

PC 下路桁橋の支承交換工事

小松 正貴*1・福井 基次*2・西岡 基*3・吉川 俊巳*4

浮島橋梁は、昭和 35 年 7 月に竣工したわが国初の PC 下路桁橋である。平成 23 年 3 月に実施した動的载荷試験の準備工の際に簡易目視調査を行ったところ、P1 橋脚では沓座モルタルの損傷、A2 支承部（浮島町側）ではゴム支承の著しい劣化が明らかとなった。そのため、橋脚の耐震補強、橋脚および橋台の落橋防止構造の設計および施工と同時に支承交換工事を行った。既設支承部周囲は作業空間が非常に狭く、軌道への影響を最小限に抑えるため、超薄型ジャッキ（以下、本文中ではフラットジャッキと記述）を用いた mm 単位の制御によるジャッキアップにより施工した。さらに、支承交換前後に行った応答加速度計測および振動特性解析より、支承交換による衝撃緩和効果を検証した。

本稿は、上記の支承交換における設計・施工・振動特性解析について述べるものである。

キーワード：PC 下路桁橋，支承交換工事，超薄型ジャッキ（フラットジャッキ），振動特性解析

1. はじめに

神奈川臨海鉄道浮島線の浮島橋梁は、川崎臨海工業地帯の浮島地区に架橋され、国道 409 号線および首都高速神奈川 6 号川崎線と並走し、多摩運河を渡河する位置にある。本橋梁は、昭和 35 年 7 月に竣工したわが国初のプレストレストコンクリート下路桁橋¹⁾であり、桁長 26.050 m × 2 連より構成される橋長 52.30 m の鉄道橋である。

平成 23 年 3 月に大型変圧器の輸送にあわせて動的载荷試験を実施し、健全性・安全性・経年変化の影響について検討しているが²⁾、その準備工の際に P1 橋脚では沓座モルタルの損傷、A2 支承部（浮島町側）ではゴム支承の著しい劣化が明らかとなった。

そのため、平成 24 年度に実施された橋脚耐震補強工事後、落橋防止装置の設置に関する設計とあわせて既設支承の交換を計画・設計し、平成 27 年 2 月に支承交換を含む耐震補強工事が完了した。

また、支承交換の前後において応答加速度計測および振動特性解析を行い、両者の比較により支承交換後の列車走行による衝撃緩和効果を検証した。

本稿は、浮島橋梁の支承交換に関する設計・施工・振動特性解析について述べるものである。

2. 橋梁概要

橋梁概要を以下に、主桁断面形状を図 - 1 に、現況写真を写真 - 1 に、橋梁全体側面図を図 - 2 に示す。

構造形式：ポストテンション方式単純 PC 下路桁

橋 長：52.300 m

支 間 長：25.250 m × 2 連

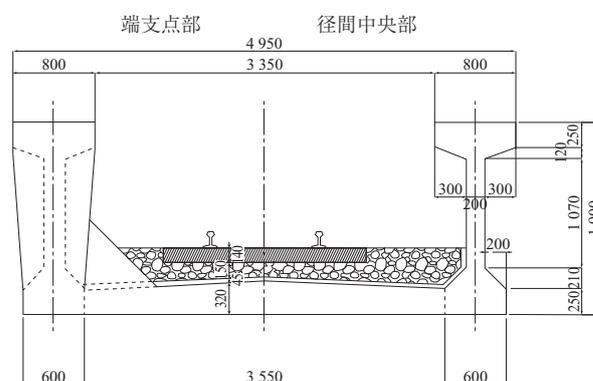


図 - 1 主桁断面形状

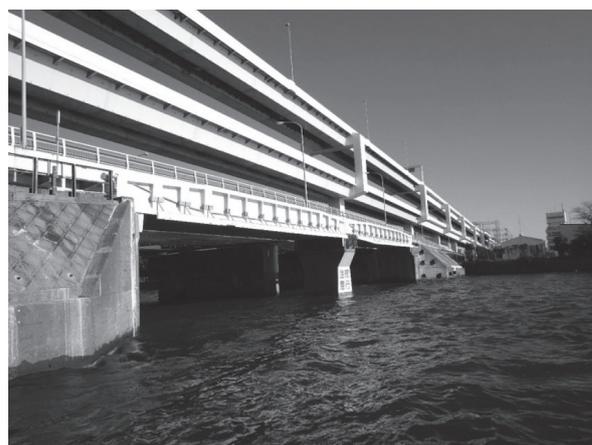


写真 - 1 浮島橋梁全景

*1 Masataka KOMATSU：(株)日本構造橋梁研究所 本社設計部 課長

*2 Motoji FUKUI：東亜建設工業(株)白石作業所 主査

*3 Motoi NISHIOKA：極東鋼弦コンクリート振興(株)リニューアル構造部 課長

*4 Toshimi YOSHIKAWA：神奈川臨海鉄道(株)工務部 工事課長

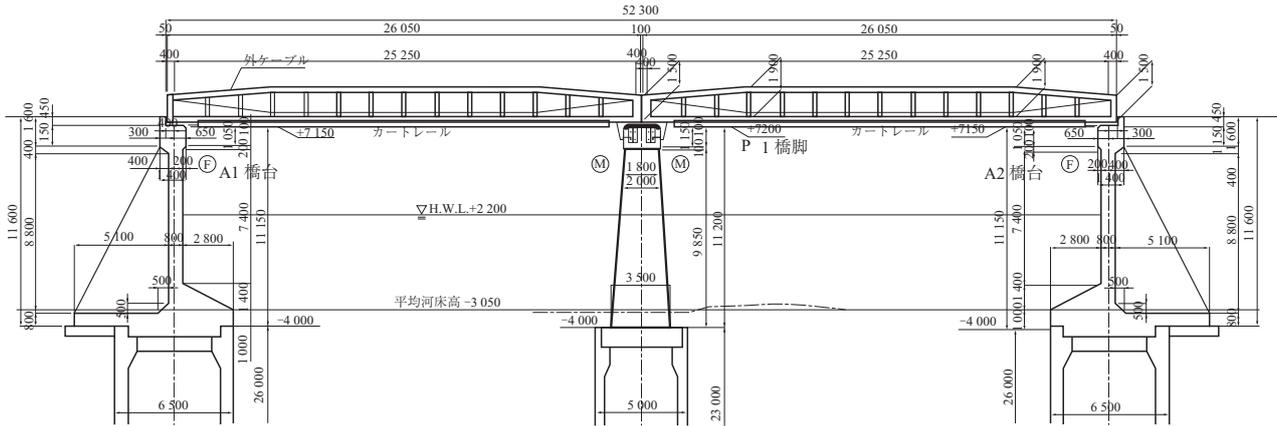


図 - 2 橋梁全体側面図

軌道構造：バラスト軌道，単線

斜 角：82° 40′

曲線半径：直線

支承条件：ゴム支承

(昭和 46 年にコンクリートロッカー沓から交換)

コンクリート： $\sigma_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

PC 鋼材：12φ7 (SWPR1AN)

鉄 筋：SR235

3. 支承設計

3.1 損傷原因の分析

既設ゴム支承の損傷状況を写真 - 2 に示す。A2 橋台支承部（浮島町側）ではパッド型ゴム支承が完全につぶれており，その他の支承部もゴム支承の損傷，沓座モルタルの割れおよび欠落が確認された。

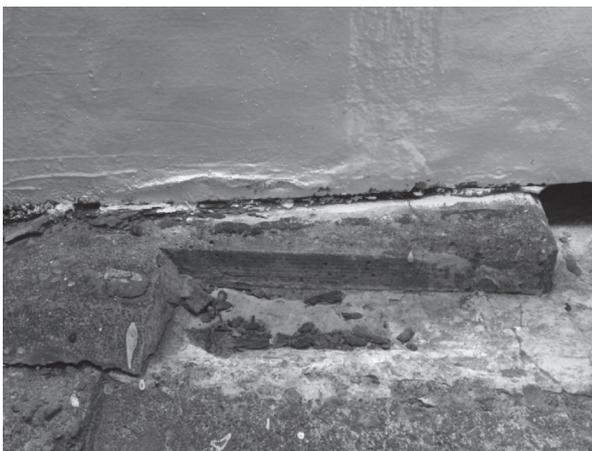


写真 - 2 A2 橋台支承部損傷状況

既設ゴム支承にはクロロプレンゴムが使用されており，この素材はわが国ではパッド型ゴム支承として古くから採用されている。また，同素材は天然ゴムに匹敵する性能と耐候性や耐オゾン性などの外的環境に対して優れた抵抗力をもつことから，今回のような損傷が生じる事例は少ない。

したがって，損傷状況から損傷原因を下記のとおり推測して分析した結果，ゴム支承本体の損傷原因が設計対象車両（列車荷重）によるものではないと推測された。

(1) 設計計算の不備

支承交換時の報告書が残っていなかったため，完成図に記載の設計反力を用いて現行基準により照査を行った。若干の制限値超過はあるものの，ゴム支承および沓座モルタルに損傷を与えるような影響はなかった。

(2) 鈍角部への反力の集中

本橋は斜角 82° 40′ を有するため，鈍角部に反力が集中した可能性があった。格子構造解析で支承反力を算出したところ，斜角の影響は非常に軽微なものであった。

(3) 経年劣化の影響

交換前のゴム支承は設計年次から推定して被覆ゴムによる表面保護がなされていなかった可能性があり，紫外線や飛来塩分などの影響によりゴムが硬化し，繰り返し荷重により損傷した可能性があった。本橋の支承部は東京湾に非常に近い多摩運河に面しているため，運河から飛来塩分の影響を受けやすい環境にある。したがって，鉄道橋で使用実績の多い被覆ゴムにより表面保護されたゴム支承を用いることで，材質変化を抑制することとした。

(4) 支承製品の影響

交換前のパッド型ゴム支承は厚さが薄く，内部鋼板が入られていなかった可能性があった。現地調査でも内部鋼板の存在は確認できなかった。したがって，近年の鉄道橋で多く用いられている，ゴムと鋼板を交互に積層して鉛直荷重によるゴムの膨出を抑制する構造になっているゴム支承を採用することとした。

3.2 支承修繕計画

ゴム支承の修繕方法には，支承新設方式（支点移動）もしくは支承取替え方式（仮受替え）が採用される事例が一般的である。支承修繕方法の模式図を図 - 3 に示す。

支承新設方式（支点移動）は，支承交換が困難な場合に橋座部を拡幅して新たな支承部を構築し，既存支承を撤去する方法である。ただし，当初想定してない箇所を新たな支点として機能させるため，橋梁本体工の照査が必要となる。本橋梁では，橋座部に新たな支承部を構築するスパー

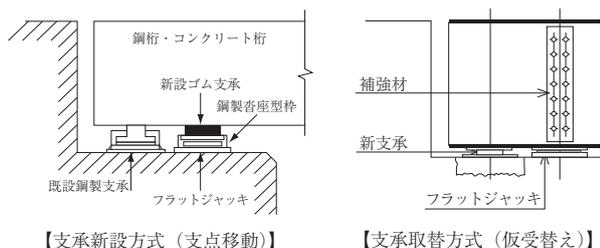


図 - 3 支承修繕方法

スがなく、別途設計する縁端拡幅工の規模増大が見込まれるため、採用が困難であった。

支承取替え方式（仮受替え）は、桁端をジャッキアップしてゴム支承の交換と沓座モルタルの補修を行う方法である。本橋梁では支承部高さのクリアランスが小さく、橋座部にジャッキ設置スペースがないため、別途設計する縁端拡幅工にフラットジャッキを設置して行う計画とした。

ゴム支承の寸法（荷重抵抗面積）に影響を及ぼす設計対象車両（列車荷重）は「大型変圧器 240t を積載した 3-3-3 軸複式ボギー大物車シキ 611B1」とした。この列車荷重は設計反力の算出結果より「建設当時の支承詳細図に記載の設計反力」とほぼ同等であることを確認した。

また、既設ゴム支承の撤去および新設ゴム支承の設置の作業スペースを確保するため、沓座モルタルおよび橋座コンクリートの一部を撤去する計画とし、沓座モルタルおよび橋座コンクリートの一部の復旧には無収縮モルタルを用いる計画とした。

3.3 ゴム支承の設計計算

既設可動側ゴム支承の復元設計結果および新設可動側ゴム支承の設計結果を表 - 1 に示す。

既設可動側ゴム支承は、平均圧縮応力度の最大値が制限値をわずかに超過しているが、それ以外の項目は現行基準による照査においても制限値を満足する結果となった。

表 - 1 ゴム支承設計計算結果

項目		既設支承 復元設計	新設支承 詳細設計	制限値	
ゴム支承 形状寸法	橋軸方向 ao	300 mm	350 mm		
	直角方向 bo	550 mm	500 mm		
ゴム支承厚	上部被覆ゴム	- mm	3 mm		
	補強板	最上部	- mm	2 mm	
		標準	- mm	2 mm	
	本体ゴム厚	20 mm × 1層	16 mm × 2層		
	下部被覆ゴム	- mm	3 mm		
総厚	20 mm	44 mm			
せん断 変形量	使用時	0.87	0.54	≤ 1.0	
	L1 地震時	0.30	0.19	≤ 1.0	
ゴム全層の 平均圧縮 変形量	永久作用	4.38	3.31	≥ 1.0	
	永久 + 変動	8.31	6.25	≥ 1.0	
ゴム全層の 最大圧縮 変形量	使用時	0.73	0.41	≤ 1.0	
	復旧性	0.73	0.66	≤ 1.0	
平均圧縮 応力度	最大値	1.01	0.94	≤ 1.0	
	最小値	2.51	2.35	≥ 1.0	
	応力度振幅	0.67	0.61	≤ 1.0	
内部鉄板の引張応力度	—	0.43	$\sigma_{sd} = 140 \text{ N/mm}^2$		

新設可動側ゴム支承はゴム 1 層厚を 16 mm と小さくしたため、平面寸法を小さくしても平均圧縮応力度の制限値を満足することができた。一方、ゴム厚を 16 mm × 2 層としたため、せん断変形量の制限値に対する余裕が大きくなった。ここで、ゴム支承総厚が厚くなるため、復旧する沓座モルタル厚を調整し、軌道高さに変化が生じないように配慮した。

3.4 ゴム支承の構造細目

既設ゴム支承の損傷原因は設計対象車両（列車荷重）によるものではないと推測されたため、ゴム支承本体の品質確保を目的に、既存の知見を参考とした構造細目を設定した。具体的には、「コンクリート鉄道橋支承部設計施工の手引き」³⁾を参考に、被覆ゴムによる表面保護、内部鋼板の配置、最小ゴム厚、ゴムの品質などの条件を設定した。

(1) ゴム支承の構造

ゴム支承の 1 層厚さは 16 mm ~ 22 mm とし、両面に補強鋼板を加硫接着した構造とした。重層数は十分な変形性能を得るため最小 2 層とした。被覆ゴム厚は上下部 3 mm、側部 5 mm とし、内部鋼板の最小板厚は 2 mm とした。

(2) ゴム支承の品質

ゴム支承に用いるゴムは、鉄道橋のゴム支承として経年劣化のデータが蓄積されているクロロプレンゴムとし、JIS K 6386 の C08-b1 に適合するものとした。内部鋼板は普通鋼版 SS400 とし、二層塗り系の加硫接着剤により接着するものとした。その他の品質、規格についても鉄道橋での実績より「コンクリート鉄道橋支承部設計施工の手引き」に準じた。

4. 支承交換工事

4.1 施工フロー

支承交換工事の施工フローを図 - 4 に示す。本工事では、支承交換とあわせて、別途設計された縁端拡幅ブラケットの製作および取付けも行った。この縁端拡幅ブラケットは支承交換時の仮受替え支点としても使用し、列車運行を妨げることなく施工した。

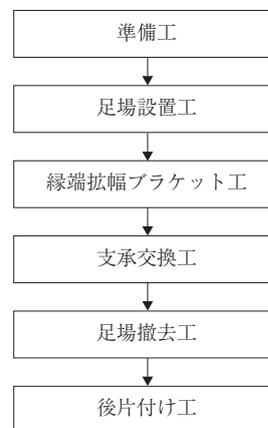


図 - 4 施工フロー

4.2 足場設置

多摩運河上での施工となるため、橋台および橋脚にブラケット足場を設置して施工を行った。このブラケット足場は運河上よりクレーン付台船を使用して設置した。また、軌道および航路を使用せずに橋台および橋脚部の作業足場間の移動をするため、橋桁側面に横通路を設置した。橋桁横通路は鋼製ブラケット形式であり、き電停止中に軌道側より設置した。

4.3 縁端拡幅ブラケット設置

橋桁直下かつ運河上での施工となるため、ブラケットはレバーブロックなどを用いて人力で設置する必要があった。そのため、ブラケットは鋼製とし、1基あたり0.3m×0.8mの小部材をA1、A2橋台に各12基、P1橋脚に24基、合計48基を設置した。

あと施工アンカーはφ42mm、定着長420mmであり、支承交換時の主桁仮受けジャッキを設置する部分のブラケットには1基あたり3本、それ以外の箇所は1基あたり2本配置した。アンカー削孔は、RCレーダーにより既設鉄筋の位置を事前確認したのち、コア削孔により行った。縁端拡幅ブラケット設置状況を写真-3に示す。



写真 - 3 縁端拡幅ブラケット設置状況

4.4 支承交換工

(1) ジャッキアップ

主桁の仮受替え状況を写真-4に示す。主桁の仮受替えは各支承受付近の縁端拡幅ブラケット上にフラットジャッキ(FJ170、φ420)を設置して行った。

(2) 支承交換時の主桁高さ管理

主桁高さの管理状況を写真-5に示す。主桁高さの管理は、ジャッキ設置部の各箇所ダイヤルゲージを設置し、ジャッキアップ時およびジャッキダウン時に高さ変化を計測することで実施した。

ジャッキアップ量は、新設ゴム支承への荷重受替え時の沈み込みを考慮し+1mmに設定した。その結果、支承受替え前後の高さ変化は、-0.42mm～+0.32mmと良好な結果が得られた。

(3) 支承周辺のコンクリートはつり

既設ゴム支承は、沓座モルタルおよび支承周辺の橋座部



写真 - 4 フラットジャッキ設置状況

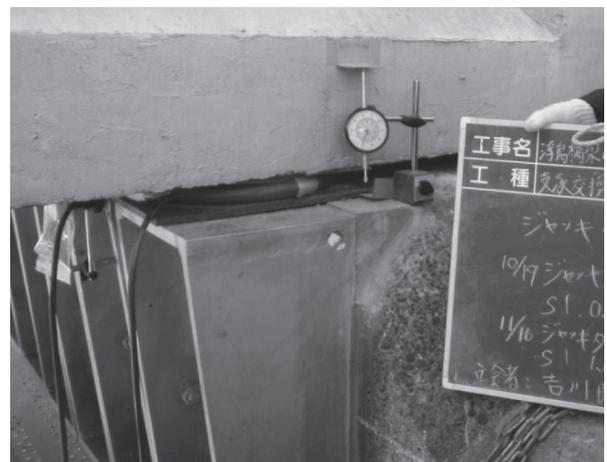


写真 - 5 高さ管理状況

コンクリートとともに撤去した。周辺コンクリートのはつり作業は写真-6に示すようにエアピックを使用し、主桁に損傷をあたえないよう慎重に作業を行った。



写真 - 6 支承周辺のはつり状況

(4) 支承設置、沓座モルタル打設

新設ゴム支承は、主桁下面にボンドにより接着して固定し、支承部補強鉄筋の配置後に無収縮モルタルを打設し

た。沓座モルタル用型枠設置状況を写真 - 7 に示す。
その後、コンクリートはつり部分も無収縮モルタルにより復旧した。はつり部復旧後の状況を写真 - 8, 9 に示す。



写真 - 7 沓座モルタル用型枠設置状況



写真 - 8 はつり部復旧後 P1 橋脚支承部



写真 - 9 はつり部復旧 A2 橋脚支承部

5. 支承部のジャッキアップ

5.1 フラットジャッキの特徴

フラットジャッキの概要を図 - 5 に示す。フラットジャッキは構造が簡単のため、故障が非常に少なく、軽量で取扱いが容易であることに加え、ピストンのないジャッキであることからスペースの狭い場所で使用できることが最大の特徴である。またジャッキの能力は、簡単な構造であるにもかかわらず、有効受圧面積の違うジャッキを用いることにより 98 ~ 9807 kN の幅広い範囲の揚力をゆっくり作用させ安全に施工することが可能である。



図 - 5 フラットジャッキ

また、フラットジャッキの高さは、モルタル製支圧板を含む厚さが 30 mm および 41 mm であり、本工事のように高さに低い場所でのジャッキアップに非常に適していた。

5.2 フラットジャッキの選定

フラットジャッキは最大許容圧力である 15 MPa をかけたときに発生する揚力を最大揚力とし、常用許容圧力（設計許容圧力）である 12 MPa（最大許容圧力の 80 %）をかけたときに発生する揚力を常用許容揚力として、ジャッキの選定を行った。これは、交通解放している状況下でジャッキアップをするため、車両通行時の衝撃などを勘案したものである。

本工事において、ジャッキアップ時における設計反力を表 - 2 に示す。本工事期間中に作用する最大反力 952 kN より選定されるジャッキは、常用許容揚力が 1334 kN である FJ-170 (φ420) となった。

表 - 2 ジャッキアップ時の設計反力

		単位：kN	
		可動端	固定端
固定死荷重		412	412
付加死荷重		184	184
死荷重作用時		596	596
列車荷重	最大	321	321
	最小	0	0
衝撃荷重	最大	36	36
	最小	0	0
使用限界	最大	952	952
	最小	596	596

ジャッキに注入する材料は、水または専用のセメント系注入材を用途によって選択できる。本工事では、水を注入して仮受けを行い、支承構築後に水を抜いてジャッキダウ

ンする方法を選択した。

5.3 配管計画

橋脚間が短い場合や、桁下空間に制限がない場合には、各橋脚に設置したフラットジャッキをすべて連動配管することも可能であるが、本工事においては桁下空間が運河であることと、単純桁2径間であったことから、各橋脚で独立した配管経路とし、各橋脚ごとにジャッキアップおよびダウンを実施した。配管図を図-6に示す。

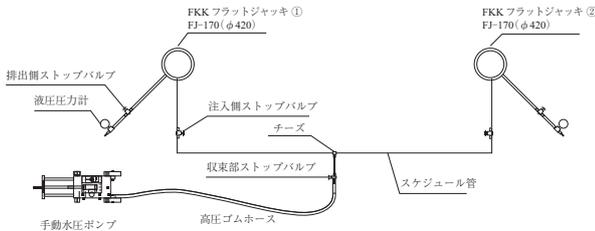


図-6 配管図

フラットジャッキは各主桁の直下に1基ずつ配置した。1橋脚の支承線上に2基あるフラットジャッキの注入側、排出側それぞれにストップバルブを取り付け、各ジャッキの近傍には液圧圧力計を配置してそれぞれの圧力を計測できるようにした。2基のフラットジャッキは、圧力配管用鋼管（スケジュール管）を用いて集約し、この箇所にもストップバルブを取り付けて2重の保持ができるように計画した。集約したバルブ部には、高圧ゴムホースと手動水圧ポンプを接続し、ポンプに水を投入して圧送した。

5.4 配管作業

フラットジャッキの配管作業状況を写真-10に示す。配管作業は、ジャッキ本体がFJ-170（φ420）で10kg程度であったため、人力で行うことができた。配管接続作業は、かならず2名が1組になって確実に継手を接続し、圧入時の液体の漏れなどが発生しないよう慎重に作業を行った。

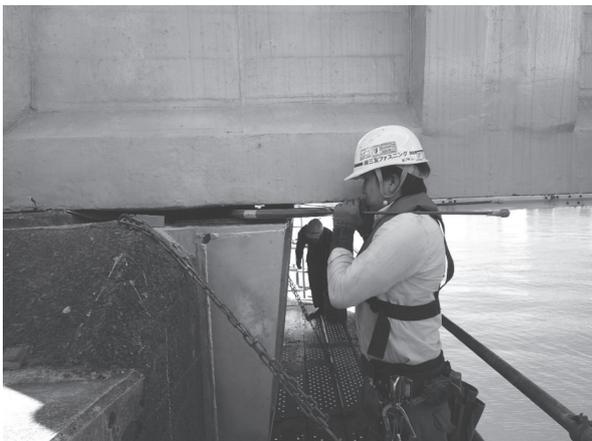


写真-10 フラットジャッキ配管作業状況

5.5 ジャッキアップ工

すべての配管作業が終了したのち、接続箇所の点検、増

し締めを行い、水圧ポンプを使って水を圧送して、ジャッキ内のエア抜きを行った。エア抜き作業は、配置したジャッキそれぞれ1台ずつ行った。

それぞれのエア抜きが完了したのち、各ジャッキの位置や構造物とのすき間、接続箇所の再点検を行い加圧作業を行った。ジャッキアップは1橋脚の支承線上2期を同時に行い、変位差や圧力差が生じて各ジャッキの調整が必要な場合はストップバルブの操作により個別の調整を行った。

本工事における計画揚程量は+1mmを目標値とし、圧力と変位を確認しながら段階的にジャッキアップを行った。目標としている揚程量に達したジャッキからバルブを閉塞し、すべてのジャッキの目標揚程量が得られた後、30分程度放置して揚程量や圧抜けなどの変化がないことを確認し、すべてのストップバルブを閉塞した。最後にそれぞれのフラットジャッキには、保持期間中に外的要因でジャッキの損傷などが発生しないよう養生および各バルブの誤操作防止のテープを巻き付けジャッキアップを終了した。ジャッキアップ完了後の状況を写真-11に示す。

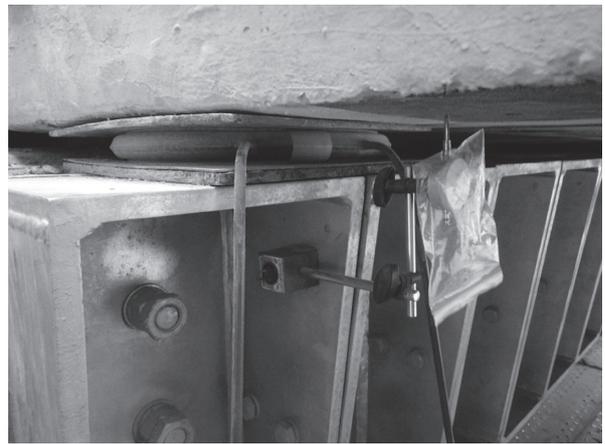


写真-11 ジャッキアップ完了後の状況

6. 振動特性解析

6.1 計測の目的

耐震補強工事、支承交換工事により浮島橋の健全度は、現行基準レベルまで向上している。そこで、現状の浮島橋の振動特性を定量化し、健全状態のデータとして把握することを目的とし振動計測を行った。健全時の振動特性を初期値として、今後、定期的に振動特性データを取り、時系列的にデータベース化することで、初期値との振動数の変化から橋梁の不具合を定量的に把握することができ、今後の維持管理指標として役立てることができると考えている。

6.2 計測概要

振動計測は、図-7に示すとおり、橋梁の起点側桁のL/2、L/4、L/8点（L：支間長）に設置した加速度計により実施した。なお、終点側桁についても同様に行った。計測波形は、周囲から伝播してくる微振動を利用した常時微動

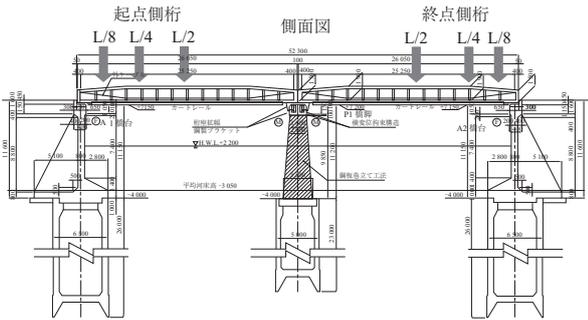


図 - 7 加速計設置位置図

による加速度波形とした。データ計測時間は、常時微動で10分間程度とした。なお、データのサンプリング周波数は、100 Hzとした。

6.3 振動特性推定法について

浮島橋の振動特性を推定する手法として、確率的部分空間法 (Stochastic Subspace Identification: SSI)^{4, 5)} を適用した。確率的部分空間法は、統計的な手法にもとづいてシステムの出力から状態モデルを推定するもので、近年の振動特性推定法として主流になりつつある。

振動特性の推定方法を概説する。確率的部分空間法は、応答として観測される出力データから線形代数の数学的演算によって対象構造系の状態方程式における状態変数 x_k を推定し、状態空間モデルを推定する。時刻ステップ k および $k+1$ における状態変数 x_k, x_{k+1} の推定値 \hat{x}_k, \hat{x}_{k+1} が得られると、下式の前進推定式によって推定状態空間が表される。

$$\begin{bmatrix} \hat{X}_{k+1} \\ Y_{k|k} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A \\ C \end{bmatrix} \hat{X}_k + \begin{bmatrix} \rho_w \\ \rho_v \end{bmatrix} \quad (1)$$

ここに、 \hat{X}_k および \hat{X}_{k+1} は推定状態行列であり、 $Y_{k|k}$ は観測される応答行列である。それぞれ、

$$\begin{aligned} \hat{X}_k &= \hat{X}_{i|i+j-1} = [\hat{x}_i \hat{x}_{i+1} \cdots \hat{x}_{i+j-1}] \in R^{n \times j} \\ \hat{X}_{k+1} &= \hat{X}_{i+1|i+j} = [\hat{x}_{i+1} \hat{x}_{i+2} \cdots \hat{x}_{i+j}] \in R^{n \times j} \\ Y_{k|k} &= Y_{i|i+j-1} = [y_i y_{i+1} \cdots y_{i+j-1}] \in R^{m \times j} \end{aligned} \quad (2)$$

のように構成される。 n は対象の系の自由度、 m は観測点数である。 ρ_w と ρ_v はそれぞれモデル化誤差と観測誤差に対応する項であり、状態変数の推定値 \hat{X} と無相関であるため、上式は最小二乗法によって解くことができ、

$$\begin{bmatrix} A \\ C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{X}_{k+1} \\ Y_{k|k} \end{bmatrix} \hat{X}_k^\# \quad (3)$$

のようにシステム行列が得られる。ここに、 $(\cdot)^\#$ は一般逆行列を表している。

常時微動から状態変数を推定するためには、一定の長さの常時微動データに対して、時刻ステップ k における過去と未来のデータ空間を定義する。過去のデータ空間から未来のデータ空間への射影 P_k は、可観測行列 O_k と状態推定行列 \hat{X}_k の積で表されることから、状態推定行列 \hat{X}_k は、

$$\hat{X}_k(k) = O_k^\# P_k \quad (4)$$

として推定される。以上により、常時微動の観測データのみから振動特性を推定することが可能となる。

6.4 確率的部分空間法による振動特性推定結果

起点側桁のスペクトル解析結果を図 - 8 に示す。解析結果は、加速度計3点でのスペクトルを重ね合せて表示した。スペクトル解析において明確なピーク値は、1次モードで7.935 Hz、2次モードで15.855 Hzとなるが、電気的な直流成分が全周波数帯でノイズとして現れている。

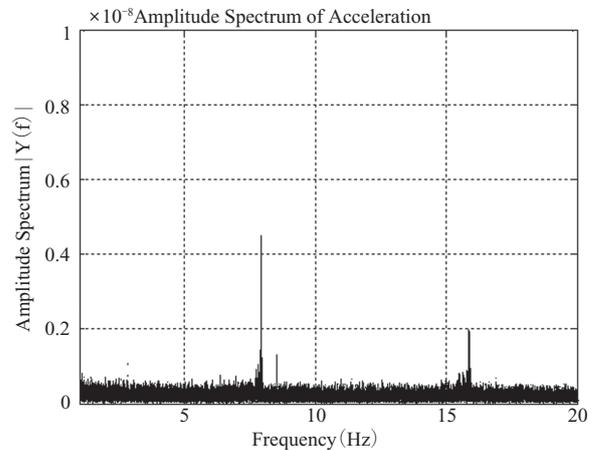


図 - 8 起点側桁のスペクトル

終点側桁のスペクトル解析結果を図 - 9 に示す。解析結果は、加速度計3点でのスペクトルを重ね合せて表示した。スペクトル解析において明確なピーク値は、1次モードで7.889 Hz、2次モードで15.778 Hzとなった。起点側と同様に電気的な直流成分が全周波数帯でノイズとして現れている。

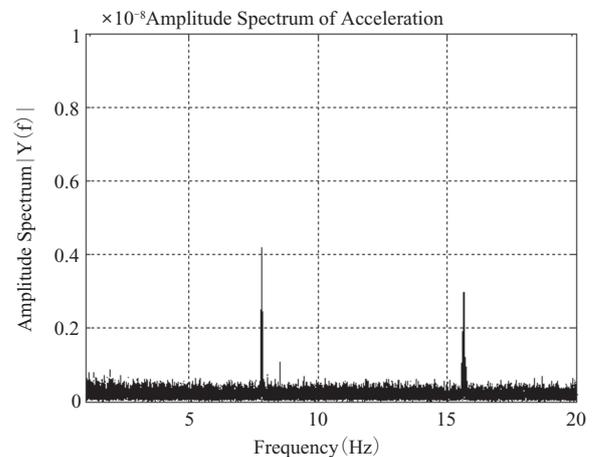


図 - 9 終点側桁のスペクトル

次に部分空間法による振動数推定解析結果を示す。解析条件は、サンプリング周波数 100 Hz の加速度データ (20分間程度の常時微動データ) を 30 秒ごとに推定計算し、固有振動数を算出している。起点側桁を図 - 10 に終点側桁を図 - 11 に示す。横軸は、解析回数 (回) を示し、縦軸が振動数 (Hz) となる。

表 - 3, 4 に部分空間法による振動数推定結果を示す。部分区間法の結果はノイズの影響を含まず安定した値とし

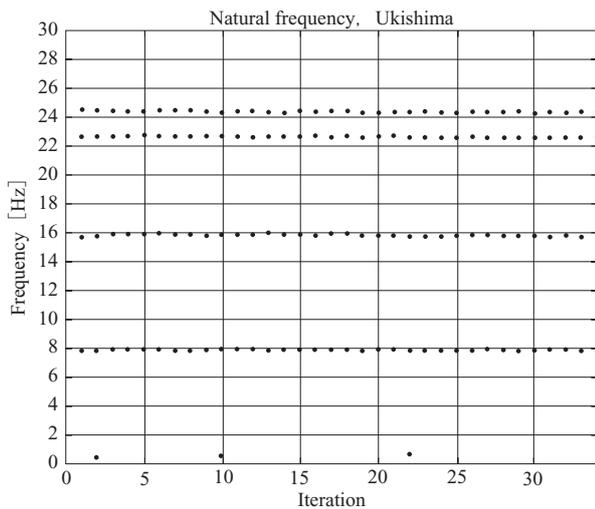


図 - 10 起点側桁の SSI 解析結果

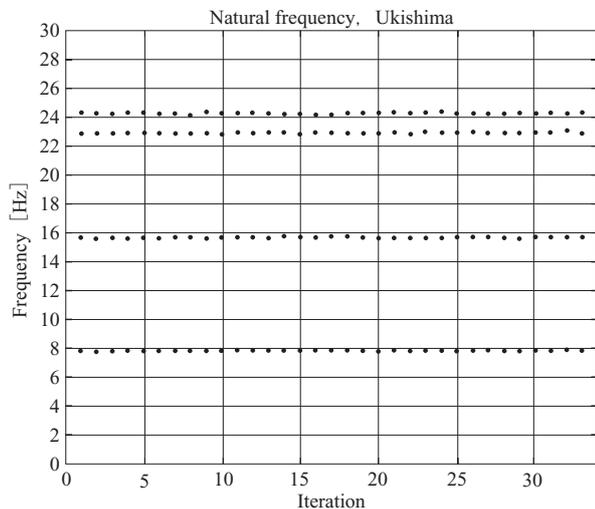


図 - 11 終点側桁の SSI 解析結果

表 - 3 起点側桁振動数一覧表

項目	1次	2次	3次	4次
平均振動数 [Hz]	7.918	15.818	22.647	24.393
標準偏差	0.035	0.069	0.036	0.049
変動係数 [%]	0.447	0.437	0.157	0.202

表 - 4 終点側桁振動数一覧表

項目	1次	2次	3次	4次
平均振動数 [Hz]	7.811	15.604	22.835	24.181
標準偏差	0.030	0.051	0.042	0.054
変動係数 [%]	0.387	0.324	0.185	0.221

て現れ、スペクトル解析値とも良い一致を示している。

6.5 振動計測結果に対する考察

浮島橋は、H23年度にスペクトル解析手法を用いて固有

周期を計測しており、5.0 Hz 付近で 1 次モードが卓越する結果となった。本稿では、支承交換工事後の橋梁に対し、部分空間法による振動特性の推定を行った。その結果、1 次モード 7.8 ~ 7.9 Hz、2 次モード 15.6 ~ 15.8 Hz と高精度な分析結果を得た。支承交換を行ったことで桁の回転変形への追従性が高まり、振動数が大きくなったと判断される。

7. おわりに

本稿は、昭和 35 年 7 月に竣工した PC 下路桁橋の支承交換工事の概要を報告し、支承交換後の振動特性の変化を計測により検証したものである。検証の結果、支承交換前に対し、支承交換により振動数の向上が確認された。「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」⁶⁾によれば、橋梁の固有振動数が大きくなるにしたがって列車走行による衝撃係数は小さく算定されるため、支承交換により列車走行による衝撃緩和効果が確認できたと考えられる。

本橋のような高度経済成長期に建設された橋梁では、とくに支承部の耐久性が低く、健全度低下が顕著となる箇所である。浮島橋では、今回計測された振動特性値を健全時の基準値とすることで、今後、比較的簡易な計測で支承部の変状などの異常を検知することができると考える。今後も定期的な振動計測、動的載荷試験を実施し、振動特性データを蓄積・比較してゆくことで、わが国発の PC 下路桁橋の長寿命化に貢献するとともに、振動計測による維持管理手法の一つとして確立させてゆきたい。

謝 辞

今回の振動計測データ分析については、長崎大学の西川貴文助教にご指導・ご協力をいただいた。ここに記して心より謝意を表します。また、本稿を取りまとめるにあたり、ご指導・ご協力をいただいた関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 猪股俊司：川崎工業地帯に架設された PC 道路橋と下路鉄道橋、プレストレストコンクリート技術協会、プレストレストコンクリート、Vol.2, No.6, pp.32-43, Dec.1960
- 2) 小松正貴、保坂 勲、岡本恒次、安本正己：PC 下路桁橋の動的載荷試験、プレストレストコンクリート技術協会、プレストレストコンクリート、Vol.53, No.5, pp.14-19, 2011.9
- 3) 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：コンクリート鉄道橋支承部設計施工の手引き、平成 22 年 12 月
- 4) Akaike, H. : Stochastic theory of minimal realization, IEEE Trans. Autom. Control, vol.19, pp.667-674, 1974
- 5) Overschee, P. V., and Moor, B. D. : Subspace identification for linear systems: Theory -Implementation-Applications, Kluwer, Dordrecht, Netherlands., 1996
- 6) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説【コンクリート構造物】、平成 16 年 4 月

【2015 年 10 月 30 日受付】