

ジャッキアップ回転架設工法による宿茂高架橋の 設計，製作，架設について (その1．宿茂高架橋の設計・製作)

雨 森 慶 一^{*1} 中 嶋 浩 之^{*2} 上野臺 英 孝^{*3} 松 井 聡^{*4}

宿茂高架橋は、愛媛県内子町に位置し、急峻な谷に架かる橋梁です。本橋は、最大支間長85mのPC床版を有する4径間連続鋼2主桁橋であり、桁断面力の低減、耐震性の向上、支承構造の廃止によるメンテナンスの低減を考慮し、中間支点の鋼桁とRC下部構造とを接合し上下部一体のラーメン構造を採用しています。また、架設工法としてジャッキアップ回転架設工法が採用された。ジャッキアップ回転架設工法は、山岳橋梁架設技術検討グループにより、山岳の深い渓谷に架設する工法として開発されました。この工法は、鋼桁を橋脚に沿ってジャッキにより順次縦組立し、組立完了後ワイヤーロープにより回転架設するものです。

Design, Manufacturing and Construction of Sukumo Viaduct by the Jack-up Turn Method (Part.1 Design of Sukumo Viaduct in Matsuyama Highway)

Keiichi Amemori , Hiroyuki Nakajima , Hidetaka Uenodai , Satoru Matsui

Sukumo Viaduct is located in Uchiko-Town, Ehime Prefecture, and crosses a steep valley. This viaduct is a 4-span-continuous steel twin-girder bridge with pre-stressed concrete slab, having the maximum span of 85m. To reduce the sectional force of girders, improve seismic performances, and minimize maintenance work by the nonuse of bearing structures, a rigid-frame structure, in which the girders on the intermediate support and the reinforced-concrete bridge piers are rigidly connected, has been adopted. The jack-up turn method has been developed by a research group for steel bridge construction in mountainous areas to erect steel bridges over a deep valleys. In this method, girder blocks are assembled vertically alongside the bridge pier using jacks, and the assembled girder section is rotated from vertical to horizontal position by wire rope.

1. はじめに

現在建設中の四国縦貫自動車道は、徳島市を起点として愛媛県大洲市までの約223kmの高速自動車道であり、途中四国横断自動車道を介し、本州四国連絡橋とも連結する重要な道路となっている (Fig.1)。

宿茂高架橋は、四国縦貫自動車道の西側に当たり伊予IC～内子・五十崎IC間に位置する。この間は最大標高が約300mに達する山岳道路となっており、本橋も標高80～140m付近にあり急峻な峡谷部に建設される。本橋では、橋梁建設費の縮減、現場施工の省力化および工期短縮を目指した工夫を行っている。すなわち、2主桁橋の採用、上部工とRC橋脚を剛結した複合ラーメン橋の採用による基礎構

造および下部構造断面のスリム化、場所打ちPC床版 (全面固定型枠)、併用継手 (フランジ：現場溶接、ウェブ：HTB接合)、主桁フランジへのLPプレート使用、LPプレートへのHTB接合等、多くの特徴をもった橋梁である。また本橋は、架設工法に対し、契約時VE提案 (施工方法等提案型指名競争入札方式) が募集された物件であり、ジャッキアップ回転架設工法が採用された。

本報告は、宿茂高架橋の設計・製作の概要を述べるものである。

* 1 橋梁設計部次長
* 2 橋梁設計部主任
* 3 橋梁設計部副主任
* 4 小山工場製造課課長

2. 架設工法の提案

鋼橋の場合、山岳部ではケーブルエレクション工法のような大規模架設工法が一般的に採用される。この場合、工事用道路の取付け、架設ヤードの確保等が必要になり、建設費が高くなることから、山岳部では、PC連続ラーメン橋が多く採用されてきた。このような状況の中、鋼橋の採用を促進するため、平成6年から山岳橋梁架設技術検討グループ（新日本製鐵(株)、日本鋼管(株)、川崎製鉄(株)、住友金属工業(株)、(株)神戸製鋼所、(株)巴コーポレーション）により新しい架設工法の開発に着手し、ジャッキアップ回転架設工法が開発された。その後、平成9年6月の桁回転実証実験等¹⁾²⁾により安全性を確認し、契約時VE提案の募集があった宿茂高架橋に提案し採用された。以下にジャッキアップ回転架設工法の概略を示す。

ジャッキアップ回転架設工法とは、Fig 2に示すように、

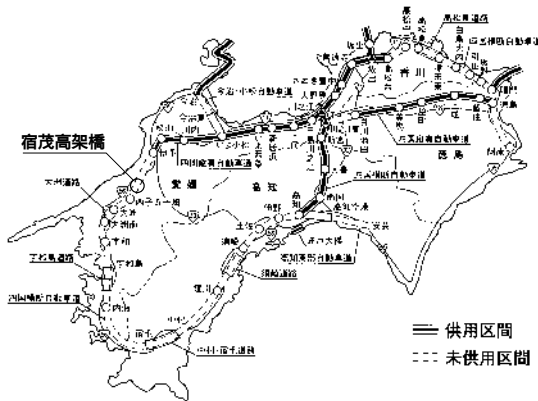


Fig.1 位置図

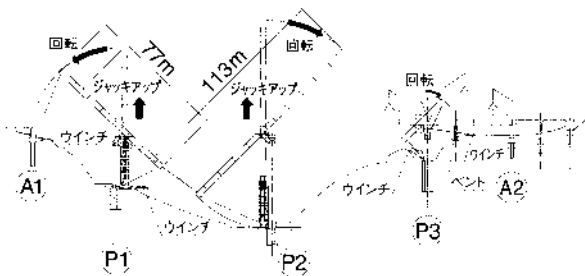


Fig 2 ジャッキアップ回転架設工法の概要

所定の長さに分割された桁ブロックをジャッキアップ装置内に送り込み、順次HTB接合あるいは溶接しジャッキにより上昇させ、桁を組み立てていく。桁の組立完了後、ウインチにより桁を回転させ、全橋長にわたり連結し一体化する工法である。当工法は、山岳地および狭隘な峡谷部など、高橋脚が必要となる場合には従来工法に比べ以下のような利点がある。

- ・機械化施工による省力化，労務費の節減
- ・高所作業の低減
- ・工期短縮
- ・橋脚下部からの施工によるヤードの確保
- ・現場溶接位置および溶接姿勢の固定による品質の安定

3. 工事概要

近年、走行性の向上、維持管理の低減、耐震性の向上等を目的として、上部工を多径間にわたり連続化した構造が採用されている。さらに、鋼橋の経済性と合理化の一環として少数主桁橋や複合構造が採用されてきている。このような上部構造から、さらに支承を無くしたラーメン橋は支承の維持管理が不要となるばかりでなく、耐震性の向上が期待される。従来、大規模なラーメン橋では、PC多径間連続ラーメン橋として建設されたものが多いが、上部工の自重の軽減による耐震性の向上、下部工のスリム化、工期短縮のメリットを考慮し、上部工を鋼桁、柱部をRC構造とした複合ラーメン橋が建設されてきている。

宿茂高架橋は、これからの主流と考えられる2主桁橋で、

Table 1 設計条件

橋長	262.0m(道路中心)
支間長	45.3+85.0+85.0+45.3m(道路中心)
構造形式	4径間連続複合ラーメン鋼2主桁橋
有効幅員	9.0m
線形要素	平面線形: R=1400m 縦断勾配: 1.9% 横断勾配: 3.0%
地震係数	I種地盤、Cz=0.85、kh=0.17
適用示方書	道路橋示方書 I～V(以下、道示) 3) 設計要領第二集(平成10年4月)
主要材料	コンクリート強度: $\sigma_{ck}=360\text{kgf/cm}^2$ PC鋼材: SWPR19-1T25.4ctc450 鉄筋: SD345 鋼板: SMA400W,SMA490W,SMA570W

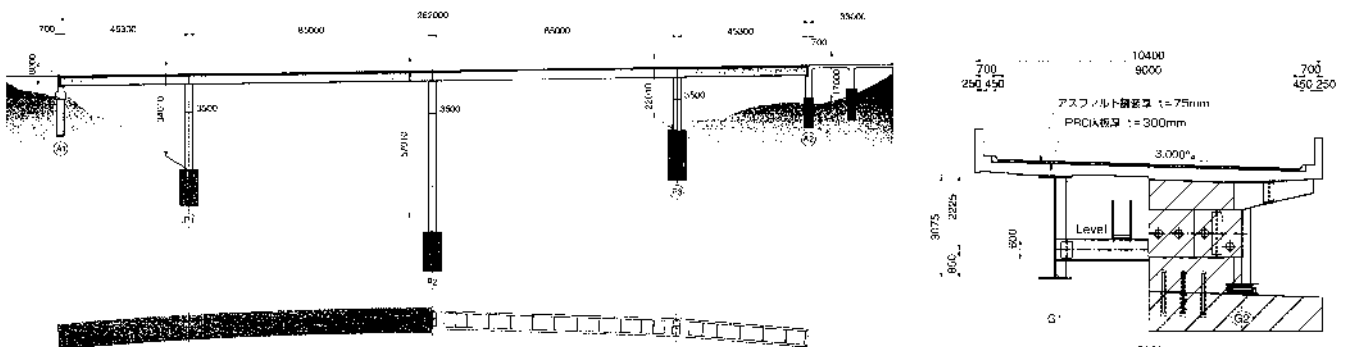


Fig 3 宿茂高架橋一般図

中間支点でRC下部工と剛結した複合ラーメン橋とすることで、支間の長大化を図っている。Fig 3に一般図を示す。主桁は、平面線形R=1400mに対して中間支点で折れ桁としている。上下フランジの板厚は下にげとし、上フランジ上面よりウェブ下端まで3075mmと一定である。鋼材は耐候性鋼材の裸使用としランニングコストの低減を図っている。床版は総幅員10.4m、床版支間5.6m、床版厚300mmで、固定型枠による場所打ち施工のプレストレスコンクリートである。Table 1に設計条件を示す。

4. 設計概要

4.1 床版の設計概要

床版構造は、橋軸直角方向はPRC構造、橋軸方向はRC構造であり、設計上ともにコンクリートの引張応力の発生を許容するものである。PRC構造の設計において考慮するコンクリートの応力状態は、以下の通りである⁴⁾。

死荷重：引張応力を発生させない(フルプレストレス)
 死+活荷重：引張応力を許容するが、ひび割れを発生させない許容引張応力度以下とする

風荷重：ひび割れの発生を許容するが、ひび割れ幅に制限値を設ける

衝突荷重：ひび割れ幅の照査は行わず、割増しを考慮した鉄筋の許容応力度にて照査する

床版厚は道示Ⅲのプレレストコンクリート床版の式により算出した。

$$T \geq (4 \cdot L + 11) \cdot 0.9 = 30.06 \text{ cm}$$

ここに、T：床版厚 (cm)

L：床版支間 (m)

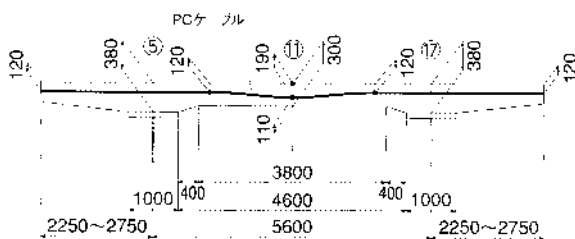


Fig 4 PC鋼材配置

Table 2 PC鋼材およびコンクリート応力

PC鋼材応力度(kgf/mm ²)	節点5		節点11		節点17	
	σ_u	σ_l	σ_u	σ_l	σ_u	σ_l
摩擦力による損失後	129.4	3.5	125.8	5.3	-9.5	9.5
セット量による損失後	111.6	7.0	115.2	1.2	-12.5	12.5
弾性変形による損失後	110.0	25.1	113.5	58.7	-33.5	33.5
導入直後の平均応力	114.4	-1.7	114.3	-3.4	-9.5	-3.3
クリープ・乾燥収縮による減少後	105.2	2.9	104.3	63.6	58.8	-2.9
リラクゼーションによる減少後	89.4	-2.6	96.6	54.9	51.5	-2.6
コンクリート応力度(kgf/cm ²)						
床版自重D1	-3.5	3.5	5.3	-5.3	-9.5	9.5
橋面荷重D2	-7.0	7.0	1.2	-1.2	-12.5	12.5
活荷重L	-25.1	25.1	58.7	-58.7	-33.5	33.5
鉄筋拘束力S	-7.5	-1.7	-3.4	-9.5	-5.9	-3.3
導入直後のプレストレスPst	58.8	-2.9	7.1	63.6	58.8	-2.9
有効プレストレス時Pse	51.1	-2.6	6.1	54.9	51.5	-2.6
プレストレス導入直後D1+Pst	55.3	0.6	12.4	58.3	49.3	6.6
死荷重時DPS=D1+D2+S+Pse	33.1	6.2	9.2	38.9	23.6	16.1
活荷重時DPS+L	8.0	31.3	67.9	-19.8	-9.9	49.6

*許容引張応力 $\sigma_a = -22.7 \text{ kgf/cm}^2$

上式より、床版厚を30cmとした。

従来の長支間床版の死荷重曲げモーメントは、張出しを考慮し、主桁位置で床版を単純支持したモデルにより算出されてきた。しかし、横桁による支点部拘束の影響を考慮した主桁位置で固定支持したモデルが提案⁵⁾されていることから、本橋では両モデルより算出した断面力を比較し、危険側となる断面力を用いて設計を行った。活荷重曲げモーメントについては道示Ⅲによった。

プレストレス導入直後のPC鋼材応力度は、PC鋼材とシースとの摩擦、定着具のセット量およびコンクリートの弾性変形により減少する。その後、コンクリートのクリープ、乾燥収縮およびPC鋼材のリラクゼーションによる減少を考慮して、有効プレストレス量を決定する。また、コンクリート応力には、クリープ、乾燥収縮による変形を鉄筋が拘束する事により生じる断面力(鉄筋：圧縮、コンクリート引張)を考慮する⁶⁾。Fig 4にPC鋼材の配置図を、Table 2にPC鋼材の応力分布およびコンクリート応力の結果を示す。

4.2 主構造の設計概要

本橋は、中間橋脚と鋼桁を剛構造としており、固定型枠によるPC床版施工を行うことから、平面線形R=1400mに対して、桁製作を優先し中間橋脚上で折れ桁としている。主桁間隔およびPC床版張出長は、G1、G2桁に作用する断面力が同程度になるように設定した。床版の張出し長は、端支点において左右2400mmとし、各中間橋脚上で、G1側(Rの外側)を1900mm、G2側(Rの内側)を2900mmとしている。

主桁の設計においては、架設工法による影響、またラーメン橋であることから、地震力による主桁の断面力分担の影響を反映させる必要がある。本設計においては、立体骨組解析により完成系の断面設計を行い、架設工法による影響と耐震検討の結果を反映させた最終断面について再度剛度修正を行い、断面確認を行っている。

(1) 主桁の設計

立体骨組解析モデルをFig 5に示す。鋼桁とRC橋脚の剛結部、鋼桁に囲まれたコンクリート部分は剛域と仮定し、RC橋脚は全断面有効としてモデル化している。剛結部鋼桁の断面は、剛域との境界部の断面力を用いて決定している。Fig 6に断面構成図を示す。主桁のフランジ幅は、上下共1000mmと一定とし、断面変化は添接位置のみで行っている。板厚は31mm~72mmを使用しており、中間支点付近の急激な曲げモーメントの変化に対しては、効果的な

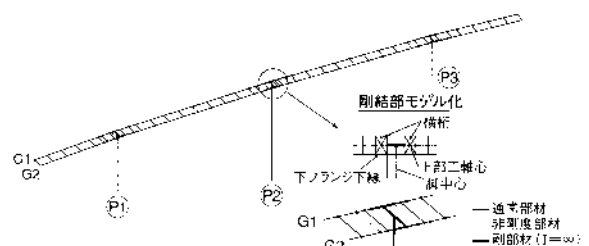


Fig 5 立体骨組解析モデル

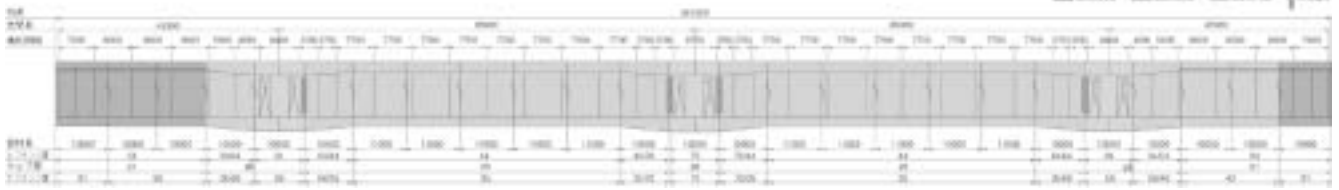


Fig. 6 断面構成図

断面諸元となるLPプレートを使用している。最大テーパはP2橋脚付近に用いた3.7mm/m (1-LP1000*72/35*10000)である。

現場継手としては、桁形状を早期に保持でき施工速度が速いこと、現場作業を軽減できることを考慮し、高力ボルト継手を主に採用した。フランジ厚が厚くなる中間支点付近ではフランジを現場溶接、ウェブを高力ボルト接合とする併用継手を採用した⁷⁾。また、LPプレートの接合には、フランジに等厚部を設けることなくテーパを勾配の異なるフランジとそのまま締め付ける高力ボルト継手を採用した⁷⁾⁸⁾。主桁ウェブについては、製作の省力化の観点より補剛材を極力省略することを考え、道示Ⅱに示される水平補剛材のないときの最小腹板厚とした。垂直補剛材については、正曲げモーメントが支配的な支間部は横桁位置のみ(アスペクト比 $\alpha = 2.6$)とし、せん断力の大きい支点付近は垂直補剛材の間隔照査を満足するように配置した⁹⁾。

1) 架設工法による影響

本橋はジャッキアップ回転架設工法を採用していることから、架設時のやじろべえ状態の断面力およびたわみ値が完成系と大きく異なる。これらの処理方法として以下の2点が考えられる。

- ① 架設ステップに沿った断面力・たわみ値を累積させ、断面計算および製作キャンパーに反映させる。
- ② 中間橋脚上であらかじめ桁を上げ越しておき、桁閉合後、ジャッキダウンによる支点沈下の考えに基づき、架設時の断面力・たわみ値を相殺させる。

①の方法だと、設定する製作キャンパー値が大きく架設設備的に不利になること、また桁閉合箇所の桁回転角についての処理が困難なことを考慮し、②に示すジャッキダウンによる方法を採用した。ジャッキダウン量については、閉合桁の回転角が同程度となる量と、ジャッキダウンによる断面力の相殺量を考慮し設定した。この概念をFig. 7に示す。検討の結果、架設系を考慮しても桁断面の変更の必要はなく、行っていない。

2) 地震による影響

本橋は、橋脚高さが大きく異なる多径間連続の複合ラーメン橋であり、地震時には複雑な挙動をするものと考えられることから、部材の非線形性を考慮した時刻歴応答解析により耐震性の照査を行った。

鋼上部構造を有するラーメン橋の場合、床版の合成効果や床版を含めた復元力モデルの算出については未解明な点が残されていることから、本橋での耐震設計の基本方針を以下のように定めた。

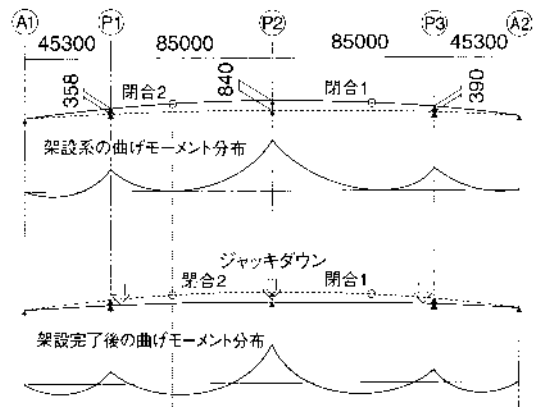


Fig. 7 閉合 - ジャッキダウン

- ① 橋脚基部を先行塑性化させる。
- ② 上部構造を降伏させない。
- ③ 上部構造とRC橋脚との接合部は塑性化させない。

a) 解析モデル

上部工の部材剛度は2主桁とコンクリート床版からなる構造系を全断面有効とした線形はり要素でモデル化した。なお、床版の剛性評価は、鋼材とコンクリートのヤング係数比 $n = 7$ と15の場合の比較を行い、上部構造の断面力が大きくなる $n = 7$ とした。下部工は、コンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏を考慮したトリリニア型のスケルトンカーブとし、剛性低下型トリリニアモデル(武田型)とした¹⁰⁾。RC橋脚の上下端は塑性ヒンジの発生が予想されるが、この部材の曲げモーメント - 曲率関係の算出には、死荷重作用時の軸力を考慮した。軸力の変動は橋脚間隔が広いことから小さいものと考えられ、これを無視した。各構造部材の減衰定数は上部構造、下部構造および基礎構造に対してそれぞれ、0.02, 0.02および0.20とした。なお、解析プログラムは、TDAPⅢを用いた。

b) 主桁断面照査

上部構造の降伏に対する照査は、タイプⅠ、タイプⅡの標準各3波を用いた時刻歴応答解析より得られた3波平均の断面力に対して、鋼桁と床版の橋軸方向鉄筋を一体とした抵抗断面を仮定し、最外縁が降伏する時の抵抗モーメントと比較した。中間支点付近において、主荷重による完成系の急激な曲げモーメントの変化に対して、地震時は緩やかな分布となるため、断面抵抗が小さくなる相反部が降伏する結果となった。特に完成系における断面抵抗が小さくなる端支間断面については断面アップを行った。Fig. 8にタイプⅡ I 1の地震波による時刻歴応答解析結果を、Fig. 9に最大応答時の曲げモーメント分布図を示す。

c) 橋全体の耐震性の照査

タイプII地震波による橋脚上下端の最大曲げモーメント値をTable 3に示す。P1橋脚とP3橋脚の下端が塑性化しているが、接合部にあたる上端は降伏に達していない。本橋の耐震設計の基本方針を満足しており、所定の耐震性を有していると判断できる。また、最大応答変位は16.6cmであり、桁遊間を20cmとして対処した。

(2) 併用継手

これまで現場継手方法としては、高力ボルト継手あるいは現場溶接継手が主に採用されている。ボルト継手は溶接継手に比べ施工速度が速く、現場作業の軽減が可能であるが、板厚の増大に伴い、ボルト本数が多くなり添接板も大きくなる。一方、溶接継手は添接板や孔引きによる鋼重増加は無いものの、溶接施工時間、非破壊検査等の品質管理に課題が残されており、それぞれに長所と短所がみられる。併用継手は、厚板となるフランジを溶接継手とし、薄板のウェブをボルト継手とするものであり、両者の長所を取り入れた接合方法といえる。併用継手においては、ウェブが高力ボルトで連結されていると現場溶接されるフランジの溶接収縮により引張応力が発生し、溶接部の割れおよびフ

ランジに近いウェブのボルトの部分すべり等の発生する可能性がある。本橋ではこれらの問題に対処するため、Fig.10に示すように、フランジに近い5行のウェブボルト(ウェブ高の約1/5)については仮止め状態とし、フランジ溶接完了後に本締めを行うこととした。仮止めボルトの行数については、あらかじめ行った溶接施工試験より得られた溶接収縮量2mmを基にウェブ側変形の影響範囲を弾塑性有限変位解析により調査し、フランジ残留応力とウェブボルトに悪影響がないように決定した¹⁾。

(3) 剛構造

本橋の剛構造の概略図をFig.11に示す。RC橋脚は、主桁間に立ち上げられ、主桁上フランジの上面までコンクリートを充填する。RC橋脚が貫入する剛構造部分では、主桁および横桁の上下フランジ以外には鋼桁フランジのな

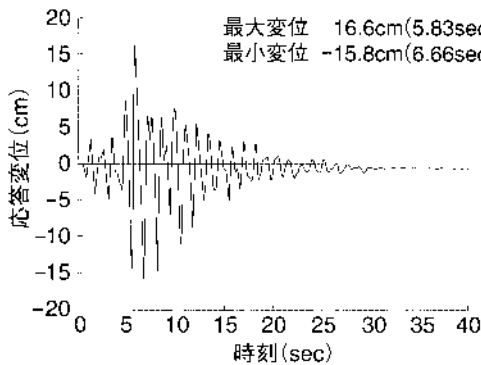


Fig 8 タイプII I 1時刻歴応答

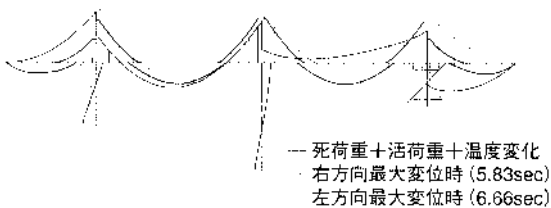


Fig 9 最大応答時の曲げモーメント分布

Table 3 RC橋脚の曲げモーメント

部位	単位	最大曲げモーメント	降伏状態曲げモーメント	許容曲げモーメント	
P1橋脚	上端	(tf・m)	12599	13550	17813
	下端*	(tf・m)	13374	13326	17372
P2橋脚	上端	(tf・m)	8717	9911	12704
	下端	(tf・m)	6757	9926	11994
P3橋脚	上端	(tf・m)	13067	14909	19622
	下端*	(tf・m)	15670	14982	19342

* 塑性化部位を示す

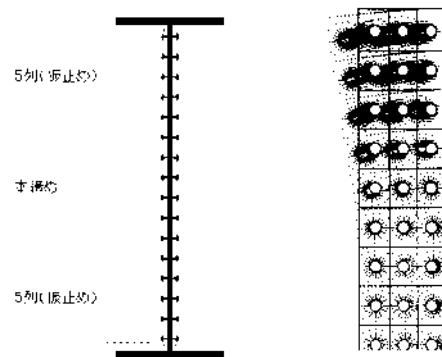
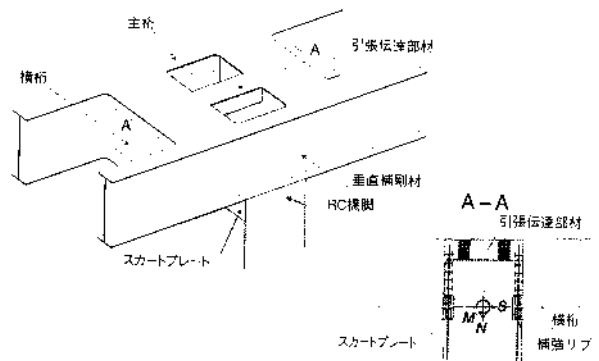
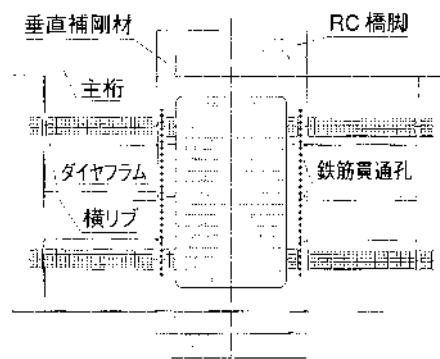


Fig.10 併用継手



全体図



下フランジ面

Fig.11 剛構造

い構造となる。しかし、鋼桁 剛結コンクリート 橋脚コンクリートへの応力の流れに着目すると、RC橋脚の貫入部分に上下フランジのない構造は、応力伝達の劣るものとなる。さらに本構造は2主桁であり、既往の研究¹²⁾より主桁近傍に応力が集中することが知られている。

そこで、本橋の剛結構造では、主桁からの断面力を主桁間の橋脚全幅に平均的に分散させるための構造を検討した。本橋の剛結構造の特徴を以下に示す。

- ① 2主桁に剛結部の手前で箱形式の横桁を配置し、主桁間の橋脚全面に主桁からの断面力を分散させる。
- ② 主桁下フランジのウェブ外側への支圧応力の分散を良くするために、外側に垂直補剛材を設置する。
- ③ 接合面コンクリートの欠け落ち防止のため、スカートプレートを横桁ウェブの延長線上に設置する。また、横桁の下フランジ面にリブプレートを取付け、スカートプレートを固定する。
- ④ RC橋脚の貫入部は、上下フランジのない構造となっており、横桁に伝達される主桁からの引張力に対処するため、横桁上フランジ中央部に引張伝達部材を設置する。実構造は1m角の筒状とし、検査路機能を兼用させている。

1) FEM解析

コンクリートは引張抵抗が小さいという特性を有しており、剛結部コンクリートに引張力が働く部位については、ひび割れあるいは剥離の恐れがあることから、剛結部の劣化状態を以下のように想定し解析を行う。

- ① すべてが健全な状態、コンクリートは全断面有効とする(以下、全断面有効モデル)
- ② 接合面ではコンクリートの引張抵抗を無視する、慣用RC計算の状態。活荷重の繰り返し载荷によるひび割れ状態を考える(以下、接合面の開口モデル)
- ③ 主桁作用による負の曲げモーメントは、主桁上フランジ側で引張応力として伝達され、横桁よりコンクリートへ伝達される。ここでは、横桁ウェブ上端と剛結部コンクリート間の引張抵抗を無視し、両者が離れ

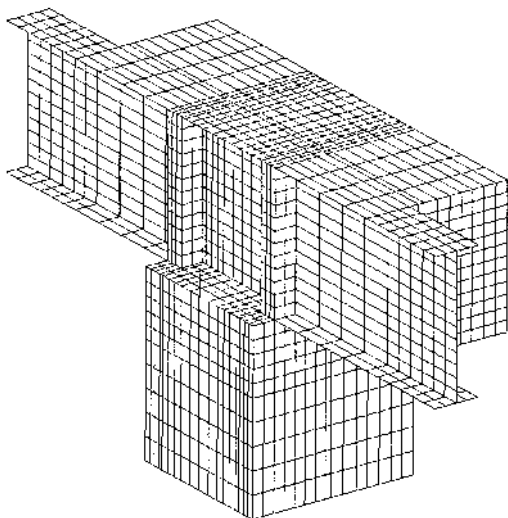


Fig.12 解析モデル

る状態を考える(以下、横桁ウェブ面の離れモデル)。鋼桁下面に働く支圧力によるコンクリートの圧壊は、橋脚断面の不足やかぶり量の不足の原因となり、構造全体の健全性を損なうものと判断し、上述の劣化状態に対して許容値を満足することを基本とした。FEM解析によるコンクリートの支圧応力は、圧縮縁となる橋脚前面に集中する傾向となる¹³⁾が、局部的に発生するものであるから、その評価に当たっては、欠け落ちの恐れのある主鉄筋と橋脚前面の間、すなわちかぶり部分の平均応力で行うものとした。

2) 解析モデル

剛結部における鋼桁からRC橋脚への荷重伝達機構、鋼断面の応力および変形挙動を明らかにするため、前述した劣化状態に対して3次元FEM弾性解析を行った。Fig.12に解析モデルを示す。解析モデルは、橋軸直角方向の対称性を考慮した1/2モデルとした。モデル化の範囲は、橋軸方向に全長14m(張出し長は主桁高の1.75倍)、高さ方向は接合面から4m(橋脚幅の1.15)とし、下端で固定支持の境界条件を与えた。解析に用いる要素は、鋼桁にはシェル要素、コンクリートにはソリッド要素、鉄筋にはビーム要素、スタッドジベルは2方向せん断バネ要素とし鉛直バネは考慮していない。本解析では、鋼桁とコンクリートの接触・剥離状態および付着を表現するために、同一座標にある鋼桁とコンクリートの節点を別々に設け、二重節点とした。载荷荷重は剛結部に発生する曲げモーメントの絶対値が最大となる状態を立体骨組解析より算出し、「死荷重+活荷重+温度変化時」の断面力を鋼桁両端に外力として载荷した。このとき、剛結部コンクリートは桁架設完了後の打設となるため鋼重を除いた断面力としている。また、支間割の関係で、P1、P3橋脚については主桁に働く曲げモーメントがアンバランスとなることから、剛結部に働く曲げモーメントが大きくなる。P2橋脚は主桁に働く曲げモーメントは大きいもののバランスしていることから、剛結部に働く曲げモーメントは小さい。本解析は、曲げモーメント性状の異なるP1、P2橋脚の2つの断面力状態について行うこととした。Table 4に断面力一覧を示す。なお、解析プログラムはANSYS Rev.5.4を使用した。

3) 解析結果と考察

a) 接合面コンクリートの支圧応力

Fig.13は、P1橋脚の接合面コンクリートに働く支圧応力の橋軸直角方向分布を示したものである。主桁直下に支圧応力の集中する傾向が見られるものの、主桁間の支圧応

Table 4 解析に用いる断面力

	P1橋脚			P2橋脚			
	左側端部	剛結部	右側端部	左側端部	剛結部	右側端部	
G1	M(tf·m)	-573	-3623	-2268		-3483	
	S(tf)	-125	323	-207		321	
	N(tf)	2	-263	-183		-253	
G2	M(tf·m)	-590	-3159	-2143		-2857	
	S(tf)	-135	287	-206		277	
	N(tf)	3	-269	-200		-255	
合計	M(tf·m)	-1163	-6940	-6782	-4411	-2726	-6340
	S(tf)	-259	-513	609	-414	-97	598
	N(tf)	5	-1144	-532	-382	-1279	-508

力は応力比で6～7割となり、主桁からの断面力の分散が図られているものと考えられる。P1およびP2橋脚とも劣化状態の進展に伴い主桁直下の支圧応力が高くなる傾向にあるが、これは、Fig.14の鋼桁の変形分布に示すように、全断面有効モデルから横桁ウェブの離れモデルへと劣化した場合に橋脚天端の境界部において、鋼桁のたわみ角が大きくなることに起因している。支圧応力の許容値をRC断面照査時の許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ok}/3$ ($=400/3 = 133\text{kgf/cm}^2$) に温度変化時の割増係数1.15を乗じて 153kgf/cm^2 とすると、P1橋脚の局部において 165kgf/cm^2 と許容値を

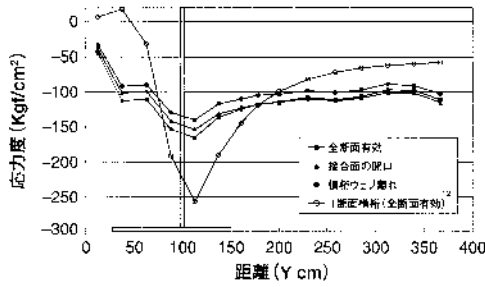


Fig. 13 橋軸直角方向の支圧応力分布

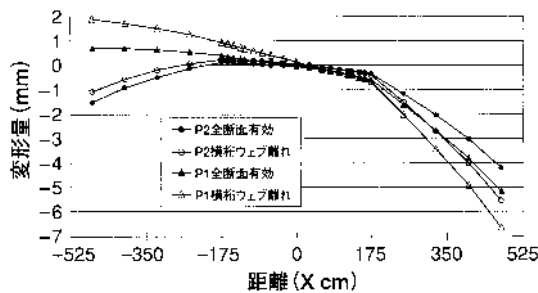


Fig. 14 主桁の変形分布

若干越える所があるが、スカートプレートで固定され、3軸応力状態になっており圧壊は防止できていると考えられる。

b) 荷重伝達機構

Fig.15に各劣化状態における鋼桁 剛結コンクリート橋脚コンクリートへの荷重伝達機構の概念図を示す。

① 全断面有効モデル

作用力のバランスのよいP2橋脚では、主桁の応力は上フランジ側でコンクリートに引張応力として、下フランジ側で圧縮応力として水平方向に伝達される。そして、モーメントのアンバランス分に対し、右側上フランジ部の引張応力が左側下フランジ部のコンクリートの引張応力として伝達される。作用モーメントが偏っているP1橋脚では、右側の大きなモーメントに対し、右側下フランジ部を支点とする剛体の動きのようになり、接合面コンクリートに引張応力および支圧応力として伝達される。

② 接合面の開口モデル

それぞれ、全断面有効モデルと同様であるが、引張側のコンクリートの引張応力が主鉄筋に全て受け持たれる。

③ 横桁ウェブ面の離れモデル

上フランジ側のコンクリート引張応力は横桁ウェブ面が離れることにより鋼桁上フランジおよび引張伝達部材に伝達される。Fig.16はP1橋脚部の全断面有効モデルと横桁ウェブ面の離れモデルの主桁応力分布を比較したものである。下フランジ側の圧縮応力分布には変化がないものの、上フランジ側は剛結部内の主桁応力が増加しており、コンクリートの引張応力が主桁へ流れていることがわかる。鋼桁の上フランジに伝達された引張応力は左側の上フランジ部の剛結コンクリートに対し、圧縮応力として伝達され、剛結コンクリートには、左上から右下に向かって圧縮領域

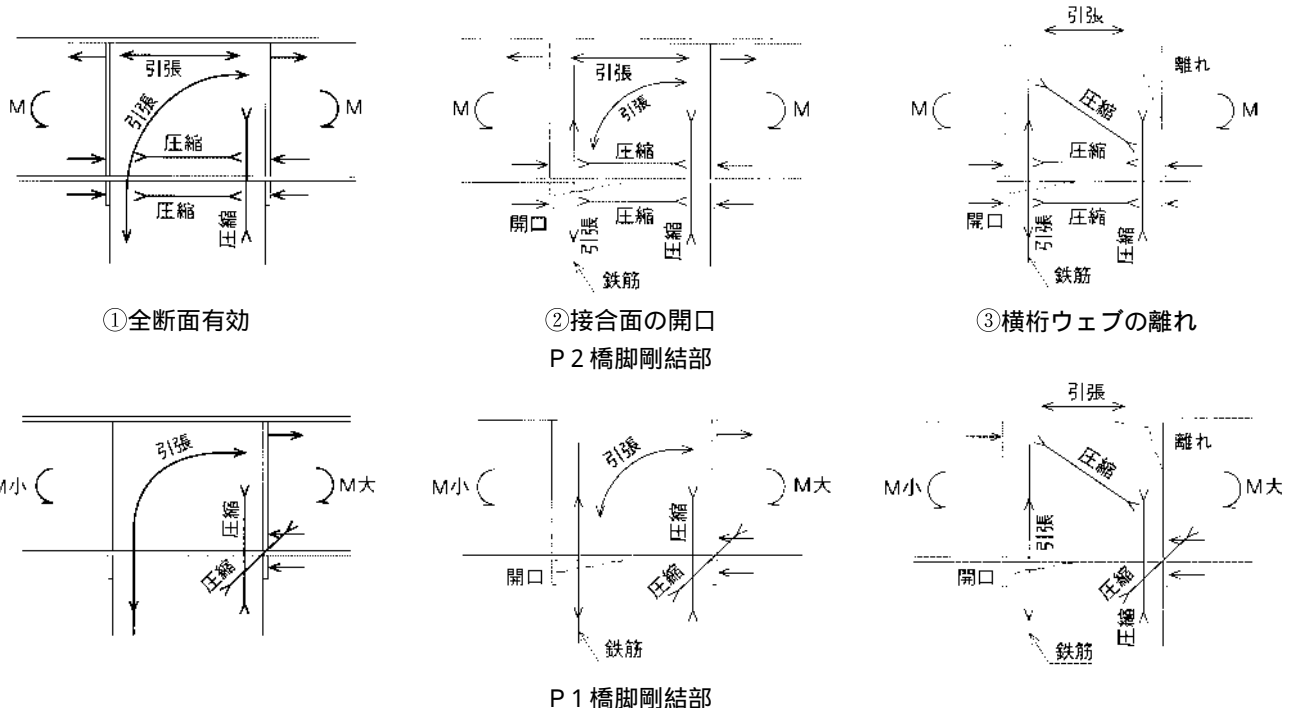


Fig. 15 剛結部の荷重伝達機構

が形成される。

c) スタッドジベルのせん断力

横桁ウェブ面のスタッドジベルに作用するせん断力の合計は、P2橋脚で74tf、P1橋脚で64tfといずれも小さな値となった。スタッドジベルの許容せん断力2.9tf/本を考えると本構造の場合は、鋼桁と剛結コンクリートとの定着確保を目的とする程度で充分であると考えられる。

主桁ウェブ面のスタッドジベルについては、横桁ウェブ面の離れモデルで最大せん断力が9tfを越える箇所がある。これは、主桁の変形に伴う剛結コンクリートとのずれによるものであり、上フランジ側に近い箇所ほど大きな値を示している。スタッドジベルは、降伏に対して3以上、破壊に対して6以上の安全率³⁾があることを考えると、最大せん断力の生じているスタッドジベルは降伏状態であるが、破壊に対して2倍程度の安全率をもつこと、またその発生は数カ所であること、本劣化状態は発生しにくいと思われることから、全体の安全性を損ねることはないと考えられる。

d) 剛結部の床版

剛結部の床版支間部においては、剛結コンクリートおよび箱形式の横桁が、床版の横締めを行う際に、変形を拘束するため、プレストレスの導入効果が減少する。そのため、本橋では、剛結区間の床版を横桁上フランジ部に打下し、輪荷重による曲げモーメントの発生を抑える構造を採用した。この時、橋軸方向の床版挙動を拘束しないために、横桁上フランジ部にはずれ止め等を配置していない。

4.3 耐風安定性

鋼2主桁橋は、横構および対傾構を省略し、横方向部材は、簡易な横桁のみとすることで構造を簡略化し、経済性を発揮している。道路橋耐風設計便覧¹⁴⁾(以下、便覧という)によれば、鋼桁橋のねじれ発散振動については、耐風設計は不要とされているが、従来の多主桁橋に比較し、ねじれ剛性が小さくなっており、また本橋のように中央支間が85mと長い場合には、風荷重によるフラッター現象(ねじれ発散振動)の発生が懸念される。便覧によるフラッターに対する照査は、発現風速 U_{cf} が照査風速 U_{rf} より高いこと($U_{cf} > U_{rf}$)を確認する。それぞれの推定式を以下に示す。

$$U_{cf} = 2.5 \cdot f \theta \cdot B$$

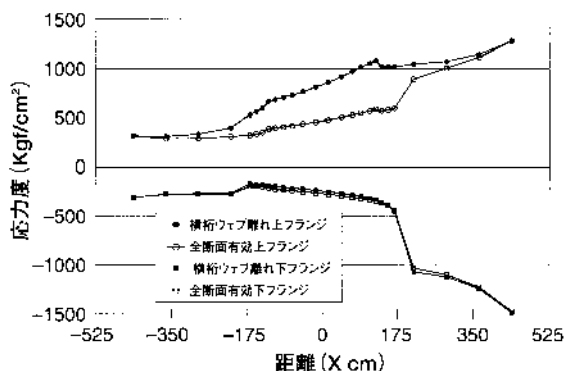


Fig. 16 P1剛結部主桁の応力分布

$$U_{rf} = 1.2 \cdot E_{r1} \cdot U_d$$

ここに、 $f\theta$: ねじれの一次固有振動数 (Hz)

B : 総幅員 (m)

E_{r1} : 自然風の変動に基づく補正値

U_d : 設計基準風速 (m/s)

1) 固有振動数

フラッターの発現風速の算出にあたり、本橋の固有振動数を求めるため、上下部一体とした立体モデルを用いて固有値解析を行った。床版の合成効果の評価については現時点ではその判断が困難なことから、床版を合成と非合成の場合について固有振動数を算出し、両者の平均値を用い、その結果ねじれ振動数は、 $(2.02+1.72)/2=1.87\text{Hz}$ となる。Fig. 17にねじれ一次振動モードを示す。

2) 推定式による照査

発現風速 U_{cf} は、

$$U_{cf} = 2.5 \cdot f \theta \cdot B \\ = 2.5 \cdot 1.87 \cdot 10.4 = 48.6\text{m/s}$$

となる。一方、照査風速 U_{rf} は、基本風速30m/sに架設地点の高さ補正等を考慮し48m/sとなる。従って、推定式によるフラッターの振動照査は、 $U_{cf} > U_{rf}$ を満足する。

しかし、現状では2主桁橋に対する動的耐風安定性については明らかにされていないため、本橋では縮尺1/60の部分模型を用いた風洞実験により安定性の確認を行っている。

5. 工場製作

宿茂高架橋の製作上の問題点として以下の項目が考えられた。

- ① 耐候性鋼材の極厚板 (SMA570W H, $t=72\text{mm}$) を使用することによる溶接性。
予熱低減鋼を使用することとし、溶接割れ感受性組成 Pcmを0.25以下に設定した。
- ② LP鋼板を採用しているが当社として実績がない。
鋼板切断時の精度管理が重要になるため、切断着手前に、切断部の板厚および切断面の品質チェックを入念に行った。
- ③ 桁高3.0m、フランジ幅1.0m、ブロック重量13~17tonと大きく製作時のハンドリングが困難。
I組立はフランジ幅が大きすぎ、I組立機に入らない

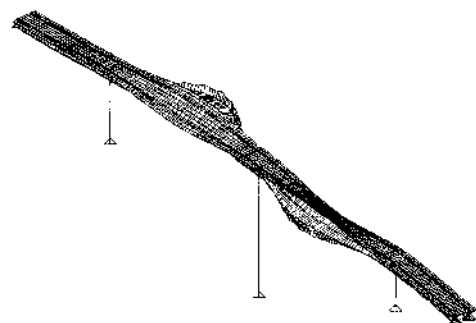


Fig. 17 ねじれ一次振動モード

ため、縦組治具を用いた手組作業とした。組立時の反転および吊金具を兼用した半月形の吊金具を作成し、組立およびI形すみ肉溶接に活用した。

工場製作は、シンプルな構造ということもあり、大きな問題もなく完了することができた。

6. おわりに

宿茂高架橋は、日本道路公団で初めての契約時VE提案型として発注された橋梁であり、ジャッキアップ回転架設工法という新しい架設工法が我が国で初めて採用された。

本橋では、架設工法以外にも現状で施工可能な新しい技術を取入れ、鋼橋の経済性と合理化を目指した。

- ① 2主桁複合ラーメン橋とすることで、これまで以上の長スパン化を実現し、製作コストの縮減を図った。
- ② 箱形式の横桁を剛結構造に用いることにより 2主桁から橋脚への円滑な応力伝達を図った。
- ③ LPプレートのテーパ率拡大により、合理的な桁断面の構成が可能になり、鋼重の低減を図った。また、LPプレートへのHTB接合を採用することで製作コストの縮減を図った。
- ④ 併用継手の採用により、施工時間の短縮、現場作業の低減を図った。

最後に、本工事の詳細設計において種々ご指導いただきました日本道路公団四国支社の皆様方、計画・設計に際して貴重なご意見、ご指導を頂きました大阪大学・西村宣男教授、横浜国立大学・宮田利雄教授、山田均教授、山岳橋梁架設検討グループの皆様方ならびに剛結構造の検討および解析にご協力頂いた住友金属工業(株)の由井洋三氏、関係各位に心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山岳橋梁架設技術検討グループ、新井、雨森、五十畑、濱田：ジャッキアップ回転架設工法における桁回転実験、土木学会第54回年次学術講演会、I - A346 (1999.9)
- 2) 竹本、高木、宮田、山田：小数主桁橋ジャッキアップ架設工法の耐風安定性に関する研究、土木学会第53回年次学術講演会、I - B76 (1998.10)
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I ~ V (1996)
- 4) 日本道路公団：設計要領第二集 (1998.4)
- 5) 作川、八部、大垣、高橋、高畑、川尻：横桁の影響を考慮した2主桁橋床版の死荷重曲げモーメントに関する一提案、土木学会第52回年次学術講演会、I - A260 (1997.9)
- 6) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、丸善 (1992.10)
- 7) 日本鋼構造協会：合理化桁に関するデザインマニュアル(中間報告)、合理化桁の設計法研究小委員会(1998.8)
- 8) 中村、亀井、西村、高木、秋山：等厚部を省略したLP鋼板摩擦接合継手のすべり強度実験、土木学会関西支部年次学術講演会、I - 76 (1999.5)
- 9) 田村、大垣、川尻、作川：PC床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計、橋梁と基礎 (1998.9)
- 10) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 (1998.10)
- 11) 中村、亀井、西村、雨森、新井：高力ボルト・溶接併用継手における高力ボルト施工要領、土木学会第54回年次学術講演会、I - A196 (1999.9)
- 12) 中嶋、望月、築山、雨森：鋼2主桁複合ラーメン橋の剛結構造に関する一検討、土木学会第54回年次学術講演会、I - A133 (1999.9)
- 13) 松井、湯川、和田、石崎、田中：複合ラーメン橋・鋼桁 - RC脚剛結部の力学性状について、構造工学論文集 Vol. 43A (1997.3)
- 14) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧 (1991.7)