

主要幹線道路における重交通開放下での支承取替え

日本橋梁建設土木施工管理技士会

瀧上建設興業株式会社

工事部 工事主任

計画技術課 工事主任

山口 義隆[○]

瀧井 崇司

Yoshitaka Yamaguchi

Takashi Takii

1. はじめに

本橋は、昭和39年8月に完成した橋で、一般国道23号として、名古屋市の中心部を南北に流れる堀川に架かる橋梁である。

本橋は、交通量・大型車混入率の非常に高い23号の重要な輸送経路の一部である。これまで、鋼橋の疲労に関する検討が行われ、様々な補強対策が講じられてきた。

工事概要

- (1) 工事名：23号港新橋橋梁補強補修工事
- (2) 発注者：国土交通省 中部地方整備局
名古屋国道事務所
- (3) 工事場所：愛知県名古屋市港区東築地町～
港区作倉町
- (4) 工期：平成20年1月16日～
平成21年3月23日

2. 現場における課題

本橋は箱桁断面の主桁に張出し5.2mの長さを有する構造である。このため、張出部には箱桁より方杖で補強がなされている。

支承構造はピンローラー支承であったが、張出部の方杖補強の死荷重の増加及び埠頭への大型車の通行による活荷重の増加により、支承部の摩擦によるすりへり沈下が発生し、機能障害が生じて

いたため、支承取替を行うこととなった。本工事を、重交通の開放下で行うことが課題であった。

3. 対応策と適用結果

対応策である本工事施工フローを図-1に示す。

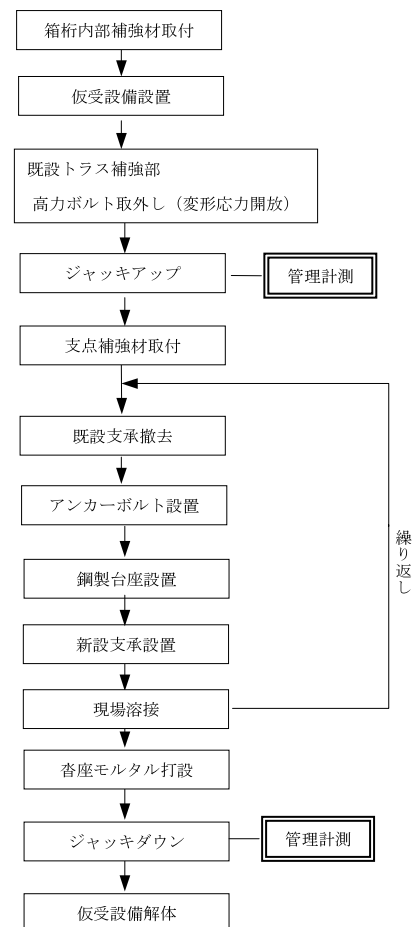


図-1 支承取替え工事施工フロー

(1) 補強工事の概要

ジャッキアップに伴う補強は、箱桁内部を全断面補強するものであり、施工の際には孔明けによる応力度の増加が考えられるため、箱桁内補強を行っている。箱桁内部補強図を図-2に示す。なお、桁内の部材運搬を効率的に行うため、写真-1に示す運搬設備を工夫し設置した。

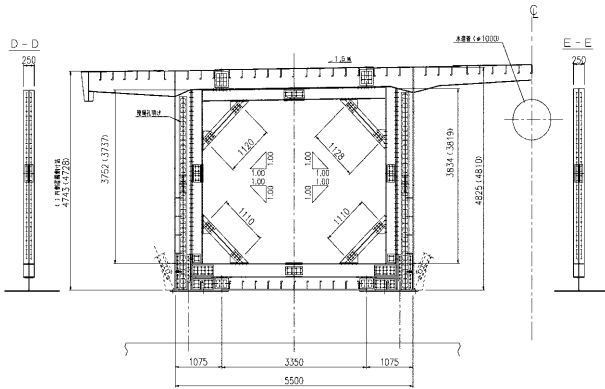


図-2 箱桁内部補強図



写真-1 桁内運搬設備（右上）



写真-2 仮受設備設置状況

仮受設備は写真-2に示すように、橋脚側面にベント設備を設置しジャッキ受架台とした。

ジャッキは、1箱桁当り4基設置し、1箇所の変力が4,241kN（433ton）となるため、5,000kN（500ton）の補修ジャッキを選定した。ジャッキアップは一支承線上で同時に行い、ねじれ予防とした。箱桁には、既設支承ローラーの摩耗が原因で不等沈下が生じ、箱桁にひずみ変形が生じている。

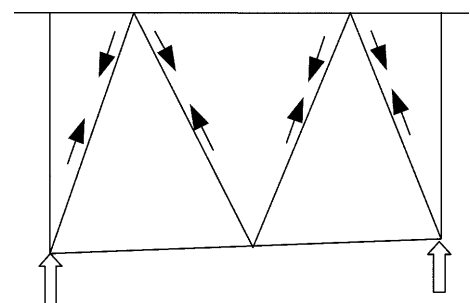
本工事の支承取替えは、箱桁の鉛直方向のひずみ変形を復元することを目的としている。ここで、箱桁にひずみが生じてから設置されたと思われるトラス補強にジャッキアップを行うことにより、図-3に示す箱桁のひずみと反対方向の変形応力が生じることから、支点付近のトラス補強部の高力ボルトを一旦緩めておき、復元後締め付け（ボルト交換）を行う対策をとった。

既設支承の撤去は安全性を考慮し、1橋脚につき2基（1箱桁）ずつ行った。

これは、ジャッキアップ作業時の水平力対策として行ったもので、既設支承または新設支承のどちらかが必ず水平力に抵抗可能なようにしたものである。



(a) トラス補強部の状況

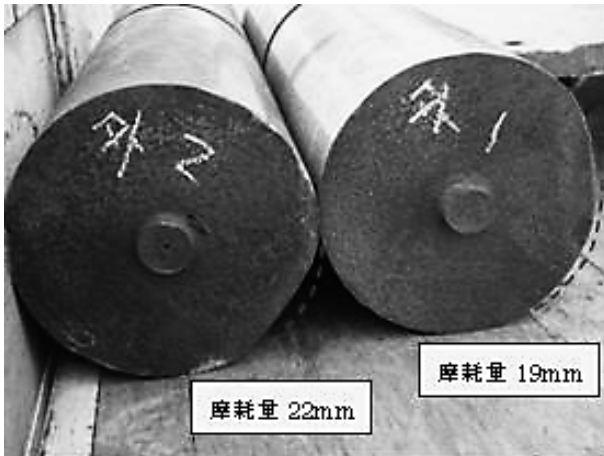


(b) トラス補強部に生じる応力のイメージ

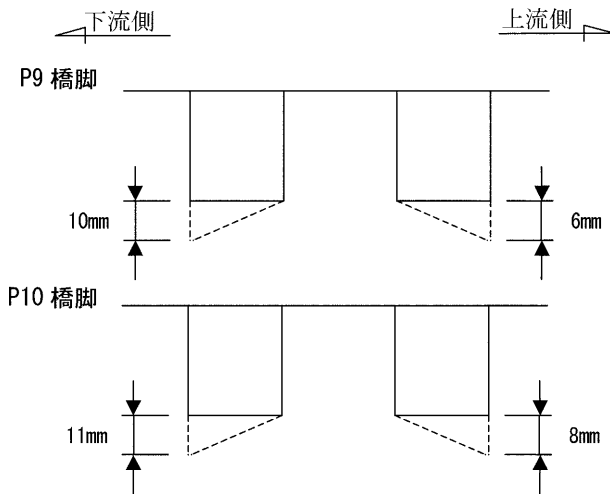
図-3 支点付近のトラス補強

(2) 計測管理による安全性の確認

既設支承のローラーは摩耗しており、これによりすりへり沈下を起こしている。図-4にローラー摩耗状況および沈下量の概略図を示す。これより、箱桁外側に沈下が生じ、下流側の沈下量が大きくなっていることが分かる。



(a) ローラーの摩耗状況



(b) 沈下量の概略図

図-4 既設支承の状況

すりへり沈下により箱桁に大きなねじれ応力が残留している可能性があり、本工事の支承取替えは、大きなねじり応力が蓄積された状態で、重交通を供用しながらジャッキアップを行う必要がある。この状況を踏まえ、作業中の安全性を確保するため、活荷重による不測の応力を確認する目的で安全管理計測を行った。

計測機器は、3方向歪ゲージを使用し、パソコン上にデータを収集して整理を行った。また、作

業場には赤色回転灯および無線機を設置し、作業員への安全警告が発せられるようにした。

安全管理値は、3次元FEM解析により応力度を計算したところ、死荷重65%に対し、活荷重35%であった。

このことから、現場における安全管理計測として、許容応力度に対する活荷重応力変動を測定し、管理を行った。現場における安全管理値の一覧を表-1に示す。

表-1 安全管理値一覧表

計測位置	判定対象 応力度	許容応力度 (σ_A)	安全管理値 (σ_B)	予備値 ($\sigma_C = \sigma_B / 2$)
ジャッキアップ 近傍の箱桁ウェブ	主応力度	-175	-61.3	-30.6
第1横リブ直上の 垂直材ウェブ	主応力度	-175	-61.3	-30.6
ペント柱の頭部	圧縮応力度	-140	-60.2	-30.1

また、仮受点への反力の受替え時に、その近傍に生じる応力集中に対する安全性を計測により確認した。測定位置は、仮受位置での主桁ウェブ、既設第一横リブ及び第一横リブ直上の箱桁内垂直補剛材ウェブ、支保工柱頭部断面で行った。測定位置の一部を図-5に示す。

加えて、新支承への反力の受替え時に近傍の箱桁各部位でのジャッキダウン時の発生応力度について、安全性の確認のため計測を行った。新支承位置での主桁ウェブ、新支承前面の下フランジ、支点上の箱桁垂直補剛材のひずみ計測を行った。測定位置の一部を図-6に示す。

計測はジャッキアップ前を初期値とし、各段階での発生応力度の測定をP9・P10橋脚で行っている。

ここでは、計測値の傾向が同じであったため、P9橋脚部について、FEM解析値を表-2～3に示し、計測値を表-4～5に示す。

主桁ウェブに対して圧縮応力(表-2)が発生していると考えていたが、計測では引張応力のデータ(表-4)が得られた。これは、箱桁ウェ

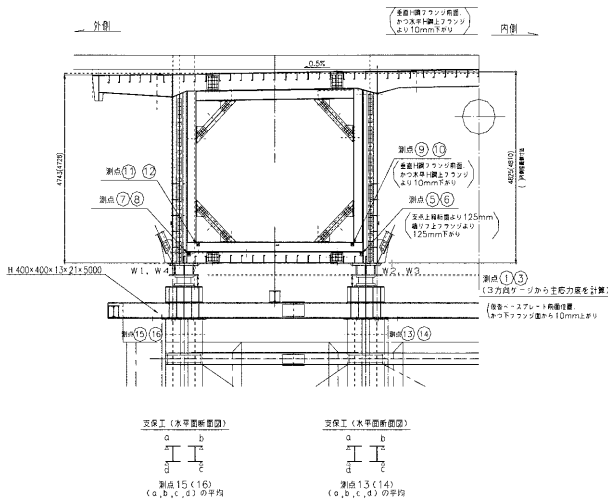


図-5 ジャッキアップ後の測定位置図

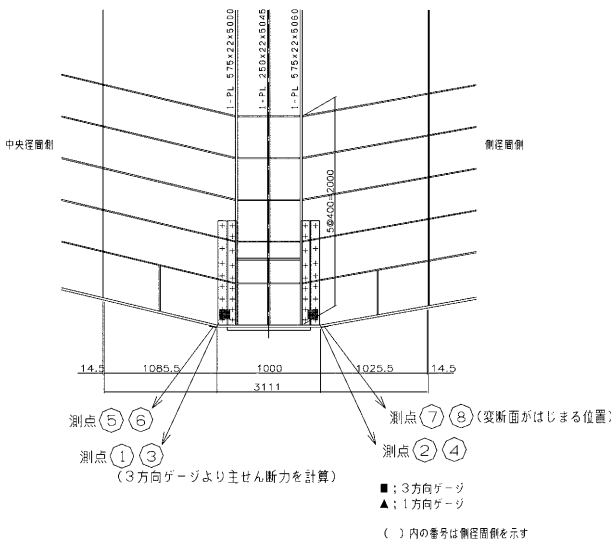


図-6 ジャッキダウン後の測定位置図

ブ中心と仮支点との位置がずれ、偏心力が働いたと推察できる。すなわち、今回の測定ゲージを箱桁の外側に貼付けていたため、引張側のデータが得られたと考えられる。

ジャッキアップ後の箱桁内部の第1既設横リブでは、表-2の解析値(-43.1N/mm²)に近い値(表-5)が得られた。これにより、本工事の補強効果が得られていることが分かった。

ジャッキダウン後については、新支承位置の主桁ウェブの計測ゲージを新設支承位置の支点補強材に貼付けたため、計測応力は想定していた表-3に示すFEM値(184N/mm²)よりも小さい値

(10N/mm²程度)であった。

本工事で支承の高さを一定にしたことにより、箱桁のひずみ変形を復元することができた。また、ジャッキダウン後の発生応力の測定結果から、箱桁外側の反力が内側より大きくなり、正常な応力状態に復元されていることが確認できた。

表-2 ジャッキアップ後応力値
(+引張、-圧縮、単位 N/mm²)

主桁ウェブ応力度 (FEM 値)	-46.6
第1既設横リブ部材 (FEM 値)	-43.1
第1横リブの補強部材(FEM 値)	-34.7

表-3 ジャッキダウン後発生応力値 (上記に同じ)

新支承位置の主桁ウェブ (FEM 値)	184
新支承前面の下フランジ (FEM 値)	-153

表-4 主桁ウェブ発生応力
(+引張、-圧縮、単位 N/mm²)

	中央-外側	側径-外側	中央-内側	側径-内側
ジャッキアップ後	92.4		120.1	148.1
ジャッキダウン後	26.2		30.1	73.0

表-5 箱桁内第1既設横リブ発生応力 (上記に同じ)

	中央-内側	側径-内側	中央-外側	側径-外側
ジャッキアップ後	-59.2	-46.4	-50.6	-60.1
ジャッキダウン後	-6.0	-5.0	8.4	-36.4

4. おわりに

本橋は、鋼床版では古いタイプの橋であり、交通量が多いことから疲労損傷が生じ、様々な補強がなされてきた。本工事を無事竣工することができたことに対し、関係各位に謝意を表します。