

## 施工時のバラスト撤去量を低減できる斜めウェブを有する工事桁工法の開発



平野 雄大\*<sup>1</sup>



渡部 太郎\*<sup>2</sup>



飯塚 大介\*<sup>1</sup>

### The development of a new temporary construction girder method with diagonal web in the main girders ; developed to shorten installation work

Takahiro HIRANO\*<sup>1</sup>, Taichiro WATANABE\*<sup>2</sup>, and Daisuke IIZUKA\*<sup>1</sup>

\*<sup>1</sup> Researcher, Frontier Service Development Laboratory of Research and Development Center of JR East Group

\*<sup>2</sup> Chief Researcher, Frontier Service Development Laboratory of Research and Development Center of JR East Group

#### Abstract

This paper describes the development of a new temporary construction girder method with diagonal web in the main girders; developed to shorten installation work. The features of the girder include a diagonally installed main girder web, transverse girders placed directly over the main girders' lower flanges and shortened spacing between the lower flanges. The girder's safety was evaluated by FEM analysis and loading tests. It was then applied at an actual bridge construction site where it was confirmed that work can be shortened.

●**Keywords:** Temporary construction girder, Diagonal web in the main girders, Shorten installation work

\*<sup>1</sup>JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 研究員  
\*<sup>2</sup>JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 主幹研究員

## 1. 緒言

駅改良工事や線路下開削工事において、営業線の軌きょうの一時的な仮受けとして図1のような工事桁が使用されている。例えば一括架設で工事桁を架設する場合、所定の線路閉鎖間合いでバラストを掘削した上で、工事桁の架設までを終える必要があるが、この場合のバラスト掘削量は主桁高さにより決定される。バラスト掘削量が多いと線路閉鎖間合いで作業量が増大し、作業が遅れ列車運行を阻害するリスクが生じる。そこで、図2に示すような施工時のバラスト撤去量を低減できる斜めウェブを有する工事桁（以下、斜ウェブ工事桁）工法を提案した。斜ウェブ工事桁は、マクラギ受桁を主桁下フランジで直接支持することで主桁がバラストに埋まる深さを浅くし、バラスト撤去量を減らすことが可能となる。また、工事桁撤去時のバラストの埋戻し量を減らすことができ効果がある。そのため斜ウェブ工事桁は、工期短縮やコストダウンが期待できる構造形式と考えられる。本報告では、斜ウェブ工事桁を実用化するために実施した検討内容や設計内容について報告する。

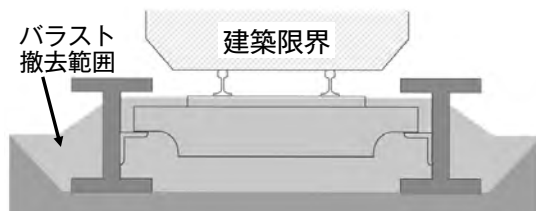


図1 従来の工事桁（形鋼工事桁）

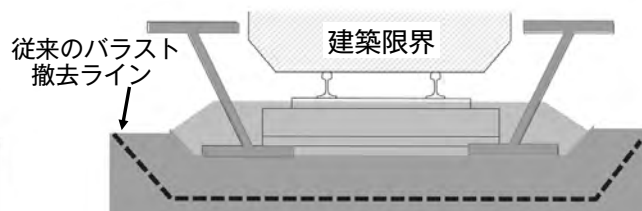


図2 斜ウェブ工事桁

## 2. 検討内容

### 2・1 断面形状およびウェブ高さ、マクラギ受桁のたわみ制限

最初に斜ウェブ工事桁の合理的な断面形状およびウェブ高さ、マクラギ受桁の断面形状を決定した。図3にウェブの角度が異なる3つの形状を示す。図3(a)に示す工事桁1は、主桁ウェブが鉛直であるため建築限界と上フランジが干渉する。上フランジを偏

心寄せたとしても建築限界との干渉は避けられないため、工事桁1の断面形状は不適切であると判断した。また、干渉を避けるために主桁間隔を広げると、マクラギ受桁の剛性を大きくする必要があり、重量が重くなってしまうという問題点があった。図3 (b) に示す工事桁2は、主桁ウェブの傾きを60°で検討したものである。ウェブを60°に傾げるだけでは建築限界と上フランジの離れを50mm以上確保することができないため、上フランジを偏心させる必要があった。図3 (c) に示す工事桁3は、主桁ウェブの傾きを45°としたものである。建築限界との干渉は避けることができるが、フランジとウェブの交角が60°未満のため、主桁ウェブとフランジの溶接にはすみ肉溶接や部分溶け込み溶接が使用できない問題点があった<sup>1)</sup>。また、ウェブが傾斜していることにより上フランジに水平力が作用するが、その値は工事桁2と比較して1.7倍となるため、剛性を確保する必要があった。以上より、工事桁2を採用することにした。次に、従来工事桁と同等の剛性を確保するようにウェブ高を決定した。スパン10m程度の従来工事桁の断面に対して、ウェブ高さ以外を仮の寸法で固定した図3 (b) に示す工事桁2について、ウェブ高さを変えた場合の剛性を表1に示す。表より、ウェブ高さを550mmとしたとき、従来工事桁の剛性とほぼ等しくなったため、ウェブ高さは550mmとした。

次に、マクラギ受桁のたわみ制限について検討した。従来の工事桁のマクラギ受桁は、たわみの限界値<sup>2)</sup>が3mmであるが、斜ウェブ工事桁では下フランジの面外のたわみを考慮する必要がある。そこで、列車荷重が載荷された際のマクラギ受桁のたわみを1mm、2mmとした場合のマクラギ受桁の断面諸元および重量を計算し、どちらが経済性や施工性が有利かを検証した。その結果を表2に示す。表2より、マクラギ受桁のたわみの許容値を1mmとした場合、許容値2mmと比較して鋼重は単位mあたり0.16t重く、比率で210%大きいことが分かる。これより、たわみの許容値は2mmとすることが有利であることがわかった。よって、図4に示すように下フランジの面外変形を $\delta_1$ 、マクラギ受桁のたわみを $\delta_2$ とした場合、 $\delta_1$ と $\delta_2$ を合計した $\delta_3$ の変形量が、 $\delta_3 \leq 3\text{mm}$ となるように、 $\delta_1=1\text{mm}$ 、 $\delta_2=2\text{mm}$ 以内にそれぞれ収まるようにした。

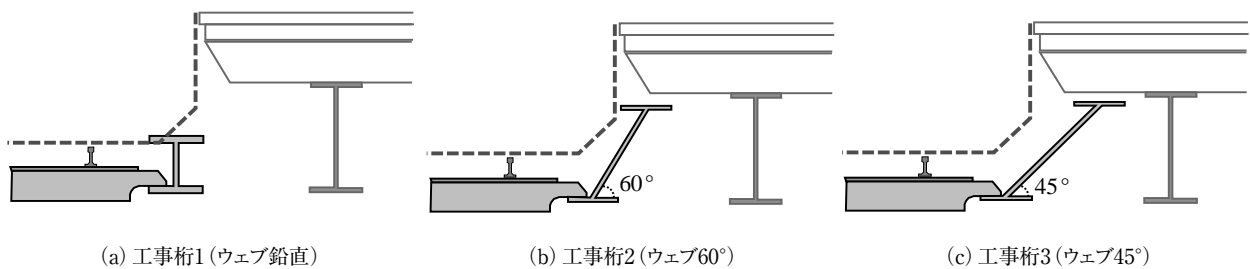


図3 工事桁の断面形状の比較

表1 ウェブの高さに着目した比較表

|                             |        | 従来工事桁    | 案1       | 案2       | 案3       |
|-----------------------------|--------|----------|----------|----------|----------|
| 上フランジ                       | 幅(mm)  | 427      | 427      | 427      | 427      |
|                             | 板厚(mm) | 65       | 32       | 32       | 32       |
| ウェブ                         | 高さ(mm) | 358      | 700      | 750      | 550      |
|                             | 板厚(mm) | 40       | 30       | 30       | 30       |
| 下フランジ                       | 幅(mm)  | 427      | 427      | 427      | 427      |
|                             | 板厚(mm) | 65       | 30       | 30       | 30       |
| 断面二次モーメント(mm <sup>4</sup> ) |        | 2.66E+09 | 4.39E+09 | 5.09E+09 | 2.65E+09 |
| 重量(t)                       |        | 11.4     | 7.8      | 8.0      | 7.0      |
| 列車通過時たわみ(mm)                |        | 11.7     | 7.1      | 6.1      | 11.7     |
| 従来工事桁との重量比率                 |        | -        | 68%      | 70%      | 61%      |

表2 マクラギ受桁の断面諸元および重量

| 断面<br>(mm)          | 許容たわみ1mmに抑えた断面 | 許容たわみ2mmに抑えた断面 |
|---------------------|----------------|----------------|
|                     |                |                |
| l(mm <sup>4</sup> ) | 1.17E+08       | 4.83E+07       |
| 重量(t/m)             | 0.306          | 0.146          |

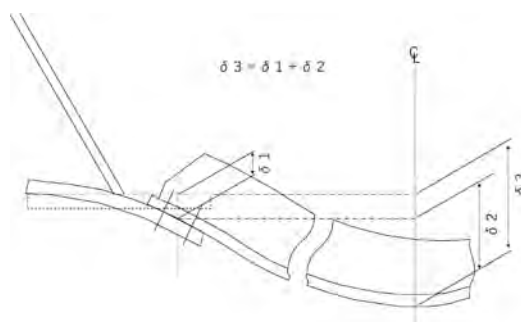


図4 下フランジの変形とマクラギ受桁のたわみ

## 2・2 パラメータスタディによる主桁の断面検討

各寸法をパラメータとした数値解析を行い主桁の断面を検討した。検討ケースは表3に示すとおり、下フランジの厚さを変えた3ケースとした。解析モデルを図5 (CASE2) に示す。設計は鉄道構造物等設計標準<sup>1)</sup>に準拠し、列車荷重はEA-17、列車速度を130km/hとし、物性値は主桁・受桁ともにSM400相当とした。解析モデルの要素は、主桁、マクラギ受桁、マクラギ、ソールプレートはソリッド要素とし、活荷重の連行載荷用にレール剛性を模擬したビーム要素を配置した。主桁下フランジとマクラギ受桁を接合する高力ボルトは剛体バネ要素とした。荷重条件は、工事桁自重(鋼部材) 77kN/m<sup>3</sup>、レール荷重0.500kN/mとした。支持条件は支間中央の曲げモーメントおよび最大鉛直変位を安全側に評価することを目的に単純支持とした。モデルの拘束条件を表4に示す。解析ソフトは、汎用有限要素解析ソフトウェアCreo Simulate 2.0を用いた。

解析結果について、以下代表として表3に示すCASE 2について述べる。変形図を図6に示す。図6より支間中央部での主桁の変位量は12.3mmとなった。主桁のたわみについて、一般の工事桁主桁のたわみの限界値 $L_b$ は、工事桁(単連・機関車)の場合、スパン長 $L$ (m)を用いて $L_b = L/400$ で表すことができる<sup>2)</sup>。よって、許容値は支間長10m/400=25.0mmとなり、部材の変位は許容値を満足している。主桁の全体座屈や下フランジの面外座屈などの座屈変形は見られなかった。また、工事桁の主桁ウェブを斜めに傾けていることにより、上フランジに面外応力が作用するが、面外方向に局所的な変形は見られなかった。

図7に解析より得られたミーゼス応力を示す。主桁の下フランジには主桁がたわむことで生じる橋軸方向およびマクラギ受桁による橋軸直角方向の2軸方向の応力が作用するため、ミーゼス応力を用いて許容応力度を超えないことを確認することにした。図7より、鳥瞰図で見る限りは許容応力度(150N/mm<sup>2</sup>)<sup>2)</sup>を示す箇所がないことが確認できる。図8に支間中央付近の下フランジ(図7の点線部分)を上から見た局所的なミーゼス応力を示す。マクラギ受桁の中間においては、いずれも降伏応力度を下回っていることが確認されたが、マクラギ受桁の近傍では大きな応力度が生じていた。ただし、これは主桁下フランジとマクラギ受桁の接合部分をソリッドで接合したことに伴う解析上発生する応力度と考えられ、実現象を再現できていない可能性が考えられた。そこで、後述する載荷試験において実現象を確認することとし、ここでは下フランジ上面と下面の平均応力度が降伏応力度以下になったCase2を採用することにした。

表3 検討ケース

|       | 上フランジ |        | ウェブ    |        | 下フランジ |        |
|-------|-------|--------|--------|--------|-------|--------|
|       | 幅(mm) | 板厚(mm) | 高さ(mm) | 板厚(mm) | 幅(mm) | 板厚(mm) |
| CASE1 | 427   | 32     | 550    | 20     | 427   | 28     |
| CASE2 | 427   | 32     | 550    | 20     | 427   | 32     |
| CASE3 | 427   | 32     | 550    | 20     | 427   | 36     |

表4 モデルの拘束条件

|     | S1支点 |      |     |      |      |      | S2支点 |      |     |      |      |      |
|-----|------|------|-----|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|
|     | X    | Y    | Z   | Xr   | Yr   | Zr   | X    | Y    | Z   | Xr   | Yr   | Zr   |
| G1桁 | Free | Fix  | Fix | Free | Free | Free | Fix  | Fix  | Fix | Free | Free | Free |
| G2桁 | Free | Free | Fix | Free | Free | Free | Fix  | Free | Fix | Free | Free | Free |

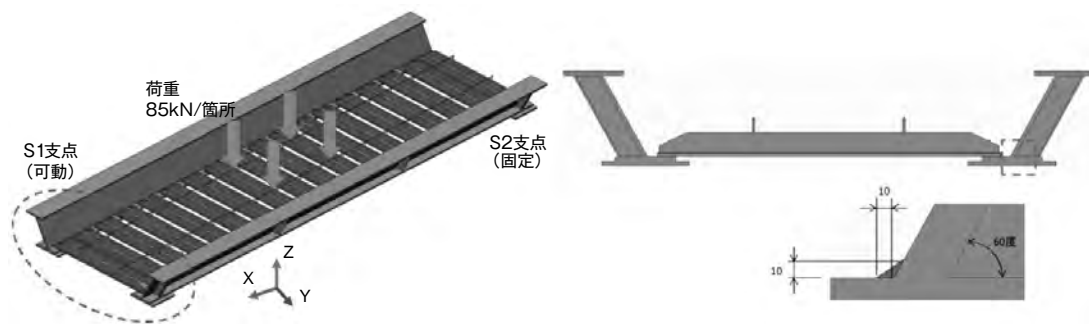


図5 解析モデル(左:鳥瞰図、右:断面図)

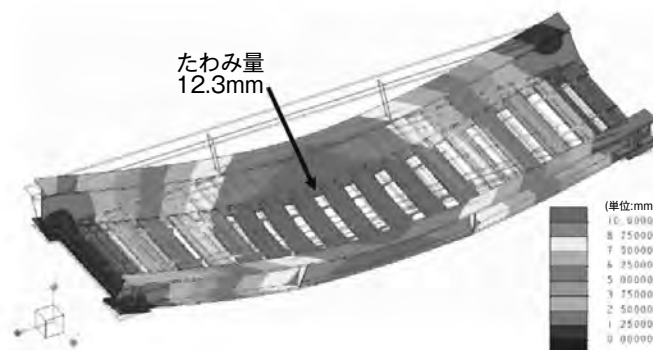


図6 変形図

### 2・3 実物大試験体による検討

実物大試験体を用いた荷重試験を実施し、FEM解析から得られたたわみ、応力と比較した。試験体及び荷重位置を図9に示す。工事桁全長にわたって50Nレールを設置し、木マクラギに犬釘で締結した。支点部は、主桁とソールプレート、ソールプレートと架台をそれぞれボルトで固定した。可動側の支点部は、ソールプレートと架台の添接部において、ソールプレートを長孔とし、橋軸方向の変位を±13mmまで許容できる構造とした。荷重荷重は、列車荷重(EA-17)と列車速度130km/hの衝撃係数を考慮した<sup>1)</sup>。荷重位置は支間中央部付近で2点荷重とした。荷重は鋼橋設計資料<sup>3)</sup>より、支間10mにおいて最も支間中央のたわみ量が大きくなる条件(車軸が5軸荷重)と最大曲げモーメントが一致するように左右それぞれの荷重点において325kNを荷重した。試験方法は、静的荷重および耐疲労性を確認するために動的荷重(山手線10年相当)を実施した。

静的荷重試験において応力度が卓越していた箇所は、解析と同様に図10に示す主桁下フランジのマクラギ受桁との接合部付近であった。ただし応力度は橋軸方向67.5N/mm<sup>2</sup>、橋軸直角方向-4.1N/mm<sup>2</sup>と許容応力度以下である事が確認できた。よって、前述した解析において確認された高い応力度は無視してよいと判断した。支間中央部の主桁のたわみ量は13.1mmであった。これは解析より得られたたわみ量12.3mmと概ね近い値であり、解析が精度よく実現象を再現できているとことがわかった。

動的荷重試験から得られた支間中央部におけるたわみの変化を図11に示す。図11に示す通り、荷重回数によってたわみは増加するものの許容たわみ25.0mm以下となっており、十分な耐疲労性を有していることが確認された。以上より、スパン10mにおいては、応力、たわみともに許容値を満足していることを実験および解析により確認することができた。

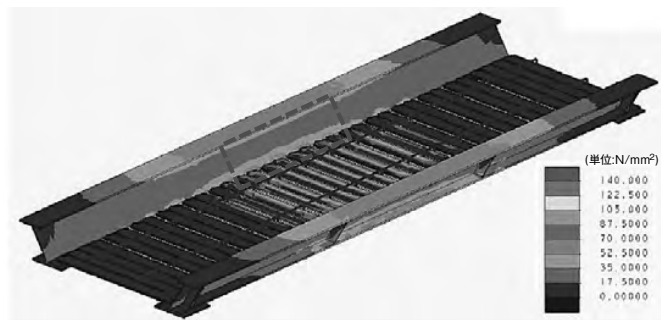


図7 ミーゼス応力図

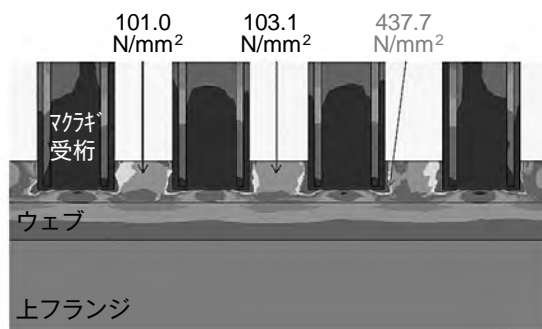


図8 支間中央付近の下フランジの応力

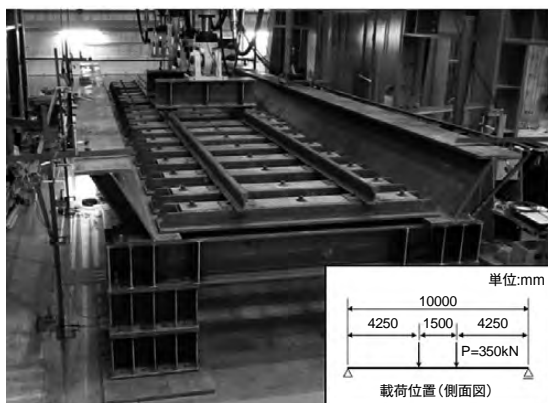


図9 実物大試験体



図10 主桁下フランジのマクラギ受桁との接合部

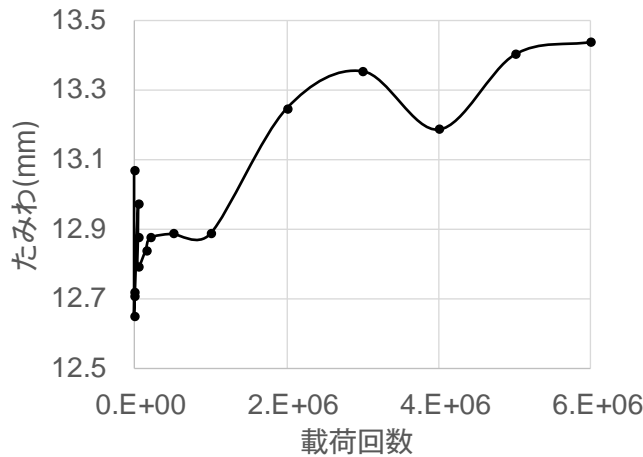


図11 支間中央部におけるたみわの変化

### 3. 実用化

田沢湖線羽後長野・鍵見内間の齊内川橋りょうでは、河川拡幅を目的として橋りょうの架換が計画された<sup>4)</sup>。河川拡幅は川岸の盛土を掘削するため一時的に工事桁が必要になったが、架設時間が線閉間合いを超過する可能性があった。そこで作業時間の短縮を図ることを目的に、斜ウェブ工事桁を採用することとした。今回の設計では、前述したFEM解析を設計の都度行うと今後の実用化において煩雑さが問題になると考えられたため、FEM解析よりも簡便な立体格子解析も実施し、FEM解析と同様に安全性の評価ができるかを確認した。立体格子解析とは、棒部材により立体的にモデル化する手法であり、上下フランジのそりねじりを考慮することが可能な解析である。斜ウェブ工事桁を立体格子にてモデル化したものを図12に示す。

立体格子解析およびFEM解析の結果を表5に示す。立体格子解析の方がFEM解析と比べて応力度が大きい結果となり、立体格子解析を用いることで斜ウェブ工事桁の安全性を評価することが可能であることがわかった。ただし、FEM解析では図13

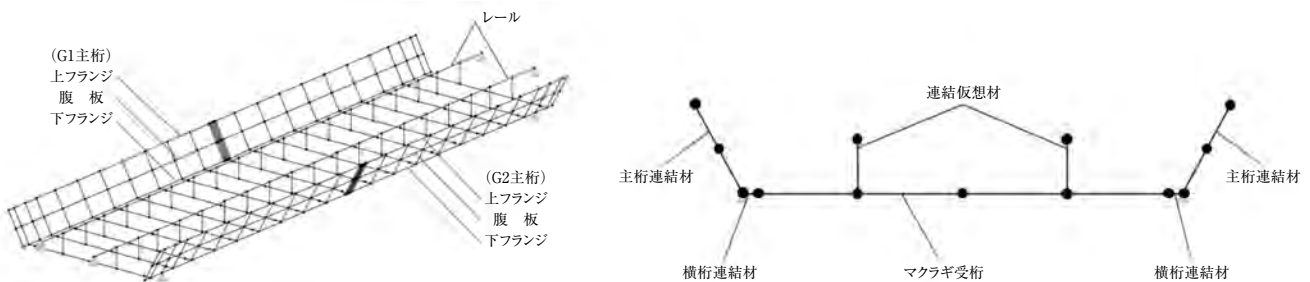


図12 立体格子解析モデル (左：鳥瞰図、右：断面図)

表5 立体格子解析およびFEM解析の結果

| 照査項目(単位) |                            | 立体格子解析 | FEM解析 | 制限値 | 照査項目(単位)        |                            | 立体格子解析         | FEM解析 | 制限値  |
|----------|----------------------------|--------|-------|-----|-----------------|----------------------------|----------------|-------|------|
| 上フランジ    | 軸方向応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 98.4   | 93.5  | 148 | 下フランジ・マクラギ受桁連結部 | 軸方向応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 116            | 88.2  | 175  |
|          | せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 7      | 0.7   | 106 |                 | せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 9.3            | 0.5   | 106  |
|          | 合成応力度                      | 0.67   | 0.63  | 1.1 |                 | 合成応力度                      | 0.67           | 0.5   | 1.1  |
| ウェブ      | 軸方向応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 93.1   | 85.6  | 148 | 2軸応力度           | 1.03                       | 0.49           | 1.1   |      |
|          | せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 7.4    | 2.8   | 106 |                 | 活荷重たわみ                     | G1:支間10.6m(mm) | 12.6  | 12.5 |
|          | 合成応力度                      | 0.63   | 0.58  | 1.1 | G2:支間11.2m(mm)  | 16                         | 16.2           | 22.4  |      |
| 下フランジ    | 軸方向応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 96.9   | 87.5  | 188 |                 |                            |                |       |      |
|          | せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> ) | 8.3    | 1.7   | 106 |                 |                            |                |       |      |
|          | 合成応力度                      | 0.52   | 0.47  | 1.1 |                 |                            |                |       |      |

に示すように支点部近傍の下フランジにおいてミーゼス応力が許容応力度を超えることがわかった。これに対しては図14に示すように、ソールプレートを橋軸方向に伸ばし下フランジを支え、ベッドプレートにテーパを設置しアンカーの配置を1列にすることで下フランジが鉛直方向に変形することを阻害しないようにして、杓座のディテールを変更することで対応することにした。

工事桁架設後の現地状況を図15に示す。表6に新幹線E6系通過時のたわみの測定値を示す。表6に示すとおり許容値<sup>2)</sup>を満足する結果となった。また列車通過時に主桁下フランジに生じた応力度を表7に示す。FEM解析において許容応力度を超える応力度が確認された支点部近傍を含め、いずれの部位においても許容応力度を満足していることがわかる。斜ウェブ工事桁の架設から撤去に至るまで不具合は確認されず、安全に列車を支持できていることを確認できた。

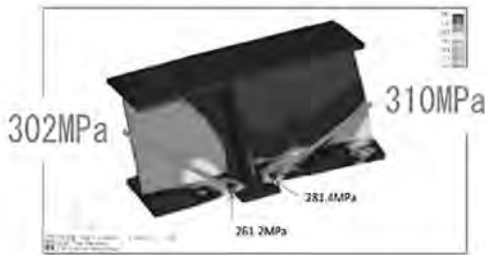


図13 FEM解析結果(支点部近傍)

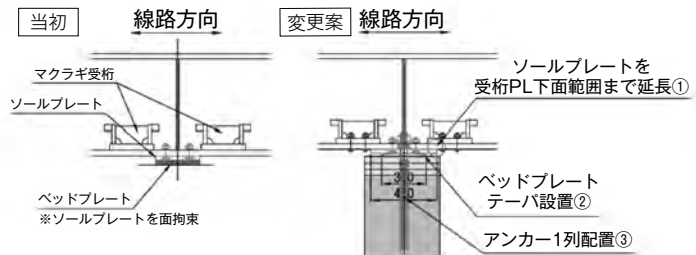


図14 杓座のディテール(左:当初、右:変更後)



図15 斜ウェブ工事桁の架設状況

表6 E6系通過時のたわみの測定値

| スパン   | 許容値    | 測定値   |
|-------|--------|-------|
| 11.2m | 22.4mm | 4.4mm |

表7 列車通過時の主桁下フランジの発生応力度

| 測定位置        |      |      | 方向  | 応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |       |
|-------------|------|------|-----|-----------------------------|-------|
| 主桁<br>下フランジ | 支間中央 | 受桁直下 | 下面  | 橋軸                          | 23.2  |
|             |      |      | 下面  | 橋軸直角                        | -11.2 |
|             |      | 受桁境界 | 下面  | 橋軸                          | 22.4  |
|             |      |      | 下面  | 橋軸直角                        | -6.5  |
|             | 支点近傍 | 受桁直下 | 盛岡方 | 橋軸                          | 10.8  |
|             |      |      | 大曲方 | 橋軸                          | 4.5   |

## 4. まとめ

施工時のバラスト撤去量を低減できる斜めウェブを有する斜ウェブ工事桁工法を開発した。経済性や施工性を考慮して断面形状を決定し、FEM解析および実物大の工事桁を用いた載荷試験を実施し安全性を確認した。次に、実際の橋りょう架換工事において斜ウェブ工事桁を適用し、立体格子解析を用いる設計方法と構造ディテールを提示した。工事の施工では施工時間の短縮を図ることができ、列車通過時のたわみや応力度を測定して安全性に問題がないことを確認した。今後は、社内外へ水平展開することを目的として、設計施工に関するマニュアル化を進めていく予定である。

### 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)(2009).
- 2) 東日本旅客鉄道株式会社: 工事桁工法設計施工マニュアル(2016).
- 3) 橋梁研究会: 鋼橋設計資料(第五版)(1986).
- 4) 井上聡子、山本達也、櫻井友太郎、鈴木隆裕、木村正喜、平野雄大、飯塚大介: 斜ウェブ工事桁の設計施工(田沢湖線齊内川橋りょう)、SED、No.56(2020)、pp.54-63.