

北関東自動車道小貝川橋の工事報告

CONSTRUCTION OF KOKAIGAWA BRIDGE

畑 稔朗¹⁾ 本條 順一²⁾ 園部 歩³⁾
 Toshiro Hata Junichi Honjo Ayumu Sonobe

1. まえがき

小貝川橋は、北関東自動車道の真岡IC～桜川筑西IC間に位置する3径間連続鋼PRC混合箱桁橋である。本橋は著しい不等径間で構成されていることから長径間部(約110m×2)を鋼開断面合成箱桁とし、短径間部(約30m)をPRC箱桁としている。鋼桁とPRC桁との接合部には、鋼殻セル内に高流動コンクリートを充填し、鋼殻セル内に配置した孔あき鋼板ジベル(以下、PBLという)および後面支圧板にて断面力を伝達する接合法を採用している。本報告では、小貝川橋の設計概要を述べるとともに、混合橋において最も重要となる、接合部に対する過去の事例を参考とした構造の妥当性とFEM解析による安全性の検証、鋼殻セルの製作方法、ならびに、現場架設の施工概要について報告する。

コンクリート体積： 940m³ <PRC 桁>
 1370m³ <鋼桁部の合成床版>
 本橋の側面図および断面図を図-1～3に示す。

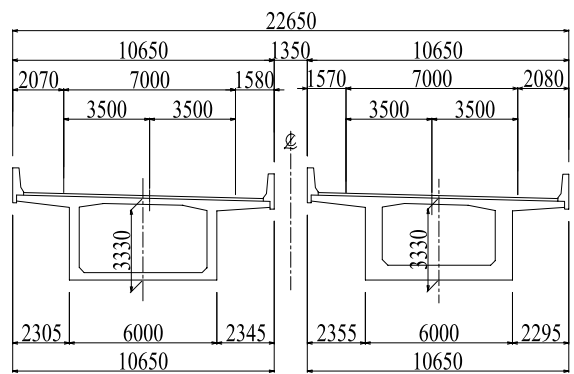


図-2 PRC 桁断面図

2. 工事概要

工 事 名： 北関東自動車道 小貝川橋 (鋼上部工) 工事
 工事箇所： 栃木県芳賀郡二宮町大字高田
 構造形式： 3 径間連続鋼 PRC 混合箱桁橋
 橋 長： 259m ×2 線 (上下線)
 支 間 長： (30.9<PRC 桁>+107.5<鋼桁>+117.75<鋼桁>)m
 有効幅員： 10.0m ×2 線 (上下線)
 平面線形： R=4,000m～R=24,000m
 縦断勾配： 0.3%
 工 期： 平成 18 年 8 月 22 日～平成 20 年 12 月 8 日
 施 主： 東日本高速道路(株)関東支社宇都宮工事事務所
 鋼材重量： 2,716 t (HTB は除く)

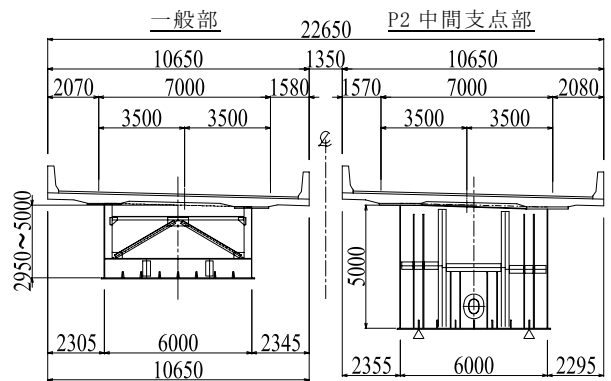


図-3 鋼桁断面図

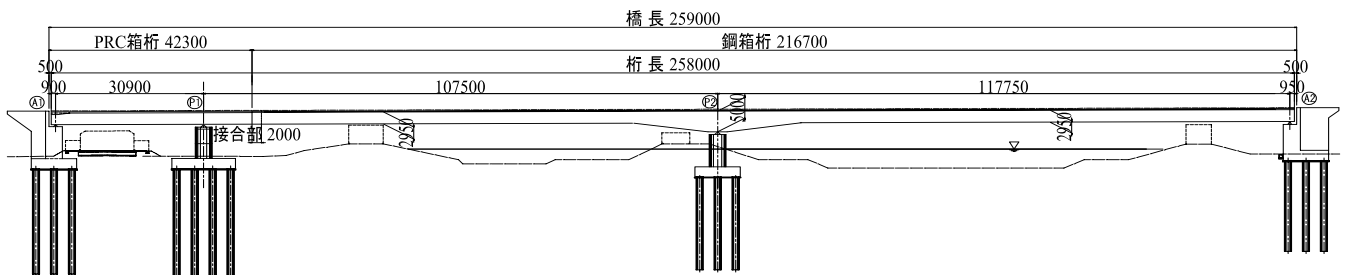


図-1 側面図

1) 生産グループ 和歌山工場 生産技術チーム
 2) 工事グループ 工事部 東京チーム
 3) 技術グループ 設計部 東京チーム

3. 設計方針

3.1 施工ステップを考慮した解析

本橋は混合橋であり段階架設を行うため、これを解析に考慮する必要があった。なお、PRC桁は県道を跨ぐため、切り廻しによる2段階施工とした。

PRC桁と鋼桁の接合時において、仮に鋼殻セルを鋼桁に一体化した場合、鋼桁の温度伸縮によって、鋼殻セル内の高流動コンクリートにクラックが発生する恐れがあった。そこで、鋼殻セルを1次施工桁に先行一体化し（STEP-2）、高流動コンクリートに所定の強度が発現した後、鋼殻セルと鋼桁間を実測し、調整ブロックを落込み架設した（STEP-3：暫定連続桁状態）。

1次施工桁と鋼桁とを連続化した後、2次施工桁の弱材齢時には、鋼桁の温度伸縮が伝達しないように、P1免震支承を仮固定し、鋼桁とPRC桁全体を連続化した（STEP-4）。

なお、STEP-3（暫定連続桁状態）で、仮に合成床版のコンクリートを打設すると、1次施工桁端の跳ね上がり量が約100mmになり、上床版の縦断勾配が山勾配になるため、桁全体を連続化した後に床版コンクリートを打設することとした（STEP-5、6）。

以上の検討結果より、図-4に示す施工ステップを採用し、解析を行った。

3.2 骨組解析

(1) 骨組モデル

解析に用いた骨組モデルは、接合部の発生断面力を適正に評価するため、図-5に示すように接合部の骨組を密

にしたフィッシュボーンとしている。施工ステップにおける各施工段階での支持条件をモデルに反映し、PRC桁の乾燥収縮やクリープおよび温度応力などの不静定力を考慮した断面力を算出した。

(2) 接合位置の検討

接合部の断面力に対処する方法として、外ケーブルによるものと内ケーブルによるものがある。そこで仮に、本橋の架設ステップで1次施工桁下側に生じる引張力に対して、外ケーブルで対処した場合、1次施工桁上側に配置された外ケーブルを、鋼殻セル下側まで曲げ下げる必要がある。しかし、この場合は、ケーブルの張力損失が大きく、不経済となるため、内ケーブルのみで対処するケーブル配置を採用した。

接合位置については、上記の理由から内ケーブルで対処可能な位置とし、具体的にはP1橋脚からP2橋脚側に向かい10mの位置が、最も経済的かつ合理的な接合位置となった。

3.3 鋼桁部の設計

鋼桁部は、支間長が100mを超える長支間であるため形式を開断面箱桁¹⁾とし、上フランジにずれ止めとしてスタッドを配置した合成桁として設計を行った。床版は、型枠施工期間の短縮を目的として、鋼コンクリート合成床版を採用している²⁾。なお、本橋では中間支点部付近の負曲げ域（0.15L：L=支間長）において下側配力鉄筋を配置し鋼断面に加算することとした。

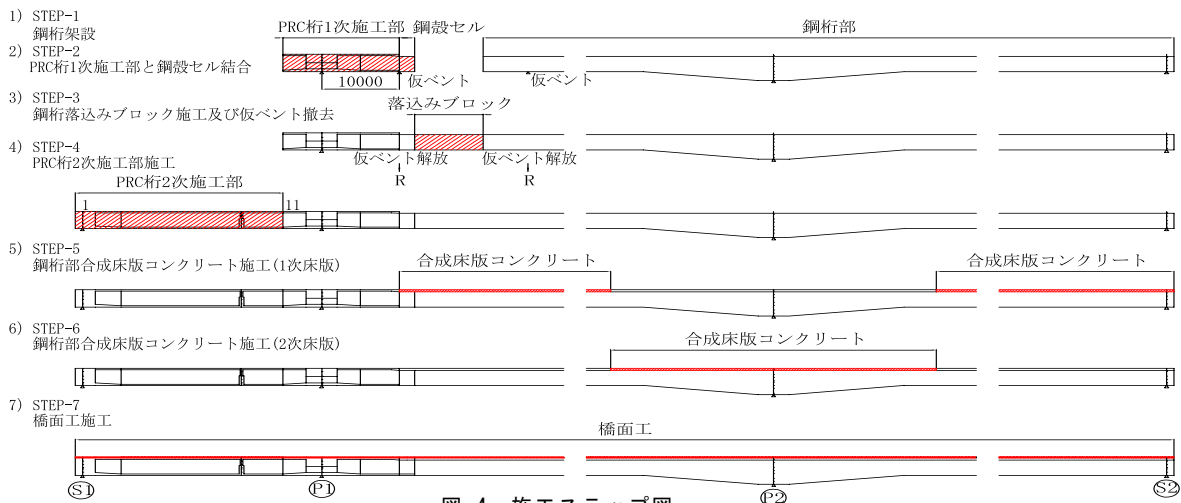


図-4 施工ステップ図

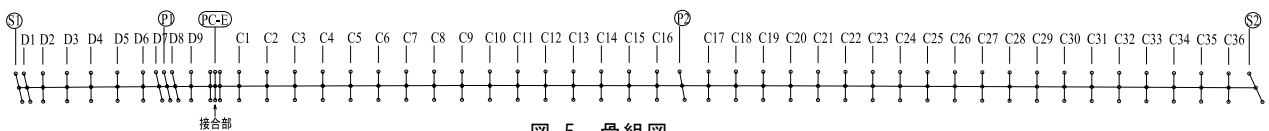


図-5 骨組図

3.4 PRC床版と合成床版の連続性について

本橋は図-6, 7に示すように、PRC床版と合成床版が連続する構造であるため、構造の異なる床版の連続性を確保する必要があった。そこで、図-8に示すように、鋼殻セルとの境界面から500mmの範囲にも横締め鋼材を配置し、橋軸直角方向へプレストレスを導入して、床版張出部の応力伝達をスムーズにする構造とした。また、鋼殻セルの範囲で両者の配力鉄筋を結束することにより、橋軸方向鉄筋の連続性を確保することとした。なお、主桁ウェブ間は、鋼殻セルの上フランジが床版を支持しているため、十分剛性を確保した構造となっている。

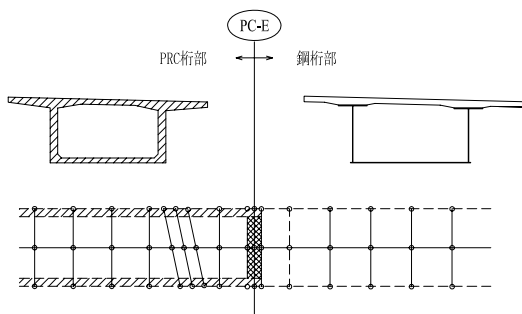


図-6 骨組解析 (接合部詳細)

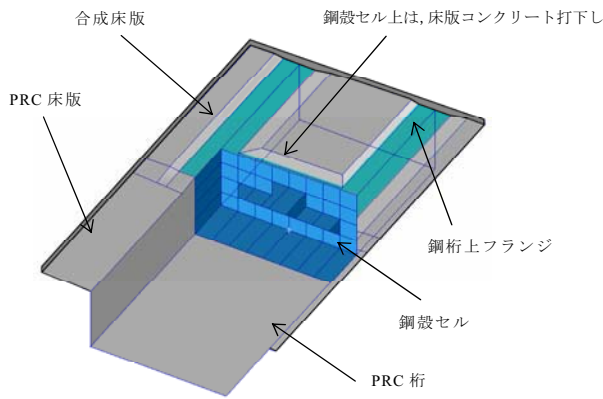


図-7 床版接合部の概念図 (下から見上げた図)

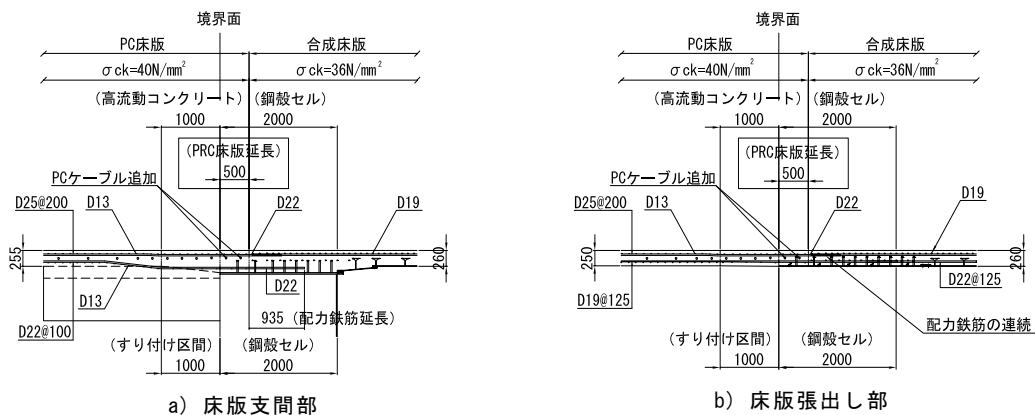


図-8 床版接合部の側面図

3.5 接合部の設計方針

(1) 接合法の決定

接合部の構造は、鋼殻セル内に高流動コンクリートを充填し、鋼殻セル内に配置した PBL および後面支圧板にて断面力を伝達する接合法「後面支圧板方式」を採用している。概要図を図-9に示す。

この接合法は、支圧板、中詰めコンクリート、ずれ止め (PBL) などの接合要素で構成している。中詰めコンクリートとコンクリート横桁が連続一体化するため、他の接合方法と比べ、コンクリートから鋼部材への応力伝達が比較的スムーズである。また、ずれ止めは狭隘な鋼殻セル内での施工となるため頭付きスタッドは施工しにくいことから施工性が良くずれ止め効果が優れている PBL を採用した。

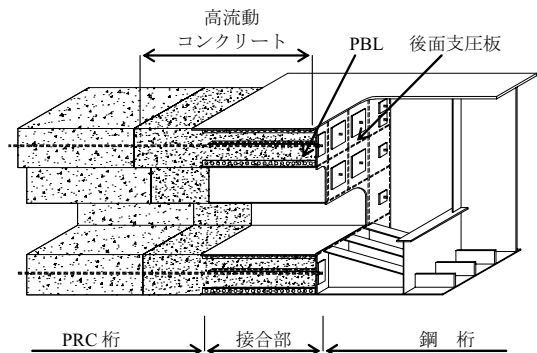


図-9 後面支圧板方式の概要図

(2) 接合部の断面力

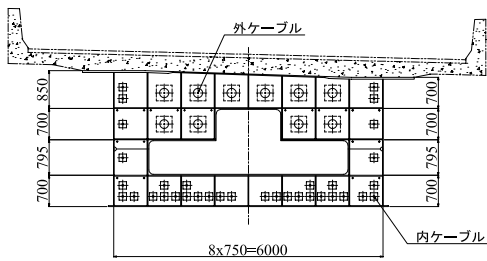
接合部は、橋軸直角方向の荷重伝達性状が不均等であり、骨組解析ではこれを評価できないため、部分的に危険側の設計となることが考えられた。よって、骨組解析の断面力に対し、鋼殻セルとPRC桁がそれぞれ単体で抵抗できるよう設計した。また、鋼殻セル部は混合橋の接合部として最も重要な部位であると考え、コンクリートのひび割れ制御方法については、文献³⁾より引張応力を生じさせない「方法C」を採用することとした。

(3) 鋼殻セルの構造

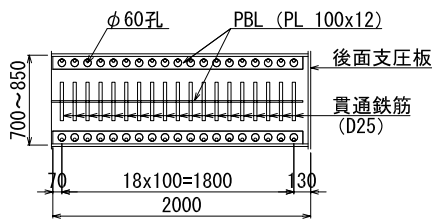
鋼殻セルの構造および寸法は、工場製作およびPCケーブル配置を考慮して、図-10に示すとおりとした。

接合部の長さは、鋼桁からの応力が、ずれ止めを介して中詰めコンクリートへ一様に伝達できる長さとする事が望ましい。接合部が長いほどその応力分散効果は高いとされるが、実績などをもとにセル断面高さ方向の2~3倍程度である2mとした⁴⁾。

鋼板の板厚は、鋼桁としての必要板厚とし、セルの板厚も鋼桁と同厚とした。また、後面支圧板の板厚は、セルと同厚の $t=20\text{mm}$ とした。なお、20mmに対する妥当性の検証は、次項で述べる。



(a) 後面支圧板側の断面図



(b) セルの側面図

図-10 鋼殻セル詳細図

4. 接合部のFEM解析

4.1 解析方針

接合部の挙動と各断面力に対する安全性を検証するためにFEM解析を実施し、応力分布の確認を行った。検証項目としては、下記に示す内容とした。

- ・ 鋼殻セルを構成する鋼板の応力分布状態
- ・ 鋼殻セル部のコンクリートの応力分布状態
- ・ ずれ止め(PBL)のせん断力分布状態
- ・ ずれ止め(PBL)と後面支圧板の荷重分担率

(1) 解析モデル

解析モデルの概要図を図-11、鳥瞰図を図-12に示す。解析モデルの対象とした範囲は、接合部への影響を考慮して、桁高の3倍程度の範囲とし、PRC桁部=8mと接合部=2mおよび鋼桁部=6mの計16mの範囲とした。支持条件は、PRC桁の横桁端部を固定支持した片持ち梁状態とした。

鋼板とコンクリートとの境界条件は、接触・剥離挙動をギャップ要素（非線形バネ要素）にて考慮した。ただし、圧縮力は伝達するが、引張力は伝達しない条件とし、鋼桁とコンクリートとの付着力および摩擦力は無視した。PBLは、並進3方向の線形バネ要素とし、PBL孔のモデル化は行っていない。

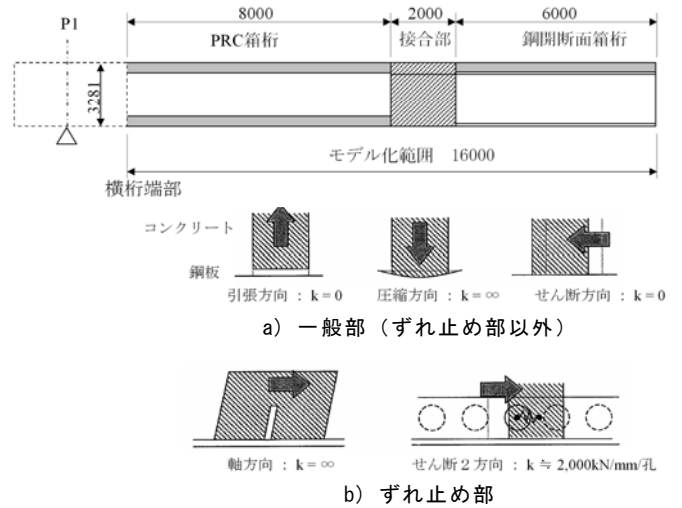
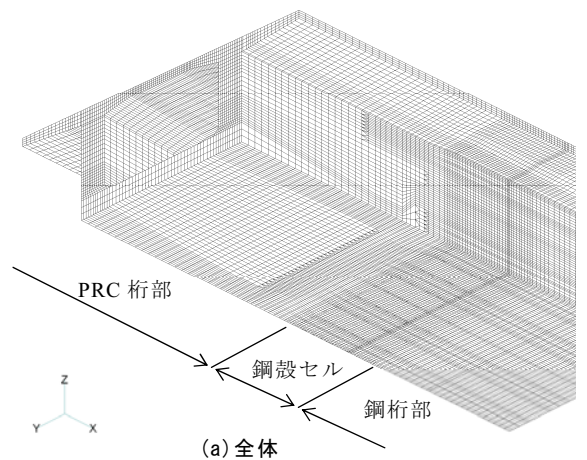
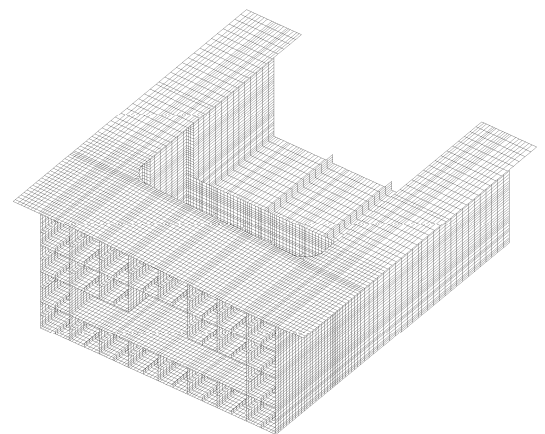


図-11 解析モデルの概要



(a) 全体



(b) 鋼殻セル部

図-12 FEM解析モデルの鳥瞰図

(2) 解析に用いた断面力

解析に用いた断面力は、架設時においてPRC桁の1次施工桁と鋼桁が暫定的に連続桁となるケース、および完成系において曲げモーメントが最大・最小となるケースを採用した。

4.2 解析結果

(1) 鋼殻セルを構成する鋼板の応力分布状態

図-13に鋼殻セルのVon-Misesの応力分布状態を示す。また、表-1に発生応力度を示す。

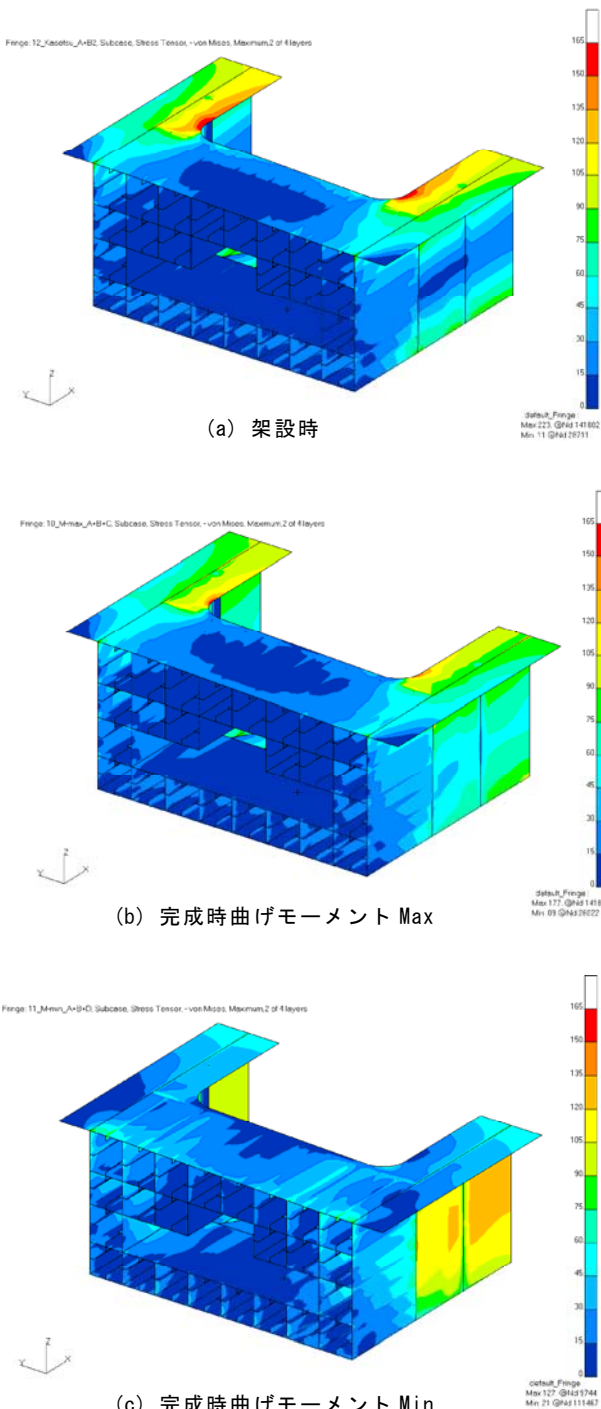


図-13 鋼殻セルのFEM解析結果

架設時において上フランジのフィレット部に応力集中が見られるが、許容応力度の範囲に入っている。

完成時曲げモーメントMax時については、若干の応力集中が見られるが、発生応力度の最大値も許容応力度に対して十分満足する値となっている。

完成時曲げモーメントMin時については、主桁ウェブと鋼殻セルウェブの境界において応力度が他のケースと比較して大きくなっている。しかし、発生応力度は、許容応力度に対して十分小さい値である。これらの結果より、鋼殻セルは十分な安全性を有していることが確認できた。

表-1 鋼殻セルの最大発生応力度

	最大応力度	許容応力度	最大応力度 / 許容応力度 (%)
	N/mm ²	N/mm ²	
架設時	233	262	85
完成時曲げモーメントMax	177	210	84
完成時曲げモーメントMin	127	210	60

(2) PRC桁のコンクリートの応力分布状態

図-14に、鋼殻セル近傍のPRC桁における完成時曲げモーメントMaxおよびMin時のコンクリート応力分布状態(σ₁)を示す。

断面中心部のマンホールの角部に引張応力が生じている。この引張応力に対しては、横締めPC鋼材および補強鉄筋を配置してひび割れを制御することとした。

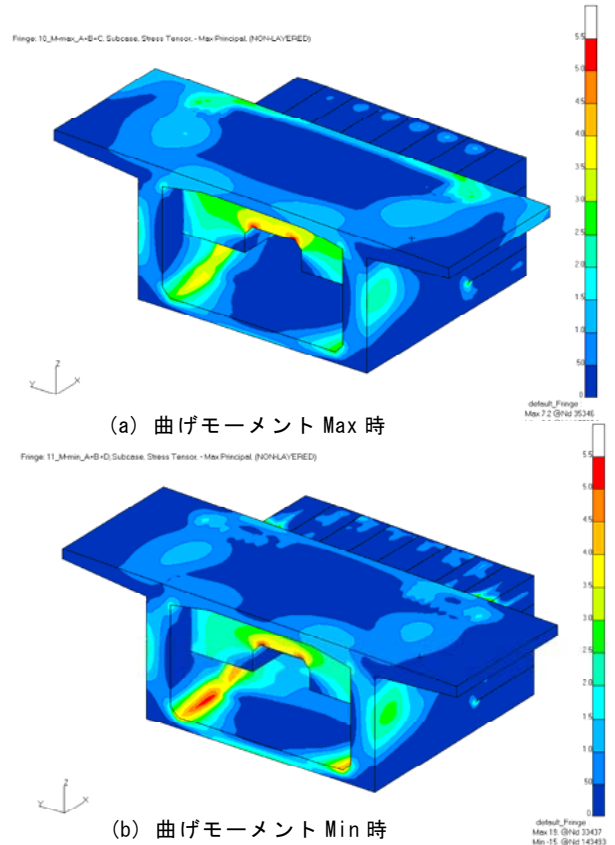


図-14 PRC桁のFEM解析結果

(3) ずれ止め(PBL)と後面支圧板の荷重分担率

軸方向力の伝達は、付着・摩擦を無視し、後面支圧板とPBLで行うものとしているが、これらの荷重分担率、および、後面支圧板の板厚の影響が不明であった。よって、FEM解析から得られたPBLに作用するずれせん断力と後面支圧板の支圧力との荷重分担率を用いて、接合部の安全性を検証した。また、後面支圧板の板厚は20mmと2倍の40mmの比較を行った。荷重ケースについては、架設時、曲げモーメントMax、曲げモーメントMinの検証を行った。代表的なケースとして、曲げモーメントMaxのPBLと後面支圧板の作用力および分担率を図-15に示す。図中、セルの内数値は作用力（セル内の平均値）を示し、上段は支圧板、下段はPBLを示す。また、[]内には分担率を示すものとする。作用力が負の場合は、PRC桁側に押付ける方向の作用力である。これより、中詰めコンクリートには圧縮力が作用していることが分かる。

単位：kN

-3405 [84%]	-2779 [98%]	-2588 [87%]	-2586 [82%]	-2564 [82%]	-2581 [85%]	-2698 [98%]	-3061 [83%]
-643 [16%]	48 [2%]	399 [13%]	548 [18%]	559 [18%]	441 [15%]	112 [4%]	-628 [17%]
-1082 [73%]	-2677 [75%]	-141 [52%]			-140 [52%]	-2675 [76%]	-1178 [71%]
-396 [27%]	885 [25%]	-129 [48%]			-130 [46%]	830 [24%]	-483 [29%]
-839 [84%]							-835 [94%]
158 [16%]							52 [8%]
-1828 [54%]	-1586 [55%]	-1533 [55%]	-1041 [51%]	-1041 [51%]	-1533 [56%]	-1564 [56%]	-1818 [55%]
1580 [46%]	1295 [45%]	1257 [45%]	1019 [49%]	1008 [49%]	1221 [44%]	1233 [44%]	1470 [45%]

(a) 後面支圧板厚 t=20mm (曲げモーメントMax)

単位：kN

-3439 [85%]	-2689 [99%]	-2460 [90%]	-2428 [85%]	-2421 [85%]	-2441 [88%]	-2575 [99%]	-3052 [83%]
-602 [15%]	-28 [1%]	284 [10%]	421 [15%]	430 [15%]	318 [12%]	18 [1%]	-614 [17%]
-1111 [74%]	-2483 [77%]	-178 [55%]			-177 [54%]	-2486 [78%]	-1212 [72%]
-392 [26%]	740 [23%]	-147 [45%]			-151 [46%]	886 [22%]	-478 [28%]
-853 [85%]							-849 [95%]
149 [15%]							40 [5%]
-1775 [54%]	-1480 [55%]	-1396 [55%]	-981 [51%]	-980 [51%]	-1395 [58%]	-1459 [56%]	-1767 [55%]
1532 [46%]	1201 [45%]	1138 [45%]	944 [49%]	932 [49%]	1101 [44%]	1138 [44%]	1420 [45%]

(b) 後面支圧板厚 t=40mm (曲げモーメントMax)

図-15 ずれ止めと後面支圧板の軸方向力、分担率

また、後面支圧板の板厚の影響については、表-2より、PBLの平均分担率に大きな影響を生じないことが解った。よって、経済性に優ることから後面支圧板の板厚は20mmとした。

表-2 各荷重ケースにおける板厚による分担率の比較

		PBL		後面支圧板	
		t=20mm	t=40mm	t=20mm	t=40mm
圧縮側(最上段)鋼殻セルにおける分担率 [8セルの平均値]	架設時	30%	26%	70%	74%
	曲げモーメントMax	13%	11%	87%	89%
	曲げモーメントMin	38%	37%	62%	63%
	3ケースの平均値	27%	25%	73%	75%
引張側(最下段)鋼殻セルにおける分担率 [8セルの平均値]	架設時	48%	48%	52%	52%
	曲げモーメントMax	46%	46%	54%	54%
	曲げモーメントMin	21%	20%	79%	80%
	3ケースの平均値	38%	38%	62%	62%

各荷重ケースで得られた作用力および分担率について、全断面の平均値をそれぞれ表-3および表-4に示す。圧縮側においては、既往の文献⁵⁾に示される分担率とはほぼ同等の値が得られた。しかし、引張側では後面支圧板の分担率が大きくなり、文献⁵⁾とは異なる結果となった。これは、接合部の位置や鋼殻セルの断面形状などの違いによるものと考えられる。PBLの耐力評価については、下式により、安全率および分担率を用いて、ずれ耐力を満足していることを確認した。

$$P_a / P = F \geq 1.0 \quad (P_a = \alpha \times 1.4 \times d^2 \times \beta_w)$$

ここで、

P_a : PBLのずれ耐力(N)

P : 作用力(N)

F : 安全率

α : PBLずれ耐力の補正係数(=0.7)

d : PBLの孔径(mm)

β_w : コンクリートの設計基準強度

なお、PBLに貫通鉄筋を設置するとPBLの耐荷力が向上することから、引張圧縮断面に関わらず設置することとした。

表-3 ずれ止めの作用力

	最大作用力(P) kN	ずれ耐力(P_a) kN	安全率 (F)
架設時	67	141	2.1
完成時曲げモーメントMax	57	141	2.5
完成時曲げモーメントMin	70	141	2.0

表-4 ずれ止めと後面支圧板の荷重分担率

	小貝川橋		文献 ⁵⁾	
	PBL	後面支圧板	PBL	後面支圧板
圧縮側鋼殻セル	27%	73%	35%	65%
引張側鋼殻セル	38%	62%	60%	40%

4.3 解析結果まとめ

本橋の施工順序を考慮した断面力を用いて、過去の事例を参考に接合部の安全性を検証した結果を以下に示す。

- ①完成時において、鋼殻セルに応力集中が生じないことおよび発生応力度が許容応力度以下であることを確認した。
- ②FEM解析から得られた安全率および荷重分担率を用いてPBLのずれ耐力を算出し、PBLへの作用力以上であることを確認した。
- ③PBLと後面支圧板の荷重分担率は、圧縮側において30:70となり、文献⁵⁾と概ね一致することを確認した。
- ④後面支圧板の板厚において、20mmと40mmの比較を行ったが、両者の分担率に大きな差異は生じなかった。実施においては経済性を考慮して板厚を20mmとした。

5. 工場製作

5.1 製作工程

表-5 製作工程

年	H18			H19												H20
月	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1
詳細設計	■			■			■			■			■			■
材料手配	■			■			■			○			■			■
工場製作	■			■			■			■			■			■
仮組立	■			■			■			▼			■			■
工場塗装	■			■			■			■			■			■
製品輸送	■			■			■			■			■			■

○ : 材料入荷
▼ : 仮組立検査

主桁の架設は、トラベラークレーン4台を使用し、両桁端部から順次、上り線・下り線を同時に行う計画であった。そのため、架設順序に合わせ上下各線の桁端側のブロックから、径間中央側に向け順次製作する工程とした。

しかし、現場への製品納期計画より、工場製作全体のスムーズな進捗が要求された。そこで、全2,700tの鋼材入荷時期を調整し、製作ロットを4ロット(月産約600t)に分割し、仮組立も4回に分割し対応した。製作工程を表-5に示す。なお、製品は、現場へのスムーズな製品供給を図るため、仮組立ロット毎に中継基地まで海上輸送することとした。

5.2 鋼殻セルの製作

本工事は、PRC桁と鋼桁の混合構造であり、その接合部には鋼殻セル構造が採用されている。セル内での組立・溶接作業が困難である事が予想されたため、作業スペース確保の目的で各セルの断面寸法を700mm×700mmとした(写真-1)。

また、製作手順を検討しPBL等の橋軸方向溶接をCO₂自動溶接による先行溶接とし(写真-2)、ダイヤフラム等の断面方向の溶接をCO₂半自動溶接により施工する方法を採用した。



写真-2 鋼殻セル製作状況

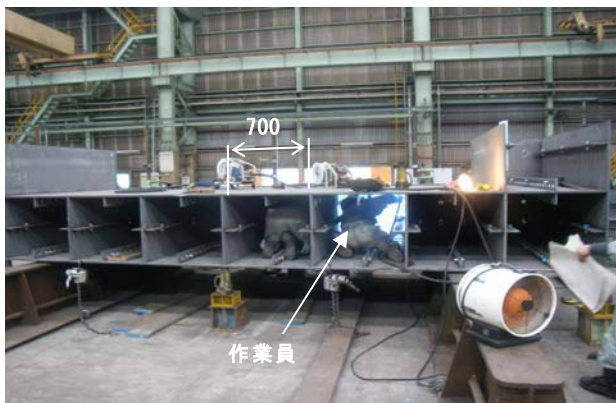


写真-1 鋼殻セル製作状況

5.3 架設系を考慮したキャンパー設定

現場架設順序から、鋼桁部は現場溶接の縮みを含んだキャンパーにて製作するが、鋼殻セルにはこれが含まれず、原寸時は隣り合うブロックが不連続となっている。工場製作時は一般に架設系別での形状管理となるが断面精度確保の観点から、鋼殻セルを鋼桁側の製作キャンパーに合わせた実仮組立(写真-3)を行い、取り合い部の精度を確保した。図-16にイメージを示す。

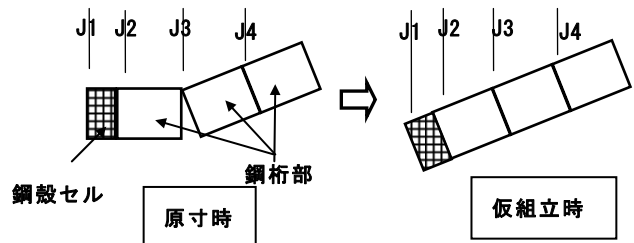


図-16 鋼殻セル部仮組立イメージ

図-16のJ1~J2は鋼殻セルブロックを示す。またJ2~J3ブロックは現場落とし込みであったため、J3添接部には10mmの隙間を設けていたが、工場仮組立時は隙間を0mmとし、断面の照合精度を上げた。また隙間を0mmとした場合の橋長寸法について、原寸時に表-6に示す各

段階での橋軸方向の寸法精査を行うことで、現場完成時の寸法と工場仮組立時の寸法の整合について検証を行った。

表-6 完成時に対する仮組時の寸法補正 (単位: mm)

	L 側		R 側	
	寸法値	補正值	寸法値	補正值
完成時寸法 (規定値)	28205.0		28195.2	
①キャンパー補正	28206.7	+1.7	28196.9	+1.7
②J3 隙間補正	28196.7	-10.0	28186.9	-10.0
③桁端倒れ補正	28207.2	+10.5	28196.9	+10.0
④上下フランジ補正	28196.3	-10.9	28186.5	-10.4

なお、表-6 は、鋼殻セル端部から鋼桁 J4 までの長さであり、下記の各段階での補正を示す。

- ①完成寸法に製作キャンパーを付加した数値
- ②J3 の隙間 10mm を 0mm と設定した時の数値
- ③仮組立時の桁端部上フランジ側倒れ量の補正数値
- ④仮組立時測定部位 (下フランジ) への変換
= 仮組立時の橋長方向の寸法値となる

仮組立は 4 回にわたり実施したが、それぞれ隣り合うブロックについては重複仮組立を行い、断面精度を確保した (写真-3)。

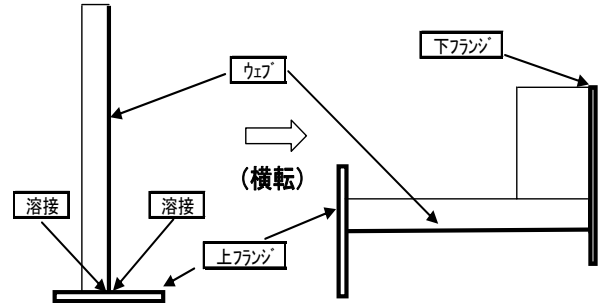


写真-3 鋼殻セル仮組立状況

5.4 主桁の製作

本橋の主桁部は 1BOX タイプの開断面箱桁であり、ウェブ間隔は 6m であった。そのため輸送時の車輛制限幅・積載重量から、主桁各ブロックについては橋軸直角方向に 3 分割された構造となった。また、上フランジが極厚であり、ウェブを含む左右のブロックが単体で自立しないため、製作方法は、上フランジとウェブを逆組し

(図-17、写真-4)、首溶接完了後に 90°横転し、ウェブを基準として横リブ及び下フランジを組立てる方法を採用した (写真-5)。



上フランジ+ウェブの首溶接

横リブ、下フランジ取付、溶接

図-17 主桁組立要領



写真-4 主桁組立状況 (上フランジ+ウェブ)



写真-5 主桁組立状況 (横リブ、下フランジ取付)

6. 現場施工

6.1 施工概要

鋼桁の架設は、河川区域内の架設が可能な期間が非出水期（平成 19 年 11 月～平成 20 年 5 月）に限定されているため、工程短縮を目的に、トラベラクレーン 4 基（上下線各 2 基）を用いて施工した。図-18 に架設計画図、図-19 に鋼桁架設サイクルを示す。また、PRC 桁は、固定支保工法を採用しており、県道を跨ぐ施工となるため、切り廻しにより P1～P2 間を 1 次施工（写真-6）、A1～P1 を 2 次施工として 2 段階に分けて施工した。



写真-6 PRC 桁（1次施工）

6.2 トラベラクレーン

本工事で使用しているトラベラクレーンは、一般的に、全回転式低床ジブクレーンと呼ばれており、360° 全角度の作業を可能としている。モーメントリミッターを取り付けて作業半径に応じた吊上げ荷重を確保したクレーンで、スパン 6m のガーダー上に旋回部（巻上げ装置、起伏装置）、ジブ、ガントリーを配置した。クレーンの移動はガーダー下部の走行装置（ジャッキを水平方向に使用）により行う。架設時には固定装置で桁に固定してから使用した。（写真-7、8）



写真-7 トラベラクレーン

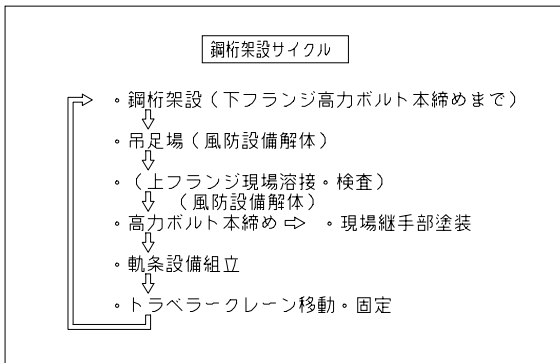


図-19 鋼桁架設サイクル

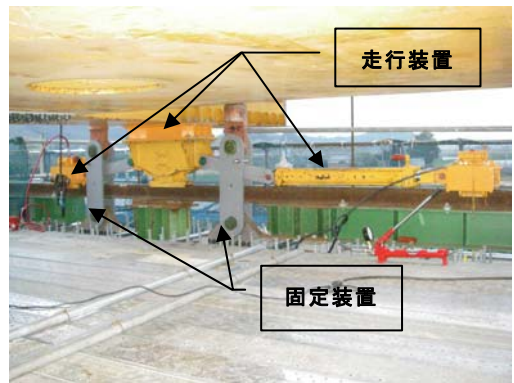


写真-8 走行装置及び固定装置

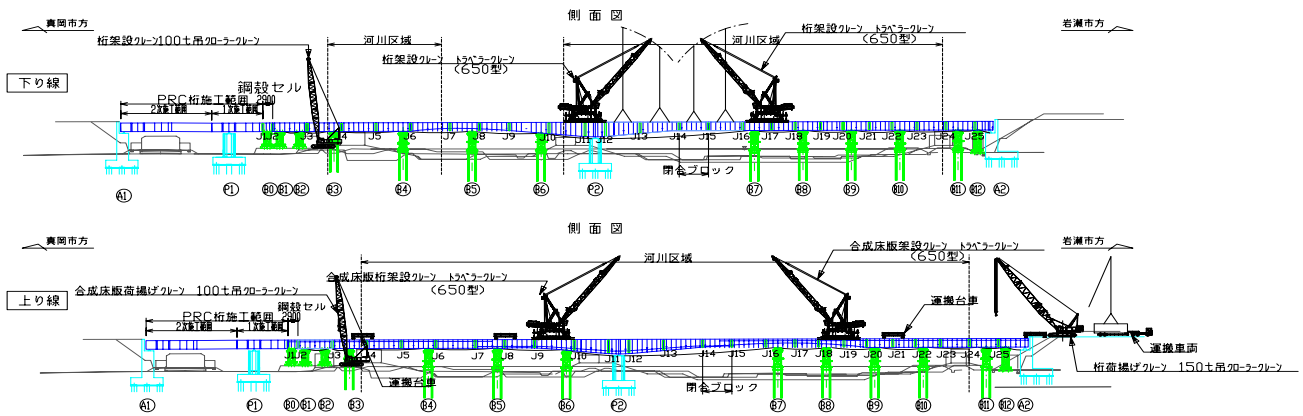


図-18 架設計画図

7. 高流動コンクリート打設施工性実験

7.1 実験概要

接合部においては、円滑に断面力が伝達できる構造となるように、コンクリートが隙間無く充填されていることが要求される。そこで、施工箇所が狭隘なため、この部分は自己充填性に優れた高流動コンクリートを用いた。セル内は、施工時不可視となることから、図-20 に示す実物大モデルを製作し、打設施工性および充填性の確認を行った（写真-9）。使用するコンクリートについては、試し練りおよび実機試験（プラントミキサによる試し練り）により配合を決定した。（表-7）

表-7 高流動コンクリート配合

配合 S1-4 (40-68-20H)										
W/C (%)	水粉体比 (%)	細骨材率 (%)	単体量 (kg/m ³)							
			水	セメント	石灰石微粉末	膨張材	砂	砕砂	粗骨材	減水剤
47.2	35.1	51.9	170	340	125	20	666	175	810	6.79



写真-9 実物大モデル実験供試体

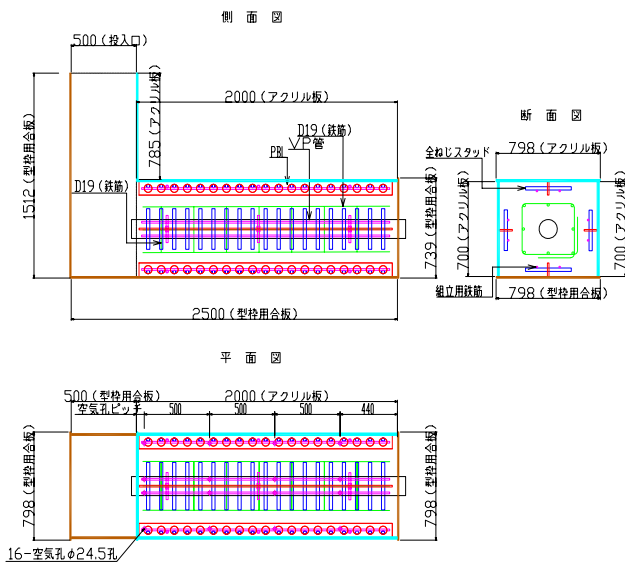


図-20 打設施工性実験供試体

7.2 実験結果

供試体上面の空気抜き孔からのコンクリートの湧き出しによって、接合部内におけるコンクリートの充填性確認が出来た。孔あき鋼板ジベル（PBL）付近についてもコンクリートの密着性は良好であった。エアについては、コンクリートの流動距離が長くなると若干抜けなくなる傾向であった。

7.3 まとめ

- 実験結果より、施工の際に注意する内容を下記に示す。
- ①打設時、コンクリートの水平移動距離が長くなると、空気孔よりエアが抜けにくい傾向にあるので、流動距離は極力短くし、3m以下で計画する。
 - ②コンクリート投入高さについては、鉄筋が密に配置されているため、高い位置からの投入は、材料分離を起こす可能性が考えられるので、3m以下で計画する。
 - ③構造物の線形条件より、勾配の低い方から高い方へと充填させる。

8. あとがき

本報告では、小貝川橋の設計、工場製作、架設および高流動コンクリート打設施工性実験までの概要を報告した。なお、本路線は平成20年内に開通する予定である。最後に、本工事において、ご指導、ご協力を賜っております東日本高速道路株式会社関東支社宇都宮工事事務所の関係各位に、この場を借りて厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 社団法人日本橋梁建設協会：開断面箱桁橋コンセプトと設計例，2006.7.
- 2) 社団法人日本橋梁建設協会：合成床版設計・施工の手引き，2005.5.
- 3) 東日本高速道路株式会社：設計要領第二集，2006.4.
- 4) 社団法人プレストレストコンクリート技術協会：複合橋設計施工基準，2005.11.
- 5) 財団法人高速道路技術センター：高松自動車道 鋼・コンクリート混合橋の設計施工に関する詳細検討報告書，2000.3.