

道路鉄道併用トラス橋のロックオフ機構を有する支承交換による免震化工事

本州四国連絡高速道路株式会社 正会員 ○香川 耀平, 金田 崇男, 村上 博基
株式会社横河ブリッジ 非会員 片岡 義亮, 藤島 修一

1. はじめに

瀬戸大橋（海峡部）に位置する道路鉄道併用トラス橋である櫃石島高架橋（トラス部）（鋼単純垂直材付ダブルデッキワーレントラス橋，橋長 104.95m，上部工重量 36,480kN，写真-1）において，耐震補強としてトラス桁支承交換による橋全体系の免震化を行った。道路鉄道併用橋の支承交換による全体系の免震化は，国内最大規模であり¹⁾，また，鉄道等の添架施設の制約により，レベル1地震（以下，L1）までは支持条件を変えず，レベル2地震（以下，L2）に対して免震化させるためのロックオフ機構を有することなどが特徴である。



写真-1 櫃石島高架橋(トラス部)全景

2. ロックオフ機構

2.1. トラス桁支承の支持条件

トラス桁支承を常時～L2 時まで全方向弾性支持とした場合，常時～L1 時に添架施設が追従できないため，常時～L1 時は橋直方向が現橋と同等の支持条件となるようロックオフ機構を設けることとした（表-1）。

表-1 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
現橋		Fix	Fix	M	Fix
支承交換後	L1	Fix	Fix	E	Fix
	L2	Fix	E	E	E

2.2. ロックオフ機構

ロックオフ機構は，支承サイドブロックの頂部に設置したプレートと片側2本のロックオフ機能付きボルトで固定する。このプレートが上巻と接触した後，ロックオフ機能付きボルトを押し込み，ボルト軸部に設けたノッチ部でせん断破壊し，免震化する構造とした（図-1）。

ボルトのロックオフは以下のRH1 と RH2 の間で機能する必要があり要求範囲が狭い（図-2）。RH1 は，表-1 の支承交換後（L1）の支持条件で，L1 時に支承に作用する最大水平反力である。RH2 は，RH1 と同様の支持条件で L2（サイト波）の動的解析（橋軸方向及び橋直方向を独立して入力）を実施し，トラス部材の損傷度（応答値/許容値）が 1 となる時刻までに生じる支承水平反力の最大値である。

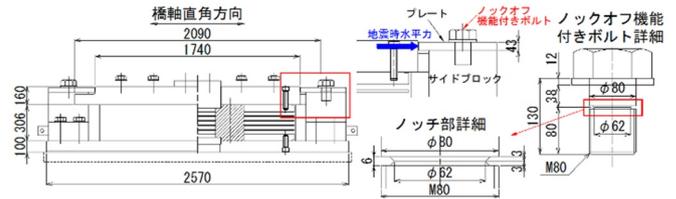


図-1 支承構造とロックオフ機構 (HVa30P)

2.3. ロックオフ機能付きボルト耐力試験

本試験では，静的載荷によりボルト耐力を確認するが，既往研究^{2) 3)}では，動的載荷した場合のロックオフ部材のせん断耐力は，静的載荷した場合に比べ約 1.1 倍であると報告されている。また，本試験におけるボルト耐力の上限値 RH2'²⁾については，推定誤差等を考慮し低めに設定しておくことが望ましいことから，静的載荷と動的載荷のボルト耐力への影響度について，既往知見（1.1 倍）に対して 2%の安全余裕を考慮し，RH2' (=RH2/1.12) とした。

そのうえで，FEM 解析により実橋の応力及び変形を再現できる試験方法を検討し，実橋に用いるボルト材料と同ロットの材料を使用し，ノッチ径をパラメータとした静的載荷（0.1mm/sec）によるボルト耐力試験を実施した（図-2）。

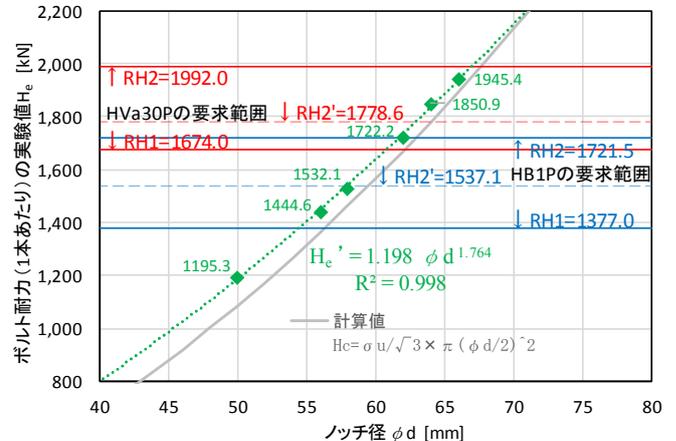


図-2 ロックオフ機能付きボルトの耐力とノッチ径

2.4. ノッチ径の決定

ボルト耐力の試験値とノッチ径の関係は高い相関があることから，図-2 に示す推定式よりノッチ径を HVa30P で φ62mm，HB1P で φ57mm に決定した（表-3）。

表-3 ノッチ径の決定

φ d [mm]	ボルト耐力の推定値 He' [kN]	RH1に対する比率 [%]		RH2'に対する比率 [%]	
		HVa30P	HB1P	HVa30P	HB1P
56	1453.0	86.8	105.5	81.7	94.5
57	1499.1	89.6	108.9	84.3	97.5
58	1545.8	92.3	112.3	86.9	100.6
61	1689.6	100.9	122.7	95.0	109.9
62	1738.7	103.9	126.3	97.8	113.1
63	1788.5	106.8	129.9	100.6	116.4

キーワード：耐震補強，道路鉄道併用橋，免震化，ロックオフ機構

連絡先：香川県坂出市川津町下川津 4388-1 本州四国連絡高速道路(株)坂出管理センター TEL0877-45-6965

4. 支承交換時影響検討

トラス桁のジャッキアップ条件を表4に示す。ジャッキアップ後の支承位置における隙間は、新設ゴム支承のたわみ分(3mm)を確保することとした。ジャッキアップ位置は、HVa30Pでは施工空間の制約で橋直ライン横桁となることから、橋直方向への変形が添架施設へ影響する恐れがあった。また、ジャッキアップによる道路面(伸縮装置部)、鉄道軌道への影響を把握する必要があった。そこで、支承交換時に影響の大きいジャッキアップ位置から1格点分について、トラス構成部材をシェル要素、その他を梁要素でモデル化した全体系モデルを用い、死荷重、自動車荷重、列車荷重、強制変位(ジャッキアップ)の組合せに対してFEM解析を実施し、トラス各部材の応力及び変形を求めた(図-3)。

道路面高さ管理は、HVa30Pではジャッキを設置し道路桁支承を先に撤去し、ジャッキで高さ調整することとした。鉄道軌道桁は緩衝桁となっており、ジャッキアップによる影響は小さく、鉄道営業に問題ないことを確認した(図-4)。添架施設については、支承位置の橋直方向変位量が、管理値10mmに対し1.8mmとなり問題ないことを確認した。

表-4 ジャッキアップ条件

	支承条件	ジャッキ位置	解析ジャッキアップ量	解析ジャッキ反力	道路桁伸縮装置形式
HVa30P	固定	橋直ライン横桁下	A=9.3mm B=6.8mm	A=9,580KN B=8,510KN	ビーム形式
HB1P	可動	橋軸ライン下弦材下	A=9.1mm B=8.6mm	A=9,449KN B=9,232KN	リンク形式

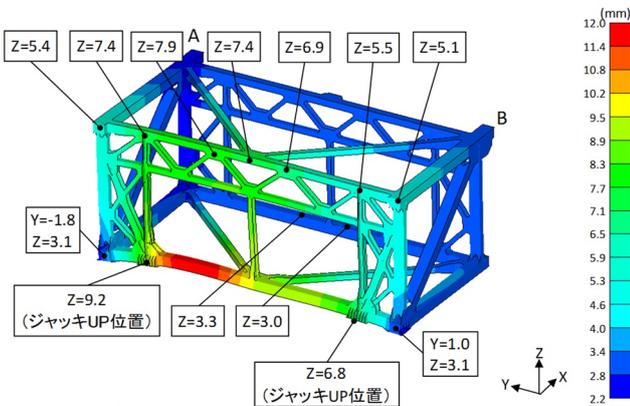


図-3 鉛直方向変形図(HVa30P, 死荷重+ジャッキアップ)

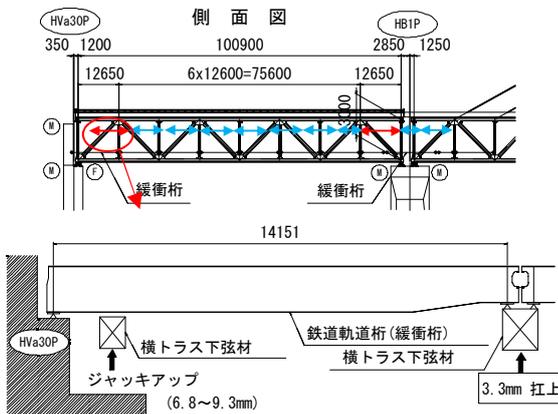


図-4 鉄道軌道の変位量(HVa30P)

5. 支承交換

支承交換にあたって、ジャッキアップ前後における橋体の挙動を把握するため、24時間連続7日間の変位計測を行い、路面、鉄道軌道、添架施設における変位量を確認した。

ジャッキアップ・ダウン作業は、鉄道が供用されていない夜間線路閉鎖時に行い、道路は供用しながら行った。ジャッキは1支承線で4台設置(安全率=(ジャッキ10,000kN×4台)/(死荷重+活荷重の最大値25,852kN)=1.55)した。支承交換はジャッキアップした状態で、道路・鉄道の供用下で施工するため、橋体の温度変化や活荷重による移動、地震時水平力による安全性を確保する必要があった。そのため、支承交換は1支承線をジャッキアップ後に1支承ずつ交換を完了し、常に3支承で支持する計画にするとともに、フェールセーフ対策としての段差防止、常時移動に対する制限措置を行った。

既設支承を撤去後、スプリング拘束型鉛プラグ入積層ゴム支承(HVa30P:全反力16,550kN,橋軸最大水平力7,643kN,橋直最大水平力3,348kN)を設置し、ジャッキダウン後に下架台と支承ベースプレート間の現場溶接を行い、据え付け高さ±0~+1mmで支承交換を完了した(写真-2, 3)。



写真-2 支承交換状況(HVa30P)



写真-3 支承交換後(HVa30P)

参考文献

- 1) 花井・河藤・平山:道路鉄道併用トラス橋の免震化対策, 土木学会第72回年次学術講演会, I-485, 2017.9
- 2) 本荘・横山・前原・田崎・姫野: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
- 3) 吉田・松村・坂井田・北田・森田・浅田:免震橋梁用ロックオフボルト型サイドブロックの提案, 鋼構造論文集, 第15巻第59号, pp. 45-56, 2008.9