

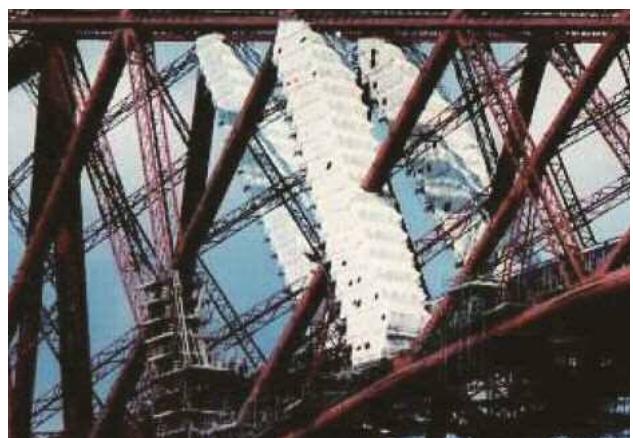
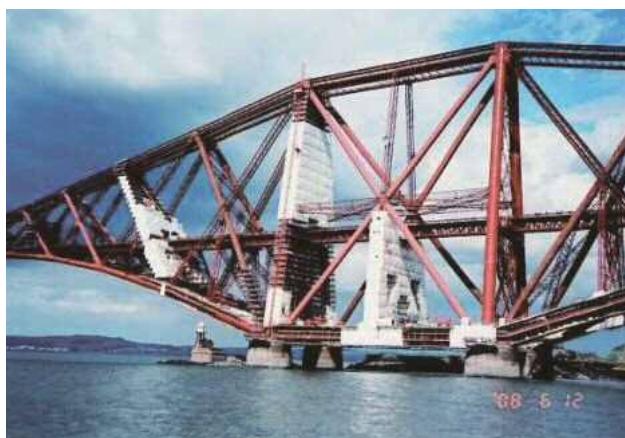
卷頭言

Hybrid 枠設計考と “Synthesis”、“Integration” 力

長岡技術科学大学 環境・建設系教授 長井 正嗣

相変わらず堅い話ですが、1断面が異なる強度の鋼材で構成される枠をハイブリッド枠と呼んでおり、主にはウェブに相対的に低強度鋼を適用します。また、合成枠ですと、正曲げ領域の上フランジに相対的に低強度鋼が使用できます。これは、合成枠の中立軸の位置が上フランジに近いためで、後死荷重や変動する活荷重による応力が小さいためです。我が国でも、30年以上前に研究が行われています。最近ですと、2002年にJSSCからテクニカルレポート（No.53）が発行されています。いずれも、経済性、競争性を求めての研究だと思いますが、これまで本格的にという意味では実現していないように思います。なぜでしょう。このタイプは現行の許容応力度設計法（ASD）では競争力は發揮できません。低強度側の鋼材が降伏応力に達したときが、橋の限界状態、崩壊や破壊と判定されるためです。これまでの研究をみても、本当にメリットが有るのか、または無いのか、有るとしてもその程度についてはハッキリしない“もやもや”状態のままです。今回はこの点について私見を紹介します。

さて、このテーマを進める前に、少し話題がそれ、また個人的な話になり恐縮ですが、感じていることを話させていただきます。写真はスコットランドのフォース鉄道橋（2008年6月撮影）です。白い布が「絆創膏」のようで少し痛々しく感じました。この橋は永久に、順次、塗り替え工事が続く、と聞いています。



フォース鉄道橋（1890年開通）

最近、どうしても「維持管理」関係の仕事というか「委員会」に関係する機会が多くなっています。橋の長寿命化や点検費用のミニマム化ですが、「橋ドクター」で関連する物件の場合、現地で待ったなしの判断が要求されます。即手術か、経過観測か、あと何カ月、何年耐えうるか、といった医者のような判断です。このとき、広い範囲に渡る「基盤技術」、たとえば、鋼材の性質、座屈

強度、橋システムとしての力の流れ、連結強度など、またそれぞれの分野での「深い見識」、“Synthesis”力、さらにそれらの“Integration”力が問われます。また、設計と実態、実挙動の差異にも目配りが必要です。要求される技術力の高い維持管理事業と、それに対する決して高くない聞く代価には、大きな矛盾を感じます。右肩上がりの時代に、製作技術は別として、技術力とくに設計力の重要性を軽視してきたツケでしょうか。

「痛い」「苦しい」など、人と異なり、物言わぬ「橋」は何を訴えようとしているのか。医者は、患者の申告、すなわち生の声と検査データを連動させて高い精度で「症状（状態）把握」と「症状の進行予測」を行います。準備する検査データは、患者の声をベースにほぼ的確に必要な検査項目を同定します。時には、再検査、再検査となりますが、最近は見立てでなく、適切な検査を指示できない医者、あれこれ検査費用がかさむ場合を藪医者というのでしょうか。

さて、橋は大変です。まず、動きませんので、医療のように診療に来てくれませんし、ものを言いません。また、往々にして、（劣化）症状、悪化の進行が遅いという問題もあります。さらには、動かないだけでなく、患部へのアクセスが極めて難しい。大きすぎます。地元にも大きなトラスやアーチがありますが、アクセスだけで大仕事です。そのため、モニタリング技術が大きく進展、展開しようとっています。当研究室でも、若い先生が中心に取り組む核のテーマになっています。間違いなく、次世代を担う重要な「基盤技術」の一つと言えます。一方で、何を、どこをモニターするかの同定が今後とも大きな課題だと感じています。恐らく多くの方が感じられていると思います。

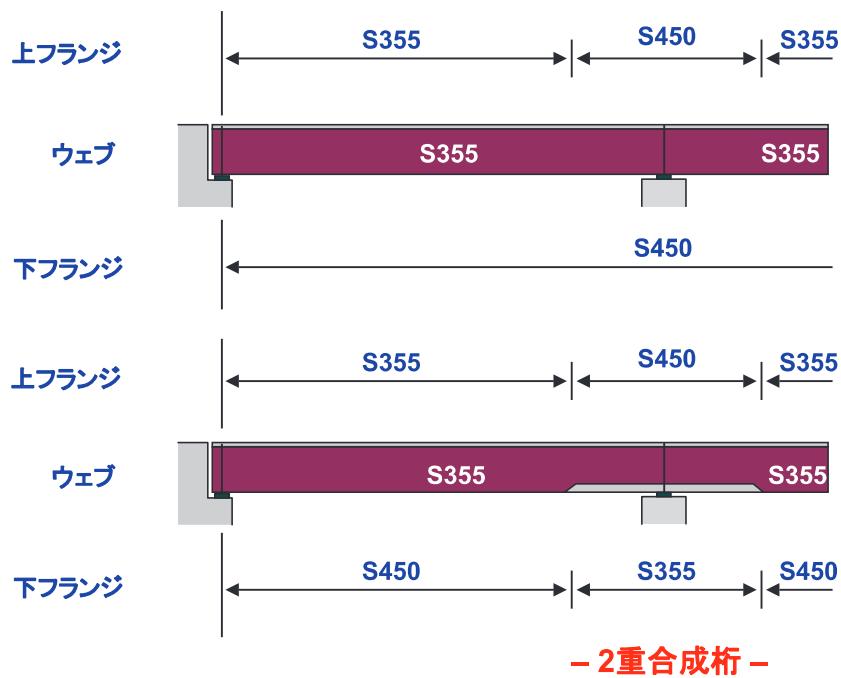
現在行われているのが、外見からの「状態評価」判定です。A, B, CやB1, B2など、企業の格付けのようですが、どの程度、実物の性能と直結した判定でしょうか。最も重要なポイントが、最も曖昧であると、大きな問題です。ここが、人間でいう医者と患者の関係と大きく異なっているところかと思います。また、この解決が今後のキーポイントと感じます。サイエンスに基づく的確な「状態評価」「状態の将来予測」なくして、維持管理の戦略、BMS, LCCは成り立たないと考えています。さらに重要なことは、予算と関わるため、説明責任が欠かせません。予算が多くなるにつれて、「バッシング」の対象になります。本当に必要で、そうでないと、「インフラの安全神話」が崩れ、人命を脅かします、と胸を張って主張する必要があります。では、どのようにしてモニタリングや点検結果と状態把握、将来予測を“Integration”するのでしょうか。

実際問題としては極めて難しいことも十分承知しています。よいアイデアが浮かんでいないのも事実ですが、個人的には、ここに3D-FEAの適用を考えています。「入口ではなく、的確な状態把握とケア」のための解析です。それも、橋全体の、実態を再現できる忠実なモデル化です。力の流れを確実に把握できるモデル化です。既存の橋の中で何が密かに進行しているのか、何が起ころうとしているのか。遠い将来、それとも近い将来に何かが起きそうか。泥臭いのですが、多くの外見情報、劣化情報と橋システムの振る舞い、余耐力、最終強度の関係をFEAで準備します。そして、モニタリングの対象同定や得られたデータと連動させるわけです。個々の、要素の技術の“Integration”です。最終の狙いは、BLS(Bridge Life Simulation)です。ただ、現状では、自信があつて言っているわけではありません。また、いろいろご批判もあるかと思います。

サブプライムローンの破綻に端を発した不況の波は、100年に一度の不況と言われるように、各分野、とくに我が国の成長性の根幹となる輸出関連企業が大きなダメージを受けています。北米、中国の旺盛な購買、消費力に支えられ、世界進出のストーリーは順風満帆とみえましたが、動きが大きくかつ急速に変化しています。日本の上得意、利益の源の北米は、ひどい状況のようですが、アメリカ政府は対応に追われています。オバマ次期政権からは、8,000億ドルに達する膨大な財政出動の話が聞こえてきます。当初は「橋の補修などの公共事業」「環境・エネルギー分野」などが聞こえてきました。最近は「グリーンイノヴェーションなわち環境、エネルギー（風車、太陽光エネルギー）」「病院のIT」が聞こえてきます。とくに日本のマスコミは公共事業の話はしません。むしろ、「ばらまき」型の対策から「成長ストーリー」の描ける対策を謳い、相変わらずのバッシングです。

この一連の流れの中で、ABCでしたかCNNでしたか、忘れましたが、ASCEのテロップがあり、我が国（アメリカ）の構造物の劣化状態は、D,Eといったコメントをしていました。このように、劣化の状態を権威ある形で国民に説明できる、納得してもらう必要があると思います。更にその上で、維持管理を法令化していく手立てを施すべきかと思います。そのためには、先ほどお話した信頼できる診察を行う必要があります。歯医者に金をもっていかれた、と言われないように。法令化されると、お医者さんのように告訴されることもあるわけです。構造屋にとっても、今後の重要な研究領域になると思います。

ついでに話がそれてしまったようです。内容自体がサイエンスの裏付けに欠けると指弾されそうなので、そろそろタイトル、ハイブリッドの話に戻りましょう。また、ページ数も多くなつたので、簡潔にメリットの“有無”を議論しましょう。



最初に書きましたが、ASDではメリットが見えません。EC, AASHTOではハイブリッド桁が扱えるのですが、限界状態設計法（LSD）を採用しています。それでも、知人のProf. Raoul（フランスSETRA）はメリット“有”論者で、Prof. Hanswille（ドイツWuppertal大学）は“無”論者です。ハイブリッド桁が使えない我が国の橋屋さんには、ピンとこないと思います。世界の流れからは少し離れたところにいるのを感じてもらえると思います。

まず、鋼材ですが、強度差は1ランクが無難です。SM570材とSM490Y材です。SM490YとSM400の組み合わせは、我が国での鋼材単価の差が小さいので、メリットが少ないと思います。そのため、スパンは60から70m以上の長スパンが適用の対象なります。スパン60m程度なって、中間支点位置でSM570材を使用し始めるからです。お気づきの通り、鋼系橋梁の競争力がコンクリート橋に対して弱くなってくる領域です。

さて、設計を行う上で、以下のような使用、終局（安全、強度）限界状態における性能照査法を設定します。

$$\sigma_{1.0D + 1.3(L+I)} \leq \sigma_y \quad (1)$$

$$M_{1.3D + 2.0(L+I)} \leq M_{ult} \quad (2)$$

ここで、D, (L+I) は死荷重、衝撃を含む活荷重、 σ_y は降伏応力、 M_{ult} は終局曲げ強度です。

式（1）はAASHTO LRFDの使用限界状態での性能照査式です。式（2）の終局限界状態の照査では、現行道示の荷重係数（1.3, 2.0）を使用しています。AASHTO LRFDでは、式（2）に対応する強度照査式として、

$$M_{1.25D + 1.50DW + 1.75(L+I)} \leq M_{ult}. \quad (3)$$

が用いられます。ここで、Dが舗装を除く死荷重、DWが舗装です。多くの場合、断面は式（1）、（3）で決定されます。とくに、合成桁の正曲げ領域のように（ M_{ult} ）が塑性モーメントの場合、式（1）の使用限界状態で断面が決まるようです。

このような設計が可能となれば、現行ASDで設計した鋼断面（非合成桁）をそのままHybrid桁（ウェブの強度を1ランク落とす）にしてもOKとなります。理由は、鋼桁の終局曲げ強度は、ハイブリッド桁とノン・ハイブリッド（ホモ）桁間で大きく変化しないためです。つまり、式（2）の M_{ult} は、通常降伏モーメントに近く、かつ両者の差異が小さい。これは、桁の曲げ強度に占めるウェブの曲げ強度の割合が小さいためです。また、式（1）で、ウェブの応力照査もOKになります。例えば、SM570材の許容応力度は260MPaのため、最大発生応力が260MPaに抑えられます。SM490Y材の降伏強度は355MPaです。210MPa（許容応力度）には抑えられませんが、355MPaに對しては、比率1.35程度で、式（1）は満足できます。

次に、式（1）、（2）を用いて設計してみます。その場合、ASDで設計された断面に比べて、正曲げ部では鋼断面積が約20%小さく設計できます。この理由は、正曲げ部の終局強度（ M_{ult} ）が塑

性モーメント (M_p) で、降伏モーメント (M_y) の約 1.5 倍となるためです（詳細な理由は省略しますが、 $M_{ult.}$ は $1.3M_y$ [AASHTO LRFD] または $0.9M_p$ [EC] に制限される）。一方、負曲げ部は変化しません。これは、負曲げ部は鋼桁断面のため、 $M_{ult.}$ が降伏モーメント (M_y) か、それより若干小さい。したがって負曲げ部では、式 (2) で断面が決定されるためです。式 (2) のモーメント (M) を応力 (σ)、また ($M_{ult.}$) を降伏応力 (σ_y) に置き換える、式 (1) と比較するとわかりやすいと思います。

さて、この設計法で設計したノン・ハイブリッド桁をハイブリッド桁に置き換える（ウェブの強度を 1 ランク落とす）と、正曲げ部のウェブが式 (1) を満足しません。そのため、ノン・ハイブリッド桁設計に比べて断面を少し大型化して応力を小さくする必要があります。その結果、ASD に比べると、10% 程度の減少になります。負曲げ部は、先と同様変化しません。負曲げ部は、ASD でも式 (1), (2) の設計でもノン・ハイブリッド、ハイブリッドともに変化しないわけです。ですから、LSD で変化するのは（部分係数を大きく変化させた場合は別ですが）合成桁の正曲げ部だけです。

そろそろ結論としたほうがよさそうです。合成桁を現行の設計法に代わり LSD 設計（式 (1), (2) を使用）することで、橋全体の鋼重量でみると 10% 程度減少する。ハイブリッド設計を行うと、約 5% の鋼重減ですが、鋼材単価が 5.6% 減（スパン 80,100m の 2 車線用連続合成 2 主 I 桁橋の概略設計に基づく。また SM570 材と SM490Y 材の材料単価を 1.25 : 1.00 と設定）となる。いかがでしょうか。数値が常にこの通りかと言われると、ちょっと自信のないところがありますが、検討の手順はご理解いただけたと思います。個々のケースで検討されることを期待します。

LSD に移行した場合、実質的には複合橋梁の設計でメリットが見られます。合成桁の場合、変化の程度は上述の通りです。極端に大きな変化でもありませんが、日本ではずいぶん嫌われています。限界状態設計だと橋は塑性化して壊れる、あるいは床版が壊れるので危険だ、ASD は弾性設計だから問題ない、と言われる方がいる。驚きです。現行でも、限界状態として橋の弾塑性座屈崩壊を想定し、これに対して安全係数 (= 1.7) を考慮して設計している。また、ウェブは弾性座屈後の後座屈強度を見込んだ設計を行っています。先の「橋ドクター」のくだりで触れたように、技術者は橋の終局状態を熟知する必要があり、今後益々その重要性が高くなります。

LSD やハイブリッド桁設計にしても、「今更ながらの古い話で、これまでずいぶん検討してきましたよ」、とよく耳にします。逆に、「ではそのメリットと程度は、またデメリットは」と質問すると、「ムニヤムニヤ」となります。よくあるパターンです。ここでは、新たな設計法、アメリカやユーロ圏では一般的な設計法ですが、それと関連づけてハイブリッド桁設計を議論しました。いきなりハイブリッド桁の強度を研究するのではなく、ここでお話しした様な、そもそもメリットはどの程度見込めるのか、つまりエンジニアリング力ですが、それとの “Integration” が大事です。この力が欠如していると、投資効率を低下させ、結局「ムニヤムニヤ」話で終わります。

技術評論

宮地建設工業(株) 執行役員 宮崎 好永

一昨年の6月に木曽川大橋（国道23号）、8月には本荘大橋（国道7号）において、腐食による斜材（両橋ともに鋼トラス橋）の破断事故が発生したことは、記憶に新しいことと思います。

また、同年8月には米国ミネソタ州のミネアポリス市で鋼トラス橋が突然崩壊し、多数の死傷者を出す事故が発生しました。

これらの事故をうけて国土交通省は「道路保全に向けた有識者会議」を組織し、5回にわたる会議で議論され、昨年5月に「道路橋の予防保全に向けた提言」がなされました。

そこでは、道路橋の予防保全（早期発見・早期対策で国民の安全安心とネットワークの信頼性を確保し、ライフサイクルコストの最小化と構造物の長寿命化を図る）を実現するために下記に示す5つの方策を提言しています。

1. 点検の制度化
2. 点検及び診断の信頼性確保
3. 技術開発の推進
4. 技術拠点の整備
5. データベースの構築と活用

これら方策は、官学産が協力して推進していくべきものだと思いますが、その中でもわれわれ施工業者が主としてできることは、特に2、3、5項の内容に対する支援であると思います。

2項は、技術基準、資格制度、人材育成の充実であり、3項は、信頼性を高め、負担（労力、コスト）を軽減する技術開発の推進です。また、5項は、効率的な維持管理とマネジメントサイクルの確立を挙げています。

近年、橋梁の工事実績は縮小傾向にあり、橋梁に従事する技術者も減少傾向にあります。少し古い資料ですが、（社）日本橋梁建設協会（橋建協）会員における資格保有技術者数を見ると、02年度の技術士790人、一級土木施工管理技士7,500人に対し、06年度は技術士560人、一級土木施工管理技士5,100人と3割近い減少です。

一方、国内には15m以上の橋梁が15万橋（うち鋼橋6万橋）あると言われていますが、統計によると供用開始後50年を迎える橋梁は2006年で6%、2016年で20%、2026年には47%に達することです。

このように今後増加が予想される高齢化橋梁の維持管理に対して、橋梁技術者の確保が重要です。

特に、地方公共団体における道路橋の定期点検の実態については、都道府県及び政令市では、ほぼ実施していますが、市区町村では、約83%が実施していない状況です。実施していない主な理由は、国土交通省の調査によると、技術力不足、財政的な問題、技術者の人材不足とのことです。

既設橋梁の点検、診断、補強、長寿命化等いわゆる保全業務に携わる技術者には、橋梁に関する幅広い知識と橋梁保全に関する専門知識とともに実務経験が必要です。

「保全業務」である点検、診断、措置（診断に基づいて行う補修補強）には、必要とされる技術の内容とレベルが異なり、それぞれに応じた人材づくりが必要と言われています。

今、われわれ施工業者に求められていることは、実際に損傷補修の多数の事例を経験し培ってきた上記技術のノウハウを次世代へ確実に継承していくことだと考えます。

しかしながら、提言で言われている体制をいくら整えても、現在の保全事業のように、知恵の成果に対して対価がない状況では、保全事業に携わる技術者も、その意欲を失いその職場から離れてしまい、その結果、保全技術のノウハウが継承できなくなるおそれが出てきています。

次に重要なことは、既設橋梁の設計・製作・架設・補修・補強等の正しい記録を残し、後世に伝えていくことです。発注者側ばかりでなく受注者側の記録も貴重な情報として残す必要があります。

橋建協会員各社が発行している技報も、貴重な記録のひとつです。近年は、鋼橋工事の採算性の問題から、各社とも人員を削減し、各部門とも少人数で多くの工事を担当して、休日出勤までして業務に追われる状況の中で、技報の原稿執筆に帰宅後や休日の貴重な時間をあてなければならないその努力たるや並大抵ではないと推察されます。

しかしながら、各工事の記録は、往々にして担当者の裁量に任せられ、異動や引越し等でファイルが散逸し、その結果記録がなくなることがあります。工事記録を残す方法は各社で異なるでしょうが、社内以外にも広く公開される技報のようななかたちで記録を残すことは確実な方法であるので、今後ともページ数を気にせず気軽に投稿して頂きたいものです。

鋼材とFRPのハイブリッド型枠を用いた合成床版のFRP継手の耐荷力と耐久性

Strength and Durability of FRP joint in FRP Composite Slab Using a Hybrid Permanent Form of Steel and FRP

久保圭吾^{*1} 河西龍彦^{*2}
Keigo KUBO Tatsuhiko KASAI

Summary

A steel-FRP-concrete composite deck was developed for replacement of deteriorated slab. The composite deck is consisting of a FRP form holding steel rectangular pipe to stiffen the form when concrete is casted. Any lower distributing bar perpendicular to the steel pipes are not arranged, therefore FRP form has to carry tensile strength in bridge axis direction. Many fatigue tests of the fatigue durability of the FRP bottom joint has been carried out and the actual size slab to confirmed to have sufficient fatigue durability. The requirement of the joint was filled by the improvement of structural detail. This paper is showing these research results.

キーワード：FRP合成床版、FRP継手、耐荷力、疲労強度

1. はじめに

既設橋梁のRC床版は、交通量の増加と交通荷重の増大により、劣化・損傷を受け、補修・補強が行われてきたが、近年、補修・補強後の床版において、損傷が顕在化してきており、打替えを余儀なくされる事例が増加している。また、海岸地域や融雪剤を散布する積雪地域の橋梁床版では、塩害による劣化が深刻であり、耐候性に優れた床版が求められている。このような要求に応えられる床版の一つとして、軽量で耐食性に優れるFRP材を床版下面に配置した打替え用FRP合成床版を開発^[1,2]した。

図-1に本床版の構造概念図を示す。

本床版のFRP型枠は、コンクリート打設時の型枠・支保工としての機能を持たせるため、FRP板上に剛性の大きい角形鋼管を橋軸直角方向に配置し、この鋼管の外側を底面のFRP板と一緒にFRPを巻き付けた構造とした。また、角形鋼管内を中空とすることで、床版死荷重の軽減が図られるとともに、鋼管外側のFRPにより耐食性の向上も期待できる。さらに、図-2に示すように角形鋼管の側面上端部に沿って丸鋼を溶接した突起を設けることで、FRP型枠とコンクリートとの鉛直方向の一体化をしている。なお、角形鋼管を橋軸直角方向に配置したため、配筋方向の下側には鉄筋を配置するこ

とができず、FRP底板で応力を伝達する必要がある。このため、FRP底板には等方性となるようにガラス基材を配置した。しかし、FRPパネルは輸送の制約から、橋軸方向に分割し、各パネルを橋軸方向に連結するため、FRPパネル間の継手部は、設計応力を十分負担できる引張強度を保持する必要がある。そこで、本床版のFRP継手構造を開発するため、一連の静的載荷試験および疲労試験を実施した。ここでは、この試験結果について述べる。

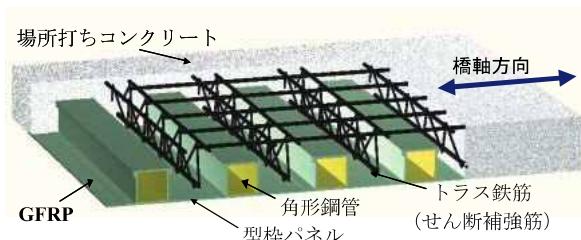


図-1 構造概念図

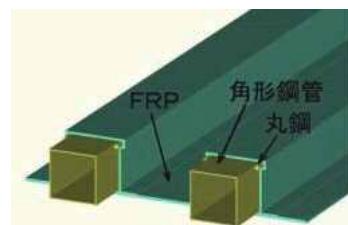


図-2 FRP型枠の断面形状

*¹(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

*²(株)宮地鐵工所 生産管理本部生産管理部長

2. FRP 継手の形状

既に、実橋で施工実績のある引抜き成形材を用いたFRP合成床版の継手は、図-3 (a) のLR0-1に示す重ね継手（オフセットラップ）を用い、重ね長を50mmとしている³⁾。この継手は、FRP材料に異方性の大きい引抜き成形材を用いていることから、継手方向がFRPの弱軸方向となるため、コンクリート打設時のみ連続性を確保する構造となっている。しかし、本床版では、底板が十分な引張り強度を保持する必要があることから、FRP底板は等方性材料としており、継手も引張り強度を受け持つ構造としなければならない。このため、既存のFRP継手構造を、以下の手順により改善した。

まず、接着面積が増えると接着せん断強度も増加すると考えられることから、従来の重ね継手構造を、図-3 (b) に示すように、継手長さを角形鋼管間に配置できる最大長である100mmに延長した。次に、重ね継手構造では、ラップ面が母材厚中心と偏心することから、継手部片側の曲げ上げた部分に偏心力が作用し、この部分で局部的な引張り破壊が発生する恐れがある。そこで、両面から添接板で挟み込むことにより、継手部に偏心のない図-3 (c) に示すT型継手構造を取り上げた。そして最後に、現場の施工性向上を図るために、T型継手の片面の添接板を母材と一体化し、添接板を上面側のみに当てる図-3 (d) に示すC型継手構造を考案した。なお、FRP継手部は、接着剤により接合されるが、接着するまでの密着性を確保するため、ステンレス製のブラインドリベットを併用している。

3. 継手部の耐荷力

(1) 板要素供試体による静的引張試験

FRP継手の静的引張試験に用いる供試体の幅は、図-3に示すように、試験機の制約から橋軸直角方向に100mmとし、橋軸方向の長さは400mm、もしくは250mmとした。供試体の種類と構造および試験結果を、

従来の引抜き成形材を用いたFRP合成床版の継手および、母材の破壊荷重とともに表-1に示す。なお、表中の破壊荷重は各供試体の平均値で表示しており、最大引張強度は母材の断面積で破壊荷重を除した値としている。この結果、いずれの継手も、引抜き材の重ね継手と比べ大幅に破壊強度が向上し、TR50-1では母材の60%程度の破壊強度を有することがわかった。

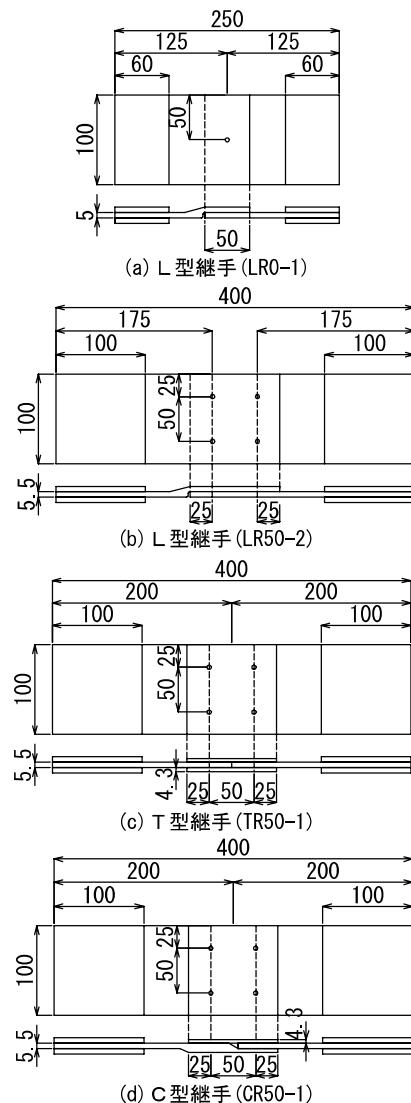


図-3 供試体形状

表-1 供試体名と静的破壊荷重

供試体名		継手形式	供試体数	リベット配置 橋軸直角 方向間隔	橋軸方向 列数	破壊荷重 (kN)	破壊強度 (Mpa)	破壊形式
引抜材	母材	—	—	—	—	—	100	—
	LR0-1	重ね継手	3	R0	1	12.22	24	母材屈曲部破壊
インフュージョン材	母材	—	—	—	—	—	248	—
	LR50-2	重ね継手	3	R50	2	70.95	120	添接部滑り、母材屈曲部破壊
	TR50-1	添接板継手	1	R50	1	88.59	150	添接部母材の層間せん断破壊
	CR50-1	添接板継手	6	R50	1	72.45	123	添接部母材の層間せん断破壊

写真-1に試験終了後の各供試体の破壊状況を示す。これより、LR0-1供試体では、接着面では破壊していないものの、継手方向の強化繊維が少なく、屈曲部に作用する引き延ばす力に抵抗できないため、この部分にて破壊している。LR50-2供試体では、接着界面近傍にて表層部の樹脂層を引きはがすような層間はく離を伴う引張り破壊が見られた。これは、継手の偏心により、接着界面に引張り力が作用するためである。また、供試体内の1体では、屈曲部が引き延ばされることによって、この部分の強化繊維の層間はく離がみられた。したがって、この継手構造では、LR0-1と同様に屈曲部が伸びることで継手部の変形が大きくなる可能性があることがわかった。添接板継手であるTR50-1、CR50-1供試体では、いずれも接着剤層の破壊ではなく、母材または添接板の表層界面で破壊しており、接着強度は十分であることがわかった。なお、CR50-1の破壊強度がTR50-1のものと比べ若干小さいのは、C型継手の添接板と母材を一体化し



(a) LR0-1



(b) LR50-2



(c) TR50-1



(d) CR50-1

写真-1 各試供体の破壊状況

た箇所が直角に成形できないため、10mmのすき間を確保することで接着長さが短くなった影響である。

(2) FRP-RC合成はりの静的載荷試験

床版中のFRP継手部は、床版の曲げ作用をFRP-RC合成断面にて負担する構造となる。この場合、FRPの片面はコンクリートが充填されており、継手部FRPの面外への変形が拘束されるため、板要素供試体とは異なった荷重状態となることが考えられる。このため、床版からFRP継手を含む橋軸方向はりを取り出した合成はり供試体による曲げ試験を実施し、コンクリートによる変形拘束下での継手の耐荷力を調べた。試験に用いた継手形状はL型、T型、C型の3種類とし、供試体の形状を図-4、図-5に示す。ここで、C型継手は、リベット間隔を広げた場合の継手性状を調べるため供試体幅を300mmとし、角形鋼管の影響によるはりの破壊を防止するため、角形鋼管を省略した。この曲げ試験における、リベット配置は、LR100-4（L型継手）では橋軸直角方向に100mm間隔で4列、TR100-2（T型継手）では100mm間

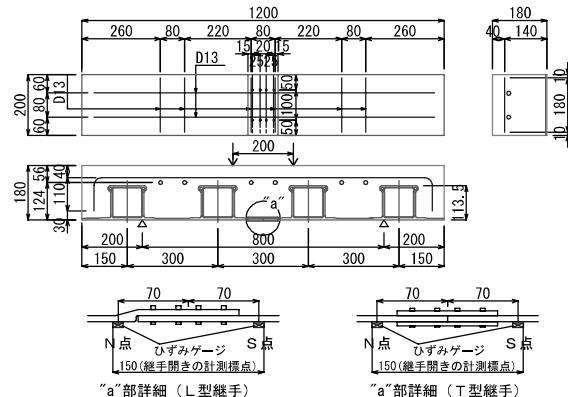


図-4 はり供試体（L,T型継手）

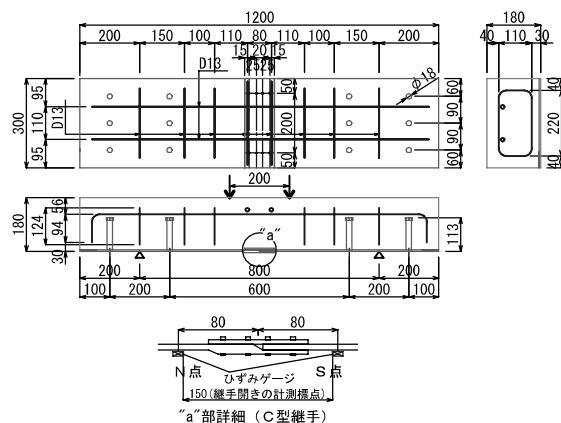


図-5 はり供試体（C型継手）

隔で母材片側2列、CR200-2（C型継手）では200mm間隔で2列とした。載荷は、継手部に純曲げモーメントによる引張り力が作用するように、支間800mmの中央で、間隔200mmの2点載荷とした。計測項目は、FRP底板のひずみ、継手部の開き量とし、開き量は継手をまたぐ標点間をπゲージにて計測した。

図-6 (a)～(c) に各継手形式を含むはりの荷重とひずみ、および荷重と継手部の開きの関係を示す。

L型継手の供試体では、約40kNで継手部の開きが急激に大きくなり、ひずみの値が小さくなる傾向が見られ

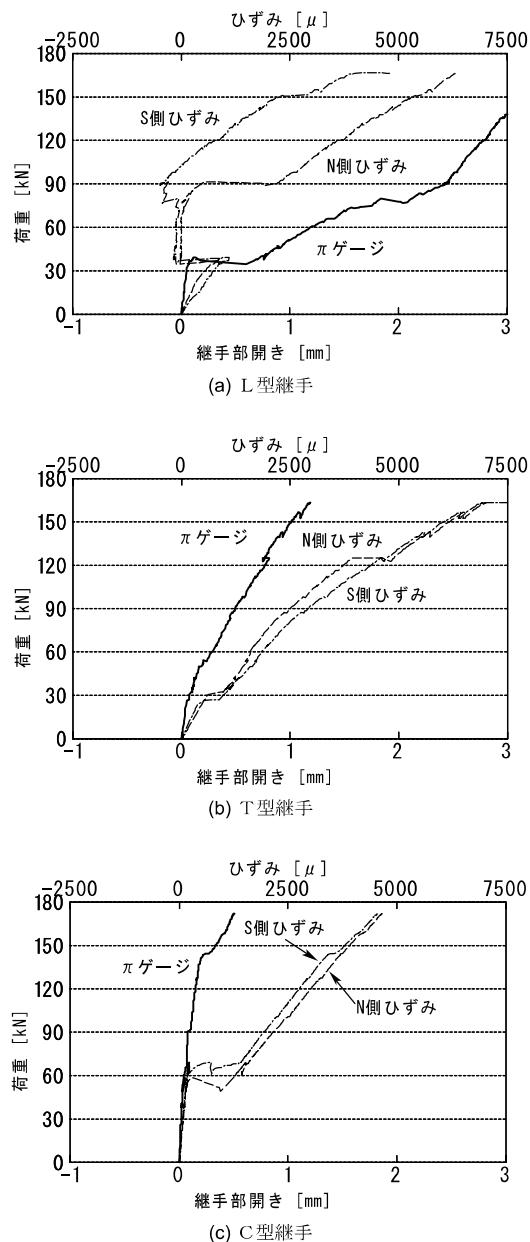


図-6 荷重-ひずみ、荷重-開きの関係

る。これは、直後の観察によって、継手の曲げ上げ部に図-12、写真-5に示すような伸びがみられたことから、この影響と考えられる。また、載荷を継続すると70kN程度まで、FRPのひずみが停留する。これは、図-7の局部伸びによるもので、N点側では、表面となる下面側のひずみ増加が止まったためと考えられ、S点側はFRP板がN点側ではなく離し、写真-2のような変形が起こることでS点に局部的な負の曲げが加わり、圧縮ひずみが生じていると考えられる。約70kN以降のFRP底板ひずみは、鋼管側面のひび割れ開口が大きくなり、再び引張りひずみが増加した。

一方、T型継手供試体における、荷重と継手部の開きの関係からは、コンクリートがせん断破壊するまで、大きな変曲点は見られず、破壊後も、継手部のFRP板に損傷は見られなかったことから、継手として十分な耐荷力を有していることがわかった。なお、ひずみの値が30kN、125kN程度で若干不連続になっているのは、コンクリートのひび割れの影響と考えられる。

C型継手供試体における、荷重とひずみの関係では、約60kNでひずみが急激に増えていることがわかる。これは、図-8に示す、55kN、68kNで発生している載荷点直下のひび割れ、およびコンクリートとFRP底板のはく離の影響と考えられる。しかし、荷重と開口の関係において、この荷重で変化が見られないのは、これらのひび割れが、標点の外側で生じているためである。また、140kN以降で、開口量が不連続となっている箇所は、標点間に生じたひび割れの影響と考えられる。

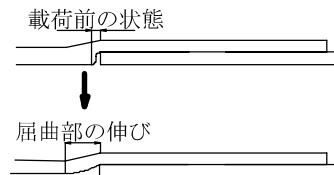


図-7 曲げ上げ部の伸び形状

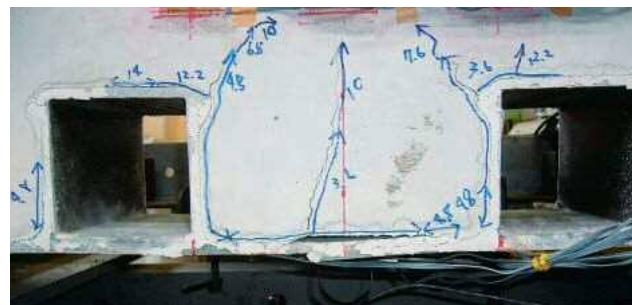


写真-2 L型継手の破壊状況

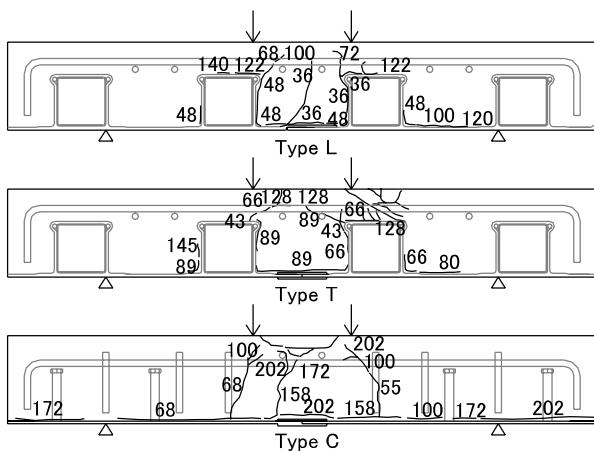


図-8 曲げ試験によるひび割れ状況

表-2 曲げ試験による破壊時のFRP継手部応力

継手形状	破壊時荷重 [kN]	破壊強度 [Mpa]	継手部開き [mm]	破壊形式
L	167	133	3.14	継手屈曲部
T	163	147	1.19	コンクリートのせん断破壊
C	221	146	0.55	コンクリートの圧壊

曲げ試験における各供試体の試験結果を表-2に示す。これより、いずれの継手も、FRP底板の見かけの破壊時応力に大きな差が見られないものの、L型継手の継手部開きが、T型継手、C型継手と比べて大きいことがわかる。これは、継手の曲げ上げ部が局所的に変形するためであり、L型継手では、継手の変位が過大となることがわかった。しかし、T型継手、C型継手では、開口量は小さく、試験終了後もFRP継手部は健全であり、コンクリート部で破壊している。

4. 継手部の疲労耐久性

FRP継手も、車輌の走行により繰り返し応力を受けるため、疲労に対する耐久性を確認する必要がある。一般に、FRP材料が繰り返し応力を受けると、纖維と樹脂との間のはく離、樹脂部分の疲れによる白化を生じ、徐々に剛性が低下し疲労破壊する⁴⁾が、材料構成により疲労強度が異なるため、これまで明確な疲労特性が示されていない。さらに、FRP継手では、材料の疲労特性だけでなく、継手部の構造や接着剤の物性などの影響も受けると考えられる。したがって、ここでは、本床版に用いるFRP継手の疲労試験を実施し、疲労特性、破壊形式などを明らかにする。

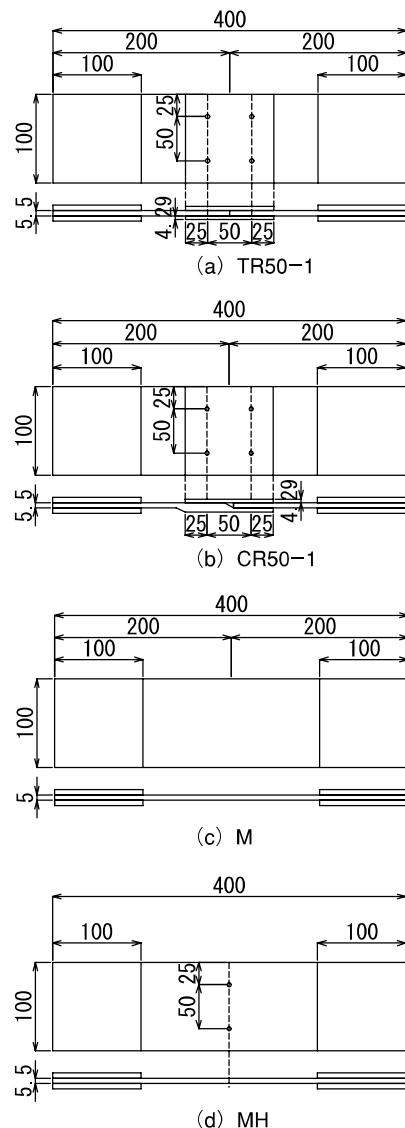


図-9 継手部供試体

(1) 板要素供試体による疲労試験

FRP継手部の疲労強度を調べるため、まず図-9に示す板要素供試体により引張疲労試験を行った。このときのFRP継手の形式は、偏心の影響がないT型継手とC型継手とし、継手と母材の関係を調べるために、母材の供試体M、母材にリベット孔（φ4.8mm）をあけた供試体MHについても試験を実施した。繰返し荷重は、最小荷重を2kNに固定し、最大荷重を変化させたサイン波により載荷した。供試体の設置状況を写真-3に示す。

図-10に、各供試体のS-N（荷重範囲と繰返し載荷回数）関係を示す。これより、孔をあけたMH供試体は、母材Mと比べ疲労耐久性が低下することがわかる。しかし、荷重範囲が小さくなるにつれて、両供試体の繰返し

回数は近づいており、母材Mの32.5kNと孔をあけたMHの31kNでは、1千万回の載荷においても破壊していない。このことから、荷重範囲が大きい場合には、リベット孔で繊維を破断することがFRP継手の疲労特性に大きく影響を与えるものの、荷重範囲が小さくなると、ほとんど影響を与えないことがわかった。母材およびMH供試体の亀裂発生状況を写真-4に示す。

T型継手とC型継手の供試体では、母材と比べると若干疲労耐久性が低くなるものの、S-N関係に両者で大きな差ではなく、MHのS-N曲線とほぼ等しくなった。しかし、両継手の供試体では、荷重範囲が大きい領域では、写真-5(a)、(b)に示すように、接着界面で母材表層をはぎ取る破壊モードとなるのに対し、荷重範囲が小さい領域では、写真-5(c)に示すように、リベット孔断面における母材破断となっている。これは、荷重範囲が大きい場合は、変形により接着面に作用するずれせん断力が大きく、接着面で破壊し、荷重範囲が小さくなると接着面では破壊せず、リベット孔を起点とした母材破断するためである。また、C型継手では、写真-5(d)に示すような変厚部における破壊も見られているが、これは増厚する部分の繊維の端面が重なり、この部分での



写真-3 試験状況

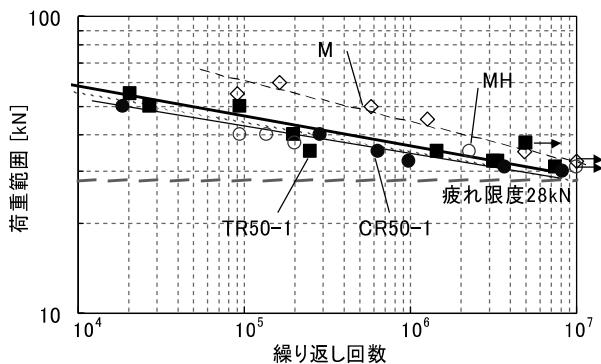


図-10 S-N関係

応力集中によって疲労破断したものと考えられる。以上のように破壊位置が変わっても、継手ありの全疲労データは図-10に示したように、孔あきのMHデータとほぼ一致し、S-N線の傾きは $m=6$ 程度となり、鋼材の $m=3$ と比べ緩やかとなる。また、FRPでは、疲労限度に相当



(a) 母材M



(b) 孔あきMH

写真-4 試験時の亀裂状況



(a) TR50-1 (35kN)



(b) CR50-1 (35kN)



(c) CR50-1 (31kN)



(d) CR50-1 (40kN)

写真-5 試験終了時の破壊状況

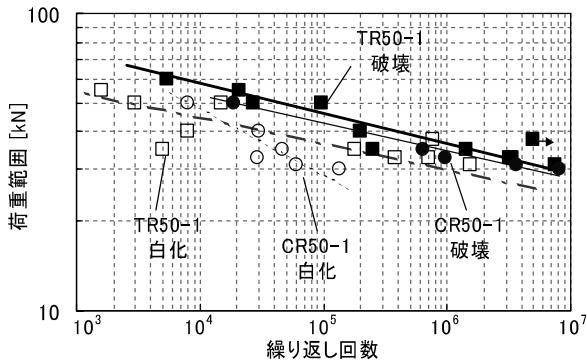


図-11 破壊と白化までのS-N関係

する明確な打ち切り限界を示さない場合が多く、便宜的な方法として破壊繰り返し回数が 10^7 回を疲労限度としている⁴⁾。したがって、C型継手の静的引張強度が72kNであることから、 10^7 回における疲れ限度比は約0.4であることがわかった。

継手の疲労強度が、母材の疲労に影響されることは明らかであるが、FRPが疲労を受けた場合、破断以前に白化現象が生じ、この発生によって破壊寿命が予測できる可能性のある。このため、図-11に白化現象が生じた回数を破壊のS-N関係に追加した。白化現象の発生は目視観察にて行ったため、若干の誤差が含まれているが、T型継手における白化現象が生じてから破壊するまでの回数は、10倍程度の回数であり、白化現象が破壊回数と比べかなり早期の段階で見つかっている。また、C型継手の白化現象は、荷重範囲の小さい範囲において、破壊回数よりさらに早期に観察されている。これは、母材と添接板を一体化した増厚部において、強化纖維を徐々に増やしているが、増厚部の傾斜止端部で応力集中により、早期に白化現象が生じたためである。したがって、この部分に白化現象が生じてもかなりの残存寿命があり、白化現象を使用限界とするには安全すぎるとも言える。

(2) FRP板-コンクリート合成はりの疲労試験

実床版中で受けるFRP継手部の繰り返し載荷を模擬するため、静的載荷試験と同様に、FRP板-コンクリート合成はりの供試体を用いた曲げ疲労試験を実施した。なお、供試体は、図-5に示すC型継手の静的載荷試験のものと同様とし、継手のリベット配置を図-12に示すように変化させた。載荷は、写真-6に示す支間800mmの中央に線載荷する3点曲げ試験とし、荷重は最大荷重の10%を下限値としたサイン波で与えた。計測は、初期に設定した回数毎に静的載荷を行い、静的載荷試験時と同

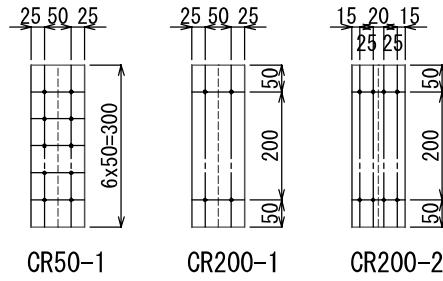


図-12 リベット配置

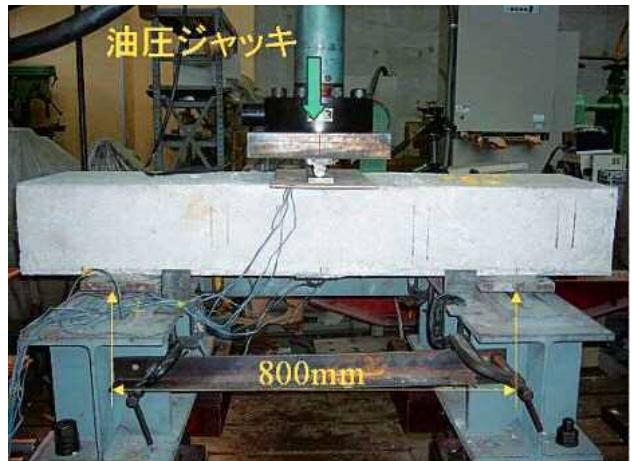


写真-6 載荷状況

表-3 材料特性

材料	弾性係数[GPa]	静的強度[MPa]
F R P	18.8	283
コンクリート	32.3	30.1
鉄筋	200	534

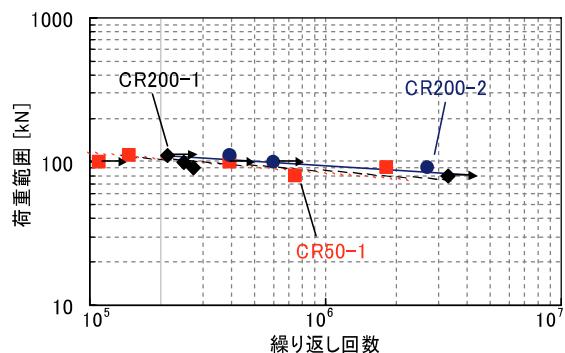


図-13 S-N関係

じ位置のFRP底板ひずみを測定した。表-3に、各構成材料の特性を示す。

図-13に、合成はりの疲労試験によるS-N関係を示す。なお、図中の矢印は、継手部以外で破壊した供試体を示している。これより、S-N線は、リベット配置の違

いに関わらず、ほぼ同一直線上に位置しており、リベット配置による差はないことがわかった。なお、引張疲労試験では、リベット孔から疲労亀裂が進展するものもあったが、接着剤が固まるまでの添接板と母材を密着させることが出来る範囲で、リベット数を減らしても問題がないことが明らかになった。また、継手部の破壊形態は、添接板と母材を一体化した増厚部分での纖維層間でせん断破壊（写真-7）もしくは、増厚始点部の纖維破断（写真-8）となった。これは、前者が、一般部から増厚部に纖維を配置する際、厚さ方向に曲げて配置する纖維が不足していたためと考えられ、後者は変厚部において追加する纖維の端部における応力集中の影響である。

また、図-14に、継手部の白化発生から破壊に至るまでの関係を示すが、合成はり中におけるFRP継手は、白化現象発生寿命の5倍以上の繰返し載荷に耐えられることがわかる。ただし、この伸び率は、板要素試験の時と比べ小さく、白化により継手部の破壊寿命を推定できる可能性を示唆している。



写真-7 繊維層間のせん断破壊状況



写真-8 添接板増厚部の破断状況

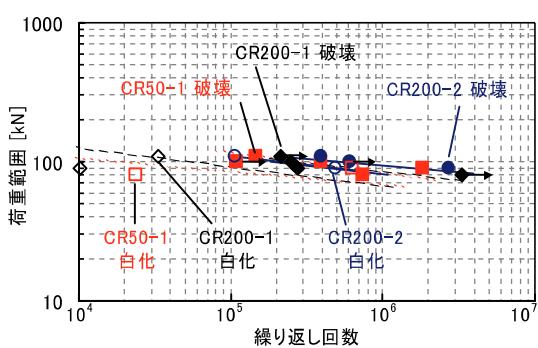


図-14 破壊と白化までのS-N関係

(3) 継手部に作用する応力と疲労耐久性

合成はりを用いた曲げ試験における継手内の応力状態を調べるため、コンクリートのひび割れ状態を考慮した解析を行った。

解析は汎用解析プログラム Marc を用い、解析モデルは、図-15に示すように、試験時のひび割れ、はく離を、試験と同様の位置に接触要素によりモデル化したものを使用した。試験における材料特性と解析条件を表-4に示す。なお、解析は幅方向（奥行き方向）における平面応力状態を仮定している。ただし、解析と実験の整合性をとるため、実験時に貼付した継手の外側のひずみゲージの値と解析値の比較を行った。

図-16に、解析によるはりの変形および長さ方向のひずみ結果を示す。これより、コンクリートひび割れとはく離状況については、実験結果とほぼ一致していることが確認できた。なお、コンクリート中央部の濃色で示す部分に大きな引張ひずみが発生しているが、これは鉄筋付近であり、コンクリートのひび割れにより中立軸が上昇し、鉄筋が引張力を負担するためと考えられる。

図-17に、100kNを載荷したときのFEMおよび、引張り側コンクリートを無視した剛性を用いてはり理論により簡易計算した、FRP底板における長さ方向のひずみ

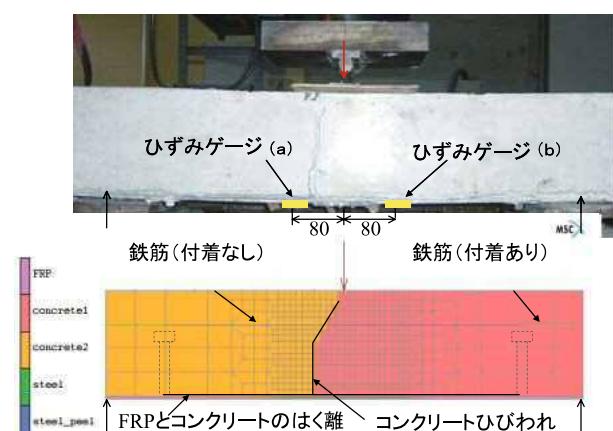


図-15 試験時のひび割れ状況と解析モデル

表-4 材料特性と解析条件

材料		弾性係数 [GPa]	ポアソン比	境界条件
コンクリート	ひびわれ前	32.3	0.23	ひび割れ面で接触 摩擦係数 0.1
	ひびわれ後	0.1		
鉄筋	付着あり	200	0.3	コンクリートと一体
	付着なし			コンクリートと接触 摩擦係数 0.1
FRP	底板	18.8 (5.95)	0.24	コンクリートと接触 摩擦なし
	継手	46.4 (5.95)		

(): 厚さ方向弾性係数

分布を示す。FEMのひずみ分布が左右非対称となるのは、コンクリートのひび割れの影響であり、中央部のひずみが小さくなっているのは、継手部の剛性が添接板により高くなっているためである。これより、継手部に生じるひずみの最大値は、発生位置は異なるものの、両計算値で、ほぼ等しくなることがわかった。

図-18に示す中央から左右80mm離れた(a)、(b)点のGFRP下側のひずみを、CR200-2の実験値をプロットで、解析値を実線で図-23に示す。実験値は、3体の供試体でひび割れ発生後にそれぞれ数度測定しているため、ひび割れやはく離の進展により、ひずみ値にはばらつきが見られている。実験値とFEM値は、ともにコンクリートのひび割れの影響で、ひび割れに近い側(a)のひずみが大きくなってしまっており、ほぼ同様の傾向を示していることから、FEMは妥当なものであると評価できる。ただし、簡易計算値でも、ひび割れから離れた(b)のひずみは、FEM値とほぼ一致しており、継手に作用する最大ひずみ値も同等であることから、継手部に作用する長さ方向の引張応力は、簡易計算により求めることとした。

C型継手における、板要素引張疲労試験とはり曲げ疲労試験の試験結果を、応力範囲を縦軸としたS-N関係として示したもののが図-19である。なお、本図には、母材のS-N関係も併記している。

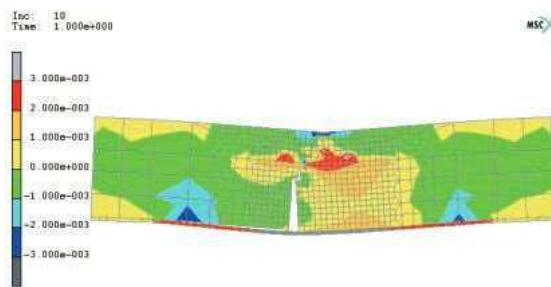


図-16 解析結果（変形は5倍で表示）

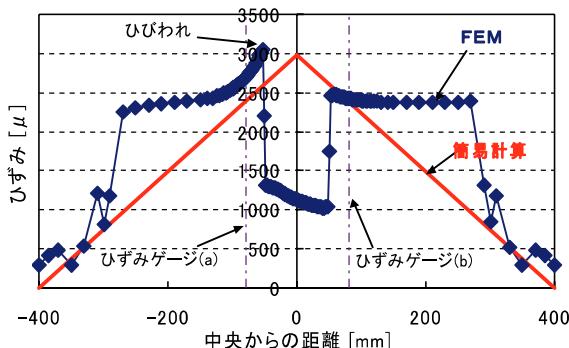


図-17 FRP底板の長さ方向ひずみの解析値

これより、FRP継手の疲労耐久性は、母材と比べ大きく低下しており、FRPの疲労耐久性は、継手部で評価すべきであることがわかる。曲げ試験の結果は引張試験の結果よりばらつきが大きく、繰り返し回数も小さい傾向が見られる。これは、前者がコンクリートのひび割れ状態やコンクリートとFRPの付着切れが均一でないためであり、後者が、はり試験では継手部に曲げの影響も受けたためである。

したがって、実際の床版中におけるFRP継手のS-N曲線は、曲げ試験の結果を基準値として採用するのが良いと考えられる。

式(1a)にC型継手の応力範囲で表したS-N曲線式を示す。

$$\log(\Delta\sigma) = -0.071\log N + 2.136 \quad (1a)$$

また、C型継手の5%破壊確率のS-N曲線は、式(1b)のとおりとなる。

$$\log(\Delta\sigma) = -0.071\log N + 2.064 \quad (1b)$$

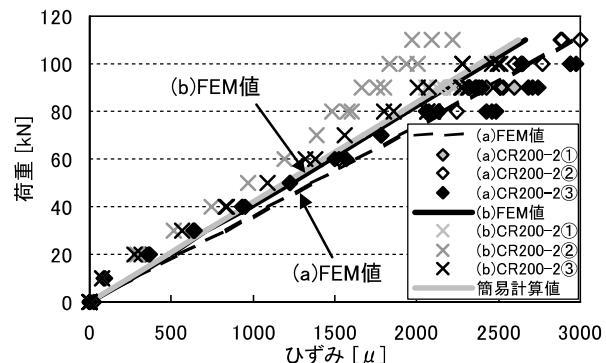


図-18 荷重一ひずみ関係の比較

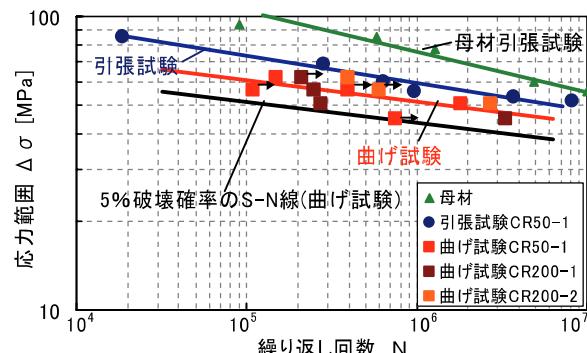


図-19 FRP継手のS-N曲線

これらより、S-N曲線の傾きの逆数 $m=1/0.071=14.1$ であり、鋼材で通常用いられている3よりかなり大きいことから、FRP継手のS-N曲線の傾きは、鋼材と比べ非常に緩やかとなることがわかった。また、今回の疲労試験結果では、応力範囲の小さい場合の試験データが少ないと、および、FRP材料では明確な打ち切り限界を示さないことが多い⁴⁾ことなどの傾向から、疲労限度が明確になっていない。しかし、FRPでは、疲労限を10⁷回における応力振幅で評価するのが慣用であることから、本FRP継手の設計上の疲労限度は、式(1b)から求められる36.9MPaと提案できる。

5.まとめ

打換用の鋼・FRP複合永久型枠を用いた合成床版のFRP継手における一連の実験より、以下の結論が得られた。

- ①板要素供試体による静的引張試験の結果、いずれの継手も、引抜き材の重ね継手と比べ大幅に破壊強度が向上し、TR50-1では母材の60%程度の破壊強度を有することがわかった。
- ②FRP-RC合成はりの静的載荷試験の結果、いずれの継手も破壊時応力に大きな差が見られないが、L型継手では継手の変位が過大となることがわかった。
- ③板要素供試体による疲労試験の結果、リベット孔は、荷重範囲が大きい場合、繊維を破断することが継手の疲労特性に大きく影響を与えるが、荷重範囲が小さくなるとほとんど影響を与えないことがわかった。
- ④FRP継手のS-N線の傾きは $m=6$ 程度と、鋼材の $m=3$

と比べ緩やかであり、10⁷回における疲れ限度比は約0.4であることがわかった。

⑤FRPの継手構造は、偏心のない両面から添接する構造を模式化した片側増厚形にすることで、床版の継手構造として十分な耐荷力、耐久性を有することがわかった。

⑥FRP継手に関するS-N関係を示し、設計上の疲労限度が、37.5kNと提案できた。

最後に、本研究は、松井繁之教授（大阪工業大学）のご指導のもと、宮地鐵工所、日東紡、新日本石油、富士技建、大阪大学の共同研究として行われたものであり、ご指導頂いた共同研究の関係各位に感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 久保圭吾、松井繁之、石崎茂：鋼材とFRPのハイブリッド型枠を用いた合成床版の開発、第2回FRP橋梁に関するシンポジウム論文集、pp.81-84、2006.
- 2) 久保圭吾、河西達彦：鋼材とFRPのハイブリッド型枠を用いた合成床版の開発、宮地技報No.22、pp.5-14、2007.
- 3) 望月秀次・花田克彦・石崎茂・久保圭吾・松井繁之：FRP合成床版の実橋への適用例と疲労耐久性評価、土木学会第1回FRP橋梁に関するシンポジウム、pp.65-72、2001.
- 4) 土木学会：FRP橋梁－技術とその展望－、構造工学シリーズ14、pp.71-76、2004.

2009.3.9 受付

グラビア写真説明

豊島大橋

広島県が安芸灘諸島架橋事業の3号橋として計画した豊島大橋は、広島県呉市豊浜町豊島と呉市蒲刈町大浦を高架橋2連と単径間吊橋1連で結ぶ橋梁であり、平成20年11月18日に多くの島民に祝福され、開通しました。

架橋位置は風の強い場所でしたが、補剛桁の架設では天候に恵まれ、計19ブロックのすべてを当初予定した日に行うことができました。また、地元の島民の皆さんから「工事いつもご苦労さま。橋はいつ通れるようになるの？みんな待ちわびているから早くお願いね。これ、家の畑で採れたみかんだけ良かつたら食べて」とねぎらいの言葉をよく掛けていただいたことは、橋梁工事に従事するわれわれにとって何よりも頑張れるお言葉でした。工事を温かく見守って下さった島民の皆さんには本当に大変感謝する毎日でした。

本橋の開通により本土から下蒲刈島、上蒲刈島、豊島、大崎下島を経由して愛媛県の岡村島までが陸続きとなり、通勤・通学・医療などの時間短縮効果や地域振興・開発、観光振興などに大きな期待が寄せられています。

(上原 正)

疲労強度改善法を施した実物大試験体の疲労試験

Fatigue Tests on Full-Sized Specimens by the Fatigue Strength Improvement Method

林暢彦^{*1} 百瀬敏彦^{*2} 村上貴紀^{*3} 坂根秀和^{*4} 金原慎一^{*5}
Nobuhiko HAYASHI Toshihiko MOMOSE Takanori MURAKAMI Hidekazu SAKANE Shin-ichi KIMBARA

Summary

The fatigue strength of the out-of-plane gusset welded joint is low in relation to joints used for steel bridges and is prone to suffer fatigue damage. To prevent such fatigue damage, it is necessary to improve fatigue strength. In this study, we conducted fatigue tests on full-sized specimens with such fatigue strength improvement methods as LTT, RSC and UIT applied to welded parts, thereby comparing fatigue resistance depending on the existence of post processing after welding and treatment methods.

キーワード：疲労強度改善法、UIT、低変態温度溶接材料（LTT）、残留応力制御型溶接材料（RSC）

1. はじめに

わが国の橋梁維持管理の将来を考える際に、新しく建設される橋梁は出来るだけ建設コストを抑え、メンテナンスに関わる負担を低減していくことが必要と考えられ、平成18年の鋼橋の架替理由の内訳として、腐食、床版の破損、支承の機能不良、自動車荷重に伴う鋼部材のき裂破断という報告¹⁾もある。そのような背景から、今後も各機関からは橋梁の延命化、長寿命化を望まれている。

溶接継手部の疲労強度を溶接終了後改善する方法として、(社)日本鋼構造協会「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」(以後JSSC指針)²⁾では、下記の二つに整理できること述べられている。

- ①溶接ビード及び溶接止端部形状を改善して応力集中を緩和する方法
- ②溶接することにより発生する(引張)残留応力を低減させる方法

これらの改善方法は、古くから検討が行われており、①は溶接部をグラインダ仕上げすることにより疲労強度を改善する方法³⁾、溶接止端部をTIG処理して再溶融させる方法⁴⁾などがある。グラインダ仕上げを行うことにより疲労強度を改善する方法は、最近では森ら⁵⁾や平山

ら⁶⁾の報告もあり、森らはグラインダ仕上げ方法の違いが疲労強度に及ぼす影響を疲労試験と応力解析から確認している。

②の溶接部の残留応力を低減させる方法は、止端部に圧縮残留応力を導入して疲労強度を向上させる方法として、ショットピーニング、ハンマーピーニングなどがある。穴見らが小型試験体を用いてその有効性を確認⁷⁾している。

前述の改善方法に加え、Low Transformation Temperature Welding Material(低変態温度溶接材料:以後LTT)を用いた付加溶接、Ultrasonic Impact Treatment(超音波打撃処理:以後UIT)などがあり、大型試験体にLTTを用いた疲労強度向上法を研究された例⁸⁾もある一方、国内外ではUITによる疲労強度改善方法も検討されている。

UITは1980年代初頭にE.S.Statnikovにより提案され、IIWやLeigh大学を中心として盛んに研究⁹⁾が行われている。わが国においては、これまで新日本製鐵によりその適用が検討されており、小型～中型試験体においてその効果を確認^{10～15)}している。

さらに、新日本製鐵にて開発された鋼管などの鋼構造部材の腐食欠損部を肉盛り溶接により補修する際に、溶接時の溶接変形が小さい溶接材料、Residual Stress Control Welding Material(残留応力制御型溶材:以後

*¹(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ係長

*²(株)宮地鐵工所 千葉工場副工場長

*³(株)宮地鐵工所 技術本部技術研究所生産技術グループ課長

*⁴(株)宮地鐵工所 技術本部技術研究所生産技術グループ主任

*⁵(株)宮地鐵工所 技術本部長

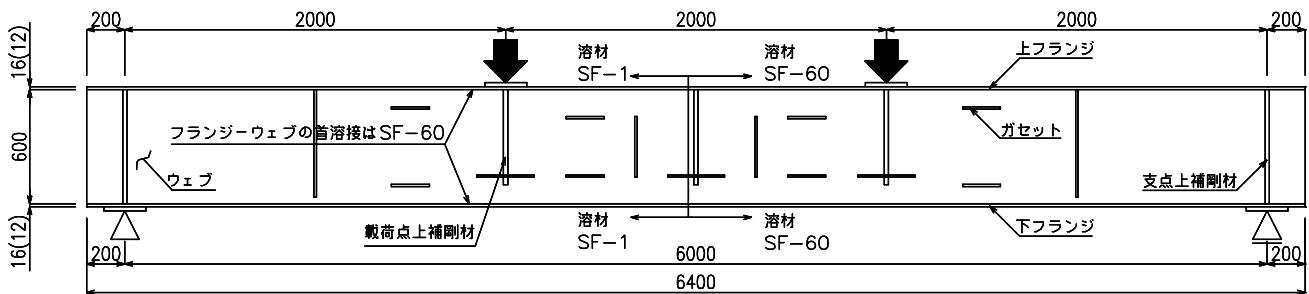


図-1 試験体概要

表-1 試験体の溶接後処理

試験体名	溶接材料	溶接後処理
Sp-1	SF-1	溶接のまま(AsWeld)
	SF-60	溶接のまま(AsWeld)
Sp-2	SF-1	低温度変態溶材(LTT)
	SF-60	残留応力制御溶材(RSC)
Sp-3	SF-1	超音波打撃処理(UIT)
	SF-60	残留応力制御溶材(RSC)



写真-1 試験体状況

RSC) を利用した疲労強度改善方法も検討されている。この検討は、腐食等で肉厚が減少した鋼管などの鋼構造部材を肉盛り溶接にて補修する技術に関するものであり、肉盛り溶接時に生じる溶接変形を低減する技術である。

本研究では、LTT や RSC、UIT などの疲労強度改善法を溶接部に施工した実物大レベルの試験体の疲労試験を行うことにより、溶接後処理の有無とその処理方法による疲労耐久性の相対比較を行い確認することを目的とする。さらに、試験体製作に2種類の溶接材料を用いることにより、溶接材料が異なる場合の疲労強度の変化を確認する。

2. 試験体の概要

試験体は図-1に示す支間長6mの鉄桁を模擬したものとし合計3体製作した。疲労強度の低い面外ガセット溶接継手部の溶接材料や溶接後処理方法による疲労強度の改善を確認するため、図-1に示すように試験体の左右で異なる溶接材料、表-1に示すような溶接材料と溶接後処理の組合せで、試験体に設けた面外ガセット溶接継手部のまわし溶接部に溶接後処理を施した。

具体的に、試験体の溶接材料にはSF-1とSF-60の2種類使用した。そして、溶接後処理方法を溶接のまま（溶接後処理の無いもの）、LTTの付加溶接、RSCの付加溶接、UITと変えた。表-1に示すように試験体Sp-1として溶接のままのもの、試験体Sp-2は溶接後処理をLTT（低温度変態溶材）とRSC（残留応力制御溶材）を使用した付加溶接、試験体Sp-3は溶接後処理でRSC（残留応力制御溶材）を使用した付加溶接とUIT（超音波打撃処理）を施工したものとした。

試験体の材質は、フランジ・ウェブにはSM570、フランジの板厚16mm、ウェブの板厚は12mm、支点上・載荷点の補剛材と面外ガセットの材質はSM400Aで、補剛材の板厚22mm、面外セットの板厚12mmである。

面外ガセット溶接継手の溶接は6mmのすみ溶接と設定し、直径1.2mmのフラックス入りワイヤを用いた炭酸ガスアーケ溶接法を用いて下向き姿勢で行った。溶接時の電流は260～300A、電圧は32V、速度は30～40cm/minとした。

面外ガセット、荷重位置の垂直補剛材などの溶接に使用した溶接材料は、図-1に示すように試験体の中心から左にSF-1（軟鋼及び490N/mm²級高張力鋼溶接用・CO₂用フラックス入りワイヤ）¹⁶⁾、試験体の右にSF-60（570N/mm²級高張力鋼用・CO₂用フラックス入りワイヤ）¹⁶⁾を使用した。そして、桁の首溶接部（フランジと

ウェブの溶接部)にはSF-60の1種類とした。

3. 疲労試験

(1) 試験方法

疲労試験は、宮地鐵工所所有の試験機(油圧サーボ式アクチュエーター)を利用して行い、支間を6m、荷重点間距離を2mとし、試験体が四点曲げとなるようにした。すべての試験体に対して上限荷重470kN、下限荷重10kN、荷重範囲460kNとした一定振幅荷重下で実施し、載荷周波数は1Hz、荷重波形は正弦波とした。試験状況を写真-1に示す。定期的に磁粉探傷試験(MT)を実施し、疲労き裂発生の確認やき裂進展状況を確認した。

(2) 各試験体の疲労試験状況

試験体Sp-1の疲労試験は、溶接材料SF-1とSF-60に関係なく100万回時点でき裂をまわし溶接止端部で確認し、120万回で試験を終えた。

試験体Sp-2の疲労試験は、115万回時点でき裂を確認し、150万回で進展したき裂のみでボルト締めストップホール法による補修を行い、230万回まで試験を続け終了した。疲労き裂は、115万回時においてSF-60+RSCのガセットまわし溶接部で確認し、その後135万回でSF-1+LTTとSF-60+RSCの両組合せの面外ガセット部まわし溶接部からの発生を確認した。疲労き裂の発生に関しては、溶接材料と溶接後処理の組合せSF-1+LTTとSF-60+RSCとの大きな差異は見られず、両組合せともほぼ同時期に疲労き裂を確認している。そして、ウェブ両面の対称となる面外ガセット溶接継手部において、き裂が発生した位置が異なる溶接部もあった。例えば、一方はガセットまわし溶接部のウェブ側に、他方はガセット側の溶接部において疲労き裂が発生しており、ウェブをはさんで発生位置が異なっていた。

試験体Sp-3の疲労試験については、100万回で疲労き裂を確認し、135万回、220万回の時点でき裂をまわし溶接部で確認し、250万回まで試験を続け終了した。

疲労き裂は、100万回の時点 SF-60+RSCの面外ガセットまわし溶接部において、その後135万回にてSF-60+RSCのガセットまわし溶接部側から疲労き裂を確認した。疲労試験は続けて250万回まで実施したが、SF-1+UITの溶接部においては、疲労き裂の発生は確認出来なかった。

疲労き裂が発生した全11ヶ所のうち10ヶ所が引張側で、ウェブをはさんで両面となっており、発生箇所はほぼ一致している。試験終了後にUITを施した溶接部位に疲労き裂が発生しなかったことを、再度、磁粉探傷試験(MT)を実施することにより確認した。

(3) 疲労試験結果

各試験体の疲労試験結果は、面外ガセット溶接部で確認した全ての疲労き裂を対象とした。試験データの取扱は、疲労き裂が発生したガセット溶接継手部での公称応力範囲と疲労き裂長さが10mm以上になった時点での繰返し回数で、S-N線図に整理した。その結果を図-2に示す。図中の実線と点線はJSSC指針で規定されている疲労設計△σ-N関係である。

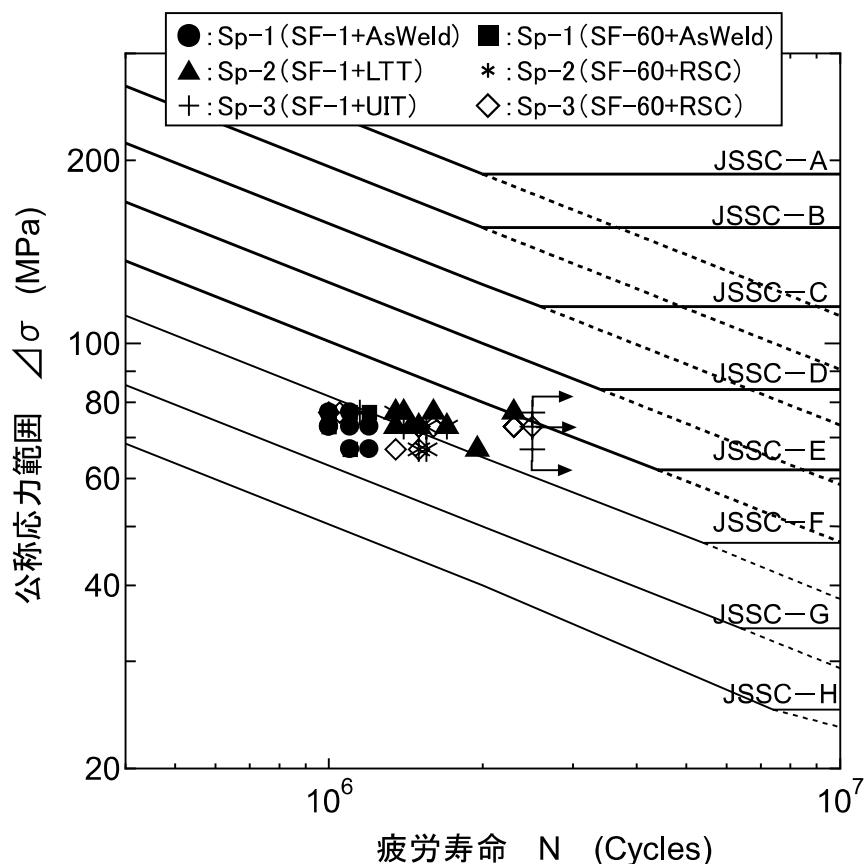


図-2 疲労試験結果

試験体Sp-1は、溶接材料を同一の試験体にSF-1とSF-60に2種類使用し、溶接のまま（溶接後処理を行わない）の試験体である。この試験体の結果において、SF-1+AsWeldは●、SF-60+AsWeldは■と図-2に整理した。溶接材料に関係なくJSSC指針の疲労設計 $\Delta\sigma$ -N関係のG等級とF等級の間に位置し、面外ガセットのG等級を満足している。溶接材料を2種類使用し溶接後処理を施した試験体Sp-1での疲労試験結果より、溶接材料を変えてても疲労強度が大きく変わるような試験データは得られなかった。

試験体Sp-2は溶接材料SF-1と溶接後処理LT、溶接材料SF-60と溶接後処理RSCの組合せで製作した試験体で、この試験体の試験結果は、SF-1+LTは▲、SF-60+RSCは*とし図-2に整理した。SF-1+LTの▲の多くはF等級からE等級程度までばらついている。SF-60+RSCの*の多くは、F等級程度に位置している。試験体Sp-2の▲と*の試験結果は、試験体Sp-1の溶接のまま（AsWeld）の試験結果（SF-1+AsWeldは●、SF-60+AsWeldは■）よりは長寿命側に位置していることがわかる。

試験体Sp-3は、溶接材料SF-60と溶接後処理RSCと溶接材料SF-1と溶接後処理UITの組合せで製作した試験体である。この試験体の結果は、SF-60+RSCは◇で、SF-1+UITは+で、図-2に整理した。SF-60+RSCの試験結果◇の多くはF等級上に位置し、E等級程度までばらついていることが確認できる。そして、SF-1+UITの結果+は、250万回まで試験を続けたが疲労き裂を確認出来なかつたので、E等級以上と整理した。

4.まとめ

LTやRSC、UITなどの疲労強度改善法を溶接部に施した実物大レベルの試験体の疲労試験を実施して得た知見を列記する。

- ・ RSC（残留応力制御溶材）、LT（低温変態温度溶材）などの付加溶接を施した疲労強度改善法を採用することにより、面外ガセット溶接継手に対してJSSC指針の疲労設計強度1等級程度の疲労強度改善ができると考えられる。
- ・ UIT（超音波打撃処理）を採用することにより、1等級以上～2等級程度の疲労強度改善が期待できる。
- ・ 溶接材料をSF-1とSF-60に2種類使用したが、特に

疲労強度が変化するような試験結果は確認出来なかつた。

謝辞

本研究開発は、数年前から新日本製鐵株式会社と共同で実施してきたものである。真摯に対応・活動していた新日本製鐵の諸氏や、試験体製作、疲労試験に関わった弊社スタッフに深く感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 市川明広, 武田達也, 玉越隆史:既設橋梁の架替実態調査結果, 土木技術資料, Vol.50, No.5, pp.10-13, 2008.
- 2) 日本鋼構造協会:鋼構造物の疲労設計指針.同解説, 1993.
- 3) 例えは, 日本鋼構造協会:JSSCレポートNo.6, 止端加工による疲労強度向上法, pp.22-36, 1987.
- 4) 例えは, 太田省三朗, 浅井公屋, 大谷真一:すみ肉溶接継手のTIGアーク再溶融による疲労強度の向上, 溶接学会論文集, Vol.8, pp.254-261, 1990.
- 5) 森猛, 猪股俊哉, 平山繁幸:グラインダ仕上げ方法が面外ガセット溶接継手の疲労強度に及ぼす影響, 鋼構造論文集, 第11巻, 第42号, pp.55-62, 2004.
- 6) 平山繁幸, 森猛, 猪股俊哉:面外ガセット溶接継手の疲労強度に対するグラインダ仕上げ方法の影響, 鋼構造論文集, 第12巻, 第45号, pp.111-121, 2005.
- 7) 穴見健吾, 三木千壽, 谷秀樹, 山本晴人:ハンマーピーニング及びTIG処理による溶接継手部の疲労強度向上法, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.67-78, 2000.
- 8) 富永智則, 三木千壽, 高橋健, 糟谷正, 森影康:低温変態溶接材料を用いた既設鋼橋の疲労強度の向上法の研究, 土木学会論文集, No.759/I-67, pp.355-367, 2004.
- 9) 穴見健吾:UltrasonicImpactTreatment(UIT), 鋼構造物の疲労損傷は防止できるのか? (各種鋼構造物の疲労設計の現状と将来像) シンポジウムテキスト, (社)日本溶接協会鉄鋼部会技術委員会発行, pp.101-104, 2005.
- 10) 野瀬哲郎:疲労強度向上向け超音波ピーニング, 溶接学会誌, 第77巻, 第3号, pp.6-9, 2008.

- 11) 野瀬哲郎, 島貫広志:重ね継手の疲労寿命に及ぼす超音波ピーニングの影響に関する実験及び解析, 日本機械学会論文集 (A編), 74巻, 737号, 2008.1, pp166-168
- 12) 野瀬哲郎, 島貫広志, 中島清孝:溶接構造物の疲労特性に及ぼす超音波衝撃処理の効果—疲労対策技術の溶接構造物への応用—(第1報), 日本船舶海洋工学会講演論文集, 第5E号, 2007, pp75-76.
- 13) 野瀬哲郎, 島貫広志, 中島清孝:溶接構造モデル試験による疲労対策効果の実証試験—疲労対策技術の溶接構造物への応用—(第1報), 日本船舶海洋工学会講演論文集, 第5E号, 2007, pp81-82.
- 14) 島貫広志, 野瀬哲郎:構造モデル試験体の疲労特性に及ぼす超音波衝撃処理の効果, 溶接学会全国大会講演概要, 第81集, 2007.9
- 15) 富永知徳, 松岡和己, 佐藤嘉昭:補修溶接を施した既設クレーンランウェイガーダーの超音波衝撃処理による寿命向上, 鋼構造論文集, 第14巻, 第55号, 2007.9, pp47-58
- 16) 日本規格協会:JISZ3313-1999軟鋼、鋼張力鋼及び低温用鋼用アーク溶接フラックス入りワイヤ

2009.1.26 受付

グラビア写真説明

東京港南部地区臨海道路橋梁上部築造工事（その5）工事

本工事は、中央防波堤外側埋立地と若洲を結ぶ東京港臨海道路Ⅱ期事業における延長約2.9kmの東京港臨海大橋（仮称）のうち、国土交通省施工区間（海上部）のアプローチ部を対象とした工事です（本橋＜トラス・ボックス複合橋＞も宮地JVにて施工しております）。

主要材料に橋梁用高性能鋼材（BHS）を採用。溶接では施工性確認試験や技量試験を実施するなど品質管理は特に留意しています。

架設は、大型起重機船による大ブロック一括架設（全7回）で行われ、1回目の架設は多くの報道機関で紹介されるなど注目をあつめています。

完成後は周辺の整備（公園、展望台の計画）もされ、東京港の入り口で一際目を引くランドマークの一端を担うこととなるでしょう。
(清水達也)

銚子大橋

本橋は、老朽化が激しい供用中の銚子大橋の架け替え橋として、現橋の真横（上流側）に架けられる橋梁です。

当社施工部分は、H21.3.24に隣接の現橋の迂回部分として先行供用されます。現場施工では、強風地域・12月～4月のシラス漁期による作業制限等により通常の現場に較べて施工稼働率は低くならざるを得ないこと、また供用中の隣接現橋が26,000台超／日の交通量があり施工時（特に主塔工の施工時）の安全確保に特段の配慮が必要であったことから、工程管理・安全管理・品質管理・環境配慮の面で非常に難しい現場がありました。

しかし、現場担当者の努力により安全に且つスムースに施工は進捗し、竣工を迎えることができました。

(菊地秀貴)

10年経過したFRP合成床版の実橋載荷試験 (松久保橋)

Field Loading Tests for Decade-Old FRP-RC Composite Slab (Matsukubo Bridge)

久保圭吾^{*1} 林暢彦^{*2}
Keigo KUBO Nobuhiko HAYASHI

Summary

The durability of the FRP composite slab has already been certified through the fatigue test under the wheel running machine, which simulates actual moving wheel load. Also, the decrease of the stiffness of the FRP slab in actual bridge after the using of 2.5 years is confirmed to be less in comparison with the RC slab. Deterioration due to loss of rigidity is minimal in such bridges after being in service for a 2.5 years later. Field loading tests were performed using a test car at the Matsukubo Bridge of the Kochi Expressway. The test car was used on the Matsukubo Bridge which had been in service for 10 years during the hours when the expressway was closed to traffic for the night. The field loading tests showed that rigidity in the decade-old FRP composite deck was resistant to deterioration and that the fatigue deterioration level in actual bridges corresponded to that of the wheel running tests.

キーワード：合成床版、FRP、実橋載荷試験

1. はじめに

松久保橋（上り線）は、図-1に示すように、高知自動車道新宮IC付近の4車線化にともない建設された橋梁であり、暫定供用されていた下り線と分離した構造となっている。（写真-1）このため、本橋では、下り線で散布された融雪剤が車の走行により飛散し、床版下面でも塩分の影響を受けることが懸念されたことから、耐食性に優れたFRP合成床版が試験的に適用されたものであり、平成10年に供用されている。

FRP合成床版は、これまでの輪荷重走行試験などの結

果より、従来のRC床版と比べてFRP型枠がコンクリートのひび割れ進展を抑制する効果により、耐久性が向上することが検証されている¹⁾。本橋の床版では、実橋における経年変化を確認するため、建設初期および供用後2年半経過した時点での載荷試験を実施しているものの、この供用期間では実際の交通荷重による変化を評価するには不十分と考えられるため、継続的な調査を実施することとしていた²⁾。このため、供用後10年経過した平成20年3月に本橋が夜間通行止めとなった機会をとらえ、試験車を用いた載荷試験を実施した。ここでは、この載荷試験の結果について報告する。



図-1 位置図



写真-1 松久保橋の現況

*¹(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

*²(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ係長

2. 試験の概要

道路橋の床版では、交通荷重によるひび割れなどにより剛性が低下し、たわみが増加することがこれまでの実験等により確認されている²⁾。このため、建設当初、供用2年半後および、供用10年後での載荷試験による床版のたわみを比較することで、交通荷重による剛性の変化を調査することとした。また、RC床版との比較を行うため、FRP合成床版を適用した松久保橋と同一路線で床版支間、床版厚の等しいRC床版を有する柿ノ下橋についても載荷試験を実施した。

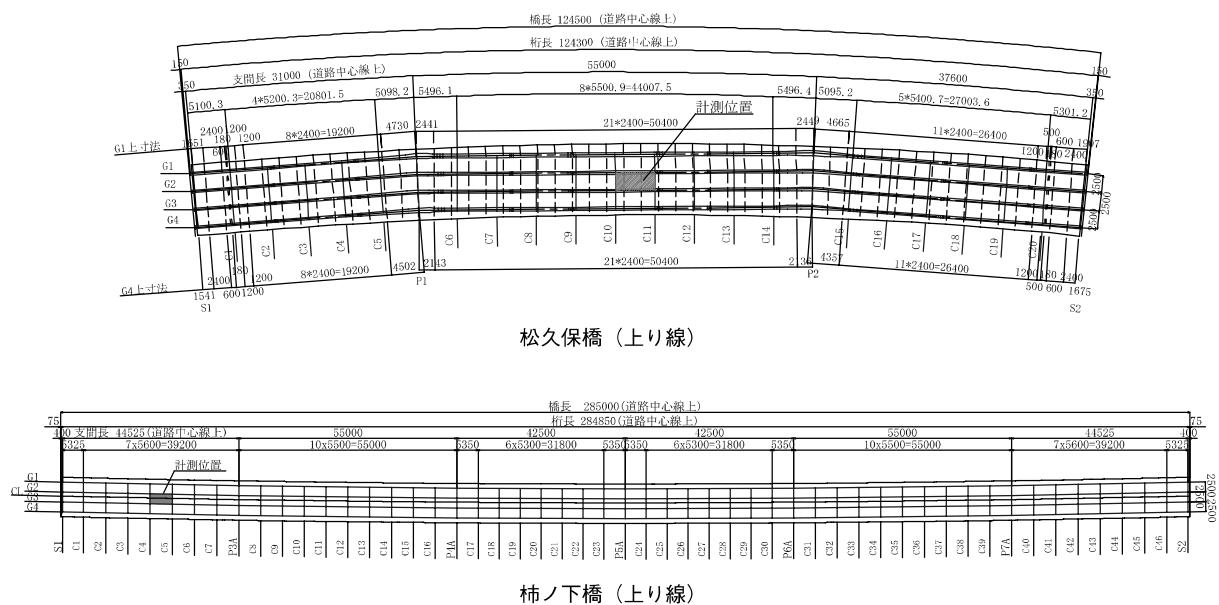


図-2 一般図と計測位置

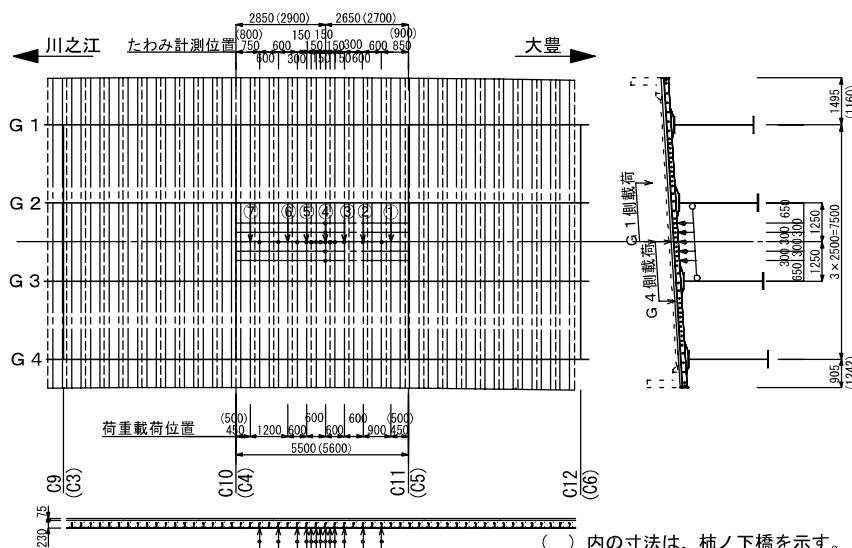


図-3 荷重載荷位置およびたわみ計測位置

(2) 計測方法

たわみの計測は、主桁との相対たわみを計測するため、写真-2に示すように、主桁の垂直補剛材に取付けた支持梁上に変位計を設置した。ただし、支持梁に主桁変形の影響を与えないため、支持梁の取付け部はピン構造とした。このときの、変位計の取付け位置を図-3に示す。

(3) 載荷荷重

載荷は、車両の軸重を予め計測した図-4に示す軸重分布を有する総重量約20tのダンプトラックを用いて、静的に行った。また、載荷位置は、図-3に示すように、橋軸方向には、タンデム軸前輪を基準にして7カ所を移動させ、橋軸直角方向には、G2-G3主桁の中心線上に1輪を載荷し、残り1輪をG2側とG3側の2通りとした。

(4) 路面の状況

載荷試験による床版のたわみは、床版の剛性だけでなく舗装の剛性も寄与すると考えられる。また、舗装の剛性は温度により大きく変化するため、載荷試験時の気温も確認しておく必要がある。表-1に、載荷試験時の路

面状況を示す。なお、松久保橋の建設当初の載荷試験は舗装前に実施しており、柿ノ下橋では、試験を実施していない。また、松久保橋では、10年後の載荷試験の前に舗装がアスファルト舗装から、排水性舗装に打ち替えられている。



写真-2 変位計取付け状況

表-1 載荷試験時の路面状況

	舗装		気温
	松久保橋	柿ノ下橋	
建設当初	なし	—	—
2.5年後	アスファルト舗装	アスファルト舗装	18°C
10年後	排水性舗装	アスファルト舗装	4°C



建設当初



供用2.5年後



供用10年後

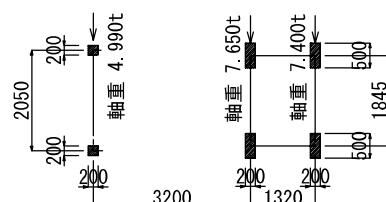
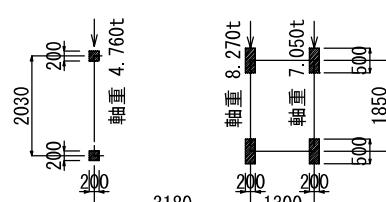
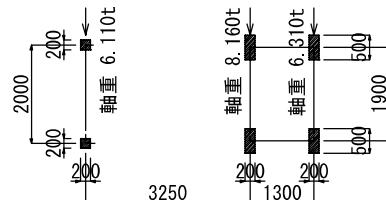


図-4 載荷試験状況と試験車の重量

3. 試験結果

(1) 試験時の解析

床版のたわみは、当初は引張り側コンクリートも有効（全断面有効）に作用し、輪荷重のくり返し走行の影響などにより、コンクリートにひび割れが進展し、引張側コンクリートを無視した理論たわみに到達した時を使用限界とする考え方がある⁴⁾。このため、本橋の理論たわみを求めるため、直交異方性版による解析を実施した。

表-2に解析で用いた材料特性を、図-5に解析時のメッシュ割りを示す。なお、載荷試験では、主桁との相対変位を計測しているため、解析では、主桁を剛な部材として取り扱い、載荷荷重は、試験時期により若干異なるものの、計測誤差なども含むため、図-5に示すモデル化した荷重を用いた。

(2) 載荷試験結果

図-6に建設当初載荷試験における、主な載荷位置のたわみを示す。図中には、コンクリートの全断面を有効とした解析値も併記した。この結果、各載荷位置のたわみは、概ね解析値と一致していることがわかる。このとき、たわみは、G1側に載荷したときより、G4側に載荷したときの方が小さくなっているが、この理由としては、横断勾配の影響や、壁高欄の剛性の影響などが考えられる。

表-2 解析時の材料特性

	気温(°C)	弾性係数(Mpa)
アスファルト舗装	18	4000
	4	8000
排水性舗装	18	4000
コンクリート	-	24800

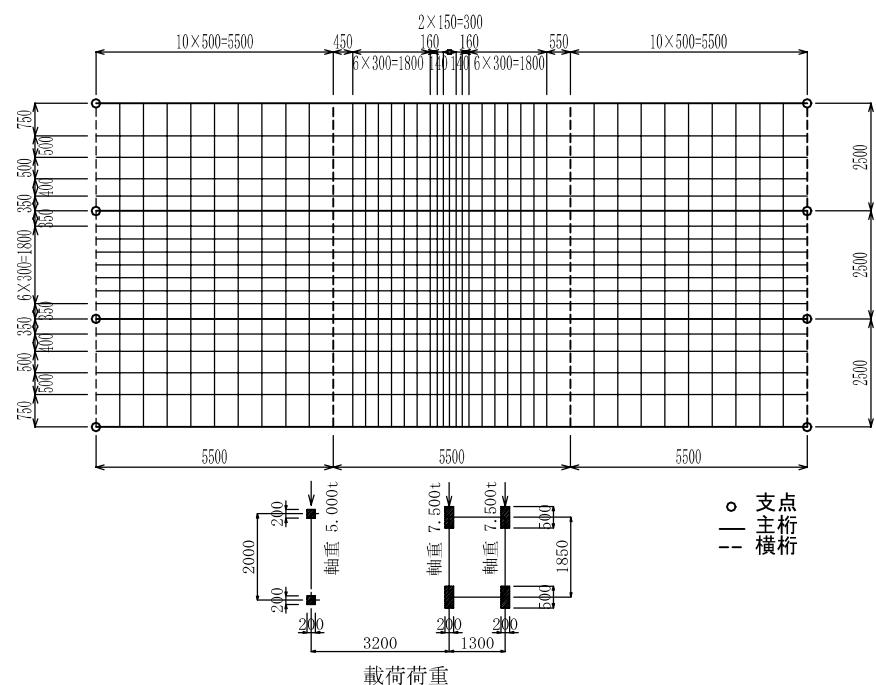
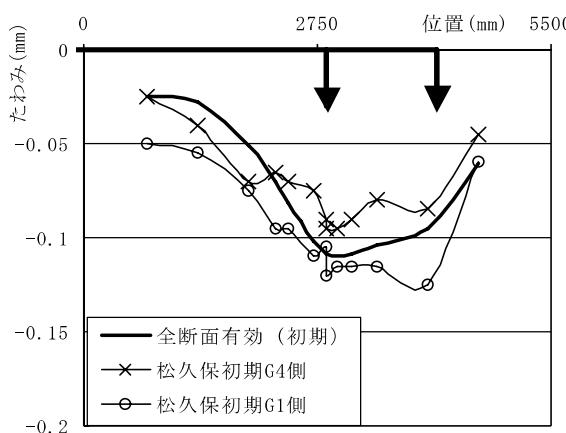
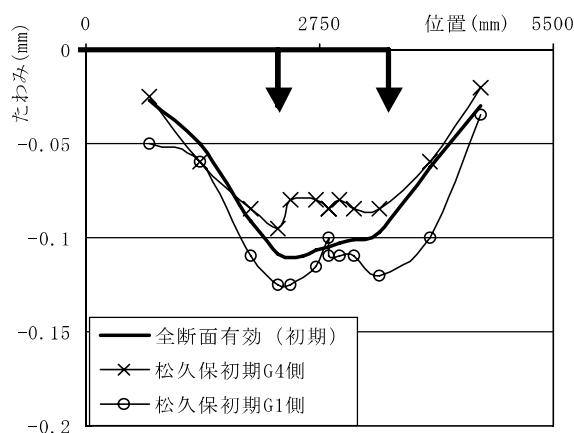


図-5 解析メッシュと載荷荷重



ケース④



ケース⑤

図-6 載荷試験によるたわみ（建設当初）

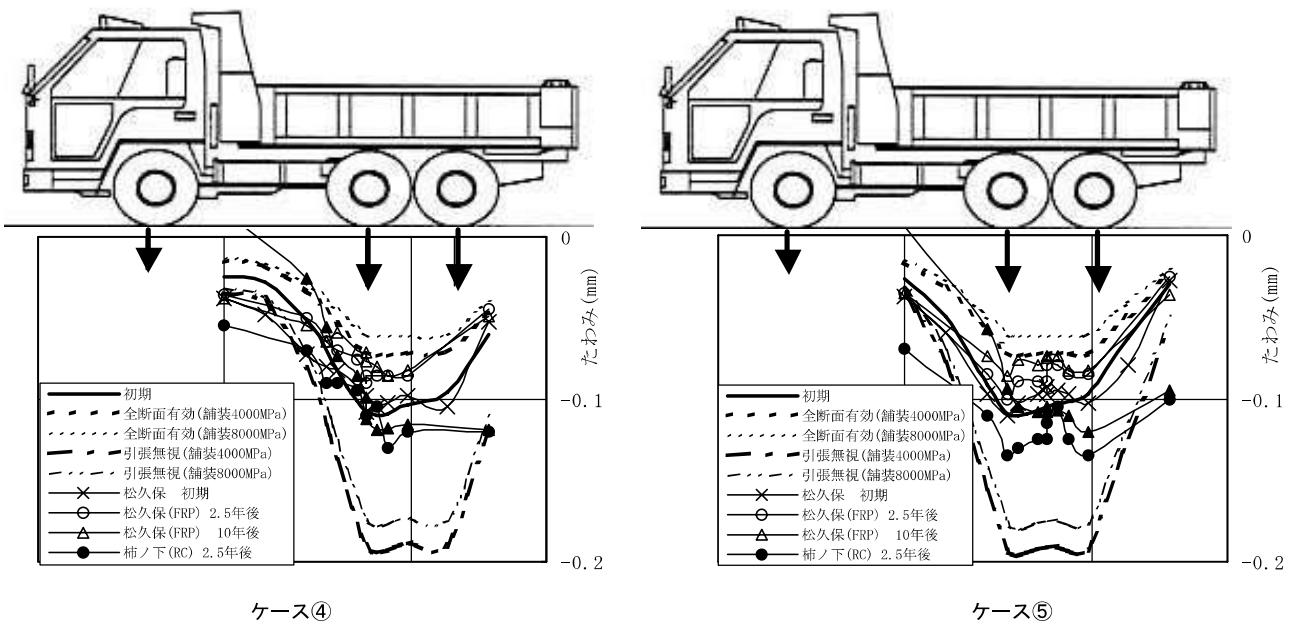


図-7 載荷試験によるたわみ

図-7に、主な載荷位置のたわみを、各載荷時の全断面有効の解析値および引張無視の解析値とともに示す。なお、各載荷時のたわみは、横断勾配の影響や壁高欄の剛性の影響を除去するため、G1側載荷とG4側載荷の平均値で表示した。

これより、FRP合成床版（松久保橋）における2.5年、10年後のたわみは、舗装の影響により建設当初より若干小さい傾向が見られ、舗装を考慮した全断面有効の解析値と概ね等しくなっている。したがって、FRP合成床版では、供用後10年経過しても、剛性の低下はほとんどないと推定できる。

一方、RC床版（柿ノ下橋）のたわみは、舗装の剛性を考慮した全断面有効の解析値と比べてたわみが大きくなってしまっており、剛性が低下していることが確認できる。また、たわみ分布は、供用後2.5年後に比べ、10年後のものの方が尖った分布形状となっている。これは、床版下面に橋軸直角方向のひびわれが多く生じていたことから判断して、このひびわれの影響により橋軸方向の剛性が低下したことに起因していると考えられる。

(3) 耐久性評価

床版の耐久性は、輪荷重のくり返し走行後の活荷重たわみとコンクリートの全断面を有効とした理論たわみとの差を、引張側コンクリートを無視した理論たわみと全断面有効の理論たわみとの差で除した(1)式により算出される値を劣化度により評価できるという考え方がある⁴⁾。

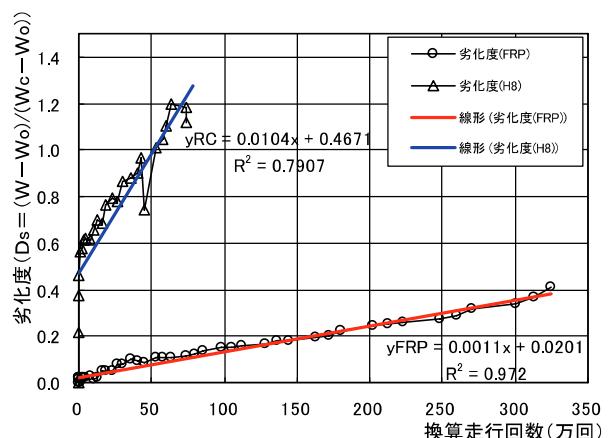


図-8 輪荷重走行試験の結果

$$D_s = (W - W_0) / (W_c - W_0) \cdots (1)$$

ここで、 D_s : 劣化度

W : 測定値

W_0 : コンクリートの全断面を有効とした理論たわみ

W_c : 引張側のコンクリートを無視した理論たわみ

FRP合成床版に対しては、過去の輪荷重走行試験の結果から、図-8に示す劣化度曲線²⁾が示されており、FRP合成床版の疲労劣化はRC床版と比べ非常に緩やかとなることがわかっている。

そこで、10年経過後の載荷試験結果を用いることにより、(1)式にて劣化度を算出すると、FRP合成床版では、ほぼ $D_\delta = 0$ 、RC床版の場合、 $D_\delta = 0.3 \sim 0.5$ 程度となつた。これを、図-8の劣化度に当てはめると、高知自動車道における約10年の車輌走行は、輪荷重走行試験における初期の段階であるが、劣化度の傾向は、実際の交通荷重においても輪荷重走行試験と同様の傾向となることがわかった。なお、10年間の車輌走行による劣化が小さいのは、高知自動車道の交通量（15,000台/日）が比較的少なく、大型車混入率（8%）も低い⁵⁾ことに起因していると考えられる。

4.まとめ

供用後10年経過した載荷試験により、RC床版では若干の剛性低下が見られるものの、FRP合成床版では剛性の低下はほとんどないことが確認された。また、実橋における床版の疲労劣化傾向は、輪荷重走行試験と同様の傾向となることがわかった。

床版の経年変化を継続的に調査している事例は少なく、今後、更に供用年数を重ねた後にも、同様の載荷試験を実施し、実橋での剛性の低下や劣化の有無について確認する必要がある。

謝辞：本載荷試験を実施するにあたりご指導を賜りました、西日本高速道路株式会社四国支社の関係各位に感謝の意を表します。

＜参考文献＞

- 1) 石崎, 久保, 松井:FRP永久型枠を用いたRC床版の静的強度・疲労耐久性に関する研究, 土木学会構造工学論文集 Vol.40A, pp.1413-1424, 1994.
- 2) 望月, 花田, 石崎, 久保, 松井:FRP合成床版の実橋への適用例と疲労耐久性評価, 土木学会第1回FRP橋梁に関するシンポジウム, pp.65-72, 2001.
- 3) 土木学会鋼橋床版の調査研究小委員会:道路橋の新技術と性能照査型設計, pp.3-7, 2002.
- 4) 前田, 松井:道路橋RC床版の劣化度判定法に関する研究, 土木学会関西支部, 既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度、耐久性の判定に関するシンポジウム論文集, 1983.
- 5) 高速道路調査会:高速道路と自動車, Vol.52, No.2, pp.72, 2009.

2009.3.30 受付

グラビア写真説明

松浜橋

本橋は阿賀野川に架かる橋梁です。新潟市津島屋～名目所間の交通渋滞の緩和（阿賀野川断面の交通容量の向上を図る）を目的として、阿賀野川河口付近に架かる国道113号松浜橋と国道7号阿賀野川大橋との間の阿賀野川大橋寄りの位置に架橋されます。

桁架設工事は、非出水期間（10月～5月）となるため、約3000tの桁架設工事をH20.10～H21.5までの1非出水期間で行っているところです。桁架設は、計13径間のうち、8径間を径間毎に台船架設工法、4径間を一括横取り架設工法、1径間をクレーンベント架設工法で行います。

風が非常に強く天候も変わりやすい厳寒期での現場施工となるため、工程管理が非常に難しい現場ですが、関係者の努力により安全に且つスムースに施工は進捗しております。
(菊地 秀貴)

大川橋

由良川を渡河する大川橋は、昭和28年に架設されましたが、老朽化が著しく、また幅員が狭小で大型車の離合が困難な状況にあるため、平成11年度から橋梁架替と併せて、舞鶴市藤津地内の幅員が狭小で急カーブの区間を解消する総延長約1.2kmのバイパス事業に着手しています。特に新大川橋の床版施工は、積雪寒冷地での冬季施工という事もあり、気象条件も厳しい中での施工となりましたが、立派で華やかな橋として完成し、今後大変自然豊かな地域で、観光・海水浴又は帰省時にはこの橋が沢山の方々に活用される事を期待しております。
(三橋 裕)

10m 級 FRP 検査路の開発

Development of 10-m-long-FRP Inspection Access Way

永見研二^{*1} 久保圭吾^{*2} 佐藤昌義^{*3} 永谷秀樹^{*4} 小林裕輔^{*5}
 Kenji NAGAMI Keigo KUBO Masayoshi SATO Hideki NAGATANI Yusuke KOBAYASHI

Summary

In recent years, rationalized bridges, in which cross beam spacing is expanded to 10 m from the conventional 6 m, have been increasingly adopted to reduce infrastructure costs. A 10-m-long-FRP inspection access way applicable to a span of 10 m was developed for use in such rationalized bridges. This paper describes the results of the tests, including field loading and vibration tests performed to examine the performance of a 10-m-long-FRP inspection road used as an inspection road for bridges.

キーワード：FRP、検査路、載荷試験、振動試験

1. はじめに

当社では、さまざまな橋梁の付属物にFRPの採用を進めてきており、FRP検査路はFRP合成床版と並んで当社の主力FRP製品のひとつとして、横桁支間6mの従来橋梁へ適用する6m級（写真-1）FRP査路を以前から製品化していた。

近年、社会資本整備におけるコスト縮減を目的として、剛性の高い床版と組み合わせて、横桁間隔を従来の6m

から10mまで広げて横桁数を減少させた合理化橋梁の採用が増加している。そのため、当社では、この横桁間隔が10mの合理化橋梁に適用可能な支間10mに対応した10m級FRP検査路を開発した（図-1、写真-2参照）。本報告では、この10m級検査路の開発において、橋梁用検査路としての性能照査のため実施した、実物大のモデルを用いた載荷試験および振動試験等の各種試験の概要について報告する。



写真-1 6m級FRP検査路



写真-2 10m級FRP検査路

*¹(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全技術グループ課長代理

*²(株)宮地鐵工所 技術本部技術開発グループ課長代理

*³(株)宮地鐵工所 技術本部保全部長

*⁴(株)宮地鐵工所 技術本部技術開発グループ課長

*⁵(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全課長

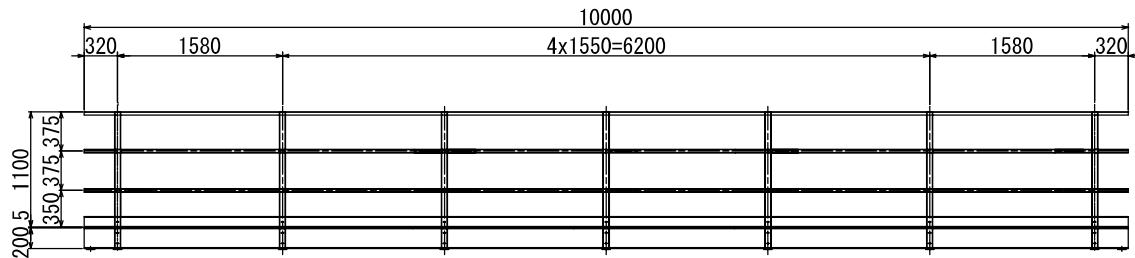


図-1 10m級FRP検査路の概寸

2. 梁材のサイズ

今回開発した10m級FRP検査路の梁材に適用する形材はC200×70×8×8のサイズを用いている。図-2に従来の6m級FRP検査路の梁材に適用する形材との比較を示す。また、表-1に設計条件と両者の設計結果を示す。

なお、検査路は、アーチ橋やトラス橋にも適合することから、これらの形式の橋梁が地上より高い場所に架設されることが多い。FRPは鋼材に比較して材料の弾性係数が低いため、特に支間が10mと長いFRP検査路では使用者の歩行時に検査路の振動大きくなる可能性があることが懸念された。そこで、FRPが軽いことから作業者の重量が振動に与える影響を考慮して、実物大モデルによる検証を行うこととした。

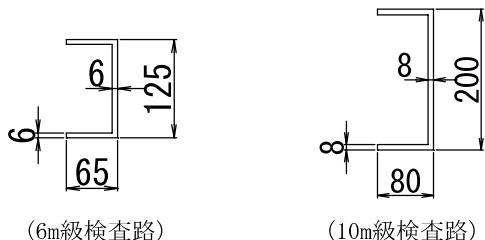


図-2 梁材のサイズ

表-1 設計条件と設計結果

		6m級	10m級
支間長	m	5.7	10
幅員	m	0.675	
群集荷重	kN/m ²	同左	
自重	kN/m ²	3.50	
集中荷重 (たわみ照査用)	kN	1.50	
断面性能	cm ⁴	1851.1	7890.8
フランジ下端応力度	N/m ²	47.1	56.8
たわみ	mm	13.0	19.1

3. 実物大モデルによる検証

(1) 鉛直荷重載荷実験

群集荷重に相当する荷重を、土のうを用いて載荷した(写真-3参照)。この試験結果より、設計荷重(群集荷重満載)に対して耐力があり、変位に対しても設計値よりも小さいことが確認された。



写真-3 鉛直荷重載荷試験

(2) 振動実験

振動計測は、以下に示す2種類の載荷状態の異なる試験において実施した。

①衝撃応答試験：

支間中央近傍に衝撃荷重を、人間が台座から飛び降りることにより載荷した(写真-4参照)。

②歩行振動試験：

人間が検査路を歩行する。また、2人以上は連行して歩行する(写真-5参照)。

衝撃応答試験の結果として、図-3、4に応答加速度波形を、図-5に応答加速度のパワースペクトルを示す。

この結果より、FRP検査路の自重に作業者分の重量が

加わるため、載荷人数が多くなると固有振動数が低くなるが、5人の作業者が載った状態でも、固有振動数は2.93Hzであった。一般的に、歩道橋では歩行者の歩調は



写真-4 衝撃応答試験



写真-5 歩行振動試験

ほぼ2Hzであり、固有振動数が2Hzに近い場合には歩行者に不快感を与えるため、好ましくないとされているため（「立体横断施設基準・同解説」（社）日本道路協会、昭和54年1月より）、この固有振動数は歩行に問題ない範囲であると考えられる。

また、歩行振動試験においては、歩行する作業者の人数が増加しても、振動体として有効となる重量の増加は小さいため、固有振動数の変化も小さくなる。このため、固有振動数は、衝撃応答試験で作業者が1人載った状態での固有振動数 ($f = 5.47\text{sec}$) に近い、 $6.05 \sim 5.66\text{Hz}$ となっている。

以上より、FRP検査路の歩行による振動は、利用者に不快感を与えないものと判断される。

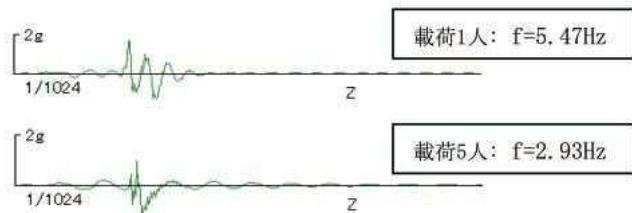


図-3 応答加速度波形 (衝撃応答試験)

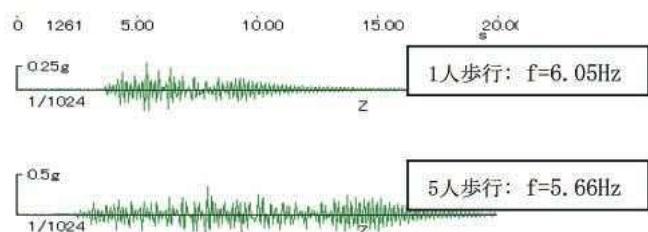


図-4 応答加速度波形 (歩行振動試験)

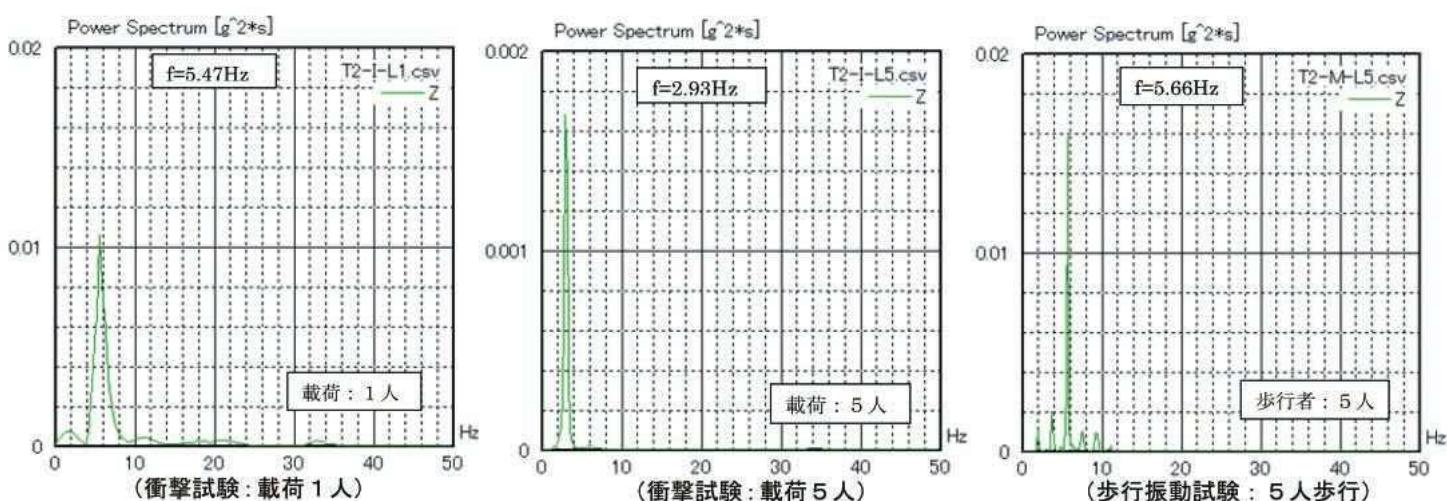


図-5 応答加速度パワースペクトル

(3) 手摺りの耐力試験

1) 手摺りの水平載荷実験

手摺りの支柱と梁材はボルトで固定しており、このボルトの支柱および梁材のウェブでの定着部の損傷に着目して、手摺りの水平載荷実験を行った（写真-6参照）。なお、この試験では、設計荷重の3倍まで載荷を行った。

この実験より、設計荷重の3倍の載荷荷重において、支柱本体、支柱および梁材のウェブのボルト定着部において、特に損傷のないことが確認された。



写真-6 手摺りの水平載荷試験

2) 落下試験

本検査路の手摺の設計荷重は、鋼製検査路と同様に「防護柵の設置基準・同解説 種別P（日本道路協会H16.3）」に準拠している。よって、使用者が安全帯を手摺りに掛けた状態で落下し、手摺りが安全帯のランヤードの支持点となった場合は想定していない。



写真-7 落下試験

しかし、今回、使用者が安全帯を手摺りのみに掛けた状態で落下した場合を想定した、落下試験を実施した。

試験方法は、安全帯の衝撃試験と同様に、重さ85kgの重り（砂のう）に安全帯を設置し、手摺りに安全帯のランヤードを固定した状態で落下させるものとした（写真-7参照）。

この実験結果より、手摺りは損傷するものの、安全帯の手摺りの定着部は破断しないことが確認された。

4.まとめ

今回実施した各種試験より、以下の事項が確認された。

- ・10m級FRP検査路は設計荷重に対して十分な耐力を有している。
- ・使用者が安全帯を手摺りのみに掛けた状態で落下した場合を想定した落下試験においても、手摺りは損傷するものの破断しない。
- ・振動実験結果から、FRPは鋼材に比べて弾性係数が小さくたわみ易いが、使用者の歩行支障が生じない範囲の振動特性である。

また、今回の試験の期間中には、1人でも多くの人に検査路を歩いてもらい、歩行感覚の感想を得ている。そこで、殆どが、鋼製の検査路よりは揺れるが、特に恐怖心や不快を覚えるものでは無いとのことであった。試験では検査路を地上から高い位置に設置していないので、実際の橋梁に設置した場合、特に航路上の橋梁などで海面までの距離がある場合などは、違った感想になるかもしれないが、筆者の経験から、腐食した鋼製検査路に乗るよりは安全であることは間違いない。

なお、この10m級FRP検査路の開発過程における構造改良の成果として、手摺りの支柱と梁材との定着方法、手摺の笠木、胴縁の支柱との定着方法について特許申請を行っている。

最後に、この10m級FRP検査路の開発においては、共同開発者として多大なるご協力を頂いたAGCマテックス（株）の関係各位に深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 稲田博史・栗田繁美・小林智則・佐藤昌義・久保圭吾：FRP材を用いた橋梁付属物の紹介 宮地技報 No.22, 2007

2009.2.18 受付

直下吊りによる単径間吊橋の架設（豊島大橋）

Single-Span Suspension Bridge by Lifting Erection Method (Toyoshima Ohashi)

中山 裕 康^{*1} 高橋 昌 彦^{*2} 上原 正^{*3}
Hiroyasu NAKAYAMA Masahiko TAKAHASHI Tadashi UEHARA

Summary

Toshima Ohashi is a 540-meter-long single-span bridge adopting a monocell structure for girder stiffening. In the conventional lifting erection method, four-point suspending erection by two units of lifting beams is normally applied. In order to drastically reduce the construction period for this bridge, a two-party lifting erection method with one lifting beam was adopted, except for the initial block erection, with stiffening girders being lifted by two point suspension, for which lifting-point equipment was devised with consideration given to the center of gravity and securing stability during lifting. The present paper reports the details of the erection process.

キーワード：吊橋、直下吊り、スイング架設、リフティングビーム、センターステイ

1. まえがき

豊島大橋は、呉市豊浜町豊島と呉市蒲刈町大浦を結ぶ一般県道豊浜蒲刈線のうち、海峡部（幅が約500m、最大水深が約50m、最大潮流速が2.5m/sec（約5ノット））を渡海する橋梁である。本橋梁の整備により、本土から下蒲刈島、上蒲刈島、豊島、大崎下島を経由して、愛媛県の岡村島まで陸続きとなり、通勤・通学・医療などの時間短縮効果や、交通・情報交流圏の拡大による地域振興・地域開発・観光振興などに大きな期待が寄せられている（図-1）。

吊橋部となる本橋は補剛桁にモノセル構造を採用した

橋長540mの単径間吊橋で、一般的なフェアリングの代わりに「水平プレート」を設置し、維持管理のコスト縮減策として「桁内除湿システムの採用」、除湿システムの効果を高めるための密閉性向上策としての「全周溶接」、エネルギー吸収型の「センターステイの採用」などの特徴を有している。

また、現場施工においては「1台のリフティングビームによる直下吊り架設」を採用するとともに各仮設備に様々な工夫を凝らすことによって大幅な工程短縮を実現した。

本稿では豊島大橋補剛桁工事のうち、現場施工について報告する。

2. 橋梁概要

豊島大橋の補剛桁断面図を図-2、架設一般図を図-3に示し、現況写真を写真-1に示す。

吊橋部橋梁諸元

発注者：広島県道路公社

工事名：一般県道豊浜蒲刈線橋梁整備事業（仮称）
豊島大橋補剛桁工事

施工位置：広島県呉市豊浜町豊島～呉市蒲刈町大浦

橋梁形式：単径間吊橋



図-1 位置図

*¹(株)宮地鐵工所 工事本部工事計画部東京計画グループ係長（三菱・宮地JV）

*²(株)宮地鐵工所 工事本部工事部東京工事グループ係長（三菱・宮地JV）

*³(株)宮地鐵工所 工事本部工事計画部長（三菱・宮地JV監理技術者）

橋 長 : 540m
 支 間 長 : 533m
 有効幅員 : 車道 7.250m 歩道 2.000m
 縦断勾配 : 0.5 % 放物線勾配
 横断勾配 : 車道部 1.5 % 歩道部 2.0 %



写真-1 竣工時現況

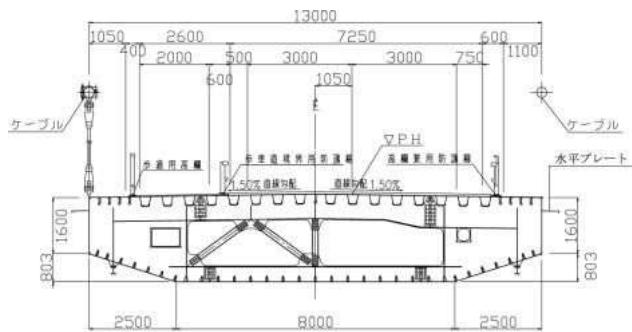


図-2 補剛桁断面図

3. 直下吊り架設

(1) 架設概要

本橋の補剛桁架設は、あらかじめ工場にて組み立てられた補剛桁ブロックを架設位置直下に定点係留した輸送台船からリフティングビーム（以下、LBと表記）により直接架設する「直下吊架設」と、主塔付近の輸送台船が直下に係留できない個所のLBと本設ハンガーによる荷重盛り替えにより架設ブロックを移動させる「スイング架設」の2工法を採用した。なお、LBによる補剛桁の吊り上げは支間中央のハンガー長の短い部分はLB2基の相吊りとしそれ以外の部分はLB1基による架設を行なった。

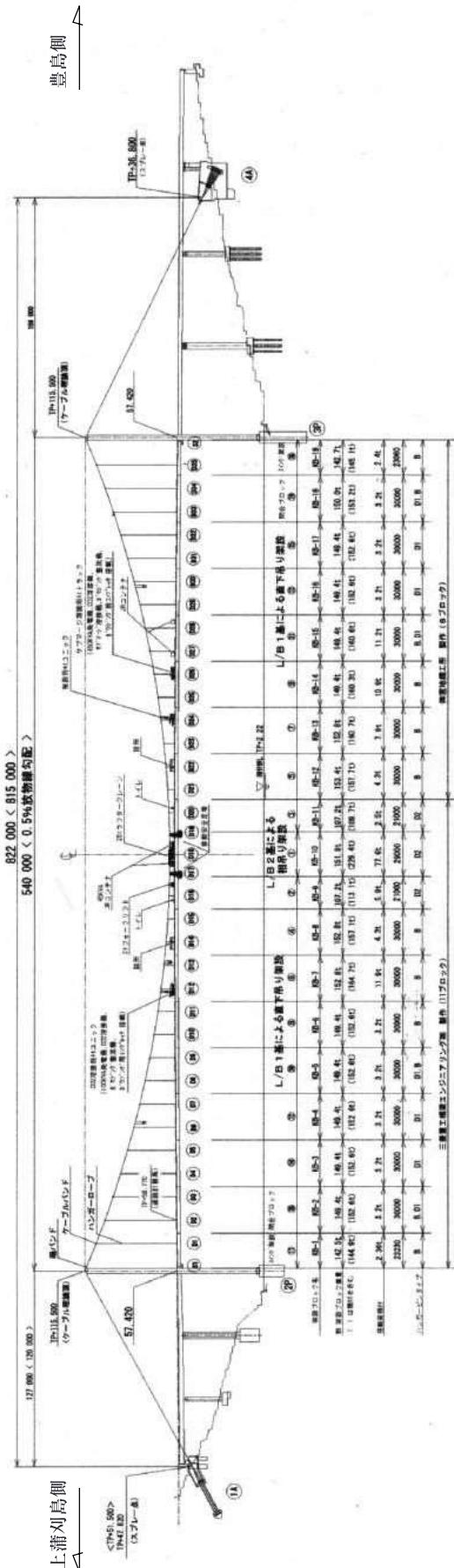


図-3 架設一般図

1) 架設時構造系

架設時の補剛桁部材の結合方法は、海面占有期間を短縮できる「全ヒンジ工法」を採用することとした。

2) ブロックの架設順序

支間中央から両主塔に向かって対称に架設した。なお、閉合ブロックは直下吊り架設が出来ない塔付きブロックの隣接ブロックとした。

架設フローを図-4に示す。

3) 輸送台船の定点保持

補剛桁輸送台船の係留方法として本工事では、伯方・大島大橋工事等で実績があり、海面使用面積を縮小できる「揚錨船によるアンカー1点係留方式」を採用した。

通常、係留用アンカーの打設方向は、作業時の現地潮流方向により、潮上方向にアンカーを打設し係留を行なうが、本橋の場合架橋位置北側に水道管が敷設されているため、北側へのアンカー打設は不測の事態を引き起こす可能性があること、補剛桁の吊り上げ作業は、転流時期に行なうタイムスケジュールとしている事から補剛桁の吊り上げ作業には潮流方向に関係しないと判断されることから、潮流方向に関わらず南側へのアンカー打設にて施工した。

なお、補剛桁の架設に先立ち、輸送台船現地係留作業の安全施工を確保するためおよび定点保持精度を確実とするために現地海域にて定点保持試験を実施した。

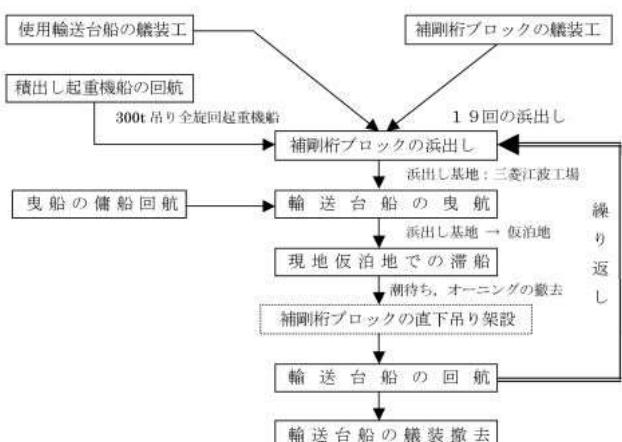


図-4 架設フロー

(2) 架設ブロックの浜出し・輸送

製作工場で組み立てられ浜出し基地にストックされた補剛桁架設ブロックは、桁上搭載物並びに橋上仮設手摺

等の事前艤装及び現場継手仕口部の塩害防止としてオーニングを行なったあと、現地直下吊り架設サイクル工程に合わせて、手配した3,000t積み級の輸送台船に積み込む浜出し作業を行なった。浜出しクレーンは300t吊り起重機船を用いて実施した（写真-2）。

製作工場から海上輸送された桁ブロックは、現地近傍の仮泊地に係留し、桁端オーニングの撤去、搭載資機材のラッシングの確認、仮設手摺の整備等の架設準備を実施し、架設時刻に合わせて係留を解除し、現地海域に曳航を行なった。架設現地では、輸送台船の定点係留のために揚錨船により20tアンカーを打設し、揚錨船と輸送台船を連結して所定位置に係留した。

なお、定点係留における橋軸直角方向の制御はアンカー及び揚錨船の係留ウインチにより行い、橋軸方向は主曳船及び輸送台船に横抱きする補助曳船（チャッカー船）で行なった。



写真-2 浜出し状況

(3) 補剛桁の架設

1) 中央ブロック KB-10 の架設

各主塔部にて補剛桁架設用LBを組み立てた後、LBを支間中央まで移動させ中央ブロックの架設を行なった。

中央ブロックはハンガーケーブルの長さが短くLBの吊揚程が不足するため、2P側、3P側2台のLBの相吊りにより架設を行なった。なお、相吊り架設であるため吊り上げ形状としては安定したものとなること、LB能力がその他一般部の1基吊で決定されるために吊り上げ能力に余裕のあることから、施工に使用する仮設備関係（クレーン、移動安全足場）を搭載して架設した（図-3）。

また、中央ブロックは、ハンガー一定着点が3箇所（南

北で6箇所)あり、LBでその両端のハンガー格点を吊り上げているため、架設中は補剛桁自重によりたわんだ状態となる。このため、補剛桁は中央のハンガーを先行して定着し、その後両端のハンガーを定着した。

2) 一般ブロック KB-3～9、KB-11～17 の架設

中央ブロックの架設に引き続き、各々のLBを中央ブロック両端部の主塔側に各1基移動させ、主塔に向かい交互に1ブロックずつ補剛桁を架設した(写真-3)。

直下吊り架設では、吊り上げ時に既設の桁との干渉を避けるために所定位置から500mm程度主塔側の位置で吊り上げ、既設ブロックの下フランジ手前で一旦巻上げを停止し、既設ブロックとの干渉の有無を確認した後に再巻上げを行なった。ハンガー定着は吊り上げ勾配の関係で全点同時には定着できないため、最も高いハンガーに定着できる高さまで吊り上げて定着し、LBの巻き下げ操作で順次全点のハンガーを定着した。

ハンガー定着の後、LBの荷重を開放し、ハンガーに荷重を預けることで既設桁側に近接させ、架設ブロックと既設ブロック間をウェブ上端でヒンジ連結するが、最終の微調整は桁上に設置した引き寄せ設備を使用した。

なお、この際、現場継手間の開口部からの小物類の落下を防止するために下フランジ部に落下防止ネットを展張し、桁端部のヒンジ、中央部のせん断キーの順番で仮設用高力ボルトを締め付けた。

LBフックを開放し、次架設の準備を桁上で実施した後にLBは次の架設位置までの移動させ、サイクル架設に備えた。



写真-3 直下吊り状況

3 j t < u b NKB-1 AKB-19 ,

2P側のKB-3、3P側のKB-17の一般ブロック吊り上げ架設後、閉合ブロックの架設前に塔付きブロックを先行して架設した。施工方法は、概要の項で記述したとおり、桁輸送台船が主塔廻りの栈台設備によって所定の架設位置直下に係留できないため、吊り上げた塔付きブロックをLBと本設ハンガーを用いて橋軸方向に移動させる「スイング架設」により架設した(写真-4、5、6)。

当初本設ハンガーを仮連結する金具を補剛桁本体に付けて行なう予定であったが荷重盛替え時に2点吊となり、重心位置のわずかな誤差でも吊り上げブロックが大きく傾くことが想定された。このため、台船からの吊り上げ時に荷重調整が完了しているリフティングビームのバランスビームにハンガー定着金具を設置し、これにハンガーを仮連結してスイングさせることで安全性を確保した。

スイング架設による本荷重移行作業だけでは所定(セットバック)位置までの橋軸方向の移動が完全に出来ないので、準備工として段取り済みの引寄せ設備を取り付けて、所定位置まで塔付ブロックの引寄せ作業を行なった。また、所定位置までの桁引寄せ作業時は、各支承部との接触を避けるために所定高さより約0.95m吊り上げた状態で行なった。

所定位置までの桁引寄せ作業後、各支承位置の橋軸方向と橋軸直角方向を確認し、LB主巻きの巻き下げと桁引寄せ設備の微操作を繰り返しながら、所定位置に塔付ブロックを据え付けた。



写真-4 スイング架設状況 (1)



写真一五 スイング架設状況(2)



写真一七 閉合ブロックKB-18の架設



写真一六 スイング架設状況(3)

4) 閉合ブロック KB-2、KB-18 の架設

2P、3P側それぞれの塔付きブロックの架設完了後に、2P側のKB-2、3P側のKB-18の閉合ブロックを架設した(写真一七)。桁輸送台船の進入位置は桟台の前面直近となるため、一般ブロックで実施する桁輸送台船の1点係留方式は台船船舶の操船が困難である。よって、桁輸送台船は桟台前面にスペーサー台船を介して係留した。

一般ブロックの吊り上げ作業と同様に、本設ハンガーソケットを人力及びレバーブロック等による介錯とLB主巻きフックの巻き上げ、巻き下げ操作によって本設ピンを定着金具に装着させた。

ハンガーロープの定着完了後、LB主巻きにある程度の荷重を負荷した状態で巻き下げを行い、閉合ブロックを中心既架設桁側に引寄せたが、最終的な微調整は、準備しておいたチルホールの桁引込み設備を用いて行なった。

4. ブロックの接合作業

(1) 添接部の仕口合わせ、形状保持

架設時の暴風対策として、閉合ブロックと塔付きブロック間は縁切りしておき、支間中央側のブロックから順次、現場添接部の形状保持(仮添接)を行なった。閉合作業の手順と時期は、解体計算の結果と架設形状によって決定するものとし、仕口合わせ及び現地継手溶接作業は補剛桁架設が進捗し、ヒンジ部が閉じる架設形状を示す閉合ブロックの架設完了後に行なった。

閉合部は左右の仕口部の高さ、勾配が異なるため、添接作業を行なうにはこれらの異差を修正しなければならない。通常、セッティングビームや引込ジャッキを用いて強制的に桁形状を変形させて行なうが、これら設備の設置には大きな桁補強を必要とする場合が多い。そこで本橋では、桁上の仮設備を添接部近傍にカウンターウエイトとして仮置きすることで仕口部の高さを合わせてヒンジを連結した後、中央側の桁上重機を移動させることで仕口勾配を合わせる手法を採用し、結果として補剛桁に補強することなく閉合作業を行なうことが出来た。

支間中央側の一般部においても桁上設備をカウンターウエイトとして仕口を合わせ、微調整として補剛桁内の縦リブを利用した引き込みジャッキ設備を使用した。

(2) 現場溶接

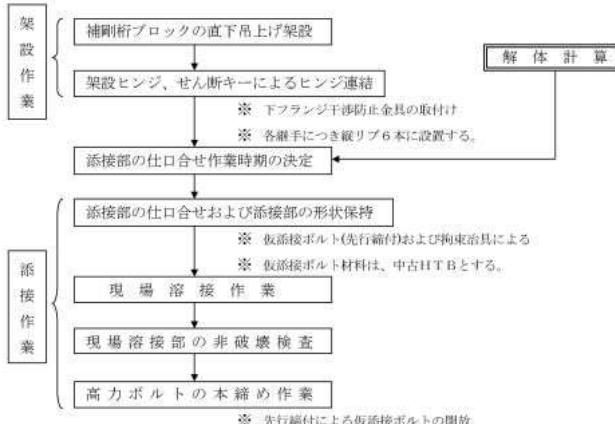
補剛桁現場継手部の溶接方法はデッキプレートをサブマージアーク溶接機による片面裏波溶接で、下フランジ、ウェブはそれぞれ下向き、立向き姿勢としたCO₂半自動溶接機を用いての片面裏波溶接法による施工とした。

デッキプレート上面の端部に設置している架設ヒンジにより全体形状やルートギャップおよび目違いは決定されることから、エレクションピースは設置せず、エンドタブは架設ヒンジにて形状決定後に現場にて設置した。

また、桁形状の精度確保と溶接収縮量を測定するため、溶接線をまたぎ計測点を設置し（製作時に設置）溶接前と溶接後に計測点間を計測することにより溶接収縮量を把握し、これを基に桁長の管理も合わせて行なった。

(3) 桁内高力ボルトの締め付け

現場溶接に引き続いて高力ボルトの本締め作業を図一五に示すフローに従い行なった。現場溶接、高力ボルトによる補剛桁本体の添接作業時期は、解体計算結果により決定した。



図一五 現場接合フロー

5. 形状管理

(1) 解体計算

架設時の吊橋形状は架設の進捗に伴い刻々と変化するため、架設作業を進めるにあたり、各段階における吊橋全体形状を把握することが重要になる。このため、各ステップ毎の橋体各部の温度を考慮し、架設機材の配置を反映した事前解析を実施した。解体計算の目的は下記が挙げられる。

- ①ステップ毎の補剛桁の変形および作用力
 - ・変形量の実橋との比較による形状確認
 - ・架設時の補剛桁に過大な力が作用しないことの確認
 - ・現場溶接および高力ボルト締め付け時期の決定
- ②仕口合わせ時に必要な引き込み力の算出
- ③直下吊り時の風による動搖作用

(2) 形状管理

計測は外気温が比較的安定する夜間から早朝間にを行い、解体計算からの解析値と計測値とを対比し、適宜、施工精度を確認し、形状の把握と確認に努めた（表一1）。

なお、補剛桁架設前の現形状確認を目的にLB等の架設用機材組立前に計測を実施し、対比にあたってはこの計測値を基本とした。

表一1 計測時期

計測時期	備考
①直下吊上架設時（その1）	一般ブロックの架設時
②直下吊上架設時（その2）	一般ブロックの架設時
③スイング架設時	塔付きブロックの架設時
④ブロック閉合前	塔付きブロックの架設完了後
⑤全ブロック仮添接完了後	閉合ブロック架設完了後（ヒンジ連結）
⑥全添接部現場溶接完了後	全現場締手溶接が完了した時点
⑦LB撤去完了後	LBおよび移動安全足場が撤出された時点
⑧本工事完成前	本工事の全ての工種が完了した時点での最終形状

6. その他の現場施工

(1) 支承工

1) 鉛直支承の据付

据付に先立ち、主塔の道路部水平材張出し部に位置する鉛直支承据付面の高さを計測し、南北の相対差を主眼に調整プレートの板厚を決定した。据付は、下沓を塔付ブロックの架設前に所定位置に塔頂クレーンを使用してセットしておき、上沓は、製作工場において桁側（ソールプレート側）に予め取り付けて架設を行なった。

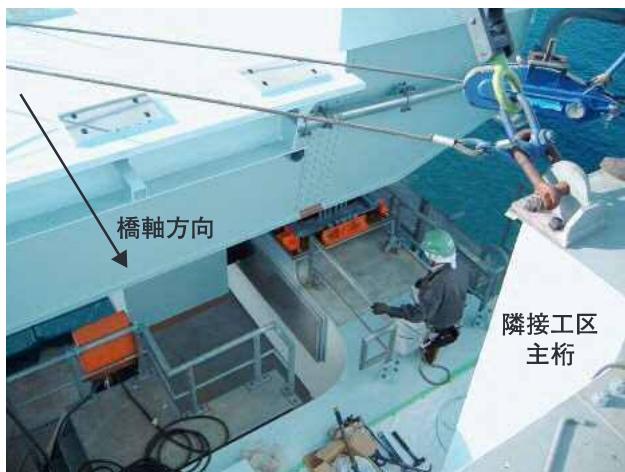
2) 水平支承の据付

鉛直支承と同様に桁架設後の設置が困難なことから、上沓と下沓を分離して架設した。上沓は、塔付きブロック架設前に塔側に取り付け、下沓は塔付きブロックに工場にて取り付け輸送した。

上沓はナイロンスリングを用いて吊り上げて、所定の位置に到達した際に事前に用意した取り付け用仮ボルト4本を塔ブラケット内から挿入し、仮留めし、位置を調整し、ナイロンスリングを取り外した後に正規ボルトで固定した。施工前には取り付け面の塔側の遊間を計測し、主塔工事で設置済みの塔側ベースプレート面の鉛直度も加味して、桁側のベースプレート厚さに反映させた。

上沓と下沓の設計遊間は片側2mmと狭いため、塔付き

ブロックの落とし込み作業はたすきに設置した引き込み設備で介錯と誘導を行いながら施工した（写真一8）。



写真一8 落とし込み状況

(2) 現場継手部水平プレート設置工

補剛桁の耐風安定性向上のために、両ウェブの上フランジ近傍に設けられた水平プレートの現場継手部は、過大な力が作用しないように補剛桁現場継手部の現場溶接完了後に施工した。取り付けは、架設ヒンジ添接用足場を利用して現場溶接を行い、溶接時はアーク火の粉飛散の養生対策（防火シート張り）を行なった。

(3) 高欄・防護柵工

高欄および防護柵は、工場溶接された鋼床版上のスタッドボルト付ベースプレートへ支柱をダブルナットで締め付ける構造であり、本橋では歩道側高欄、歩車道境界用車両防護柵、高欄兼用車両用防護柵の3種類3ラインの設置を行なった。

高欄取付用のスタッドボルトは溶融亜鉛メッキ処理をされており、スタッド溶接部の防錆対策としてスタッド基部には上塗塗装が施されていた。しかしながら、高欄基部の調整プレートがこの溶接ビードをかわすために拡大孔となっており雨水等の溜水により防錆上の弱点となる可能性があった。このため、調整プレート部のボルト孔部にコーティングを実施し、その問題を解決した。

また、桁張り出し先端部に設置する高欄部での作業は、海上への万一の落下、墜落に備え、作業に先行してハンガーロープ間に安全ネットを設置した。

(4) 桁端部コンクリート充填工

桁端部には負反力の発生を防止するため、補剛桁内にカウンターウエイトとしてコンクリートを充填した。充填するコンクリート重量は解体計算で精算した値とし、打込み完了後、十分な乾燥期間を設けた後に充填孔を塞いだ。

(5) 道路伸縮装置工

伸縮装置には長大橋で施工実績が多いローリングリーフ式道路伸縮装置を採用した。ローリングリーフ式伸縮装置の各装置は走行性に直接影響することから平行、直角、平面等に厳しい精度で据え付ける必要があるため、据付基準線、端桁取付部、支持台位置の高さを計測した。なお、計測を実施する時期は外気温が比較的安定する早朝とし、数日間計測することで温度による桁の挙動を確認し、据付値および調整高さを決定した後、塔頂クレーンおよび橋上クレーンにより据え付けた（写真一9）。



写真一9 伸縮装置据付状況

(6) センターステイ設置工

常時、強風時および地震時の主ケーブルと補剛桁との相対変位を拘束する目的で、エネルギー吸収型のセンターステイを設置した。設置時の緊張は、南側・北側と分けて作業し、2本 / WEB 同時に緊張させた。

使用したセンターステイの諸元を以下に示す。

種類：ポリエチレン被覆PC鋼より線（SWPR7BL）

構成：19 × φ 11.1

断面積：1409.6 mm²

破断荷重：2622 kN

(7) 主ケーブル形状の補整

リフティングビーム走行車輪による主ケーブルの断面変形の修正は、LB走行の前後においてケーブル形状を計測・記録し、必要に応じて補整作業を行った。補整作業は適宜かけや等で行い、最終的に変形の大きい部分は形状修正治具を製作し、ジャッキを用いて補整した（写真-10）。



写真-10 主ケーブル断面の補整状況

(8) 金具の切断・仕上げ

鋼床版上面に設置した架設用吊金具およびラッシング金具は、切断後の仕上げ高さを5mm未満とする必要があった。通常この作業は、ガス切断し、ディスクグラインダーにて所定高さまで仕上げる方法で行なわれるが、切断・仕上げの熱による塗装の焼け、グラインダーの研磨鉄粉によるもらい鋳びを発生させる原因となっていた。そこで、金具切削機を使用してガス切断後の仕上げを行うこととし、仕上げ周辺部分の塗装の保護を図るとともに切削面の仕上げ度の均一化に配慮した。

(9) スカラップ当て板の取り付け

補剛桁断面は除湿装置作動時の密閉性を確保するため、外周面を全断面溶接としているが、溶接作業にはスカラップが必要である。そのため、桁内密閉性を確保するために現場溶接後、桁の内面と外面から当て板の現場溶接でスカラップを塞いだ。

7. 架設設備

(1) リフティングビーム

LBは、補剛桁ブロックの台船上からの吊り上げを行なう設備であり、主ケーブル上に設置する巻上げ機本体と、主塔部作業構台上に配置するワインチ設備から構成される。今回のLB1基による直下吊り架設では、計2基の設備が必要であったため、2P側、3P側の主ケーブル上に各1基ずつの計2基を設置した（写真-11、12）。

本設備の設置は、海上輸送にてLB部材を作業構台上に搬入し、塔頂クレーンを使用して主ケーブル上に設置する。リフティングビームの操作室は主塔橋脚上に設置したが、この操作室からは直接ワインチの状況が把握できなかった。このため、ワインチ（ワイヤーの巻き取り状況）を監視するカメラ及び荷重を計測する3点シープ型荷重計測器を設置し、それら情報を運転席にてモニター監視できるようにした。



写真-11 リフティングビーム設置状況

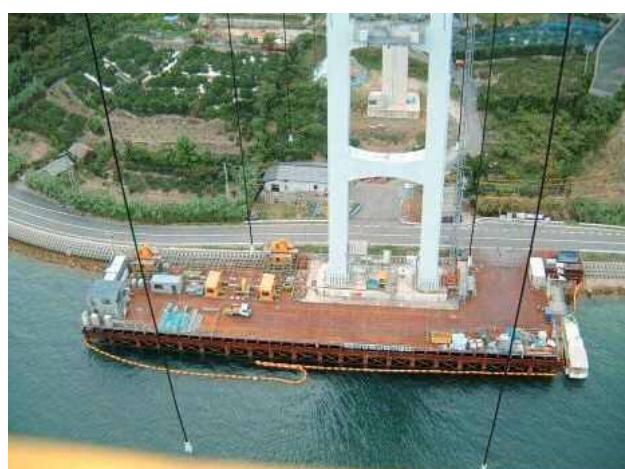


写真-12 桟台上設備配置状況

(2) バランスビーム

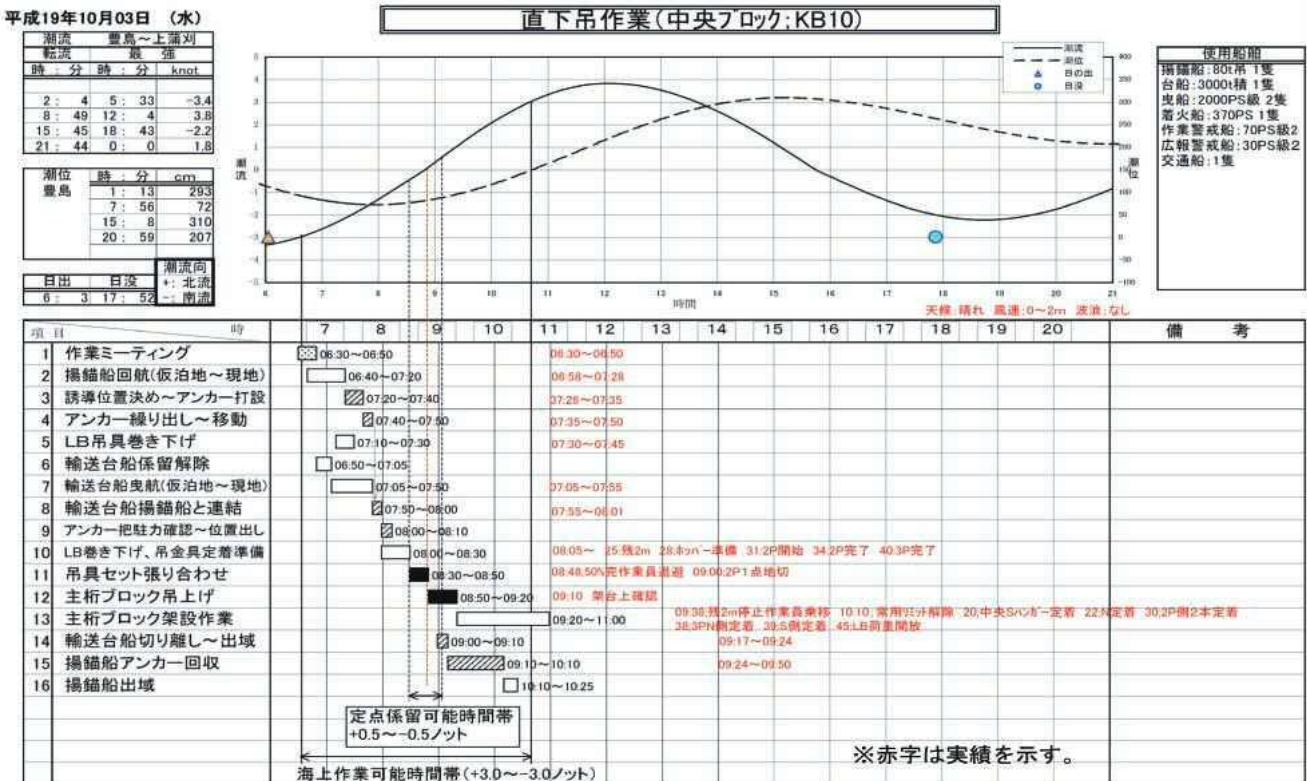
架設ブロック重心位置とリフティングビームに装備された吊具（バランスビーム）吊点位置のずれによるブロック傾斜対策として、バランスビームからの橋軸方向の2吊点とし、一方の吊点に押し引きジャッキ設置して傾斜調整を実施した。なお、重心位置は浜出し前に工場内で計測したロードセル4点の反力値と設計反力との差から重心修正量を算出し、ジャッキストロークの管理に反映させた。吊り上げ時のストロークの微調整はバランスビーム上に乗り込む必要がないように遠隔操作で対応した。

また、補剛桁架設時のバランスビーム吊金具と補剛桁吊金具とのピン連結作業を効率よくかつ安全に行なうために「連結ピン挿入治具」を設置した。本治具は、補剛桁吊金具をガイドとし、バランスビームを降下させるだけでピンが装着できる状態となるため連結作業は非常にスムーズに行なうことが出来た（写真-13）。

(3) 移動安全足場

移動安全足場は、直下吊りで架設した補剛桁ブロック間の添接作業及び現場溶接並びに現場塗装時の作業足場

表一 2 計測時期



兼防護足場を主要目的とするほか、補剛桁下面に設けるラッシング金具の撤去及び桁輸送台船受け架台跡の化粧ボルト取り付け等のため、2P側、3P側の補剛桁下面に各1基ずつの計2基を設置した。

本設備の設置は、直下吊りする中央ブロック（KB-10）に先行艤装して架設するため、工場での中央ブロック桁地組立後、工場で組立・組込みを行って、中央ブロックの補剛桁架設とともに一括架設した（写真-14）。



写真-13 補剛桁の2吊点部状況

当初計画では、溶接・塗装作業用の移動安全足場は補剛桁の架設途中に単独で吊り上げ設置する計画であったが、製作工場にて予め中央ブロックに組み込み、架設ブロックと一緒に上架することで、現地海域の使用回数の削減を図った。このことは、潮流条件に左右される本橋の架設にとって工程短縮にも結びついた。



写真-14 移動安全足場設置状況

8. 直下吊りタイムスケジュール

本橋の直下吊り架設は、桁輸送台船を揚錨船を使用した1点係留方式にて定点係留させるため、現地潮流条件と密接な関係が生じることとなる。

このため、直下吊り架設の計画タイムスケジュールを設定して作業船団の現地係留作業と架設作業の関連を整理し、かつ現地潮流と日の出、日没時間を考慮し、架設作業日を設定した。**表-2**に直下吊り架設のタイムスケジュールを示す。

9. あとがき

工夫を凝らした仮設備計画および十分に検討を重ねた施工、また、気象条件にも恵まれたことなどにより一度も吊り上げを中止することなく、補剛桁ブロックの架設を完了することができ、当初計画どおりに大幅な工期短縮を実現することができた。この結果、地域振興に大きな役割を担う本橋は、当初の開通予定時期よりも約4ヶ月前倒しとなる平成20年11月18日に多くの島民の祝福を受け、開通した。無事故で工事を完了し、早期開通の一助となったことは当社にとって大きな成果である。

最後に本橋の施工にあたり、ご指導を賜りました広島県道路公社の関係各位に誌面を借りて厚く御礼を申し上げます。

<参考文献>

- 1) 本州四国連絡橋 伯方・大島大橋工事誌（本州四国連絡橋公団）

2009.1.13 受付

グラビア写真説明

越前くりや橋

石川県金沢市～福井県南条郡までの路線、一般国道305号線の福井県越前町に豊かな観光資源を活かす道づくりとして本橋が誕生しました。

架橋地が海岸沿いという事で、塩害対策として鋼桁にアルミマグネシウム溶射、場所打ちPC床版の鉄筋にはエポキシ樹脂塗装が施されたものを使用しました。また、場所打ちPC床版では、防蝕性の優れたプレグラウトPC鋼材を使用し、また床版厚が190mmという薄い形状であったため、様々な事に気を遣いながらの施工になりました。

この地域では夏には海水浴やスキューバダイビング、冬は有名な越前蟹や温泉等季節を問わず観光客で賑わいがあります。本橋も沢山の方々にご活用される事を願っております。

(淵上 哲也)

現場組立型斜材ケーブルと合成床版を組み合わせた 斜張橋の架設（銚子大橋）

Erection of Cable-Stayed Bridge with Field-Assembled Cable for Diagonal member and Composite Floor Slabs (Choshi Ohashi)

藤 井 一 成^{*1} 増 田 高 志^{*2} 阿 部 幸 夫^{*3}
Kazunari FUJII Takashi MASUDA Yukio ABE

Summary

The bridge is a 1203.2-meter-long structure erected at the lower reaches of the Tone River in 1962. The bridge has played a role in regional development as one of the highway bridges connecting the Toso region of Chiba Prefecture and the Rokko region of Ibaraki Prefecture. However, the bridge developed severe damage due to salt-air, etc., and faced problems related to traffic regulations for heavy vehicles and earthquake resistance. Accordingly, a new bridge was planned for construction approximately 20 m upstream from the existing bridge. Miyaji assembled a 4-span continuous composite cable-stayed bridge section, and we employed field-assembled cables, composite floor slabs and balancing installation technique, for which there were few previous cases of application. We paid due consideration to the mutual influence of these members in the process of construction. The present paper reports on these three points.

キーワード：現場組立型ケーブル 合成床版 バランシング架設工法 鋼斜張橋

1. はじめに

既設の銚子大橋は、昭和37年に建設された利根川最下流に架かる橋長1203.2mの橋梁で、その形式は、27径間のうち、5径間（407.4m）は吊構を有する3径間連続ワーレントラス橋、残りの22径間（795.8m）は、合成鋼桁橋で単径間8連、2径間連続1連、3径間連続4連である（図-1）。これまで、千葉県東総地域と茨城県鹿行地域を結ぶ、数少ない幹線道路として、地域の発展を担ってきたが、塩害などによる橋の損傷が著しく、大型車両の通行規制や耐震性に問題があるとともに、幅員狭小で歩道もなく、歩行者の安全性確保が課題となっている。そこで、車道幅員7.5m、歩道幅員3.0mの橋梁を、現橋の約20m上流へ新たに建設することになった。新橋の橋梁形式は、茨城県側から千葉県に向かって、ポータルラーメン橋、6径間連続鋼床版箱桁橋、4径間連続複合斜張橋、4径間連続鋼桁橋、2径間連続鋼桁橋が各一連となる計画である（図-2、3）。このうち当社施工範囲は、2工事に分割発注された斜張橋部の銚子側のコンクリート主塔上部、鋼桁および合成床版で、その施工長は206.3mである。

本工事の施工において特筆すべき事項は、①現場組立

型ケーブルの採用 ②合成床版の採用 ③バランシング架設工法の採用であり、これらが互いに複雑に影響をもたらすため、その影響に配慮しながら、各作業を進捗させた。

本稿では、この3点について報告する。

2. 工事概要

発注者：千葉県海匝地域整備センター銚子整備事務所

工事名：国道道路改築及び道路受託事業合併工事
(銚子大橋上部工その3)

工期：平成18年10月12日～平成20年12月（表-1）

施工者：宮地・瀧上特定建設工事共同企業体

橋梁形式：4径間連続合成床版複合斜張橋

橋長：473.7m（JV施工長206.3）

支間長：106.3 + 192.6 + 107.4 + 65.45m

有効幅員：車道7.5m、歩道3m

施工数量：コンクリート主塔（上部・横梁）

高さ54.8m、コンクリート体積1597m³

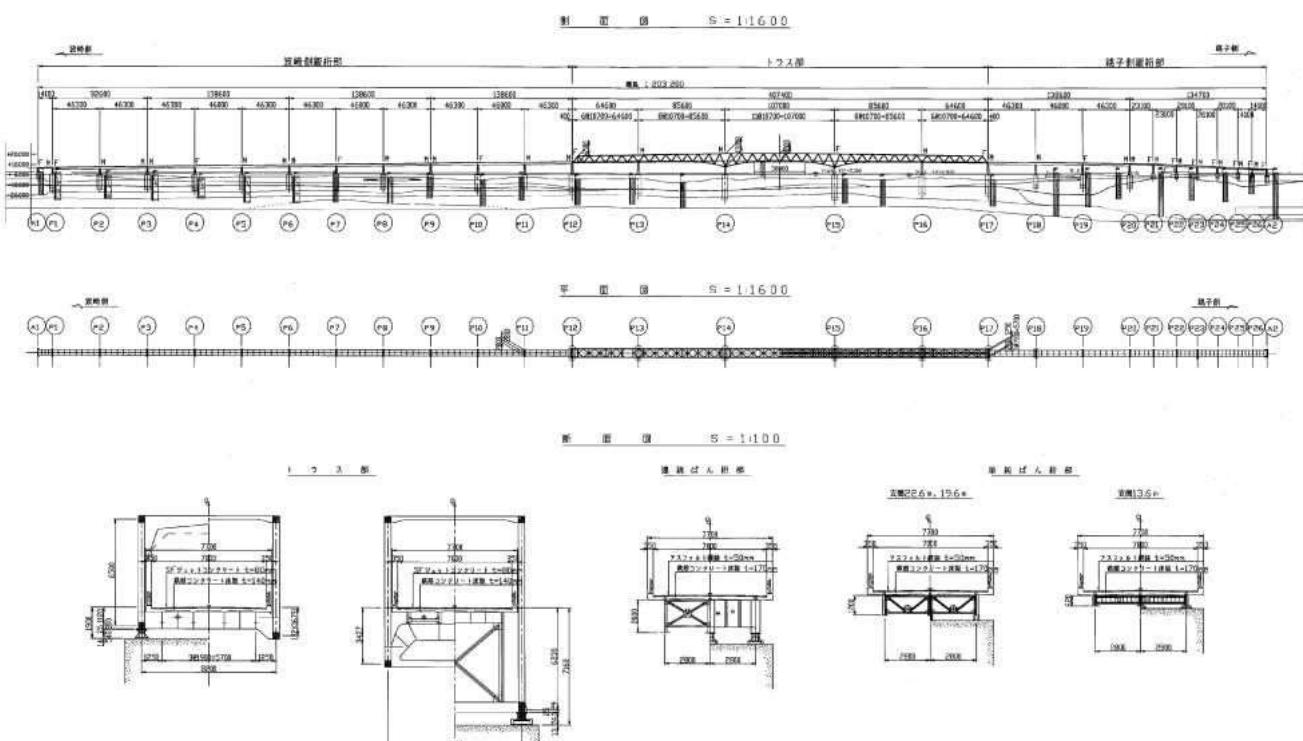
鋼桁 659t（受注鋼重）

合成床版 6760m²

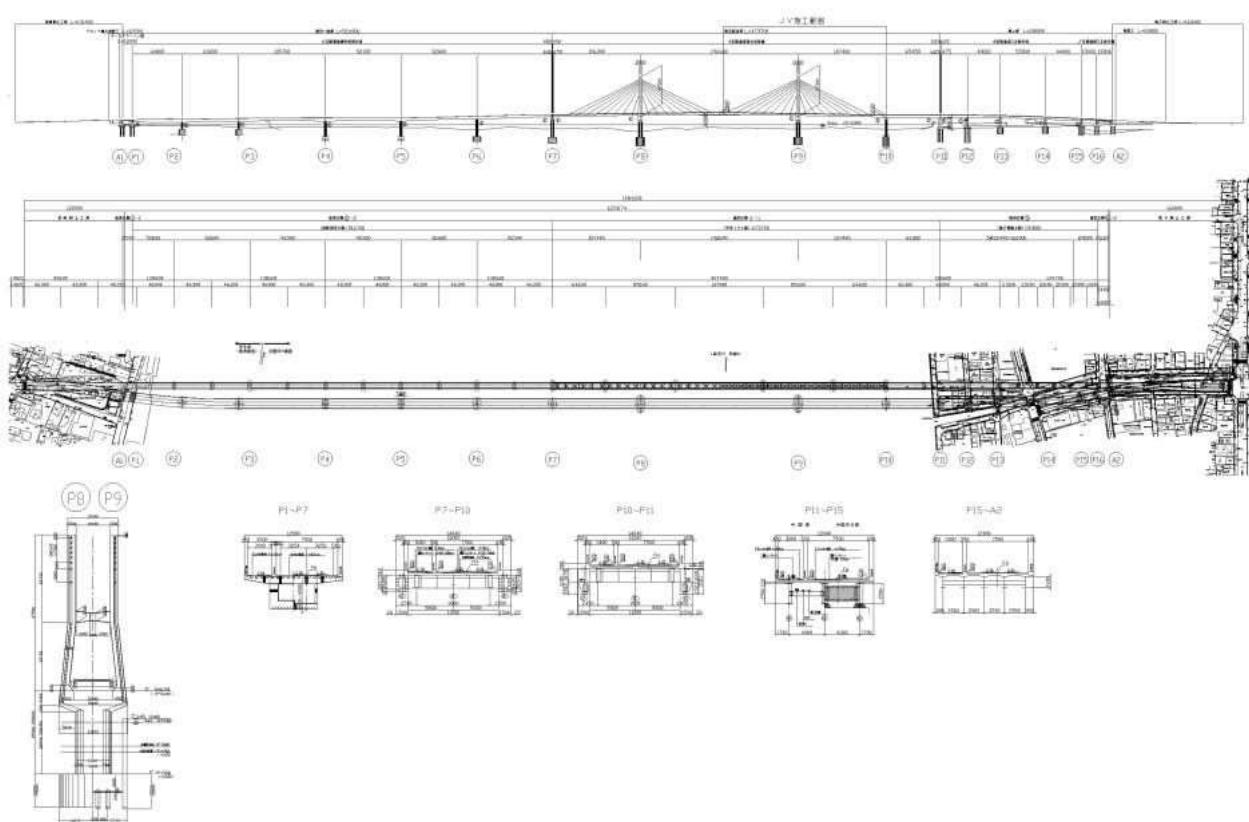
*¹(株)宮地鐵工所 工事本部工事計画部東京計画グループ係長（宮地・瀧上JV）

*²(株)宮地鐵工所 工事本部工事計画部東京計画グループ係長（宮地・瀧上JV）

*³(株)宮地鐵工所 工事本部工事部長（宮地・瀧上JV現場代理人）



図一 1 既設橋全体一般図



図一 2 新設橋全体一般図

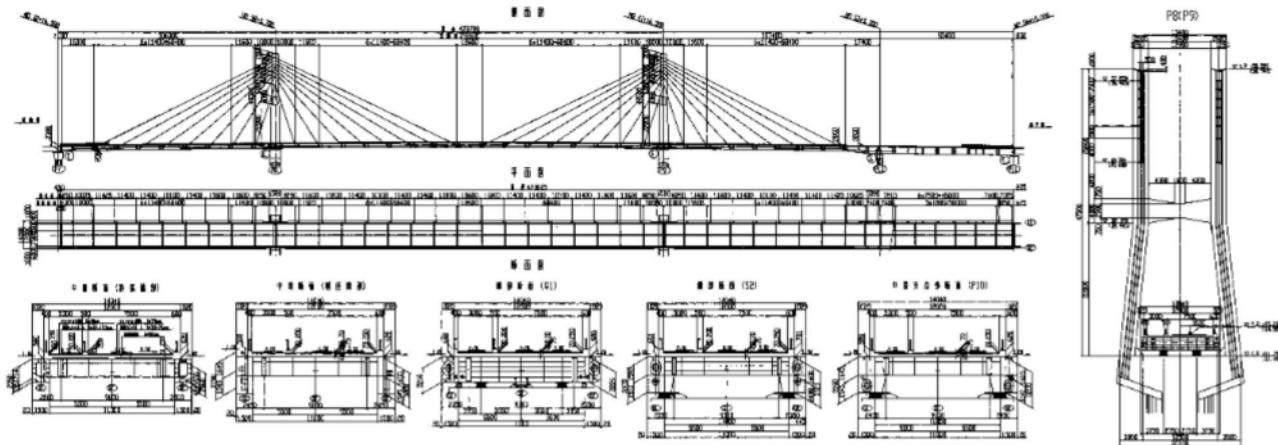


図-3 構造一般図

表-1 現場工程表

	平成18年			平成19年			平成20年								
	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
準備工 3ヶ月															
主塔工 13ヶ月															
桁架設工 5ヶ月															
床版工 3ヶ月															
付属物工 1.5ヶ月															
跡片付け 0.5ヶ月															

断面構成	19H	22H	31H
断面積	2783 mm ²	3223 mm ²	4541 mm ²
引張荷重	4959 kN	5742 kN	8091 kN
弾性係数	190 kN/mm ²	190 kN/mm ²	190 kN/mm ²
単位長さ質量 (ストランド束+PE保護管)	26.9 kg/m (19x1.288+2.43)	30.8 kg/m (22x1.288+2.43)	42.7 kg/m (31x1.288+2.79)

図-4 現場組立型ケーブル断面図

3. 現場組立型ケーブル

(1) ケーブル概要

これまで斜張橋の斜材ケーブルには、工場で製作されるDINAやNEW-PWSなどのプレファブケーブルが用いられてきたが、本工事では、現場でストランドを1本づつ架設し束ねていく、現場組立型ケーブルが採用された(図-4、図-5)。現場組立型ケーブルは、まだ施工実績が少ないが、従来型に比べ定着部がコンパクトであり、現場組立であるため輸送寸法や重量の制限を受けにくく、その特徴を生かせば有利な設計が可能である。

(2) ケーブル架設方法

斜張橋のケーブル架設は、設計長(シム量)でケーブルを定着した後に、ケーブル張力が許容値内となるように、挿入するシム厚さを調整していくのが一般的である。しかし、本橋の主塔はRC構造であり、鋼製主塔に比べ寸法精度に劣るため、現場組立型ケーブルの特徴を生か

ストランド断面図	
断面図	ストランド
断面積	146.5 mm ²
引張荷重	261 kN
弾性係数	190 kN/mm ²
単位長さ質量	1.288 kg/m

図-5 ストランド断面図

して、定着間距離を合わせるのではなく、ケーブル張力を架設時張力に合わせ、同時に高さも管理していく方法で、ケーブル架設を行った。斜材ケーブル架設時の張力管理は、1本目のストランドにロードセルを設置し(写真-1)、その測定値(写真-2)に合わせて2本目以降のストランドに張力を導入していく方法(ロードセル法)で行った。

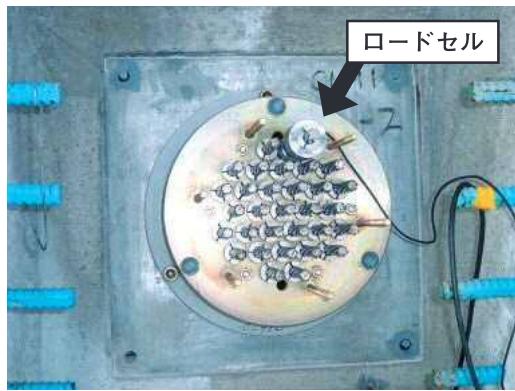


写真-1 斜材ケーブル主塔側定着部



写真-2 ロードセル計測値とジャッキポンプ

本ケーブルの架設手順は以下のとおりである。ケーブル架設要領図を図-6～10、斜材架設状況を写真-3、写真-4に示す。

- ①保護管を橋面上で溶着して必要長まで繋ぐ。
- ②保護管内に第一ストランドを挿入する。
- ③ワインチで第一ストランドを引き上げ主塔側を定着する（保護管も一緒に引き上がる）。
- ④桁側の定着部にシングルジャッキを装着し、張力を導入する。
- ⑤引き上げた保護管をガイドに2本目以降のストランドをワインチで引き上げ主塔側を定着する。
- ⑥第一ストランド主塔側定着部に設置したロードセル計測値に合わせて、桁側のシングルジャッキで2本目のストランドに張力を導入する。
- ⑦3本目以降のストランドも同様に第一ストランドの張力に合わせて張力を導入する。
- ⑧マルチストランドジャッキを用いて、完成系での張力調整を行う。
- ⑨緩衝装置、防護管を取り付け、定着部にウレタンを注入する。

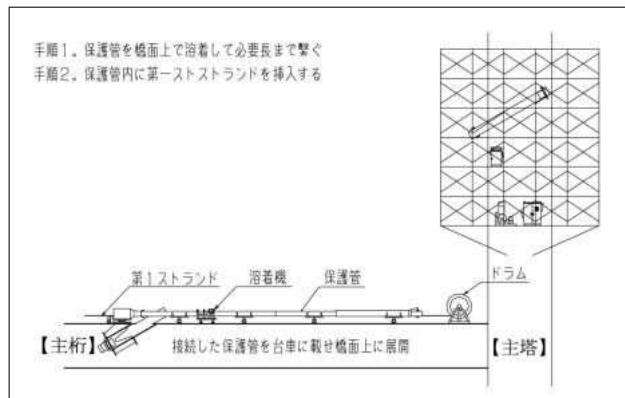


図-6 斜材ケーブル架設要領図①

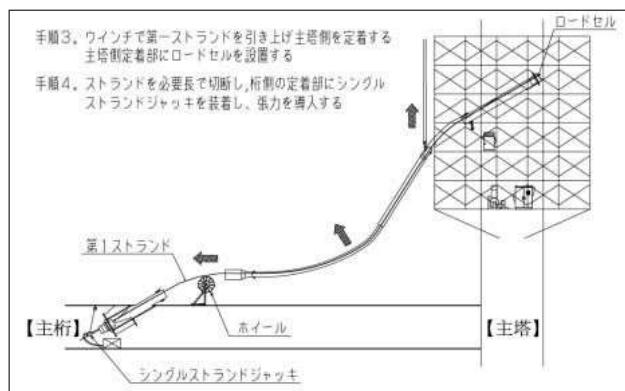


図-7 斜材ケーブル架設要領図②

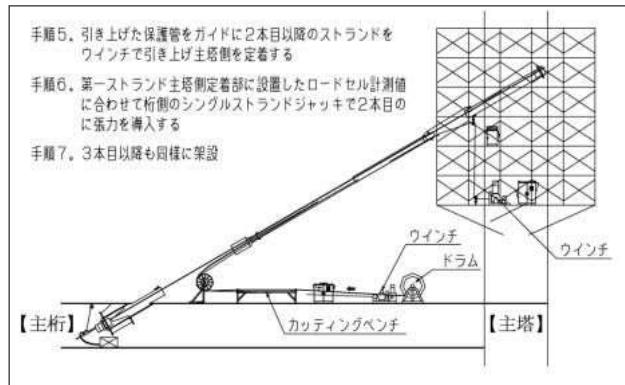


図-8 斜材ケーブル架設要領図③

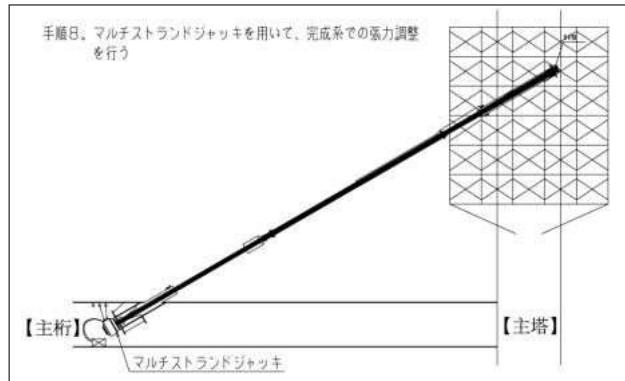


図-9 斜材ケーブル架設要領図④

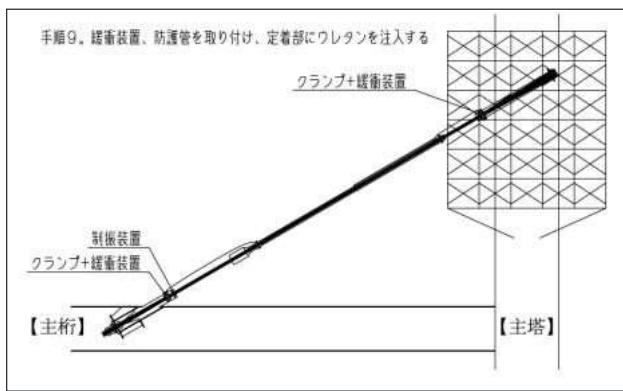


図-10 斜材ケーブル架設要領図⑤



写真-3 斜材ケーブル架設状況（橋面）



写真-4 斜材ケーブル架設状況（桁側定着部）

本ケーブルの架設では、橋面に架設機材を配置する必要があったが、コンクリート打設前の合成床版パネル上では、鋼リブが立ち並んでいて、ケーブルを展開できなかったため、合成床版パネル上に、覆工板を敷設して架設ヤードとした（写真-5）。



写真-5 橋面覆工設備

(3) 事前解析

ケーブル張力および高さの算出には、三次元骨組モデルの解体計算を行い、各施工ステップでのケーブル張力および鉛直キャンバーを算出した。解析精度を上げるため、サグを有するケーブル要素を使用し、架設機材の重量と位置も可能な限り現実に合わせた。

(4) ケーブル張力管理

日照の影響により、ストランド毎に温度差があると、温度伸縮分の張力差が生じるため、ストランド間の温度差が少ない夜間に張力を導入することにした。しかし、夜間作業は作業効率が落ちることや、作業の危険度が増すため、昼間に架設時張力の60%でストランドを架設し、夜間に架設時張力の100%まで導入することにした。

また、ストランドの架設を進めていくと、鋼桁が上側に変位し、先に架設したストランドの張力が抜けていく。この変位量や張力変化量は、解析により算出できるが、あくまで計算値であるため、実変位との差分だけ、誤差を生じことになる（図-11）。そこで、架設時張力の約80%で引き止めて、不足する張力を計測し、不足分張力を導入して、架設時張力（100%）に合わせた。ケーブル張力導入フローを図-12に示す。

この方法でストランドを架設すれば、一群のストランド張力が均一になることは理論上説明できるが、実際、理論どおりに張力が均一に導入されているかを確認するため、全ストランドの張力導入後に、全てのストランドを再度ジャッキで引っ張り、張力を計測した。計測された張力誤差は5%以内に収まっており、問題ない範囲内にあることが確認できた。

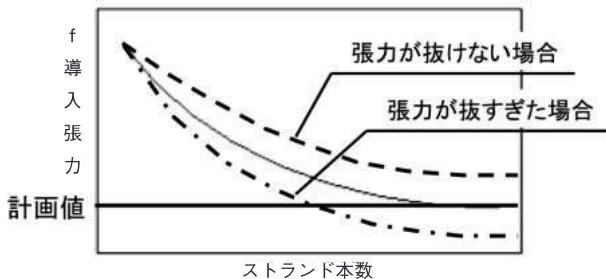


図-11 斜材ケーブル架設要領図④

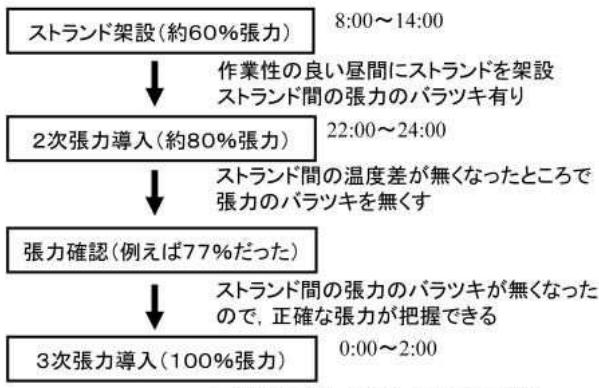


図-12 ケーブル張力導入フロー

プレファブケーブルの張力測定には、振動法が用いられることが多いが、本ケーブルでは、張力が導入されたストランドが保護管内に配置されており、張力が導入された部材を直接振動させることができないため、振動法による張力測定ができない。そこで、各ケーブルの第1ストランドに取り付けたロードセルの値に、ストランド本数を乗ずることで1斜材の張力とした。ストランド毎の張力のバラツキがあると、算出した張力の精度が悪くなる。このためにも、夜間に張力導入作業を行って、ストランド毎の張力差を小さくする必要があった。

ケーブル張力の全体調整は、鋼桁架設完了時、床版打設完了時の2回とした。斜張橋の床版には、鋼床版を採用する例が多いが、本橋の床版には合成床版が採用されている。鋼床版の場合、鋼桁架設時に死荷重状態が完成系に近いため、ケーブル張力も完成系に近い状態で調整可能であるが、合成床版の場合、表-2に示すとおり、全死荷重の約40%の半分に満たない状態でケーブル張力や鋼桁高さを調整しなければならず、張力誤差が表面化しにくい。また、架設時の誤差を残したまま、床版コンクリートの後死荷重を載荷していくと、斜材ケーブルが応力超過する恐れがある。

表-2 施工段階毎の斜材ケーブル張力

最下段ケーブル(22H)の場合

荷重状態	斜材張力	ストランド1本当たりの張力	設計張力に対する割合
ケーブル架設時	58.2 t	2.6 t	39%
鋼桁閉合時	53.1 t	2.4 t	36%
床版・地覆打設後	134.8 t	5.7 t	90%
設計張力(D+Ps)	149.5 t	6.8 t	100%

そこで、精度良い調整は期待できないが、斜材ケーブルの応力超過を防ぎ、鋼桁キャンバーを許容値に収める目的で、鋼桁架設完了時に1回、床版コンクリートの荷重が載荷され、斜材張力が最終に近い状態になった状態で1回、合計2回の全体張力調整を行い、許容誤差内に収めることができた。ケーブル張力の許容誤差には明確な基準がないが、過去の事例を参照し、死荷重張力の±10%とした。

(5) 最下段ケーブルの架設

最下段のケーブル架設は、主塔の両脇に設置したベントで支持した状態でケーブル張力を管理しながら行い、最終ストランドに張力が導入された時点での、鋼桁がベントより浮き上がる計画であった。当日、ストランド張力を管理しながらケーブル架設を行ったが、張力の抜け量が想定以上に大きく、最終ストランドを架設が完了した時点で、架設時張力を大きく下回り、鋼桁がベントから浮き上がらない結果となった。これは、頂部梁のスパンが大きい門型構造ベントで鋼桁を支持していたため（写真-6）、頂部梁のたわみが大きく、鋼桁の変位に頂部梁のたわみが戻ることで追随し、ベント反力が抜けなかつたことが原因であった。

このままではケーブル張力を管理することができない



写真-6 門型ベント

ため、ペント支持を開放して、強制的に斜材ケーブルに張力を導入し、ストランドを徐々に増し引きしながら、鋼桁高さを計画値に合わせる方法で最下段ケーブルの架設を行った。

4. 合成床版

前項でも述べたとおり、斜張橋の床版には鋼床版を採用する例が多いが、本橋の床版には合成床版が採用された。床版コンクリートの打設ステップの検討は、二次元 FRAME 解析（使用ソフト：FORUM8）で行い、床版に有害な引張応力が発生しないよう打設長、打設順序を定めた（図-13）。

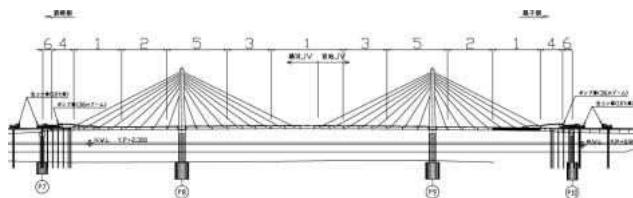


図-13 床版打設ステップ

打設ステップ決定のポイントは、施工済コンクリートに作用する引張応力を打ち消し合うように、中央径間と側径間を両JVで同一日に打設し、初回の打設量を多くすることであった。

また、中央径間もしくは側径間を先行打設するステップでは、引張応力を許容内に収めることができなかった。つまり、ポンプが閉塞するなどの予期せぬ不具合により、片方のJVが途中で打設中止した場合、もう片方のJVが打設した床版に悪影響を与えることになる。そこで、両JV共通のトラブルシューティングを作業段階毎に作成しておき、対処方法、JV間の連絡方法、責任の所在まで明確にしておいた。しかし、床版打設作業中の大きな不具合は発生せず、良好に床版施工が完了した。

5. バランシング架設工法

本橋の架設は、主塔の両側を均等に張り出しながら架設していくバランシング架設工法で行われた（写真-7）。PC斜張橋では、バランシング工法を採用する例が多いが、鋼斜張橋の架設では、耐風安定性に配慮して、側径間をペント架設、中央径間を張り出し架設とするものが大半で、両端を張り出すバランシング工法を採用した事例は少ない。

架設ステップを図-14に示す。本架設ステップの特徴は、一方の張り出し先端で鋼桁架設作業、もう一方の張り出し先端でケーブル架設作業を同時にを行い、架設工程を短縮したことである。また、施工ステップの決定では、主塔を挟んだ架設重量バランスと作業人員の平滑化に配慮した。鋼桁架設とケーブル架設は、それぞれ別の業者が担当していたが、ケーブル架設作業中に荷重状態



写真-7 バランシング架設状況

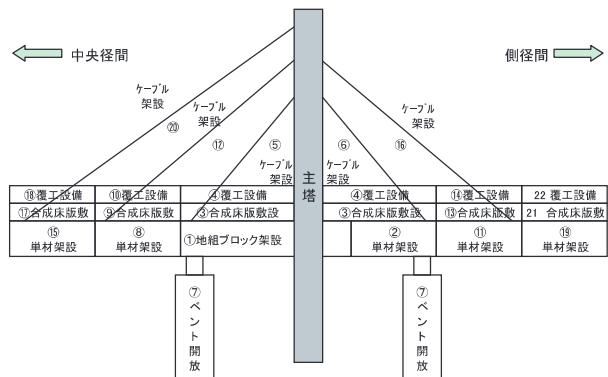


図-14 架設ステップ図

表-3 サイクル工程表

実施工程

	作業内用	1日目	2日目	3日目
宮地建設	鋼桁架設	■		
	桁本締め		■	
	合成床版敷設・本締め			■
	覆工設備			■
	ヤード内作業	■	■	■
エスイー	作業員数	8人	0人	8人
	ケーブル架設準備	■		
	ケーブル架設		■	
	作業員数	8人	16人	8人
	合計人員	16人	16人	16人

が変化するとケーブル張力が定まらないため、出来る作業が限られていたこと、ケーブル架設当日に多くの人員を必要であったことから、架設業者がケーブル架設業者を応援する人員配置とした。また、鋼桁架設開始からケーブル架設完了までの1架設サイクルは6日間であり、その内訳は、鋼桁架設3日、ケーブル架設3日であった。先に述べたとおり、ケーブル架設と鋼桁架設を同時に進捗させたため、正味の1架設サイクルは3日であった。

架設時の耐風安定性を確保するために、主塔部の水平支承を平面方向に固定した。架設時の風荷重は、本体設計の半分（風速28m/sに相当）とした。風荷重は橋梁側面へ一様に載荷したものと、図-15に示すように中央径間と側径間で風速が異なる状態を想定した照査も行った。

水平支承の固定は、支承の前後に反力受け架台を設置したが、後者の荷重状態での発生力は非常に大きかったため、前後の反力受けが、有効となるように張力を導入した、PCロッドで連結した（図-16）。

張り出し部先端には、鋼桁のジョイント足場、塗装足場、斜材ケーブル張力調整用ジャッキ搭載を目的に、総重量約35tの移動防護工を設置した（写真-8）。移動防

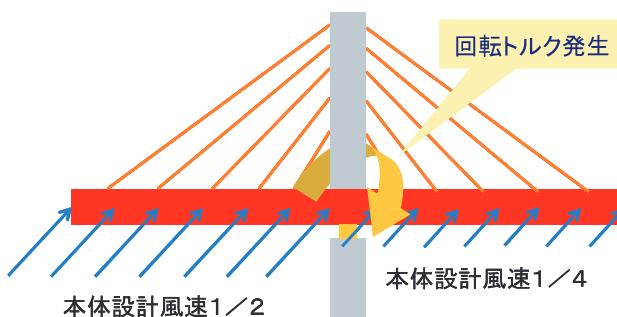


図-15 風荷重の載荷イメージ

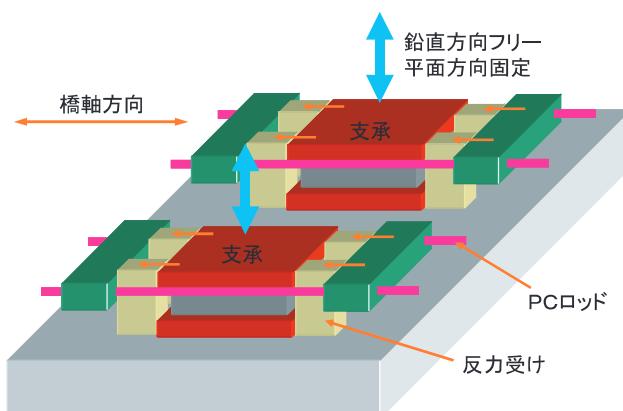


図-16 支承固定治具

現場組立型斜材ケーブルと合成床版を組み合わせた斜張橋の架設（銚子大橋）

護工の走行装置には、モーター駆動のトロリータイプを採用し、本工事向けに製作した（写真-9）。走行装置の電源にはインバーターを組み込んで、急激に発進・停止しないようにし、モーター能力は走行力より大きい停止に必要な電磁ブレーキ力が確保されるように設定した。また、走行装置1組当たりの吊り下げ能力は、14t（防護工全体で56t）とした。



写真-8 移動防護工



写真-9 移動防護工走行装置

6. おわりに

本文では特別触れなかったが、本橋は鋼主桁とRC主塔を組み合わせた複合斜張橋である。複合斜張橋を建設するだけでも高度な技術を必要とするが、加えて本稿で述べた現場組立型ケーブル、合成床版、バランシング架設工法が組み合わされた。これらを組合せて設計・施工された橋梁は過去に例がなく、様々な検討や議論、現場での努力を積み重ね、複雑な形式の橋梁が無事完成した

(写真-10)。現銚子大橋が千葉県東総地域と茨城県鹿行地域の発展を担ってきたと同じように、今回新たに建設された銚子大橋が、地域の発展に大いに寄与することを願う。

本工事を施工を進めるにあたり、千葉県海匝地域整備センター銚子整備事務所に御指導、御協力いただきました。

さらに、RC主塔を担当された鹿島・若築・福田JVは、厳しい気象条件のなか昼夜間2交代制で工程を遵守され、出来形・品質・安全共に最高レベルの成果を上げて頂きました。また、斜材の供給や労務を担当された(株)エスイーには、現場組立型斜材ケーブルを特殊な本橋の構造に適合させるため、多大なる御尽力を頂きました。誌面を借りて、厚く御礼申し上げます。

最後に、この成果は分割発注された斜張橋部を担当した宮地・瀧上JVと横河・住金JVの協力・連携無しでは成し得なかったものであり、各担当者の労をねぎらい本報告の終わりとします。

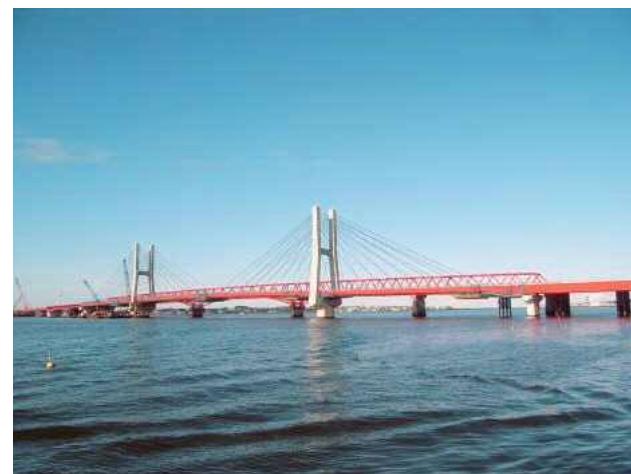


写真-10 銚子大橋斜張橋部全景と現橋トラス

<参考文献>

- 1) 梅津省吾, 宮澤智明, 長堀正幸:腐食の進んだトラス橋床組の補修, 宮地技報No.6, pp.62-66, 1999
- 2) 永見研二, 内池和彦, 菅掛靖男, 佐藤昌義:下路トラスでの供用下における上横構の交換, 宮地技報No.20, pp.129-132, 2005

2009.1.13 受付

グラビア写真説明

広川橋梁

本橋梁は九州新幹線博多起点38km559m～38km664m間の1級河川“広川”に架かる鋼桁です。

鋼材はメンテナンスフリーを考えて耐候性鋼材を使用し、錆安定化処理剤を塗布しています。架設は渴水期に右岸側堤防からクローラークレーン・ペント工法で施工しました。

床版については橋長がL = 105mと長い為に桁の中央部付近で床版端部補強を施し50m程度の2枚の床版で構成されています。軌道構造は床版を有するスラブ軌道直結式（防振区間用）で制振性を高めており又路盤は防音効果が期待できる材料としていずれも普通コンクリートを使用しています。橋面上の防音対策として2mの防音壁を設置していますが、将来のことを考えて3mまで嵩上げ出来る構造にしています。桁下面の防音対策としては制振コンクリートを補剛桁（縦桁・中間横桁）全面に巻いて桁振動音を抑えるようにしています。又鳥害対策として桁下面には下面防護を設置しました。

尚九州新幹線鹿児島ルートは博多・鹿児島中央間を結ぶ整備新幹線で2011年春には全線開業が予定されており、最速で現在の2時間12分を52分短縮し、1時間20分で結ばれることになります。

(田中 輝)

ルソン島北部 鋼桁架設工事（海外）の紹介 — Kaling Bridge (URGENT1: PHILIPPINE) —

Erection of Steel Girders in Northern Luzon -Kaling Bridge (URGENT1: PHILIPPINE)-

岩井 政光^{*1} 越中信雄^{*2} 林 光博^{*3}
Masamitsu IWAI Nobuo Etchuu Mitsuhiro HAYASHI

Summary

Kaling Bridge, an upper-deck type steel arch bridge, is one of the bridges classified under regional development urgent bridge construction work1 (URGENT 1), a Japanese Official Development Assistance (ODA) project in the Philippines, which was constructed as a joint venture by Touyou Komuten, Nippon Steel, and Miyaji Iron Works. This is one of 7 linked steel bridges constructed earlier with in-situ works on Luzon Island by Miyaji. In its erection, considering domestic economic situations including inexpensive Filipino labor and high lease expense for heavy machinery, gate-type cranes were manually assembled with combined temporary materials as main materials, and employed as cantilevers. This paper presents an outline of the erection of Kaling Bridge.

キーワード：門型クレーン（ポータルクレーン）

1. はじめに

フィリピンにおいて道路交通は、主要交通手段であり、量的には、比較的良く整備されている。しかし、未舗装の道路や老朽化した簡易な応急橋が多く残っているほか永久橋についても老朽化、損傷、劣化が進んでいる。そのため、地方においては、未舗装道路の舗装および応急橋の永久橋への架け替え等質的条件の改善が急務となっている。そのため、地方都市を中心とする一定圏内国道上の老朽化した橋梁の架け替えを行うことにより安全かつ円滑な物流を確保することを目的に日本の政府開発援助（ODA）事業が設置された。

地方開発緊急橋梁建設事業1（URGENT1）は、いくつあるODA事業の1つとして、東洋建設（株）・新日鉄エンジニアリング（株）との共同企業体にて受注した工事であり、施工内容は橋梁17連の上部工工事（製作、架設、床版）と下部工工事で、そのうち11橋の上部工は鋼橋である。

当社が施工する鋼橋の工事箇所は、フィリピンのルソン島北部に位置する7橋であり（図-1）、本稿ではこの内の上路式ランガー橋であるカリング橋の架設概要について報告する。



図-1 位置図

*¹(株)宮地鐵工所 工事本部工事部長（現場代理人）

*³(株)宮地鐵工所 工事本部工事計画部東京計画グループ係長

*²(株)宮地鐵工所 工事本部工事計画部次長

2. 工事概要

発注者: フィリピン共和国政府

Department of Public Works and Highways

工事名: PACKAGE1 URGENT BRIDGES CONSTRUCTION

PROJECT FOR RURAL DEVELOPMENT

工事箇所: フィリピン ルソン島北部

工期: 平成19年8月23日～平成21年12月10日

橋梁数: 17橋 (鋼橋11連、コンクリート橋6連)

当社の施工範囲はカリング橋を含めた長大橋3橋 (サラット: 橋長520m、キリノ: 橋長456m、アンブライアン: 橋長535m) とその他4橋の計7橋における鋼桁架設および合成床版の製作である。

図-1に上記7橋の施工箇所を示す。

3. カリング橋の架設

(1) 構造概要

カリング橋は、山岳部に位置し、旧橋（ベイリー橋）の脇に新たに建設される橋長66.5m、幅員9.54m、鋼重133.2tの上路式鋼ランガー橋である（図-2）。

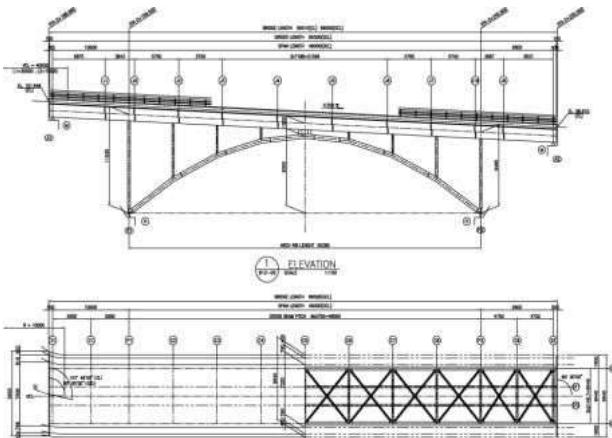


図-2 橋梁一般図

(2) 架設方法

1) 架設概要

旧橋（ベイリー橋）はトラス桁であり、トラス部材の組み合わせにより適用荷重および径間長が決まる仮橋（設計基準はAASHTO）である（写真-1）。

当初、取り付け道路の地形的条件（狭小、急勾配、急カーブ）より、クレーン等の重機の移動が容易では

ものと判断し、大型重機に頼らない人力主体の架設方法となる門型クレーン架設工法（タイバック工法）による架設計画とした。しかしながら、現場着工時には道路整備が進捗し、運搬経路の橋梁補強も完了していたことから、25tクレーンの走行が可能となった。

そこで、工程期短縮に配慮した架設計画の見直し作業を行い、25tクレーンで架設可能な部材はクレーン架設とし、残りの部材は橋台背面に組み立てた門型クレーン（以後、ポータルクレーンと表記）2基による張り出し架設（一部ベント架設、写真-1）を行い、径間中央部の桁を落とし込み、閉合した。

図-3～5に架設要領図を示す。

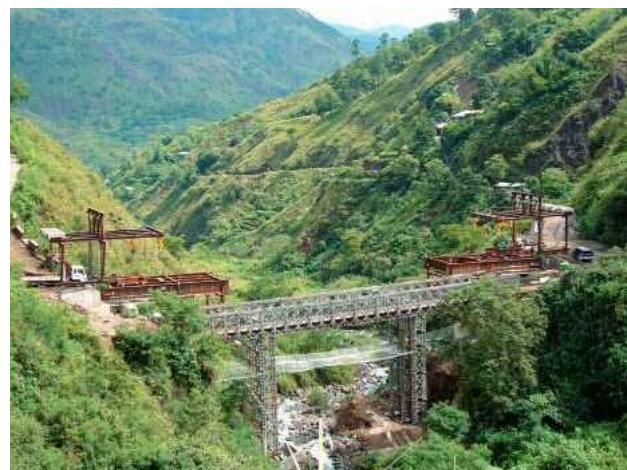


写真-1 架設状況

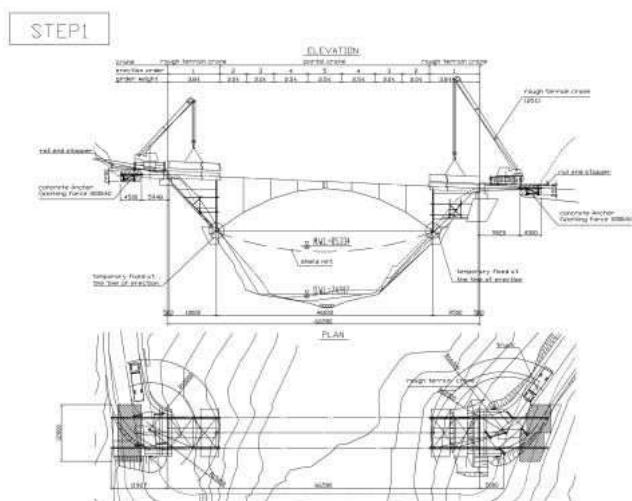


図-3 架設要領図(1)

STEP2

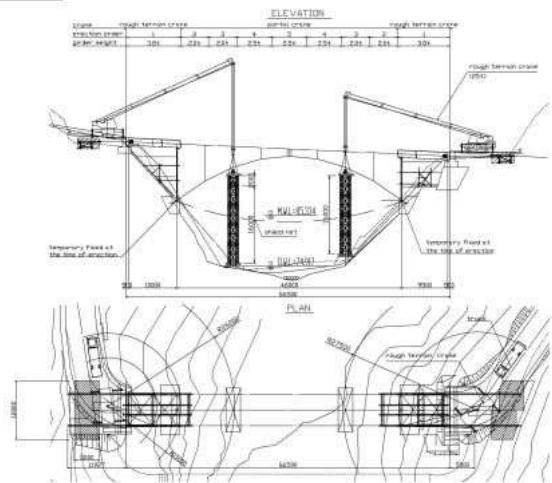


図-4 架設要領図（2）

STEP3

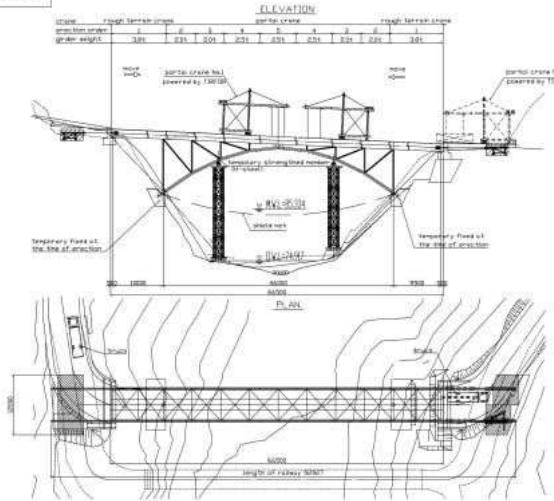


図-5 架設要領図（3）

2) 架設工法の特徴

① タイバック工法

本橋は橋台からの張り出し架設であることから、桁転倒防止用の反力受けが必要となる。現地では鉄塔機材の調達が困難なこと、橋台背面に陥しい山が迫っており反力受けの設置が困難なことから、橋台背面より反力を取る方法を計画した（図-6、写真-2）。

当初、橋台背面においてグランドアンカーにて反力を取る計画としていたが、現地に施工可能な業者が少なく、着手時期が全く想定不可能な状態のため、コンクリートアンカーによる構造を採用した（図-7）。

しかしながら、コンクリートアンカー設置箇所は、そ

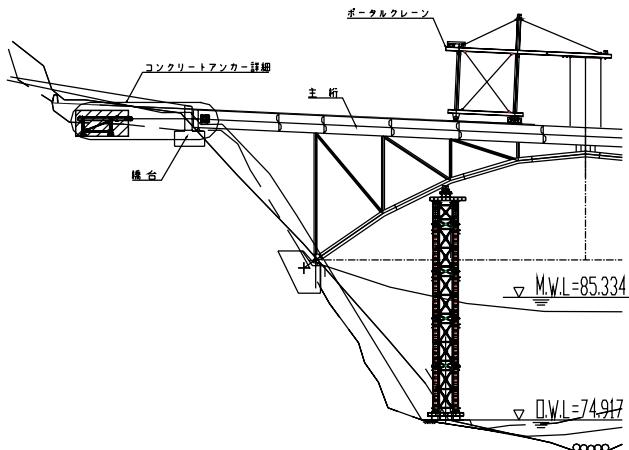


図-6 アンカー設置位置図

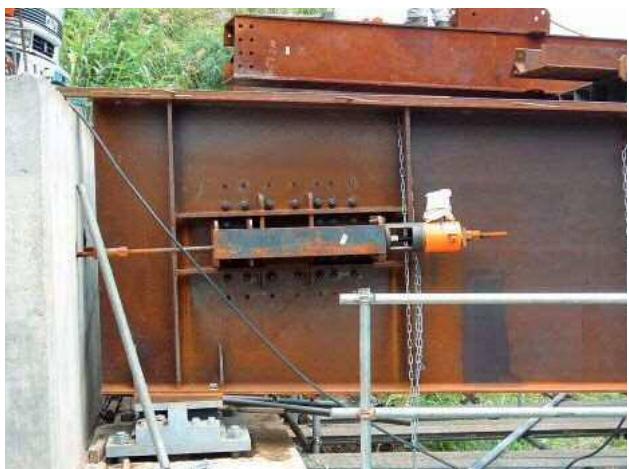


写真-2 アンカー定着部（桁側）

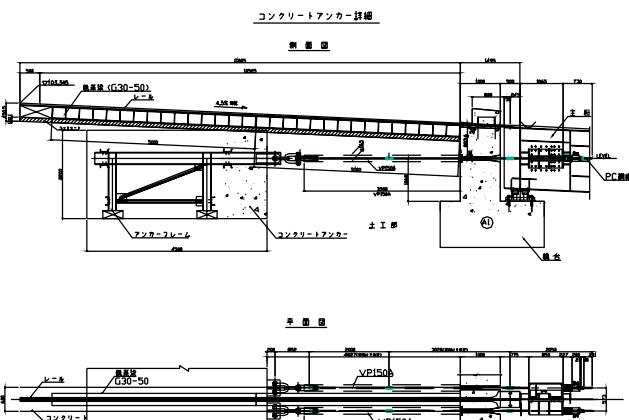


図-7 アンカー詳細図

の一部が路線バス（ジプニー）の通行帯にかかっており、その結果、アンカー設置位置と設置スペースが制限され、張り出し架設途中において発生する水平力をコンクリートアンカー単体で負担することが困難であった。そこで、



写真-3 ポータルクレーン設置状況



写真-4 閉合ブロック架設状況

ペントを1基設置することで、水平力の低減を図り、コンクリートアンカーの機能を確保した（図-6）。なお、架設時期は雨期であることから、ペントが流された最悪の状態（ポータルクレーンは陸に退避）を想定し、これに耐えうるコンクリートアンカーを計画した。

②ポータルクレーン（門型クレーン）工法

ポータルクレーンは、4tユニック車で組み立て可能な部材構成とし、H形鋼を門型に組み、その先端に電動チェーンブロックを設置した構造とした（写真-3）。電動チェーンブロックと台車は現地手配が困難なことから、日本より輸出することとした。また、ポータルクレーンの移動はチルホールにて行った。

桁の架設は、ポータルクレーンが橋台背面で桁を荷切りし、次に桁先端まで移動し、所定位置に桁を据え付けていく手順とし、順次張り出し架設を行った（写真-4）。

4. あとがき

カリング橋の架設は、フィリピンの安価な労働力や高価な重機リース費等の国内経済事情に配慮し、機材を主部材とし人力で組立てたポータルクレーンを多用した張り出し工法を採用した。本橋が日本国内で架設される計画であったならば、ポータルクレーンによる架設は、まずなかったと思われ、本橋の架設計画では、人力による現場施工を大前提とした機材寸法、重量および組立方法が求められ、現場においても最新の重機や架設機械を用いない施工方法を実施することとなり、「人力施工でもここまでやれる」ということを認識するとともに、機械類に頼りすぎた施工計画を顧みる機会を得られたことは収穫であった。

現時点（平成20年11月15日現在）では、カリング橋の架設は完了しているが、当社施工範囲の残り6橋はまだ施工未着手となっており、引き続き安全性を確保した現場施工を進捗させ、本工事の工期末を迎えると考えている。

最後に、不慣れな海外物件でご指導・ご助言頂いた共同企業体をはじめ多くの関係者の方に誌面を借りて厚く御礼申し上げます。

2009.1.20 受付

近畿自動車道 門真ジャンクション (鋼上部工) 工事の設計

Design of Kadoma Junction Work (Steel Superstructure Work) for Kinki Highway

桑 山 豊 六^{*1} 田 川 拓 哉^{*2} 浦 田 保^{*3}
Toyomu KUWAYAMA Takuya TAGAWA Tamotsu URATA

Summary

The superstructure of the Kadoma Junction Work on Kinki Highway includes four bridges-- Lamp A, Lamp B, Lamp C and Lamp D. The sub-structure includes two units of steel piers and four units of hybrid piers with RC column and steel beam. The superstructure is a multi-span continuous no-composite, 2 main narrow-width box girder bridge. As this bridge is a lamp bridge whose curvature of horizontal alignment is large and whose width is narrow, its negative reaction force has become a problem. We used high-fluidity concrete for the joints of the composite piers, and studied concrete cracks by means of thermal stress analysis. The present paper reports the design and the results of the study.

キーワード：細幅箱桁、鋼・コンクリート複合橋脚、高流動コンクリート、温度応力解析、負反力対策

1. はじめに

本工事は、西日本高速道路株式会社から発注された近畿自動車道と第二京阪道を接続する門真ジャンクションの鋼上部工工事である。上部工の施工範囲はAランプ、Bランプ、Cランプ、Dランプの4橋があり、いずれも2主桁の細幅箱桁橋である。下部工は鋼製橋脚2基、鋼・コンクリート複合橋脚4基が施工範囲に含まれる。現地の位置図を図-1に、完成予想図を図-2に示す。

Aランプ、Bランプはそれぞれ10径間、13径間の多

径間連続桁であり、交通量の多い近畿自動車道と中央環状線の上を横断している。このため近畿自動車道上は夜間通行止めによる一括架設を行った。また、物流倉庫の上を跨ぐAランプの一部区間では、回転横取り架設工法を採用した。

BランプのBP3、BP4、BP13、BP14橋脚は、コンクリート柱と鋼製横梁を結合した複合橋脚である。結合部には高流動コンクリートを使用することにより施工性の改善を図り、温度応力ひび割れの発生に対して温度応力解析による施工手順の検討を行った。また、BP13、BP14



図-1 現地の位置図



図-2 完成予想図

*¹(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ課長代理

*²(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ

*³(株)宮地鐵工所 工事本部工事部担当部長 (現場代理人)

橋脚部は、地震時の負反力対策として下部工の鋼製横梁と上部工の鋼箱桁を剛結合する構造とした。

床版形式は合成床版とし、床組み構造の簡略化を図った。

本稿は、これらの設計における構造的特徴や複合橋脚結合部の施工検討について報告する。

2. 工事概要

工事名：近畿自動車道 門真ジャンクション
(鋼上部工) 工事

表一 各ランプ橋の橋梁諸元

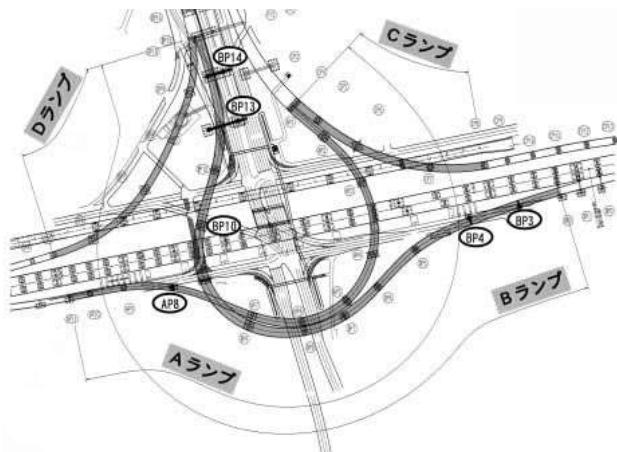
	Aランプ	Bランプ	Cランプ	Dランプ
橋梁形式	鋼10径間連続 非合成細幅箱桁	鋼13径間連続 非合成細幅箱桁	鋼4径間連続 非合成細幅箱桁	鋼5径間連続 非合成細幅箱桁
橋長	622.125m	799.154m	246.200m	331.447m
最大支間長	88.900m	78.700m	91.000m	86.000m
有効幅員	6.750m ~ 9.285m	8.250m ~ 11.130m	8.250m ~ 8.896m	6.793m ~ 7.055m
最小曲線半径	R = 100m	R = 100m	R = 240m	R = 120m
縦断勾配	0.400% ~ 5.398%	-5.396% ~ 1.418%	-1.418% ~ 4.800%	-6.000% ~ 1.225%
横断勾配	-7.000% ~ 9.000%	-8.000% ~ 9.000%	-5.000% ~ -0.200%	2.000% ~ 8.000%
床版形式	合成床版 (SCデッキ)	合成床版 (SCデッキ)	合成床版 (SCデッキ)	合成床版 (SCデッキ)
床版厚	210mm 240mm	220mm 240mm 260mm	210mm	200mm
主桁高	2850mm	2700mm (一部2850mm)	2750mm	2700mm

施工場所：(自) 大阪府 門真市 大字稗島
(至) 大阪市 鶴見区 茨田大宮

発注者：西日本高速道路株式会社 関西支社

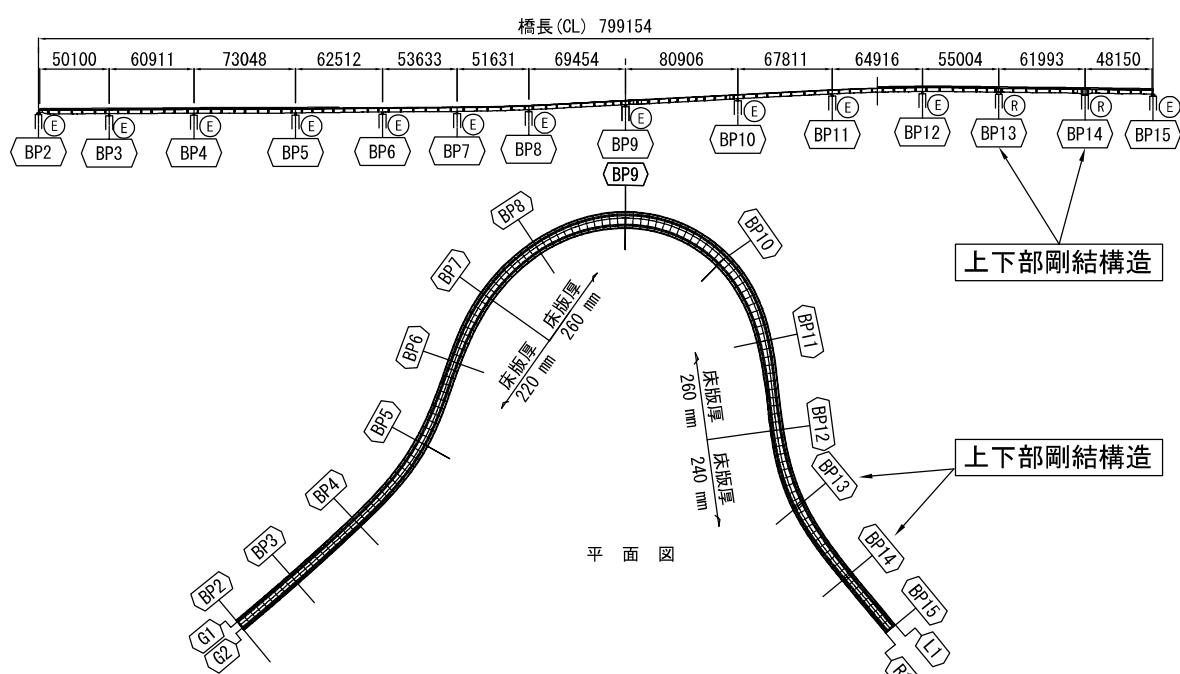
工期：平成18年11月3日～平成21年11月16日

その他、各ランプ橋の橋梁諸元を表一、全体平面図を図一3に示す。また、各ランプ桁および橋脚を代表してBランプの上部工一般図を図一4、BP13複合橋脚の一般図を図一5に示す。



図一3 全体平面図

側面図



図一4 Bランプ上部工一般図

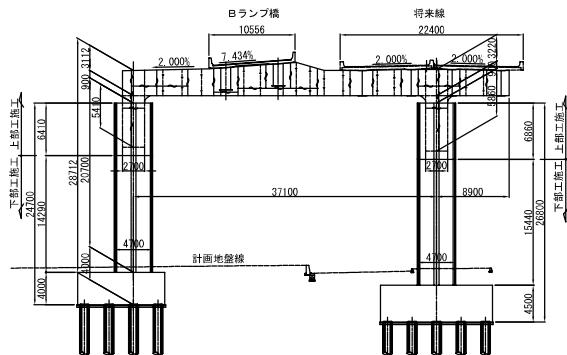


図-5 BP13複合橋脚一般図

3. 構造的特徴

(1) 多径間連続非合成2主細幅箱桁橋

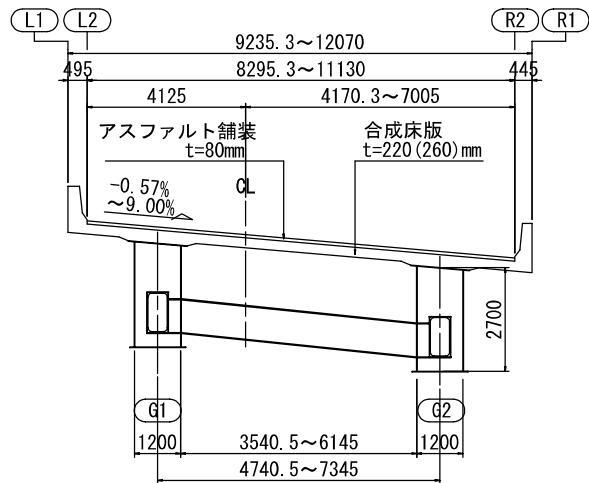
上部工の構造形式は2主桁の細幅箱桁橋であり、平面線形の曲率が大きく、桁にねじりが発生しやすいという特徴があるため、床版への負荷を軽減するために非合成桁として設計した。細幅箱桁は、腹板間隔を狭くすることにより縦リブ、横リブが省略でき、材片数の大幅な削減が可能となる。さらに、合成床版との組み合わせにより、縦桁、プラケットなどの床組み構造を省略することが出来る。

代表的な主桁の断面図を図-6に示す。

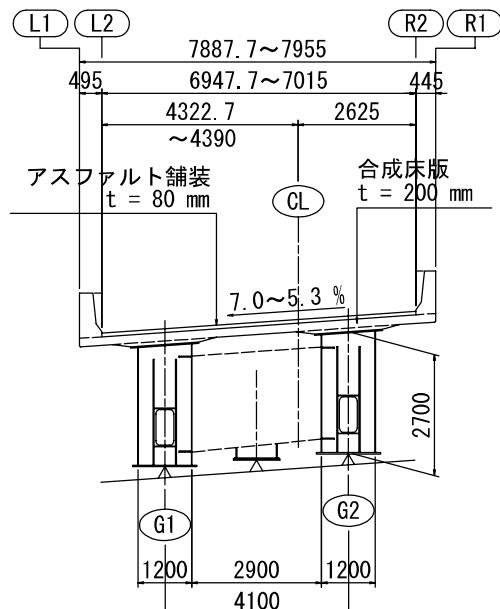
(2) 鋼・コンクリート複合橋脚

BランプのBP3、BP4橋脚は、RC単柱橋脚と鋼製の張り出し横梁を結合した複合橋脚であり、BP13、BP14橋脚は、RC柱2本と鋼製横梁を結合した門型の複合橋脚である。結合形式には鋼製柱埋め込み形式を採用し、鋼製柱の外側に設置した孔あき鋼板ジベル（PBL）により鋼とコンクリートを一体化している。この構造は鋼製柱の外側に太径鉄筋を密に配置するため、バイブレーターによるコンクリートの締め固め作業が非常に困難となる。そこで、施工性改善のために高流動コンクリートを使用し、締め固め作業の省略を図った。ただし、高流動コンクリートはセメント量が多く水和反応による発熱量が大きくなるため、温度応力解析によりひび割れの検討を行った。検討結果については次章にて詳述する。

BP13複合橋脚の架設状況を写真-1、複合橋脚の結合構造を図-7に示す。また、複合橋脚結合部の配筋図を図-8、配筋状況を写真-2、高流動コンクリート打設状況を写真-3に示す。



(a) Bランプ中間部



(b) Dランプ中間支点部

図-6 主桁断面図



写真-1 BP13複合橋脚の架設状況

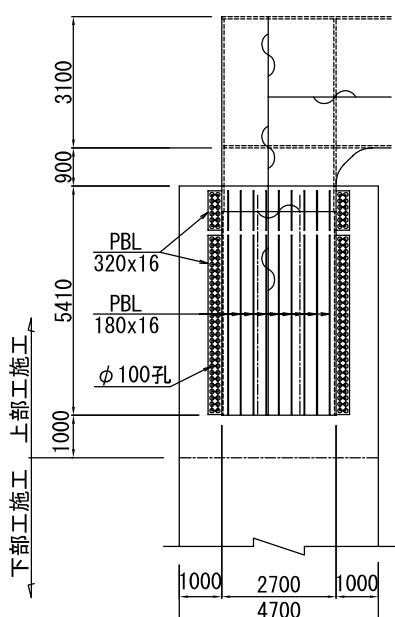


図-7 複合橋脚の結合構造

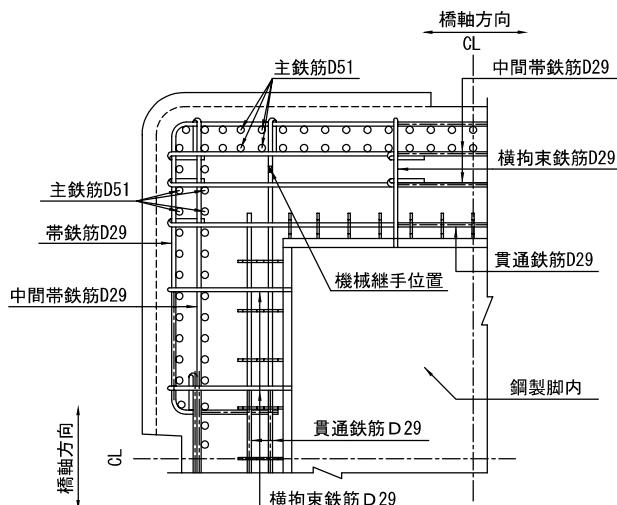


図-8 複合橋脚結合部の配筋図

(3) 上下部剛結構造

Bランプは地震時の横荷重により中間支点部に大きな負反力が発生するため、門型橋脚となるBP13、BP14橋脚の鋼製横梁と上部工箱桁を剛結構造とした。BP13橋脚部の上下部剛結構造を図-9に示す。剛結部の構造は、横梁ダイヤフラムと横梁内の主桁ウェブ、横梁下フランジと横梁内の主桁下フランジなど、主要部材が近接する箇所があるため、溶接施工性を考慮して構造計画を行った。上下部剛結構造とすることにより、BP13、BP14橋脚部の地震時の水平力分担率は他の橋脚に比べて大きくなるが、橋梁全体としての移動量、変形量、負反力など



写真-2 複合橋脚結合部の配筋



写真-3 複合橋脚結合部の高流動コンクリート打設

の軽減対策としては有効であった。なお、橋軸方向地震時の剛結部近傍の主桁、横梁、柱の設計には以下の点に注意した。

- 1) 主桁に橋軸直角方向軸回りの大きな曲げモーメントが発生するため、主桁断面が地震時で決定する場合がある。
- 2) 横梁に面外方向の大きな曲げモーメントが発生するため、横梁のウェブ補強が必要となる場合がある。
- 3) 柱に大きなねじりモーメントが発生するため、立体解析を行う際、特にRC柱の場合にはねじり剛度を適切に評価する必要がある。

(4) 機能分離支承

鉛直支承と水平支承（ダンパー）を併用して支承機能を分離することにより、支承の形状寸法を小さくした。ただし、Bランプは一部の中間支点部に上下部剛結構造を採用したことにより支承変位が抑制されるため、水平

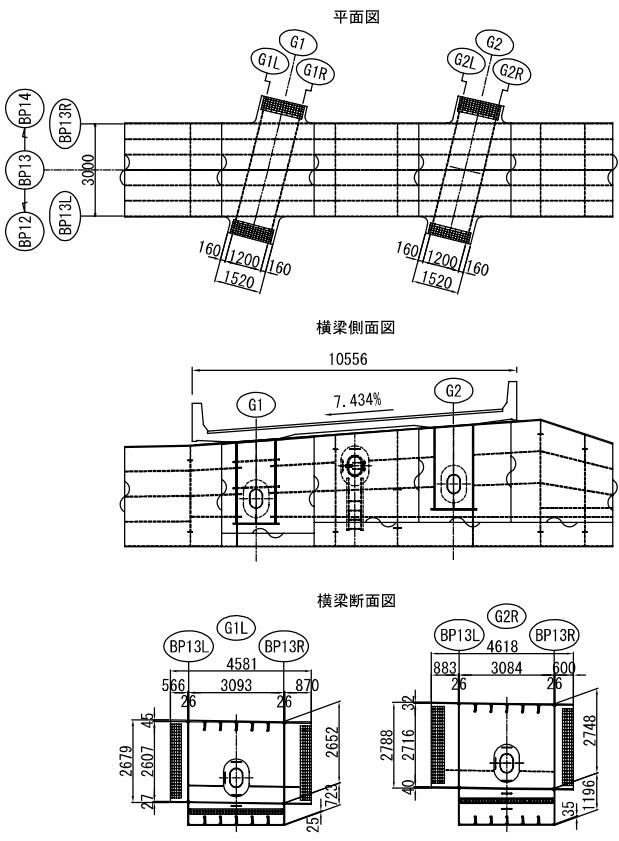


図-9 BP13 橋脚部の上下部剛結構

支承は設置せず、鉛直支承のみとした。鉛直支承と水平支承の構造図を図-10に示す。

(5) 負反力対策工

本橋は、曲線桁であること、ランプ橋のため幅員が狭く橋軸直角方向の支点間隔が狭いこと、主桁高が高く遮音壁などにより荷重重心位置が高いことなどの影響により、ゴム支承に大きな負反力が発生する。これに対し、各種の負反力対策工を設けた。

1) 転倒防止装置

Aランプ、Cランプ、Dランプで大規模地震時に負反力が発生する箇所については、下部工と上部工を鉛直方向にPCケーブルでつないだ転倒防止装置を設置した。転倒防止装置の構造を図-11に示す。これはゴム支承が鉛直方向の引張力を受けて破断した場合に桁の転倒を防止するためのものである。しかし、支承の分散設計の観点からはゴム支承は大規模地震時でも破断しないことが前提である。よって、支承設計においてはゴムの引張応力が 2N/mm^2 （ゴムの許容引張応力）以下となるよう

に設計することを目標とし、負反力が大きくゴムの引張応力が 2N/mm^2 に収まらない場合は最大 5N/mm^2 （ゴムの破断強度）以下となるように支承形状を決定した。ただしその場合には、フェイルセイフ機構として転倒防止装置を設置することとした。転倒防止装置の設置方針フローを図-12に示す。

2) カウンターウェイト

AランプのAP9中間支点付近は常時および風時で負反力が発生するため、G2主桁内にカウンターウェイトと

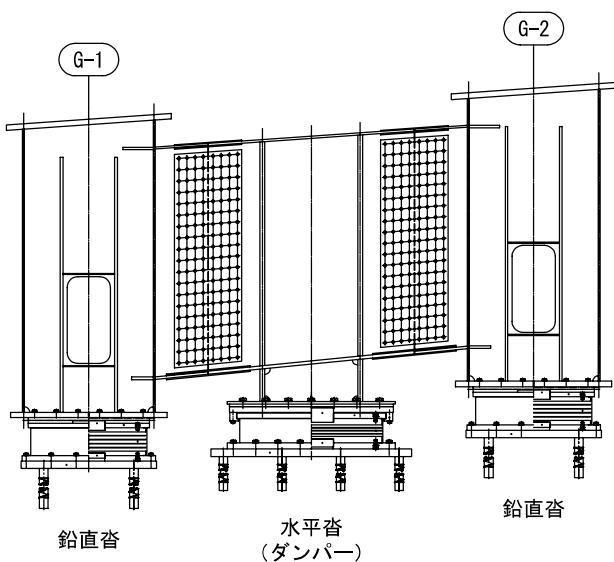


図-10 機能分離支承

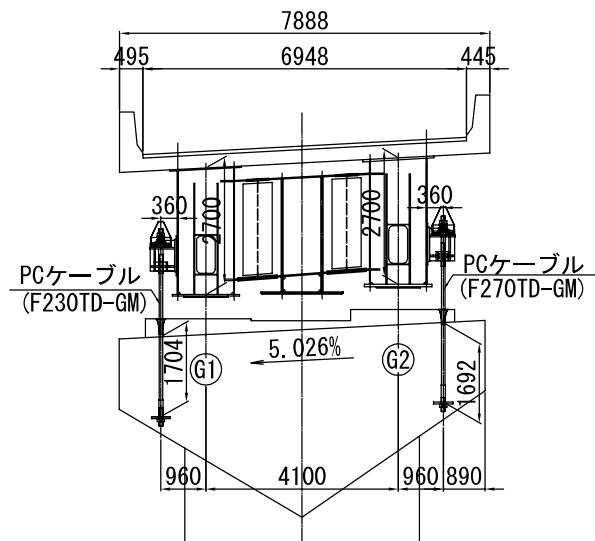


図-11 転倒防止装置

表-2 AP9 (G2 桁) 支点反力

支承位置	死+活	死+2×活	死+風 (R→L)
G 2 桁・AP9支承	538.9 kN	-202.8 kN	-366.7 kN
カウンターウェイト施工後	944.1 kN	202.5 kN	38.6 kN

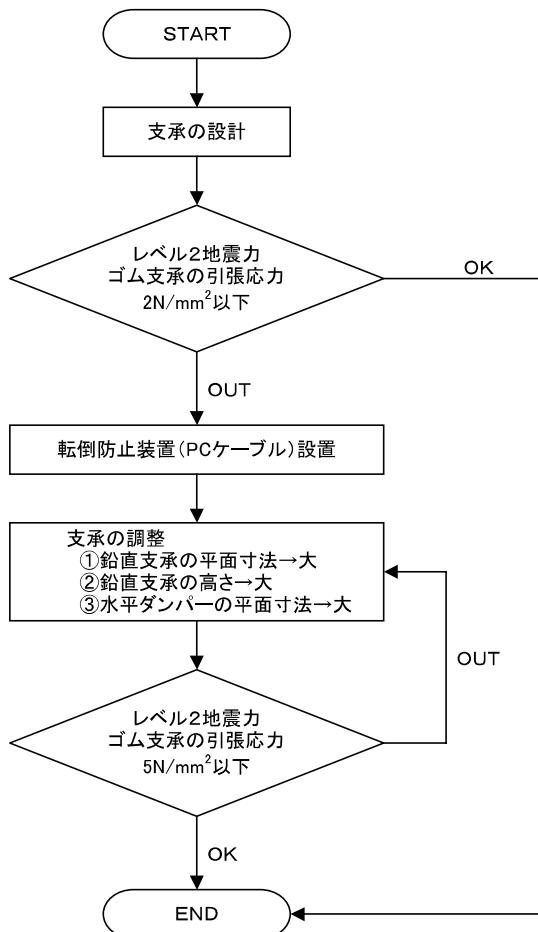


図-12 転倒防止装置設置方針フロー

してコンクリートを約40t打設することとした。AP9のG2桁支点反力を表-2、カウンターウェイト施工範囲を図-13に示す。

3) アウトリガー張り出し

DランプのDP10端支点部は大規模地震時に大きな負反力が発生するため、G2主桁から外側にアウトリガーを張り出し、支点間隔を広げることにより負反力の軽減を図った。DP10のアウトリガーを図-14に示す。

4. 複合橋脚結合部コンクリートの温度応力解析

(1) 解析の目的

高流動コンクリートを使用した複合橋脚の結合部コン

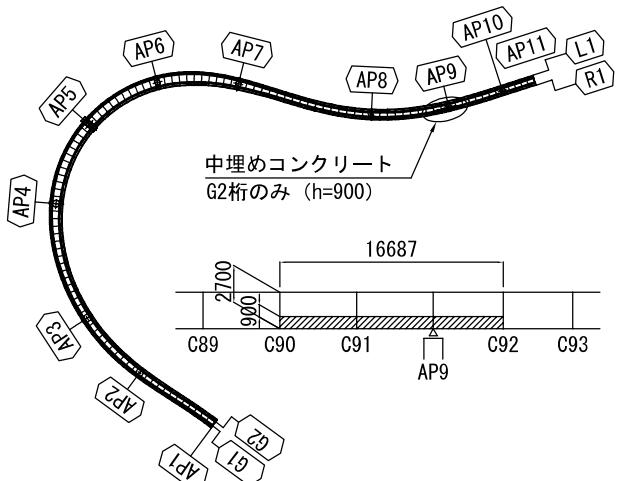


図-13 A ランプ カウンターウェイト施工範囲

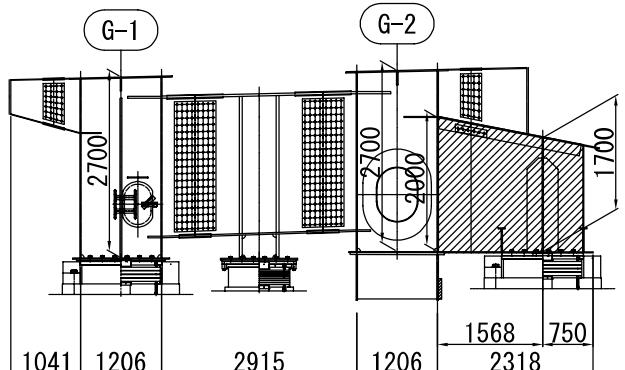


図-14 DP10 アウトリガー

クリートは、普通コンクリートと比較してセメント量が多い富配合なコンクリートとなり、水和反応による発熱量が大きくなる。さらに、形状寸法が大きくマスコンクリートとしての影響を受けるため、コンクリート内外での温度差が大きくなり、温度応力ひび割れの発生が懸念された。よって、結合部コンクリートの温度変化と応力傾向を把握し、適切な施工方法を策定するために温度応力解析を実施した。

(2) 解析条件

解析は、コンクリートの非線形温度応力解析プログラム「ASTEA MACS」を使用した。解析モデルは、既設RC橋脚、後施工コンクリート、鋼製柱、中埋めコンクリートを図-15のようにモデル化した。実施工では、数回に分けてコンクリートを打設するため、いろいろな打設手順をパラメータとして温度応力ひび割れの発生傾向について比較検討を行った。解析条件を表-3、解析CASEを図-16に示す。

CASE-1は全量を一括でコンクリート打設した場合である。打設高さが7m以上となり、高流動コンクリートの側圧を考慮すると実施工では現実的ではないが、検討の比較基準として解析を行った。その他のCASEは、高さ方向の分割、鋼製柱内外での分割などを組み合わせたものである。

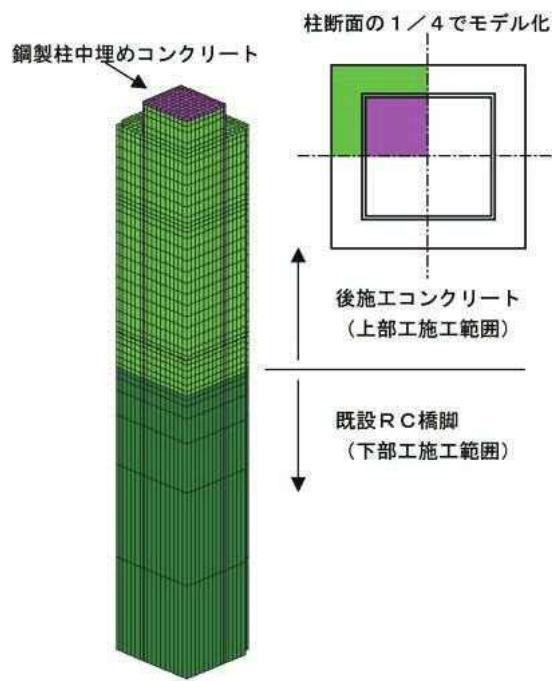


図-15 温度応力解析モデル

(3) コンクリートの温度上昇特性

コンクリートの最高温度分布を図-17に示す。CASE-1は全量一括で大量のコンクリートを打設したものであり、内部の最高温度が全CASEの中で最も高くなる。また、高温となる範囲も広い。CASE-2は高さ方向に5分割してコンクリートを打設したものであり、内部温度は最も低くなる。CASE-3は高さ方向に3分割し、鋼製柱の内側と外側を交互に打設したものであり、内部

表-3 温度応力解析条件

項目	条件	備考
外気温(11月にコンクリート打設と仮定)	12.6°C	気象庁 (枚方市の平均気温)
打込み温度(11月にコンクリート打設と仮定)	18.5°C 過去3年分の平均	メーカー調べ(コンクリート出荷時温度)
リフト分割と打込み日	リフト高さ、打込み日(打設間隔) 全量同時打設(case-1)	—
養生(熱伝達率)	部位別の養生方法、養生期間 側面:木製棒 上面:温潤養生 養生期間:7日	シル[施工編]4.2.2より
コンクリート	設計基準強度	360[N/mm²]
	セメント種別	普通
	単位セメント量	3450[kg/m³] (=325+20)
	熱伝導率	2.7
	密度	23160[kg/m³]
	比熱	1.15
	断熱温度上昇特性	算定式
	ヤング率	算定式
	圧縮強度特性	算定式
	引張強度特性	算定式
既設コンクリート	ボアン比	0.2
	線膨張係数	10×10^{-6}
	設計基準強度	300[N/mm²]
	熱伝導率	2.7
	密度	23500[kg/m³]
鋼板	比熱	1.15
	ヤング率	算定式
	ボアン比	0.2
	線膨張係数	10×10^{-6}
	熱伝導率	83.5[W/m·K]
	密度	78500[kg/m³]
	比熱	0.435[J/g·K]
	ヤング率	$2.0 \times 10^4[N/mm²]$
	ボアン比	0.3
	線膨張係数	12×10^{-6}

*新設コンクリートにのみ乾燥収縮および自己収縮考慮する。

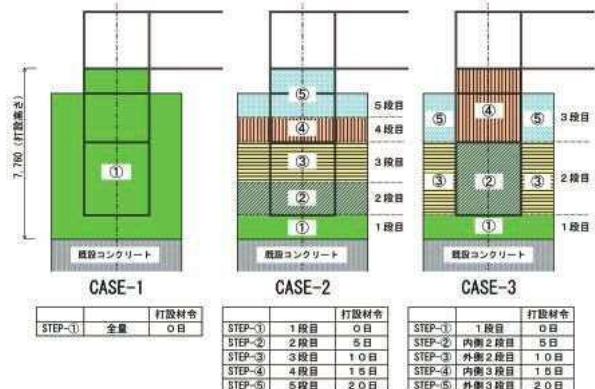


図-16 温度応力解析CASE

の最高温度はCASE-1とCASE-2の中間となる。

CASE-1のコンクリート温度履歴を図-18に示す。外部のコンクリート温度は材齢1~2日で急激に上昇し、その後緩やかに低下して外気温に近づく。一方、内部のコンクリート温度は材齢3日目まで上昇し続け、最高温度は外部温度と比べてはるかに高くなる。外部のコンクリート温度が低下し、体積が収縮し始めた時、内部のコンクリート温度は上昇中であり、体積は膨張している。このとき、コンクリート外部には引張応力、内部には圧縮応力が発生する。一方、材齢10日以降になると、外部温度の低下は落ち着いてくるが、内部温度は緩やかに

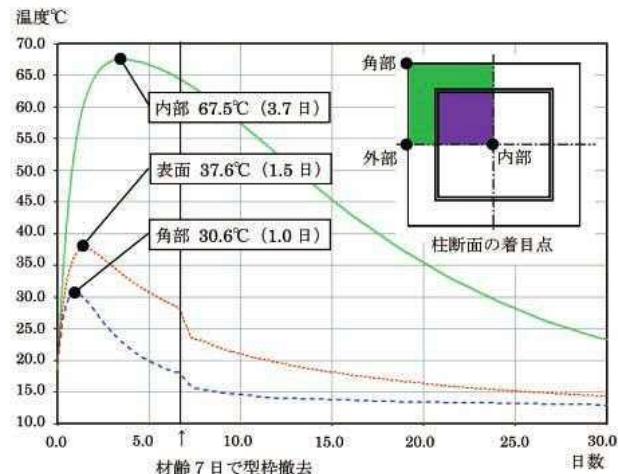
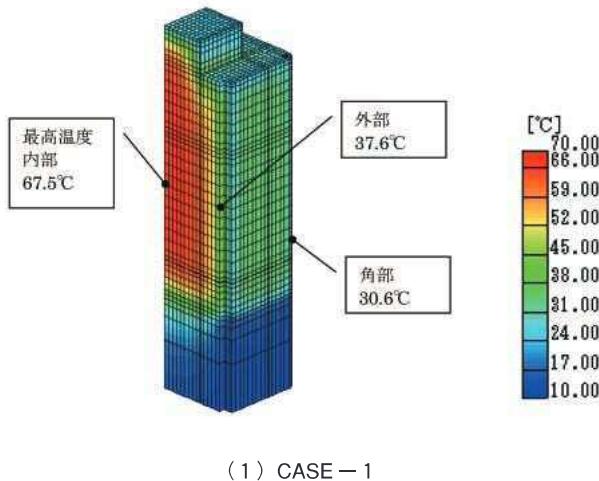
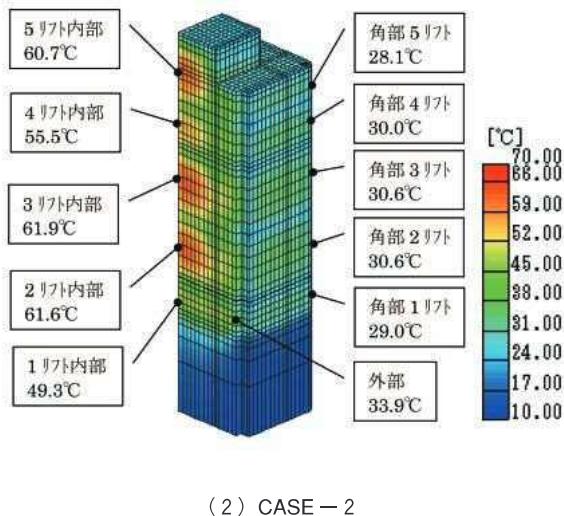


図-18 コンクリートの温度履歴 (CASE-1)



低下を続け体積が収縮するため、内部に引張応力が発生する。コンクリートを分割施工する場合にはこれらの温度上昇と降下のタイミングが複雑に関連するため、コンクリートの温度上昇特性を把握した上で施工手順の計画を行う必要がある。

(4) ひび割れ指数の比較検討結果

温度応力ひび割れの発生傾向をひび割れ指数で評価する。ひび割れ指数とは、コンクリートの各材齢に応じた引張強度（許容値）を引張応力（発生応力）で割ったものであり、ひび割れ指数が小さくなるほどひび割れが発生する確率が高くなることを示す。代表して CASE-3 のひび割れ指数分布を図-19 に示す。また、各 CASE、各

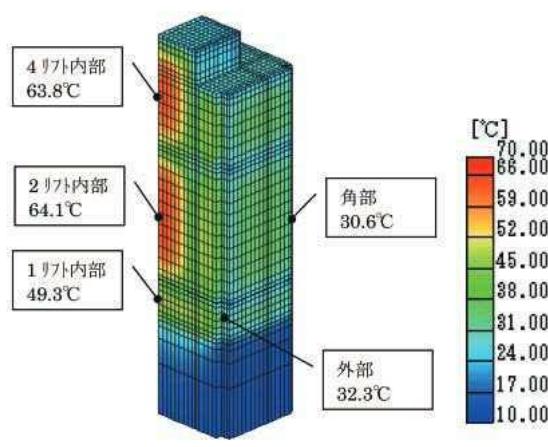


図-17 コンクリートの最高温度分布

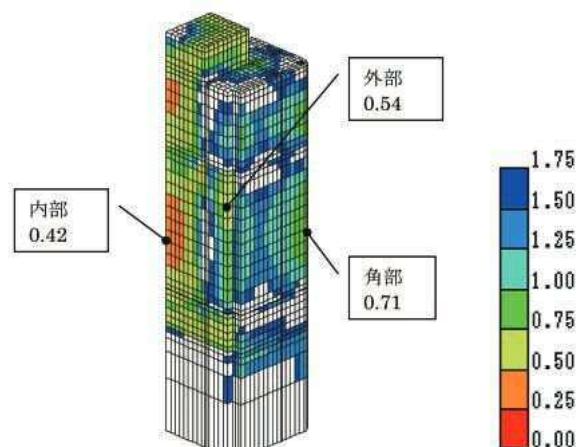


図-19 コンクリートのひび割れ指数分布 (CASE-3)

着目点（外部、内部）のひび割れ指数の履歴を図-20に示す。

CASE-1は全ケースの中で外部のひび割れ指数が最も小さくなつた。一度に大量のコンクリートを打設すると内部温度が上昇し、外部との温度差が大きくなるため、温度応力ひび割れを抑制する方法として、内部の最高温度を抑制すること、外部の温度降下速度を抑制することなどが有効な手段であるといえる。

CASE-2、3は分割施工の手順を変えたものであるが、外部と内部に着目するとそれぞれに一長一短があり、結果としてひび割れ指数を大幅に改善できる方法は見つけられなかつた。本工事では、この中で外部のひび割れ指数が最も大きくなるCASE-3を採用することとした。しかし、外部のひび割れ指数の最小値が一時的に1.0以下

となること、内部のひび割れ指数が長期にわたって小さくなることなどの課題を残す結果となつた。

5. おわりに

本工事は、曲率が大きく、幅員が狭いランプ橋ということで、特に支点部の負反力が問題となり、多くの支点部に転倒防止装置を設置した。しかし、鉛直方向のPCケーブルの設置は、美観を害すること、支承周りの設置スペースに制約を受けること、水平方向の変位を拘束しないで鉛直方向のみの浮き上がりを防止する構造とする必要があること、などに対する今後の改善が期待される。現時点で考えられる改善策としては、支承間隔を広げて負反力を軽減する、負反力に抵抗できる支承構造にする、上下部剛結構にして負反力に抵抗する、などが挙げられる。

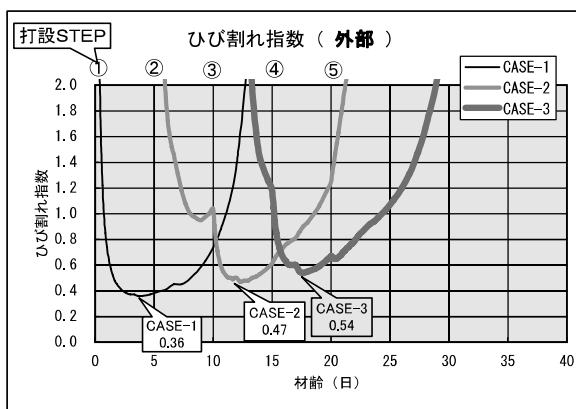
また、鋼・コンクリート複合橋脚の結合部では、コンクリートの温度応力解析を実施して高流動コンクリートの分割施工手順の検討を行つた。解析の結果、分割施工の手順を変えることによるひび割れ指数の傾向を把握することは出来たが、大幅な改善効果は得られなかつた。なお、実施工は現時点では完了していないため、施工結果については別途報告することとする。

最後に、本工事の設計を進めるにあたりご指導いただいたNEXCO西日本関西支社、同枚方工事事務所の関係各位に紙面を借りて、厚く御礼申し上げるとともに、本報告が今後の同種橋梁の設計の一助になれば幸いである。

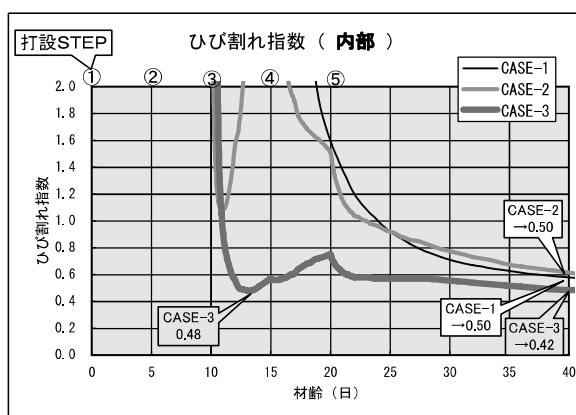
<参考文献>

- 1) 笹井、桑山、佐藤：上信越自動車道北千曲川橋の施工—鋼・コンクリート複合橋梁—、橋梁と基礎 2006.09 vol.40, pp11～17
- 2) 桑山、堀、佐藤：鋼・コンクリート複合構造部における高流動コンクリートの冬季施工（北千曲川橋）、宮地技報 No.19 2003, pp6～14
- 3) 西日本高速道路株式会社：設計要領第二集 9章 複合構造、平成18年4月
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書【施工編】4章 施工段階におけるひび割れ照査、2002.3

2009.1.28 受付



- △ case1: ひび割れ指数が最も低下する
- case2: case1よりも若干改善される
- ◎ case3: 3ケースの中ではひび割れ指数が最も大きい



- ◎ case1: 材令初期から長期にかけて全体的に大きい
- case2: 材令初期に若干低下するが長期的にはcase1と同じ
- △ case3: 材令初期に低下し、長期的にも小さい

図-20 ひび割れ指数の履歴（外部、内部）

曲率の大きい鋼床版箱桁による二層立体ラーメン構造の設計 (SJ14工区B・D連結路)

Design of Double-Deck Space Rigid-Frame Structure having Steel Deck Box Girder with Large Curvature (SJ14 Section B-D Connecting Channel)

内田智文^{*1} 君島信夫^{*2} 儀保陽子^{*1}
Tomofumi UCHIDA Nobuo KIMIJIMA Yoko GIBO

Summary

This bridge has a double-deck space rigid-frame structure with steel deck box girder. The characteristics of the bridge are: 1) linear conditions with considerably large curvature; 2) the entire structure is subject to large deformation due to sectional constraints on the piers in urban areas. In addition, there are a number of constraints on the field process with many adjoining works proceeding simultaneously. Accordingly, the adopted structure for design allows large curvature and deformation, and the improved process was implemented. The present paper reports the specific structures and methods adopted in the design for the main girder and piers as well as the implemented process improvement.

キーワード：二層立体ラーメン構造、鋼床版箱桁橋、曲線桁、アウトリガー、機能分離支承、鋼製橋脚隅角部

1. はじめに

SJ14工区B・D連結路は、首都高速3号渋谷線と中央環状新宿線および中央環状品川線を接続する「大橋ジャンクション^①」（首都高速道路株式会社建設中）の一部であり、地下トンネル部から高低差約70mを上がるループ状のRC躯体と高速3号渋谷線の都心方向とを結ぶ上下ランプ橋である。大橋ジャンクション位置図を図-1に、概要図を図-2に示す。

本ランプ橋は鋼床版箱桁による二層立体ラーメン構造であり（図-3）、特徴として、①曲率が非常に大きな線形条件であること、②都市市街地における橋脚の断面制約から、全体として非常に変形量の大きい構造系である

ことが挙げられる。合わせて、同時期に施工される隣接工事が多く、現場工程の制約も厳しい条件であった。これより、本橋の設計にあたっては、大きな曲率や大きな変形量に適応する構造を採用し、また工程への改善策を実施している。本稿では、主桁の設計および橋脚の設計において採用した特殊な構造や対策を示し、また実施した工程改善策について報告する。

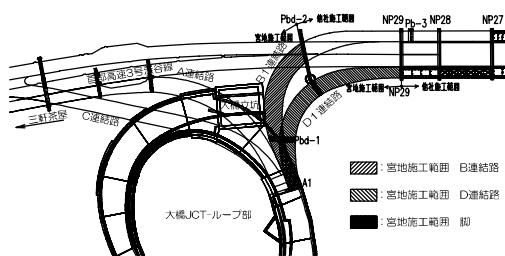


図-2 大橋ジャンクション概要図



図-1 大橋ジャンクション位置図

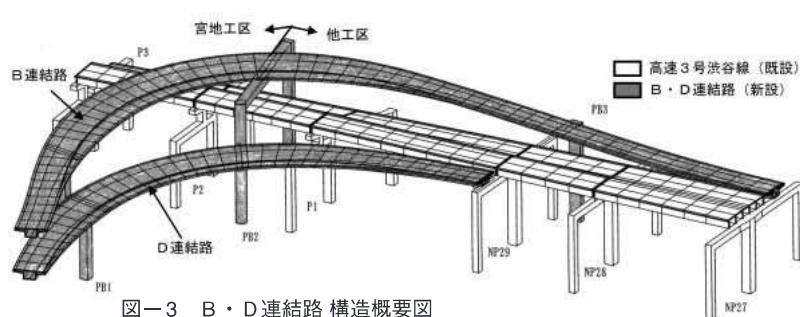


図-3 B・D連結路構造概要図

^{*1}(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ 副主任

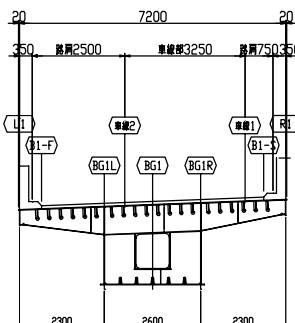
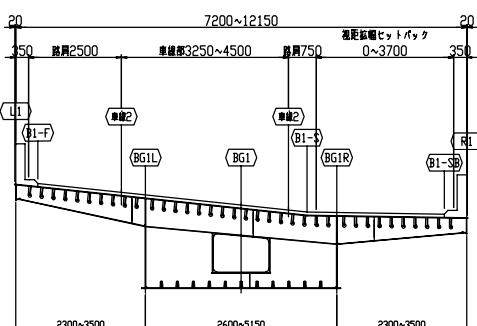
^{*2}(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ 係長

表一 1 設計条件

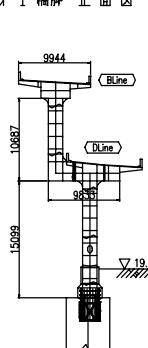
2. 工事概要

発注者：首都高速道路株式会社
 工事名：S J 14 工区 B・D 連結路（2）上部・橋脚工事
 路線名：首都高中央環状新宿線
 工事箇所：目黒区大橋一丁目、二丁目
 工事区間長：233m（B・D 連結路計）
 工期：平成18年9月12日～平成22年1月23日
 施工社名：株式会社宮地鐵工所
 工事概要：4径間連続鋼床版箱桁のうち2径間1連、3径間連続鋼床版箱桁1連、T+L型鋼橋脚1基、アンカーフレーム1基の実施設計、製作および架設、裏面吸音板の実施設計、製作および設置

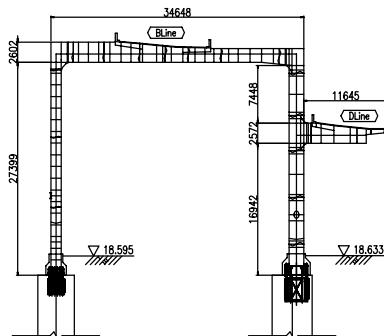
	B連結路	D連結路
道路規格	ランプ規格連結路(設計速度40km/h)	ランプ規格連結路(設計速度40km/h)
構造形式	4径間連続鋼床版箱桁ラーメン橋	3径間連続鋼床版箱桁ラーメン橋
橋長	226.464m	132.415m
支間長	34.1m+64.8m+72.0m+52.7m	32.8m+40.3m+57.4m
総幅員	7.20m~12.15m	7.20m~10.45m
曲率半径	R=43.0m	R=48.0m
鋼製橋脚	【Pbd-1橋脚】T+L型橋脚 【Pbd-2橋脚】門型橋脚 【Pbd-3橋脚】逆L型橋脚	

B 連結路 標準部
(バルブリップ使用区間)B 連結路 拡幅部
(バルブリップ使用区間)

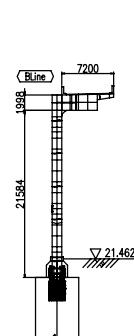
Pbd-1 橋脚 正面図



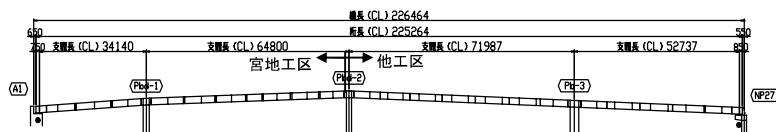
Pbd-2 橋脚 正面図



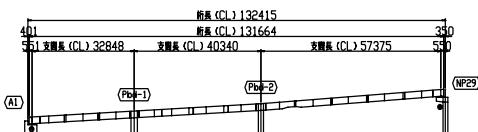
Pbd-3 橋脚 正面図



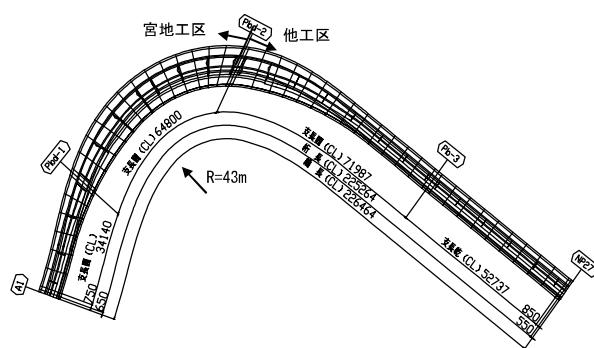
B 連結路 側面図



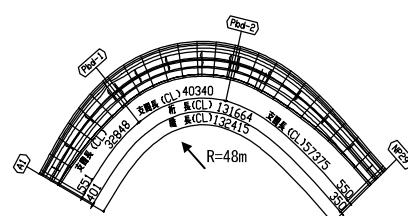
D 連結路 側面図



B 連結路 平面図



D 連結路 平面図



図一 4 構造一般図

3. 主桁（鋼床版箱桁）の設計

(1) 断面構成

本橋の設計では、主桁と橋脚を一体とした3次元立体全橋モデルによる構造解析を実施し、解析モデルには、主桁と橋脚の剛結構造、フーチング、既設橋脚までを含めてモデル化を行っている。断面決定に際しては静的解析による断面決定の後、動的解析の応答値による断面照査を実施した。本橋の詳細設計における制約条件として、橋脚断面寸法には建築限界の制約があり、地震力を抑えるため、上部工の重量は最小限に留める必要があった。また、橋脚基礎およびアバットは先行施工済みであり、

構造の大幅な変更は不可能であった。

これより、本橋では支間長に対して上部工の鋼重を抑え、橋脚の制約条件に適応するため、以下の方針により断面構成を行った。

- ①ガイドライン型設計（1ブロック1断面）ではなく、板継ぎによる断面変化として、鋼重ミニマムを図る。
- ②SM570材を多く用い、主桁断面の板厚増加を抑える。
- ③橋脚の断面として決定する剛結部と主桁一般部の大きな板厚差に対してはクッション材を使用する。

図-5にB・D連結路の上部工断面構成図を示す。本橋の構造的特徴から、主桁断面においても、動的解析による決定ケースの断面が多くなった。

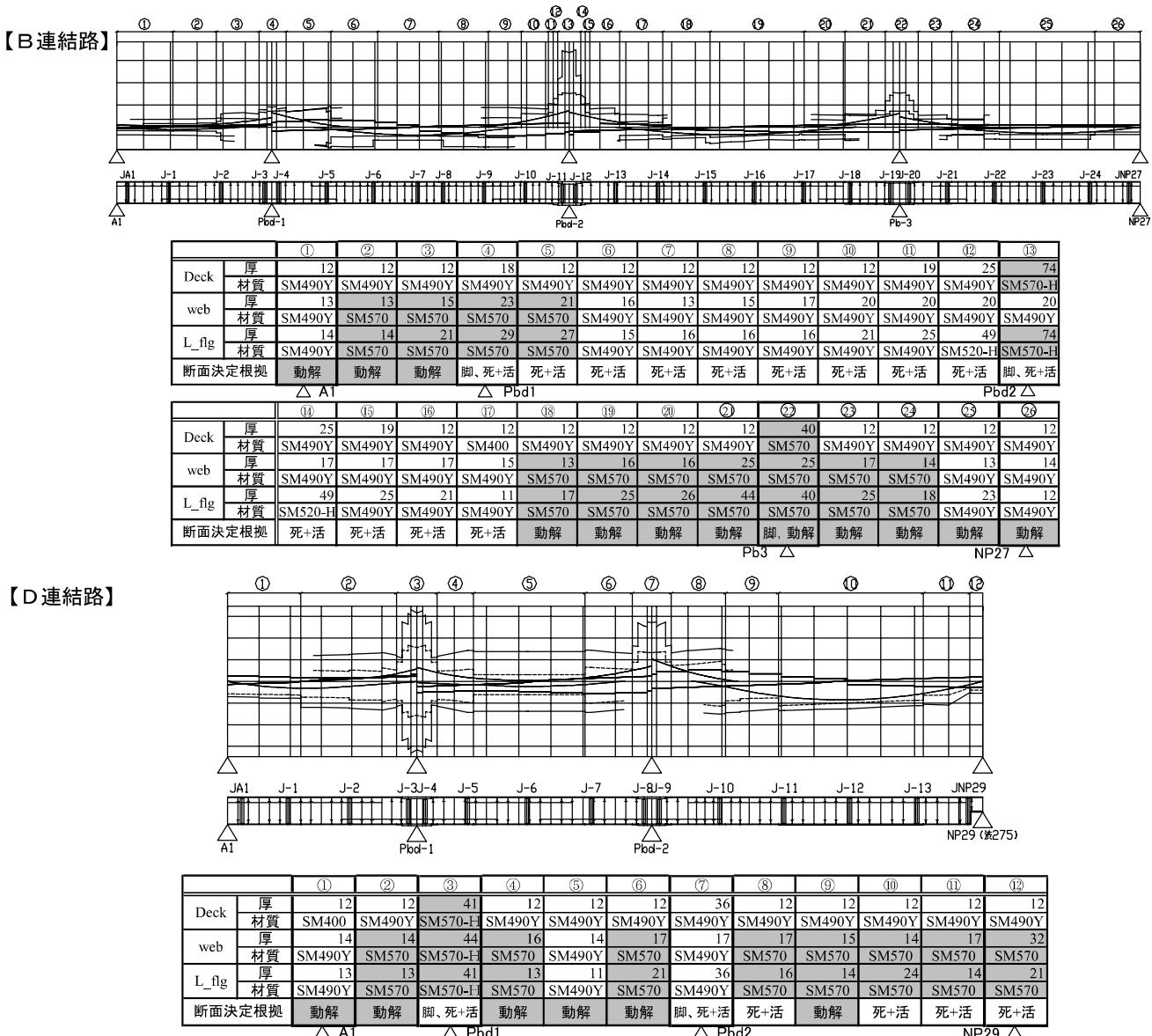


図-5 B・D連結路の上部工断面構成図

(2) 曲率の大きい鋼床版の設計

1) 設計方針

鋼床版は輪荷重が直接作用し、疲労損傷が懸念される部位であり、本橋においても「鋼道路橋の疲労設計指針²⁾」の構造詳細に従った設計を実施するとともに、以下の対処により疲労に配慮した設計を実施した。

- ①輪荷重走行下の縦リブは、Uリブを使用せずにバルブプレートリブを採用。
- ②輪荷重直下を避ける主桁ウェブ、縦シーム、縦リブ（拡幅区間で生じる中断位置）配置。

2) 折れを有する鋼床版の製作

本橋のように曲率が大きい場合（最大：R=43m）の路面構成では、視距の拡幅が必要となる。横断勾配は曲率により変化し最大10%となるが、拡幅部は一定値の1.5%であり、この間に折れ線が存在する。そこで、鋼床版の製作にあたっては、曲線の折れ形状を再現する必要があった。

B連結路の製作においては、一般的に用いられる方法に倣い、曲線の折れ形状をブロック間で直線補間して折り曲げ加工する方法とした。

しかし、D連結路の製作においては、B連結路と同様に直線補間した場合には、300mm程度のライズによって縦リブや縦シームと折れ線が交差する箇所が多数発生し、縦リブや縦シームがねじれる等の製作的に困難な箇所が発生する（図-6）。そこで、折り曲げ加工ではなく、工場での板継ぎ溶接で曲線の折れ形状を再現するものとして、交差部の製作困難な構造ディティールを回避した（図-7）。

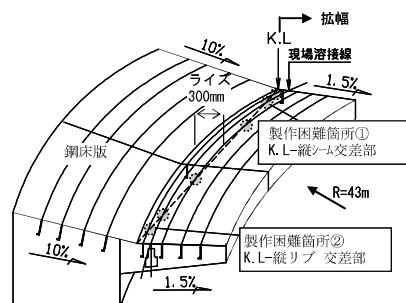


図-6 鋼床版の折れ形状の概念図

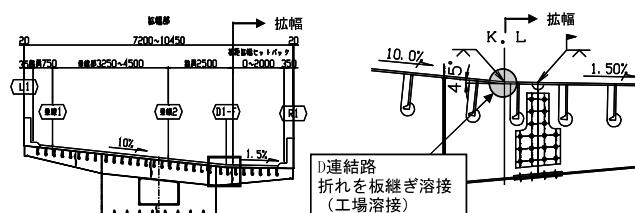


図-7 鋼床版の折れ詳細図

(3) 端支点構造

1) 端支点部の設計条件

本橋の非常に大きな曲率と、変形の大きな構造系に起因して、端支点部は特殊な設計条件となった。端支点構造の支点条件としては、橋軸直角方向を固定、橋軸方向を可動の条件としている。端支点部の設計条件を表-2に示し、ここでの問題点を以下に示す。

- ①端支点部には大きな負反力が発生し、常時（活荷重）の状態においても負反力が発生する。この常時の負反力は騒音・振動など問題があり、解消する必要がある。
- ②レベル2地震時に大きな橋軸方向移動量（最大686mm）が生じる。
- ③レベル2地震時に大きな水平反力が発生する。さらに常時（活荷重）においても水平反力が発生することから、支承の接触面の破損が懸念される。

表-2 端支点部の設計条件

	B連結路・A1側		D連結路・A1側		D連結路・NP29側	
	D	630 kN	D	762 kN	D	1172 kN
鉛直反力 (+)	D+L MAX (衝撃あり)	1223 kN	D+L MAX (衝撃あり)	1426 kN	D+L MAX (衝撃あり)	1989 kN
	EQ L2(0°)	1471 kN	EQ L2(90°)	2459 kN	EQ L2(90°)	2089 kN
	D-L MIN (衝撃あり)	5 kN (-74kN) ^{**}	D-L MIN (衝撃あり)	156 kN	D-L MIN (衝撃あり)	820 kN
	EQ L2(135°)	-1298 kN	EQ L2(90°)	-1955 kN	EQ L2(90°)	-725 kN
水平反力	D+L-W MIN (衝撃あり)	1024 kN	D+L-W MIN	644 kN	D+L-W MAX	581 kN
	EQ L2(0°)	2061 kN	EQ L2(90°)	1709 kN	EQ L2(90°)	1559 kN
移動量 (橋軸方向)	D+L-W MAX (橋軸方向)	103 mm	D+L-W MIN	59 mm	D+L-W MAX	69 mm
	EQ L2(90°)	686 mm	EQ L2(45°)	412 mm	EQ L2(90°)	559 mm

※()はカウンターウェイト載荷前

2) A1側の端支点構造

端支点構造は負反力を低減するため、アウトリガー構造を適用した。図-8にB連結路A1側の端支点構造を、図-9、写真-1にD連結路A1側の端支点構造を示す。アウトリガーの張出幅はアバットや隣接桁との空間的制約条件下で最大限に大きくした。アウトリガーは片側張

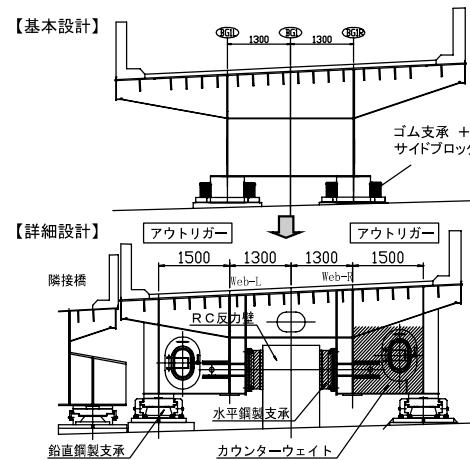


図-8 B連結路A1側の端支点構造

出しが一般的に有効だが、B連結路A1側では、死荷重の偏載効果より偶力による負反力の低減効果を期待して、両支点間隔を広げた両側張り出しを適用した。

アウトリガーにより常時の負反力が解消しきれないB連結路A1側の場合では、カウンターウェイトを必要量用いて対処する。このカウンターウェイトの材料は、一般的に用いられるコンクリートより比重が大きい鉄球を採用して、充填スペースを小さくしている。

支承構造は、橋軸直角方向の水平反力（約2000kN）作用下においてレベル2地震時の橋軸方向の大きな移動量（686mm）に追随する必要があり、鉛直支承は鋼製スライド杏（密閉ゴム支承板支承）を適用した。橋軸直角方向の水平反力に対しては、機能分離支承として、縦置きした鋼製スライド杏を水平支承に適用した。ここで、サイドブロックで拘束する支承構造では、常時移動が繰り返された場合に、接触面の破損が懸念される。一方で、縦置き鋼製スライド杏においては、支承のスライド面全体で水平力を受ける構造であり、この損傷の問題を回避し、橋軸方向のスムーズな移動を確保した。また、端支点部の主桁構造は、下フランジを大きく切欠き、縦置き水平支承の設置スペースを設けた。これをアバットと一体化したRC反力壁により、水平反力を受ける構造とした。

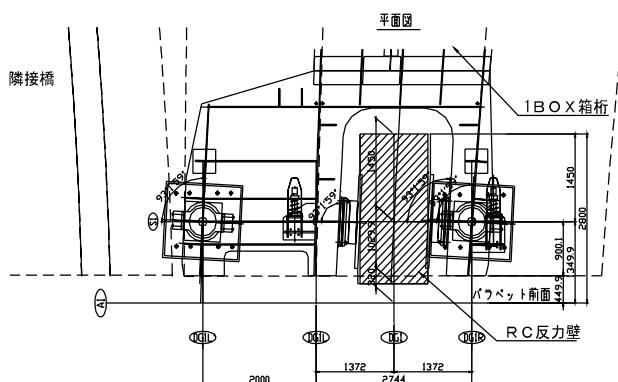
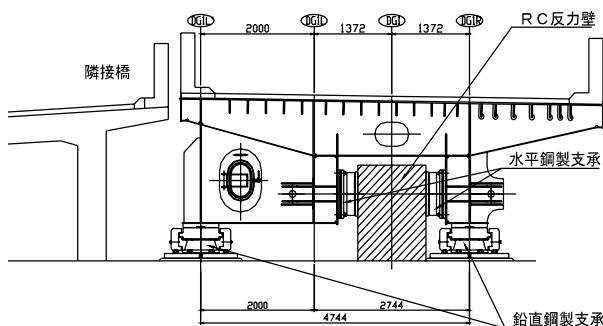


図-9 D連結路A1側の端支点構造

本構造を適用するにあたっては、以下に示す各種の検討・配慮を行っている。

- ①水平反力に対する局部座屈の照査を実施した。
 - ②水平反力に対して、桁端構造が門型フレームとして抵抗し、荷重伝達するための必要剛性の照査を実施した。
 - ③アウトリガーパー材、桁端付属物（落橋防止構造、鉛直支承、水平支承）の補強部材を兼用させ、溶接などの施工スペースを確保した。
 - ④RC反力壁のコンクリートは桁架設後の施工とし、コンクリート打ち込み用の施工孔を設けた。
 - ⑤施工に際しては、水平支承の下杏とすべり面を桁とRC壁の各々に取り付け、RC壁側のすべり面はセットバック可能な治具により固定する計画した。
- この縦置きの鋼製スライド杏を適用した場合、曲線橋に必要な橋軸直角方向の1.5Rd相当の変位制限装置を兼用でき、曲率による必要けたかかり長を低減できる等、落橋防止システムとしての優位性も含まれる。



写真-1 D連結路A1側の端支点構造

3) NP29側の端支点構造

NP29支点は、既設橋脚から新設の杏座プラケットを増設した端支点構造である（図-10）。端支点構造を図-11と写真-2に示し、その特徴を以下に示す。

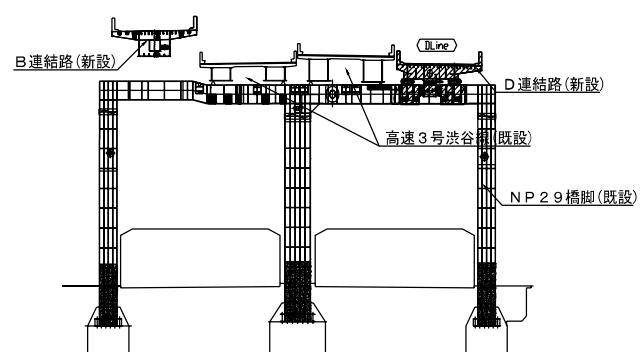


図-10 NP29既設橋脚の構造一般図

- ①NP29側の桁端は、掛け違い部における切り欠き構造を有し、切欠き部にフィレットを適用した。
 - ②割込みフランジは、フランジ力を伝達させるため横リブ部まで伸ばし、落橋防止ブラケット部材と兼用させた。
 - ③桁端構造はA1側と同様に、アウトリガーコンクリート部材と水平支承に鋼製スライド板を用いた機能分離支承を適用した。
 - ④桁端の下フランジから下側に突き出したブラケットに桁側の水平支承を設置した。また、ブラケットには製作・輸送性・現場架設に配慮して継手部を設けた。

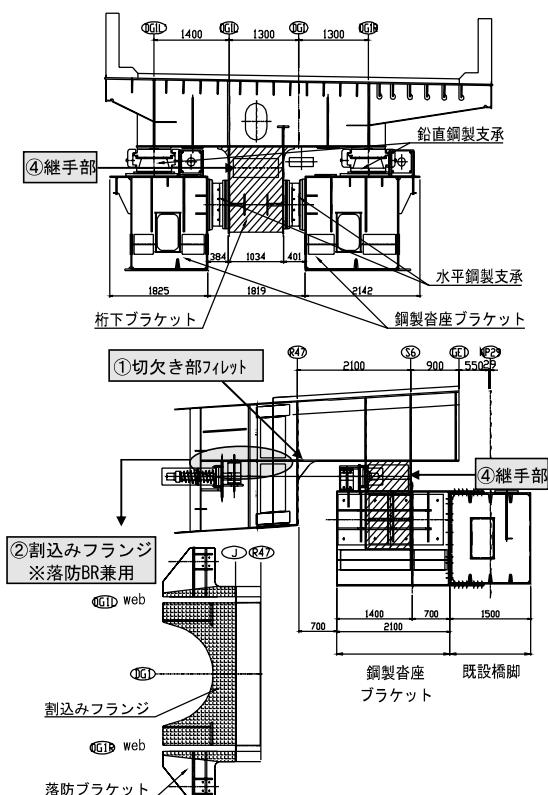


図-11 D連結路N P 2 9側の端支点構造

(4) 既設橋脚との干渉回避

本橋の主桁高は、支間長比および建築限界などを考慮して、主桁中心で一定値2mとし、下フランジの横断方向勾配はレベルとしている。しかし、D連結路が既設P1橋脚と近接する一部区間においては、干渉を避けるため以下の設計を実施した。

- ①当該区間で下フランジ勾配をレベルから路面勾配($i=8.9\%$)に変化させ、桁下に必要なクリアランス量を確保した(図-12)。
 - ②脚とのクリアランス量は、レベル2地震時の移動量以上で、かつ活荷重移動量+組立精度以上を満足する照査を行った。
 - ③主桁断面変化の漸近区間として、ウェブ高さの勾配1:5を確保した(写真-3)。
 - ④下フランジの折れ位置の断面には補強材を追加した。

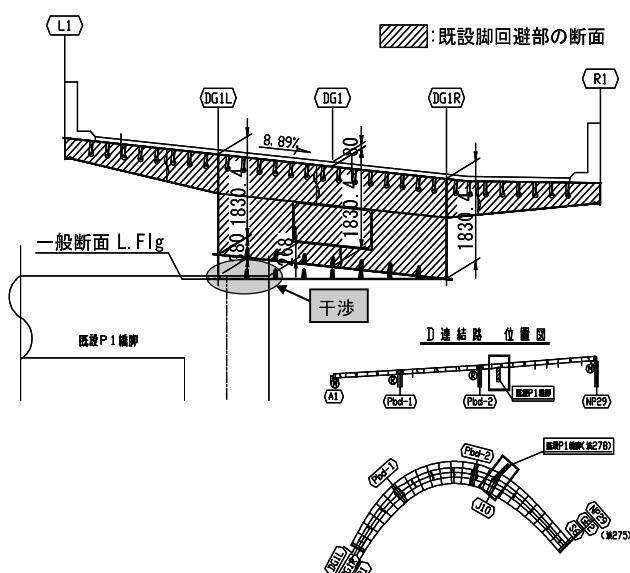


図-12 既設橋脚回避部の主桁断面



写真-2 D連結路N P 2 9側の端支点構造



写真-3 既設橋脚回避部の主桁断面

4. 鋼製橋脚の設計・製作

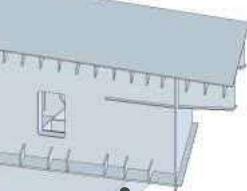
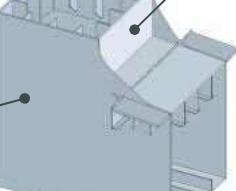
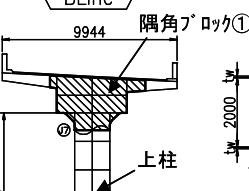
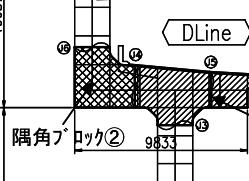
(1) 設計・製作の基本方針

Pbd-1 橋脚は B 連結路、D 連結路の上部構造との剛結構造を含む T+L 型の鋼製橋脚であり、3 箇所の隅角ブロックを含んだ構造である（表-3）。隅角部の疲労耐久性を確保するためには、溶接品質を確保することが重要であり、以下に示す基本方針の下で製作を実施した。

- ①隅角部製作要領書を作成した。
 - ②工場溶接の専任技術者を配置し、溶接に関する品質管理、技術指導を実施した。
 - ③3線交差部および十字継手部を特別管理部位として定義し、品質記録および写真による開先・組立・溶接のプロセス管理を実施した。
 - ④隅角部の主部材の溶接継手は全て完全溶け込み溶接とし、全線について超音波探傷試験を実施した。
 - ⑤開先形状図、仕上げ要領図を作成した。

隅角ブロックの使用鋼材は、道路橋示方書の鋼材のPCM値を参考に、板厚40mm以上(SM490Y以上)は予熱低減鋼を使用し、狭隘部の溶接作業環境を改善を図る。また隅角部の十字継手部にはラメアテアの発生防止を目的とした耐ラメアテア鋼材(Z35S)を使用した。

表-3 Pbd-1 橋脚の概要

隅角ブロック①	隅角ブロック②	配置図
		
<p>【板厚】柱web:34mm, 柱flg:34mm 【材質】SM570 【決定根拠】静的の解析(D+L+SD)</p>	<p>【板厚】柱web:41mm, 柱flg:41mm 【材質】SM570-H 【決定根拠】静的の解析(D+L+SD)</p>	
隅角ブロック③	上柱	下柱
		
<p>【板厚】柱web:41mm, 柱flg:44mm 【材質】SM570-H 【決定根拠】静的の解析(D+L+SD)</p>	<p>【板厚】 web,flg:32mm 【材質】SM570 【決定根拠】 静的の解析 (D+EQ)</p>	<p>【板厚】 web,flg:34mm 【材質】SM490Y 【決定根拠】 静的の解析 (D+L+SD)</p>

(2) 隅角部の品質向上対策

1) 剛結構との近接

Pbd-1 橋脚においては、隅角部と剛結構が近接する部位が存在したが、当該部は隅角部の 3 線交差部であり、確実な溶接施工が必要である。そこで、主桁ウェブ位置を拡幅し、柱フランジ位置に一致させ、部材を兼用させることで、狭隘箇所をなくし、製作性の改善を図った（図-13）。

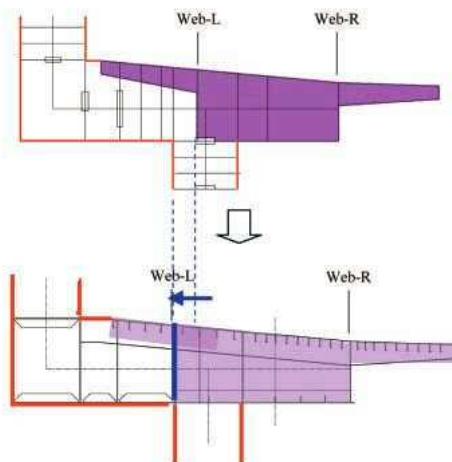


図-13 隅角ブロック③の構造改善策

2) フィレット部の仕上げ

橋脚隅角部には、横梁ウェブ高さによって決まる隅角フィレットを設け、フィレット先端から 200mm の範囲について仕上げを行う（図-14）。本橋脚では、フィレット先端部と現場溶接ジョイント位置に設けるエレクションピースが近接する部位が存在したため（図-15）、以下の配慮により、フィレット先端のなめらかな形状、ビード仕上げの品質向上を図った。

- ①エレクションピースは本体部材と一緒に切断する。
 - ②隅角ブロックを工場製作後に、エレクションピースを残した概略形状に切断する。
 - ③J4,J6現場溶接完了後にエレクションピースを撤去し、フィレットを最終形状として仕上げる。

3) 横梁の現場溶接部のスカラップ

本橋脚では、横梁に主桁が剛結する構造であり、横梁上フランジと主桁上フランジ（鋼床版）を兼用する部材が存在する。この上フランジの溶接の連続性を確保するために、現場溶接部では、横梁ウェブにスカラップを設けている。

図-16に現場継手部のスカラップ構造と溶接手順図

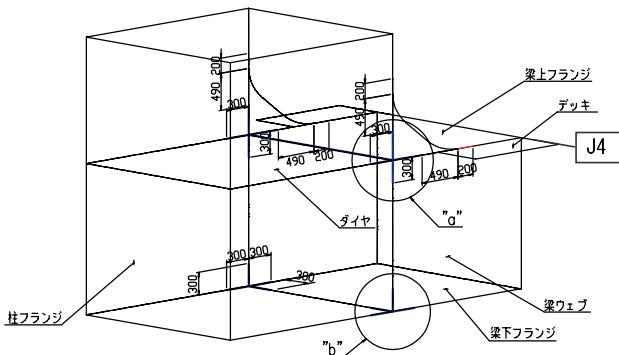


図-14 隅角部の仕上げ範囲図

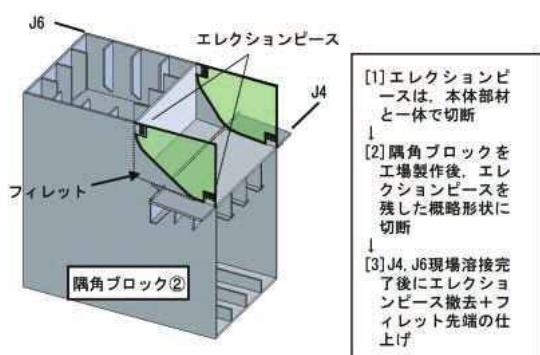


図-15 フィレット部の製作方法

を示す。各々のジョイントごとの溶接手順を整理し、現場溶接の品質向上を図っている。

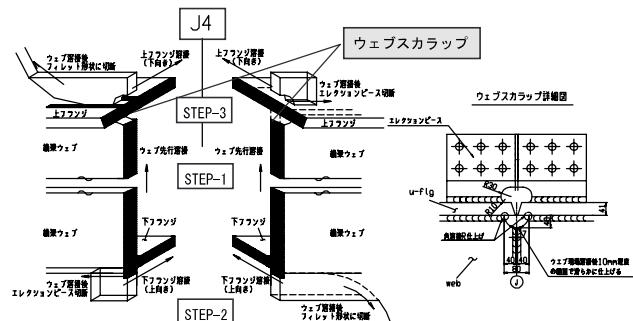


図-16 現場継手部のスカラップ構造と溶接手順図

(3) 直接定着方式アンカーの設計

Pbd-1 橋脚のアンカーは基本設計では支圧板方式としていたが、隣接建築物により設計上必要なフーチング寸法を確保できなかったため、詳細設計において直接定着方式に構造変更する必要があった（図-17）。

また、本橋は二層立体ラーメン構造であるため、上下部一体の構造解析において下記事項を考慮し、脚アンカーの詳細設計を行った。

- ①基本設計では、既設脚をモデル化せず支点扱いとしていたが、本構造は地震時の挙動が複雑で変形の大きい構造のため、既設脚をモデル化した。
 - ②地震時の応答卓越方向が限定困難なことから、動的解析を実施した。その際、8方向45° ピッチに地震波を入力し、最大・最小値を抽出した。
 - ③地震時水平力に対して、上部工重量の影響が大きいことから、橋面工（覆蓋・遮音壁）荷重を詳細に見直した。

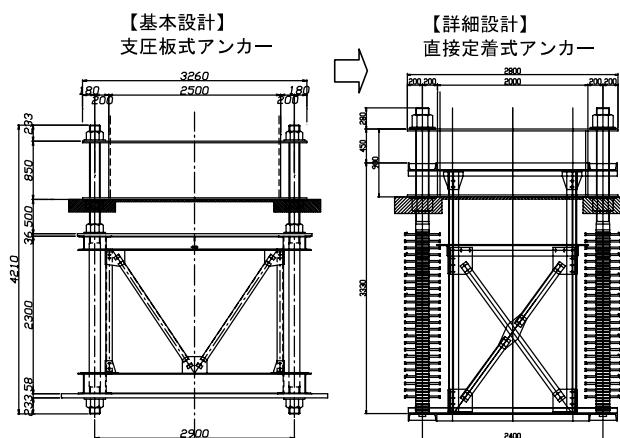


図-17 Pbd-1 橋脚アンカー

5. 架設検討

本橋では、架設条件からPbd-2橋脚およびPb-3橋脚において、架設中の支口調整が難しい場合に適用する「ヒンジ連結」として設計・製作を行っている。(図-18)。

B連結路Pbd-1～Pbd-2径間の架設計画を図-19に示す。J7～Pbd-2間は高速渋谷3号線を跨ぐ位置条件から、大ブロック架設工法を適用している。また、架設順序からJ6～J7間が閉合ブロックとなるが、本橋の曲率や構造系に起因して、閉合時にはJ7の仕口相対差が懸念される。しかし、事前の施工ステップ解析による検討で、架設時の調整作業で閉合可能であると判断し、当該ジョイント部は「モーメント連結」として設計した。

6. 付属物

(1) 裏面吸音板・覆蓋・遮音壁

本橋は都市市街地の条件から、騒音・環境・景観に配慮して、裏面吸音板・覆蓋・遮音壁の設置している(図-20)。

- ①裏面吸音板：街路交通からの反射音による騒音および景観に配慮して設置
- ②覆蓋：ループ部からの一定範囲について覆蓋構造を設置し、ループ部と一体として排気および景観に配慮する。

(2) 壁高欄の両面鋼製型枠の採用

本工事では、工程の制約から橋面工の工期短縮が課題となり、壁高欄には両面鋼製型枠を採用している(図-21)。覆蓋・遮音壁の構造として2m間隔で支柱が配置されるが、両面鋼製型枠を採用したことによって、壁高欄コンクリート打設前に先行して覆蓋の支柱建て込みが可能となる。

工場で鋼床版上にピースを取り付け、現場では型枠パネルをボルト取付する構造であり、橋面上からの施工性に配慮した構造としている。

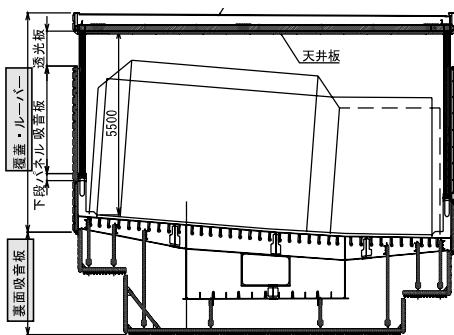


図-20 裏面吸音板・覆蓋・遮音壁

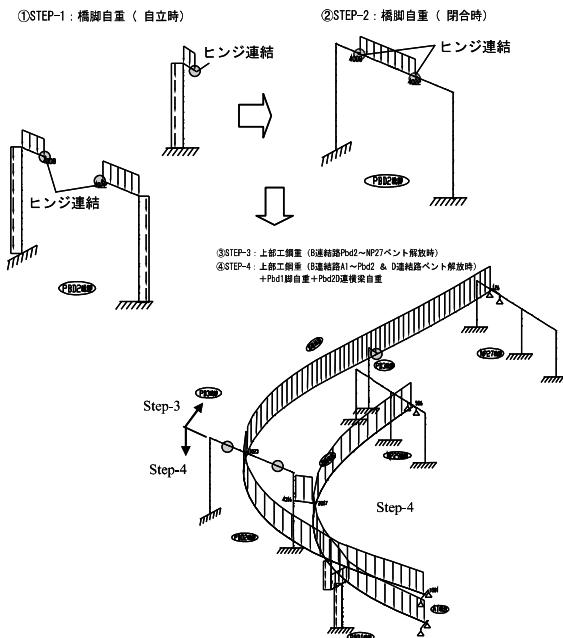


図-18 架設ステップ図

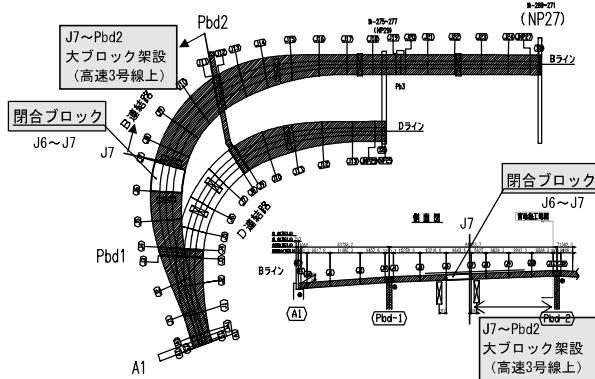


図-19 B連結路 Pbd-1～Pbd-2 の架設計画

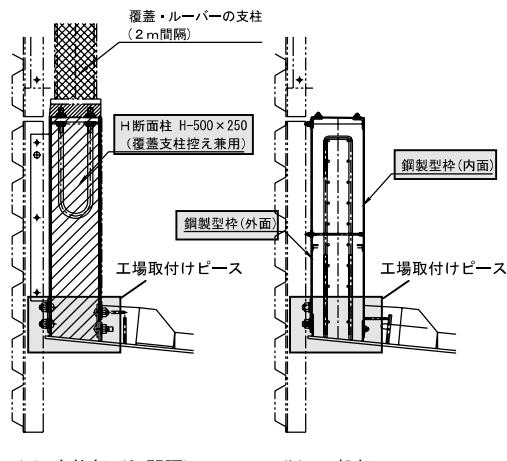


図-21 両面鋼製型枠の壁高欄



写真一4 B・D連結路主桁の全景 (R=43m・48m)



写真一5 Pbd-1 橋脚の全景

7. おわりに

本工事は現在、設計および製作を完了し、主桁の工場仮組みを実施中である。今後は現場架設に移るが、本橋の諸条件から、難易度の高い架設工事であると考えられる。これより設計・製作・架設の各部門で連携を図り、無事の工事竣工に向けて努力していく所存である。

最後に本橋の設計を実施するにあたっては、首都高速設計第一グループ各位を筆頭に、隣接工区の設計担当者各位よりご指導頂いたことに対して、ここに感謝の意を示させて頂きます。

<参考文献>

- 1) 首都高・大橋ジャンクション, 日経コンストラクション, 第439号, pp.16~17, 2008.1
- 2) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 平成14年3月
- 3) 首都高速道路公団: 橋梁構造物設計要領, 平成15年5月

2009.2.13 受付

グラビア写真説明

伏木万葉大橋

富山・伏木港は日本海沿岸のほぼ中央にあり、沿岸交易の要港として栄えてきました。

本橋梁は、伏木～吉久地内を結ぶ臨港道路伏木外港1号線として発注され“伏木万葉大橋”となります。高欄は波が表現され、照明は防護柵と一体感のある形状で、万葉の優雅な世界を表現しています。

近くには源義経で有名な“如意の渡し”浄土真宗の名刹“勝興寺”があります。

(永田 公一)

高速2号線 鋼上下部工事（国道2号交差部工区）

広島高速2号線は既に供用中の広島高速1号線と3号線を結ぶ延長5.9kmで平成21年度末供用開始の予定です。

高速2号線 鋼上下部工事（国道2号交差部工区）は非常に交通量の多い国道2号を跨ぐ高架橋で三菱・宮地・大島建設工事共同企業体で施工しております。

架設は国道2号を跨ぐ3径間を送出し工法、2径間をトラッククレーンベント工法を採用。国道2号を夜間交通止めして架設するため、技術提案により1回の送出しは最大115mと大きくして交通止めの回数を減らした。架設は計画どおり完了し、現在橋面工を施工中です。

(国実 昭義)

大規模地震における橋梁の損傷調査

Damage Investigation of Bridges after Massive Earthquakes

小林 裕輔^{*1} 永見研二^{*2} 佐藤昌義^{*3}
Yusuke KOBAYASHI Kenji NAGAMI Masayoshi SATO

Summary

The Great Hanshin-Awaji Earthquake in 1995 caused various damage on a large number of bridges. In some areas, such damage made it difficult to transport urgently needed relief goods. Since then, when massive earthquakes have occurred, we have investigated damage to bridges constructed by our company, either independently or at the request of road authorities.

This reports the content of past damage investigations of bridges after massive earthquakes, including the formation of our in-house system and actual procedures.

キーワード：橋梁調査、橋梁点検、大規模地震、損傷調査

1. はじめに

1995年の阪神淡路大震災では、多くの橋梁に様々な損傷が発生した。橋梁等の構造物の損傷により緊急物資の輸送も困難になった地域があったことから、社会に貢献する企業であるとの社是のもと、以降の大規模地震（地震の規模については後述する）発生の際には、自主的または道路管理者からの要請を受け、自社で製作した橋梁について損傷調査を行ってきた。

自社で製作した橋梁は全国で3000橋を越えており、本稿では、これまでに実施した大規模地震における橋梁の損傷調査について、その内容を報告する。

2. 橋梁損傷調査の実績

兵庫県南部地震以降、自社製作橋梁の損傷調査を実施した大規模地震は、次の通りである。

- ①兵庫県南部地震 1995年1月17日発生 M7.3
- ②鳥取県西部地震 2000年10月6日発生 M7.3
- ③三陸南地震 2003年5月26日発生 M7.1
- ④新潟県中越地震 2004年10月23日発生 M6.8
- ⑤福岡西方沖地震 2005年3月20日発生 M7.0
- ⑥宮城県南部地震 2005年8月16日発生 M7.2

⑦能登半島地震 2007年3月25日発生 M6.9

⑧新潟県中越沖地震 2007年7月16日発生 M6.8

⑨岩手・宮城内陸地震 2008年6月14日発生 M7.2

3. 損傷調査実施の経緯

(1) 兵庫県南部地震以前

1987年12月17日に発生した千葉県東方沖地震においては、主力工場のある千葉県の地震被害が最も大きかったことから、自社製作橋梁の損傷調査を行った。それ以降、震度5以上の地震が発生した際には北海道などの数例を除き損傷調査を実施したが、兵庫県南部地震に比べ被災した範囲が小さかったことから、対象とした橋梁数も少なく情報の一元管理が容易であり、橋梁位置の特定に多少手間取っても大きな問題とはならなかった。

また、昭和63年（1988年）7月に土木研究所より、橋梁の維持管理のために行う通常の定期点検に主眼をおいた「橋梁点検要領（案）」^①が示されてからは、調査報告書をまとめる際に準拠するようにした。

(2) 兵庫県南部地震

主力工場および技術本部は関東にあり、兵庫県南部地震による被害は無かったため、ピルツ倒壊などのニュー

^{*1}(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全技術グループ課長

^{*2}(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全技術グループ課長代理

^{*3}(株)宮地鐵工所 技術本部保全部長

ス報道を受け、下準備をほとんど行わないまま調査員が現地入りした。現地の被災状況は想像を超えており、場所の移動が思うようにできなかつたことや、対象の橋梁位置を十分に把握せずに動かざるを得なかつたことなどから、調査できる橋梁から調査するといった場当たり的な損傷調査しかできなかつた。

また、損傷の大きい橋梁が多数あり、先の「橋梁点検要領（案）」は地震などの災害時に主眼がおかれていないことから、損傷調査の内容やレベルを統一することが結果的にできず、報告書まとめより補修・補強（架け替え含む）を優先したこともある、全体を一つの報告書にまとめる作業も行っていない。

（3）兵庫県南部地震以降

兵庫県南部地震にて一刻を争い現地入りしたもの速やかな損傷調査ができなかつたことを踏まえ、その原因是次の3点の不備であったとの反省から、大規模地震発生に備え、社内の体制を整備しておくこととした。

①指揮・命令系統（情報管理者）

②損傷調査の具体的な内容

③調査橋梁の正確な位置情報

そして、社内体制を整備する中で、自主的な橋梁調査を行う地震の規模を決めておく必要があるとのことから、震度5強以上の地震が発生した際に指揮者（情報管理者）を決め、その指揮の下に迅速に行動していくことを基本方針とした。

その後、宮城県南部地震までは基本方針に沿って調査を実施したが、能登半島地震からは社会情勢の変化から、指揮者は決めるものの、具体的な行動は道路管理者からの橋梁調査の要請を待つこととしている。

4. 橋梁損傷調査の実施方法

橋梁の損傷調査を行う際の行動手順は、以下の通りくなっている。

（1）対象橋梁の選定

前項の指揮者を決めるための緊急会議の場に、震源地に近い地域における過去に製作した橋梁の台帳を用意するとともに、地震の震度情報から調査を行う範囲を地図上で決定する。そして、範囲内にある橋梁を台帳に記載された住所等からリストアップする。

兵庫県南部地震の際は、調査員は台帳の写しと一般図しか持っておらず、その位置の特定に手間取ったが、現在はその教訓から、台帳内の橋梁と電子地図をリンクさせたシステムを構築している。**表-1**は橋梁の台帳の一部であるが、位置図の欄をクリックすることで位置情報が表示されるようになっており、現地での機動性を向上させるノート型パソコンでの使用も可能である。

（2）調査員と調査ルートの決定

現地調査には主に保全部の人員があたるが、橋梁の架設を全国各地で行っていることから、工事部の応援を受けることが多い。地の利に長けていること、架設の事務所を調査の拠点にできること等が理由である。

調査員が決まった時点で、各々の所在地から、地震による途中経路の被災状況を勘案し、最適ルートで現地入りする。地震の規模にもよるが、震源地に最も近い橋梁にまず向かうチームと、震源地に向かうルート途上でリストアップされた橋梁を調査しながら進むチームに分けることが多い。

表-1 橋梁の台帳の例

工事番号	橋梁名	現地位置	免は先	事項	候工年	橋長 m	幅員 m	型式	基準 高 度 分 級	荷重経度		位置図
										北側 度 分 秒	東側 度 分 秒	
20	深井南橋	青森県五所川原市大字飯詫 青森県五所川原市大字牛町 新田内	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 45 38	140 29 25	http://
21	中野衝田橋		*****	*****	***	***	***	*****	***	40 51 5	140 28 4	http://
22	利根橋	青森県十和田市大字末田	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 33 9	141 16 51	http://
23	蛇渡橋	青森県むつ市川内村大字舟	*****	*****	***	***	***	*****	***	41 17 38	140 57 44	http://
24	田地橋	青森県青森市角井平川地内	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 46 1	140 66 52	http://
25	十六夜橋	青森県平川四渡ヶ瀬	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 28 28	140 37 41	http://
26	利斯橋	青森県八戸市	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 31 7	141 31 41	http://
27	三好橋	青森県五所川原市塙川	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 50 54	140 24 21	http://
28	八甲田橋	青森県青森市中央	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 45 33	140 45 25	http://
29	利根橋	青森県八戸市大字沢町字利 根～小中野町	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 31 6	141 31 39	http://
30	71102赤坂橋	青森県むつ市赤坂付	*****	*****	***	***	***	*****	***	41 17 40	141 13 38	http://
31	72089十九大橋	青森県五所川原市	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 45 19	140 27 28	http://
32	78044藤内溝橋	青森県青森市船岡町内	*****	*****	***	***	***	*****	***	40 45 40	140 37 45	http://



写真一 伸縮装置の例



写真二 支承の例

(3) 橋梁の現地調査

兵庫県南部地震の際の、損傷調査の内容やレベルの統一ができていなかったことは、日本橋梁建設協会に所属する同業他社も似た状況であり、日本橋梁建設協会において具体的な調査箇所や報告書の様式が「ガイドライン」²⁾としてまとめられた。統一した書式を用いていれば、損傷部の補修・補強の優先順位の判断が容易になるなどメリットが多いため、現地調査や報告書は特別な場合を除き、この様式に則っている。

報告書では、走行安全性をⅠ・Ⅱ・Ⅲの3段階、耐荷性能をA・B・C・E1・E2・M・Sの7段階で判定するが、対象橋梁に到着後はまず、伸縮装置の状況（写真一）を確認する。段差が発生していないか、遊間に異常が無いか等を調べる。次は支承回りの状況（写真二）を確認する。主に支承中心と支点上補剛材の位置関係を調べる。その後、他の部位を調査するが、この2項目に異常が無ければ、ほぼ地震による損傷は無いと言える。

なお、守秘義務により損傷した橋梁の写真は載せられないため、本稿では損傷の無かった岩手・宮城内陸地震の調査時写真とした。

5. おわりに

橋梁等の構造物は、その地域の人々の生活に欠かせない。そのため、大規模地震が発生した際には一刻も早く点検・調査を行い、その安全性を確認する必要がある。全国各地の橋梁を製作してきた橋梁メーカーとして、その点検・調査を速やかに行なうことは社会的責務を果たすことにつながる。しかし、早く現地入りすれば早く調査を終えられるとは限らず、余震による二次災害の危険も大きい。よって、事前の準備を十分に行い、現地入りした際の調査を迅速かつ確実に行うことのできる体制を整えておくことが重要であると考えている。

近年、内閣府や中小企業庁が主体となって、各企業にBCP（事業継続計画）の策定を求める動きも広がっている。構造物などの社会資本の防災性能と同様に、企業の防災力の向上が経済被害軽減のための鍵であるとも言われており、本社と工場ならびに全国9箇所の各営業所間での台帳データのバックアップ更新なども含め、BCPの見直しを定期的に行い、非常時に備えている。

<参考文献>

- 1) 土木研究所：橋梁点検要領（案），昭和63年7月
- 2) 日本橋梁建設協会：災害支援体制ガイドライン，平成17年3月

2009.1.28 受付

鋼トラス橋のリダンダント解析の 維持管理への適用性評価

Applicability Evaluation of Redundancy Analysis to Maintenance of Steel Truss Bridges

永谷秀樹^{*1}
Hideki NAGATANI

Summary

Triggered by the collapse of the steel truss bridge in Minnesota and a diagonal member breaking on a steel truss bridge in Japan, a Special Technical Steel Bridge Study Team was established to make proposals concerning the maintenance of steel bridges. The team performed redundancy analyses for two truss bridges, each of which having different design years and forms, to examine redundancy evaluation and the applicability of results to the maintenance of steel truss bridges. The paper introduces the effectiveness that redundancy analyses have on the selection of members for the purpose of target-focused maintenance as well as the future challenges of inspection load and modeling.

キーワード：鋼トラス橋、リダンダント解析、維持管理

1. はじめに

アメリカではミネソタ州の鋼トラス橋（I-35W）が落橋し多数の死傷者がでた。また、日本国内でも大きな事故には至らなかったが鋼トラス橋である木曽川大橋、本荘大橋の斜材破断が発見された。これは公に報道され、橋梁の老朽化と維持管理の重要性・必要性が、橋梁技術者のみならず社会的に認識され始めている。

このような背景から、鋼橋技術研究会では鋼橋の維持管理に関連した討論会「トーケイン・日本の鋼橋を考える」が企画され、鋼橋技術研究会を構成する橋梁技術者の立場から橋梁の維持管理に関する提言を目的として、以下に示すメンバーによる特別検討チームが結成された。

リーダー 奥井 義昭：埼玉大学大学院准教授
明石 直光：総合技術コンサルタント
平山 博：大日本コンサルタント
永谷 秀樹：宮地鐵工所
宮森 雅之：川田工業
小幡 泰弘：伊藤忠テクノサイエンス
安田 昌宏：伊藤忠テクノサイエンス
松田 岳憲：サクラダ
石井 博典：横河ブリッジ
越後 滋：川田工業（オブザーバー）
高田 和彦：横河ブリッジ（オブザーバー）

この特別検討チームにおいて、設計年次、形式の異なる2つの鋼トラス橋である木曽川大橋と旧日本公団の標準図集の橋梁を対象とし、ミネソタ州I-35W橋の検討（以下、URSレポート^①と表す）を参考に、リダンダント評価を実施した。さらに、格点部の耐力検討、リダンダント評価に適用した解析手法の妥当性の検証を目的とした複合非線形解析を実施した。

本報告では、この特別検討チームが実施した検討内容と、その検討結果による同チームの維持管理へのリダンダント解析の適用性評価および維持管理に関する提言について紹介を行う。

2. 検討対象と検討フロー

実施した検討の全体フローを図-1に示す。

検討対象である木曽川大橋は1960年に設計された単純下路トラス橋であり、旧日本道路公団の標準図集の橋梁は1980年に設計され設計荷重TT-43に対応した3径間連続上路トラス橋である。

両橋梁に対してリダンダント評価を実施している。

単純下路トラス橋では、格点部のモデル化の解析結果への影響を検討するため、斜材がピン結合、剛結合の2種類の場合について解析を実施した。さらに、格点部のみを切り出した3次元非線形FEM解析を実施し、格点部

^{*1}(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長

の耐力検討を行った。3径間連続上路トラス橋では、構造全体において複合非線形解析を実施し、リダンダンシー解析に適用した線形解析結果と比較することにより、解析手法の妥当性の検証を行った。

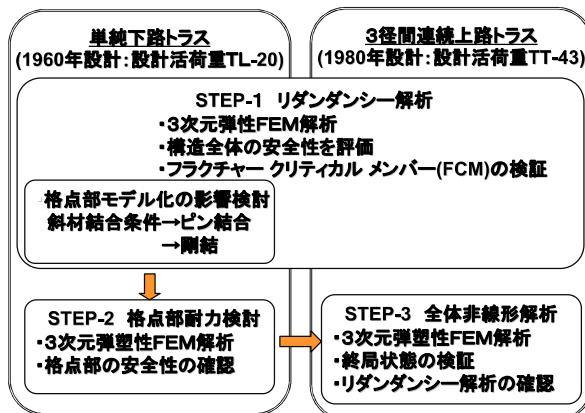


図-1 検討の全体フロー

2. リダンダンシー解析の概要

(1) 基本方針

本検討に適用したリダンダンシー解析は、URS レポートに用いられた手法を参考に、線形解析により破断想定部材が破断した場合の部材断面力を算出し、その断面力を用いて各部材が終局状態であるかを判定した。

さらに、この結果を用いて、着目破断部材が橋梁の崩壊に至らしめる決定的な部材 Fracture Critical Member (以下 FCM と表す) であるかの検討を行った。

(2) 解析手法

1) 解析モデル

解析は、立体FEMによる弾性解析によるものとし、解析モデルは図-2に示す。主構、横構および床組部材（縦桁、横桁）は梁要素、床版はシェル要素によりモデル化を行っている。桁（床組）と床版を結合するスラブアンカーは、合成効果を考慮して線形バネ要素を用いてモデル化した。なお、そのバネ定数は実験結果³⁾を基に、実橋で適用されたスラブアンカー径との比率を乗じて算定した。なお、桁と床版との付着については、繰り返し荷重による経年劣化等の理由から安全側の仮定としてモデル化に考慮しないものとした。

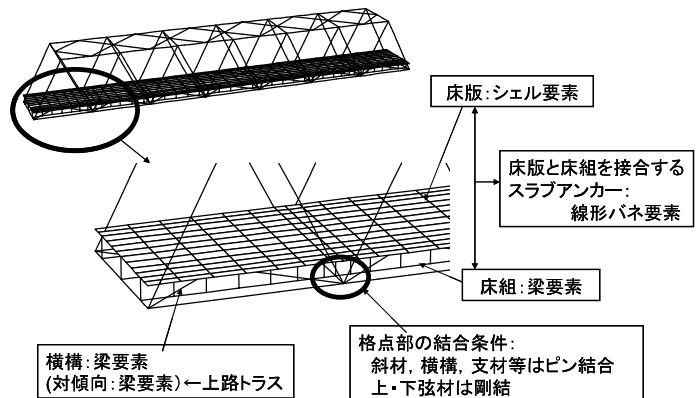


図-2 解析モデル

2) 載荷荷重

載荷する荷重は、死荷重、活荷重（着目する破断部材の軸力が最大となるようにB活荷重を影響線線載荷）、および破断に伴う衝撃力とした。この衝撃力には、URS レポートと同様に、図-3に示されるとおり、構造全体を1自由度系振動モデル（減衰定数を5%）に近似し、瞬間に荷重Pが作用したときの最大応答値より算出された衝撃係数1.854を採用した。

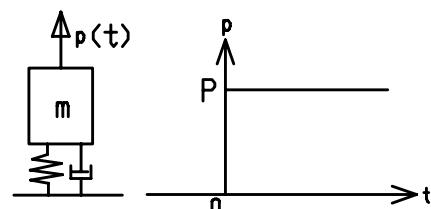


図-3 部材破断に伴う衝撃係数算出モデル

3) 断面力算定法

部材破断時の断面力算定法を図-4に示す。部材破断時の断面力は、解析ケース1と解析ケース2の両者を重ね合わせることにより算出する。解析ケース1は健全状態の断面力を示す（載荷荷重は死荷重、活荷重）。一方、解析ケース2は破断想定部材を取り除いた構造系に、解析ケース1において破断想定部材に作用する断面力（軸力、曲げモーメント）を、前述の部材破断による衝撃係数（1.854）を乗じて逆向きに載荷する。

(3) 部材照査

各部材の照査は、橋梁の崩壊に影響度が高いと考えられる主構（上・下弦材、斜材）に対して実施する。床組、横構、床版については本検討では照査対象外とした。

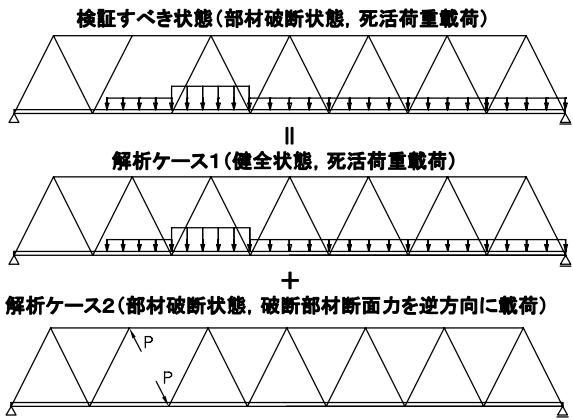


図-4 部材破断時の断面力算出方法

部材照査は、以下の算定式により得られるR値を用いて行い、 $R \geq 1.0$ の場合に部材が終局に達したものと判断した。

①作用軸力が引張の場合

作用軸力が引張の場合は、軸力と2軸曲げが作用する場合の相関強度式を表わしている。R = 1.0は全塑性状態での終局状態と評価する。

$$R = \left(\frac{P}{P_p} \right) + \left(\frac{M}{M_p} \right)_{ip} + \left(\frac{M}{M_p} \right)_{op} \quad (1)$$

ここで、P, M : 作用軸力および曲げモーメント

P_p, M_p : 全塑性軸力、全塑性曲げモーメント

添字のipは面内、opは面外を示す。

②作用軸力が圧縮の場合

作用軸力が圧縮の場合は、付加曲げモーメントの影響を考慮した圧縮と2軸曲げモーメントを受ける部材の部材レベルでの座屈強度相関式を用いた²⁾。

$$R = \left(\frac{P}{P_u} \right) + \frac{1}{1 - \left(P/P_E \right)_{ip}} \cdot \left(\frac{M_{eq}}{M_p} \right)_{ip} + \frac{1}{1 - \left(P/P_E \right)_{op}} \cdot \left(\frac{M_{eq}}{M_p} \right)_{op} \quad (2)$$

ここで、P_u : 道示Ⅱ 3.2.1に基づく、座屈を考慮した終局圧縮強度

PE : オイラー座屈軸力

Meq:換算曲げモーメント

なお、上路トラスでは床組作用の影響で部材の発生曲げモーメント放物線分布すため、その絶対最大値を用いて照査をおこなった。なお、式(2)では局部座屈による強度低減は考慮できなが、今回の検討に用いた橋梁の

部材断面では局部座屈の影響は無視できる判断のもと適用した。

3. 単純下路トラス橋（木曽川大橋）の検討

(1) 解析対象橋梁の概要

最初の解析対象橋梁は、実際に斜材の破断損傷が報告されている単純下路トラス橋である木曽川大橋であり、その概要を図-5に示す。なお、解析対象とした構造は建設当時のものであり、現在は追い越し車線側の歩道コンクリートが撤去されている。

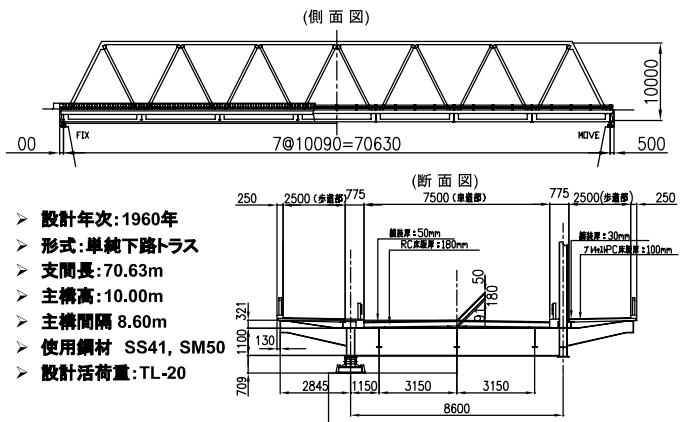


図-5 単純下路トラス橋の構造図

(2) 破断想定部材と解析モデル

1) 破断想定部材

リダンダンシー解析における損傷シナリオとして想定する破断部材は、実際に腐食により破断した斜材と上下弦材および斜材（端柱含む）において設計軸力が最大となる部材とした。これより、損傷シナリオとして、図-6に示す以下の4ケースの部材破断を想定した（（ ）内は設計軸力を示す）。

- ①実際に腐食により破断した斜材（引張1774kN）
- ②設計軸力が最大となる斜材【端柱】（圧縮2548kN）
- ③設計軸力が最大となる上弦材（圧縮4606kN）
- ④設計軸力が最大となる下弦材（引張4557kN）

2) 解析モデル

解析モデルは、2.にて説明したとおりである（図-2を参照）。なお、スラブアンカーはバネ定数として1本当たりK = 659kN/mmを適用した。

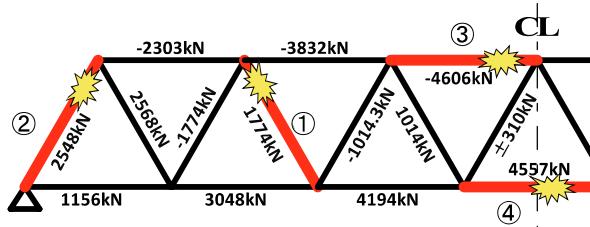


図-6 単純下路トラス橋の損傷シナリオ

荷重は死荷重(D)、活荷重(L)、部材破断の衝撃力を考慮し、載荷として表-1に示す4種類の組合せケースを考慮した。

設計ではトラスの格点部はピン結合して断面力の算出しており、格点部における斜材の取付け構造においてはピン結合に近い接合条件となるように配慮されている。しかし、実構造物における格点部の接合条件は単純にピン結合と挙動しないものと考えられる。したがって、格点部のモデル化は図-7に示すように、上・下弦材は剛結とし、斜材の接合条件をピン結合と剛結の2種類でモデル化した。

したがって、損傷シナリオの破断想定部材4ケース、載荷4ケースおよび格点のモデル化2ケースの組合せで合計32ケースについてリダンダンシー解析を行った。

表-1 載荷ケース

載荷ケース No.	破断時の 衝撃考慮	載荷荷重	
		死荷重(D)	活荷重(L)
1	○	○	○
2	○	○	×
3	×	○	○
4	×	×	×

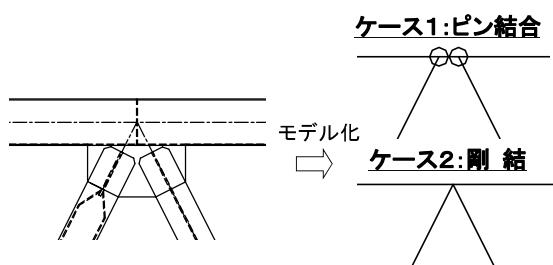


図-7 格点部のモデル化

(3) リダンダンシー解析結果および考察

1) 部材照査結果：斜材破断ケース

リダンダンシー解析における部材照査結果を、全解析ケースから代表して、破断想定部材を実際に腐食により破断した斜材とした場合の全部材のR値を図-8に示

す。同図において上段は右主構面、下段は左主構面を表わし、Rが1.0を超える部材が終局状態に至っていると判断される。

また、()外の数値は図-7に示す格点部のモデル化において斜材の接合条件がピン結合の場合のR値を示し、()内にはその接合条件を剛結とした場合のR値を示す。

なお、図-8(a)は部材破断の衝撃を考慮した(死荷重+活荷重)の載荷ケース、図-9(b)には実際の木曾川橋は斜材破断時に崩壊に至らなかったことに対する評価を行うため、死荷重載荷状態で斜材破断時の衝撃を考慮した載荷ケースの解析結果を示す。

図-8(a)の最も厳しい載荷条件による部材照査結果では、格点部をピン結合とした場合には、破断想定部材と同一構面での9部材が破断する判断され、Rの最大値は破断想定部材の直近の上弦材で2.66となっている。したがって、斜材破断により橋梁全体がほぼ崩壊するような状態を表わしているものと考えられる。

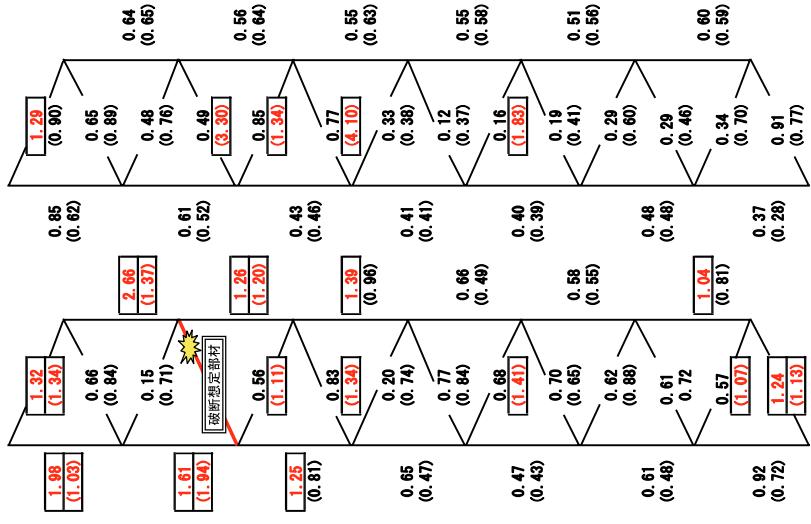
これに対し、図-8(b)の活荷重を考慮せず、格点部がピン結合の場合では、終局状態であると判断される部材は破断想定斜材と同一構面の上・下弦材の各1部材のみであり、Rの最大値は1.36と比較的小さなものとなっている。

また、格点部を斜材接合条件をピン結合とした場合と剛結した場合を比較すると、上・下弦材、斜材における終局状態と判断される部材数、R値に明確な差異が生じている。

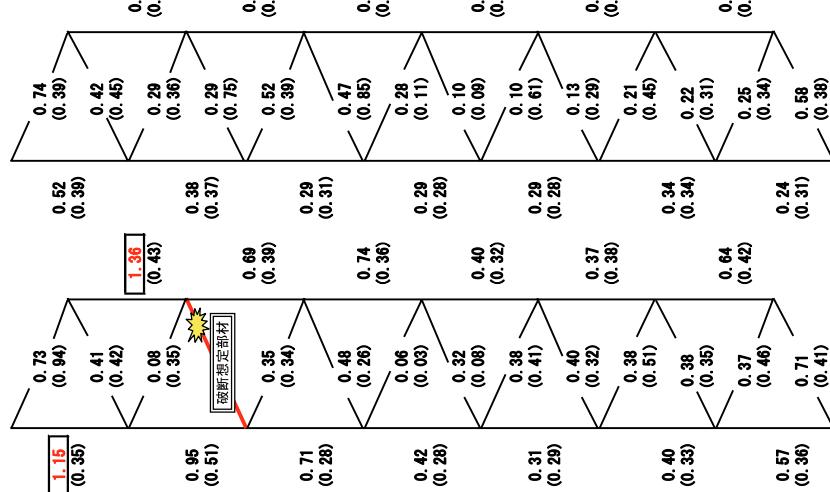
以上より、リダンダンシー評価結果は、想定する荷重、格点部のモデル化により、大きく影響を受けると考えられる。また、部材破断による衝撃の影響も少なくない。そこで、以下に荷重ケース、格点部のモデル化等を変化させた全ての解析結果について、リダンダンシー評価へのこれらの影響について比較検討を行う。

2) リダンダンシー評価に対する考察

今回実施したリダンダンシー解析による部材照査結果(全32ケース)を表-2、3に示す。この表は、想定される部材の破断により、Rが1.0を超えた部材数とRの最大値を示している。なお、表-2では、部材破断時の発生曲げモーメントに照査結果への影響を確認するため、R算出時に曲げモーメントを無視した結果も示している。



(a) 死荷重+活荷重+部材破断による衝撃の載荷ケース（上段は右側、下段は左側主構を示す）



(b) 死荷重+部材破断による衝撃の載荷ケース

図-8 単純下路トラス橋の部材照査結果（実際に腐食により破断した斜材の破断を想定）

表-2 終局状態に達した部材数とRの最大値(曲げの影響)

		軸力、曲げモーメントを考慮				軸力のみ考慮				
		①斜材 破断	②端柱 破断	③上弦材 破断	④下弦材 破断	①斜材 破断	②端柱 破断	③上弦材 破断	④下弦材 破断	
$\alpha = 1.854$	D+L	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	2.66 4 3 0 3	3.07 1 4 6 3	3.36 11 3 0 3	1.28 0 0 6 0	R < 1 0 0 0 0	2.15 1 0 3 0	3.15 0 0 3 0	R < 1 0 0 0 0
	D	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	1.36 1 3 0 0	1.61 10 2 0 2	2.19 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	2.19 0 0 2 0	R < 1 0 0 0 0	
	D+L	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	1.63 2 2 0 0	1.71 1 3 0 2	1.86 10 2 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	1.55 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	
	D	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	0 0 0 0	0 0 0 0	1.16 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	
	D+L	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	
	D	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	

表-3 終局状態に達した部材数とRの最大値(格点部の影響)

		①斜材 破断				②端柱 破断				③上弦材 破断				④下弦材 破断			
		斜材 ピン モデル	剛結 モデル	斜材 ピン モデル	剛結 モデル	斜材 ピン モデル	剛結 モデル	斜材 ピン モデル	剛結 モデル	斜材 ピン モデル	剛結 モデル	斜材 ピン モデル	剛結 モデル	斜材 ピン モデル	剛結 モデル		
$\alpha = 1.854$	D+L	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	2.66 4 3 0 3	4.10 2 2 0 2	3.07 1 4 3 2	3.15 1 0 3 2	3.36 11 3 0 12	18.16 9 3 0 19	1.28 0 1 0 4	1.70 0 1 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0			
	D	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	1.36 1 3 0 0	1.61 10 2 0 0	2.19 0 0 0 0	2.19 0 0 0 0	11.07 3 3 0 3	11.07 9 3 0 4	R < 1 0 0 0 0								
	D+L	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	1.36 1 3 0 0	1.61 10 2 0 0	2.19 0 0 0 0	2.19 0 0 0 0	11.07 3 3 0 3	11.07 9 3 0 4	R < 1 0 0 0 0								
	D	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	1.36 1 3 0 0	1.61 10 2 0 0	2.19 0 0 0 0	2.19 0 0 0 0	11.07 3 3 0 3	11.07 9 3 0 4	R < 1 0 0 0 0								
	D+L	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	1.63 2 2 0 0	2.69 0 4 0 2	1.71 1 3 0 2	2.09 1 3 0 1	1.86 10 2 0 1	10.28 6 2 0 14	1.28 0 5 0 14	1.42 0 0 0 3	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0			
	D	R(max) 上弦材 下弦材 斜材 端柱	1.63 2 2 0 0	2.69 0 4 0 2	1.71 1 3 0 2	2.09 1 3 0 1	1.86 10 2 0 1	10.28 6 2 0 14	1.28 0 5 0 14	1.42 0 0 0 3	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0	R < 1 0 0 0 0			

表-2に示す結果より、以下の事項が考察される。

- ・損傷シナリオで想定する破断部材が異なることにより、Rが1.0を超える部材数およびRの最大値には明確な差異が生じる。

よって、リダンダンシー解析結果は破断想定部材の構造全体の安定性に対する影響度を示していると判断され、FCMの選定に有効であると考えられる。

なお、R算出時に曲げモーメントを無視した場合には、Rが1.0を超える部材は大きく減少する。実橋では、断面の塑性化に伴う剛性低下（塑性ヒンジの生成）により、部材発生曲げモーメントは小さくなると想定され、その挙動はここで示した曲げモーメントを無視した場合と考慮した場合の中間的なものになると推測される。

- ・設計軸力の大きな端柱、支間中央の上弦材を破断想定部材とした場合、比較的設計軸力の小さい斜材を破断想定材とした場合に比べRが1.0を超える部材数が多くなる。ただし、床版が直接軸力を代替できる下弦材については設計軸力が大きくてもRは小さくなる。

よって、鋼トラス橋のFCMの選定を効率的に行うには、設計軸力の大きな部材（ただし、下弦材を除く）を破断想定部材とするのがよいと考えられる。

- ・載荷荷重の違いにより、Rが1.0を超える部材数は大きく異なる。特に、死荷重に活荷重および部材破断の衝撃を考慮して荷重が最大となるケースでは、全ケースにおいてRが1.0を超える部材が生じ、Rが1.0を超える部材数も他の載荷ケースに比べ多くなる。また、実橋で斜材が破断しても他の部材が終局状態に至らなかつた事實を考え合わせると、活荷重と部材破断による衝撃を同時に載荷荷重として照査を行うことは過度に安全側の評価となる恐れがある。

よって、リダンダンシー評価における載荷荷重をどのレベルに設定するかについて、検討する必要がある。

- ・下弦材を破断想定部材とした場合、Rが1.0を超える部材は他の破断想定部材に比べ少ない。これは、破断した下弦材に作用していた軸力を床版および床組が負担するためであると考えられる。

よって、床版は構造全体の冗長性に大きく寄与しているものと考えられ、モデル化および照査方法が今後の課題と考えられる。

また、表-3に示す格点部のモデル化における斜材接合条件の違いによる照査結果の比較より、以下の事項が考察される。

・格点部の斜材接合条件が剛結の場合は、ピン結合に比較してRが1.0を超える斜材は増加する。これは、剛結の場合、部材破断により非常に大きな曲げモーメントが発生することに起因する。このため、主構をピントラスとして設計している場合には、健全状態では発生曲げモーメントは小さく問題ないが、部材破断時には非常に大きな曲げモーメントが発生するためRが1.0を超える。

よって、リダンダンシー解析における格点部のモデル化の影響は非常に大きく、実際の構造を反映した格点部のモデル化も今後の検討課題と考えられる。

3) 部材破断による発生断面力および床版応力の変化

ここでは、健全時と部材破断時の発生断面力および床版応力を比較し、部材破断の断面力、床版応力への影響と線形解析の適用性について検証した。他の解析ケースでも同様の傾向を示すことが確認されているため、代表して、実橋で破断した斜材を破断想定部材とし衝撃を考慮した死荷重載荷ケースにおける解析結果を図-9に示す。なお、格点部の斜材接合条件はピン結合である。

図-9(a)に示すように、想定した部材破断による主構の軸力増加は全体的に小さい。これに対し、図-9(b)に示すように、主構面内も曲げモーメントは破断想定斜材近傍の上弦材において著しく増加する。また、図-9(c)は床版に発生する主応力を示しており、上弦材の曲げモーメント同様に破断想定斜材近傍の応力が著しく増加し、最大7.99N/mm²の引張応力が発生している。

今回実施したリダンダンシー解析は線形解析であるため、鋼部材の塑性化に伴う剛性低下、床版のひび割れと鉄筋降伏は考慮していない。そのため、この解析では鋼部材の発生曲げモーメントや床版剛性を過大評価しているものと推測される。よって、線形解析のリダンダンシー解析への適用性については、3径間連続上路トラスにおいて部材の降伏と床版ひび割れと鉄筋降伏を考慮した非線形解析を実施し検討することとした。

(4) 格点部の耐力検討

前節までのリダンダンシー解析では、部材の耐力照査は行ったが、格点部の耐力評価はできていない。部材破断時に格点部が終局状態となった場合には、格点部の損傷から構造全体が崩壊する危険性もある。

そこで、部材破断時の格点部の安全性を検証するため

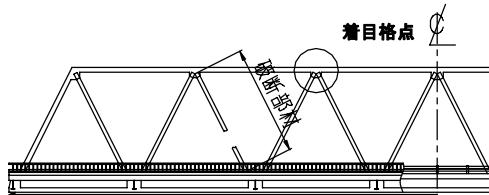
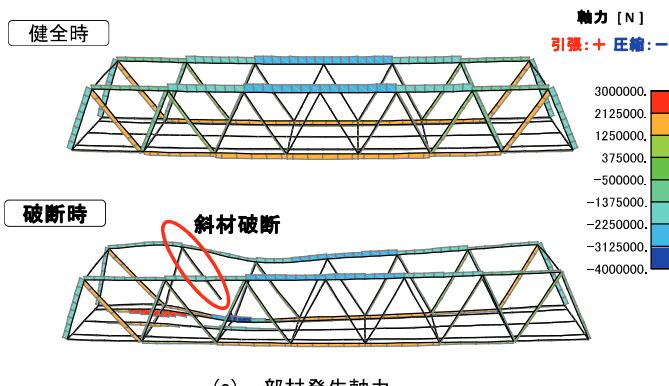


図-10 着目格点

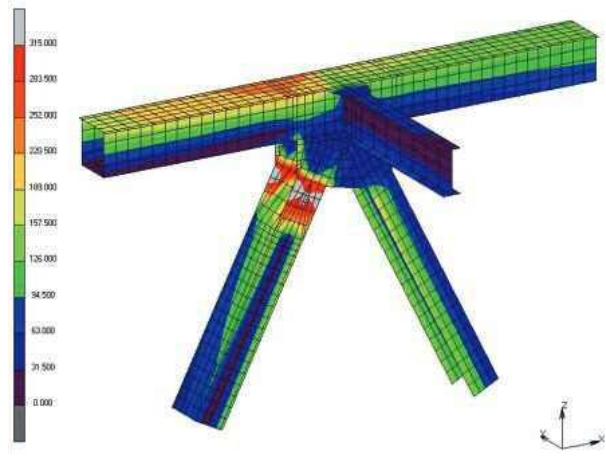
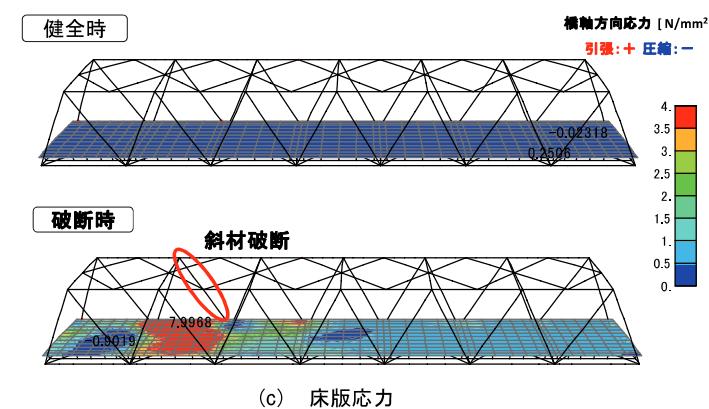
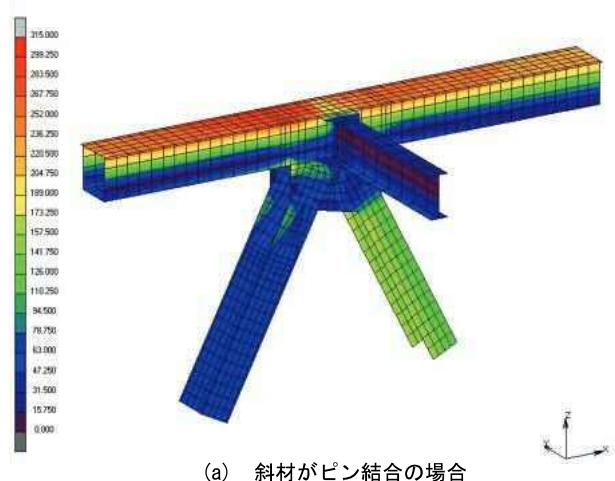
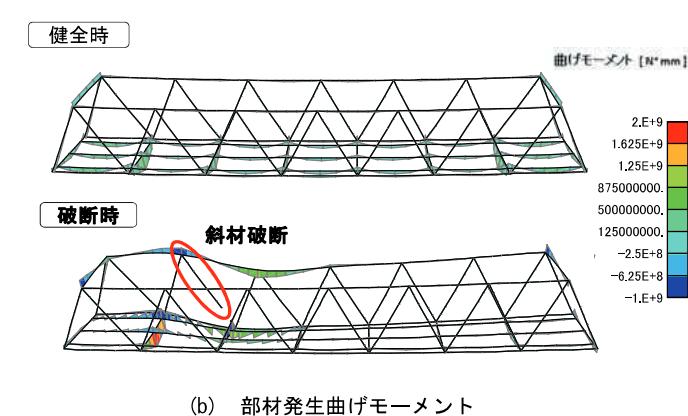


図-11 格点部の Von Mises の相当応力分布図

図-9 発生断面力の健全時と部材破断時の比較

格点部近傍のみを切り出した3次元FEM解析を実施した。本解析では、図-10に示す斜材が破断した際に断面力が最大となる格点部を解析対象とした。FEM解析では格点部近傍を薄肉シェル要素を用いてモデル化し、弾塑性モデルとしてはvon Misesの降伏条件、関連流れ則、等方硬化則を用い、降伏応力は 315N/mm^2 、加工硬化は初期弾性率の $1/100$ と仮定した。また、本橋のガセット部の添接板の板厚は忠実に考慮したが、接合している個々のリベットは考慮せず、リベット接合部において全

ての節点が共有されているものとした。

境界条件については、図-11示す格点部近傍のみを取り出したモデルにおいて、上弦材の左端を固定し、他の部材の部材端に対して、Rが1.0を超える部材が生じる死荷重と活荷重を載荷荷重としたダンダンシー解析による断面力を作用させた。また、その断面力は斜材の結合条件がピン結合の場合と剛結の場合の2種類を用いてFEM解析を実施し比較している。

図-11に、解析結果としてvon Misesの相当応力を示す。この図より、結合条件をピン結合とした場合には

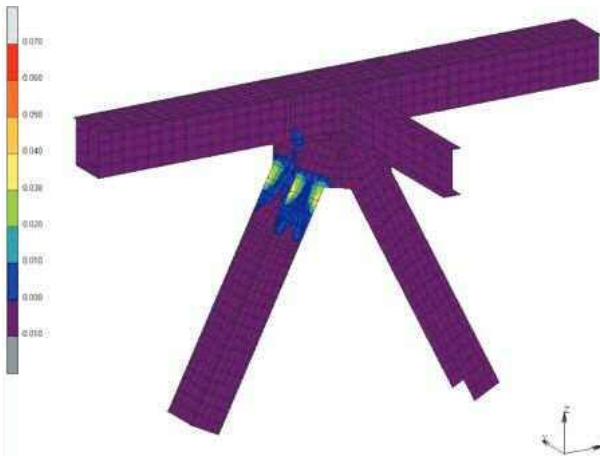


図-12 格点部の相当塑性ひずみ布図（剛結の場合）

格点部は弾性状態である。一方、剛結とした場合には、ガセット内部は弾性状態であるが、斜材の取付け部が塑性化している。

さらに、格点が剛結とした場合の相当塑性ひずみを図-12に示す。斜材取り付け部の相当塑性ひずみの最大値は7%以下であり、鋼材の破断ひずみには達しておらず、塑性回転変形性能を保持していると推測される。実際の部材破断時における格点部の挙動は、部材の塑性化によりピン結合と剛結の中間的性状となることが予想される。したがって、格点部から構造全体の崩壊につながるような損傷は生じないと判断され、リダンダンシー解析の結果がFCMの評価に有効であることが考えられ

る。なお、幾何学的非線形性の影響を考慮した検討も行っており、同様の結論が得られている。

しかしながら、今回の3次元FEM解析のモデル化で省略した添接部のリベットの耐荷力や、回転変形性能の評価については今後の課題と考える。

4. 3径間連続上路トラス橋の検討

(1) 解析対象橋梁の概要

統一の解析対象橋梁は、図-13に示す3径間連続上路トラス橋であり、支間長3@70.0m、設計活荷重TT-43考慮の2主構トラスである。これは、旧日本道路公団の標準図集⁴⁾を参考にしており、設計年次は1980年と前述の単純下路トラスよりも新しい。

(2) 破断想定部材と解析モデル

破断を想定した部材は、2主構のうちの1主構の1部材のみとし、図-14に示す以下の6ケースの部材破断を想定した。なお、同図に設計軸力も示している。

- ①引張軸力が5667kNと最大となる中間支点上の上弦材
- ②引張軸力が4952kNと最大となる支間中央の下弦材
- ③端支点部の軸力の大きい斜材（圧縮3378kN）
- ④支間中央部の軸力の大きい斜材（圧縮1042kN）
- ⑤中間支点部の圧縮軸力の大きい斜材（圧縮4859kN）
- ⑥中間支点部の引張軸力の大きい斜材（引張4244kN）

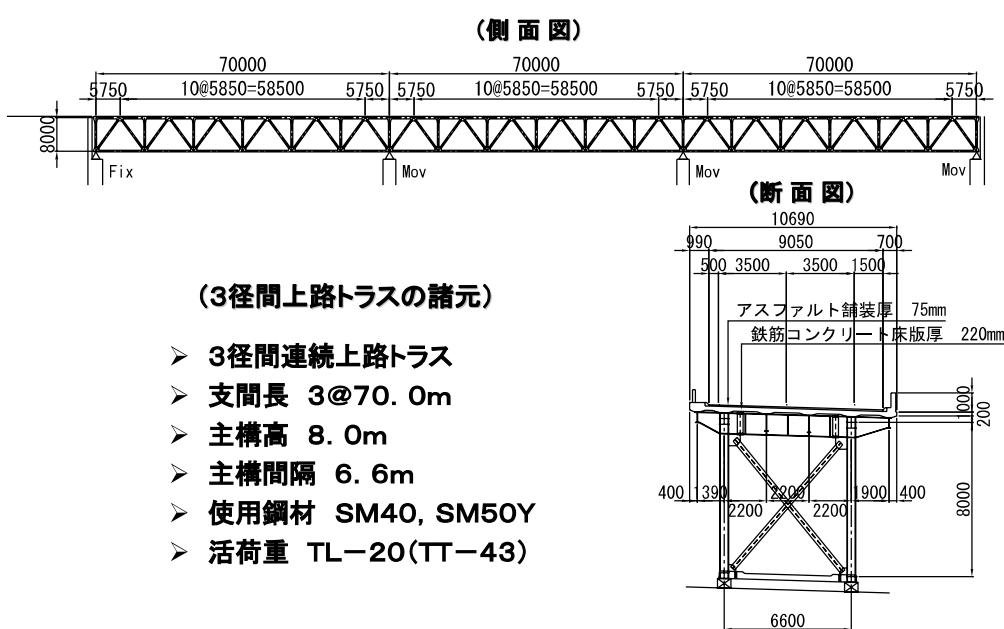


図-13 3径間連続上路トラス橋の構造図

解析モデルは、2.にて説明したとおりである。格点部の斜材の結合条件はピン結合とした。

荷重は死荷重(D)、活荷重(L)、部材破断の衝撃力を考慮し、載荷は表-1に示す4種類の組合せケースを

考慮した。したがって、載荷4ケースと想定破断部材6ケースの組合せにより24ケースのリダンダンシー解析を実施した。

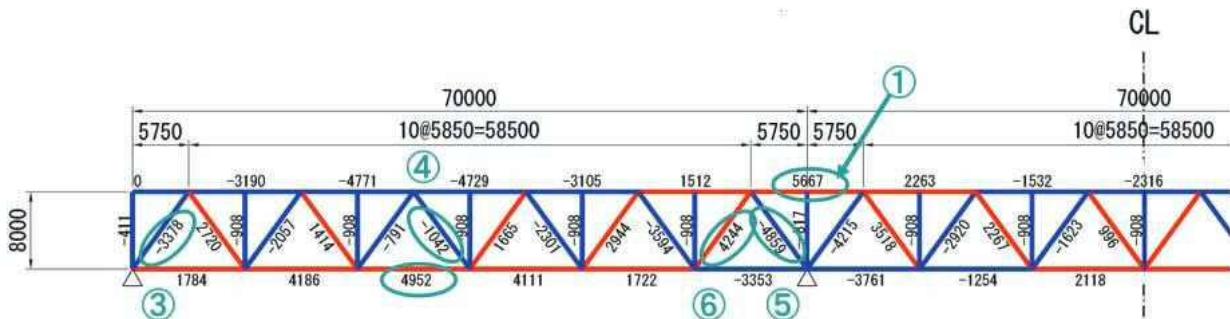


図-14 3径間連続上路トラス橋の損傷シナリオ

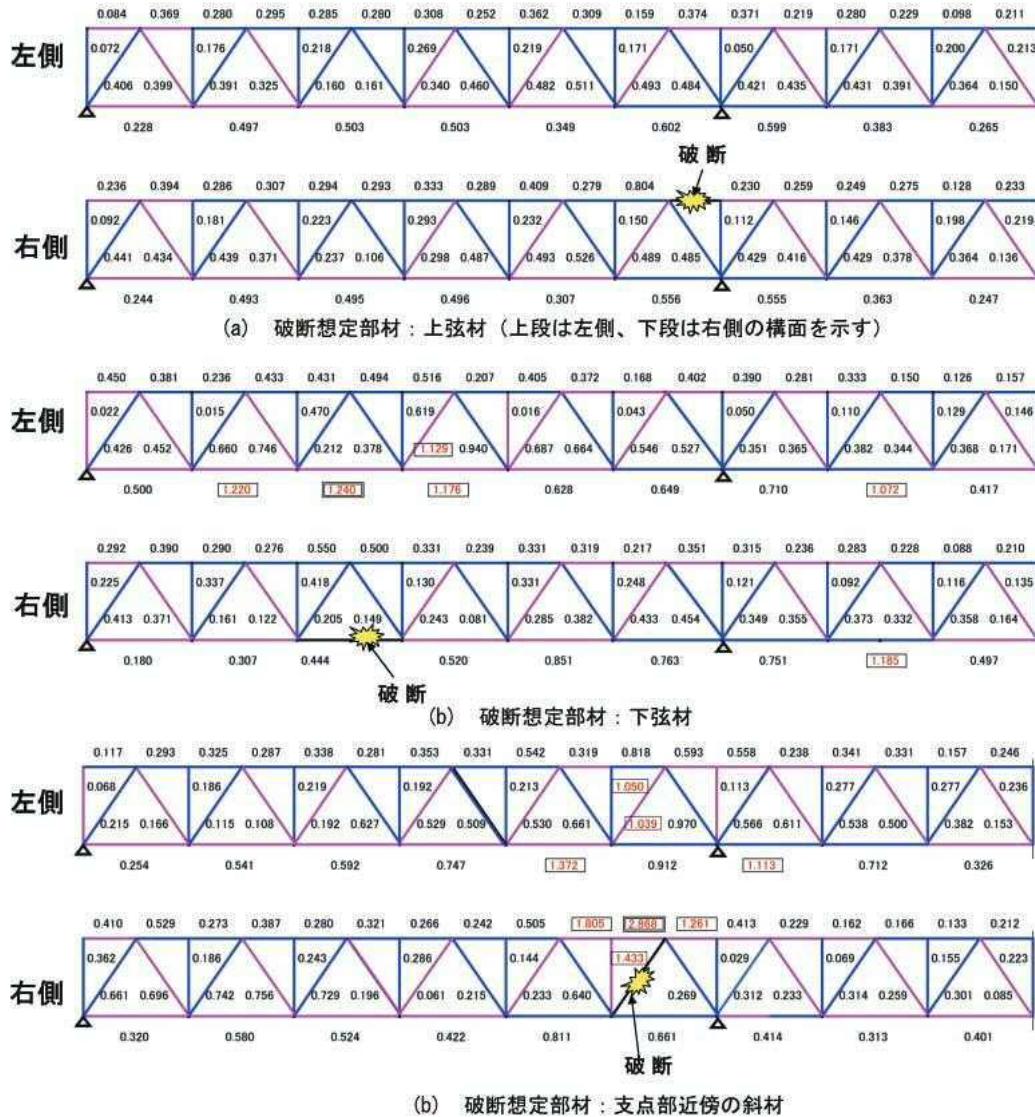


図-15 3径間連続上路トラス橋の部材照査結果（死荷重十活荷重十部材破断時の衝撃の載荷ケース）

(3) リダンダンシー解析結果および考察

1) 部材照査結果

部材照査結果は、傾向がよく分かるように、最も厳しい載荷ケースである部材破断による衝撃を考慮した（死荷重+活荷重）の載荷ケースのR値を図-15に示している。

図-15 (a) に破断想定部材が上弦材の場合の部材照査結果を示す。この図より、上弦材が破断した場合に、最も厳しい載荷ケースにおいても、他の部材は終局状態に達していないことが分かる。

図-15 (b) に破断想定部材が支間中央の下弦材とした場合の照査結果を示す。この図から、破断部材と反対構面で下弦材と斜材が終局状態に達しており、Rの最大値は1.24であった。また、隣の径間の下弦材にもRが1.0を超える部材がある。したがって、この載荷ケースではこの下弦材はFCMに選定されうるがRの最大値が比較的小さいため、前述の載荷荷重に関する考察から、FCMとは断定できない。

図-15 (c) に破断想定部材が中間支点上の引張軸力で設計された斜材とした場合の照査結果を示す。この図より、破断斜材の直上の上弦材でRが2.87と大きな値を示す。また、破断部材近傍の斜材、鉛直材および反対構面の下弦材でもRが1.0を超える部材がある。したがって、この荷重ケースでは中間支点上の引張軸力で設計された斜材はFCMであると判断される。

2) リダンダンシー評価に対する考察

今回実施全24ケースのダンダンシー解析による部材照査結果を、単純下路トラスと同様に表-4に示す。

表-4に示す結果より、以下の事項が考察される。

表-4 終局状態に達した部材数とRの最大値

		上弦材破断ケース	下弦材破断ケース	斜材強材破断ケース					
		①中間支点(引張)	②支間中央(引張)	③端支点(圧縮)	④支間中央(圧縮)	⑤中間支点(圧縮)	⑥中間支点(引張)		
$\alpha=1.854$	衝撃あり	R < 1	1.240	2.663	1.007	3.006	2.868		
		上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 0 下弦材: 5 = 3 + 2 鉛直材: 0 斜材: 1	上弦材: 2 下弦材: 1 鉛直材: 1 斜材: 2 = 1 + 1	上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 1 斜材: 0	上弦材: 4 下弦材: 3 = 1 + 2 鉛直材: 2 斜材: 2 = 1 + 1	上弦材: 3 下弦材: 2 + 1 + 2 鉛直材: 2 斜材: 1		
		R < 1	1.519	R < 1	1.852	1.766			
		上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 2 下弦材: 0 鉛直材: 1 斜材: 0	上弦材: 2 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 2 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0		
	衝撃なし	R < 1	1.182	R < 1	1.494	1.614			
		上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 1 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 2 下弦材: 0 鉛直材: 1 斜材: 0	上弦材: 1 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0		
		R < 1	R < 1	R < 1	R < 1	R < 1			
		上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 0 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0	上弦材: 1 下弦材: 0 鉛直材: 0 斜材: 0		

・死荷重、活荷重および部材破断の衝撃を考慮した最も厳しい載荷ケースでは、上弦材の破断想定ケースを除く全ての破断想定ケースで複数の部材が終局状態に達している。一方、死荷重のみの載荷ケースではほぼ全ての破断想定ケースで終局状態に達する部材は生じていない。

したがって、前述の単純下路トラスと同様に、載荷荷重レベルにより照査結果が過度に安全側の評価となる恐れがあり、リダンダンシー評価における載荷荷重をどのレベルに設定するかについて、検討する必要がある。

・(a) の上弦材が破断したケース、および(b)、(g)の支間中央の下弦材と斜材が破断したケースでは、最大荷重載荷ケースを除く全ての載荷ケースでRは1.0より小さくなっている。一方、(c)、(e)、(f)の支点上の斜材が破断したケースでは死荷重のみの載荷ケースを除く全ての載荷ケースでRが1.0を超える。

したがって、上下弦材よりも、支点近傍の斜材のほうがFCMとなる危険性が高く、この斜材を重点的に管理する必要があると考えられる。

・上路トラスでは上弦材が破断すると、上弦材に作用していた断面力を床版および床組が負担するため、今回実施した線形解析を用いたリダンダンシー解析では、Rが1.0を超える部材は発生していない。

実際には、床版のひび割れによる健全性の低下や床組の疲労損傷が生じている場合もあるため、床版による橋梁全体の冗長性を過度に期待してはならないと考えられる。

3) 部材破断による断面力および床版応力の変化

ここでは、単純下路トラス橋と同様に、部材破断の断面力、床版応力への影響と線形解析の適用性について検証した。代表して、破断想定部材は⑥、荷重ケースは（死荷重+活荷重）の場合の解析結果を図-16に示す。

図-16 (a) に示すように、曲げモーメントは破断部材近傍の上弦材において著しく増加する。また、**図-16 (b)** に橋軸方向の床版応力を示しており、上弦材の曲げモーメントと同様に破断部材近傍の床版応力が著しく増加している。

線形解析では、鋼部材の塑性化、床版のひび割れおよび鉄筋降伏による影響は考慮できない。よって、これらのリダンダンシー評価に対する影響を検証するため、次節で非線形解析を用いた部材破断時のシミュレーションを行う。

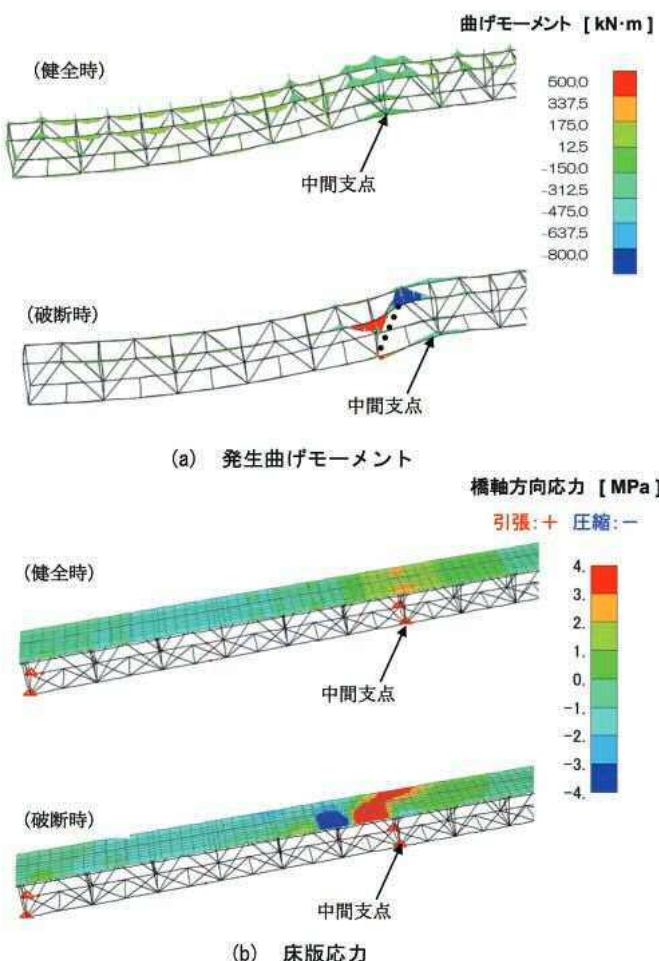


図-16 発生断面力の健全時と破断時の比較

4) 非線形解析によるリダンダンシー解析評価

a) 解析目的とモデル

前節で示した線形解析を用いたリダンダンシー解析において考慮されていない鋼部材の塑性化の影響を検証する目的で、複合非線形解析を実施し、線形解析との比較を行った。

解析ケースは、破断想定部材は⑥、載荷荷重が（死荷重+活荷重）の場合であり、同一載荷荷重では他の破断想定部材に比較してRの最大値となるケースを選定した。

解析モデルは、線形解析と同様に、床版以外の鋼部材は梁要素としたが、床版はソリッド要素を用いた。床版の材料特性は作用応力が 2.0N/mm^2 までは鉄筋とコンクリートが抵抗するものとし、それ以上は鉄筋のみで抵抗するものとした。鋼部材はファイバーモデルを用い、鋼材の材料特性はバイリニアモデルを用い、降伏以降の加工硬化を弾性係数の1/100の勾配でモデル化した。

また、スラブアンカーも非線形バネ要素でモデル化を行っている。また、格点部の斜材の結合条件は剛結とした。

幾何学非線形性を考慮しているため、無応力状態の形状を設計図面の寸法に対して、キャンバーを上げ越した形状としている。

b) 解析結果と考察

図-17 (a) に中間支点近傍の主構の面内曲げモーメント分布図を示す。大きな曲げモーメントが発生する部材は、線形解析と非線形解析は同様に破断した斜材付近の上弦材に限られている。さらに、線形解析によるリダンダンシー評価において終局状態に至ると判断された部材が、非線形解析では全塑性状態には至らず、構造全体としては耐力を有していることが確認された。

図-17 (b) に橋軸方向の床版応力を示す。破断部材近傍の床版において、線形解析では 10.0N/mm^2 を超える引張応力が発生していたが、非線形解析では3.0まで抑えられている。また、**図-18**に床版の主ひずみ分布図を示す。この図より、床版はひび割れが生ずるが鉄筋の降伏までは至っておらず、床版は剛性低下するが余耐力は有していると判断される。

以上より、線形解析によるリダンダンシー評価は、非線形解析結果と比較して構造全体としての安全性の評価に極端な差は生じていないことが確認できた。ただし、発生断面力に対する両者の差は限定された範囲ではある

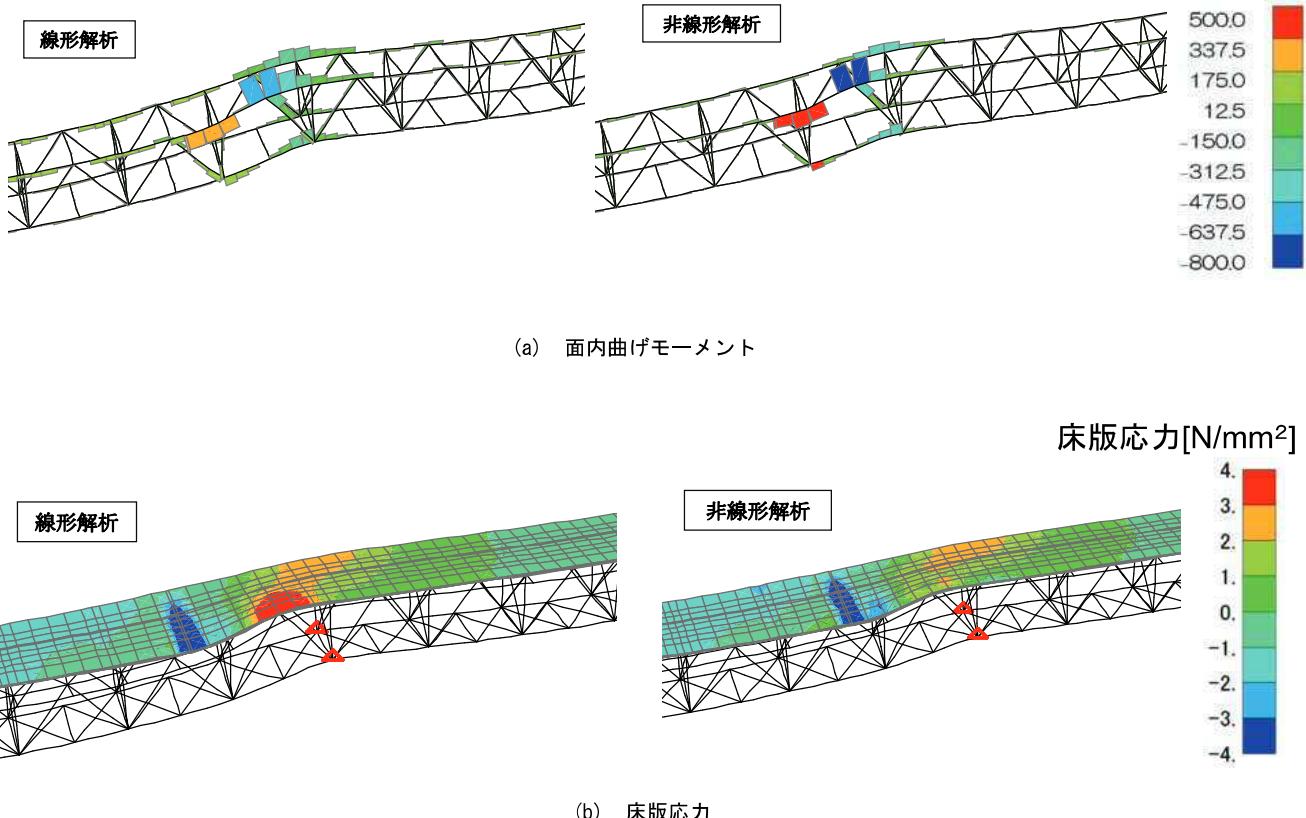


図-17 線形解析結果と非線形解析結果の比較

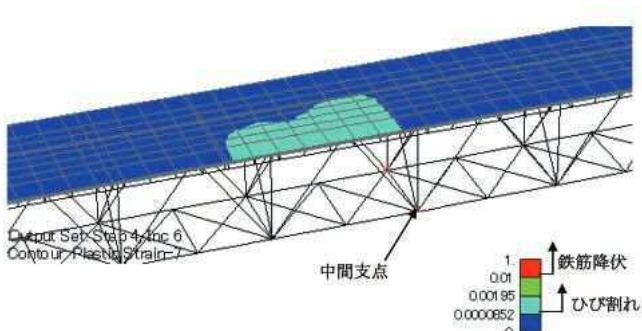


図-18 床版の主ひずみ分布

が大きいため、リダンダンシー解析における床版のモデル化や照査方法は今後さらに検討が必要であると考えられる。

5.まとめと今後の課題

以上、国内の新旧形式の異なる鋼トラス橋対象に、リ

ダンダンシー解析と部材照査、格点部の耐力評価、非線形解析による検証を実施した。これらの検討結果により得られた知見は以下のとおりである。

- ①支点付近の斜材（単純下路トラス橋では端柱）が損傷すると、橋梁全体の崩壊につながる危険性が高い。
- ②単純下路トラス橋では、上弦材は圧縮部材であるため部材が破断する可能性は極めて低いが、ひとたび破断すると橋梁の他の部材が終局状態に達する割合が他の部材に比べ最も高い。
- ③3径間連続トラス橋は設計年次が新しく、単純下路トラスに比べ、設計荷重 TT-43 大きく、不静定次数も高いことから、リダンダンシーが高いことが確認された。
- ④床組および床版の耐力が橋梁全体の安全性評価に与える影響は大きい。特に、上路トラスの上弦材、下路トラスの下弦材が破断すると、破断した部材に作用していた断面力を床組と床版が負担する。このため、弾性解析に基づくリダンダンシー解析による照査結果では、これらの部材破断により橋梁全体の崩壊に至らない結果となっている。しかし、非線形解析

による検証結果では、床版の材料非線形性を考慮することにより、鋼部材に発生する断面力が部分的に増加しており、床版はモデル化および照査方法について今後さらなる検討が必要であると考えられる。

⑤線形解析を用いたリダンダンシー解析では、斜材の結合条件（ピン結合、剛結合）による影響が冗長性評価に大きく影響することが確認できた。したがって、格点部の塑性化時の回転性能がリダンダンシー評価に与える影響は大きく、格点部耐力検討からもその評価の必要性が確認された。よって、格点の耐力・変形性能の評価と、リダンダンシー解析のモデル化への反映については今後の課題と考える。

⑥リダンダンシー解析に用いる載荷荷重において、活荷重および部材破断による衝撃を組合せた場合には、照査結果が過度に安全側となる可能性がある。今後、載荷荷重については活荷重の載荷方法、衝撃係数の値について更なる検討を行う必要がある。

また、今回の検討の基づき、特別検討チームからの橋梁の維持管理に関して以下の提言を行った。

①今後限られた予算の中で膨大な橋梁群の維持管理を効率的に行うには、個々の橋梁に対するFCMを選定し、重点的に点検する必要がある。そのためには、リダンダンシー解析を適用した維持管理手法を検討すべきと考える。

②リダンダンシー解析は、部材損傷した場合の橋梁全体の崩壊に対する危険性についての判断材料となるとともに、交通規制の方法などの具体的な対応策を策定する上でも有効であると考える。

今後の課題としては、維持管理計画の指標としてリダンダンシー解析結果を用いるためには、標準的な解析手法を確率する必要があるものと考えられる。今回の検討結果より、以下の事項が解析結果に大きく影響することが確認できており、これら事項の評価方法について指針等を作成することも、標準的な解析手法の確立と合理的なリダンダンシー評価を行うための課題と考えられる。

- ・格点部のモデル化
- ・格点部の耐力・変形性能評価とリダンダンシー解析における取り扱い
- ・載荷荷重（部材破断の衝撃）
- ・終局時における材料非線形特性の評価手法

謝辞：木曽川橋の図面使用を許諾していただいた国交省中部地方整備局道路部道路管理課の方々、本検討を進める上で貴重な助言をいただいた鋼橋技術研究会会長の藤野陽三教授、ならびに越後滋運営幹事、高田和彦運営幹事に心から謝意を表します。

<参考文献>

- 1) URS corporation:Fatigue evaluation and redundancy analysis, Bridge No.9340, I-35W over Mississippi river, Draft report, 2006.
- 2) 座屈設計ガイドライン改定小委員会：座屈設計ガイドライン、改定第2版、土木学会、2005.
- 3) 芦田智子、平城弘一、渡辺滉、高田嘉秀、宮地真一、牛島祥貴:スラブアンカーの静的ずれ耐力特性に関する実験的研究、構造工学論文集、土木学会、Vol.47A, pp.1373-1380, 2001.
- 4) 日本道路公団：鋼橋標準設計 鋼3径間連続トラス橋、1981.
- 5) 鋼橋技術研究会特別検討チーム：なぜ日本の橋は落ちていないのか？—リダンダンシーが橋を救う—、鋼橋技術研究会緊急企画“トークイン日本の鋼橋を考える”予稿集、pp.95-116, 2007.
- 6) 永谷秀樹、明石直光、松田岳憲、安田昌宏、石井博典、宮森雅之、小幡泰弘、平山博、奥井義昭:我が国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討、土木学会論文集投稿中。

2009.3.23 受付

柱梁接合部に外リング構造を用いた 建築鉄骨の製作報告

Fabrication of Building Steel Frame Using Outer Ring in Beam-to-Column Connection

中野秀二^{*1} 荒井武彦^{*2} 逸見正雄^{*3} 田中正俊^{*4} 水上智之^{*5}
Shuji NAKANO Takehiko ARAI Masao HENMI Masatoshi TANAKA Tomoyuki MIZUKAMI

Summary

We organized the process of fabrication, assembly and welding of welded steel pipe and outer ring in the fabrication of steel frames with an outer ring structure in the beam connection which used welded steel pipe for main column members. This article is presented to contribute to construction work in future similar projects.

キーワード：溶接鋼管、外リング、検査仕様

1. はじめに

柱主材に溶接钢管を用い、梁接合部が外リング構造の鉄骨製作に伴う事前検討および製作過程について一例を報告する。

2. 溶接钢管・外リング構造

図-1に構造概要、図-2に外リング部の詳細を示す。設計図書に示された、溶接钢管と外リングは部分溶込溶接仕様であり、ルートフェイス（Rf）は2mm、ベベル角

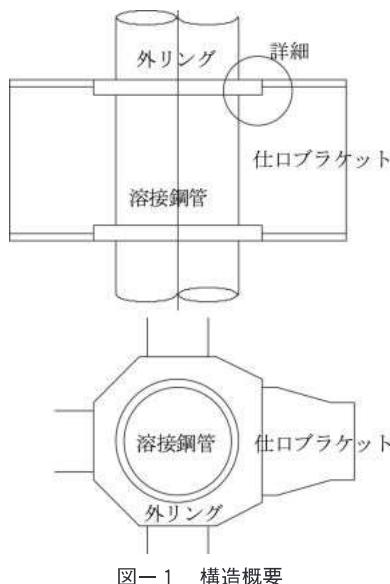


図-1 構造概要

度（θ）は45°である。ある。ただし上層階で柱主材厚が25mm未満の場合ルートフェイスは1/3tである。

3. 外リングの溶接継手仕様

仕様は部分溶込溶接で、余盛高さは外リングの板厚により

$16 \leq t \leq 40$ のとき $1/4t \leq a \leq 10$

$40 < t$ のとき $10 \leq a \leq 15$ である。

また、ルート部の溶込み量を超音波探傷検査する。

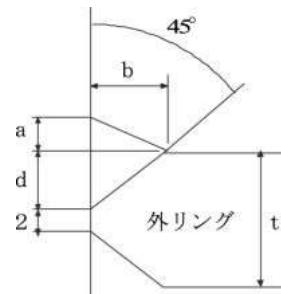


図-2 外リング部詳細

代表的な外リングの板厚を表-1に示す。aおよびbの許容値はいずれも $0 \leq \Delta h \leq 7$ である。

超音波探傷検査の判定基準は、「エコー検出が確認されなければdが確保されているものとし、余盛高さ（a）との合計値（d+a）で判定する」である。ただし、開

*¹(株)宮地鐵工所 松本工場品質保証部長

*²(株)宮地鐵工所 松本工場製造部生産設計課長

*³(株)宮地鐵工所 松本工場製造部生産設計課係長

*⁴(株)宮地鐵工所 松本工場品質保証部品質保証課主任

*⁵(株)宮地鐵工所 松本工場製造部製造課主任

表一 外リングの諸条件

t	d	a	b	超音波探傷検査
25	12	7~10	16	$d + a \geq 19$
36	17	9~10	21	$d + a \geq 26$
40	19	10	23	$d + a \geq 29$
45	22		26	$d + a \geq 32$
55	27		31	$d + a \geq 37$
60	29		33	$d + a \geq 39$
65	32		36	$d + a \geq 42$

t ; リング板厚 d ; 開先深さ a ; 余盛高さ b ; ビード幅

先角度が45°であることから余盛高さ(a)が開先深さ(d)を越えてもdとして計算するものとする。またビード幅(b)はペベルのライズに対してルート間隔を最大4mmとして付加する。

4. 溶接鋼管および外リング製作

(1) 溶接鋼管

本物件の下層階で使用する溶接鋼管は材質SA440およびSTKN490、板厚65~40mmである。なお、製作に先立って実施したSA440材の素材および鋼管の鋼材性能確性試験の結果は全て良好であった。設計図書では外径(D)の許容差はD×0.5%かつ±4mmであるが、リング挿入を考慮して、钢管メーカーの目標値は外径±2.5mm以下、シーム溶接のビード余盛り高さは2.0~2.5mm以下とした。その結果、外径は±2.0mm以下の良好な範囲に収まった。また一部、シーム溶接のビード余盛り高さが、4mm程度の箇所があり超過した箇所についてはグラインダーで切削した。

(2) 外リング製作

外リングの開先加工の方法として以下の二つの方法を試験加工して検討した。

①ガス溶断加工

②機械切削加工

ガス溶断加工の場合はルートフェイスの精度確保が難しく(写真-1)、ノッチ発生の危険性も高いことから、機械切削加工とし超音波探傷検査を考慮してルートフェイスは0を目標とした(写真-2)。機械切削加工の手順は、目標とする内径より3mm小さいガス溶断孔加工し、機械切削で目標の内径に仕上げた後、開先加工を行った。例えば、柱外径800φの場合はガス溶断径802φとし、機械切削でリング内径805φとした後、開先加工した。ただし、リング形状が大きく偏芯して機械加工できない



写真-1 ガス溶断加工



写真-2 機械切削加工工

ものは一部ガス溶断加工を行った。

5. 外リング挿入および組立溶接

外リングの挿入は柱主材が短いものは立てた状態、長いものは専用ジグを使用し横向き状態で挿入した(写真-3, 4)。

超音波探傷検査との整合性をはかるため、外リング毎にルート間隔の最大値および最小値を近傍に記入して管理した(写真-5)。初品20枚のルート間隔の最大値は

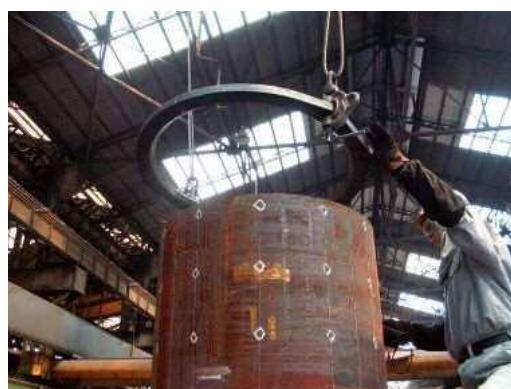


写真-3 外リング挿入



写真-4 外リング挿入



写真-7 組立溶接 (ルート間隔 1.5mm)

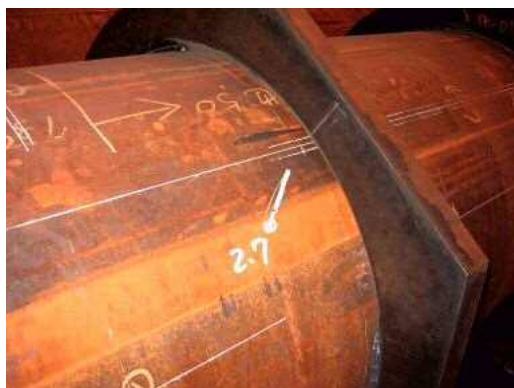


写真-5 組立管理



写真-8 組立溶接 (ルート間隔 3.5mm)

2.4～3.8mm、平均3.3mm、最小は0.9～2.7mm、平均1.7mmであった。写真-5に示す外リング手前の鋼管シーム溶接ビードは挿入のため切削した状況を示している。外リングフェイス部の切削は厳に行ってはならない。

写真-6はルート間隔を2.5mmに設定して下向き姿勢で2パス溶接した事前のマクロ試験片であるが、ガウジング処理なしで良好な溶込み形状を示めしている。また、写真-7にルート間隔1.5mm、写真-8に3.5mmの実製品の例を示す、前者は良好な形状であるが、後者の場合は裏面側が凸ビード形状を呈しスパッターも発生しやす



写真-6 組立溶接試験 (ルート間隔 2.5mm)

い。この結果からルート間隔がおよそ1.5～2.5mm程度であれば初層のガウジング処理は不要であると判断できる。しかし、実際の製品におけるルート間隔は先に述べた様に0.9～3.8mmと広範囲にわたる。上記に示す良好な範囲より狭いかあるいは広い場合は初層の溶込みが悪くなると推測される。このため、梁フランジの取付く範囲への組立溶接は出来るだけ避けると共に、先溶接の反対側はガウジングによりビードを整形することとした。ガウジングは凸ビード形状の補修程度にとどめ、完全溶込溶接に比べて軽度とした(写真-9)。



写真-9 ガウジング状況

ここでルート間隔管理値としては2.5mm以下が望ましいが、溶接鋼管外径・シーム溶接余盛高さと外リング内径のそれぞれの精度誤差相互による外リング挿入の作業性から、ルート間隔管理値4mm以下は目標値として適正であると思われる。

6. 外リング溶接

外リングの溶接は柱長さにより組立と同様、製品を立てた状態あるいは、横向きにした場合は回転ローラーベースを使用して行った。いずれも板厚1/3程度を表裏交互に溶接し外リング変形の軽減を計った。板厚が厚いものあるいは偏芯した形状の外リングで、歪量が許容値を逸脱した部位については加熱矯正を行った。**写真-10**に横向き溶接の外観一例を示すが余盛り過多の発生もなく良好な結果である。



写真-10 溶接外観

7. 外リング溶接の超音波探傷検査結果

超音波探傷検査の判定基準は、「エコー検出が確認されなければd（図-2参照）が確保されているものとし、余盛高さ（a）との合計値で判定する」というものである。

初品の外リング板厚25～60mm、20枚について検査した結果、溶込み量でマイナスを示す箇所は20%で最大-2mm、プラスを示す箇所は20%で最大+1mmとなり、残り60%はエコー検出が確認されずdであると判断された。**表-1**に示す判定基準（d+a）に対して全て+2～+7mm大きく不合格になる箇所は皆無であった。またルート間隔と溶込み量の相関は確認されなかった、これは初層ガウジング処理により溶込み形状が良好なためと推察できる。



写真-11 梁仕口取付状況

以降は得られた条件に従い製作を進めることができた。

8. まとめ

溶接鋼管に外リングが梁接合部として取合う構造について、外リング溶接までの事前検討および製作経緯を報告した、梁仕口の取付け状況は**写真-11**に紹介するにとどめる。事前検討、試験加工等を実施して施工した結果、製作は問題なく進めることができた。

以下に今回の製作で得られた要点を整理する。

钢管について

- ①外径は±2.5mm以下を目標とする。
- ②シーム溶接のビード余盛り高さは2.0～2.5mm以下を目標値とし、リング挿入に支障ある部位は切削する。

外リングについて

- ①開先加工は機械切削加工とする。
- ②ルートフェイスは0を目標とする。（ルートフェイス1/3tの場合を除く）
- ③内径は钢管外径+5mmとする。

外リング挿入・組立・溶接について

- ①ルート間隔は最大4mm以下を目標とする。
- ②挿入に支障ある場合は钢管シーム溶接を切削し、外リングフェイス部を切削しない。
- ③梁フランジの取付く部位への組立溶接を避ける。
- ④先溶接の反対側は軽度のガウジングをする。
- ⑤余盛り高さ管理を確実に行う。
- ⑥板厚の1/3程度を交互溶接して変形を軽減する。

超音波探傷検査について

- ①判定基準はルート部の溶込み量と余盛り高さの和による総合判定による。
- ②上記の外リング加工と挿入・組立・溶接事項を厳守することで溶込み不良は懸念されない。

以上である。

今回の経験から本構造での製作上の問題点は以下の様な事項がある。

- ①外リングの開先加工が機械切削の場合、精度確保は容易であるが加工工数が大きい。良好なガス溶断加工の条件把握を検討する。また、溶接条件設定で許容される開先加工精度の幅を見極める。
- ②外リングの溶接方法が横向き溶接の場合、溶接工数が大きい。設備の改善により下向き溶接とし溶接口ボット使用（専用機を含む）等により高能率化を図る。

③外リングの組立溶接条件（電流・電圧および狙い位置等）をルート間隔別に設定してガウジング作業の低減を図る。

今後の改善が望まれるところである。

今回の施工例を集約して残すことで事前検討および製作工数の削減が計られ、かつ知識を継承して更なる工夫がなされることで品質向上の一助になれば幸いである。

以上で報告を終わりますが、多大な御指導、御協力を承りました関係各位にはここに厚く御礼申し上げます。

2008.11.26 受付

グラビア写真説明

門真JCT

本橋は、西日本高速道路株式会社及び国土交通省によって整備されている第二京阪道路の終着部であるジャンクションの工事です。第二京阪道路は一般国道1号線のバイパスとし周辺道路の交通混雑を緩和する役目を果たし、且つ名神高速道路、京滋バイパス、近畿自動車道と一体となり近畿都市圏の更なる発展に大きな役割を担う道路であります。

昨年12月、夜間時に近畿自動車道の全面通行止めを行い、近畿自動車道上空部への架設も完了致しました。現地は、近畿自動車道・大阪中央環状線・茨田大宮交差点・花博通り等の路線の上空部での工事であるため、現場では様々な事を想定しながらの工事を進めております。引き続き桁の架設、床版工と順調に進捗しています。 (淵上哲也)

武藏小金井Ⅱ期

本工事は、中央線三鷹・立川間連続立体交差化事業における武藏小金井電車区付近のSR5（2径間連続ラーメン高架橋、SC構造）、SR6（4径間連続ラーメン高架橋、S構造）の2つの高架橋の鉄骨製作運搬工事です。

本高架橋の特徴は、前後のコンクリートラーメン高架橋に合わせて背割り構造となっていることと、I期施工分（平成19年7月下り線切替済み）はほぼ直線平行の長方形構造でしたが、II期施工分はSR6が電車区の出入区線、引上げ線の線形に大きく関連しているため、線路直角方向の柱間スパンがそれぞれ大きく変わっていることがあります。また、最終線形に配線変更が終わらないと（上り線切替後）、本設柱が立てられないため、スパンを広げて仮柱で対応する期間があり、最終的に柱を基礎と本設柱位置に押し込んで構築することになる（III期施工分）。塗装はアルミ亜鉛溶射で見た目は鋼構造に見えますが、SR5、SR6とも柱内は鉄筋コンクリート、箱形梁内にはコンクリートが充填されています。（町田祐治）