

分岐構造を有する PRC 波形鋼板ウェブ箱桁橋の設計
 -伊佐布2号高架橋下り線工事 A Iランプ高架橋-

(株)ピーエス三菱・(株)錢高組共同企業体 正会員 ○川除 達也
 中日本高速道路(株)横浜支社 正会員 青木 圭一
 (株)ピーエス三菱・(株)錢高組共同企業体 正会員 藤原 孝司
 (株)ピーエス三菱・(株)錢高組共同企業体 正会員 杉山 宜央

1. はじめに

伊佐布2号高架橋(PC 上部工)下り線工事は、第二東名高速道路吉原ジャンクション(仮称)付近で建設される3連の橋梁よりなる PC 上部工工事である。そのうち、A Iランプ高架橋は同ジャンクションAランプ・Iランプの分岐点に位置し、起点側から終点側にかけて大きく拡幅するとともに、中間橋脚において主桁の分岐構造を有する PRC 5 径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋である。以下では、本橋の構造計画および分岐構造に対応すべく実施した設計検討に関して報告する。

2. 橋梁概要

吉原ジャンクション A I ランプ高架橋は、最大支間長 118.0m を有する PRC5 径間径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋であり、AP6 橋脚から主桁が分岐し、5 径間+分岐 1 径間の構造となっている。桁高は柱頭部で最大 7.5m、支間中央部で最大 3.4m であり、高橋脚の AP4・AP5 が剛構造、その他の橋脚には免震支承(HDR-S)を配置した構造となっている。全体側面図・平面図を図-1に、主要断面図を図-2に示す。

本橋は、当初 PC 箱桁橋で計画されており、拡幅にともなって 1 室箱桁を 3 室へと変化させ、4 列のウェブを分岐部において 2 本の主桁(ウェブ 2 列×2 主桁)に連続させる計画であった。しかし、詳細設計において経済性および構造特性から拡幅部のウェブ配置の比較検討を行い、当初計画に比べ 1 室断面部を長く取り、最大幅員部においても 2 室の断面で構成する PRC 波形鋼板ウェブ箱桁を採用することとした。

表-1 主要諸元

道路規格	A規格ランプ(V=60km/h)
構造形式	PRC5径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋
橋長	413.4m
最大支間	118.0m
有効幅員	8.5m~17.676m
平面曲線	R=320m(最小)
縦断勾配	2.50%
横断勾配	8.5%(最大)
コンクリート	$\sigma_{ck}=40N/mm^2$
内ケーブル	SWPR7BL 12S15.2
外ケーブル	SWPR7B 19S15.2 (エポキシ被覆)
鉄筋	SD345
波形鋼板	SM490Y

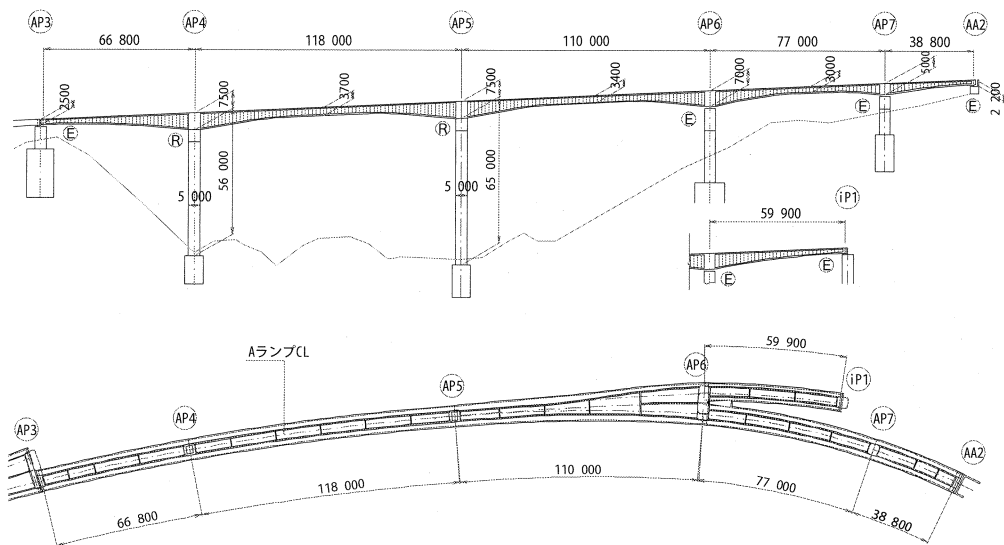


図-1 全体図

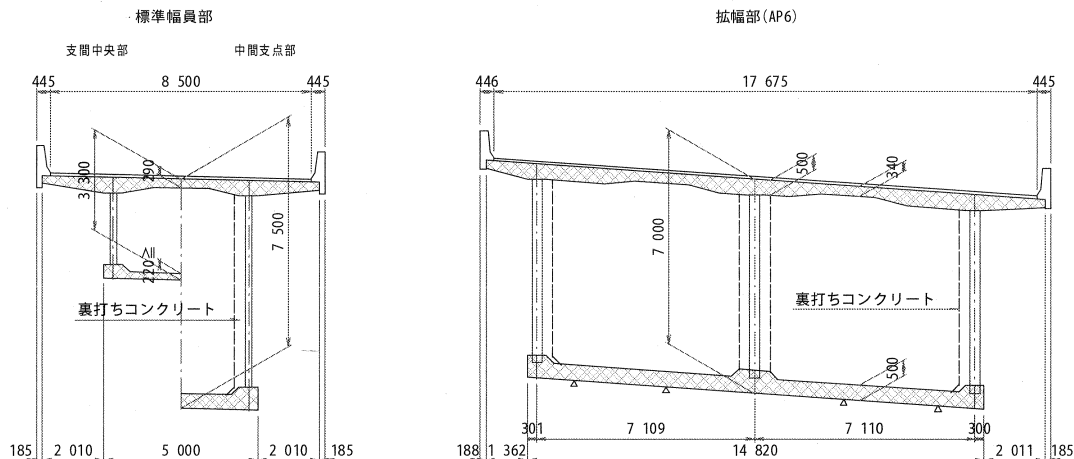


図-2 主要断面図

架設方法は移動作業車による片持架設を基本としているが、AP7 からの片持架設部については、支間規模や現場条件を考慮し、側径間も含め接地式支保工とした。また、AP6 橋脚では主桁が分岐することから、移動作業車が非対称の組み合わせとなり、一つの柱頭部から起点側大型1基(3500kN・m型)・終点側中型2基(2500kN・m型)を用いて架設を行う計画である。

3. 主桁の全体解析

波形鋼板ウェブ構造を採用するにあたり、桁高変化について比較検討を行い、図-3に示す直線と2次曲線を組み合わせた桁高変化曲線を採用した。これは、従来の2次曲線や波形鋼板ウェブ橋でしばしば用いられる直線変化に比べ、以下のような特長を有する。

- ・放物線変化に比べ等桁高部分が長く、波形鋼板ウェブの製作費を抑えることができる
- ・直線変化に比べ、断面急変部がないため応力集中が発生しにくく、中間隔壁(外ケーブルディビュータ兼用)設置位置の自由度が高い

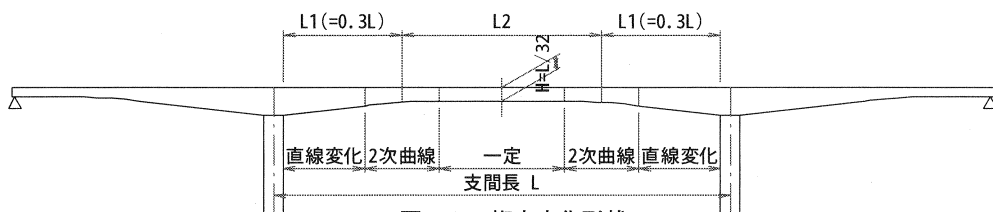


図-3 桁高変化形状

主桁の構造解析にあたっては、本橋が分岐構造を有する橋梁であることから、立体骨組解析モデルにより死荷重によるねじりの影響や活荷重による断面力を算定した。また、本橋は架設段階において構造が変化するため、分岐構造を解析できる特殊な平面骨組解析プログラムを用いて、クリープや乾燥収縮等の構造変化にともなう影響を考慮し、設計断面力に合算した。なお、ここで得られた断面力は、後述の局部 FEM 解析における境界断面力として使用している。

4. ウェブ数変化部の設計・照査

AP5~AP6 径間は幅員が 8.5m~17.676mと変化し、さらに支間内でウェブ数が増える構造である(図-4)。ウェブ数変化部においては、鉄筋コンクリート製の隔壁を設け、外ウェブのせん断力を

中ウェブに伝達する構造を採用した。

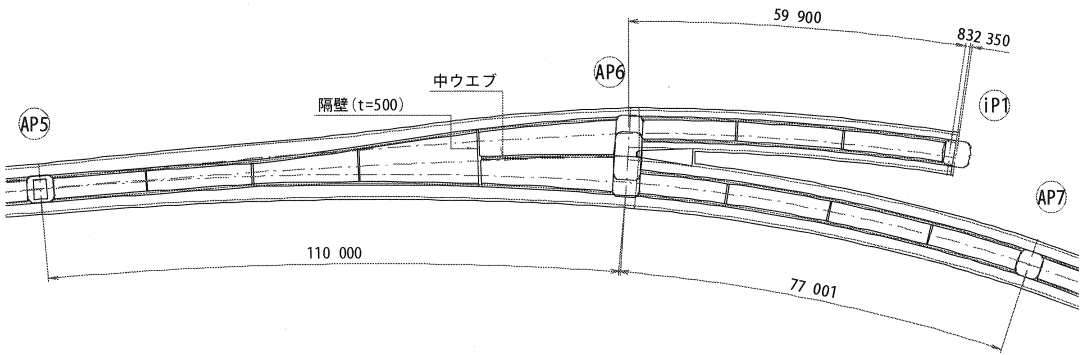


図-4 AP6 付近の構造 (平面図)

この構造の安全性を照査するため、この径間の AP6 側半分について主桁全体をモデル化し、3次元 FEM 解析を行って拡幅・ウェブ数変化の影響と隔壁について照査を行った。

その結果、せん断力は各ウェブにほぼ均等に作用し、隔壁は厚さ 500mm で安全性が確保されることが確認された (図-5)。また、この付近の下床版・上床版において、とくに有害な応力の発生は見られなかった。

この径間の波形鋼板ウェブは、横方向剛性を上げるため、通常の波高 220mm に代えて波高 330mm の形状を使用している。

1) 2) ウェブ数変化部における隔壁は、外ウェブの波形鋼板とスタッドジベルを用いて接合し、中ウェブとの接合はツインパーフォボンドリブを用いた。

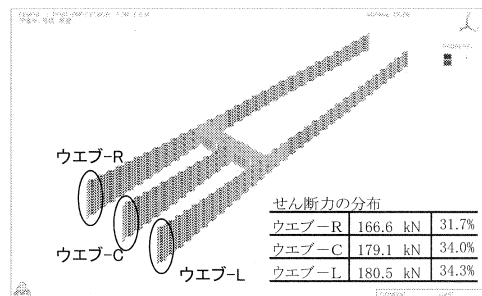


図-5 せん断力の分布

5. 主桁分岐部の設計

主桁が分岐する AP6 支点においても、ウェブ数が起点側 3、終点側 4 と変化しており、せん断力は AP6 支点横桁を介して伝達される構造である。また、床版には片持架設時に緊張される内ケーブルが配置されるが、ウェブ付近に定着することを原則とするため、ウェブ数が変化することにより図-6 に示すような特殊なケーブル配置となる。この内ケーブル配置により片持架設時においても

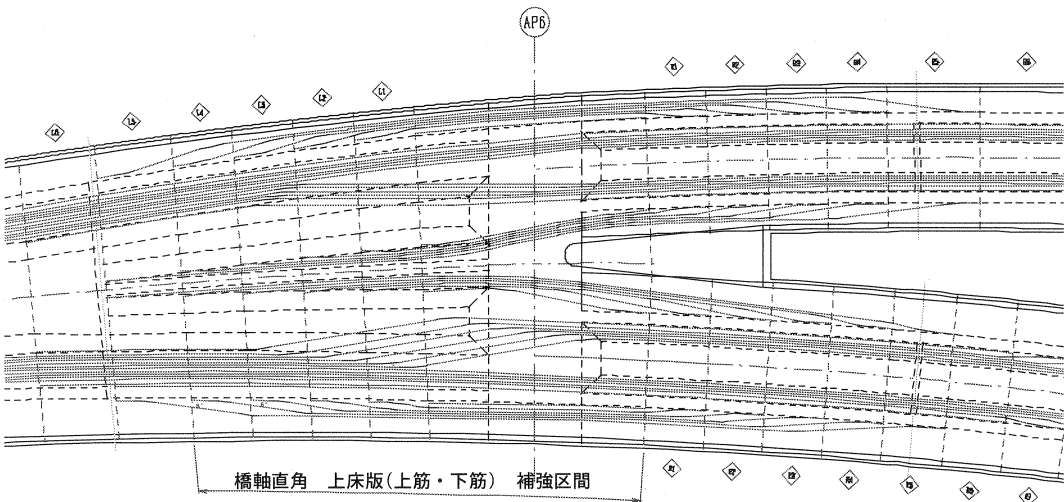


図-6 分岐部付近の内ケーブル形状

支障のない構造となるが、内ケーブルが大きく変曲するため、水平方向の腹圧力に対して床版の鉄筋補強を行っている。

また、主桁分岐部の挙動を検証するため、AP6付近における3次元FEM解析を行った(図-7)。AP6柱頭部および隣接各2ブロックをモデル化し、荷重は骨組解析による境界断面力を载荷した。活荷重満載ケースのほか、活荷重偏載荷の影響を見るため各隣接径間それぞれのみ活荷重を载荷したケースについても考慮している。

解析の結果、主たる引張主応力は活荷重満載時に生じ、発生部位は下床版付け根位置の支点横桁鉛直方向応力であった(図-8)。この応力は 5N/mm^2 を超えていたため、人道孔位置と柱頭部下床版と支点横桁におけるハンチの形状を見直した。応力度は 3N/mm^2 程度に減少し、引張鉄筋を算定してD25 ctc 250の鉄筋を配置することとした。

支点横桁内のせん断応力分布(鉛直)は、解析結果からコンクリートが負担できる 0.55N/mm^2 以上の平均せん断応力度は発生しておらず、所定のスターラップ以外にとくに補強の必要性はない。また、橋軸直角方向の鉛直せん断応力度についても、 0.55N/mm^2 を超えている箇所はあるが、大きなせん断応力の発生は見られず、別途横桁を梁としての検討に必要なスターラップを配置すれば十分であった。

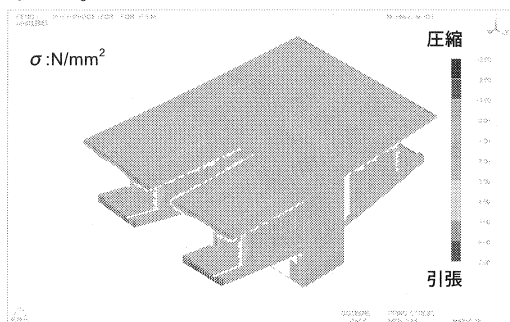


図-7 分岐部のFEM(主応力)

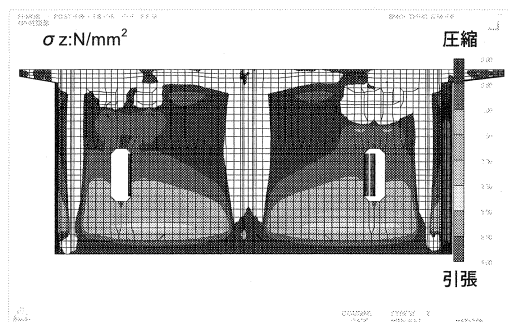


図-8 支点横桁鉛直応力

6. まとめ

本報告では、主として拡幅と分岐構造を有する波形鋼板ウェブ箱桁構造に対して実施した検討事項に関して報告を行った。要約すると以下のとおりである。

- (1) 直線変化と2次曲線の組み合わせによる桁高変化曲線を採用
- (2) 波形鋼板ウェブ橋に分岐構造を適用
- (3) RC隔壁を介してウェブ数を変化する構造を採用し、FEMにより隔壁の安全性およびウェブせん断力の分配性能を確認
- (4) 主桁数・ウェブ数の異なる片持架設を可能とする合理的な内ケーブル配置を採用し、床版補強を実施
- (5) 偏載荷の影響を考慮した分岐部のFEM解析を行い、細目変更と鉄筋補強を実施

また、本橋では柱頭部施工時にブラケット支保工を設けず、波形鋼板に荷重を負担させて柱頭部の施工を行う合理化施工を採用し、目下施工中である。これに関しては、別途報告する。

本報告が、同様な構造を有する波形鋼板ウェブ橋の参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 水谷ほか：広幅員を有するP R C波形鋼板ウェブ箱桁橋の設計，第15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，プレストレストコンクリート技術協会，2006.10.
- 2) 西澤ほか：広幅員に対応した波形鋼板ウェブ箱桁橋の設計～第二東名中一色橋橋(下り線)～，第14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，プレストレストコンクリート技術協会，2005.11.