	3径間連続補剛トラス吊橋
道路床版形式	鋼床版(舗装厚75mm) 中央分離帯部及び路肩部はオープングレーチング	
橋長	1400m	(北)1538m、(南)1648m
支間	ケーブル: 230.0+940.0+230.0m	ケーブル:(北)274.0+990.0+274.0m、(南)274.0+1100.0+274.0m
	補剛桁: 130.0+940.0+130.0m	補剛桁:(北)264.0+990.0+264.0m、(南)264.0+1100.0+264.0m
平面線形	直線	
縦断勾配	0.4%、1%直線勾配	1%直線勾配
適用耐震基準	耐震設計基準・同解説(本四公団、昭和52年)等	



図－5 道路桁支承位置

表－7 施工数量（吊橋）

工程	単位	数量			
		下津井	北備讃	南備讃	合計
横構取替補強工	t	13.28	32.29	85.2	130.77
道路桁支承補完工	基	64	62	102	228
道路桁支承補強工	基	24	26	58	110



図－6 補強箇所図（北備讃瀬戸大橋）

3.2 耐震補強の特徴

道路桁支承の補強は、支承耐力を超過するものの、当該支承の損傷のみに留まるものは「支承補強構造」、当該支承だけでなく、隣接する支承にも損傷が伝播するものは「支承補完構造」とした。

支承補強構造は、不足する支承耐力を補強部材で補い、既設支承と協働して横トラスに力を伝達する構造である。一方、支承補完構造は、既設支承耐力に期待せず、縦桁下フランジに設置したブラケットにより、横トラスに力を伝達する構造である。

(1) 支承補完構造

支承補完構造は、既設支承が橋軸方向に可動、橋軸直角方向に固定の場合は、橋軸方向支承補完構造を設置し、逆に、既設支承が橋軸方向に固定、橋軸直角方向に可動の場合は、橋軸直角方向支承補完構造を設置した。橋軸方向支承補完構造を写真－1、橋軸直角方向支承補完構造を写真－2に示す。

(2) 支承補強構造

支承補強構造も、支承補完構造と同様に、既設支承の可動、固定方向に応じて、橋軸方向支承補強

構造と橋軸直角方向支承補強構造を設置した。橋軸方向支承補強構造を写真－3，橋軸直角方向支承補強構造を図－7に示す。

(3) 横構取替補強構造

支承補強に伴い、軸力超過する横構の補強も必要となったことから、横構の補強、取替を実施した。

(4) 施工

補強箇所ごとに吊足場を構築し、事前計測、工場製作、現地設置と進捗させた。また、G4桁支承は鉄道営業線直上に位置するため、事前に JR 四国へ足場設置の委託を行い施工した。支承補完構造と横トラスとの遊間管理値を2mm以下、支承補強構造と既設支承との遊間管理値を1mm以下とするなど、管理基準値を設定して施工した。約340箇所と膨大な施工箇所数であったが、事前の現場実測に専用治具を用いる等により測定精度の向上を図り、また、工場製作時に測定値を正確に反映した結果等により、全て管理値以内で設置することができた。



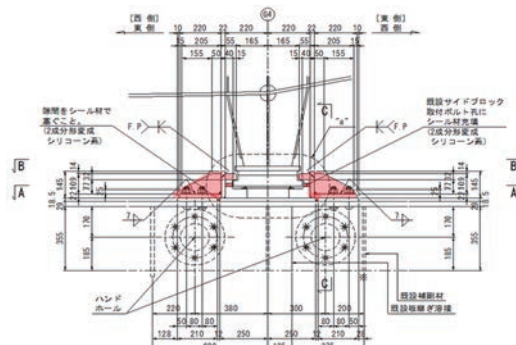
写真－1 支承補完構造（橋軸方向）



写真－3 支承補強構造（橋軸方向）



写真－2 支承補完構造（橋軸直角方向）



図－7 支承補強構造（橋軸直角方向）

4. 斜張橋の耐震補強¹⁰⁾

櫃石島橋、岩黒島橋は、いずれも櫃石島と与島の上に位置し、ともに橋長790m、最大支間長420mの双子の3径間連続鋼トラス斜張橋である。2橋の全景を写真－4，橋梁概要を表－8に示す。

4.1 補強概要

耐震性能照査の結果、補強が必要となった部位は、動的地震応答解析に基づく最大圧縮応力度が両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度を超過する横トラス下弦材となった。このため、T字形断面の補強部材（以下、「T字形材」という。）を接合して幅厚比パラメータを改善することで、座屈耐荷力を向上させることとした¹¹⁾。

部材補強は、櫃石島橋で4格点、岩黒島橋で5格点を行った。この横トラス下弦材は、上下フランジとウェブパネルで構成された箱形の密閉断面構造である。耐震補強工事では、既設部材の要補強範囲のウェブ面に、縦リブ PL とベース PL で構成された T 字形材を設置した。補強箇所等を図－8，



写真－4 櫃石島橋及び岩黒島橋

9, 補強詳細を図－10, 11に示す。部材接合に通常用いられる高力ボルト摩擦接合は、ボルト径に比べ部材孔径の方が大きく、密閉されたトラス部材内部への水等の浸入やそれに伴う内部腐食が懸念された。本工事においては、それらの防止のために、部材孔径とボルト径が同程度で、ボルト締付の際に、その部材孔壁面を塑性変形させて雌ねじを成形することで密閉性が期待できるスレッドローリングねじ (Thread Rolling Screw, 以下「TRS」という。図－12) を用いた¹²⁾。

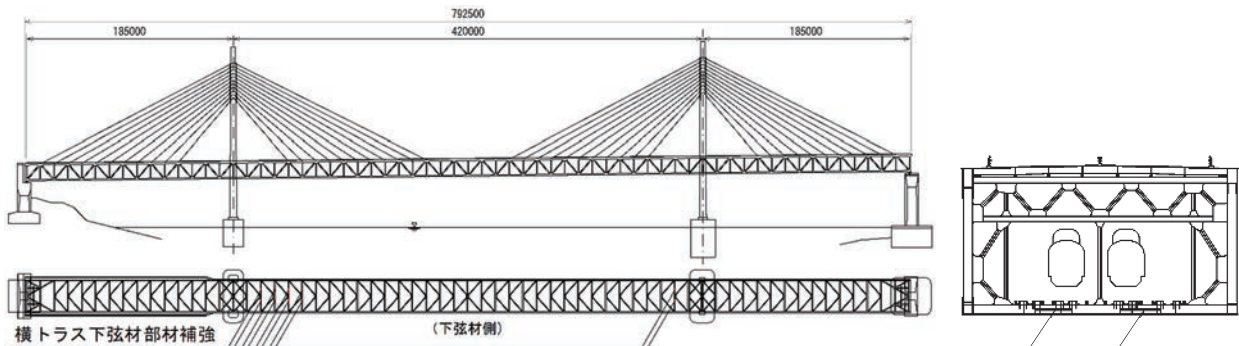
表－8 橋梁概要 (斜張橋)

橋梁名	櫃石島橋	岩黒島橋
形式	3径間連続鋼トラス斜張橋 (2面ファン形式マルチケーブル)	
基礎形式	HB1P: 直接基礎	IB1P: 直接基礎
	HB2P: ケーソン基礎	IB2P: ケーソン基礎
	HB3P: ケーソン基礎 (脚付き)	IB3P: ケーソン基礎
	HB4P: 直接基礎	IB4P: ケーソン基礎
橋長	790 m	790 m
支間割	185 + 420 + 185 m	185 + 420 + 185 m
縦断勾配	1% 直接勾配	1% 直接勾配
適用耐震基準	耐震設計基準・同解説 (本四公団、昭和52年) 等	

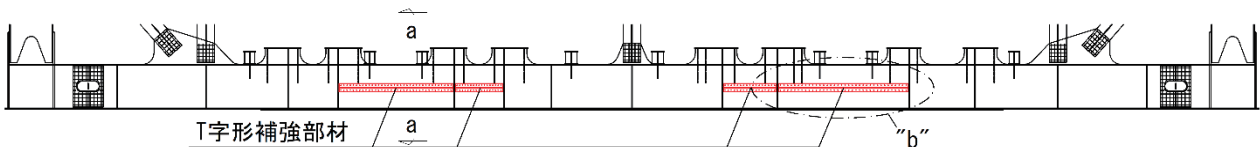
4.2 耐震補強の特徴¹²⁾

(1) TRSによる接合

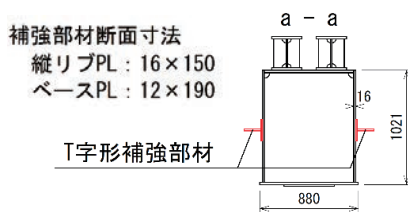
TRSは締付けることにより、被締結材の孔壁面を塑性変形させて雌ねじを成形するという特長を持つ。TRSφ16を締込む孔は、T字形材、既設部材とも同径のφ15.5径となるように当て揉み削孔した。これは、接合部の密閉性確保に加え、TRSを常時支圧状態にすることで、耐荷力特性を確実に確保するためである。



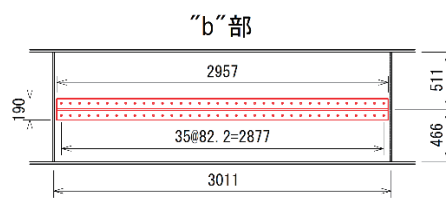
図－8 補強一般図 (岩黒島橋)



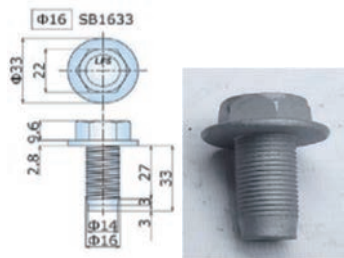
図－9 補強一般図 (岩黒島橋)



図－10 補強断面図
(横トラス下弦材)



図－11 補強側面図
(横トラス下弦材)



図－12 TRS

表－9 検討課題と検証項目

検討課題	検討項目
耐久性	実橋応力計測、疲労試験及びFEM解析、密閉性試験
耐荷性	せん断応力試験及び座屈耐荷力試験
施工性	実物大施工性試験

表－11 構造細目

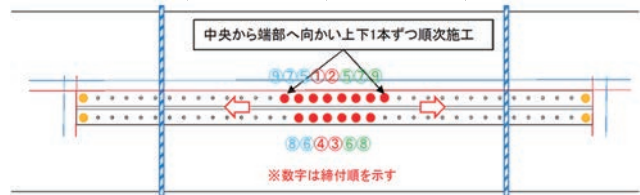
項目	値	根拠
縁端距離	40mm	ガイドパイプ設置に必要な最小距離
最小中心間隔	65mm	M20の最小中心間隔
最大中心間隔	110mm	M16の最大中心間隔



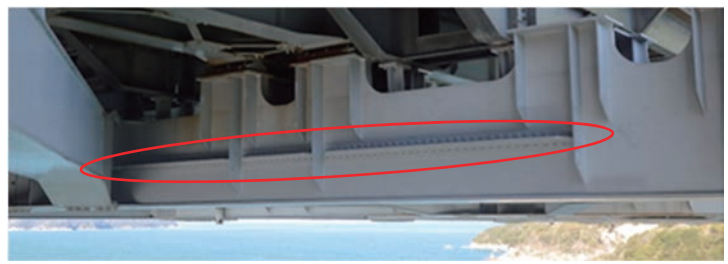
写真－5 T字形材の設置状況（拡大）

表－10 施工数量（斜張橋）

	櫃石島橋	岩黒島橋	備考
補強部材設置	2.7t	2.9t	鋼板重量
現場孔明け(φ15.5)	4格点(52部材)	5格点(40部材)	():T字形補強部材数
現場孔明け(φ11.5)	1796ヶ所	1940ヶ所	
現場孔明け(φ11.5)	300ヶ所	240ヶ所	仮固定用
本締め(TRSφ16)	1796本	1940本	
素地調整(4種ケレン)	13.7㎡	14.9㎡	



図－13 TRS締め付け順序



写真－6 T字形材の設置状況

TRSの本数は、座屈方向に着目して、高力ボルト摩擦接合の許容力48.0kN/本に対して、TRSのせん断耐力にH24道示に基づく安全率2.2を確保した許容力31.8kN/本で必要本数を算出して設計し、結果的に、高力ボルト摩擦接合で必要な本数の1.5倍とした。なお、T字形材接合へのTRSの適用性検証は事例がなかったため、表－9に示す検証を行ない、本橋への適用が可能なことを確認した。

なお、TRSを用いた部材補強箇所については、外面作業車を用いた近接目視点検が実施可能な箇所であり、5年に1回の定期点検時にゆりみ、T字形材と母材の肌隙等を確認する予定である。

(2) 横トラス下弦材の部材補強

施工数量を表－10、構造細目を表－11に示す。なお、「最小中心間隔」の65mmは、TRS施工不良が発生した場合、再施工するボルト径をM20としたことによる。

ボルト孔は、T字形材のTRS設置全箇所をφ15.5mmで工場削孔し、また、横トラス（母材）側は、仮留め箇所のみ事前にφ11.5mmで削孔し、T字形材を基準線に添わせてφ12mmのTRSにて仮留めをした。T字形材のボルト孔がφ15.5mmであるため、仮留め箇所の位置の調整は容易に実施できた。引き続き図－13のとおり、T字形材中央から端部に向かい、T字形材のボルト孔をガイドとして母材にφ15.5mmのボルト孔を1本ずつ当て揉み削孔し、その都度TRSを締め付け、最後に仮留め箇所をTRSφ16mmに付替えて終了した。T字形材の設置状況を写真－5、6に示す。

5. トラス橋の耐震補強

櫃石島高架橋（トラス部）は、櫃石島島内の櫃石島高架橋（PC橋部）とその南側の斜張橋である櫃石島橋の間に位置する、支間長100.9mの単径間トラス橋である。与島2径間、与島3径間は斜張橋である岩黒島橋と与島島内の与島高架橋との間に位置する、橋長それぞれ266m、585mの鋼2径間、鋼3径間の連続トラス橋で構成している。番の州トラスは吊橋である南備讃瀬戸大橋と四国本土起点である番の州高架橋の間に位置する、橋長480mの鋼3径間連続トラス橋である。

当該4橋の耐震補強設計についても、吊橋、斜張橋と同様に、全体系対策を主に検討し、全体系対策を実施しても照査を満足しない箇所に、部材補強対策を実施することを基本している^{1), 13)}。

ここでは、全体系の免震化を実現した櫃石島高架橋（トラス部）の耐震補強について紹介する。

5.1 櫃石島高架橋（トラス部）の概要

本橋の概要を写真－7及び表－12、補強一般図を図－14、15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。

5.2 補強概要¹⁾

(1) L1地震動に対する目標耐震性能

本橋の耐震補強の特徴である全体系の免震化により、支承条件が変更となることから、目標耐震性能のうち、2.1に示したL2地震動に対する目標耐震性能に加え、鉄道部においてL1地震動に対する目標耐震性能として、免震化後の地震時の機能上の安全性を満足させる必要があった。

(2) 耐震性能照査

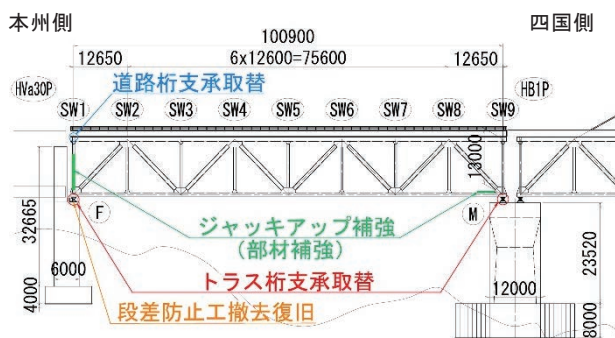
耐震性能照査の結果、L2地震動で鉄道のき電線を支持する横トラスの上路下弦材等の一部損傷、トラス桁支承と一部の道路桁支承で耐力不足となった（図－16）。



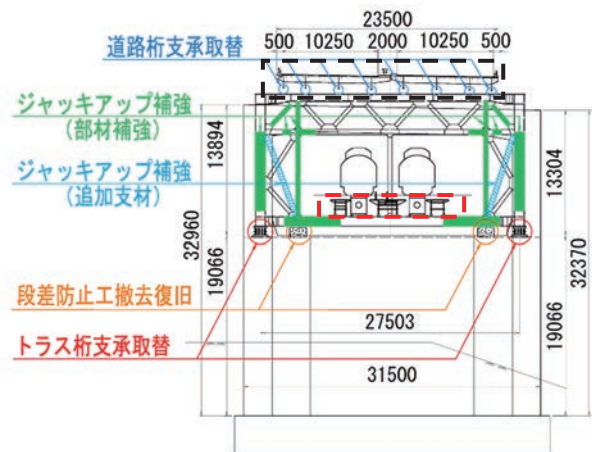
写真－7 櫃石島高架橋（トラス部）

表－12 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）

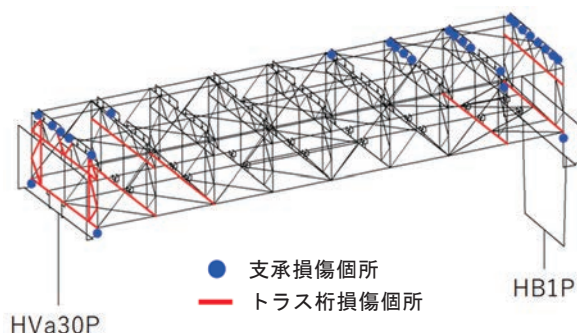


図－14 補強一般図（側面図）



道路部 鉄道部 道路部、鉄道部以外：道鉄共用部

図－15 補強一般図（断面図・HVa30P）



図－16 耐震性能照査による損傷箇所

5.3 耐震補強設計¹⁾

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（全 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、実質的に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支承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。

5.3.1 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¹⁴⁾に、隣接する 29 径間（4+4+3+8+10）の PC 桁部を図-17 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。

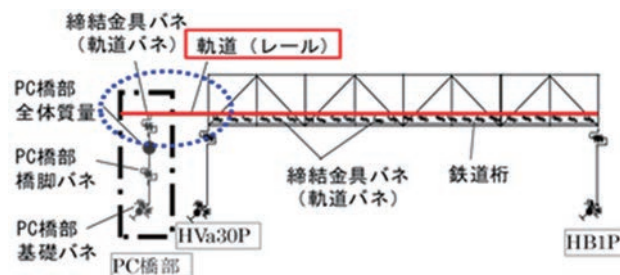


図-17 軌道拘束効果検討モデル

5.3.2 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、ジャッキアップによる桁上昇が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 地震動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。

5.4 施工²⁾

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-14、15）。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。

5.4.1 軌道の拘束が免震効果に及ぼす影響検討

(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-13）。

(2) ロックオフ機構

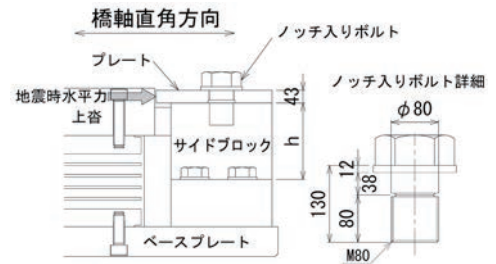
ロックオフ機構を図-18 に示す。ロックオフ機構は、支承サイドブロックの頂部のプレートを、ノッチ入りボルト（片側 2 本×2=4 本/支承 1 基）で固定したもので、常時～L1 までは固定で、L1～L2 に上脊がこのプレートを押し込むことにより、ボルトの軸部に設けたノッチ部でボルトがせん

表-13 トラス桁支承の支持条件

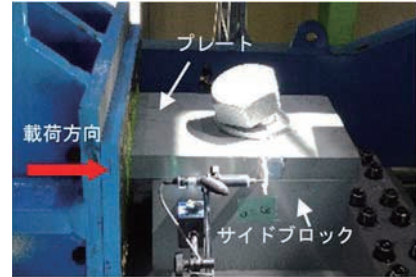
		HVa30P		HB1P		
		橋軸方向	橋直方向	橋軸方向	橋直方向	
支承取替前		①	F	F	M	F
支承取替後（発注時）	常時～L2	②	E	E	E	E
支承取替後（変更後）	常時～L1	③	F	F	E	F
	L1～L2	④	F	E	E	E

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。

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¹⁵⁾、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－8）。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－18 ノックオフ機構



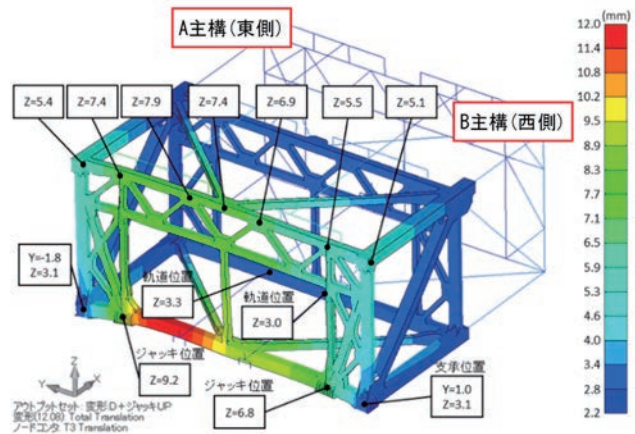
写真－8 ボルト耐力試験

5.4.2 トラス桁支承取替

(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－19）。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。

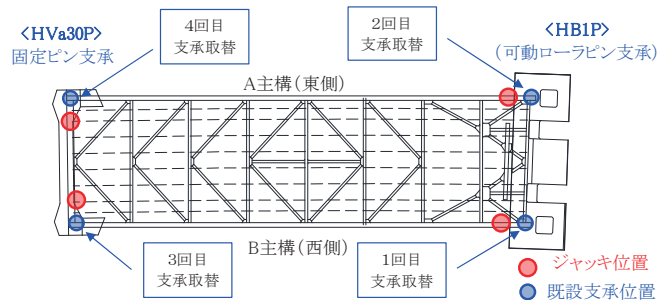


図－19 鉛直方向変位図 (HVa30P、死荷重+ジャッキアップ)

(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－20）。

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－9）、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－10）。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－11, 12）。



図－20 支承取替順序図



写真-9 移動対策

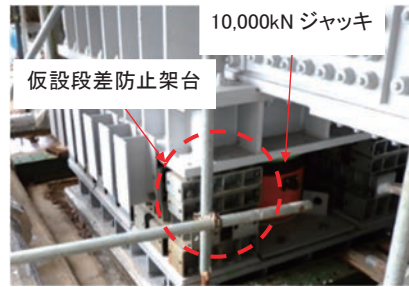


写真-10 段差防止対策



写真-11 支承撤去状況

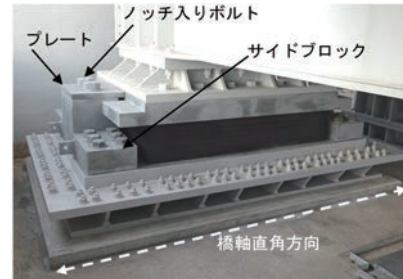


写真-12 免震ゴム支承

5.4.3 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。

6. まとめ

本稿では、瀬戸大橋の耐震補強事業のうち、吊橋、斜張橋、トラス橋の耐震補強について紹介した。瀬戸大橋の耐震補強は、高速道路の安全確保はもとより、JR 営業線や添架構造物への影響防止などの注意が必要であるとともに、海上、高所かつ狭隘な施工現場が大半であるなど、制約の多い中での工事であった。技術的には、斜張橋の補強部材接合に TRS を用いたこと、道路鉄道併用橋を含む鉄道橋の耐震補強で国内初となる全体系の免震化を実現した櫃石島高架橋（トラス部）の耐震補強については、令和元年度土木学会田中賞「作品部門・改築」を受賞させていただくなどの評価を頂戴することができた。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

瀬戸大橋の耐震検討にあたり、「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、TRS の適用性検証にあたっては、坂野昌弘関西大学教授にご指導頂いた。施工にあたっては、受注者の迅速かつ適切な施工の他、JR 四国、電源開発株式会社等、関係各位の多大なご尽力により、大きな事故や災害を発生させず、無事完了することができた。ここに記して深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 平山靖之, 西谷雅弘, 福永勸, 河藤千尋, 村上博基, 金田崇男: 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, 2020
- 2) 金田崇男, 村上博基, 遠藤和男, 片岡義亮, 藤島修一, 前田諭志: 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, 2020

- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2012.3
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002.3
- 5) 福永勸，角和夫，遠藤和男：瀬戸大橋の耐震補強検討：本四技報，Vol.36，No.117，2011.9
- 6) 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
- 7) 福永勸，竹口昌弘，遠藤和男：耐震性能評価用大規模地震動の設定（瀬戸大橋），本四技報，Vol.35，No.115，2010.9
- 8) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.4
- 9) 西谷雅弘，河藤千尋：瀬戸大橋吊橋（下津井瀬戸大橋、南北備讃瀬戸大橋）の耐震性能照査、補強設計，本四技報，Vol.128，2017.3
- 10) 村上博基，平山靖之：瀬戸大橋長大橋の耐震補強工事，本四技報，Vol.45，No.135，2020.9
- 11) 西谷雅弘，田村正，平山靖之：瀬戸大橋斜張橋（櫃石島橋、岩黒島橋）の耐震補強設計，本四技報，Vol.42，No.130，2018.3
- 12) 金田崇男，村上博基，平山靖之：瀬戸大橋斜張橋（櫃石島橋，岩黒島橋）の耐震補強工事，本四技報，Vol.44，No.134，2020.3
- 13) 福永勸，河藤千尋，遠山直樹：与島橋 3 径間部，番の州高架橋トラス部の耐震補強設計，本四技報，Vol.40，No.126，2016.3
- 14) 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.1，2014
- 15) 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，2009.3