

鶴川大橋 トラス橋の支承取替工事

玉田 和也¹⁾ 長谷川 敏之²⁾ 高橋 秀樹³⁾ 山本 佳宏⁴⁾

中央自動車道では、上野原 IC ～大月 JCT 間 20.7 km を現在の 4 車線から 6 車線に拡幅する工事を進めている。鶴川大橋は上下線分離構造で橋長は約 484m であり、その拡幅工事については既に報告を行っている¹⁾。その際、拡幅後のトラス橋に対して現行の設計基準で耐震性の照査を行ったところ、既設橋のピン支承を免震支承に取り替える必要が生じた。本報告では過去にほとんど例のない 1 支承当たりの反力が 1000ton を超えるトラス橋の支承取替について報告を行う。

キーワード：支承取替，トラス橋，熱影響

まえがき

中央自動車道（上野原 IC ～大月 JCT 間）は、今から約 30 年前に建設され、その後の日本経済の急成長に伴い、予想をはるかに上回る交通量の増加を見せている。日本道路公団では、このような状況下で高速道路の機能の拡充を目指し、鶴川大橋を含む上野原 IC ～大月 JCT 間で車線の拡幅工事を進めている。

鶴川大橋の場合、車線の増設は上下部工とも既設部と新設部を一体化する構造としている。拡幅後の橋梁に対し現行の道路橋示方書に基づき耐震性の照査を行った。その結果、橋軸直角方向の地震に対しフレキシブル橋脚のせん断耐力が不足することが判明した。この対策として橋脚に炭素繊維シートによる補強を行うと同時に、ピン支承を免震支承に取替えて地震による応答を低減させる必要が生じた。

ここでは、過去にほとんど例のない 1 支承当たりの反力が 1000ton を超えるトラス橋の支承取替について報告するものである。本橋の位置図を図-1に、側面図を図-2に示す。

1. 支承取替の設計

今回の支承取替では供用中の橋梁をジャッキアップするため施工性はもちろんのこと、特に安全性を考慮する必要があった。支承取替に関する検討フローを図-3に示す。

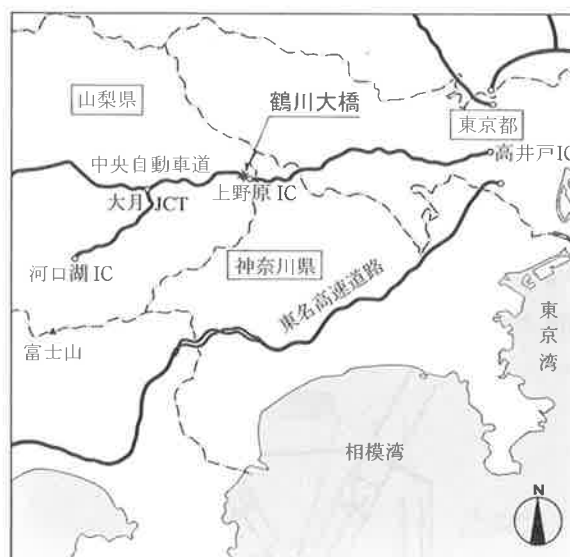


図-1 位置図

1) 橋梁設計部大阪設計一課係長 2) 橋梁設計部大阪設計一課課長 3) 橋梁工事部東京工事課 4) 橋梁工事部東京計画課

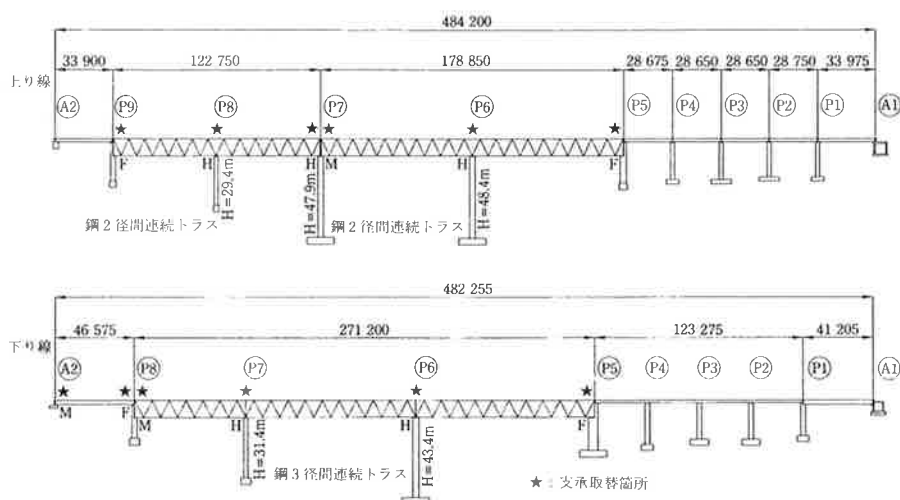


図-2 側面図

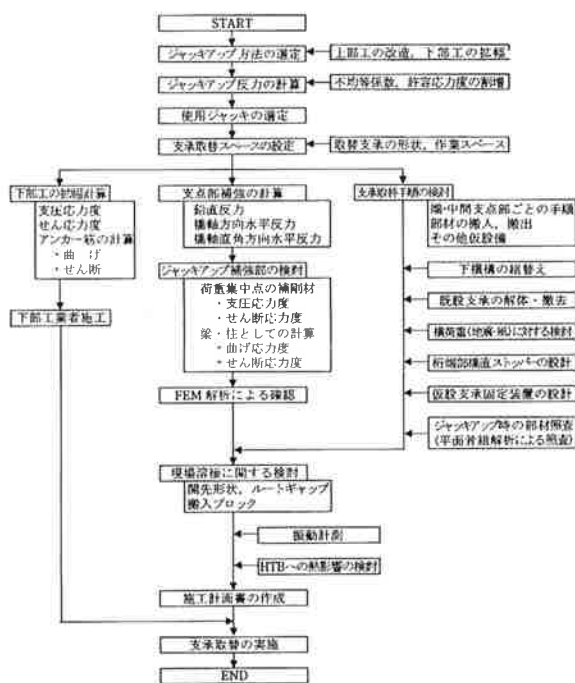


図-3 支保取替検討フロー

(1) ジャッキアップ方法の選定

中間支保では図-4に示すように、既設の支保上ガセットを拡幅し支保を挟んだ橋軸方向の2点でジャッキアップを行うこととした。この場合、主構面内で力の伝達が行われるため力学的に明快で

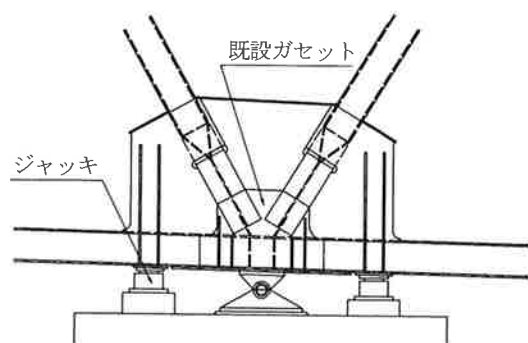


図-4 中間支保部

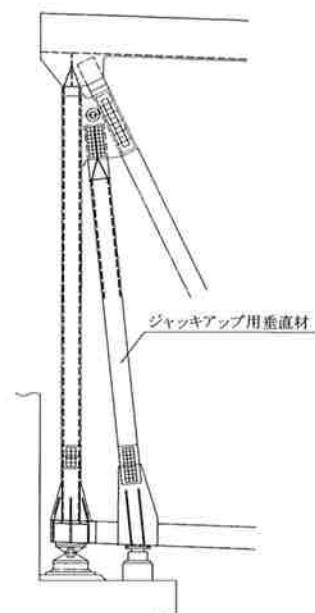


図-5 端支保部

ある。一方、主構間に設置した横梁をジャッキアップする方法も考えられるが、作業スペースの確保、主構のねじれによるジャッキアップ反力の増加などの問題があり、本橋では採用を見送った。

端支保では図-5に示すようにジャッキアップ用の垂直材を追加して上弦材側の格点を直接持ち上げることとした。この場合も力学的に力の伝達経路が明快であり施工性、安全性に優れている。一方、端対傾構は防音コンクリートを巻き立てるため、これを利用することも考えられる。この場合、防音コンクリートによるジャッキアップ反力の増加、ジャッキアップ位置が主構より内側となるため主構のねじりによるジャッキアップ反力の増加、防音コンクリートと支保取替の施工が連動するため工程管理上好ましくない、などの理由により採用を見合わせた。

橋脚天端もジャッキアップ用に橋軸方向へ拡幅する必要があった。コンクリートによる拡幅と鋼製ブラケットによる拡幅を検討したが施工性、経済的にも前者の方が優れているため、コンクリートによる拡幅を行うこととした。下部工拡幅による付加質量の非線形動解への影響については問題がないことを確認している。鋼製ブラケットの場合、ブラケットの孔とアンカーボルト径の遊びにより片効きが起こり、損傷につながる可能性があるため安全性に問題があると判断した。

(2) ジャッキアップ反力の設定

ジャッキアップ反力の計算は立体骨組構造解析

による死荷重および活荷重（B活荷重全載荷）反力の合計を対象とした。複数のジャッキを使用することによる不均等係数は反力管理を厳重に行うことを前提に 1.2 とした。また、本工事では路面を供用しながらの施工となるため、許容応力度の割戻しは行わないものとした。

$$\text{ジャッキアップ反力} = 1.2 \times (R_d + R_l)$$

なお、中間支点の最大ジャッキアップ反力は 1291ton（死：活＝75：25）、端支点は 504ton（死：活＝65：35）である。ジャッキは補修用でロック機能のついた 500ton コンパクトジャッキを中間支点で 4 個、端支点で 2 個使用してジャッキアップを行うこととした。また、ジャッキアップ量は最大 3mm に設定した。

（3）中間支点部の設計

ジャッキのセット位置は既設支承と新設支承の平面形状の大きい方の寸法に加え 500mm の作業スペースを両側に確保できる位置とした。中間支点の場合、そのジャッキ間隔を支間とする単純梁に斜材からの軸力が作用するものとして断面力を算出した。その時、抵抗断面は下弦材と拡幅したガセットを含む逆π型の断面を考えた。追加ガセットは既設のガセットと同板厚を基本としたため、追加ガセットの高さを設計変数とした設計を行った。追加ガセットの高さを決定するにあたっては応力度のほかに、斜材やその連結板形状などの取合いも考慮する必要がある。

板厚および形状は上記のように設計するものの図-6に示すように実際の構造は支間の割に桁高の

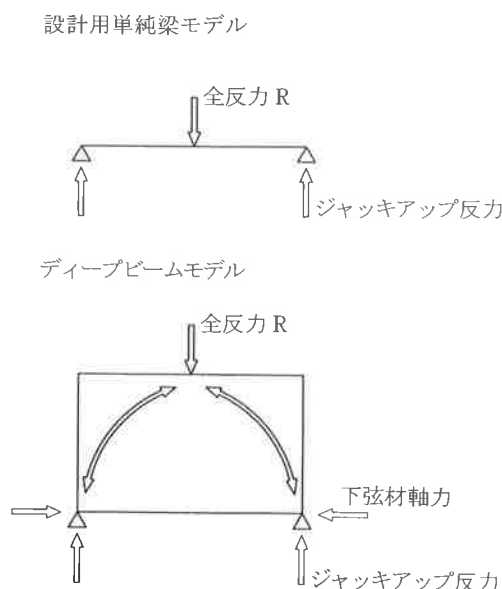


図-6 中間支点部設計モデル

高いディーブームとしての挙動を示すものと考えられる。そこで設計計算の妥当性を確認するために FEM 解析を行った。その結果をまとめると

- ①局部的に応力集中が発生しているものの許容応力を大幅にオーバーしている箇所は無く問題は無かった。
- ②ディーブームの下辺側に作用する引張力と下弦材から入ってくる圧縮力が相殺して支承部分はほぼ無応力状態となる。
- ③支承取替後の免震支承用の支点上垂直補剛材も有効に働き円滑に反力を伝達していることが確認できた。

以上より単純梁モデルで設計する方法はかなり安全側の設計となるが、格点の剛性を高める面からも妥当であると考えられる。FEM 解析結果の一例を図-7に示す。

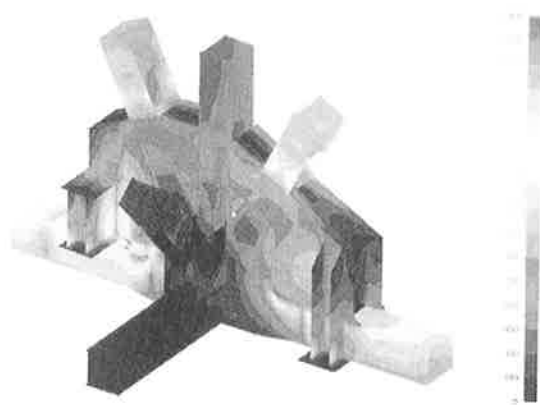


図-7 FEM解析結果

（4）端支点部の設計

端支点部に追加するジャッキアップ用の垂直材の設計は、通常のトラス部材の設計と同様に行うものとする。上弦材側の格点部の設計はジャッキアップ用垂直材から既設の垂直材と斜材に 50 % ずつ応力が伝達するとして設計を行った。

また、トラス橋の端支点と隣接している I 桁橋もトラス橋のジャッキアップに合わせてジャッキアップを行い、伸縮装置部で段差が生じないようにした。I 桁橋のジャッキアップ補強はトラス橋に準じて計算した。

2. 現場溶接による熱影響の検討²⁾

中間支点部のガセット拡幅を行うにあたり図-8, 9に示すように、既設斜材との取り合い部で継

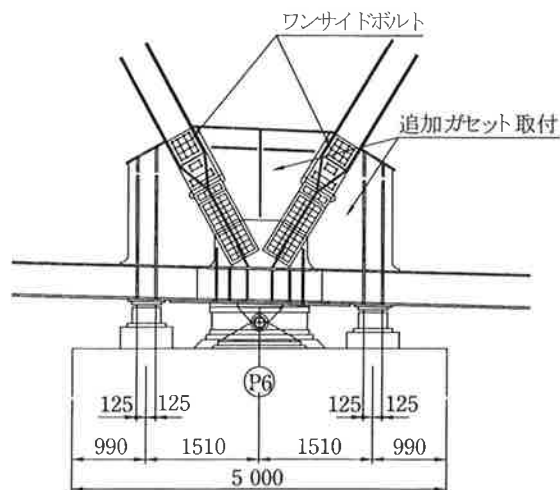


図-8 中間支点部形状図

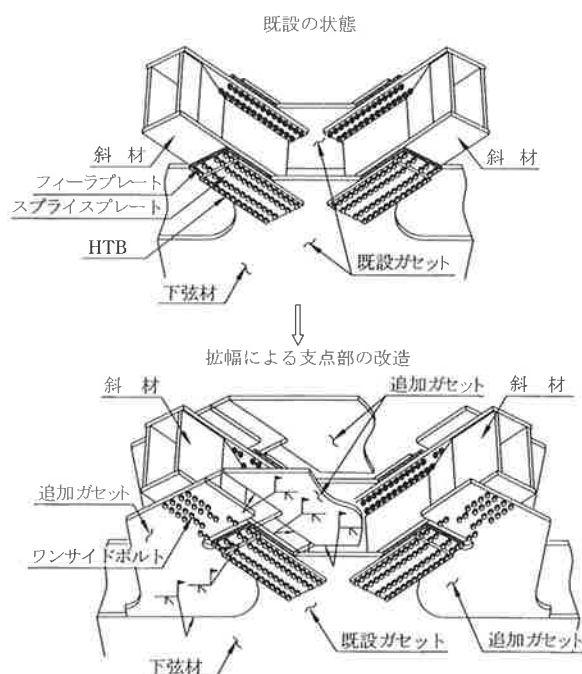


図-9 現場溶接部詳細図

手部のフィラープレートと追加ガセットを突合せ溶接する必要に迫られた。高力ボルトから 40 mm の位置で板厚 25 mm の突合せ溶接を行った事例は過去になく、その影響を確認するために実物大モデルによる実験を行うこととした。

(1) 実験概要

実験は写真-1に示すように 3 枚重ねの斜材ボルト継手部を抜き出したモデルを用い、溶接も現場溶接と同じ条件で行った（開先角度 40 度、CO2 半自動溶接）。ひずみゲージをセットしたボルトを 1～4 列目に配置し、ボルト軸力を計測した。温度についてはスプライスプレートおよび斜材フ

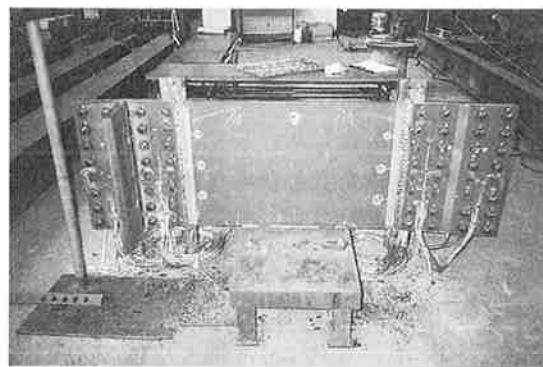


写真-1 実物大試験供試体

ランジの表面とボルト頭部、ワッシャー、ナットに熱伝対を張付け、ボルト列ごとに計測した。過去の研究成果によると、ボルトの最終熱処理温度（焼戻し 400～500℃）以下までの加熱であれば、耐力の低下はほとんどないとされている。

(2) 実験結果

溶接線から 1 列目のボルト軸力と温度の計測結果を図-10に示す。これによるとボルトの温度上昇は 200℃以下であり、継手耐力が低下するほどの温度上昇ではない。しかしながら、ボルト軸力は溶接パスを重ねるごとに低下し、最終的に 1 列目は 20%，2 列目 8%，3 列目 4%の軸力が低下した（4 列目の軸力抜けは無し）。図-9に示すようにボルト継手は擬似 2 面摩擦接合であることから、継手部としては全体の 8%の耐力が低下する結果となった。

(3) 軸力低下の原因

実験によるボルト軸力の低下については、ボルト自身の温度上昇は直接の原因ではないと考えられる。図-10によると、1 パス目の溶接で既に 2ton 程度の軸力が低下している。また、溶接アークが通り過ぎて温度が低下する時に軸力の低下が起

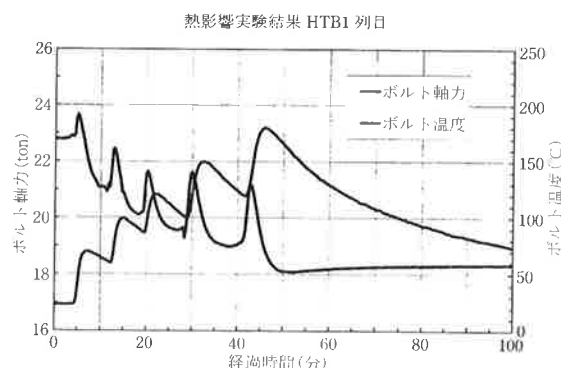


図-10 熱影響実験結果

っている。以上より、溶接による母材の板厚方向の溶接ひずみがボルト軸力の低下の原因ではないかと推察される。

(4) 熱影響部への対策

対策として、ジャッキアップ用の追加ガセットと斜材を追加ボルトにより接合し、ボルト継手部の能力低下分を補うこととした。なお、追加ガセットと斜材のボルト接合部分は斜材が箱断面であるため、外面からのみの施工が可能なワンサイドボルト (M22 : F8T 相当) を使用した。

3. 溶接施工性の確認

ジャッキアップ補強部が設計どおりの機能を発揮するためには現場溶接の施工を確実に行う必要がある。本橋はフレキシブル橋脚を有する橋梁であり、交通による振動の影響が懸念された。そのため、現地での振動計測を行うこととした。

計測は上り線トラス橋の端支点および中間支点部で3軸方向の加速度を計測し、卓越周波数と振動加速度を求めた。その結果を「供用下にある構

造物の溶接施工指針 (案)」³⁾ に示されている管理限界値と比較したところ、振動による溶接欠陥の可能性については問題ないことが確認できた。

さらに現地において溶接施工試験を行って現場溶接に関する最終確認を行った。

4. 支承取替手順

中間支点部の現地での支承取替手順を図-11に示す。

1) 下部工の拡幅 (写真-2)

ケミカルアンカーを使用して下部工の拡幅を行う。



写真-2 橋脚天端の拡幅

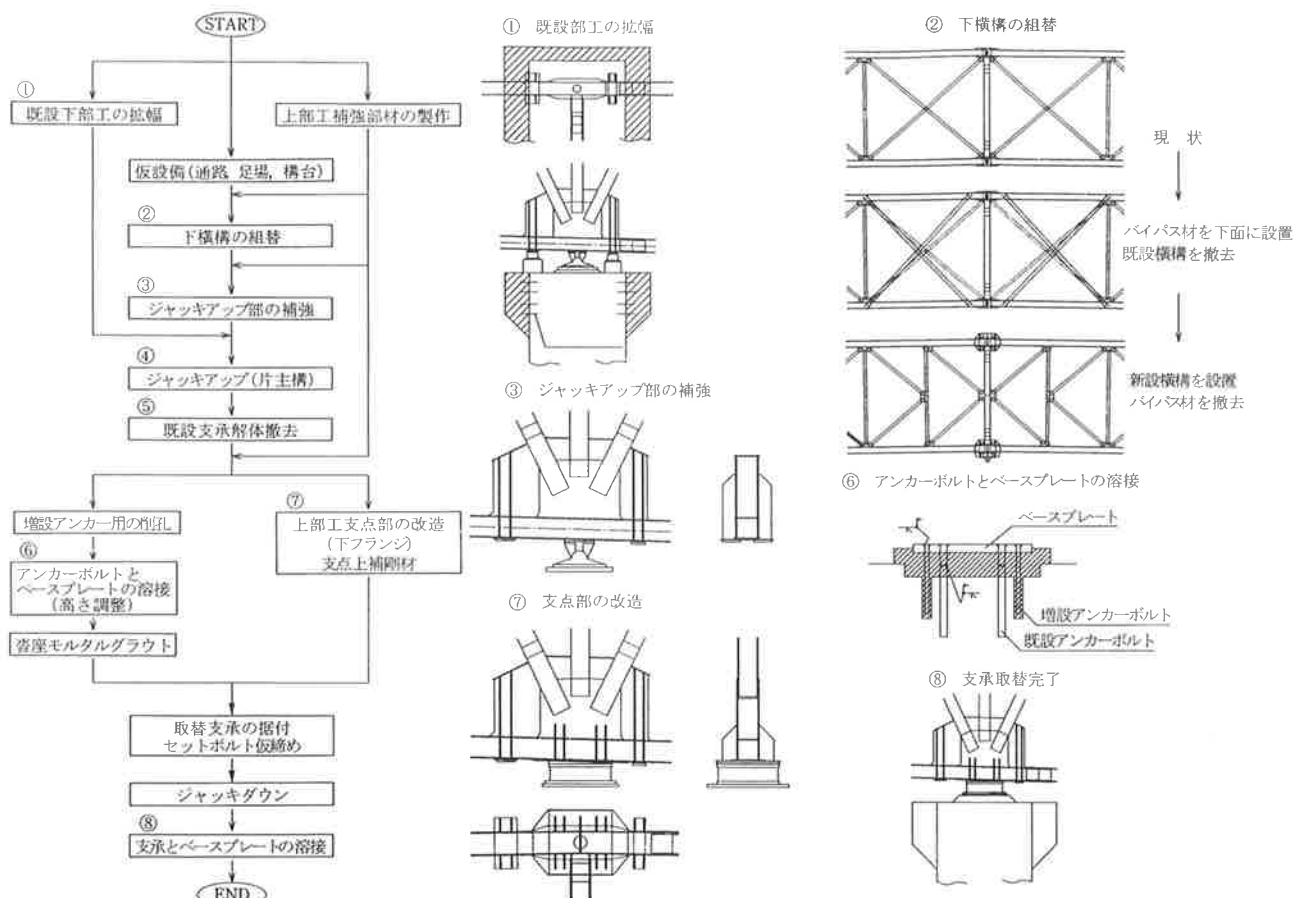


図-11 支承取替フロー図

2) 下横構の組替 (写真-3)

ジャッキアップ後に支点部への改造を行う時に障害となるため事前に下横構を組替る。組替の際、支点部の横構が一時的にでも無くなる状態は安全上容認できないため、パイパス材を下弦材の下面に設置して組替を行うものとする。

3) ジャッキアップ部の補強 (写真-4～6)

補強部材を既設橋に現場溶接にて取り付ける。拘束力ができるだけ小さくなるように溶接順序を設定する。また、高力ボルト部への溶接は実験結果を反映させ、接触温度計によりボルト位置での最高温度が 200℃を超えないように溶接のインターバルを調整する。

4) ジャッキアップ (写真-7～9)

ジャッキアップはジャッキ反力をモニターし

ながら片主構ずつ行う。ジャッキアップ量は 3mm を目標とする。活荷重による反力の変動が起こる可能性があるものの支配的ではない。極端な反力差が生じる場合には注意を要する。



写真-6 現場溶接時の防風設備



写真-3 中間支点部下横構の組替

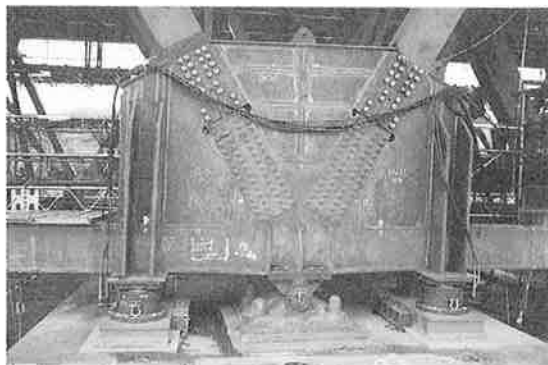


写真-7 ジャッキアップ完了



写真-4 補強部材の取り付け



写真-8 ロック機能付き500tonジャッキ

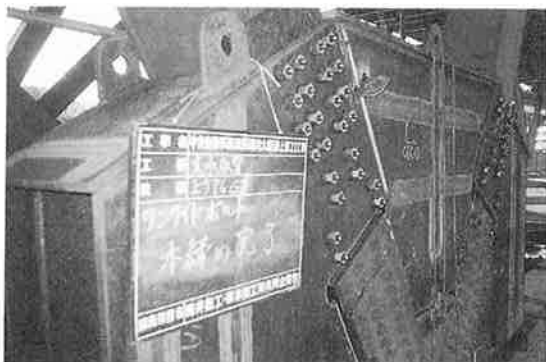


写真-5 ワンサイドボルトの施工



写真-9 ジャッキアップ量3mm

5) 既設支承の解体撤去 (写真-10, 11)

できるだけ迅速な施工が望まれる。既設のアンカーボルトを利用するため切断時に注意する。

6) 新設ベースプレートの据付け (写真-12)

既設アンカーボルトと新設アンカーボルトを使用するため、実測後ベースプレートへの孔あけを行った。支承を挿入する前にモルタルにてベースプレートを固定する。

7) 支点部補剛材の取り付け

既設の支点部に追加下フランジと支点上補剛材を取り付ける。

8) 取替支承の据付け (写真-13)

ベースプレートの上に調整プレートもしくは鋼製台座を敷き、その上に免震支承を挿入する。

現場溶接にて支承を固定し、支承取替を完了する。

端支点についてもジャッキアップ補強の構造が異なるものの手順はほぼ同じである。上弦材側の格点部を写真-14に、既設支承撤去の様子を写真-15に示す。



写真-10 酸素溶断による支承の撤去

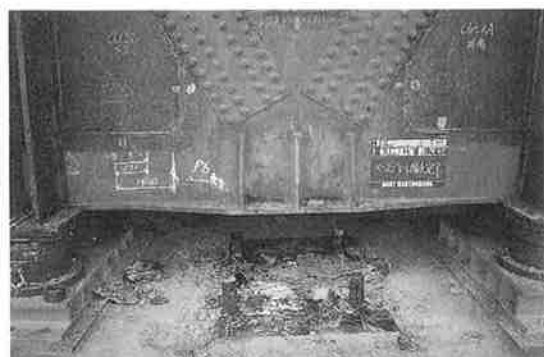


写真-11 支承撤去、アンカーボルトは再利用

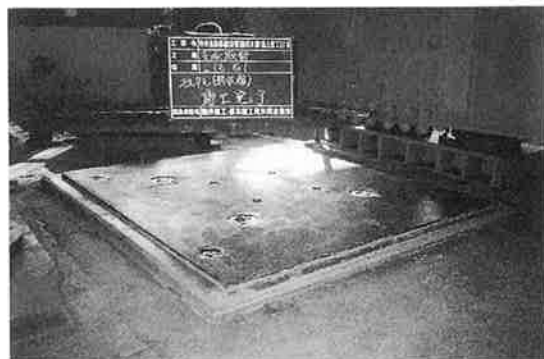


写真-12 ベースプレートの据付け

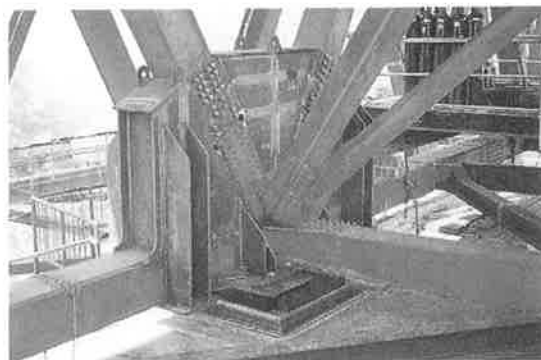


写真-13 支承取替完了



写真-14 端支点ジャッキアップ補強



写真-15 端支点部支承撤去

5. 施 工

支承取替の施工箇所は中間支点 8 箇所、端支点 12 箇所の合計 20 箇所の施工を行った。足場組立てから支承取替完了まで 1 箇所約 4 週間の工程を工種ごとに輻輳しないように調整し、複数箇所の施工を同時に行うようにした。その結果、着手から約 30 週間で工事は完了した。

(1) 中間支点のジャッキアップ反力

ジャッキアップ反力をモニターした結果、次のようなことがわかった。(死荷重による反力が設計値どおりであると仮定した場合)

- ①死荷重+活荷重反力の 70～95 % の反力でジャッキアップできた。
- ②実際の活荷重反力は 1 橋脚あたり最大でも設計値の 45 % 程度しか発生しない。ただし、1 支承あたりで見た場合、支点の角折れによるねじりの影響で 80 % 程度まで発生している箇所もあった。
- ③ 2 週間分のデータの最大値と最小値の反力差は設計活荷重反力の約 30 % であり、ジャッキアップ反力の約 10 % の変動が発生している。
- ④東京側、大月側のジャッキ反力から求めた不均等係数は最大で 1.15 であり、設計時に想定した 1.2 は適正な設定であったと考えられる。

(2) 端支点のジャッキアップ反力

端支点も同様に次のことが分かった。

- ①死荷重+活荷重反力の 60～95 % の反力でジャッキアップできた。
- ②実際の活荷重反力は 1 橋脚あたり最大でも設計値の 50 % 程度しか発生しない。ただし、1 支承あたりで見た場合、主構のねじれの影響で 85 % 程度まで発生している箇所もあった。

(3) その他

ピン支承（ヒンジ・固定）をジャッキアップすることにより死荷重による回転や温度荷重などによる橋軸方向の力を解放することになる。その場合、解析によると橋脚と桁の相対変位が最悪 30 mm 程度発生する可能性があった。そのため、ジャッキアップ時に桁と橋脚の相対変位を計測した。しかし、片主構ずつの施工であったため実際には

桁と橋脚の相対変位が一挙に数十 mm 生じるという事態は発生しなかった。

おわりに

過去に例の少ないトラス橋の支承取替について検討・実験、詳細設計、現場での施工までを行った。事前検討においては橋脚がフレキシブル橋脚であることから橋脚天端が狭い上に、ピン支承から免震支承への取替であるため支承の平面寸法が大きくなりジャッキアップ用のスペース確保が困難であった。また、供用中のジャッキアップであるため安全についての検討・対策も数多く行った。これらの諸問題に対して工事部門と設計部門が連携して問題解決にあたってきた。そのため幸運にも施工中に予想外の挙動が生じる事態は発生せず、無事全ての支承取替を完了することができた。

本工事では今回行った工法が最適であったと考えるが、他の橋梁に適用する場合はその橋梁の特性を考慮しケースバイケースで検討する必要があると考える。その際、本報告が何らかの参考になれば幸いである。

最後に、鶴川大橋支承取替工事を行うにあたり、ご指導をいただいた日本道路公団東京建設局構造技術課および上野原工事事務所の皆様をはじめ、関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 玉田和也・真嶋敬太・長谷川敏之：鶴川大橋 拡張工事の設計，駒井技報，Vol.19，pp.31-38，2000.4.
- 2) 関根信哉・渡辺陽太・玉田和也・長谷川敏之：中央自動車道 鶴川大橋（上路トラス橋）の支承取替，土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集，I-A236，2000.9.
- 3) 日本鋼構造協会：供用下にある構造物の溶接施工指針（案）JSSC テクニカルレポート No22，1993.