

緊急仮設橋の開発について

今井 祐三

近畿地方整備局 近畿技術事務所 防災・技術課 (〒573-0166大阪府枚方市山田池北町11-1)

道路構造物のアセットマネジメントは、平常時の適切な維持管理はもとより、大災害による被災地での被害を最小限に留めるための危機管理についても考慮しておく必要がある。

例えば橋梁の場合、津波や洪水時に落橋または流失しても、人命救助と緊急支援物資輸送を速やかに行うための措置を講じておくべきであることから、「応急組立橋」が設置されるまでの暫定橋として、緊急車両の通行だけに限定し、極めて短時間で設置が可能でかつ、汎用性のある「緊急仮設橋」を開発し、南海トラフ巨大地震による津波被害が発生した場合に、集落が孤立するリスクが高い和歌山県南部へ配備したので報告する。

キーワード 道路啓開、応急復旧、南海トラフ巨大地震、高力ボルト引張接合、超高力ボルト、S14T

はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、宮城県、岩手県、青森県の沿岸部を通る国道45号の橋梁において、津波による上部工の流失など、5橋が被災した。これを教訓に国民の安全・安心を確保するためには、予期できない大規模災害の襲来等に対して、出来る限りの備えをするべきであり、そのための措置を管理計画に盛り込むことが重要である。

一方、近畿地方では、近い将来に東南海・南海地震の発生が予想されている。東日本大震災後の道路啓開・復旧は、比較的被害が小さかった東北自動車道、国道4号を主軸とした三陸沿岸部から実施されたが、紀伊半島の地域では主軸となる幹線道路が未整備もしくは存在しない(図-1)。

特に田辺市以南については、高速道路の事業着手に至っていない区間もあり、全線開通にはしばらく時間を要することから、主軸となる幹線道路が国道42号のみで迂回路がないため、橋梁が1橋でも流失すると救出・救援に向かう車両が通行できず孤立する地域が発生する。

このため、巨大地震等の災害に備えて、国道42号の道路啓開・復旧が早期にできるよう準備することが急務である。

1. 緊急仮設橋の開発

現在、国土交通省地方整備局及び資材メーカー等では応急組立橋を保有しているが、比較的長期間の使用を前提としていることから、構造が大規模で組立て及び架設には大型クレーンが必要となるとともに、利用できるま

で1~2ヶ月の日数を必要とする場合が多い。

これに対し、災害時の人命救助には72時間を目安としていることから、災害により流失した橋梁部の場合、発災後3日以内には緊急車両(救急車や消防車等)が通行可能となる仮橋が必要となる。

このような背景から、短期間で架設が可能な「緊急仮設橋」の開発を目指し、2011年11月より、近畿地方整備局、及び有識者から構成される「緊急仮設橋に関する検討委員会」が設置され、本年3月に配備された。本稿では、緊急仮設橋の開発について概要を報告する。



図-1 幹線道路の整備状況と啓開ルート

(1) 開発コンセプト

開発に際しては、以下のコンセプトを設定した。

- ① 緊急路構築が最も困難である条件を勘案した橋梁計画。
- ② 災害時の緊急車両(救急、消防、最小限の重機)の通行を優先した設計荷重の採用。

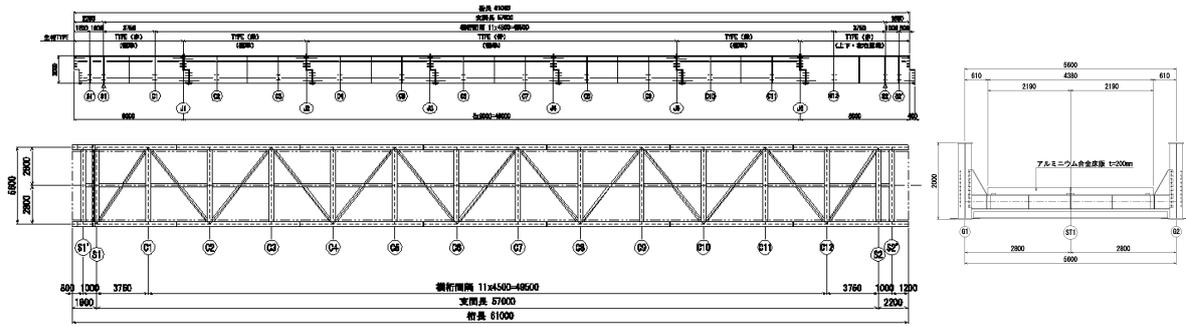


図-2 構造一般図

- ③ 災害時の混乱状況を勘案し、経験の少ない作業員でも組立が容易に行える構造の選定。
- ④ 運搬・作業性に優れ、組立時間が短縮可能な構造形式。
- ⑤ 被災した現地状況に合わせた順応性のある構造と架設工法の採用（支間長と架設工法のバリエーション）。

(2) 構造形式及び設計条件

開発コンセプトとして設定した項目に対し、構造形式、設計条件を以下のように決定した。

a) 橋長の設定

紀伊半島の国道 42 号の適用候補地点の一つをモデルとして橋長を最大 60m 級（可変）に設定し、堤防と河床との高低差などにより、土工による緊急路の構築や災害時の河川内への柱（橋脚）設置などの困難な橋梁を勘案し、1 スパンの単純形式とした（図-2）。

b) 活荷重の設定

災害時の通行が想定される車両の一覧を表-1 に示す。このうち、最も重量の大きい 25t 吊ラフテレーンクレーンの軸重を設計活荷重とし、総重量 270kN とした。

幅員については、緊急車両の車幅が大きい、ブルドーザーやラフテレーンクレーンが余裕をもって走行できる幅員とし、工事用道路の標準幅員 4.0m 以上の確保と床版パネルの製品寸法から、4.38m とした。

表-1 災害時の通行が想定される車両

想定車両	使用目的	車両幅員	車両重量
パトロール車（小型自動車）	救助活動先導、指示	1.7m	W=30kN 以下
救急車（小型自動車等）	被災者搬送	2.0m	
ダンプカー（普通自動車）	土砂・がれき搬出	2.5m	W=110kN
25t 吊ラフテレーンクレーン	損壊物撤去	2.62m	W=270kN
ブルドーザー	侵入路確保	2.99m	W=210kN

c) 主桁形式の選定概要

橋梁形式は、設計、製作が容易で、鋼重が小さく、架設が容易な「鉸桁形式」を選定した。

主桁本数は、組立時間が最小となる 2 主桁とし、現地盤との高さの擦り付け量が少なく、アプローチ部の土工作业時間を短縮するため、下路式構造を採用した。また、部材の組合せによる組立時の混乱を回避するため、7 ブロックに分割した主桁ブロックの構造について統一を図った。

d) 部材寸法の設定

一般的な車両である 10t トラックでの輸送を可能とするため、主桁ブロック長を 10m 以下に統一した。

e) 主桁連結構造の概要

主桁の現場継手は、架設時間短縮のためにボルト本数を大幅に削減した End.PL による高力ボルト引張接合と、緊急時の施工の簡便さと安全性に配慮した載せかけ方式の切り欠き構造を併用した新たな接合形式を開発して採用した。

f) 架設工法の選定概要

多様な現地条件に対応できるように、支間長と架設工法を種々組み合わせて使用できる構造としている。架設工法については 4. 緊急仮設橋の架設概要にて後述する。

以上により、決定した構造諸元を表-2 に示す。

表-2 構造諸元

橋	長	61.0m（支間長12m～57mに対応）
設計活荷重		25t吊ラフテレーンクレーン（総重量270kN）
有効幅員		4.380m
形式		下路式鋼単純2主鉸桁橋
現場継手構造		高力ボルト引張接合
架設工法		クレーンバント工法、送出し架設工法

2. 上部工の設計

(1) 設計の概要

本橋は単純 2 主桁橋であるため、主桁断面は一本梁モデルの最大断面力にて決定し、全主桁ブロックを同一断面とした。送出し架設時において断面が不足する箇所については、主桁上に架設用の補強桁を追加設置することとした。

(2) 弾塑性 FEM 解析の概要

本橋は、下路式の鉸桁橋であることから、主桁の横倒れ座屈に対する安全性の確認が重要であった。このため、全体モデルによる弾塑性 FEM 解析により、本橋の座屈耐力の確認を行うこととした。

a) 解析条件

解析モデルの概要を図-3 に示す。主桁と横桁は薄肉シェル要素、横構は梁要素でモデル化した。荷重は、死荷重として鋼自重と床版自重を考慮し、活荷重としてラフテレーンクレーン荷重を支間中央部に集中荷重として載荷し（図-3）、断面内の載荷位置を走行帯最外縁に設定した（図-4）。

本橋の構造と用途の特殊性を踏まえて、解析では死荷重に加えて活荷重だけを漸増載荷していく方法によって

鉛直荷重に対する安全性の確認を行った。

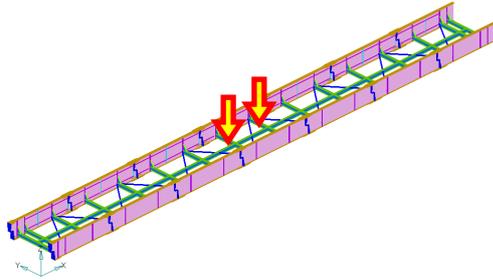


図-3 全体モデルによる座屈解析モデル

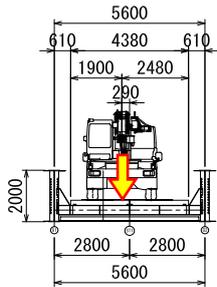


図-4 載荷位置

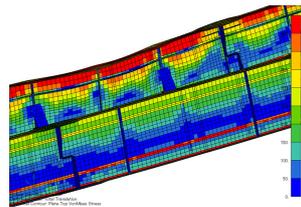


図-5 VonMises 応力コンター図

b) 解析結果

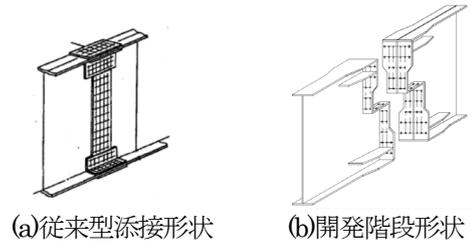
解析では、死荷重に加えて道路橋示方書のT荷重に準じた荷重を3倍以上載荷しても降伏や座屈に対して安全が確保されることが確認された。なお鉛直荷重の増加に対して最終的には圧縮フランジが図-5のように横桁を固定点とした座屈挙動を示して不安定化する傾向を示したことから、桁の設計では固定点間距離を横桁間隔として道路橋示方書II.3.2.1に従う圧縮フランジの許容曲げ圧縮応力度を設定してこれを満足させることとした。

3. 急速施工を可能にする主桁連結部

(1) 連結部構造概要

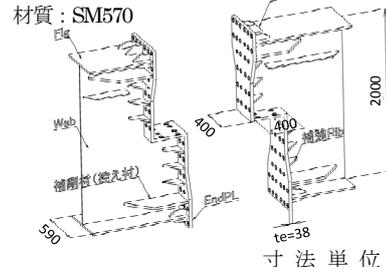
従来の添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合形式では多数のボルト締付け作業時間を要す。そのため緊急仮設橋では、現地での部材組立の時間短縮、材片数低減を目的として主桁の連結方式には短縮め形式の引張ボルト接合を採用した。図-6、写真-1に開発した連結部構造を示す。さらに、主桁連結部は、主桁をL形に切欠きフランジをつけた「載せかけ構造」とした。これは、組立時の転倒防止用の支えやボルトの仮締めがなくても安定した連結施工ができることに加え、緊急橋が架設される大地震発生直後では余震の頻発が想定されるため、ボルトの挿入や締め付けが行えなくとも桁を仮置きしてクレーンから解放できることを考慮したものである。高力ボルト引張接合方式としたことで摩擦接合方式に比べボルト本数は約40%に削減された。本橋は、緊急時の短期での利用に限られることを前提に、応力的に最も厳しい60mでの架設時にはボルト本数の増加を抑えるために道路橋ではまだ一般化していない超高力ボルトのS14Tの防錆処理ボルトを試験的に採用することとした。

なお60m未満の短い橋長で使う場合など架橋形態によっては通常のS10Tの高力ボルトでも構造は成立する。



(a)従来型添接形状

(b)開発階段形状



(c)採用構造

図-6 主桁連結部構造

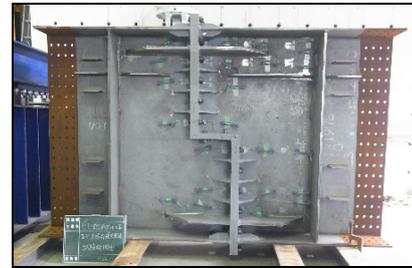


写真-1 実物大の継手構造

(2) 弾塑性FEM解析と実物大模型実験による性能確認

連結部は、新しい多列式引張接合方式であり設計手法は確立されてない。また試験的にS14Tの超高力ボルトを採用する場合を設定したことから、連結部の開発にあたっては部材製作や組立施工時の精度管理の条件まで詳細に反映した性能検証を解析と実験の両方で行った。

a) 弾塑性FEM解析による連結部の設計

連結部の設計にあたっては、全橋をモデル化したFEM解析モデルを用いた弾塑性解析を実施した。解析モデルでは、End.PLやボルト、補剛リブなどを忠実に再現するとともに、着目する引張接合面のボルト導入軸力、鋼板部材間、ボルトとの接触を考慮した。(図-7)。

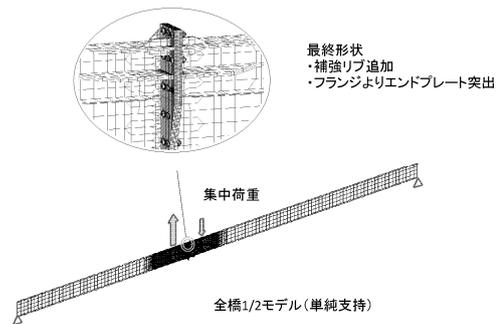


図-7 連結部弾塑性FEM解析モデル

引張接合の設計では“てこ反力”を考慮する必要がある。また、主桁のウェブに対称に多列のボルトを配置する連結では連結部接触面の剛性が一律でないと荷重伝達時にボルト軸力が均等に分担されない。てこ反力によるボルト軸力の変動と各ボルトへの分担を考慮したボルト配置とするため、結部の End.PL をフランジ端より突出させることとした。また、主桁部材としての連結部からフランジへの荷重伝達と、製作時の溶接変形防止のため、補剛材、補強リブを配置し連結部の剛性を確保した。以上を採用し、実橋の断面力で設計した結果、連結部の End.PL 厚は 38mm となった。

b) 実物大模型実験

本連結構造のような特殊な構造では、解析では再現が困難な、連結部の溶接変形による初期不整なども継手性能に複雑に影響する可能性があると考えられたことから、実物大の模型桁による図-8 に示す 4 点曲げ荷重実験を実施した。

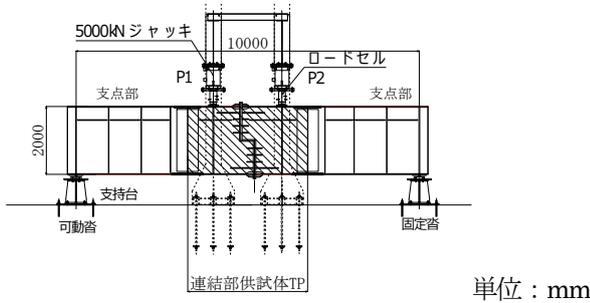


図-8 荷重実験概要図

連結部の製作・施工誤差、ボルト強度に着目し、表-3 に示す 3 ケースの荷重実験を実施した。End.PL の平坦性は、ストレッチゲージを End.PL 表面に押し当て、End.PL とストレッチゲージとの隙間を複数点計測することにより確認した。また、表中の荷重倍率は設計死荷重に対する荷重荷重の比率である。荷重設備の関係により、荷重試験は弾性範囲内で実施した。

表-3 荷重実験ケース

ケース	供試体	End.PL 平坦性	連結部 高力ボルト	P1 荷重kN (荷重倍率)	単調 荷重数
Case-1	TP-1	0.5mm以下	M24S14T	3323 (1.9)	1
Case-2	TP-2	0.9mm以下	M24S10T	2404 (1.4)	3
Case-3	TP-2		M24S14T	2500 (1.4)	4

実橋で連結部に作用する曲げモーメントとせん断力の比率を再現するため、2 台のジャッキ荷重比率を維持した状態で所定の荷重まで増大させる単調荷重を繰り返し、変位、ボルト軸力、鋼ひずみなどの諸量を各センサーにより計測した。本実験の荷重荷重は架設時の 1.4~1.8 倍でありラフテレーンクレーン荷重時曲げモーメントの 2.6~4.4 倍に相当する。

支間中央に配置した変位計による荷重・変位関係を図-9 に示す。荷重とたわみの関係は線形関係を保持している。残留たわみは、荷重装置の変形が約 5mm 生じた

Case-1 では 1.6mm、残りの Case-2,3 では 0.6mm 程度と、ほとんど発生しておらず弾性域の挙動を示している。

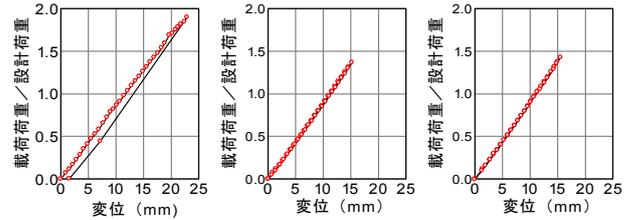


図-9 支間中央における荷重変位関係

連結部の引張側に配置したボルト軸力増分と荷重倍率の関係を図-10 に示す。ここに示すのは、各ケースにおいて“てこ反力”による軸力増分が最も大きかったボルトの結果であり、荷重開始時の軸力を 0 として表示している。ボルト軸力はボルト軸部に貼り付けたひずみゲージにより測定した。

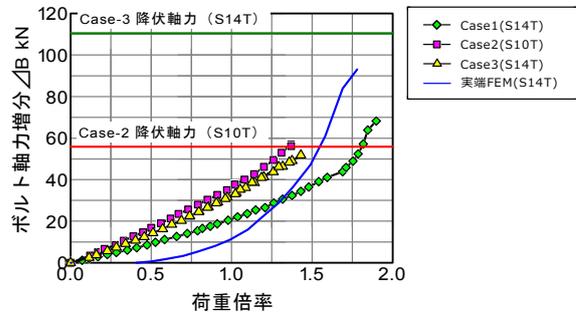


図-10 荷重荷重に伴うボルト軸力増分の比較

一例として、てこ反力によるボルト軸力増分が最も大きいケースを示す。荷重直後からボルト軸力は変動しており、End.PL の平坦性が異なる Case-1 と 2,3 では変動に差異が生じていることが確認できる。S10T ボルトを用いた Case-2 では、荷重倍率 1.4 程度で降伏域に到達した。S14T の超高力ボルトを用いた Case-1,3 は、Case-2 よりも降伏軸力が向上するため安全性に余裕がある結果となった。FEM と実験では乖離があるが、ここで示したものは連結面の製作誤差が大きい供試体による結果であり、ボルト位置での End.PL の密着が十分でないため、荷重初期から軸力変動が大きかったものと考えられる。End.PL の平坦性はボルト軸力の変動に影響するため製作時に十分な精度管理が不可欠であることが確認された。なお、いずれのボルトも荷重前、荷重後の軸力の差は各ケースとも最大で 10kN 以下と僅かであり、塑性ひずみは生じていないことを確認している。また、他の連結部の離間量、鋼ひずみなどの計測項目で、降伏破壊に関する変状は確認できなかった。

なお、本接合構造の特性については、データ数も少なくボルト配置、補強リブ配置、載せかけ構造の幾何形状などについては合理化できる可能性もある。

4. 緊急仮設橋の架設概要

先述の開発コンセプトのとおり、本橋の開発では複数の支間長および架設工法に対応できることを目指した。この検討では、特に以下に留意して進めることとした。

- ①多様な支間長に対応できる構造の選定
 - ②作業の特殊性が低く、時間が短い工法の選定
 - ③多様な架設工法・順序に対応した構造詳細の配慮
- これらについて、以下に詳述する。

(1) 多様な支間長に対応できる構造の選定

主桁は断面と連結部構造を共通化するとともに基本ブロック長を 9.0m に統一した。これにより、中間ブロックの個数を変化させ、12.0m~57.0m の間で 9.0m 単位に支間長を変化させることが可能となり、結果的に合計 6 種類の支間長への対応が可能となった (図-11)。

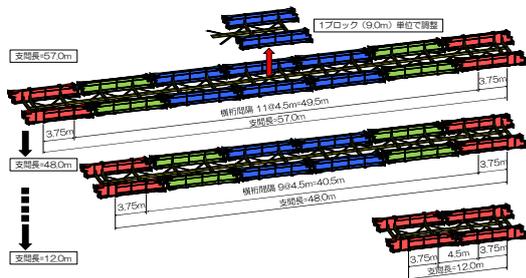


図-11 支間長 12.0m~57.0m に対応

(2) 作業の特殊性が低く、時間が短い工法の選定

採用頻度の高い 6 種類の架設工法について、作業の特殊性と架設時間に着目して比較を行った (表-4)。この結果、上位 3 工種と下位 3 工種で大きな差が見られたため、上位 3 工種のクレーン一括架設工法、クレーンベント工法、送出し工法を本橋の架設工法として採用することとした。

表-4 工法選定

架設工法	評価点数 ○:4点, ○3点, △2点, ▲1点		
	A 架設作業の特殊性 ◎低い→×高い	B 架設に伴う時間 ◎短い→×長い	各工法別評価 A×B
クレーン一括架設工法	○3	◎4	12 適用
クレーンベント工法	○3	○3	9 適用
送出し工法	△2	○3	6 適用
ケーブルクレーンベント併用工法	▲1	△2	2 不採用
ケーブルクレーン直吊り工法	▲1	▲1	1 不採用
ケーブルクレーン斜吊り工法	▲1	▲1	1 不採用

(3) 多様な架設工法・順序に対応した構造詳細の配慮

現場連結部について、切欠きを設けた構造としたため、新規架設ブロックを架設済みブロックの切欠き部に載せかへて施工することが可能となった。これにより、1方向からのクレーン架設、および送出し架設においては、施工時間の短縮と施工の容易性を確保することができた (図-12)。一方で、切欠きの存在により架設方向が限定されるため、2方向 (両桁端) からクレーン架設を行う場合において、最終ブロックの落とし込み施工が困難となる問題があった。これについては、一般ブロックの切欠き形状を Z 型としているのに対し、落とし込みブロックのみ切欠き形状を T 型とすることで対応した (図-13)。このブロッ

クは、送出し架設時において主桁後方に連結し、カウンターウェイトを支持する架設術としても使用する。

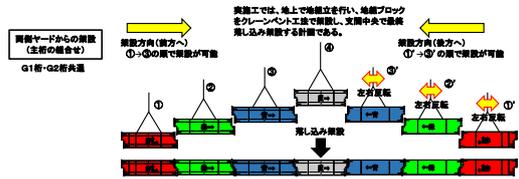
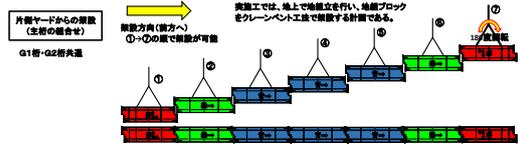


図-12 60m 級緊急仮設橋 主桁ブロック組合せ図

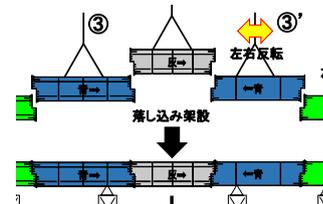


図-13 落とし込みブロック (T型)

なお、架設工法に応じ切欠き方向を逆転させるため、各ブロックは反転しての使用が可能な設計とした。中間ブロックは前後反転、支点ブロックは前後反転および上下反転に対応している。これにより、主桁ブロックは 4 種類に集約され、有意な方向性を持つ構造となった。本橋の架設時において、各ブロックの種類と向きを即座に認識可能とするため、ブロックの種類は塗装を 4 色に塗り分けて分類し、方向性については腹板側面に矢印を明示することとした (図-14)。

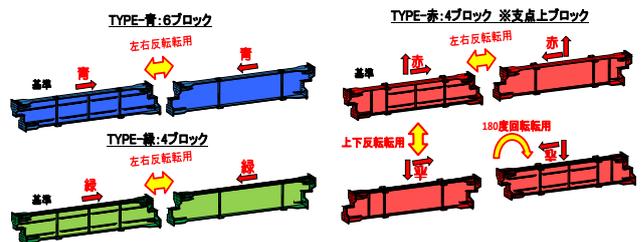


図-14 主桁ブロックの反転使用要領

5. 緊急仮設橋の試験施工

施工試験 (写真-2) は、60m 級緊急仮設橋の送出し架設パターンの主桁組合せとし、災害時の緊急施工を想定した架設手法で桁を組立て、本体部はボルト本締まで行った。また、後方のカウンター載荷桁部お近接箇所において仮組立てした (写真-3)。桁架設完了後、床版パネルおよび両側の仮設スロープを設置し、設計活荷重 (25t

吊ラフテレーンクレーン)の走行試験を実施した。設計・架設計画において課題であった下記項目について、試験施工により検証を行った。



写真-2 全橋組立て風景



写真-3 走行試験風景

- ①緊急仮設橋の桁組立て所要時間の検証
- ②災害時を想定した緊急施工での桁組立精度の検証
- ③死荷重および設計活荷重載荷時の性能検証

(1) 桁組立手順

緊急施工手法は、連結部調整用のドリフトピンを使用せず、ヨセポンチによる連結部の簡易な孔合わせで桁を組立てた。桁組立て手順は、図-15の要領で実施した。

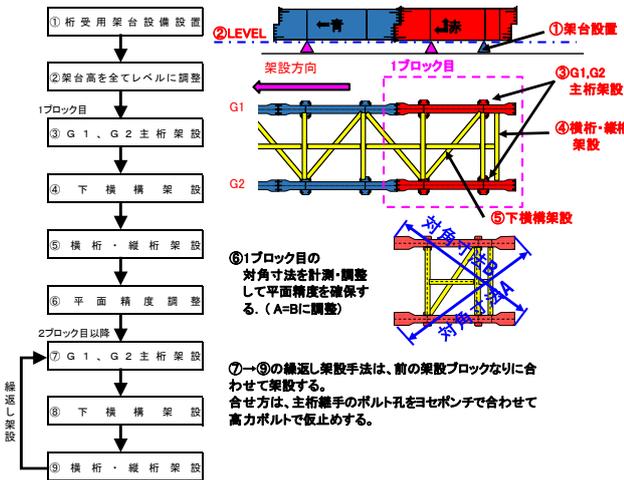


図-15 桁組立て手順

(2) 桁組立所要時間

架設計画でシミュレーションした桁組立における各工種の所要時間に対する実際の所要時間を表-5で比較する。本体桁組立て、ボルト本締め、床版パネル設置については、計画時間以内での施工が立証できた。しかし、後方部のカウンター載荷桁部の組立てについては、小物部材が多く、複雑な部材構造となっており、簡素化の余地があるものと考えられる。

表-5 架設所要時間対比表

工種	時間																							
	0h	1h	2h	3h	4h	5h	6h	7h	8h	9h	10h	11h	12h	13h	14h	15h	16h	17h	18h	19h	20h	21h	22h	23h
本体桁組立	計画: 10時間																							
	結果: 8時間																							
高力ボルト本締め	計画: 6時間																							
	結果: 6時間(締め付け機4台)																							
カウンター載荷桁部架設	計画: 6時間																							
	結果: 6時間																							
アルミ床版設置	計画: 8時間																							
	結果: 2時間																							

(3) 桁組立精度結果

桁架設精度の初期不整として、FEM解析にて想定した桁の通り誤差(支間中央 70mm)および主桁の鉛直度(±5mm)に対し、通り誤差は最大 5mm、主桁の鉛直度誤差は最大±4mmの結果が得られた。その他の主桁間隔、橋長・支間長についても、国の出来形管理基準を十分満たすことが確認できた。これにより、今回の組立手順・要領で桁組立てした結果、桁組立出来形精度を十分確保できることが立証できた。

(4) 桁のたわみおよび走行試験の結果

支点支持状態における死荷重たわみおよび25tラフテレーンクレーン支間中央載荷時の死荷重+活荷重たわみを計測した結果を図-16に示す。死荷重および活荷重たわみ共に、設計たわみ量の90%程度となった。この要因は、支点部における回転拘束と縦桁等の剛性の影響であると考えられる。25tラフテレーンクレーン走行中の橋梁状態を目視確認した結果、主桁継手部における隙間の発生や異音等は一切なかった。また、活荷重載荷前後における桁断面の変形状態と、たわみ量を計測した結果、両者共に活荷重載荷前後の計測値に差は生じず、完全に元の死荷重状態の形状に戻ることを確認した。

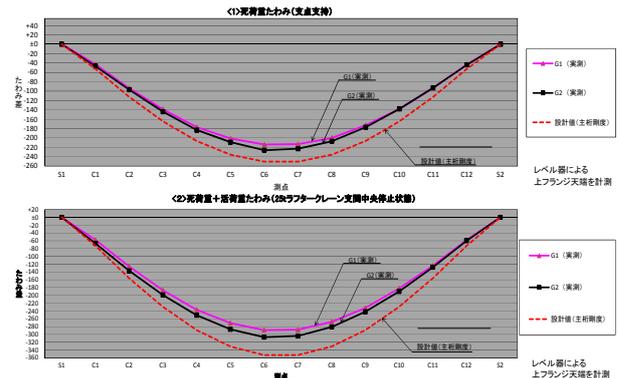


図-16 たわみ管理表

(5) 試験施工のまとめ

本試験施工により、桁組立手順および桁組立タイムスケジュールの妥当性と、走行試験により、橋梁としての機能が十分確保されていることを確認できた。

おわりに

現在、緊急仮設橋は国土交通省近畿地方整備局の紀南河川国道事務所に配備が完了しており、緊急時の対応に備えている。本緊急仮設橋については、更なる合理化を目指し、発展させていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 玉越, 石尾ほか: 超高力ボルトの橋梁分野への適用に向けた各要因の影響, 土木技術資料, 財)土木技術センター, 第55巻第5号, 2013.5
- 2) 日本鋼構造協会: 橋梁用高力ボルト引張接合設計指針, 2004.8
- 3) 茅野牧夫: 道路行政におけるアセットマネジメント・システム適用の実践的研究, 2015