

少数主桁橋の横桁取付構造に関する実験検討

高橋昭一¹・橋吉宏²・志村勉³・森下弘行⁴・伊藤博章⁵・三木千壽⁶

¹日本道路公団北海道支建設部構造技術課 (〒060 札幌市中央区北4条西5-1-3)

²正会員 博士 (工学) 川田工業(株)橋梁事業部東京技術部 (〒114 東京都北区滝野川1-3-11)

³正会員 川田工業(株)橋梁事業部開発営業部 (〒114 東京都北区滝野川1-3-11)

⁴正会員 川田工業(株)橋梁事業部東京技術部 (〒114 東京都北区滝野川1-3-11)

⁵正会員 川田工業(株)橋梁事業部東京技術部 (〒114 東京都北区滝野川1-3-11)

⁶フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

高速道路橋としてわが国初の本格的なPC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」では、種々の解析および実験的検討から、プレッシングシステムとして横桁のみの構造を選定している。横桁については、主桁への取付構造の構造詳細が疲労強度に大きく影響することや、床版施工を考慮して横桁を配置していることから、疲労に加え架設時の安全性を確保できる横桁取付構造が必要であった。横桁取付構造の検討にあたり、内外の調査から、三角リブプレートを用いた接合、コネクションプレートによる接合、スプリット・ティー接合、エンドプレート接合が候補案として考えられた。本文は、これらの候補案から実橋に採用する構造を決定するために実施した、実物大部分模型による載荷試験の結果および考察について報告する。

Key Words : rationalized girder bridge, diaphragm, connections, details, loading test

1. はじめに

広幅員のコンクリート床版を鋼2主桁橋で支持する橋梁形式は、欧米などではさほど珍しい形式ではない。わが国でも昭和30年代から昭和40年代前半にかけて、2主桁橋や3主桁橋の少数主桁橋が建設された年代があった。しかし、昭和40年代半ばからRC床版の損傷が多く報告されるようになり、昭和48年の道路橋示方書では床版に対する規定が改定され、それに対応して標準設計の床版支間は3.85mから3.00m、床版厚は18cmから23cmに変更された。この頃を境にわが国では、床版の設計モーメントの低減や維持補修の観点から、多主桁で床版と鋼桁が非合成構造の橋梁へと向かった。

この流れはヨーロッパとは逆であった。耐久性の高いプレストレストコンクリート(以下PCと略す)床版の鋼桁への適用が1960年代から行われ、また、防水層の設置が常識化され、床版を半永久的な構造部材として捉えているヨーロッパでは、現在、競争力のある構造として少数主桁の合成桁橋が一般的になっている。最近、わが国で再び少数主桁が注目されるようになったのは、この経済性であり、主桁本数を少なくすることにより、鋼重の減少に加えて部材数や溶接延長の低減ができ、また製作工数の低減や現場作業の効率化が図れることにより、PC床版採用によるコストアップ分を考慮しても、全体として経済的となるからで

ある¹⁾。このような経済性から、日本道路公団・北海道縦貫自動車道「ホロナイ川橋」(2径間連続非合成桁橋、橋長107.0m、径間割2@53.0m、耐候性鋼材使用)は、高速道路橋として初めて本格的な2主桁形式が採用された橋梁であり、今後の道路公団における少数主桁形式の試験施工を兼ねる橋梁である。

少数主桁橋を設計するにあたり、大きな検討課題となったのはプレッシングシステムである。ヨーロッパの道路橋の例では、1960年代のドイツのアウトバーンにみられる対傾構のみとした構造例や、最近のフランスにおけるH形鋼を用いた横桁のみとした構造例のように、対傾構あるいは横桁のみとする構造が一般的である^{2)~6)}。省力化の観点からは横構を省略することが望ましいが、地震や風など水平荷重についてはわが国とヨーロッパでは異なるため、ホロナイ川橋では水平荷重に対する安全性をFEM立体解析により確認を行い、横桁のみの構造を選定した⁷⁾。このような少数主桁橋の主構造には、疲労を含めた十分な安全性の確保が要求された。特に、主桁と横桁の取付構造は構造詳細が疲労強度に大きく影響するため^{8),9)}、疲労に強い構造を選定する必要があった。また、床版施工を考慮した横桁配置としているため、架設時の安全性を確保できる横桁取付構造が必要であった。

横桁取付構造として、わが国や海外の事例調査^{2)~6),10)}に加え設計および製作性を考慮した結果、フランスで一般的な接合構造であるT型の垂直補剛

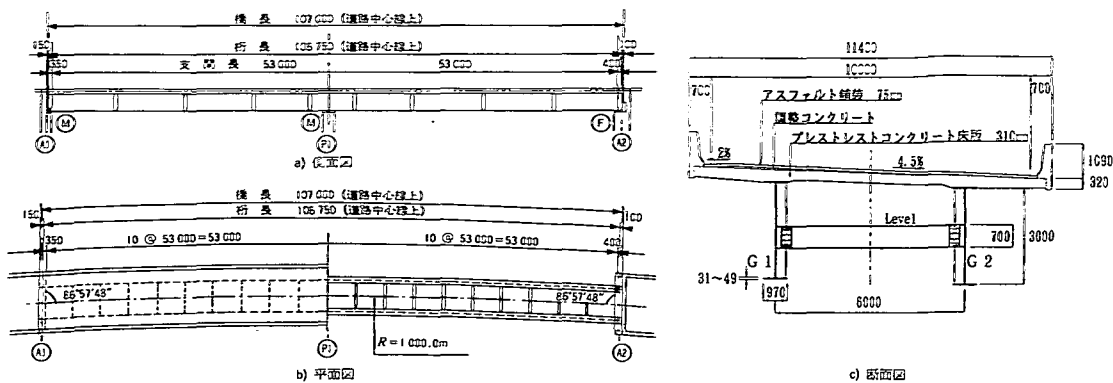


図-1 ホロナイ川橋の一般図

材に三角リブプレートを介して接合する方法，わが国で一般的に用いられる主桁ウェブにコネクションプレートを溶接して接合する方法，疲労に対して有利である高力ボルト引張接合による方法が，少数主桁橋の横桁取付構造の候補案として考えられた。このなかで高力ボルト引張接合は短締め形式で，米国で一般的なスプリット・ティー接合により主桁ウェブに横桁を接合する方法と，建築分野で開発が進められているエンドプレート接合により T 型の垂直補剛材に接合する方法の 2 つの案が考えられた。

これらの候補案とした上記 4 タイプの構造に対して，力の流れおよび応力集中を把握するために，実物大の模型を製作して静的載荷試験を実施した¹¹⁾。実物大の模型としたのは，縮小モデルでは高力ボルト引張接合の設計を行ううえで重要な要因である反力係数の評価が難しいことに加え，FEM による解析では溶接やボルト接合近傍の局部応力の把握が困難と判断されたためである。本文は，これらの載荷試験から，上記の取付構造の少数主桁橋への適用性について考察を行った結果について報告するものである。

2. 横桁の設計モーメントと少数主桁橋の挙動

本文における横桁取付構造は少数主桁橋を対象としているが，2 主桁橋ホロナイ川橋への適用を第一に考え，考察を行うことにする。図-1 に，対象とした 2 主桁橋ホロナイ川橋の断面図および平面図を示す。本章では，載荷試験時の外力設定を目的として，横桁に作用する設計モーメントと少数主桁橋の基本的な挙動について説明する。

(1) 横桁の設計モーメント

本橋は非合成桁橋として設計されたため，主構造に

ついては床版剛性を考慮しない構造系のもとで設計される。I 桁の設計における断面力の算出は，慣用的に，せん断力，曲げモーメント，ねじりモーメントの 3 成分を自由度にした平面格子解析により行われる。この解析において，床版剛性を無視しているため橋軸直角方向の荷重の伝達は横桁のみとなり，ホロナイ川橋では曲線桁であるために，横桁にはせん断力と曲げモーメントが発生する解析結果となる。

また，半径 $R=1000\text{ m}$ の曲線桁であるために，鉛直荷重が作用すると主桁下フランジに水平力が働く。横構を省略して横桁のみの構造とした本橋の場合では，この水平力に対して，断面がラーメン構造として耐えるように横桁を設計する必要がある。したがって，本橋の場合は死荷重と活荷重による横桁の設計曲げモーメントは，上記の平面格子解析と水平力に対する断面のラーメン解析の結果を重ね合わせて求められ， $35.82\text{ tonf}\cdot\text{m}$ であった。

またさらに本橋では，移動型枠を用いた床版施工法を採用し，施工時には床版支間部の型枠は横桁で直接に支持される構造としている¹²⁾。そこで，横桁の設計には架設時に作用する断面力に対しても照査する必要があり，架設時の設計曲げモーメントは $35.86\text{ tonf}\cdot\text{m}$ であった。上記の死荷重および活荷重作用時の設計曲げモーメント $35.82\text{ tonf}\cdot\text{m}$ とはほぼ等しい結果であり，横桁および横桁位置の垂直補剛材の断面はこの設計曲げモーメントにより決定された。

(2) 開断面桁としての少数主桁橋の挙動

a) 断面内の変形により発生する 2 主桁橋の横桁応力

設計上は非合成桁であっても，一般に，実挙動としては床版と鋼桁とは一体となって挙動することが知られている。床版剛性を期待すると，横構のない 2 主桁

橋は開断面桁としての挙動を示し、断面にねじりモーメントを作用させても断面形状を保持した状態で回転変形し、2主桁橋の横桁には、断面内の変形としての主桁のたわみ差による断面力はほとんど生じない。著者らはFEM立体解析や1/2模型を用いた載荷試験から、この傾向を確認しており、別稿11)に示したFEM立体解析では、(社)日本鋼構造協会の鋼構造物の疲労設計指針・同解説を参考にした疲労照査用荷重T-60の載荷状態で、横桁に発生する応力はたかだか55 kgf/cm²程度であり、疲労照査に対して問題となる応力レベルではないことを報告している。

このように、開断面桁としての実際の挙動を考えると、非合成桁として算出された上述の活荷重作用時の横桁設計モーメントはかなり過大で安全側の評価である。ただし、架設時の設計曲げモーメントは、床版剛性がない状態で実際に横桁に作用する断面力を評価しているため、次章以下で説明する載荷試験においては、架設時の設計曲げモーメントに対応する荷重を載荷して検討を行う必要がある。

b) そりによる橋軸方向の変形

2主桁橋あるいは3主桁橋の断面にねじりモーメントが作用すると、上述した断面内の変形に加え、そりによる橋軸方向の変形を生じる。この変形はそり関数で表され、せん断中心を通る軸を中心に、橋軸方向に主桁が相対変形を生じる。横桁取付け部にはこの橋軸方向の主桁の相対変形の影響も受けるため、載荷試験では橋軸方向に対しても載荷を行うことにした。なお、主桁の相対変形により横桁にはねじれモーメントが作用するが、I断面の場合は純ねじれ剛性が小さいため、取付け部に発生する応力が無視できると考え、ねじれに対する載荷は行わなかった。

そりによる橋軸方向の変形は、2主桁橋の単純桁を対象にJutillaにより理論解が展開されており¹³⁾、載荷試験時の荷重レベルを設定する際の参考にできる。Jutillaによる理論解は、2主桁橋を対象に主桁ウェブ、主桁下フランジ、床版におけるつりあい条件と適合条件より外力と変形の関係式を導いたものである。ホロナイ川橋の断面で支間53mの単純桁を対象に、桁端の横桁取付け部に対して最も厳しい荷重条件として、支間中央に60 tfが片側主桁上に偏載された状態を想定し、この理論解に従うと、横桁の下フランジ位置での主桁間の相対変位は1.0 mmであった。この相対変位量を参考に、載荷試験では後述するように橋軸方向の荷重レベルを設定した。

c) 2主桁橋と3主桁橋の相違

横構のない3主桁橋の断面にねじりモーメントを作用させると、中央の主桁にはねじり剛性に対する寄与がほとんどないため、2主桁橋と3主桁橋は類似の挙

動を示し、断面形状を保持した状態で回転変形しようとする。ねじりモーメントに対する2主桁橋と3主桁橋の類似挙動に対し、2主桁橋と3主桁橋の相違は、鉛直荷重に対する格子分配の有無である。3主桁橋では格子分配を生じるため、横桁には断面力が発生し、活荷重による変動応力は2主桁橋より大きい。したがって、3主桁橋では疲労に対する横桁取付構造の工夫が2主桁橋より重要になる。この活荷重作用時の断面力については床版剛性や横桁配置条件によって異なるが、3主桁橋の横桁取付構造を検討する際にも、以下に示す試験結果が参考になるものと思われる。

3. 検討構造および模型

ここで検討対象とした横桁取付部の構造は、前述したようにT型の垂直補剛材に三角リブプレートを紹介して接合する方法、主桁ウェブにコネクションプレートと溶接して接合する方法、スプリット・ティー接合により主桁ウェブに横桁を接合する方法、エンドプレート接合によりT型の垂直補剛材に接合する方法であり、これらの接合部の概要を図-2に、模型を図-3~6に示す。なお、実橋における垂直補剛材および主桁ウェブの材質はSMA 490 BWであり、許容応力度は2100 kgf/cm²、降伏点は3600 kgf/cm²である。また、横桁は材質はSMA 400 Wの建築資材用のH形鋼を用い、フランジの許容曲げ圧縮応力度は固定点間距離を主桁間隔として932 kgf/cm²となり、模型でも同等の強度の鋼材を用いた。

また、本試験で検討対象とした構造に、垂直補剛材と主桁下フランジとを接合しない構造も含めた。これは、直橋を想定した構造検討であり、コネクションプレートにより接合した模型に対して載荷試験を実施した。本橋のような曲線桁では、鉛直方向の荷重により主桁下フランジには水平方向の荷重が作用するため、水平方向の荷重に抵抗するには、横桁位置の垂直補剛材と主桁下フランジとは溶接する必要がある。道路橋示方書でも、曲線桁と折線桁に対しては、横桁あるいは対傾構位置の垂直補剛材と引張フランジとは溶接することを規定しているが、直橋では溶接をしない構造としている。疲労の観点からは溶接しない方が望ましく、ここでは直橋を想定した場合を対象に、垂直補剛材と下フランジを切断した構造に対しても検討を行った。

以下に、検討対象とした横桁取付構造の概要を示す。なお、設計計算では、取付部を剛結として取り扱った。

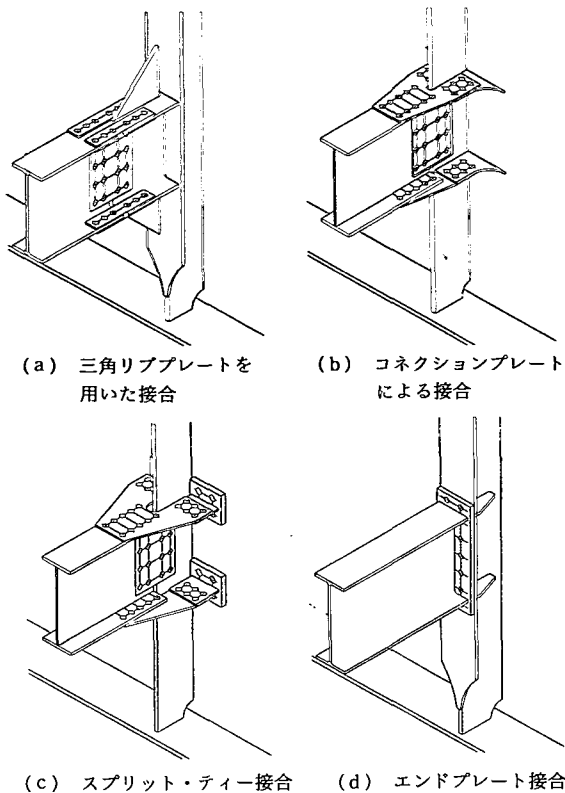


図-2 接合部の概要

(1) 三角リブプレートを用いた接合

T型の垂直補剛材に三角リブプレートを用いた接合構造として、主桁のそりに伴う橋軸方向の変形を逃がす構造と拘束する構造がある¹⁴⁾。変形を逃がす構造と拘束する構造の相違はT型の垂直補剛材に主桁ウェブまで延長した控え材の有無であり、ここでは図-3に示したように、疲労損傷の要因である溶接部をなるべく少なくする目的で、控え材のない変形を逃がす構造を採用した。この構造において、垂直補剛材と主桁下フランジとが接する場所における応力集中を小さくする工夫として、T型の垂直補剛材フランジにはゆるやかな曲線をつけ、さらに、このフランジにつけた曲線の端部と垂直補剛材ウェブとの交差部は止端仕上げを行った。

T型の垂直補剛材としては、ビルトアップにより製作する方法とCT型钢を用いる方法が考えられた。一般に、形鋼ではフランジとウェブの交差部のじん性値が低く、この部分に変動応力が加わると疲労損傷を生じやすいことが知られている¹⁵⁾。この形鋼の使用については応力レベルの議論が必要になるが、この交差部における疲労強度に関する十分なデータがなく、疲

勞に対してより有利な構造を選定したいとの観点から、ここではビルトアップにより製作する方法を採用した。

(2) コネクションプレートによる接合

図-4に示したウェブにコネクションプレートを溶接して接合する構造は、わが国でも一般的に用いられている構造である。この構造では、コネクションプレート止端部で主桁の曲げにより発生するウェブ応力が局部的に大きくなる傾向があり¹⁶⁾、この応力集中を緩和するためにコネクションプレートに $R=150\text{ mm}$ の曲線を付けて止端部を仕上げた。また、コネクションプレートと垂直補剛材とは、横桁のフランジに発生する力が直接伝達できるように溶接した。

なお、上述したように、この接合構造に対して垂直補剛材と主桁下フランジとを接合しない構造についても検討を行った。

(3) スプリット・ティー接合

図-5, 6に示した引張ボルト接合は、溶接がないため疲労に対して有利な構造であり、製作についても省力化を図ることが期待できる構造である。

一般に引張ボルト接合では、てこ作用によりボルトには局部変形による軸力の増分を生じ、引張接合ではボルト自体の破断荷重よりも低い外力でボルトは破断する。ここで、与えた外力 P に対するてこ作用による軸力増分 R の比 R/P は、「てこ反力係数」とよばれる。このてこ反力係数は、接合される鋼板の剛性やボルト配置など多くの影響を受けるため、その見積りが難しく多くの研究者によって提案されているのが現状である¹⁷⁾。本設計では、日本鋼構造協会の橋梁用高力ボルト引張接合指針(案)(以下JSSC設計指針(案)と略す)によって設計を行った。JSSC設計指針(案)に従った引張接合の設計では、てこ作用を考慮した降伏荷重 P_y を求め、ボルト一本あたりの許容外力 P_0 は、 P_y を安全率 $\nu=1.7$ で割った値で定義される。

図-5に示したスプリット・ティー接合では、コネクションプレートをウェブに貫通させたボルトにより引張接合を行っている。使用したボルトは、主桁のフランジおよびウェブに使用するボルトを、品質管理上のメリットから全て統一してM24, F10Tとした。また、試験ではボルトの本数の影響を調べるために、模型の一方の接合として 2×2 列=4本、もう一方を 2×3 列=6本で接合を行った。ボルトの導入軸力管理は、設計導入軸力23.8tfに対して $\pm 10\%$ で軸力管理を行い、軸力はボルトに貼り付けたひずみゲージにより計測した。なお、この構造では溶接がないことが特徴であり、コネクションプレートと垂直補剛材とは溶

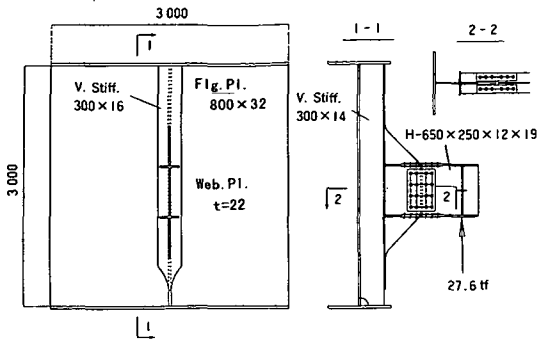


図-3 三角リブプレートを用いた接合

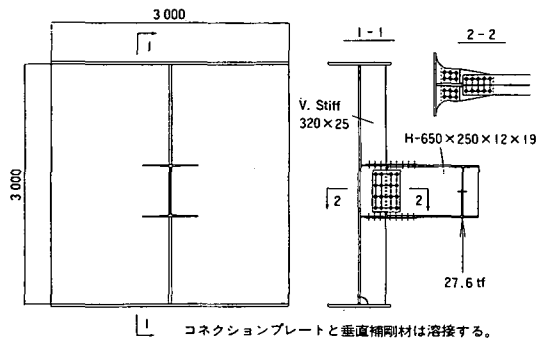


図-4 コネクションプレートによる接合

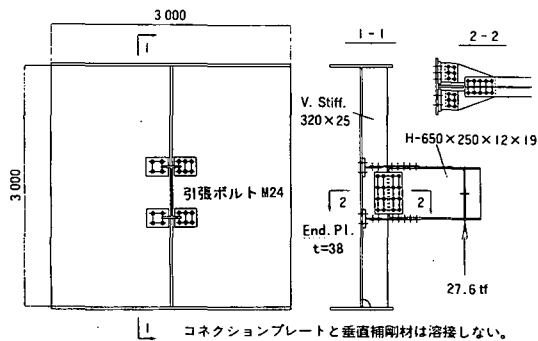


図-5 スプリット・ティー接合

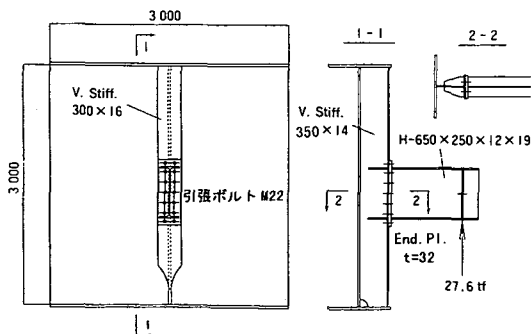


図-6 エンドプレート接合

接していない。引張ボルトの設計に際し、エンドプレート厚さは 38 mm を使用し、てこ反力係数は破断ボルト軸力時で 0.238、降伏ボルト軸力時で 0.288 であった。なお、JSSC 設計指針(案)では裏当て板の必要性については触れられていないため、裏当て板の効果を検討するために、 $t=9$, 22 mm の裏当て鋼板を用意して載荷試験を実施した。

(4) エンドプレート接合

図-6 に示したエンドプレート接合は、T 型の垂直補剛材にエンドプレートによりボルト引張接合を行った構造である。T 型の垂直補剛材は、三角リブプレートを用いた接合方法と同様な構造にしたが、横行フランジ位置には控え材を設けた。

エンドプレート接合による設計方法では、エンドプレート全体が剛体変形すると仮定する方法と、横行フランジ両側一列のみのボルトが有効として、この部分のエンドプレートをスプリット・ティー接合に置換して設計する方法がある。JSSC 設計指針(案)では後者の設計方法によっている。この設計指針に従えば、垂直補剛材のフランジ厚さ 16 mm に対してエンドプレートの厚さは 32 mm とかなり剛な板厚となり、この時のてこ反力係数は、破断ボルト軸力時で 0.066、降伏ボルト軸力時で 0.083 であった。なお、使用したボルトは、横行の連結に使用するボルトを品質管理上のメリットから全て統一して M 22, F 10 T とした。ボルトの導入軸力管理は、スプリット・ティー接合同様にボルトに貼り付けたひずみゲージによって行い、設計導入軸力 20.5 tf に対して $\pm 10\%$ で軸力管理を行った。

4. 載荷試験

(1) 載荷方法

載荷は、図-7 に示すように鉛直方向および橋軸方向について行った。なお、模型の支持条件は、模型の四隅の上下フランジをボルトで固定した。

a) 鉛直方向載荷

載荷荷重は、設計モーメント 35.9 tfm に相当する荷重 $P=27.6$ tf (アーム長さ 1.3 m, $27.6 \times 1.3 = 35.9$ tfm) を載荷した。上述したように、床版架設時にはこの設計モーメントが作用するが、せん断力については、設計値より約 30% 大きく、実橋よりきびしい条件である。一方、変動応力については、上述したようにホロナイ川橋ではわずかである。

b) 橋軸方向載荷

横行取付部には、そりによる橋軸方向変形にともなった 2 次応力が発生する。ここでは、上述したよう

に、横桁取付部に対して厳しい条件として予測された相対変位 1.0 mm に対する横桁取付部のモーメントを考慮して、橋軸方向荷重のレベルを決定した。

ここで、本橋における補剛材は橋軸方向の変形を拘束しないように配慮した構造としているが、橋軸方向の荷重レベルを算定するにあたっては固定と考えた。相対変位 1.0 mm に対応する固定端モーメントは $M = 6EI\delta/l^2$ で計算でき 0.17 tonf・m であり、対応する横桁フランジ応力は 42 kgf/cm² であった。ここに、 E はヤング率、 I は横桁の鉛直軸まわりの断面 2 次モーメント、 l は床版支間、 δ は相対変位である。対応する橋軸方向の力は 0.13 tf になるが、載荷荷重は測定精度の関係から $P = 1.00$ tf まで載荷した。

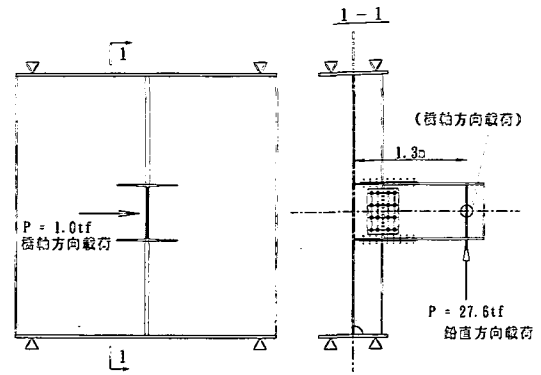


図-7 載荷方法

(2) 三角リブプレートを用いた接合

図-8, 9 に主応力計測結果を示す。以下に示す応力値は、比較的大きな値が計測されたひずみゲージの計測結果から求めたものである。

a) 鉛直載荷時の主応力

図-8 に鉛直載荷時の主応力計測結果を示す。三角リブプレートを通して応力が垂直補剛材に流れるようすが示されており、最大主応力が 600~800 kgf/cm² 程度であるが、リブ端部で応力が集中し 1248 kgf/cm² の最大主応力が測定された。また、スカラップ部周辺にも局所的な応力集中が生じており、垂直補剛材部で 631 kgf/cm²、主桁ウェブで 498 kgf/cm² であった。

b) 橋軸方向載荷時の主応力

図-9 に橋軸方向載荷時の主応力計測結果を示す。大きな応力が計測された場所は、垂直補剛材の横桁フランジとの交差部、垂直補剛材の主桁下フランジとの交差部であった。応力は、横桁のフランジから垂直補剛材に流れ、三角リブプレートにはほとんど応力が流れなかった。この構造では、控え材を設けずに変形を逃がす構造として設計を進めたにもかかわらず、橋軸方向の変形は垂直補剛材の主桁下フランジとの交差部で拘束されるため、この部分で応力集中が生じた。この構造では、リブを追加するなどして変形を拘束する構造も考えられ、さらなる改善も期待できるディテールであると言える。

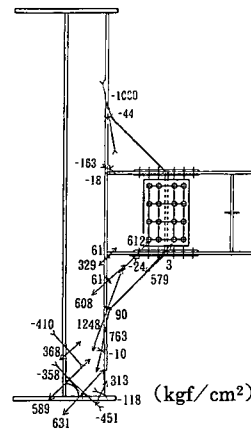


図-8 主応力図

(鉛直載荷 $P = 27.6$ tf)

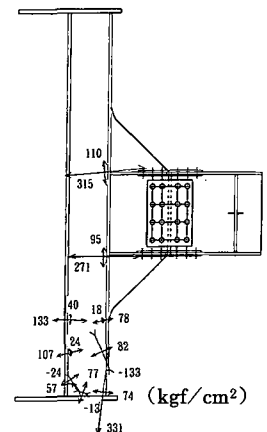


図-9 主応力図

(橋軸方向載荷 $P = 0.13$ tf 換算)

b) 垂直補剛材切断後の鉛直載荷時の主応力

垂直補剛材切断後の鉛直載荷時の、主応力計測結果を図-11 に示す。図-10 と比較すると、垂直補剛材の横桁フランジが交差する場所の応力値はほぼ同じであるが、スカラップ部の応力に大きな差があり、垂直補剛材を接合しない構造ではこの部分の垂直補剛材および主桁ウェブで、架設時の許容応力度の割増しを考慮してもはるか大きい降伏応力度に近い値が測定された。これは、垂直補剛材を切断することによりこの部分はヒンジとして働こうとするが、この場合、ヒンジとしての変形性能や下フランジへの応力伝達性に対して、剛性が急変する垂直補剛材端部で応力集中が生じたものと考えられた。この応力集中については、下フランジによるねじれの拘束すなわち、模型の-spanと下フランジのねじれ剛性に関係することが推測されるが、下フランジのねじれ剛性が模型は実橋に比べ約 2.6 倍小さいことを考慮すると、ここで計測された応

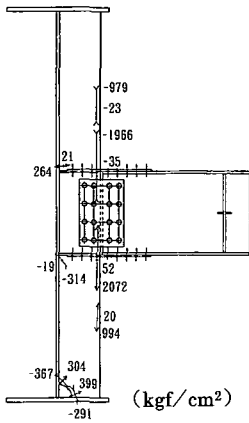


図-10 主応力図 (鉛直載荷 $P=27.6\text{ tf}$)

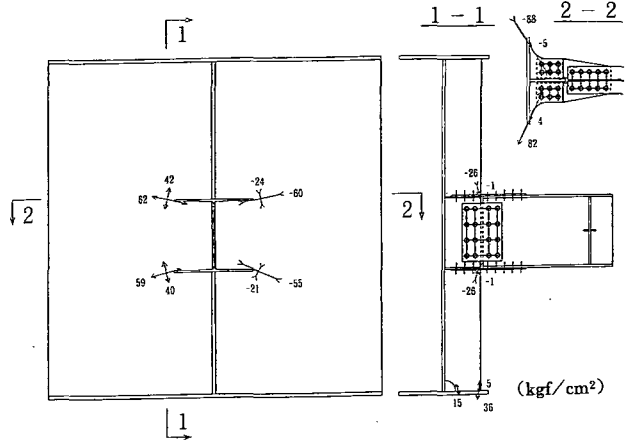


図-12 主応力図 (橋軸方向載荷 $P=0.13\text{ tf}$ 換算)

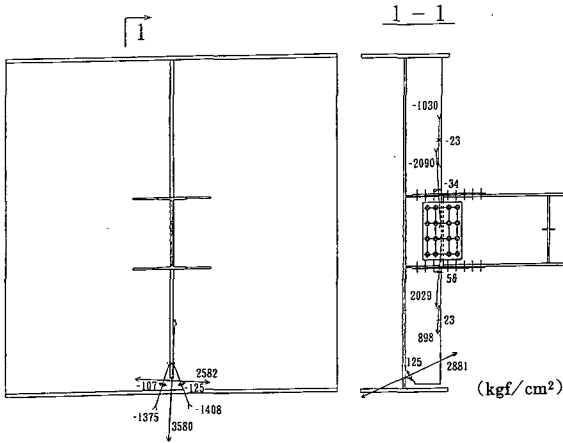


図-11 主応力図 (鉛直載荷 切断後 $P=27.6\text{ tf}$)

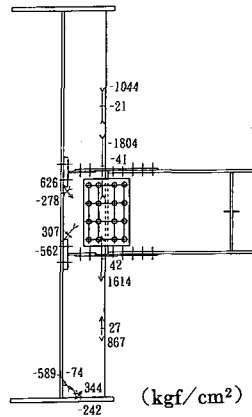


図-13 主応力図 (鉛直載荷 $P=27.6\text{ tf}$)

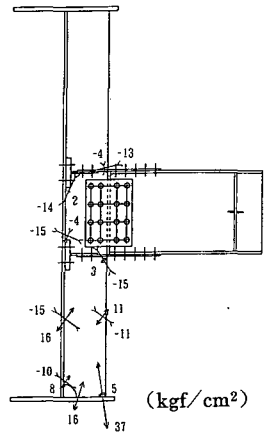


図-14 主応力図 (橋軸方向載荷 $P=0.13\text{ tf}$ 換算)

カレベルが、本橋の床版施工法を採れば実橋でも発生する可能性があると考えられた。また、曲線半径の程度にもよるが、前述したように曲線桁に対する道路橋示方書の規定に従うと、垂直補剛材を切断した構造は本橋では適用することができないものと考えられた。

c) 橋軸方向載荷時の主応力

図-12に橋軸方向載荷時の主応力図を示す。上述したようにここで示した応力値は、比較的大きな値が計測されたひずみゲージの計測結果であり、力の流れは横桁のフランジから主桁ウェブへと流れることがわかる。したがって、垂直補剛材に流れる応力は小さく、三角リブを用いた接合のように、垂直補剛材の主桁下フランジとの交差部に大きな応力が発生することはなく、T型の垂直補剛材に比べると、局部変形にともなう応力集中の影響が小さい構造であると言えた。

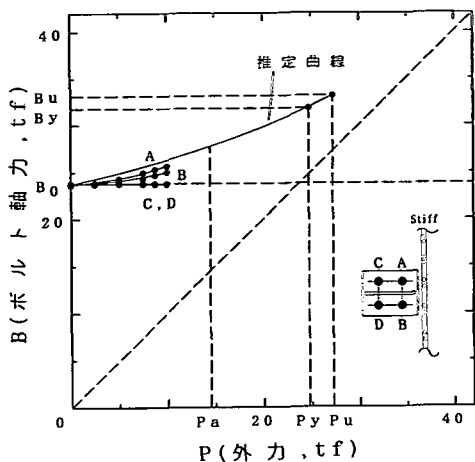
(4) スプリット・ティー接合

a) 鉛直・橋軸方向載荷時の主応力

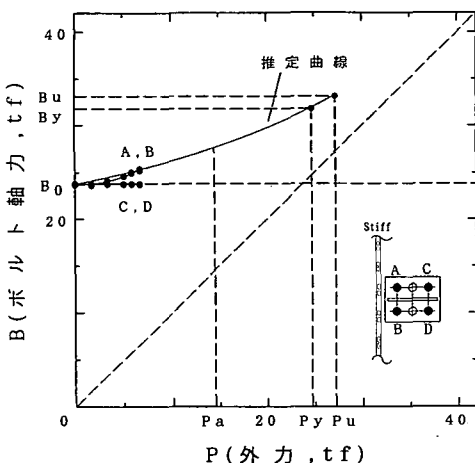
図-13に鉛直載荷、図-14に橋軸方向載荷を行った主応力計測結果を示す。これらの応力は、コネクションプレートによる接合同様な力の流れであり、以下に、鉛直載荷時の高力ボルト引張接合に対する考察を行う。

b) ボルトの軸力変化とてこ反力係数

図-15に、ボルト列数が2列と3列について、それぞれ計測されたボルト軸力値 B とボルト一本あたりに作用する外力 P との関係を示す。ここで、ボルト一本あたりの外力 P は、継手に作用する引張力をボルト本数で割った値とした。コネクションプレートに貼り付けたゲージの計測結果からは、ボルト一本



(a) ボルト2列



(b) ボルト3列

図-15 ボルト軸力の変化 (スプリット・ティー接合)

あたりに作用する外力は荷重分配が内側のボルトに偏る傾向であったが、JSSC設計指針(案)による設計値と対応させるために上記のように計測結果を整理した。また、設計ではボルト破断時と降伏時のてこ反力係数、すなわち、破断時と降伏時のボルト軸力 B_u 、 B_y 、および、破断時と降伏時の外力 P_u 、 P_y の関係が求められているため、ここではこの2つの点と導入軸力を結んだ曲線を設計時のボルト軸力と作用外力の推定曲線と定義し、実測値との比較を行うことにした。

これらの図から、軸力の変化がみられるのは垂直補剛材をはさんだ内側のボルトであり、外側のボルトの軸力はほとんど変化しなかった。これは、図-16に示すように、主桁ウェブの版剛性が小さいために、主桁ウェブがエンドプレートに引張られるように変形す

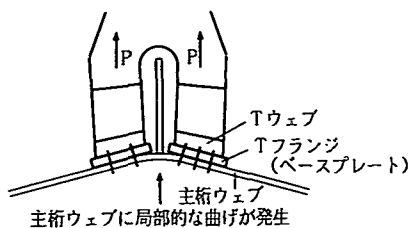


図-16 推定された変形 (スプリット・ティー接合)

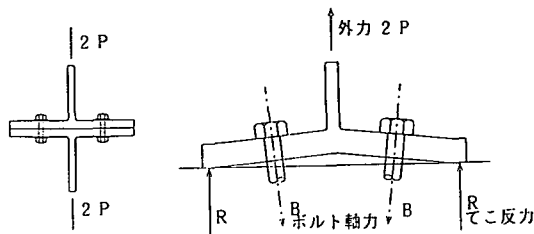


図-17 てこ作用による接合部の局部変形¹⁷⁾

るためであると推測された。この局部変形による軸力の増加は、ボルト列数が2列よりも3列のほうが若干大きい結果であった。広い意味では、このような挙動もてこ作用と考えることができるが、JSSC設計指針(案)によるてこ反力係数は図-17に示した構造において推定されたものであり、本構造への適用は範囲外であると思われた。

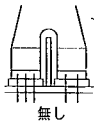
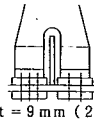
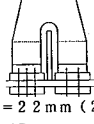
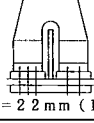
この継手の安全性については、試験でてこ作用によるボルト軸力の増加が観測されたのは一部のボルトであり、設計荷重作用時にボルト軸力は降伏軸力を超えることがなく、継手自体は安全であることが確かめられたと言える。ここで、てこ反力係数の推定法が適用範囲外と思われるものの、設計における推定曲線と軸力変化の大きいボルトの実測値との比較を行うと、ボルト列数が3列ではこれ以上の荷重を作用させれば推定曲線を超えることは明らかである。一方、ボルト列数が2列では実測値は推定曲線とほぼ並行になり、2列配置は設計における安全率を確保しているものと考えられた。したがって、効率性から2列配置の方が有利であると言えた。

c) 裏当て板の有無による影響

図-16に示した挙動によると、主桁ウェブには局部的な曲げ変形が生じ応力が発生する。スプリット・ティー接合の場合は、ボルトおよびTフランジに対する安全性に加え、引張ボルトが取り付けられる板に対しても安全性を検討する必要がある。

表-1は裏当て板の相違と、設計荷重作用時に主桁ウェブに生じた局部応力である。ここで、裏当て板を

表一 裏当て板の相違による主桁ウェブの局部応力

裏当て板	鉛直方向 応力度 (kgf/cm ²)	橋軸方向 応力度 (kgf/cm ²)	備考
無し	-599 (1.00)	1533 (1.00)	 無し
t=9mm(2枚)	-554 (0.92)	1449 (0.95)	 t = 9 mm (2枚)
t=22mm(2枚)	-508 (0.85)	1231 (0.80)	 t = 22 mm (2枚)
t=22mm(1枚)※	-311 (0.59)	995 (0.65)	 t = 22 mm (1枚)

()内は裏当て板無しに対する比率である。

※裏当て板が1枚の物に関しては、裏当て板中央の計測ひずみによるものである。

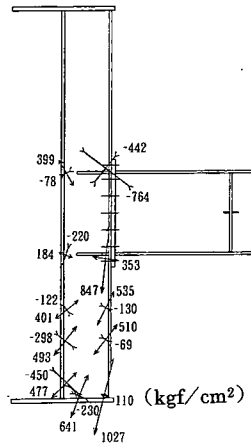
1枚ものにした場合では主桁ウェブに直接ゲージを貼ることができなかつたため、裏当て板の応力で計測した結果であり参考値であり、直接比較することはできない。これらの結果から、裏当て板を剛にすれば主桁ウェブの局部的な曲げ応力は小さくなるが、裏当てなしに比べ裏当て板の板厚 $t=22\text{ mm}$ の場合で20%程度の減少であり、期待したほど大きく減少することはなかった。この主桁ウェブに生じる局部的な板曲げ応力については、架設時の主桁作用による応力と橋軸方向の局部応力を重ね合わせて評価しても、いずれの場合も許容応力度の 2100 kgf/cm^2 を超えなかった。また、ここでは示していないが、裏当て板を相違させてもボルト軸力の変化は全てのボルトでほとんど同じであった。

これらの結果から、スプリット・ティー接合では、ボルトを2列配置した方が効率的であり、設計における安全率を確保できることがわかった。また、裏当て板を相違させても挙動はほとんど変わらないことが確かめられ、裏当て板がない状態でも適用できることがわかった。

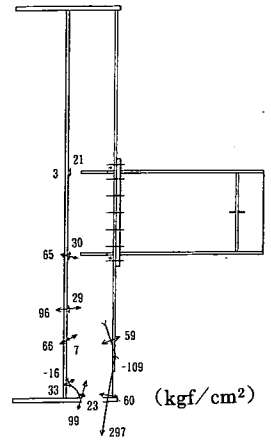
(5) エンドプレート接合

a) 鉛直・橋軸方向載荷時の主応力

図一18に鉛直載荷、図一19に橋軸方向載荷を行っ



図一18 主応力図
(鉛直載荷 $P=27.6\text{ tf}$)



図一19 主応力図
(橋軸方向載荷 $P=0.13\text{ tf}$ 換算)

た主応力計測結果を示す。鉛直載荷については、スラップ周辺については三角リブプレートを用いた接合同様であるが、エンドプレート周辺については後述する引張側ボルトの軸力変化などの影響を受けている。一方、橋軸方向載荷については、三角リブプレートを用いた接合同様に垂直補剛材の主桁下フランジとの交差部に大きな応力が発生したが、それ以外は発生した応力は小さかった。以下に鉛直載荷時のボルト引張接合に対する考察を行う。

b) ボルトの軸力変化

図一20に鉛直載荷の設計荷重作用時に測定されたボルトの軸力変化を、また、図一21に、JSSC設計指針(案)にしたがってスプリット・ティー接合に置換した引張ボルトに作用する外力とボルト軸力の変化を示す。

図一20に示した測定結果から端部のボルトの軸力変化が大きく、Aのボルトで 7.1 tf の軸力増加が測定された。ここでAとBとで軸力が異なるのは、模型の製作精度の問題と考えられる。この時点で、降伏ボルト軸力の 27.3 tf を超えた。また、図一21に示した設計時の推定曲線に対して、測定値は推定値を大きく超えた。この時のエンドプレートの変形を観察すると図一22のような変形であり、図一17に示したてこ作用というよりは、引張域のエンドプレートが片持ちばりのように挙動する変形を示した。JSSC設計指針(案)のエンドプレート接合への適用における仮定がこのような変形を生じないことであり、また、設計荷重作用時にボルトの降伏軸力に至る過大な軸力変化が測定されたことから、この構造詳細は実橋には適用できないと言えた。

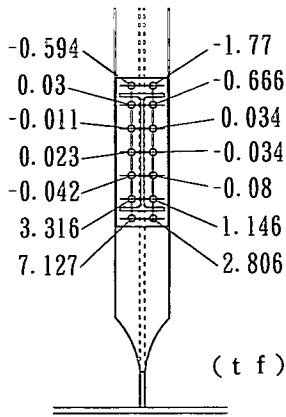


図-20 ボルト軸力の変化 (鉛直载荷 $P=27.6\text{ tf}$)

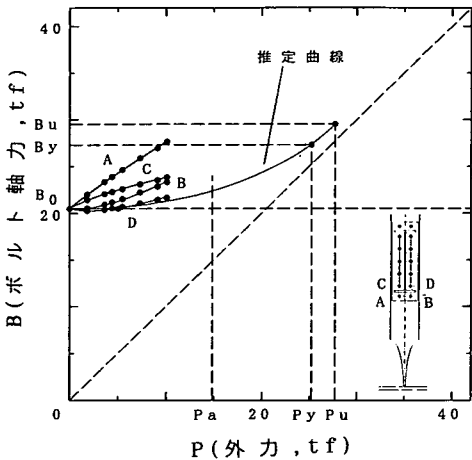


図-21 ボルト軸力の変化 (エンドプレート接合)

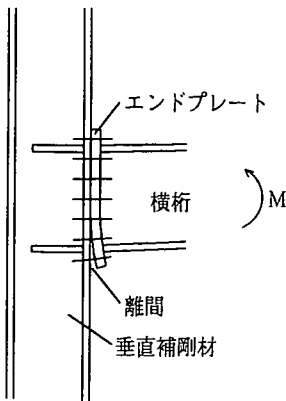


図-22 観察された変形挙動 (エンドプレート接合)

c) エンドプレートの板厚

上記の変形の原因の一つは、エンドプレートの板厚であると考えられる。JSSC 設計指針(案)によれば、エンドプレートの板厚はスプリット・ティー接合同様に T フランジの板厚として計算される。板厚の設定にあたっては、継手の剛性の確保と、高強度のボルトの有効利用を図るためボルトが降伏する以前に T フランジが全塑性モーメント状態に達しないように板厚が決められる。この結果、本来てこ作用を生じる柔軟な板として設計されるべきエンドプレートが、結果としてかなり厚くなり上記のような変形を生じたものと推測された。

文献 18) では、設計方法に対応するようなエンドプレートの板厚とボルトのバランスが重要であり、このバランス関係はエンドプレート接合自体が不静定次数が多いため難しいことが述べられている。エンドプレート接合では設計思想に対して構造が成り立つ範囲に限られるようであり、JSSC 設計指針(案)のフランジをスプリット・ティー接合として挙動すると仮定した設計方法を用いようとするれば、例えば、エンドプレートの板厚を薄くして、エンドプレートの全塑性モーメントから許容外力を設定する方法も考えられる。したがって、エンドプレートの板厚設定の範囲やボルト配置のバランス関係について再度見直す必要があるものと考えられる。

以上の結果から、エンドプレート接合の設計方法は今後の課題であり、横桁の接合に用いるにはさらなる研究が必要であると言えた。

5. まとめ

2 主桁橋を対象とした横桁取付構造として、4 種類のディテールを対象に実物大模型を用いた静的荷重試験を実施し、実橋への適用性について考察を行った。その結果は以下の通りである。

(1) 鉛直方向の設計荷重作用時に計測された応力度は、エンドプレート接合のボルト軸力を除いていずれも許容応力度以下であり、安全性が確保されていることが確かめられた。

(2) 橋軸方向の荷重では、いずれの構造も問題となる応力は計測されなかったが、本検討で対象とした T 型と平板の垂直補剛材を比較すると、後者の方が橋軸方向の変形に対する応力集中の影響が小さい構造であることがわかった。

(3) スプリット・ティー接合では、後述するようにてこ反力係数の推定式が適用範囲外ではあるものの、荷重試験の結果からは、対象とした構造は安全であることが確認された。また、ボルト 2 列と 3 列の比較を行

うと2列のほうが効率的であり、裏当て板の有無による挙動の変化は小さく、裏当て板がない状態でも実橋で適用できることがわかった。

(4)エンドプレート接合では、ボルトに過大な軸力の変化がみられ、設計荷重作用時でボルトの降伏軸力を超えたため、対象とした構造詳細の実橋への適用はできないと言えた。これは、エンドプレートの板厚とボルトのバランスに問題があるものと考えられた。

(5)横桁取付構造に引張ボルト接合を用いる場合、スプリット・ティー接合では主桁ウェブがエンドプレートに引張られるように変形し、エンドプレート接合ではエンドプレートの引張域が片持ちばりのように変形し、いずれも JSSC 設計指針(案)で仮定した変形と異なった。したがって、この指針(案)によるてこ反力係数の推定式の適用は、対象とした構造には範囲外であり、今後の検討が必要であると考えられた。

(6)垂直補剛材と下フランジを接合しない構造を検討した結果、鉛直方向の設計荷重を作用させた時、切断部に応力が集中し一部に降伏応力に近い応力が測定された。本橋では横桁を移動型枠の支持材としているため、ここで計測された応力レベルが実橋でも発生する可能性があり、この構造の適用はむずかしいと考えられた。

試験結果から、エンドプレート接合を除いては、ホロナイ川橋で適用可能であることがわかった。ここで適用可能と判断した3案を比較すると、三角リブプレートを用いた案が他の案に比べ製作性に劣ることや、主桁上フランジとT型垂直補剛材の交差部の施工性に若干の課題が残ったことから、実橋に採用する構造案としてコネクションプレートによる接合とスプリット・ティー接合の2案に絞られた。この2案の構造に対して、著者らは別稿11)で報告した1/2モデルによる疲労試験を行い、両構造とも疲労を含めた十分な安全性を有することを確認し、ホロナイ川橋では径間ごとに異なる構造を採用することに決定した。以下、本研究で残された課題を整理する。

引張ボルト接合に関する JSSC 設計指針(案)は、はりとはり、あるいははり柱など、同程度の剛性を有する部材相互の接合を対象としている。JSSC 設計指針(案)は、版剛性の小さい主桁ウェブと横桁との接合に対して適用範囲外であり、てこ作用によるプレートの変形やそれに伴うボルト軸力の変化などの基礎的な研究、および設計法の整備が今後の課題であると考えられた。

ホロナイ川橋では、非合成桁で考えるという前提のもとで横桁の設計を進めたが、より実際の挙動に近いように、少数主桁橋を床版剛性を期待した開断面桁すなわち合成桁として取り扱おうと、活荷重により横桁に

発生する断面力は小さくなる。ホロナイ川橋では適用ができないと判断されたエンドプレート接合や垂直補剛材と下フランジを接合しない構造ではあるが、活荷重により横桁に発生する実際の変動応力はわずかであることを考慮すると、プレキャスト床版による施工など床版の施工法によっては適用できる構造であると考えられる。

以上のように、設計上、非合成桁として横桁を取り扱うことは現実的ではなく、実挙動をふまえたうえで、設計上の取り扱いを整理すれば、より合理的な設計が可能になるものと考えられた。この議論は、補剛材の構造あるいは配置を検討する際にも同様であり、少数主桁橋のより合理的な設計法が、今後の課題であると考えられた。

参考文献

- 1) 高橋昭一, 志村勉, 橘吉宏, 水野浩: PC床版2主桁橋による合理化検討, 土木学会 第49回年次学術講演会講演概要集 I, pp. 268-269, 1994.
- 2) Brink, K., Hilbk, H. and Rossing, E.: Verbundbruck im Zuge der OW III a in Dortmund, Stahlbau, Vol. 60, H. 2, pp. 33-40, 1991.
- 3) Virlogeux, M.: Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (OTUR), Bulletin Ponts Metalliques, No. 15, 1992.
- 4) 高速道路調査会: 橋梁の単純化に関する調査検討報告書, 21世紀の橋梁技術検討小委員会, 1993.
- 5) 高速道路調査会: 平成5年度欧州橋梁調査団報告書, 1993.
- 6) 川田忠樹監修, 野村國勝, 梶川靖治編著: 複合構造橋梁, 技報堂出版, 1994.
- 7) 高橋昭一, 橘吉宏, 志村勉, 伊藤博章: 水平荷重に対する2主桁橋ホロナイ川橋の構造検討, 土木学会第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 19-24, 1995.
- 8) 西川和廣: 道路橋における疲労問題と補修・補強, 橋梁と基礎, Vol. 17, No. 8, pp. 19-23, 1983.
- 9) 三木千壽, Fisher, J. W.: 海外の橋梁における疲労問題と補修・補強, 橋梁と基礎, Vol. 17, No. 8, pp. 30-34, 1983.
- 10) たとえば日本鋼構造協会接合小委員会, 鋼材倶楽部編: 鋼構造接合資料集成(3)溶接接合(鋼橋), 技報堂出版, 1983.
- 11) 高橋昭一, 志村勉, 橘吉宏, 小西哲司: PC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討, 橋梁と基礎, Vol. 30, No. 2, pp. 23-30, 1996.
- 12) 高橋昭一, 志村勉, 木村宏, 小西哲司: PC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」の現場施工, 橋梁と基礎, Vol. 30, No. 3, pp. 2-8, 1996.
- 13) Jutila, A.: The Effect of Bracing on the Behaviour of Double Girder Slab Bridges, ACTA POLYTECHNICA SCANDINAVICA, Civil Engineering and Building Construction Series No. 84, 1985.
- 14) 坂井藤一, 八部順一, 長井正嗣: フランスの鋼・コンクリート合成2主桁橋梁の設計指針, 橋梁と基礎, Vol. 29, No. 3, pp. 33-41, 1995.

- 15) 菊地洋一, 山田健太郎, 神谷周浩: 圧延 H 形鋼の曲げ疲労強度について, 土木学会第 26 回年次学術講演会講演概要集 I, pp. 67-70, 1971.
- 16) 町田文孝, 三木千尋, 越後滋, 寺本耕一: 貫通型横桁取合い部の疲労特性, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集 I, pp. 608-609, 1993.
- 17) 日本鋼構造協会: 橋梁用高力ボルト引張接合指針(案), 1995.
- 18) Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A.: Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, JOHN WILEY & SONS, pp. 289-322, 1987.

(1996.3.25 受付)

STRUCTURAL DETAILS OF CONNECTION OF DIAPHRAGM FOR RATIONALIZED PLATE GIRDER BRIDGES

Shyoichi TAKAHASHI, Yoshihiro TACHIBANA, Tsutomu SHIMURA,
Hiroyuki MORISHITA, Hiroaki ITO and Chitoshi MIKI

This report presents a experimental study for structural details of the connection of diaphragm which is used in the first two girder steel bridge "Horonai River Bridge" to serve as a expressway bridge in Japan. These details are required adequate safety for construction load or fatigue action, As for these details of the connection, the following 4 types are considered, the connection with triangular rib plate or connection plate, split-tee connection and end-plate connection. The loading tests are conducted using real-size bridge part models to investigate the applicability of these connection details to this two girder bridge.