

鋼トラス橋の床桁ウェブに生じる面外二次応力の数値的原因分析

佐藤恒明*・倉西 茂**・中沢正利***

鋼トラス橋床組の中間横桁と外側縦桁が連結する交差部の垂直補剛材下端スカーラップ近傍のウェブに水平方向のクラックが生じる事例が報告されている。本論文では、この発生原因を横桁ウェブに生じる面外二次応力について有限要素法による数値解析により検討する。さらに、補強工事後もこの二次応力が発生することを指摘するとともに、縦桁の軸力差に起因して横桁ウェブに生じる面外二次応力を減少させるための留意点を述べる。

Key Words : truss bridge, floor beam, stringer, crack, out-of-plane stress, secondary stress, rehabilitation, FEM

1. まえがき

近年、鋼道路橋に種々の疲労損傷が見られるようになり、橋梁を維持・管理する技術者のために、過去に生じた鋼橋の損傷事例が整理・分析されている¹⁾。また、補修・補強事例もまとめられて、維持・管理に対する有用な情報の提供が行われている^{2),3)}。鋼桁橋において疲労き裂が発見される部位は、主桁や縦桁などの縦方向部材と、横桁や対傾構、横構などの横方向部材の接合部に多い。また、その発生原因については、これまでも研究が行われている^{4)~7)}が、それらによれば、橋上の活荷重によって橋梁全体が三次元的に変形し、横桁や対傾構などの横方向部材に生じる力によって縦方向部材に面外方向変位をもたらすことが、主な原因と言われている。

本研究の対象としている鋼トラス橋(図-1)においても、外側縦桁が連結する床桁の垂直補剛材下端スカーラップ近傍のウェブに、写真-1 および図-2 に示すように水平方向のクラックを生じていた。

一般に、鋼トラス橋では桁端側横桁の垂直補剛材下端部のウェブに類似の損傷を生じることはよく知られている^{1),8),9)}が、この橋では、損傷が中間横桁の外側縦桁との交差部に見られるのが特徴である。損傷の原因は、河口近くに位置するため床組の下フランジの腐食が著しく、床組の剛性の低下によってたわみやよくなっていることがその一因と考えられた。そのため、図-3(a)に示すように縦桁と横桁の各下フランジに山形鋼やL型プレートを添接する補強工事が行われたが、横桁下フランジにL型プレートを添接する際に垂直補剛材が途中で水平に切断されている。この工事では補強効果を確認するために、縦桁と横桁の各スパン中央で上・下フランジ下面に

強軸回りの曲げ応力測定用歪ゲージが貼付されるとともに、図-3(b)に示すように補剛材切断部近傍のウェブに板曲げ応力測定用の歪ゲージが垂直方向に貼付された。

補強工事の前・後で行われた応力頻度測定結果¹⁰⁾より、縦桁と横桁の各スパン中央では、強軸回りの曲げ応力が低減しており、床組剛性の増加が確認された。しかしながら、図-4に示すように外側縦桁が連結する横桁ウェブのゲージ位置においては、逆にウェブの水平断面に生じる板曲げ応力が補強後に著しく大きくなることが判明した。

この原因は、橋梁全体の三次元的な挙動に関連しているものと考え、橋を構成する各部材の各々の板厚の腐食量をも考慮した補強前・後の立体骨組構造解析による検討を行った¹¹⁾。その結果、4本の縦桁の中で内側の縦桁には補強前・後ともほとんど軸力を生じないが、外側の縦桁にはある程度の軸力が生じていることや補強後ではさらにその軸力が増加し、その大きさは同一格間の下弦材軸力の約20%程度にも及ぶことが算出された。また、内側縦桁との連結部の横桁には補強前・後ともほとんど弱軸回りの面外曲げモーメントは生じないが、外側縦桁との連結部の横桁には、補強前からある程度の弱軸回りの面外曲げモーメントが生じていることや、補強後ではこの面外曲げモーメントがさらに大きくなることが明らかになった。しかしながら、鋼トラス橋では、中間横桁の垂直補剛材近傍の応力状態に関して詳細な検討を行った例はほとんど見られない。そこで、立体骨組構造解析の結果を参照しながら、横桁ウェブで測定された板曲げ応力の発生原因について詳細な検討を行った。

一般に、梁の面内曲げ応力は、立体骨組構造解析から得られる強軸回りの曲げモーメントを用いて梁理論より求めることができる。これに対し、横桁ウェブでは、連結部の細部構造と外力の伝達状況によって局部的な板曲げ応力を発生することがある。ここではこの応力を面外

* 正会員 工博 木更津工業高等専門学校助教 環境都市工学科 (〒292 千葉県木更津市清見台東 2-11-1)

** 正会員 工博 関東学院大学工学部教授 土木工学科

*** 正会員 工博 東北大学工学部講師 土木工学科

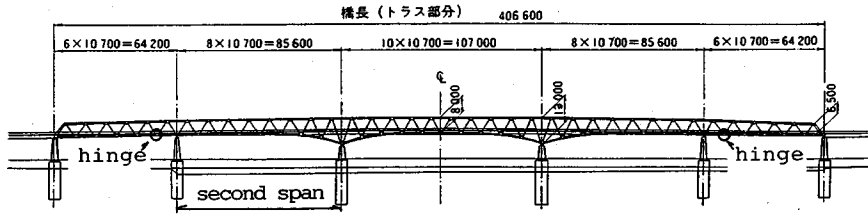
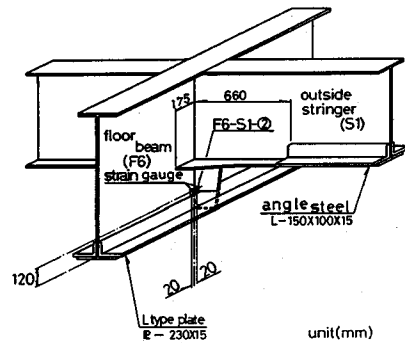


図-1 銚子大橋・ゲルバートラス橋 (昭和 37 年供用開始)



写真-1 横桁ウェブのクラック (補強前)



(a) 縦桁・横桁補強図

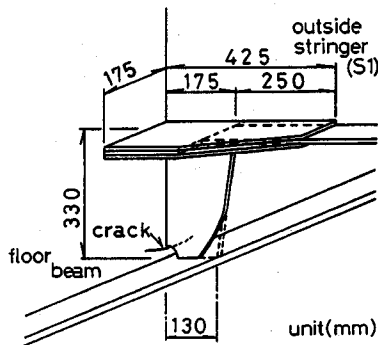
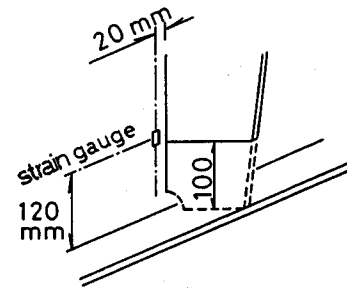


図-2 クラックのスケッチ



(b) 歪ゲージ位置

図-3 縦桁・横桁補強図および歪ゲージ位置

二次応力と呼ぶこととする。

補強前・後に測定された横桁ウェブの水平断面に生じる面外二次応力は、外側縦桁が連結する横桁ウェブで大きくなっていった。立体骨組構造解析においても、外側縦桁が連結する横桁の面外曲げモーメントは補強前からある程度生じており補強後ではさらに大きくなることから、弱軸回りの面外曲げモーメントと面外二次応力とは関連性が高い。横桁に弱軸回りの面外曲げモーメントを生じさせる主な要因は、後述するように、横桁を介して連続している縦桁間の軸力差と考えられる。そこで、この軸力差を以後、隣接縦桁間軸力差と呼ぶことにする。

ウェブの局所的な板曲げ応力を対象にした研究¹²⁾では、有限要素法による弾性線形解析を行う際に、ガセッ

トプレートの横構取付け位置に、横構の軸力を作用させてウェブの面外二次応力を求めている。本研究においても、外側縦桁が連結する横桁をモデル化し、隣接縦桁間軸力差を垂直補剛材に作用させて、有限要素法による弾性線形構造解析を行い、横桁ウェブに生じる面外二次応力を求めることとする。

本論文の目的は、補強前のスカーラップ近傍と補強後の垂直補剛材切断部近傍の横桁ウェブに生じる面外二次応力について数値解析結果を比較考察することにより、その発生原因を分析することである。また先に述べたように、補強後の垂直補剛材は途中で切断されていたが、その切断部付近の応力集中にも注目する。さらに、縦桁が連結する横桁ウェブの面外二次応力を減少させるため

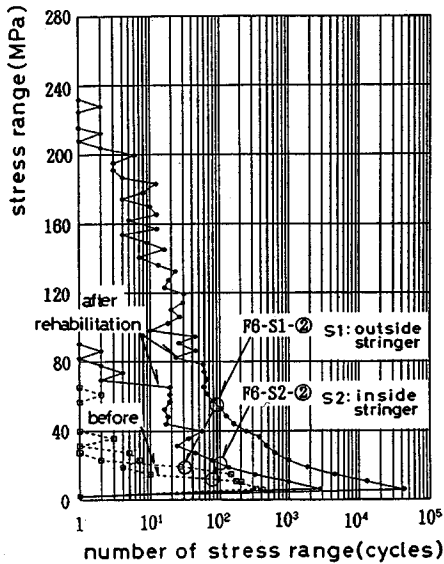


図-4 応力頻度分布

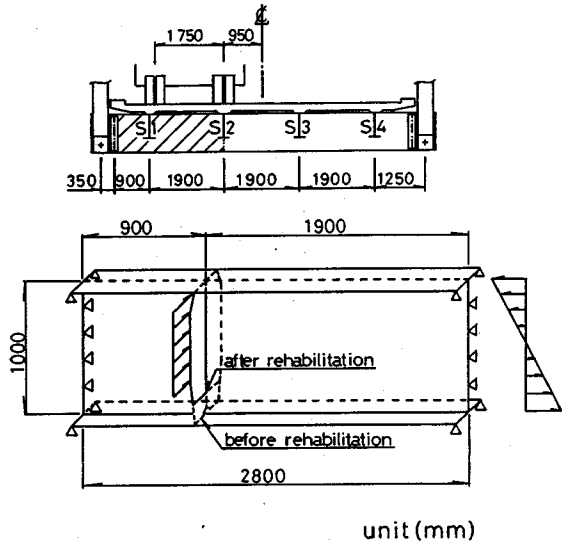


図-5 解析モデルと境界条件

の留意点を検討する。

2. 解析モデル

図-5 に示すように、トラス主構との連結部から、内側縦桁 S2 との連結部までの横桁を取り出し、上・下フランジ、ウェブおよびウェブの両面に設置した垂直補剛材からなる立体薄板構造を、外側縦桁が連結する横桁の数値モデルとして選ぶ。隣接縦桁から受ける外力は、縦桁間軸力差分を図-5 に示すように垂直補剛材に作用させる。以下、面外力が作用する側のウェブ面を表面と呼び、反対側のウェブ面を裏面と呼ぶ。

スカーラップの半径は、本橋が架設された昭和 30 年代中頃の設計図から 30mm とする。解析対象は図-5 に示すように、部材軸方向の長さ 280cm、高さ 100cm の部分であり、図-6 に示すような要素分割を用いた。用いる要素は、平面要素の立体的な接合を可能とする 1 節点 6 自由度の三角形板要素¹³⁾であり、最小要素サイズは 0.75cm である。

(1) 解析ケース

前節でも述べたように横桁下フランジに補強用 L 型プレートを追加する際には、垂直補剛材を途中で水平に切断しているため、垂直補剛材は補強前後で形状が異なる。また、対象となった鋼トラス橋が昭和 30 年代中頃の設計であり、当時は引張応力状態となる横桁下フランジと垂直補剛材下端部との溶接を避けていたため、垂直補剛材と下フランジが接合されていない。そこで解析ケースとしては、補強前と補強後に分けて考え、さらに下フランジの接合の有無をも考慮して各 2 ケースずつの合計 4 ケースとする。

- | | |
|-----|---------------------------------------|
| 補強前 | ケース 1: 垂直補剛材と下フランジが接合されていない場合 |
| | ケース 2: 垂直補剛材と下フランジが接合されている場合 |
| 補強後 | ケース 1: 垂直補剛材が途中で切断されて下フランジと接合されていない場合 |
| | ケース 2: 垂直補剛材を補修して下フランジと接合すると仮定した場合 |

(2) 境界条件

図-5 に示すように、左端側のトラス主構との連結部は横桁の面外変形には比較的柔な継手と考えられるので、上・下フランジ左端およびウェブの左辺について単純支持とする。事前に行った立体骨組構造解析の結果、右端側の内側縦桁 S2 との連結部では横桁の弱軸回りの面外曲げモーメントはほとんど生じていない。したがって上・下フランジ右端およびウェブの右辺についても単純支持とする。

(3) 板厚

板厚は、立体骨組構造解析の場合¹¹⁾と同様に

- | | |
|------|-------------------|
| 補強前: | 当初設計板厚 - 供用年間の腐食量 |
| 補強後: | 補強前の板厚 + 補強材の板厚 |

とし、供用年数は供用開始時から応力頻度測定が行われるまでの 28 年間とした。補強前・後の断面形状を図-7 に示す。

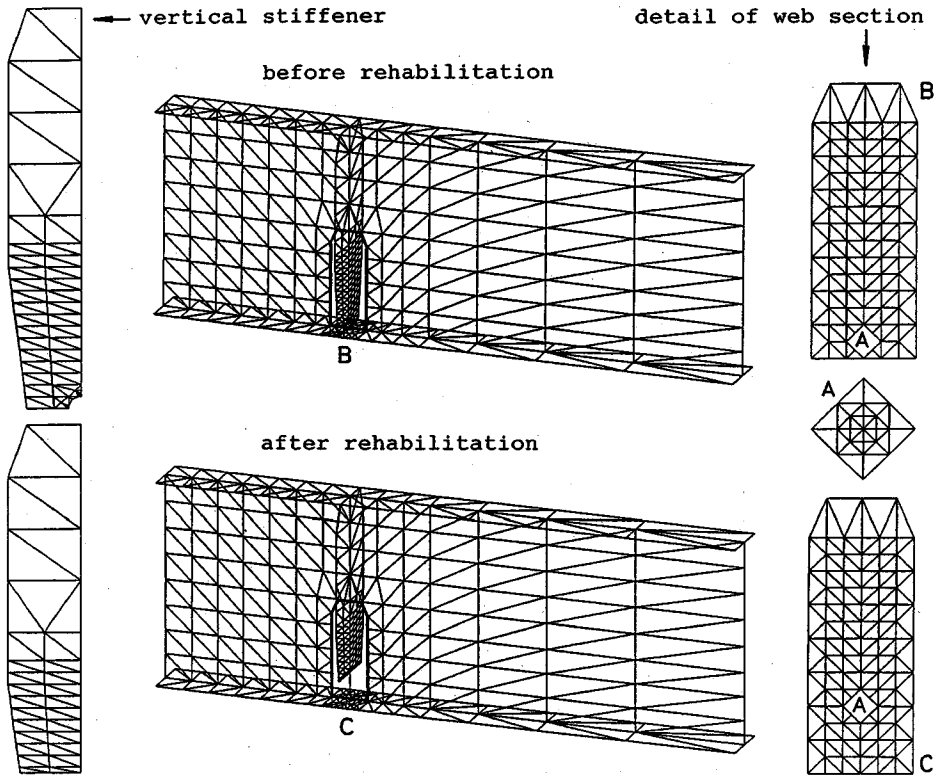


図-6 有限要素分割 (要素数: 756, 節点数: 408)

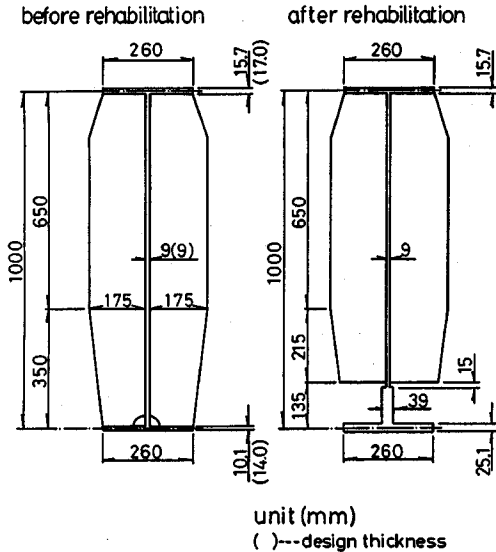


図-7 補強前後の断面形状

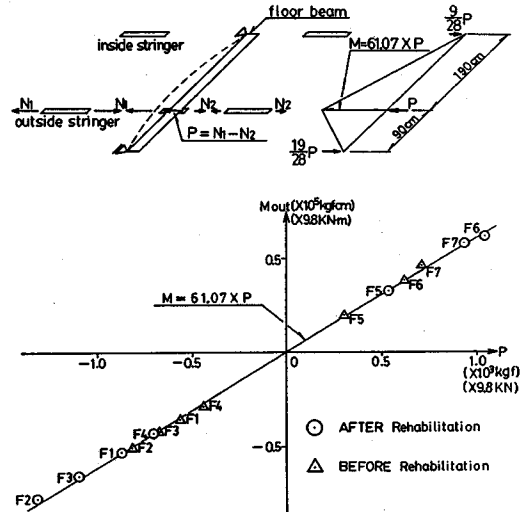


図-8 横桁の弱軸回り面外曲げモーメント～隣接縦桁間軸力差

(4) 隣接縦桁から受ける外力

図-8は、立体骨組解析より得られた第2径間の各横桁弱軸回りの面外曲げモーメントの最大値 M_{out} と、そのときの外側縦桁の隣接縦桁間軸力差 P の関係を示したもの

である。荷重は、T-20 荷重¹⁴⁾ 1台を図-5に示すように第2径間の橋軸方向へ移動させた。荷重の考え方は、鋼道路橋の疲労設計荷重として、T-20 荷重の採用を提案している最近の研究成果^{15),16)} によっている。

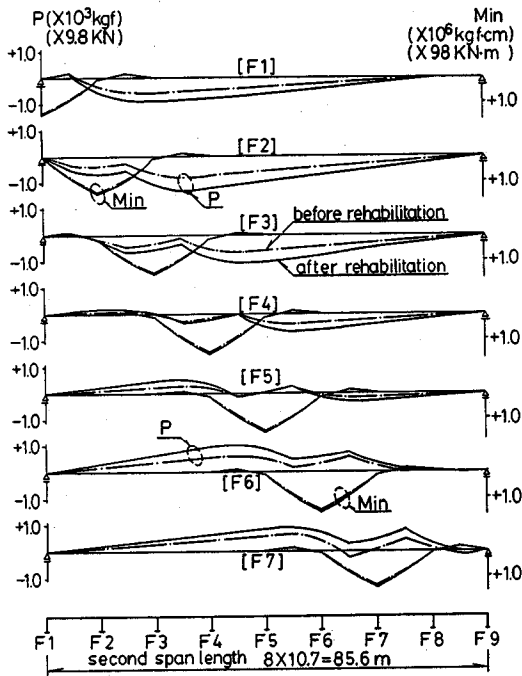


図-9 横桁の強軸回り面内曲げモーメントと隣接縦桁間軸力差の影響線

図中の実線 M は、トラス主構との連結部から内側縦桁 S2 との連結部までの横桁を取り出して単純梁とみなし、外側縦桁との連結部に隣接縦桁間軸力差 P を作用させたときの曲げモーメント ($M = 61.07 \times P$) の値であるが、これは立体骨組構造解析から得られた各横桁の弱軸回りの面外曲げモーメント M_{out} と一致している。このように、横桁に弱軸回りの面外曲げモーメントを生じさせる主たる要因は、横桁を介して連続している外側縦桁間の軸力差であるので、隣接縦桁から受ける外力として隣接縦桁間軸力差を用いる。

a) 解析に使用する外力

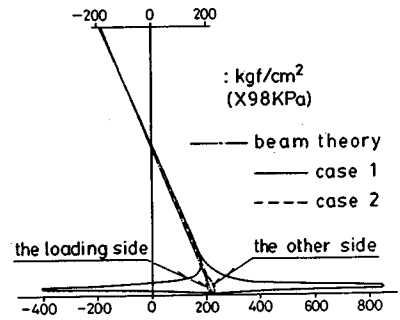
第2径間の片側車線に T-20 荷重 1 台を橋軸方向へ移動させたときに、外側縦桁との連結部に生じる横桁の面内曲げモーメント M_{in} と、隣接縦桁間軸力差 P のそれぞれの影響線を図-9 に示す。ここでは衝撃の影響は考慮していない。

図-9 は、横桁の強軸回りの面内曲げモーメント M_{in} と、隣接縦桁間軸力差 P とがそれぞれ最大になる T-20 荷重の位置は異なることを示している。そこで単位外力として

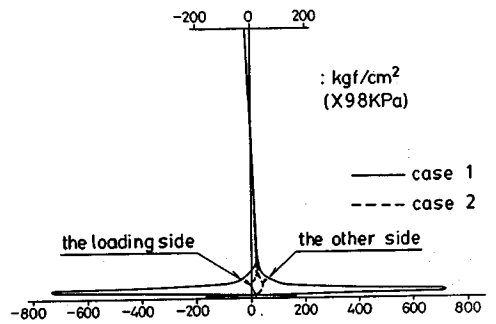
単位面内曲げモーメント : 1×10^6 kgf · cm (98 kN · m)

単位面外軸力差 : 1×10^3 kgf (9.8 kN)

を考えれば、影響線図の縦軸の数値は単位外力に対する



(a) ウェブ垂直断面に生じる応力



(b) ウェブ水平断面に生じる応力

図-10 横桁ウェブの表面と裏面の応力 (補強前)

係数とみなせる。したがって、解析には次の 2 つの外力を使用する。

面内力： 単位面内曲げモーメントが生じる等価節点外力を右端側の各節点に配分作用

面外力： 単位面外軸力差を垂直補剛材と外側縦桁が接合する各節点に配分作用

各々の結果に 図-9 の影響線の縦軸の数値を乗じて重ね合わせることによって、各荷重位置での応力状態が得られる。

3. 解析結果および考察

前述のように面内曲げモーメント M_{in} と隣接縦桁間軸力差 P とがそれぞれ最大になる T-20 荷重の位置は異なるので、横桁ウェブに生じる面内曲げ応力と板曲げ応力状態も荷重位置によって変わる。図-9 の影響線図に示すように、隣接縦桁間軸力差 P が最大になる荷重位置では面内曲げモーメント M_{in} はほとんど生じない。しかし横桁ウェブに生じる面内曲げ応力が補強後に減少することを確認したり、面内曲げ応力と板曲げ応力の重ね合わせを確認することも数値解析結果の妥当性評価に必要である。よって、単位面内曲げモーメントと単位面外軸力差を同時に作用させた場合の応力状態を図示する。

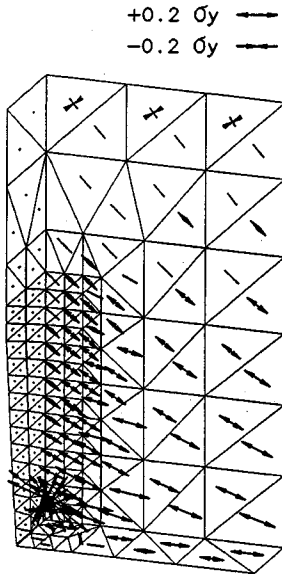
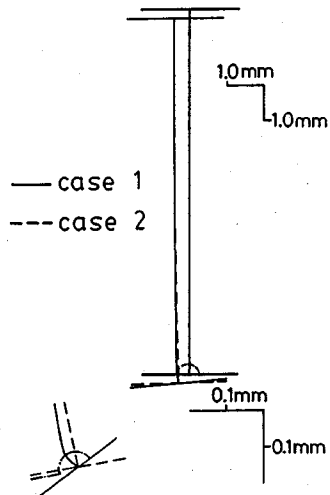


図-11 補強前の主応力図 (ケース 1)



(1000 magnifications)

図-12 面外変形図 (補強前)

(1) 補強前

横桁ウェブの垂直断面に生じる応力を図-10(a)に、水平断面に生じる応力を図-10(b)に示す。ここで、

- ケース 1: 垂直補剛材と下フランジが接合されていない場合
- ケース 2: 垂直補剛材と下フランジが接合されている場合

である。

図-10(a)に、横桁ウェブの垂直断面に生じる応力を横桁ウェブの高さに沿って図示した。横桁ウェブは梁理論とほぼ等しい強軸回りの面内曲げ応力となっているが、スカーラップ近傍の応力に着目すると、ケース 1 ではケース 2 と異なり、ウェブの垂直断面に、表面には圧縮応力、裏面には引張応力が局部的に生じている。スカーラップ近傍の応力を重ね合わせの原理から分けると、面内曲げ応力は約 $+200 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であり板曲げ応力は $\pm 600 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。

図-10(b)は、同様に、横桁ウェブの水平断面に生じる応力を横桁ウェブの高さに沿って図示した。ケース 1 ではケース 2 と異なり、スカーラップ近傍のウェブの水平断面に、表面には圧縮応力、裏面には引張応力が局部的に約 $\pm 700 \text{ kgf/cm}^2$ 程度生じている。このように水平断面に生じる板曲げ応力は垂直断面に生じる板曲げ応力よりも約 1.2 倍大きい。

ウェブ裏面の主応力図を図-11に示す。また、図-12に面外変形図を示す。面外変形図は、垂直補剛材が下フランジに接合されていないケース 1 の場合、スカーラップ近傍のウェブが板曲げ応力状態にあることを示している。また、面外変形図に呼応してスカーラップ上端近傍

に応力集中が生じることを、図-11の主応力図は示している。

(2) 補強前のクラック発生の原因

補強前に発見された横桁ウェブの水平方向のクラックは、すべて外側縦桁が連結する横桁ウェブの垂直補剛材下端部スカーラップ近傍に生じていた。これは、ほとんど軸力を生じない内側縦桁に対して、比較的大きな軸力が外側縦桁には生じており、隣接縦桁間軸力差が横桁に面外力として作用していたからと考えられる。したがって(1)節のケース 1 の考察から、補強前に横桁のウェブに水平方向のクラックを生じていた原因は、垂直補剛材が下フランジに接合されていないため、面外力としての隣接縦桁間軸力差を横桁下フランジへ直接伝達できず、スカーラップ近傍のウェブ水平断面に局部的な面外二次応力が生じていたためと考えられる。

(3) 補強後

補強後のモデルに対して補強前と同じ外力を作用させた場合の

- ケース 1: 垂直補剛材が途中で切断されて下フランジと接合されていない場合
- ケース 2: 垂直補剛材を補修して下フランジと接合すると仮定した場合

について検討する。

図-13(a)には、横桁ウェブの垂直断面に生じる応力をウェブの高さに沿って図示した。補強前・後を比較すると、下フランジの補強が強軸回りの面内曲げ応力を減少させていることが明らかである。補剛材切断部近傍の応力に着目すると、ケース 1 では補強前と同様にウェブの垂直断面に、表面が圧縮応力、裏面が引張応力になる

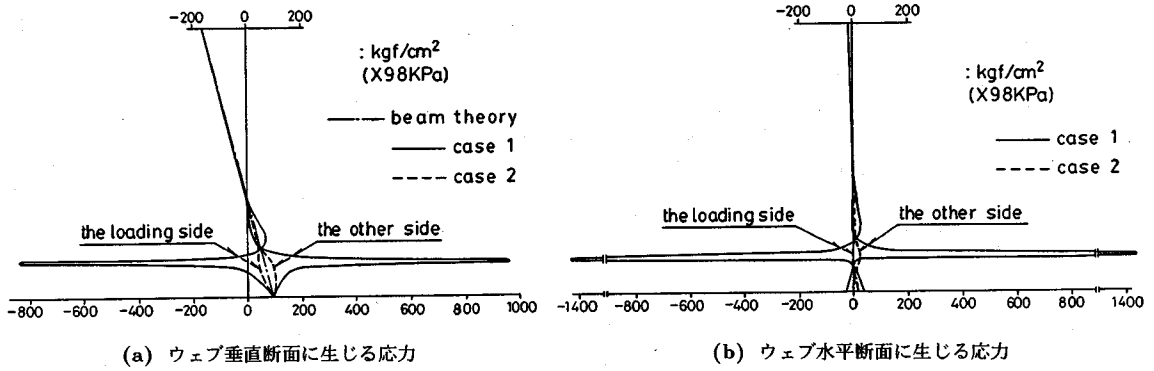


図-13 横桁ウェブの表面と裏面の応力 (補強後)

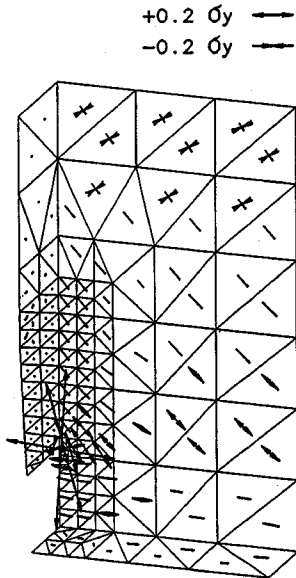
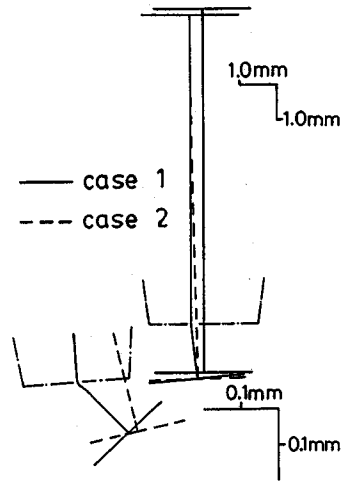


図-14 補強後の主応力図 (ケース 1)



(1000 magnifications)

図-15. 面外変形図 (補強後)

ような板曲げ応力が局部的に生じている。補剛材切断部近傍の応力を重ね合わせの原理から分けると、面内曲げ応力は約 $+100 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であり板曲げ応力は $\pm 900 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。

図-13(b) には、横桁ウェブの水平断面に生じる応力をウェブの高さに沿って図示した。ケース 1 では、垂直補剛材切断部近傍のウェブの水平断面に、表面が圧縮応力、裏面が引張応力になるような板曲げ応力が局部的に約 $\pm 1400 \text{ kgf/cm}^2$ 程度発生している。このことから、水平断面に生じる板曲げ応力は垂直断面に生じる板曲げ応力よりも約 1.6 倍大きい。

さらに、補剛材切断部近傍と補強前のスカーラップ近傍での水平断面に生じる板曲げ応力を比較すると、補強後の補剛材切断部近傍の方が約 2.0 倍大きい。ケース 1 のように垂直補剛材が下フランジに接合されていない場

合では、補強前のケース 1 と同様に垂直補剛材切断部近傍のウェブが、比較的剛度の高い補剛材の先端部で局所的に押されるため、ウェブに局部的な面外二次応力が生じると考えられる。この様子は図-14 に示したウェブ裏面の主応力図および図-15 の面外変形図からも推察することができる。

一方、垂直補剛材が補修されて下フランジと接合されたケース 2 では、図-13(a) および図-13(b) の破線が示すように、面外力は上フランジだけでなく下フランジへも直接伝達され、上下のフランジの曲げ剛性で抵抗することができるため面外二次応力はほとんど生じていない。

(4) 補強後のクラック発生の可能性

(3) 節の考察から、補強後の横桁のウェブには、垂直補剛材切断部近傍で局部的な面外二次応力が生じている

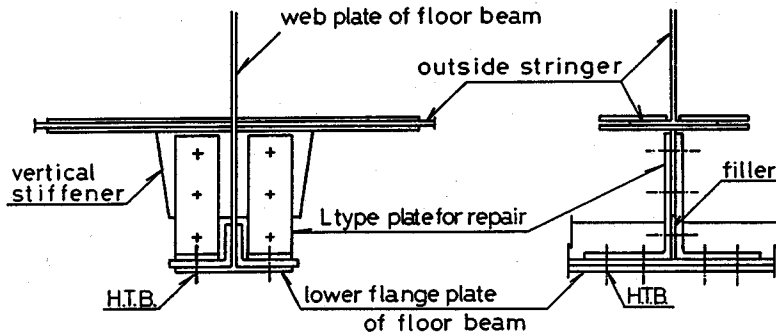


図-16 面外力に対する補修案の一例

が、これは、図-4 に示す補強前・後に行われた応力頻度測定結果とも一致している。

単位面外軸力差 (1×10^3 kgf) によりウェブ水平断面に生じる面外二次応力は、補強前のスカーラップ近傍の約 2.0 倍であった。さらに図-9 に示す隣接縦桁間軸力差の影響線図は、補強後が補強前に比べて約 1.3 ~ 1.7 倍の軸力差を生じることを示している。これらを考慮すると、T-20 荷重移動時の水平断面に生じる面外二次応力は、補強前のスカーラップ近傍の面外二次応力の約 3 倍となる。補強前にスカーラップ近傍の横桁ウェブに水平方向のクラックが生じていたことを考えると、同様の荷重下にある垂直補剛材切断部近傍の横桁ウェブにも、やはり早期に水平方向のクラックが生じる可能性の高いことをこの解析結果は示唆している。

4. 面外二次応力を低減するための構造上の留意点

以上の数値解析結果から、外側縦桁からの面外力を直接横桁の上・下フランジへ伝達できる構造であれば、横桁ウェブに局所的な面外二次応力を生じる可能性は少ないと考えられる。外側縦桁との連結部では、活荷重による横桁下フランジの引張曲げ応力は比較的小さいので、道示¹⁷⁾の規定を適用して垂直補剛材下端と横桁下フランジを溶接し、外側縦桁からの面外力を横桁の上下フランジに伝えることにより、横桁ウェブの局所的な面外二次応力を低減することができる。

一方、内側縦桁にはほとんど軸力が生じないので、垂直補剛材が横桁下フランジと接合されていなくても、縦桁からの面外力が原因でスカーラップ近傍の横桁ウェブにクラックが生じる可能性は小さいと考えられる。この部位では活荷重による横桁下フランジの引張曲げ応力が大きくなることから、垂直補剛材と下フランジの溶接を避けた昭和 30 年代中頃の設計思想は、内側縦桁と横桁の連結部の設計としても納得できる。

鉄道橋では疲労に対する取り組みの歴史が長く、縦桁

と横桁の連結部の設計に当たっての留意点や、連結部の構造詳細が示されている¹⁸⁾。したがって、鋼道路トラス橋の床組を設計する場合には、特に外側縦桁と横桁の連結部の構造詳細に鉄道橋の設計例を参考にするなどの注意を払う必要がある。

一方、補強材の添接等のために垂直補剛材と下フランジが接合されていない場合には、外側縦桁からの面外力を直接下フランジへ伝達できないので、横桁ウェブに局所的な面外二次応力が生じる。このような場合の補修対策の要点は、面外力を直接下フランジにも伝える構造とすることである。図-16 は、このような観点から描いた補修案の一例であるが、実施にあたっては、ボルトの配置等さらに検討が必要である。

5. まとめ

本研究で得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 鋼トラス橋では、横桁を介して連続している外側縦桁間に軸力差が存在し、この隣接縦桁間軸力差が横桁のウェブプレートに局所的な板曲げ応力（面外二次応力）を生じさせる主因である。
- 2) 外側縦桁が横桁に連結する部位において、垂直補剛材下端が溶接上の配慮から横桁下フランジと接合されていない場合には、外側縦桁からの面外力として作用する隣接縦桁間軸力差を直接下フランジへ伝達できないので、スカーラップ近傍の横桁ウェブプレートには局所的な面外二次応力が生じる。
- 3) 本解析事例の場合、垂直補剛材切断部近傍の横桁ウェブプレートは、比較的剛度の高い垂直補剛材で局所的に押されるため、ウェブプレートに局所的な面外二次応力が生じる。しかもその応力レベルは、外側縦桁下フランジの補強に伴う縦桁軸力の増加の影響も加わるため、補強前のスカーラップ近傍の面外二次応力の約 3 倍にも及ぶ。
- 4) 補強前のスカーラップ近傍の横桁ウェブプレートに水平方向のクラックが生じていた事実を考慮する

と、補強後の垂直補剛材切断部近傍の横桁ウェブプレートにも今後早期にクラックが生じる可能性の高いことを解析結果は示唆している。

- 5) 鋼道路トラス橋の床組について補修・補強を行う場合は、特に外側縦桁が横桁に連結する部位の構造詳細に注意を払い、外側縦桁からの面外力として作用する隣接縦桁間軸力差を直接横桁の上・下フランジへ伝える構造とすべきである。

6. あとがき

本研究は、外側縦桁が連結する横桁を立体薄板構造としてモデル化し、平面要素の立体的な接合を可能とする1節点6自由度の三角形板要素を用いて、横桁ウェブに生じる面外二次応力について数値解析を行ったものであり、同じ要素分割モデルでの解析結果の比較値は意味を有するが、解析の値(特にピーク値)は要素分割の影響を受けるので評価の扱いには注意を要する。

本解析事例は、補強工事の内容によっては根本的な解決にならない場合もあることを示しており、このことは補強設計に当たっての留意点となろう。

本文をまとめるにあたり、貴重なデータをお貸しいただいた千葉県土木部道路維持課並びに千葉県銚子土木事務所の各位に厚くお礼を申し上げます。また、数値計算環境をより良くしていただいた岩熊哲夫教授(東北大学工学部土木工学科)に心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 三木千壽・坂野昌弘・館石和雄・福岡良典：鋼橋の疲労損傷事例のデータベースの構築とその分析，土木学会論文集，第392号/I-9, pp.403-410, 1988.4.
- 2) 名取暢・浅岡敏明・稲田育朗：鋼橋の補修・補強，横河ブリッジ技報，No.21, pp.63-90, 1992.1.
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所編：鋼構造物補修・補強・改造の手引き，1992.7.

- 4) Masuda, N., Miki, C., Kashiwagi, H. and Kaidoh, H.: Analyses of sway bracing members in composite-girder bridges, *Proc. of JSCE*, No.386/I-8, pp.115-124, 1987.10.
- 5) 増田陳紀・三木千壽・西脇威夫・皆川勝：合成I桁橋の対傾構部材力に及ぼす床版損傷補修対策の影響，構造工学論文集，Vol.34A, pp.375-383, 1988.3.
- 6) 大倉一郎・指吸政男・平野浩：プレートガーダー橋の横桁連結部の局部応力と橋の3次元挙動の関係，構造工学論文集，Vol.33A, pp.373-382, 1987.3.
- 7) Okura, I., Takigawa, H. and Fukumoto, Y.: Structural parameters governing fatigue cracking in highway bridges, *Proc. of JSCE*, No.410/I-12, pp.253-256, 1989.10.
- 8) (社) 日本鋼構造協会編：鋼構造物の疲労設計指針・同解説(資料編)，技報堂出版，pp.292-294, 1993.4.
- 9) (財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)，丸善，pp.176-179, 1992.10.
- 10) 千葉県銚子土木事務所：県単道路調査委託(応力頻度調査)報告書，1990.
- 11) 佐藤恒明・倉西茂：床組が補強された鋼トラス橋の応力・変位挙動，構造工学論文集，Vol.39A, pp.981-988, 1993.3.
- 12) 中井博・北田俊行・明橋克良・矢野直樹：曲線I桁橋構造詳細部の局部応力挙動に関する静的載荷実験，構造工学論文集，Vol.37A, pp.1211-1222, 1991.3.
- 13) 吉田裕・雨宮栄一郎・増田陳紀：立体構造解析のための薄板有限要素，土木学会論文集，第211号，pp.19-28, 1973.3.
- 14) (社) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説(I 共通編)，丸善，pp.10-11, 1990.2.
- 15) 三木千壽・杉本一朗・宮崎早苗・森 猛：鋼道路橋の疲労照査のための荷重に関する研究，構造工学論文集，Vol.36A, pp.975-984, 1990.3.
- 16) 三木千壽・館石和雄・杉本一朗：道路橋の疲労照査のための活荷重に関する一考察，土木学会論文集，No.432/I-16, pp.63-68, 1991.7.
- 17) (社) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説(II 鋼橋編)，丸善，pp.254-255, 1990.2.
- 18) (財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)，丸善，pp.216-217, 1992.10.

(1993. 8. 4 受付)

NUMERICAL INVESTIGATION OF OUT-OF-PLANE SECONDARY STRESS IN THE WEB OF FLOOR BEAM OF STEEL TRUSS BRIDGE

Tsuneaki SATOH, Shigeru KURANISHI and Masatoshi NAKAZAWA

Recently, it is reported that horizontal cracks have been found in web plates just under the vertical stiffeners which are placed in the crossings of the intermediate floor beams and outside stringers of a steel truss bridge. This cause is investigated by focusing on the occurrence of out-of-plane secondary stress due to the difference of axial thrust between the stringers using the numerical analysis, and it is pointed out that a present rehabilitated case for this damage probably can not prevent the relapse of fatigue crack. Finally, some suggestions to decrease the out-of-plane secondary stress in the web plate of floor beam are described.