

広幅員に対応した波型鋼板ウェブ橋の設計

—第二東名高速道路 中一色川橋(PC 上部工) 下り線工事—

菅浩一¹・大市博文²・平田大輔³・香川直輝⁴

¹正会員 日本道路公団 静岡建設局 清水工事事務所（〒424-0114 静岡県静岡市清水庵原町 219-11）

²日本道路公団 静岡建設局 清水工事事務所（〒424-0114 静岡県静岡市清水庵原町 219-11）

³工修 日本道路公団 静岡建設局 清水工事事務所（〒424-0114 静岡県静岡市清水庵原町 219-11）

⁴工修 日本道路公団 静岡建設局 構造技術課（〒420-0857 静岡県静岡市御幸町 11-30 エキセルワート 静岡ビル 14F）

第二東名高速道路の中一色川橋は静岡県静岡市に位置する 6 径間連続の波型鋼板ウェブ橋である。本橋は幅員 16.5m を有しており、この広幅員を 1 箱桁断面にて設計した初めての波型鋼板ウェブ橋である。床版支間が 10m 近くにもおよぶ本橋を 1 箱桁で設計することから、床版と波型鋼板の接合部に作用する首振りモーメントが大きくなり、フランジと波型鋼板の溶接サイズが波型鋼板の板厚以上となる現象が生じた。このようなことから、本橋ではこれまでの実績ある形状とは異なる波形状の鋼板を採用した。また、本橋は一部に拡幅区間を有しており、この区間は 2 箱桁断面としているが、1 箱桁をコンクリートリブやストラットで補強した構造形式と比較検討を行い、最終的に 2 箱桁断面を採用した。

キーワード：波型鋼板ウェブ橋、広幅員、首振りモーメント、溶接、座屈

1. はじめに

第二東名高速道路の中一色川橋（下り線）は、橋長 573.4m、最大支間長 112m を有する 6 径間連続波型鋼板ウェブ箱桁橋である。本橋は、幅員 16.5m のいわゆる第二東名幅員の主桁を 1 室箱桁で設計した初めての波型鋼板ウェブ橋である。これにより、日本道路公団において実績のある波高 220mm のドール橋タイプの波形状では、コンクリート床版と波型鋼板の接合部に発生する曲げモーメントが過大となることが判明した。このため、過去に実績のない波高 330mm の波型鋼板ウェブを採用し、接合部の横剛性を向上させることで波型鋼板とフランジの溶接サイズの低減に努めた。また、架設工法は片持ち張出し工法であり、架設ケーブルは内ケーブル、連続ケーブルは外ケーブルを使用した内外併用ケーブル方式を採用している。本稿では、波高 330mm の波型鋼板ウェブを採用するにあたり、従来の波高 220mm タイプと比較検討を行った結果や、複合非線形座屈解析などを中心に設計概要の報告を行う。

2. 橋梁概要

中一色川橋は中一色川、市道 8171 号線と交差し、下り線においては東京側に清水パーキングエリアからの流入ランプがかかるため一部拡幅部分を含んでいる。中一色川橋の橋梁概要を以下に示し、一般図を図-1 に示す。

道路規格：第 1 種 第 1 級 A 規格

構造形式：PC 6 径間連続波型鋼板ウェブ箱桁橋

橋 長：573.4 m

桁 長：572.4 m

支 間：62.8m+3@112.0m+110.5+61.3 m

平面線形：緩和区間（S 字曲線，R=4000, 3700）

縦断線形：2.0%

有効幅員：16.5m ～ 20.0 m

斜 角：90°

活 荷 重：B 活荷重

衝撃係数：PC 橋と同等

施工方法：張出し施工

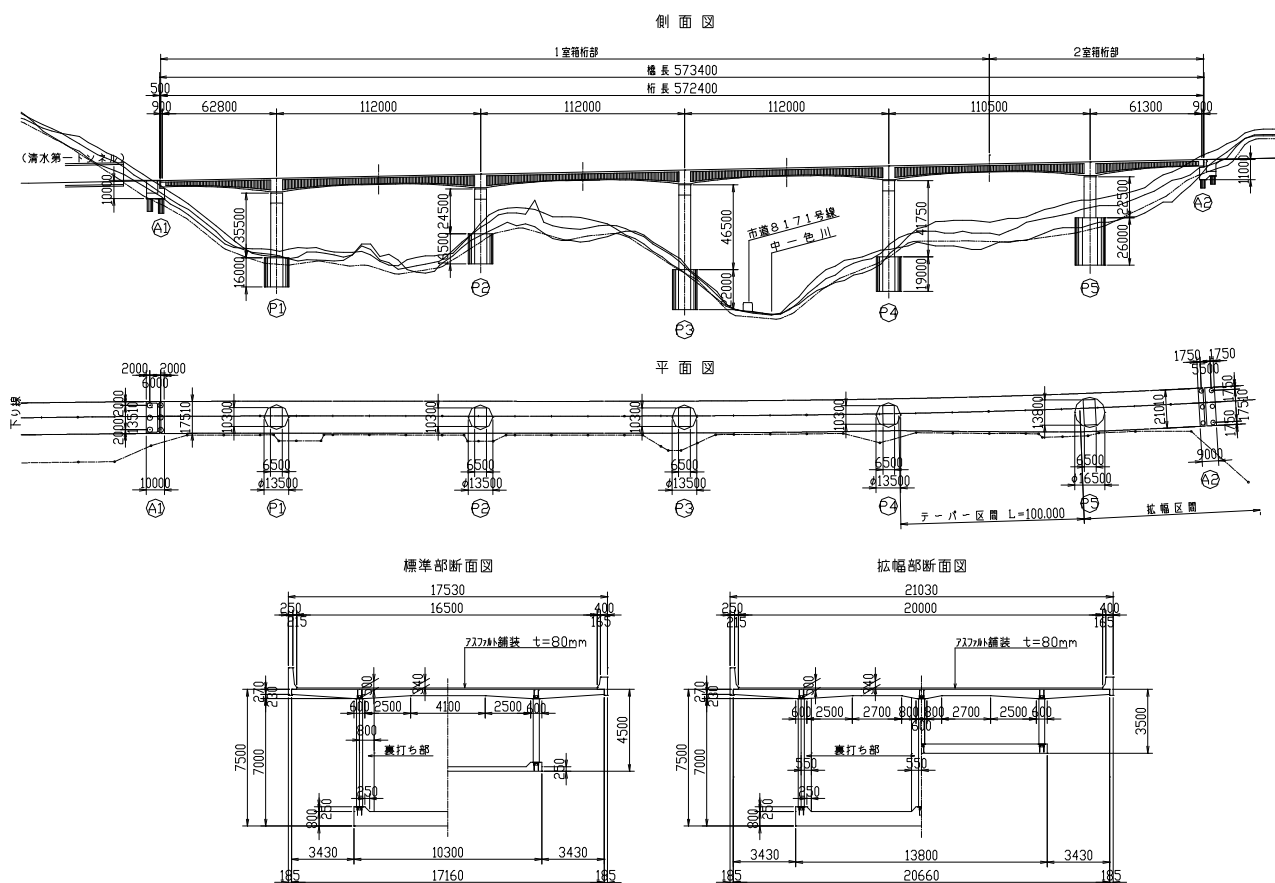


図-1 一般図

3. 波型鋼板ウェブの設計

(1) せん断力に対する検討

波形鋼板ウェブ橋の場合、主桁に作用するせん断力に対しては、波形鋼板だけではなくコンクリート床版も一部分担するが、一般的に波形鋼板のみでせん断力を受け持つとして設計を行なっている。本橋においても、これに倣い波形鋼板が全てのせん断力を負担するとしてウェブ厚を決定した。この結果、作用せん断力およびねじりモーメントによるせん断応力度を考慮した本橋のウェブ厚は 12～16mm となった。なお、使用する波形鋼板の材質は SM490Y 材である。

(2) 波型鋼板とフランジ溶接部の設計

コンクリート床版と波形鋼板ウェブと接合には、後述するようにアングルジベルを採用した。このため、波形鋼板にはフランジプレートを溶接することになるが、そのすみ肉溶接のサイズは接合部に発生する水平せん断力ならびに横方向曲げモーメント

(首振りモーメント) によって決定される。本橋では、床版支間が 10m 近くにもなることから、溶接のサイズ決定には、首振りモーメントが支配的となっており、図-2 に示すような、これまで日本道路公団の波形鋼板ウェブ橋で多く採用されている波形状を用いた場合、このすみ肉溶接脚長が 20mm を超える断面が生じた。これまでの実績および施工上の問題から、すみ肉の溶接脚長は 15mm 程度が限界とされており、従来の波形状では要求性能を満足しない結果となった。

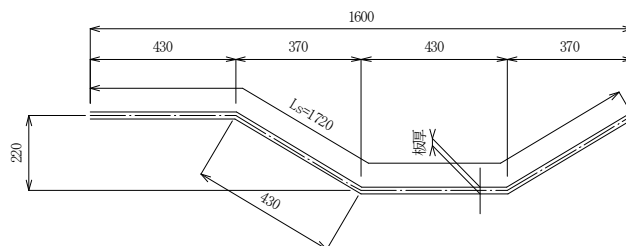


図-2 実績のある波形状図 (220mm)

1/h が 3.5 程度となるように設定し、支点および載荷点位置は、波形ウェブの橋軸直角方向中心位置を通るパネル上とした。また、せん断スパン内で波形鋼板ウェブの座屈が生じるように、解析モデルには支点および載荷点に補剛リブを設けた。

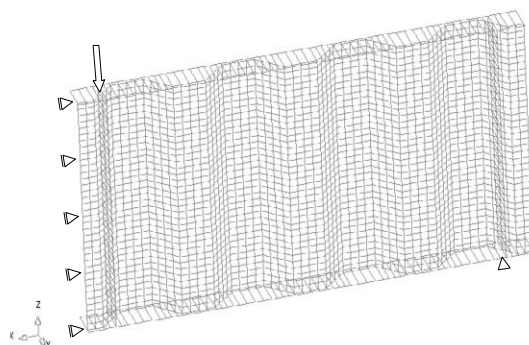


図-4 解析モデル図

表-2 解析諸元

	CASE1	CASE2	形 状
パネル幅 (mm)	a	468	
水平長 (mm)	b	332	
斜長 (mm)	c	468	
波高 (mm)	d	330	
波板実長 (mm)	Ls	1872	
波板水平長(mm)	q	1600	
ウェブ厚 (mm)	tw	12	
ウェブ高 (mm)	h	3600	
スパン (mm)	L	12000	
L / h		3.33	
フランジ幅(mm)		430	
リップ幅 (mm)		430	

c) 解析結果

図-5, 6 に CASE1 の強制変位載荷点における荷重－鉛直変位関係と最大荷重後の面外変形状況を示す。図中にはせん断降伏耐力 P_s を併記する。このせん断降伏耐力 P_s は、せん断応力が鉛直方向(Z 方向)およびウェブ厚方向(Y 方向)に一定とし、最大荷重時にせん断スパン内の波形鋼板ウェブがせん断降伏する状態と仮定した場合の理論値として求められる。図-5 の荷重－鉛直変位関係において、STEP16 で最大荷重 P_{max} を迎え、STEP17 において荷重低下した後、STEP18 で解の収束性が保たれなくなり解析を終了した。図-6 に示す最大荷重後の変形状況から、楕円で囲んだ部分において波形鋼板ウェブが面外正負方向($\pm Y$ 方向)に大きくはらみ出していることがわか

解析モデルは、波形鋼板ウェブおよび上下フランジから成る単純梁とし、単純梁のスパン中央位置における Y-Z 平面に対して対称な条件を考慮した 1/2 モデルとした。図-4 に本検討で用いた 3 次元解析モデルの模式図を示し、表-2 に解析諸元を示す。

–211–

る．せん断降伏耐力 P_s と最大荷重 P_{max} の比 (P_{max}/P_s) は 0.99 となり，概ね一致する結果が再現された．また，CASE2 に関してもほぼ CASE1 と同様の結果を得られた．これらの解析結果を，連成座屈を考慮したせん断座屈強度算定式²⁾ から算出した強度曲線にプロットしたものを図-7 に示す．これによると，CASE1, 2 共に連成座屈を考慮した強度式より安全側の値を示している．よって，本橋で採用した波高 330mm の波形鋼板ウェブは，非弾性域を考慮した座屈強度曲線に比べ同等あるいは若干小さい値を示すものの，局部座屈と全体座屈との連成を考慮した連成座屈に対して十分な座屈強度を有しており，せん断座屈に対する安全性が確認できたといえることから，その採用に関しては問題ないものと考えられる．

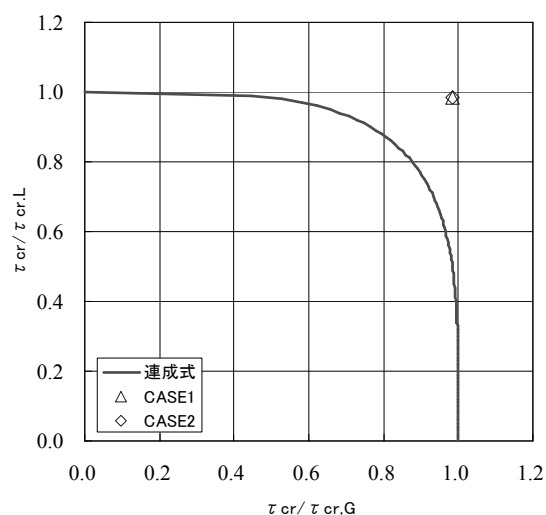


図-7 連成座屈強度と解析結果

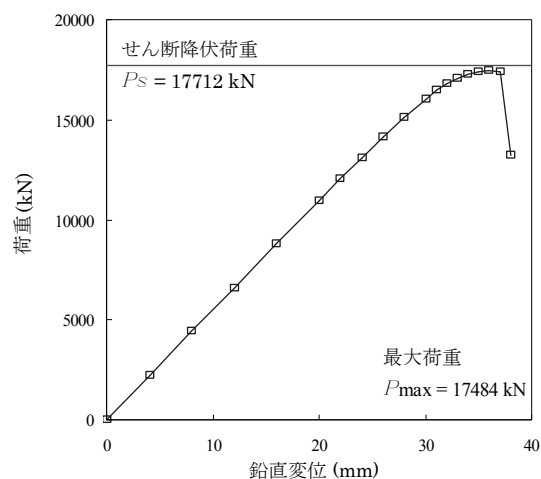


図-5 荷重～変位関係

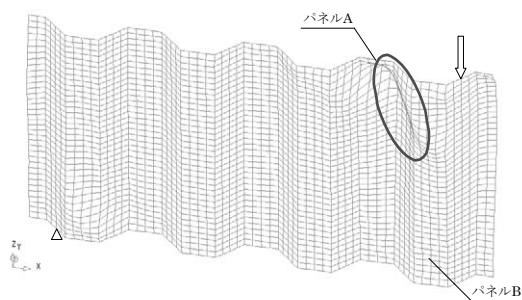


図-6 最大荷重後の面外変形

4. 上床版および接合部の設計

(1) 上床版の設計

上床版の設計は，床版支間が 6m を大きく超えることから，FEM 解析によって横方向および橋軸方向の活荷重断面力を算出して行なった．この FEM 解析は，日本道路公団静岡建設局内で施工された，鋼少数桁に PC 床版を使用した中之沢橋などを対象とした検討結果³⁾を参考にして行なった．解析は桁高，板厚をパラメータとして 1 室箱桁の標準部と拡幅変化部および 2 室箱桁となる拡幅変化部と拡幅部に関してそれぞれ行なった．FEM 解析モデルの 1 例を図-8 に，解析検討ケースを表-3 にそれぞれ示す．

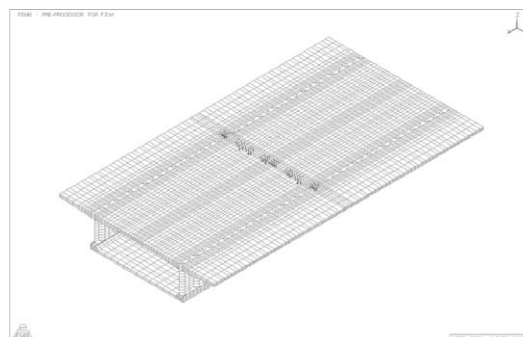


図-8 FEM 解析モデル

表-3 解析検討ケース

		検討位置	車道幅員	上床版幅	桁高	板厚	
			(m)	(m)	(m)	ウェブ (mm)	フランジ (mm)
1 室箱 桁部	CASE1	標準部	16.500	17.160	3.500	12	16
	CASE2				5.749	14	
	CASE3				7.500	16	
	CASE4	拡幅変化部	18.259	18.919	3.500	12	
	CASE5				5.749	14	
	CASE6				7.500	16	
2 室箱 桁部	CASE7	拡幅変化部	18.259	18.919	4.500	12	16
	CASE8	拡幅部	20.000	20.660	3.500	12	
	CASE9				7.500	16	

この結果、1 室、2 室箱桁の床版支間と横方向の発生曲げモーメントの関係は図-9 のように表すことができた。

これらの曲げモーメントを適用し、横締鋼材および鉄筋の配置を行った。なお、横締鋼材の配置間隔は、1 室箱桁部において、375～625mm、2 室箱桁部において 750mm であった。

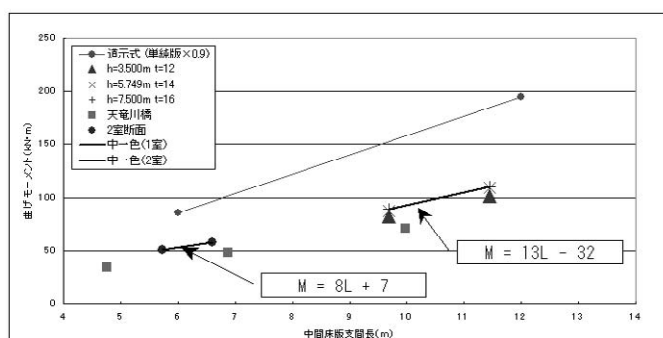


図-9 中間床版の設計曲げモーメント

(2) 接合部の設計

コンクリート床版と波形鋼板の接合はアングルジベルタイプを採用した。波形鋼板の波高が 330mm になったことから、図-10 に示すようにフランジ幅およびアングルの幅はそれぞれ 430mm、360mm に設定した。上床版との接合部では、アングルジベルに U 字鉄筋を溶接し、付加応力を考慮した設計方法を採用しているが、下床版との接合部には U 字鉄筋を溶接せず、貫通鉄筋のせん断力のみで横方向曲げモーメントに抵抗させている。これは、上床版接合部と下床版接合部では発生曲げモーメントに大きな差があり、下床版側では U 字鉄筋の付加応力を考慮しなく

ても、接合部は十分な耐力を有しているためである。アングルジベルの間隔は 250～400mm、貫通鉄筋は 1 室箱桁部が D25、2 室箱桁部が D19 を使用し、上床版側に使用する U 字鉄筋は、1 室箱桁部が D19、2 室箱桁部が D16 である。なお、アングルジベルに D19 の U 字鉄筋を溶接して鉄筋の付着応力を期待することから、その U 字鉄筋同士の空きを確保するために、アングルジベルは板厚 19mm のものを使用している。

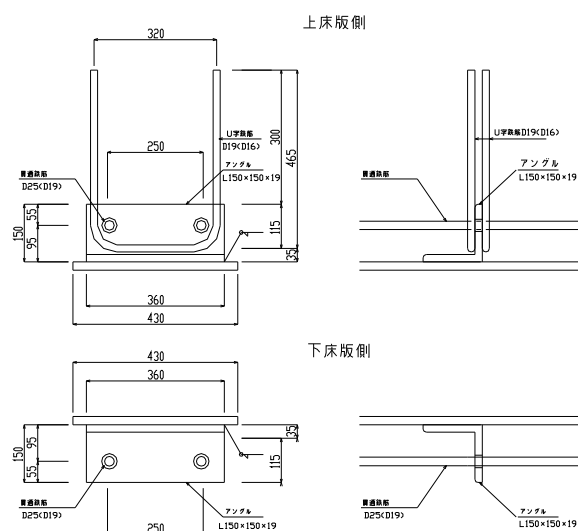


図-10 接合部（アングルジベル）

5. 拡幅部の構造検討

拡幅部は、床版支間が最大で 13m にも及ぶことから、標準部と同様の 1 室箱桁断面とした場合、床版支間部や波形鋼板とコンクリート床版の接合部に過大な曲げモーメントが発生し、PC 鋼材および鉄筋の配置のみでは設計が不可能であった。このため、拡幅部の構造案として、表-4 に示す 3 案の検討を行った。

2 室箱桁案は、床版支間部や波形鋼板とコンクリート床版の接合部に発生する曲げモーメントの低減に効果があり、箱桁内の空間が広く確保できるなどの利点が上げられる一方で、1 室箱桁と 2 室箱桁の断面変化部は別途詳細な構造検討が必要になる。内ストラット補強案は、2 室箱桁案と同様、床版支間部や波形鋼板とコンクリート床版の接合部に発生する曲げモーメントの低減には効果があるが、連続外ケーブルの配置・施工に障害となる点やストラット

以上の検討結果から、本橋の拡幅部の構造として2室箱桁を採用した。なお、1室箱桁と2室箱桁の断面変化部はFEM解析により構造検討を行なった。

断面図

2室箱桁案

20620

4500

270

280

250

3450

280

3710

13200

3710

3410

13800

3410

20620

インストシト案

20620

4500

270

280

250

3450

280

3710

13200

3710

3410

13800

3410

20620

コンクリートリブ案

20620

4500

270

280

250

3450

280

3710

13200

3710

3410

13800

3410

20620

最後になりましたが、本稿の設計にあたり、ご協力いただいた関係各位の皆様には紙面をお借りして深く感謝するとともに、本稿が同様な橋梁を設計する際の参考になれば幸いです。

- 1) 波型鋼板ウェブを有する鋼コンクリート複合構造物橋梁の長支間化に伴う技術検討報告書, (財) 高速道路技術センター, 2001. 3.
- 2) 山口 (恒), 山口 (隆), 池田: 波型鋼板をウェブに用いた複合プレストレストコンクリート桁の力学的挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol. 8, No. 1, 1997. 1.
- 3) 第二東名高速道路 長支間場所打ち PC 床版の設計・施工マニュアル, 日本道路公団 静岡建設局, 2002. 10.