

新居道上高架橋工事報告

曽我 信宣 * 竹内 敏郎 ** 帆足 真一 ***

1. まえがき

新居道上高架橋は、中部横断自動車道の白根IC付近に位置する4主桁の4径間連続非合成鈹桁である。

本橋は、一般国道52号のバイパスである甲西バイパスと併設区間となっており、本橋の本線下を甲西バイパスが併設されることになる。これらバイパスとの並列が設計条件になると共に建設コスト縮減に資する新技術・新工法を駆使し、時代のニーズに適応した橋梁計画が求められた。

即ち、本橋においては、製作コスト、鋼重量を縮減させるため、PRC床版を有する少数主桁橋が採用され、床版形式はポストテンション方式の場所打ちPRC床版となった。また、車線運用の関係で上下線床版が一体化されるため、その幅員が21.200m~27.313mと広幅員となった。

本稿では、経済性を考慮した基本断面の決定方法、広幅フランジI桁の製作、数値仮組、架設にいたる工事全体の概要を報告する。

2. 工事概要

本橋の工事概要を下記に、橋梁一般図を図-1に示す。

発注者：国土交通省 甲府工事事務所

工事名：新居道上高架橋上部工事

路線名：中部横断自動車道

工事箇所：山梨県中巨摩郡

工事期間：平成11年12月~平成13年3月

橋格：B活荷重

構造形式：4径間連続4主桁非合成鈹桁

橋長：217.000m

支間長：51.30m + 62.00m + 58.00m + 44.30m

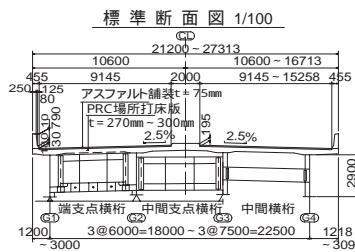
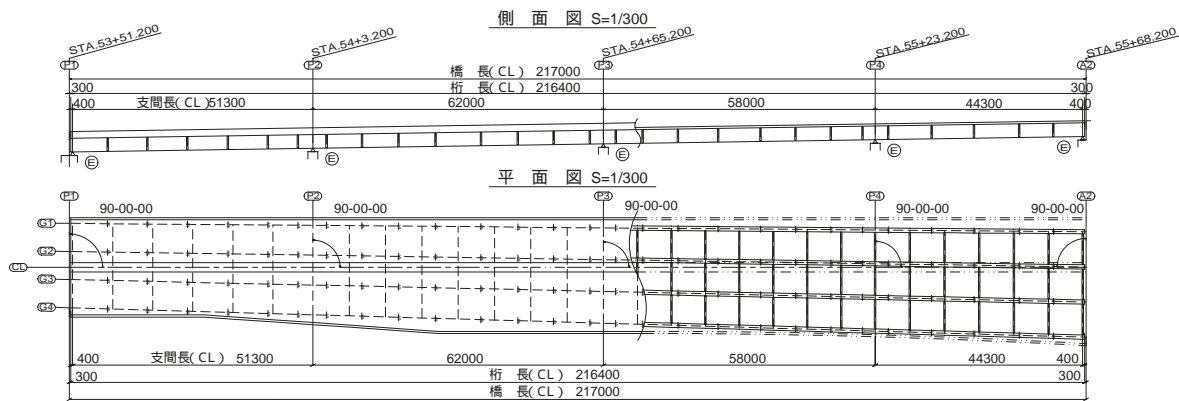
幅員：21.200~27.313m

斜角：90°00'00"

平面線形：R=

横断勾配：2.5%山形勾配 縦断勾配：1.519%

架設工法：トラッククレーンバント工法



設計条件	
橋長	217.000m
橋路規格	第1種 第3級 A規格
荷重	B活荷重
形式	4径間連続非合成鈹桁
支間長	51.300m + 62.000m + 58.000m + 44.300m
有効幅員	9.145m + 9.145m + 15.258m
斜角	P1-A2:90°00'00"
平面線形	R=
縦断勾配	1.519%
横断勾配	2.5% 2.5%
地震係数	水平震度 kh=0.25
床版コンクリート	圧縮強度 ck=40N/mm ²
床版鉄筋	SD295A
適要示方書	道路標示方書・同解説 平成8年12月 設計要領第2集(H10.7)
使用材質	SM400 SM490Y S10T

- * 市川工場設計部橋梁設計課
- ** 市川工場製造部製造課
- *** 橋梁工事部計画課

図-1 橋梁一般図

3. 基本断面

3.1 主桁配置

主桁の配置は、幅員が21.2m～27.3mに変化するため、床版スパンと張出し長とのバランスから端支点上S1で3@6m、S2で3@7.5mとし、張出し長は1.2m～3.09mとなる直線配置とした。

3.2 横桁配置

連続桁の横桁は、本来の主桁への荷重分配の働きと中間支点近傍における主桁の負の曲げモーメントによる下フランジの座屈補剛の役割を持っている。そこで横桁の配置を従来の等間隔配置と、支点部で狭め支間中央部が広い配置とで試算した(表-1参照)。横桁間隔の変化により下フランジ断面以外に、垂直補剛材間隔の変化によって垂直、水平補剛材断面が変わるので、この試算では、主桁フランジ重量と補剛材重量を比較することにした。その結果、表-2に示すように主桁下フランジ重量は減少したものの補剛材重量の増加が下フランジ減少分を上回ったため、従来の等間隔配置が経済的となった。

なお、支間中央部の横桁間隔を広げる事による荷重分配の影響は、Guyon - Massonnetの格子解析法の弾性挙動を表す係数 α と β で比較すると、本橋の場合、

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{B}{I} \sqrt[4]{\frac{J}{JQa}}$$

従って、 β は、横桁間隔()と主桁間隔(a)の比の4乗根に比例するため、 β/a が1.5～2.0の範囲では、 α が1割程度増加に対し β の変化は2～3%である。

表 - 1 横桁間隔とa/b

横桁配置		支間	支間部	中間部	中間部	支間部
第一径間	51300	横桁配置	6@		8550	
		a/b			1.50	
	横桁配置	6000	4@	9825	6000	
	a/b	1.05		1.72	1.05	
第二径間	62000	横桁配置	8@		7750	
		a/b			1.36	
	横桁配置	6000	6@	8333.3	6000	
	a/b	1.05		1.46	1.05	
第三径間	58000	横桁配置	8@		7250	
		a/b			1.27	
	横桁配置	6000	6@	7666.7	6000	
	a/b	1.05		1.35	1.05	
第四径間	44300	横桁配置	5@	7400	7300	-
		a/b		1.30	1.28	-
	横桁配置	6000	4@	8075	6000	
	a/b	1.05		1.42	1.05	

a : 垂直補剛材間隔 … 補剛材は、格間2分割とする。
 b : 腹板の板幅 … 上フランジ厚は、50mmとする。
 : 等間隔の配置
 : 変更配置
 上表より第一径間の着色部は、a/b > 1.5となり垂直補剛材を格間4分割に配置する必要があるため、横桁配置の変更箇所は、第二～第四径間を対象とした。

表 - 2 横桁間隔の違いによる鋼重比較

	主桁下フランジの 鋼重増減	補剛材 鋼重	合計
横桁間隔	0	30174	30174
横桁間隔	-3881	35203	31323

垂直補剛材は、第一径間で断面が決まるため同断面となり、鋼重比較する補剛材重量は、水平補剛材のみとする。

3.3 補剛材間隔

垂直補剛材間隔は、横桁間隔の2つ割と4つ割で検討した結果、表-3に示すように2つ割が鋼材重量が少ないので2つ割とした。

表 - 3 中間補剛材の断面比較

格間割		幅	板厚	長さ	員数	重量
4割	水平補剛材	220	16	1925	448	23830
	垂直補剛材	220	16	2900	336	26925
	計				784	50754
2割	水平補剛材	260	22	3850	224	38723
	垂直補剛材	150	13	2900	112	4972
	計				336	43695

3.4 フランジ幅と添接構造

フランジの現場継手は高力ボルト締めである。最大ボルト列数を12列までに押えるためにフランジ幅を広げると、自由突出で決まる最低板厚で断面が決まる可能性があり不経済となる。従って、一般に自由突出で断面が決まらない桁高(2900mm)の1/3程度のフランジ幅を最大と考え、一列当たりのボルト本数10本を決定した。この時、最小ゲージとしてフランジ幅を900mm、ボルト配置は図-2とした。ただし、図-2のボルト配置では、最大ボルト本数80本となるため、必要ボルト本数が80本以上となる箇所及びボルト長が160mm以上となる箇所は、M24の高力ボルトを使用した。

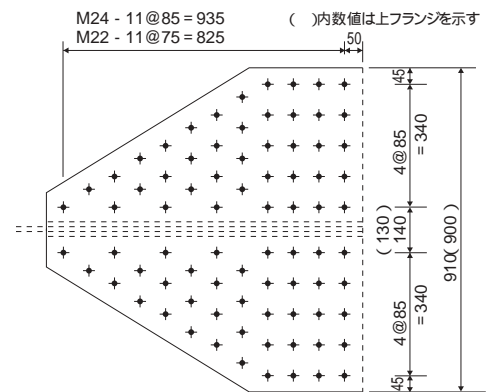


図 - 2 フランジのボルト配置

3.5 ウェブ厚

ウェブ厚は、外桁については、フランジの必要ボルト本数を増やさないように基本設計の22mmとしたが、内桁については、フランジの必要ボルト本数を80本以下になる範囲でウェブ厚を18mmまで薄くすることを考えた。しかし、19mm以下にすると補剛材間隔を4分割にする必要が生じ、18mmでは6分割となるため、補剛材材数が増加し必ずしもウェブを薄くすることが経済的とは言い難い。そこで、表-4に示すようなウェブ厚の変化による桁の製作費の増減を基本設計の22mmと比較して検討した。その結果、ウェブ厚は20mmが最適となった。

表 - 4 最適ウェブ厚の検討

ウェブ板厚(mm)	20	19	18
G2桁削減重量(kg)	5764	7392	9129
G3桁削減重量(kg)	5760	7367	9123
桁鋼材費の削減(万円)	166	212	262
増加補剛材重量(kg)	0	480	960
増加補剛材鋼材費(万円)		6	13
増加補剛材加工費(万円)		48	96
合計削減費(万円)	166	158	153

4. 製作

4.1 製作の概要

本橋は、少数主桁設計のため主桁の桁高、フランジ幅が大きく、当社のI桁製作ラインのうち、I桁鋼組立装置で対応ができず、既設のI桁鋼組立装置の改造を行った。また、本物件は仮組立省略工事だったため、数値仮組立を実施したので、その概要について述べる。

4.2 I桁鋼組立装置の改造

I桁鋼組立装置は、溶接T型鋼、H型鋼、I型鋼を正確に早く組み立てるための装置である。組立可能な部材寸法はフランジ幅150mm～800mm、フランジ厚6mm～50mm、ウェブ高300mm～3000mm、ウェブ厚6mm～25mm、部材長さ6000mm～16000mmである。フランジを挟み込むガイドロールのローラーの径は166mmとなっている。(写真-1)

本橋は、上フランジ幅900mm、下フランジ幅910mm(中間支点部は1300mmに拡幅)ウェブ高2900mmの部材寸法で構成されており、既設の装置ではフランジ幅が対応できない。そこで、ガイドロールのローラーの径を98mmとしたアタッチメントを製作した。(写真-2) I桁鋼組立装置の改造前後を図-3に示す。これによって、フランジ幅913mmまで対応できるようになり、中間支点部を除く主桁に対してI桁鋼組立装置が使用できた。中間支点部材については、装置を使用せずに組立を行った。



写真 - 1 I桁鋼組立装置(ローラー改造前)



写真 - 2 I桁鋼組立装置(ローラー改造後)

4.3 数値仮組立

当社の数値仮組立システムは、平成9年8月から実橋での運用を開始し、平成14年2月までの4年7ヶ月間に48橋、重量にして約18700t処理してきた。これまで架設での大きな問題も無く、通常の仮組立物件と同様、精度の高い部材を現場に供給している。

数値仮組立は次の手順で行われる。

製作情報を作成しているNC原寸システムのデータから、計測する部材の3次元の設計座標値を作成する。製作の完了した個々の部材の形状寸法を高精度のCCDカメラを使用して三次元計測し、設計寸法と比較して部材精度を確認する。

設計座標データを基準にコンピュータで仮組立形状をシミュレートすることによって仮組立精度記録図を作成し、仮組立検査を行う。

検査合格後、シミュレートした情報を元にして添接板を後加工することにより、シミュレーション結果を架設組立に反映させる。

本システムは、部材計測と仮組立シミュレーションの2つのシステムで構成されている。

部材計測システム

- ・メーカー : (株)横河技術情報
- ・システム名 : CATS

仮組立シミュレーションシステム

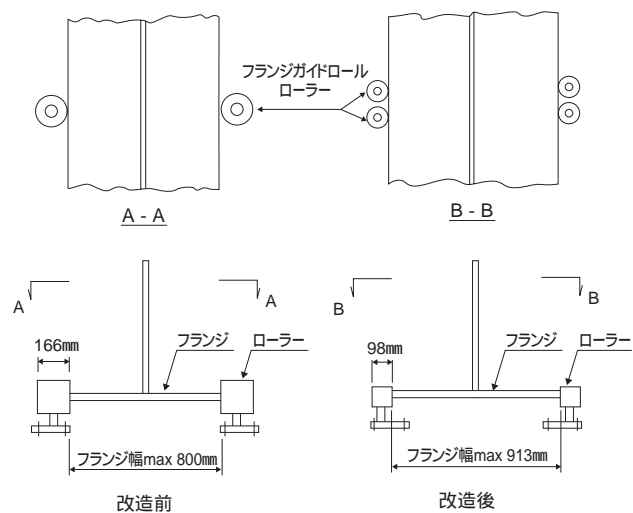


図 - 3 I桁鋼組立装置の改造

- ・メーカー : 日本構研情報(株)との共同開発
- ・システム名 : MASSCOT

写真 - 3 に本橋の部材計測状況を示す。

本システムで計測できる部材の大きさは、長さ23.5m、高さ3.5m、幅3.5mであり、本橋を測定するに支障はきたさなかった。



写真 - 3 計測状況

仮組立シミュレーションは製作時期が異なったため、**図 - 4** に示すように2回に分けて行った。2回目の仮組立シミュレーションは、1回目の仮組立シミュレーションの再現性を持たせるため、1回目の最後のブロック(G1 - 15 ~ G4 - 15)を重複部材とし、このブロックのカンバー、出入り、桁間寸法の値を1回目の数値と同じとした。

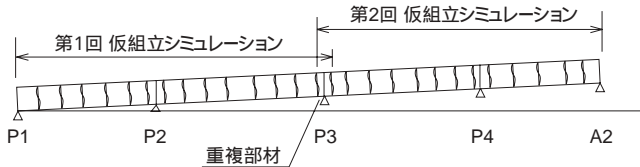


図 - 4 仮組立シミュレーション範囲(ブロック15)

4.4 数値仮組立値と出来高管理記録値の比較

数値仮組立の値と架設現場の出来高管理記録値のうち、カンバー誤差値の比較を**図 - 5**に、各桁の支間長誤差値の比較を**図 - 6**に示す。また、G2桁の支間長の比較を表 - 5に示す。両者のうち、数値仮組立値は多点支持した状態の値、出来高管理記録値は支点支持した状態の値である。

カンバーの誤差値を比較すると、数値仮組立値は設計値に対してほぼ0に近い値だったのに対し、出来高管理記録値はプラス側の値だった。これは、架設はベント式工法を用いたがベントで受ける際、設計値に対してプラス値になるように架設したためである。結果として支点支持にし

た時にカンバーが残ってしまった。

支間長の誤差値を比較すると、両者の値で最も近いもので0.2mm、最大で12.9mmであった。規定値に対する許容値内

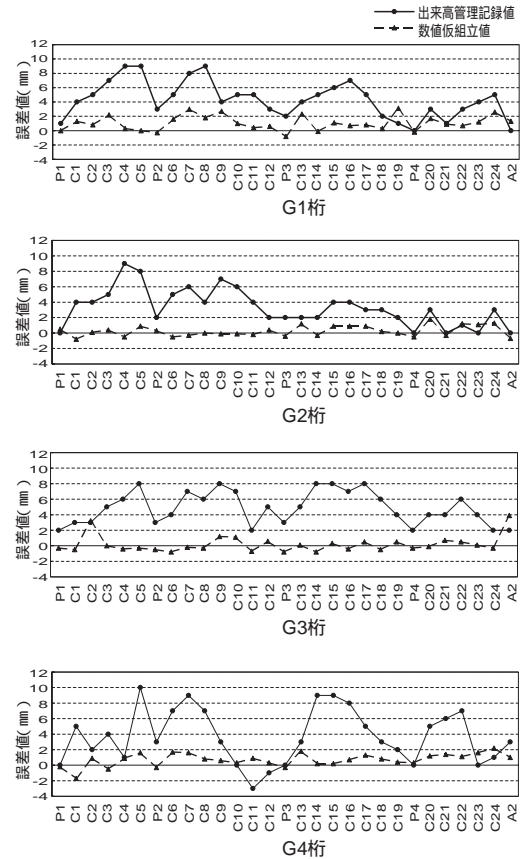


図 - 5 カンバー誤差値の比較

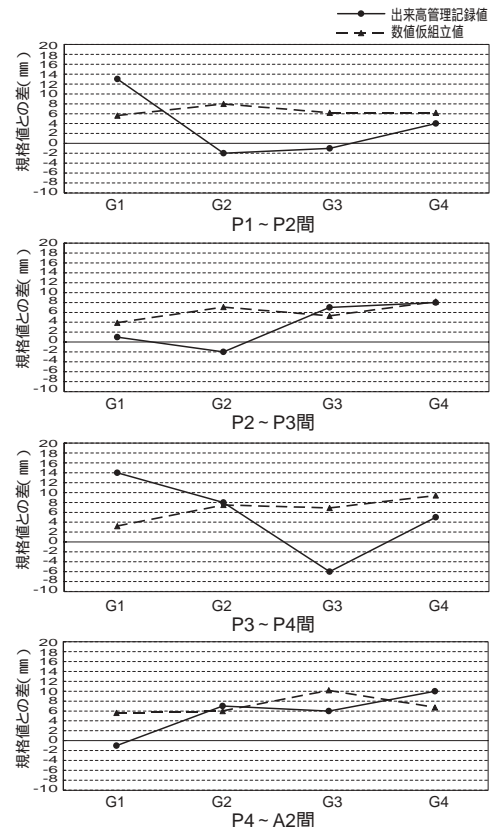


図 - 6 支間長誤差の比較

表 - 5 G2桁の支間長比較

		規定値	シミュレーション測定値	誤差	相対差
P1～P2間	数値仮組立	51,321	51,325	4	3
	出来高管理記録	51,306	51,307	1	
P2～P3間	数値仮組立	62,015	62,022	7	9
	出来高管理記録	62,007	62,005	-2	
P3～P4間	数値仮組立	58,014	58,019	5	2
	出来高管理記録	58,007	58,014	7	
P4～A2間	数値仮組立	44,317	44,336	9	1
	出来高管理記録	44,305	44,313	8	

には収まっているものの支間によっては差異がみられた。原因としては、本橋は1径間が6～9本継ぎのため主桁単品の誤差の集積があること、架設誤差、現場の支間長測定時期が支点支持の状態で行ったこと等が考えられる。



写真 - 4 架設状況

5. 現場施工

5.1 架設要領

本橋は、国道52号線の跨道部に位置するが関係各所と協議の結果、国道52号線の上り線を終日通行止め可能という条件となったため、架設方法はトラッククレーン・ベント工法を採用した。交通規制は、隣接工区と共同で上り線を2ヶ月間迂回させて架設を行った。架設要領図を図-7に示し、施工状況写真を写真-4に示す。

5.2 吊り足場構造

5.2.1 構造概要

本橋は桁間隔が最大で7.5m、横桁間隔が8.55mあったため、通常のパイプ吊り足場構造では強度不足となる。また、床版の張出長も最大で3.0mあり、PC床版の緊張スペースを考慮すると、主桁からの朝顔張出長は、4.5m以上必要であった。このため、足場の構造を決めるにあたり、おやごを形鋼、角形パイプ、ワイヤー等で比較検討した結果、強度の面、施工の簡易性、桁につける治具の構造を考慮してワイヤーを採用した。ワイヤーは、防錆上の関係から被覆

ワイヤーを使用した。

足場のおやごとして桁間に18の被覆ワイヤーを2本通し、ワイヤーがなるべくたわまないように、横桁間隔にあわせてワイヤーを切断し、横桁に取り付けた治具により緊張した。支点上に関しては横桁がコンクリート巻き立て構造となるため、橋脚にアンカーを設置し、ワイヤーを取り付けた。吊り足場図を図-8に示す。

このワイヤー構造は、パイプ足場構造と比較すると、たわみの問題を解消することが難しく、通行すると揺れがあり、板張り防護の隙間が大きくなった。そのため当初中段に板張り防護を施す計画だったが、下段の単管パイプに板張りを行った。

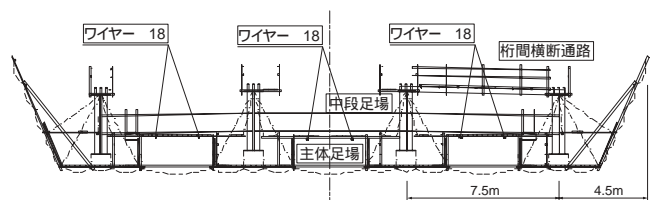


図 - 8 足場断面図

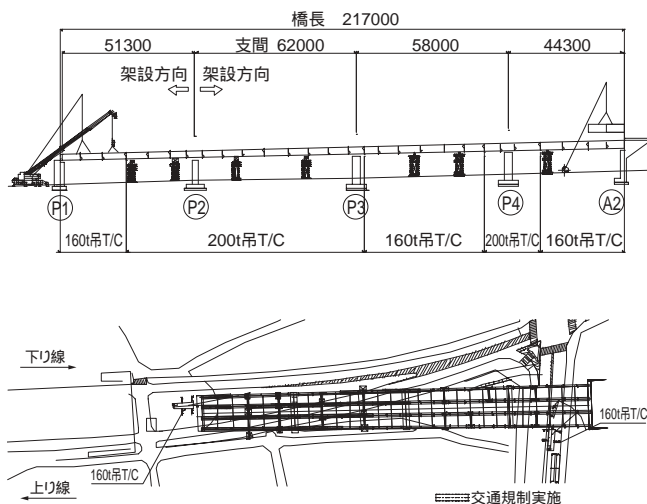


図 - 7 架設要領図



写真 - 5 足場組立状況

5.2.2 架設中の桁の回転変位の検討

少数主桁の構造は桁高2.9mに対して、900Hの横桁が8.55m毎に配置されているため、足場設備の朝顔による桁の回転変位が懸念された。簡易計算では変位量が大きく出たため、再度FEM解析で検討を行った。

解析モデルは、4径間のうち1径間をすべてシェル要素にて構成し、荷重に関しては、朝顔チェーンの水平力を用いた。

以下に荷重条件、解析結果を示す。

解析結果より、足場設備の朝顔では補強は必要ないことが判明したが、場所打ちPC床版の型枠組立時、コンクリート打設時は、再度検討を行ない、回転変位が大きい場合は、何らかの処置が必要である。

表 - 6 FEM解析条件

解析ソフト		NASTRAN			
支承条件	P1	回転	X固定	軸方向	X固定
			Y固定		Y固定
			Z自由		Z固定
	P2	回転	X固定	軸方向	X固定
			Y固定		Y固定
			Z自由		Z固定
荷重条件	朝顔の自重の水平力		860N (格点は@1800以下)		
解析結果	最大変位		0.46mm		



図 - 9 解析モデル図

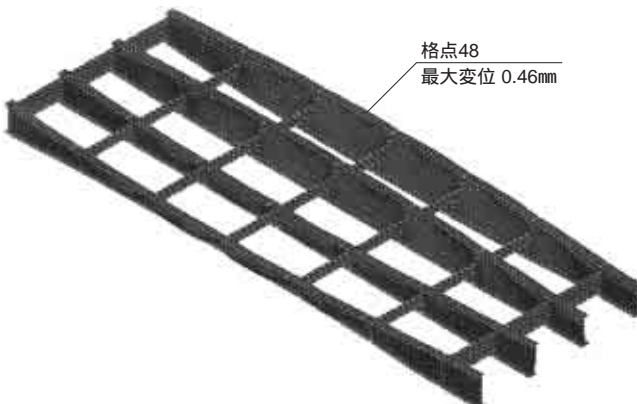
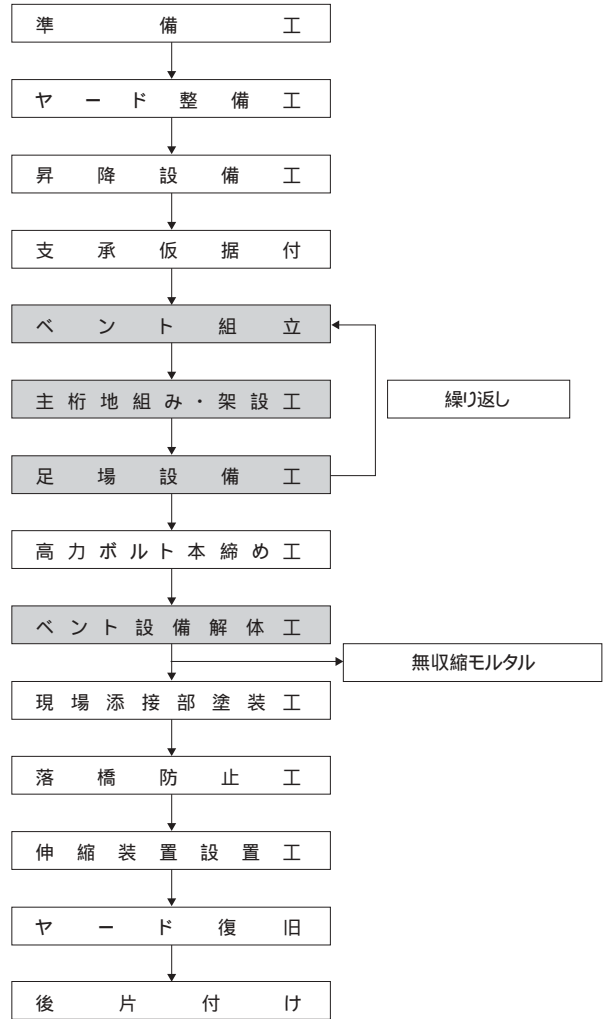


図 - 10 解析結果図

現場施工フロチャート



■ 施工時国道52号 交通規制

6. あとがき

鋼桁橋のコスト削減の一案として少数主桁橋が架設されるようになったが、少数主桁特有の大断面桁のボルト継手や、主桁と比較して断面の小さい横桁に対する架設時の検討など、未だ検討の余地がある項目が多いと思われる。本工事では、設計時あるいは架設計画時に気付いた項目についての検討を行ったが、これは1例であり、少数主桁の懸念事項が全て解決されたものではない。

また、合理化の点においても例えば、フランジのボルト継手には、本工事の一部で太径ボルトを採用したが、このボルトが一般的使用できる環境を整えることで少数主桁橋のみならず厚板の継手を有する他の構造物においてもコスト削減が進むものと感じる。

本橋は国土交通省の少数主桁橋としては初期の工事であり、工事を進めるに当たり関東地方整備局甲府事務所ならびにJH東京建設局建設第一部構造技術課の皆さんには終始適切なご指導をいただいた。ここに記して衷心より感謝の意を表します。