

波形鋼板ウェブPC橋 (中野高架橋 その1工事) の施工報告

オリエンタル建設 (株)

原田 邦彦

(株) 富士ビー・エス 正会員

田島 和幸

オリエンタル建設 (株)

○ 山中 圭介

阪神高速道路公団

葉玉 博文

1. はじめに

本橋は阪神高速道路北神戸線に建設中の4径間連続波形鋼板ウェブPC箱桁橋である。その1工事は、本線2橋、ランプ2橋から構成され、4橋ともに県道・市道および馬川を横断するため移動式架設作業車(以下:ワーゲンと称す)による張出し架設を行っている。

本工事は曲率半径が最小 $R=250\text{m}$ であり、波形鋼板ウェブPC橋としては世界的にも初めての本格的な曲線橋である。この構造形式では通常のPC箱桁橋に比べてねじれ剛性が低いため、曲線橋ではさらに断面変形が大きくなると言われている。そこで架設中において桁変位・応力等を現場計測し、架設管理を行うとともに設計の妥当性についても確認を行った。

本稿では中野高架橋その1工事の施工概要および現場計測について報告する。また、設計上の特徴については、昨年のPCシンポジウム論文集に掲載されている「同橋の設計概要」を参考にさせていただきたく考える¹⁾。

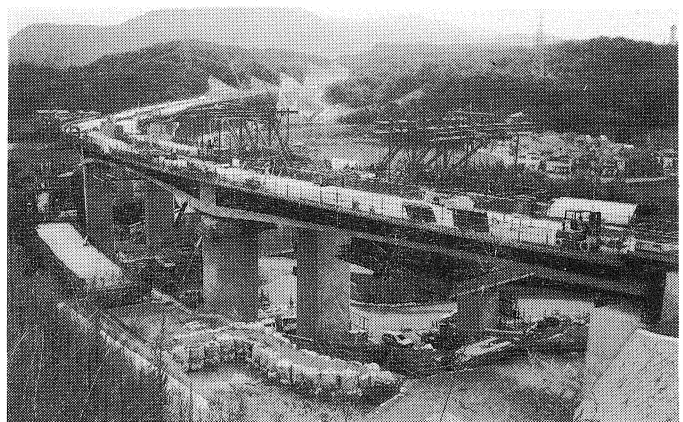
2. 施工概要

2. 1. 橋梁概要

工事概要を表-1に、全景を写-1に示す。また、全4橋のうち本線東行きについて図-1に一般図を示す。

表-1 工事概要

工事名:	中野区PC桁 (その1) 工事
構造形式:	4径間連続波形鋼板ウェブPC箱桁橋
橋長:	本線東行き 253.000m (道路中心線上)
	本線西行き 253.000m (")
	ランプ西入路 218.000m (")
	ランプ西出路 202.000m (")
有効幅員:	本線橋 8.450m、ランプ 5.700m
平面線形:	本線東行き $R=440\text{m}$
	本線西行き $R=440\text{m}$
	ランプ西入路 $R=\infty, R=300\text{m}, R=430\text{m}$
	ランプ西出路 $R=500\text{m}, R=250\text{m}$



写-1 全景

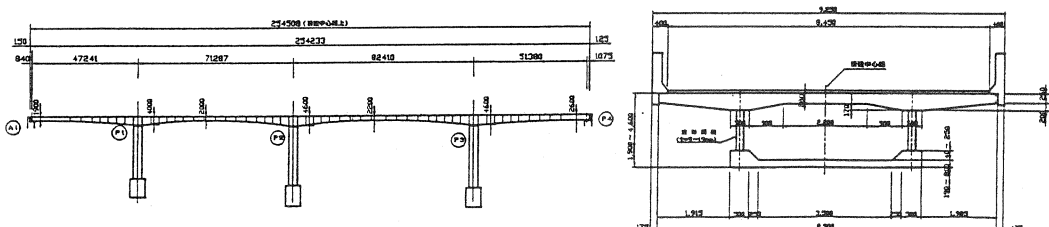


図-1 本線東行き 一般図

2. 2. 全体施工概要

図-2に本線橋の施工順序を示す。施工の大きな流れは、脚頭部施工→柱頭部施工→ワーゲン設置後に張出し施工との順になるが、下部工の引渡し時期順にP3橋脚からP1橋脚に向かってワーゲンを転用しながら施工を進めた。側径間部については、固定支保工により施工を行い、中央閉合部は吊り支保工架設を行った。また、仮固定は上部工構造が連続系となった順に解放を行い、具体的にはP3→P2→P1の順とした。外ケーブルは活荷重対応分を配置しており、構造系が4径間連続となった後に緊張を行い、最後に橋面の施工となる。

ワーゲンによる張出し施工サイクルを表-2に示す。標準ブロックでは7日サイクルであるが、下床版定着突起や外ケーブル偏向部を有するブロックでは8日必要であった。1サイクル当たりの日数は、コンクリートウェブのPC箱桁橋に比べて大きく短縮されている訳ではないが、波形鋼板ウェブPC橋の場合、ウェブの自重が軽減され、同容量のワーゲンであれば1ブロックの施工長を3割程度延ばすことができ、その結果として施工ブロック数が減少し、全体工期の短縮が可能となった。

表-2 ワーゲン施工サイクル

	1	2	3	4	5	6	7	8
緊張・ワーゲン移動								
波板・底版セット								
上床版型枠セット								
下床版鉄筋PC組立								
上床版鉄筋PC組立								
下床版型枠固め								
コンクリート打設								
養生・レタス処理								

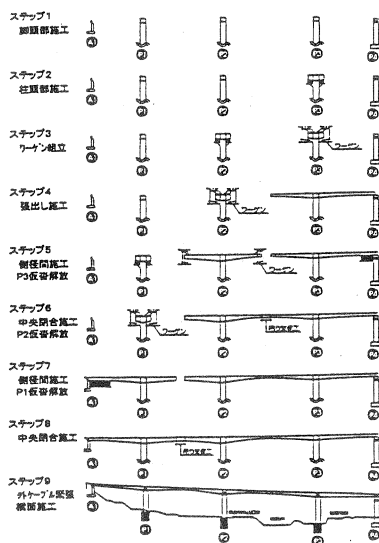


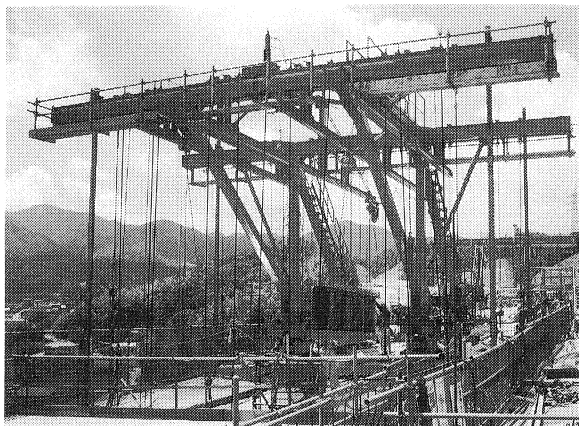
図-2 施工順序

2. 3. 波形鋼板の仕様・製作および据付

本橋で用いた波形鋼板は、波長 1200mm、波高 200mmであり、板厚については設計せん断力に応じて 9~19mmと変化させている。材質はSMA490Wの耐候性鋼板を使用し、箱桁外面には安定錆を早期に生成させるため促進剤を塗布している。一方、箱桁内面は結露が発生しやすいことから塗装を施すことで鋼板を保護している。

波形形状の製作は、大型プレス機により行い、1ピースの大きさは運搬上の制約から1辺が3m以内となるように分割している。また、波形鋼板どうしは、トルシア型高力ボルトにて現場で接合を行った。製作上特に注意を要したのは、ボルト接合部の孔明け位置決めであった。主桁の上げ越し(たわみ)計算を基にして波形鋼板1枚ずつのボルト孔に調整角をつける方法を取ったが、据付誤差等の修正を行う必要があったため、張出し架設区間では2ブロック手前の波板据付位置を実測し、これを用いて孔明け位置を補正した。ここで、2ブロック手前の実測値を用いたのは孔位置決定後から波形鋼板納入までに2週間程度の製作期間が必要であったため、1ブロック手前の値を使用出来なかったからである。

波形鋼板の据付はクレーンにて1枚ずつ橋面に荷揚げした後、固定支保工施工部では橋軸直角方向に渡したH鋼から吊り下げて行った。一方、ワーゲン施工部では、写-2のように波形鋼板の運搬・据付用にワーゲンにホイストを設置し、かつ吊り下げるのに十分なトラス高となるようにワーゲンを改良し、吊り下げを行った。



写-2 波形鋼板据付状況

3. 現場計測

現場計測は、ねじりおよび断面変形によるそり応力度に主眼をおいて行った。また、コンクリート床版および波形鋼板ウェブのひずみについても計測を行い、FEM解析結果と照らし合わせて、設計の妥当性を確認した。計測は、本工事で最初の施工となる本線東行き橋梁P3張出し部で行い、張出し施工、仮固定解放、中央閉合施工の各施工段階毎に測定を行った。検断断面位置を図-3に示す。

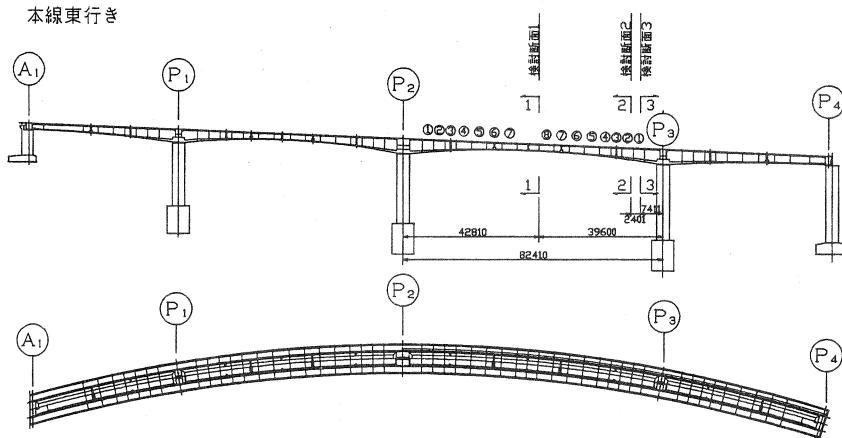


図-3 検断断面位置

3. 1. FEM解析モデル

解析モデルは上下床版をソリッド要素、波形鋼板ウェブおよびフランジプレートシェル要素とした。下床版と波形鋼板ウェブの接合部は、実橋にあわせて鋼板の埋め込み分を下床版内までモデル化し、この埋め込み分の要素を完全結合とした。また、上床版とフランジプレートについても完全結合とした。解析モデル断面図を図-4に、解析モデル全体図を図-5に示す。

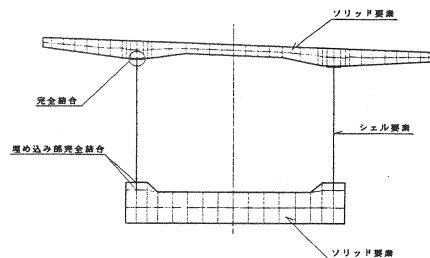


図-4 解析モデル断面図

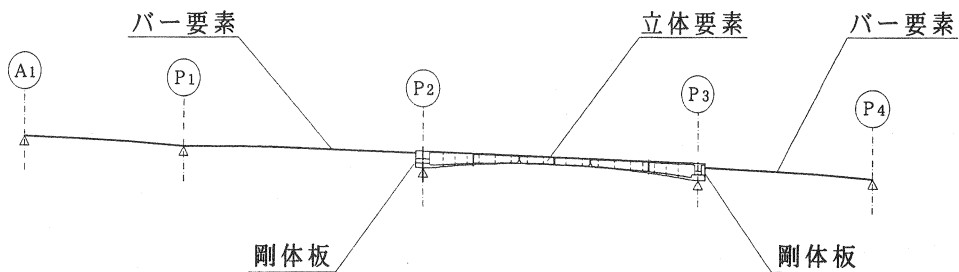


図-5 解析モデル全体図

3. 2. 架設中の主桁挙動 (変位)

橋梁において供用後の主桁天端高さは、走行性、維持管理、美観等の面から特に重要である。一般的にP C橋では、張出し施工中の弾性変形のみならず橋体完成後のクリープ等による塑性変形を的確に予測し、施工時に上げ越し管理を行う。本橋についても同様の管理を行っているが、加えて張出し架設中の断面変形による桁変位に注意を必要とする。本橋では、断面変形による桁変位を抑制するため、箱桁内部に写-3のようなブレース材 (対傾構) を数箇所配置した。また、検討断面: 2の位置に配置したブレース材の軸力差に着目し、FEM解析結果と比較することで桁の断面変形のレベルを判断することとした。



写-3 ブレース材の配置

計測は、第1張出しブロックのコンクリート打設直後の値を初期値として、最大張出し第8ブロックの緊張作業終了までの、各施工段階毎のひずみ値を測定した。これらを用いて軸力差を算出したものを、FEM解析値と合わせて表-3に示す。いずれの場合にもブレース材は圧縮力を受けているが、軸力差に着目すると実測のMAX値は3.12kNであり、FEM解析のMAX値は3.89kNであった。軸力差の実測値はFEM値よりもやや小さい値を示すことから、実際に生じている変形量もFEM解析値より小さいと考えられる。

表-3 各施工段階毎のブレース材の軸力差

施工段階	主桁自重		プレ張弦		ワーゲン移動	
	実測値	FEM解析値	実測値	FEM解析値	実測値	FEM解析値
1ブロック	—	—	0.74	1.78	1.09	1.56
2ブロック	1.19	1.42	3.02	3.32	2.53	3.03
3ブロック	1.04	1.37	2.53	3.01	2.92	3.89
4ブロック	0.74	1.01	3.12	3.65	2.48	3.65
5ブロック	1.09	1.33	3.07	3.54	2.33	3.47
6ブロック	1.04	1.40	3.12	3.78	2.28	3.06
7ブロック	0.84	1.12	2.28	2.89	2.38	3.09
8ブロック	1.83	2.32	2.43	2.66	2.33	3.10

また、実際に現場にてブレース材のひずみを計測しているのは第1張出しブロック (検討断面: 2) であるが、断面変形は最大張出し第8ブロック部 (検討断面: 1) の方が支承部の拘束がないため、大きくなると予想される。従って、この部位についてもFEM解析を行うこととした。FEM解析モデル図および座標軸の定義を図-6に、検討断面: 1, 2のFEM解析結果 (X, Y, Z方向の変位量) を表-4に示す。また、図-7に検討断面: 1, 2における断面変形による変位図を示す。図中の () 値とは横方向変位を意味する。これは検討断面: 1, 2ともに鉛直方向変位が4節点 (波形鋼板とブレース材のピン結合部) と、ほぼ同じ値を示しているため、断面変形のレベルは横方向変位に着目するのが妥当と判断したからである。表-4、図-7に示した解析結果によると、断面変形による横方向変位 (Y方向) は、ねじりモーメントにより内周側に傾斜する傾向を示し、変形量のMAX値は、検討断面位置: 1, 2それぞれで0.23mmと2.21mmであった。これらは、いずれも微小な値と判断できる。また、ブレース材を設置しなかった場合を想定したFEM解析も行った結果、検討断面: 1の変形量のMAX値は、2.60mmであり、本橋に限っては、断面変形による変位量は、ブレースの有無にあまり影響がないとの結果になった。

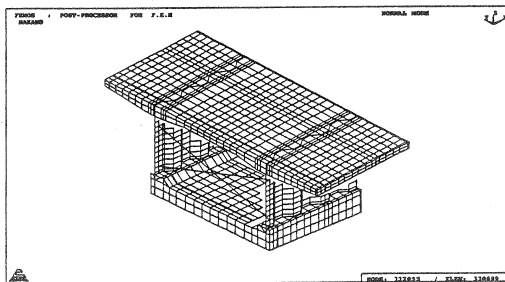


図-6 FEM解析モデル図 (座標軸)

表-4 断面変形による変位量

	節点番号	X方向変位	Y方向変位	Z方向変位
検討断面: 2	1	-3.151	0.089	-10.460
	2	-0.706	-0.040	-10.430
	3	-3.095	-0.160	-10.240
	4	-0.534	0.228	-10.220
検討断面: 1	5	-5.163	1.946	-120.700
	6	-1.452	2.207	-120.700
	7	-4.714	1.985	-120.500
	8	-1.030	2.186	-120.400

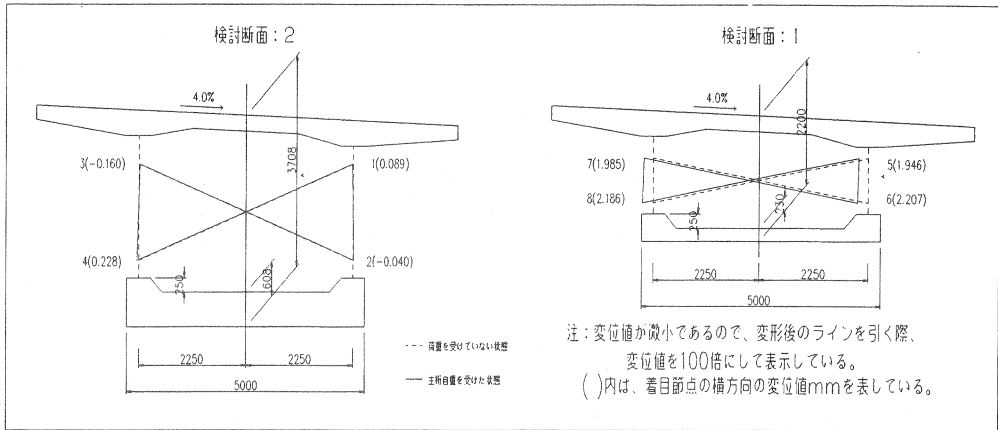


図-7 断面変形による変位図

3. 3. 波形鋼板のせん断応力度

検討断面：3において波形鋼板のひずみを計測し、各施工段階におけるせん断応力度を算出した。この実測値とFEM解析値および設計値（設計計算で用いた値）をプロットしたものを図-8に示す。計測は第1張出しブロックのワーゲン移動後の値を初期値として行った。張出し施工が進むにつれて、波形鋼板ウェブのせん断応力度はいずれも徐々に増加し、ワーゲン撤去時には減少したことが確認できた。設計値が、FEM値および実測値を上回っているが、挙動はほぼ一致している。設計値が上回っている要因は、全せん断力をすべて波形鋼板ウェブで負担するものとして設計を行っているが、実際には設計上考慮していないコンクリート床版が、ある程度のせん断力を負担しているためと考えられる。そこで、波形鋼板ウェブに作用するせん断応力度（設計値とFEM解析値）を用いて上下床版のせん断力負担率を算出したものを表-5に示す。その結果、約40%のせん断力を上下床版コンクリートが負担していることが分かった。従って、本橋の設計において、せん断に対する照査を波形鋼板ウェブ断面のみ有効として行うことが安全側であることが確認できた。

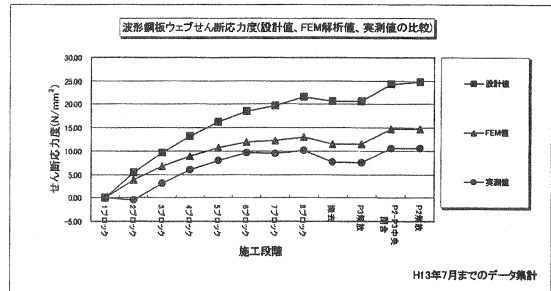


図-8 波形鋼板ウェブのせん断応力度

表-5 上下床版のせん断力負担率

	せん断応力	張出し施工			ワーゲン撤去	張出以後		
		6ブロック	7ブロック	8ブロック		P3解放	P2-P3閉合	P2解放
①設計値	N/mm ²	18.47	19.83	21.64	20.71	20.71	24.36	24.77
②FEM値	N/mm ²	11.95	12.29	13.01	11.55	11.55	14.7	14.65
床版負担率	(①-②)/①	35%	38%	40%	44%	44%	40%	41%

3. 4. 上下床版の軸方向応力度

波形鋼板ウェブには、軸方向剛性がほとんどなく、アコーディオンのように自由に伸縮する性質があるとされている²⁾。そこで本橋についても橋軸方向の曲げ剛性は上下床版コンクリート部のみを考慮して設計を行った。この設計手法を検証するため、検討断面：3を対象とし、各施工段階において上下床版の応力度履歴を計測した。図-9、10には、第1張出しブロックワーゲン移動後の値を初期値とした各施工段階終了時の応力履歴を示す。実測値は、設計値およびFEM値とほぼ一致した挙動を示している。この計測結果よ

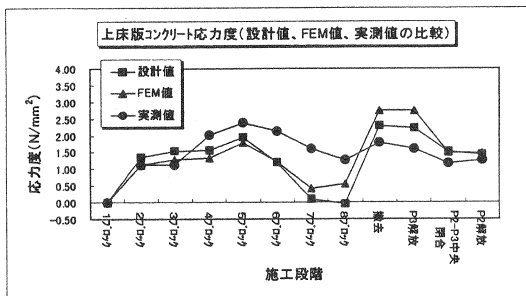


図-9 上床版コンクリート応力度

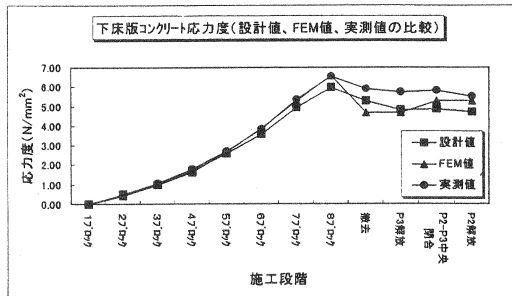


図-10 下床版コンクリート応力度

り、設計計算で仮定した断面剛性の評価方法および検討方法の妥当性が確認できた。また、コンクリート打設重量による検討断面：3位置での軸方向ひずみ分布を図-11に示す。このひずみ分布を考察すると、FEM値および実測値ともに、ほぼ直線的なひずみ分布となっており、いずれも設計値と近似している。このことから、コンクリート部材に伝達される曲げ応力度分布は平面保持の法則が成り立っていると言え、設計の妥当性が確認できた。

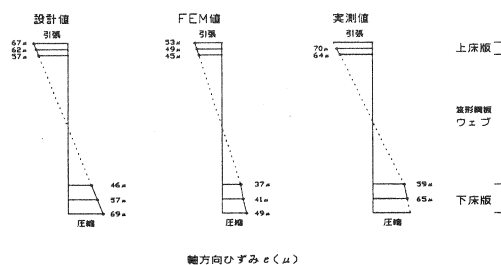


図-11 軸方向のひずみ分布

3. 5. まとめ

現場計測を行い、FEM解析値と比較を行うことで以下の項目について確認することができた。

- ①本橋において、張出し架設中の断面変形による変位量はほとんどなく、箱桁断面は変形に十分抵抗できることが分かった。また、ブレース材を配置しなくても断面変形が微少であることを確認した。
- ②本橋における主桁の曲げに伴うせん断負担率を算出したところ、全せん断力の約40%程度を上下床版コンクリートが負担していることが分かった。したがって、本橋の設計において、せん断に対する照査を波形鋼板ウェブ断面のみ有効として行うことが安全側であることが確認できた。
- ③設計計算で仮定した断面剛性の評価方法および平面保持の法則について妥当性を確認することができた。

4. おわりに

本橋は、前例のない平面曲線を持つ波形鋼板ウェブPC橋であるため、設計段階では張出し架設時の架設管理の困難さが懸念されていたが、実施工において発生した応力および変位は、ほぼ計算通りかそれより小さい値であった。本工事は平成14年3月完成を目指し、現在は、側径間および中央閉合部の施工中である。

近年、波形鋼板ウェブPC橋への注目度は急速に高まり、当現場への見学者も数千人を超えた。本報告が、今後の波形鋼板ウェブPC橋の施工において参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 山中, 山本, 鈴木, 小林: 波形鋼板ウェブPC橋 (中野高架橋 その1工事) の設計概要, 第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2000.10
- 2) 波形鋼板ウェブPC橋 計画マニュアル (案), 波形鋼板ウェブ合成構造研究会, 1998.12