

3 径間連続鋼鈑桁の解体法における施工ステップ解析

(株)砂子組 正会員 ○山口 紗季 正会員 丸山 欣一 正会員 長谷川 雅樹  
正会員 古川 大輔 正会員 幌村 瑛奈 正会員 田尻 太郎

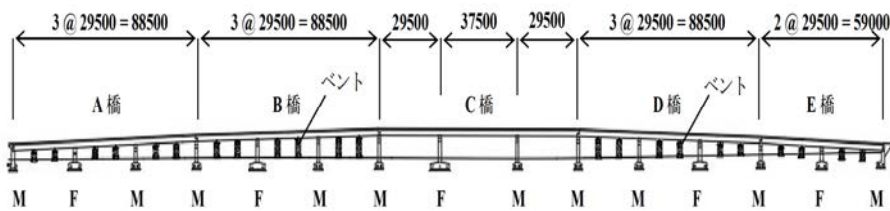


図-1 側面図

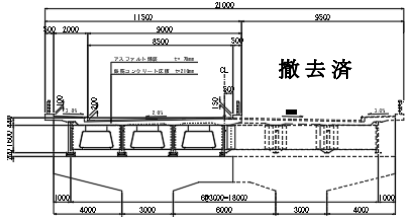


図-2 標準断面図

1. はじめに

本橋梁は 50 年経過した 3 径間連続鋼鈑桁橋 A～D 橋と、2 径間連続桁橋の E 橋からなり、交差物件である鉄道の廃線に伴い、用途不要による撤去となった。本工事は、A、B と D、E 橋の L 側の解体撤去にかかわるもので、R 側と C 橋は既に撤去済みである。

当初計画案では、ベントにより桁を無応力状態に保った工法であったが、施工ヤードの問題からベント設置が困難であり、起点側から順次、橋面撤去→床版・桁撤去を行った。ベントを併用しない連続桁の解体で問題になるのは、撤去部分が残存部に伝えていた負のモーメントが解放され、残存部の正のモーメントが増加する事である。そのために本工事では 3 次元フレームによる事前解析を行い、施工の安全性を担保した。

なお、解析はモーメント変動の大きいと考えられる 3 径間連続である D 橋に対して行った。

2. 解析モデルおよび、荷重

図-3 に骨組図を示す。同図に示すように桁端部は、ゲルバー桁となっており、主桁への支点反力の伝達には、主桁中立軸と支点との距離に起因する立体効果が無視できない恐れがあった。そのためゲルバー部、端対傾構、中間対傾構、横桁、横構および主桁が、設計上の中立軸位置で接続されるよう、設計高さに部材を配置し、その間を剛体要素で接続して、3 次元の立体効果を考慮した。

表-1 に鋼種と許容応力度および降伏点、許容応力度に対する降伏点の安全率を示す。

鋼重は、添接部品の重量を考慮するため、鋼重は 2 割増しを原則とする。

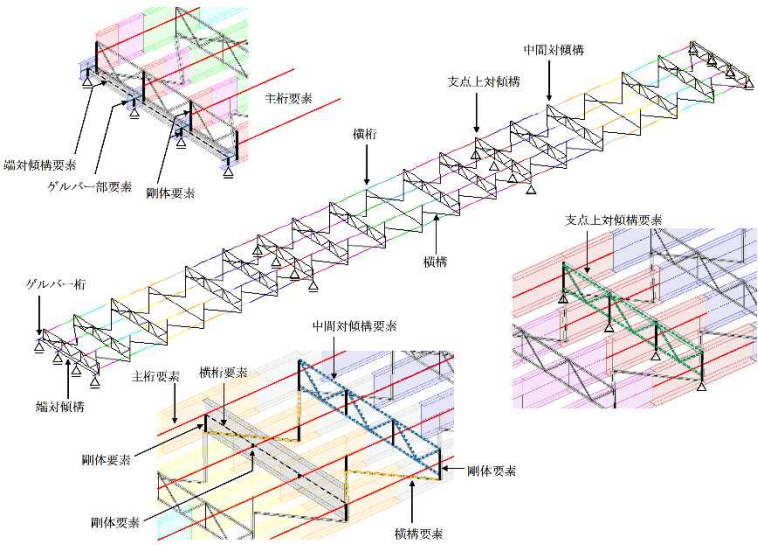


図-3 骨組図

4. 解析結果

断面力図と応力図を、最も荷重分担の大きかった歩道張り出しを持つ G1 桁について、完成形 → 起点側径間撤去 → 中央径間撤去の順に示す。

図-4 において実線は完成系の断面力を表し、点線は仮に全径間で舗装と高欄を撤去した場合、すなわち床版＋主桁による断面力である。舗装・高欄の撤去による重量

表-1 鋼材、許容応力度および降伏点

|      | 鋼種     | 許容応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 降伏点<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 安全率  |
|------|--------|-------------------------------|-----------------------------|------|
| 主桁   | SM490Y | 210                           | 355                         | 1.69 |
| それ以外 | SS400  | 140                           | 235                         | 1.68 |

キーワード 橋梁解体, 3 径間連続鋼鈑橋, 施工ステップ解析

連絡先 〒079-0394 空知郡奈井江町字チャシュナイ 987 番地 4 (株)砂子組 TEL 0125-65-2326

軽減の効果は、特に正の曲げモーメントに対して、2割程度の断面力の減少をもたらすが、ある径間を撤去した場合の負の曲げモーメントの解放による影響は、それ以上に大きい。

図-5、6の点線は、1step前の舗装+高欄+床版+主桁による断面力であり、実線は隣接径間撤去直後の断面力である。起点側径間を撤去すると終点側径間の正の曲げモーメントは3割ほど減少するが、中央径間のそれは約3倍に増える。続いて中央径間を撤去した場合は、終点側径間の曲げモーメントは約2.5倍弱になり、完成形のそれを1.4倍程度上回る事になる。

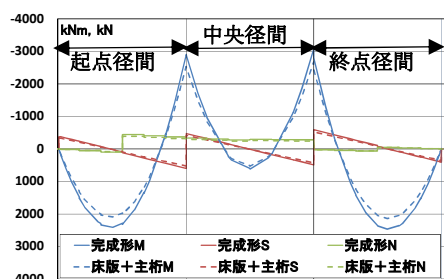


図-4 断面力図 (G1 完成形)

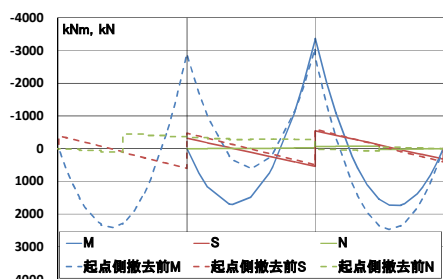


図-5 断面力図 (G1 起点側径間撤去)

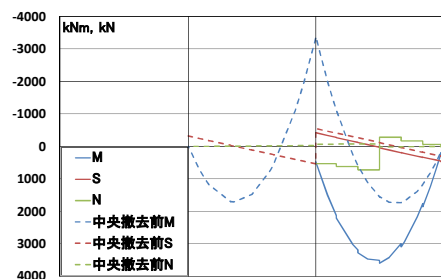


図-6 断面力図 (G1 中央径間撤去)

## 5. 応力照査結果

応力照査は曲げ引張、軸引張、曲げ圧縮、局部座屈、全体座屈、せん断応力について行った<sup>1)</sup>。結果を図-7～9に示す。

完成形では作用応力は、最大で許容応力度の8割程度であり、妥当な設計だったと考えられる（図-7）。

起点側径間撤去直後（図-8）の応力では、中央径間中央部で桁上縁圧縮応力に、許容曲げ圧縮応力度の1.39倍の超過が見られる。

中央径間撤去直後（図-9）では、終点側径間のスパン1/4の近傍で、やはり桁上縁圧縮応力が許容曲げ圧縮応力度を、1.44倍超過する。

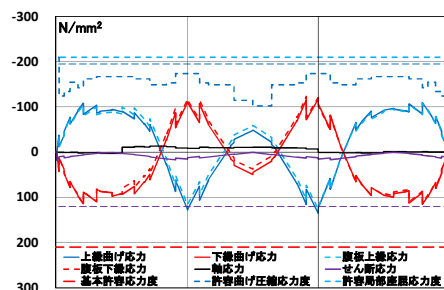


図-7 応力図 (G1 完成形)

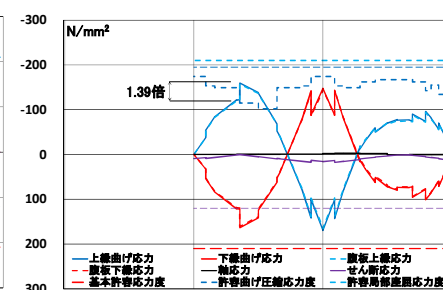


図-8 応力図 (G1 起点側径間撤去)

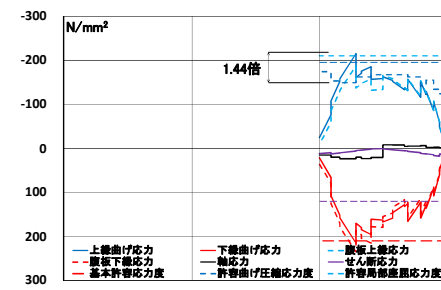


図-9 応力図 (G1 中央径間撤去)

## 6. まとめ

起点側から径間ごとに順次、舗装・高欄撤去 → 床版・桁撤去を行ったとすると、横倒れ座屈に関して最大で1.44倍の許容応力度超過となった。

- (1) 解体時の作用荷重は短期荷重と考えられるので、一般的な仮設時の許容応力度割り増し1.5を準用すると、許容される。
- (2) 竣工は約50年前の橋梁であるが、完成形の応力状態が健全で、きわめて厳密に限界状態設計法を実践した設計であったと考えられることから、大きな残留歪み等はないと予想できる。
- (3) 短期荷重の割り増しの根拠は、許容応力度に対する降伏点の安全率にあるとすれば、主桁鋼材の安全率は、表-2に示したように1.69あり、1.44倍の応力超過に対して十分大きい。

以上の理由から実際の施工では、解体時に橋を無応力に保つ必要はないと判断し、ベントを併用しない現実的な工法を採用した。

### [参考文献]

- 1) 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, (社)日本道路協会, 2012年。