

# 木曾川橋・揖斐川橋複合構造接合部の設計と施工

中須 誠\*1・伊藤 正人\*2・谷中 慎\*3・前田 晴人\*4

## 1. はじめに

第二名神高速道路木曾川橋・揖斐川橋は、側径間および中間支点付近をPC桁、中央径間中央部約100m間を鋼桁としたPC・鋼複合エクストラードズド橋であり、PC桁と鋼桁との複合構造接合部を有する(図-1, 2)。

木曾川橋・揖斐川橋の計画概要および全体的な上部工の設計・施工については、本誌においてすでに発表されているため<sup>1), 2)</sup>、ここでは接合部の設計と施工に絞って記述することとする。

## 2. 接合部の構造選定

本橋は合理化鋼床版 ( $t=18\text{mm}$ , U-Rib440×330×8) を採用しており、従来構造より床版剛性は高いものとなっている。しかしながら、PC桁と鋼桁との剛性差が大きく、接合部は応力集中や角折れなど、構造上の弱点になりやすい。したがって、接合部の構造選定にあたっては、力の伝達を円滑に行うことが重要となる。また、接合部はPC桁セグメント(マッチキャスト工法)と同様に接合セグメントとして製作・架設されるため、製作ヤード内での運搬や張出し架設時の重量制限等も考慮する必要がある(重量400tf, 橋軸方向長さ5m以下)。

このような条件を踏まえ、まず、表-1に示すような接合形式をリストアップして比較検討を行った<sup>3)</sup>。

第2案の後面板形式中詰めコンクリート案は、国内での施工実績があり、力の伝達は良好なものとなるが、合成桁部鋼桁の製作性の悪さ、その狭隘な部分への配筋作業の困難さおよびPC桁部と合成桁部とに一括して大量の高流動コンクリートを打設する品質管理上の問題等があるため、詳細検討形式から除外した。

次に、第1案の前・後面板併用形式中詰めコンクリート案と第3・4案のメタルプレート案について、接合部を部分的に取り出したFEM解析を実施し、応力伝達特性を確認した。その結果、第1案は、コンクリートの支圧応力度および鋼桁の垂直応力度が滑らかな分布形状を示し、局所的な応力集中の発生もなかった。第3案は、デッキプレート部およびその背面のコンクリート部に応力集中が発生した。第4案についても、前面に張り出した底板から多少の荷重伝達が行われたものの、応力集中の低減には至らなかった。

第1案におけるPC-鋼桁間の力の伝達は、前・後面板(支圧)および合成桁部ずれ止め(せん断)の合計3つのルート

から行われるため、比較案の中で最も円滑に行われる。鋼桁製作性は合成桁部において密閉構造(鋼セル)を形成することとなるが、他案に比べて最も優れている。さらに、PC桁部においても、第3案と同様にコンクリートの品質管理・施工性に優れている。密閉部への高流動コンクリート打設は、第2案より施工上の管理が行いやすく、打設時期にも選択の自由がある。高流動コンクリートは、近年著しく開発が進んでおり、施工性・充填性が極めて優れている。

以上の比較検討結果から、接合形式は、応力伝達性状、鋼桁製作性およびコンクリート施工性に優れた第1案の前・後面板併用形式中詰めコンクリート案を採用することとした。

## 3. 接合部の設計

### 3.1 部分FEM解析からの所見

接合部の設計に先立ち、第1案の前・後面併用形式中詰めコンクリート案について、後面板の板厚 ( $t=16, 32, 64\text{mm}$ )、中詰めコンクリートと鋼セルとの合成度 ( $1-0$ ) をパラメーターとした部分FEM解析を実施した。

#### (1) 解析モデル

解析に用いる有限要素は、鋼板をシェル要素、コンクリートをソリッド要素としている。解析モデルの概略図を図-3に示す。一つのリブに作用する応力が、各モデルによってどのように伝達されるかを比較検討するため、作用荷重は鋼桁部の許容応力度 ( $\sigma_a=140\text{N/mm}^2$ ) とし、さらに、PC鋼材によるプレストレス ( $P_s=539\text{kN}$ ) を導入している。

また、横桁・横リブ位置を鉛直方向支持点とし、対称の境界条件を用いて1/2モデルとして解析を実施した。なお、合成桁部の鋼板と中詰めコンクリートとの境界条件(ずれ止め部)について、解析Case-1~3は節点を共有させることで剛結とし、Case-4は微小な隙間を設けて力の伝達が行われないうようにしている。

#### (2) 解析結果

表-2に前・後面板位置におけるコンクリートの支圧応力度を示す。後面板位置の値はCase-1~3でほとんど変わらないが、ずれ止めがないものとしたCase-4では他の2倍程度になっている。前面板位置の値はCase-1~4でほとんど変わらず、後面板厚や間詰め部ずれ止めの有無には影響を受けない。

表-3に前・後面板のVon Mises相当応力度を示す。Von Mises相当応力度とは、薄肉の鋼材に対して一般的に用いられる最大せん断ひずみエネルギー説に従った、次式で表される応力度である。

\*1 Makoto NAKASU: 日本道路公団 名古屋建設局 四日市工事事務所 長島工事区 工事長

\*2 Masato ITO: 日本道路公団 名古屋建設局 四日市工事事務所 長島工事区

\*3 Makoto YANAKA: 日本道路公団 名古屋建設局 四日市工事事務所 長島工事区

\*4 Haruhito MAEDA: (株)日本構造橋梁研究所 設計第二部

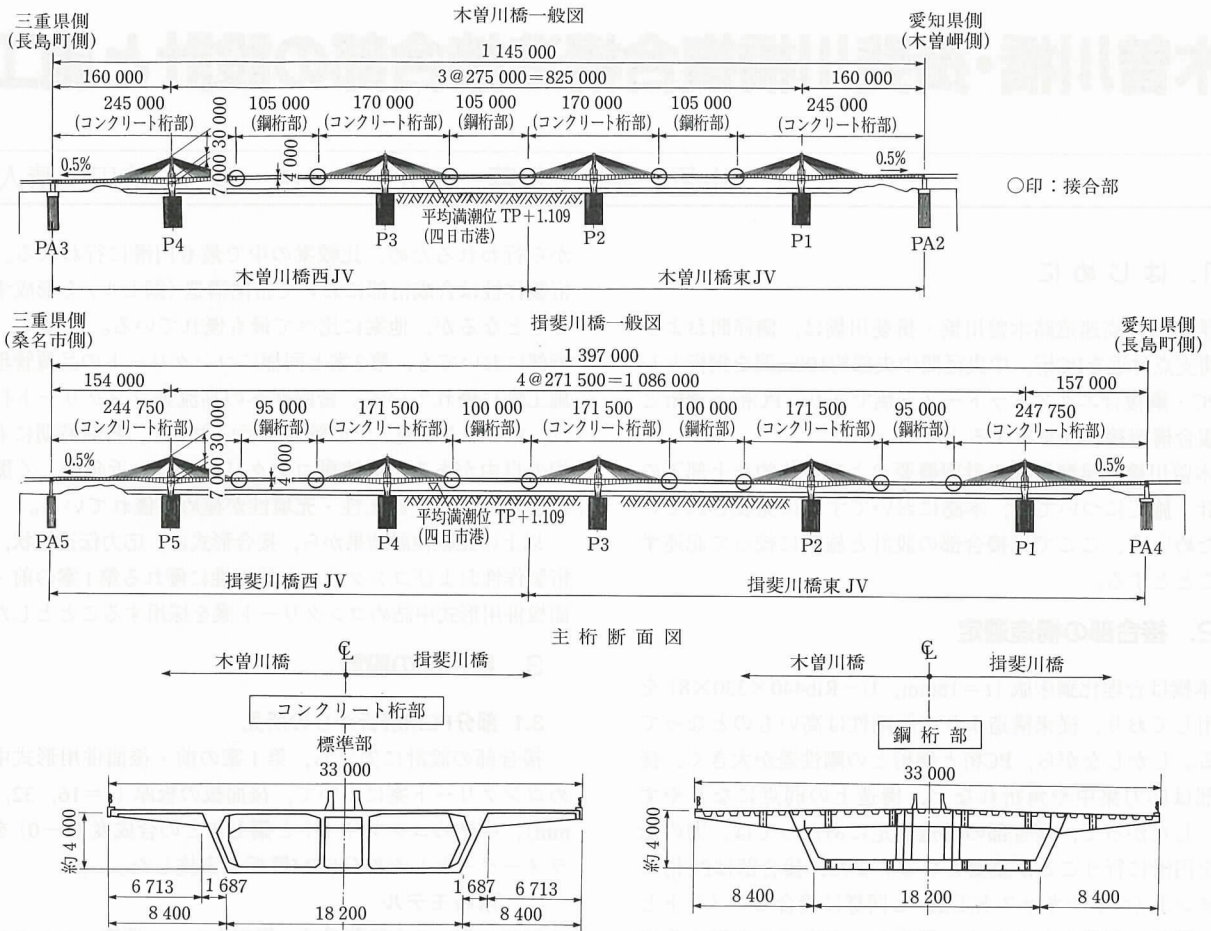


図-1 両橋梁の一般図

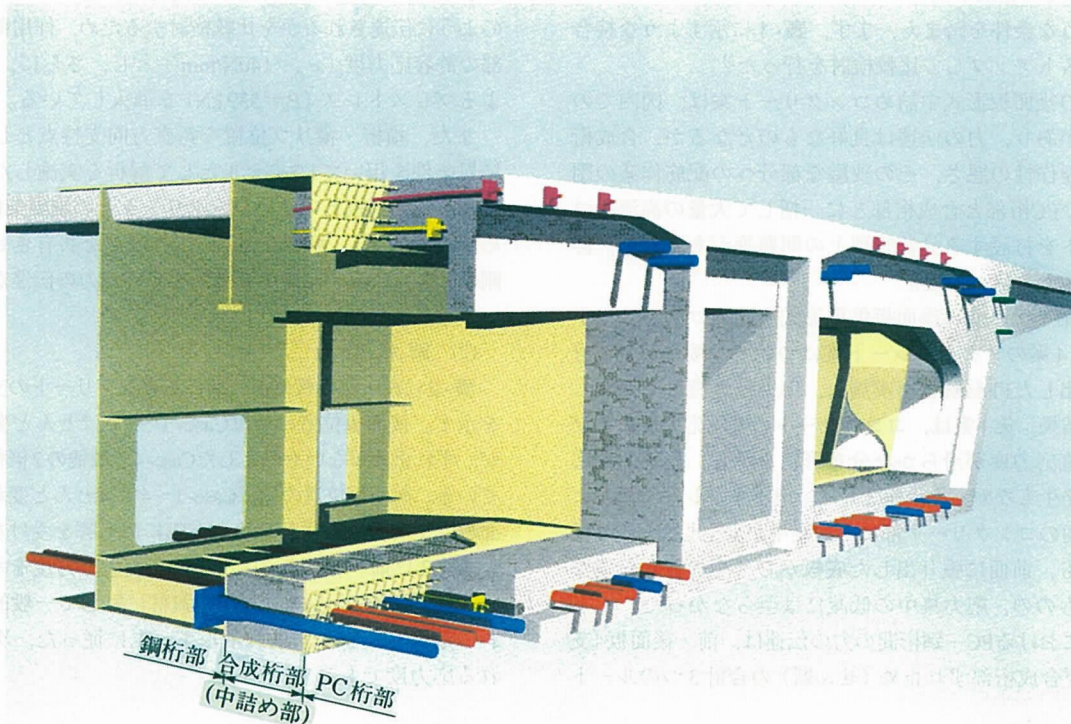


図-2 接合部構造

表-1 接合形式比較表

	第1案 中詰めコンクリート案 (前・後面板併用形式)	第2案 中詰めコンクリート案 (後面板形式 生口橋・多々羅大橋)	第3案 メタルプレートA案 (支圧形式 ノルマンディー橋)	第4案 メタルプレートB案 (前面板形式)
構造概略図				
力の伝達	<ul style="list-style-type: none"> <li>○軸方向力、曲げモーメント 合成桁部のずれ止め(せん断)と前・後面板(支圧)から鋼桁へ伝達される。</li> <li>○せん断力、ねじりモーメント 前面板のスタッド(せん断)から鋼桁へ伝達される。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○軸方向力、曲げモーメント 合成桁部のずれ止め(せん断)と後面板(支圧)から鋼桁補強部(応力分散)、鋼桁へ伝達される。</li> <li>○せん断力、ねじりモーメント デッキおよび腹板のスタッドから鋼桁へ伝達される。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○軸方向力、曲げモーメント メタルプレート(支圧)から鋼桁補強部、鋼桁へ伝達される。</li> <li>○せん断力、ねじりモーメント メタルプレートとの摩擦とU字筋のせん断により鋼桁へ伝達される。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○軸方向力、曲げモーメント メタルプレート(支圧)と合成部前面の底板(上床版、腹部、下床版)のスタッドから鋼桁補強部、鋼桁へ伝達される。</li> <li>○せん断力、ねじりモーメント メタルプレート(支圧)のスタッド(せん断)から鋼桁へ伝達される。</li> </ul>
長所	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ オープンスペースでコンクリート部の配筋・打設ができるため、施工性が良い。</li> <li>・ 接合セグメントのコンクリートについても一般部セグメントと同様な品質が期待できる。</li> <li>・ 前・後面板および合成桁部スタッドの3カ所で軸方向力が伝達されるため、メタルプレート案(支圧接合)よりコンクリート部の支圧応力および支圧板の応力が最も小さい。</li> <li>・ 合成桁部は密閉構造となるが、鋼桁製作性は最も良い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼桁部に補強縦リブを設けることにより、剛性急変を緩和している。</li> <li>・ 補強縦リブからトラフリップへの力の流れがスムーズである。</li> <li>・ 間詰部(横桁)で応力が緩和される。</li> <li>・ 合成桁部鋼セル内の応力が均一となる。</li> <li>・ 国内において、生口橋、多々羅大橋などで施工実績がある。</li> <li>・ 後面板位置でのコンクリートの支圧応力は、比較的小さい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ トラフリップの形状や下床版のPC鋼材定着部に工夫を凝らし、支圧応力の低減を図っている。</li> <li>・ オープンスペースでコンクリート部の配筋・打設ができるため、施工性が良い。</li> <li>・ 接合セグメントのコンクリートについても一般部セグメントと同様な品質が期待できる。</li> <li>・ メタルプレートに作用する支圧に対して鋼桁部に補強を要するが、第2案に比べて鋼桁製作性は良い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼桁リブ形状を変断面として剛性の急変を緩和している。</li> <li>・ オープンスペースでコンクリート部の配筋・打設ができるため、施工性が良い。</li> <li>・ 接合セグメントのコンクリートについても一般部セグメントと同様な品質が期待できる。</li> <li>・ メタルプレートに作用する支圧に対して鋼桁部に補強を要するが、第2案に比べて鋼桁製作性は良い。</li> <li>・ 合成桁部の底板が軸方向力を一部分担するため、コンクリートの支圧応力が第3案より低減され、端部の欠落に対しても安全である。</li> </ul>
短所	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 合成桁部にモルタル充填(無収縮)を要する。</li> <li>・ 後面板位置で、剛性が急変するため、外力や輪荷重により角折れする可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼桁の溶接施工性が最も悪い。</li> <li>・ 鋼桁を立起した状態で合成桁部、もとに戻して一般部のコンクリートを打設することになり、工費が他案よりかかる。</li> <li>・ 合成桁部に高流動コンクリートを用いて一括打設した場合、PC桁部との整合性、セル内コンクリートの品質に問題が残る。</li> <li>・ 鋼桁部および合成桁部の溶接施工性が最も悪い。</li> <li>・ 合成桁部のコンクリート打設や間詰部(横桁)の配筋・型枠施工性が悪い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ メタルプレート位置でのコンクリート支圧応力が大きくなる。</li> <li>・ メタルプレート位置で、剛性が急変するため、外力や輪荷重により角折れする可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ メタルプレート位置でのコンクリート支圧応力が大きくなるが、第3案よりは小さい。</li> <li>・ メタルプレート位置で、剛性が急変するため、外力や輪荷重により角折れする可能性がある。</li> </ul>

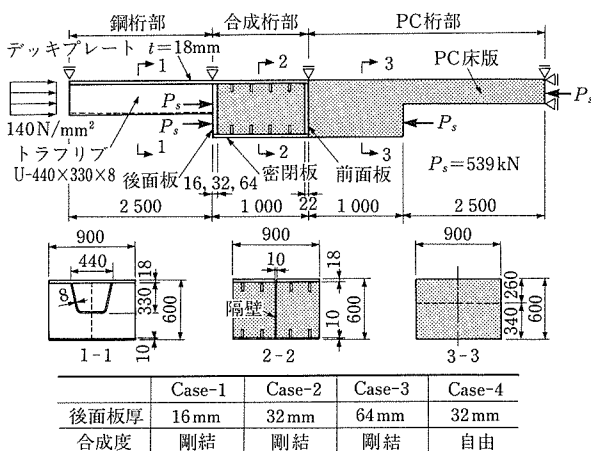


表-2 前・後面板位置におけるコンクリートの支圧応力度(N/mm<sup>2</sup>)

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
後面板厚(mm)	16	32	64	32
合成度	剛結	剛結	剛結	自由
後面板最大支圧応力	18	18	16	34
後面板最小支圧応力	-0.5	-0.1	-0.5	-0.3
前面板最大支圧応力	17	17	17	14
前面板最小支圧応力	2.1	2.2	2.2	2.4

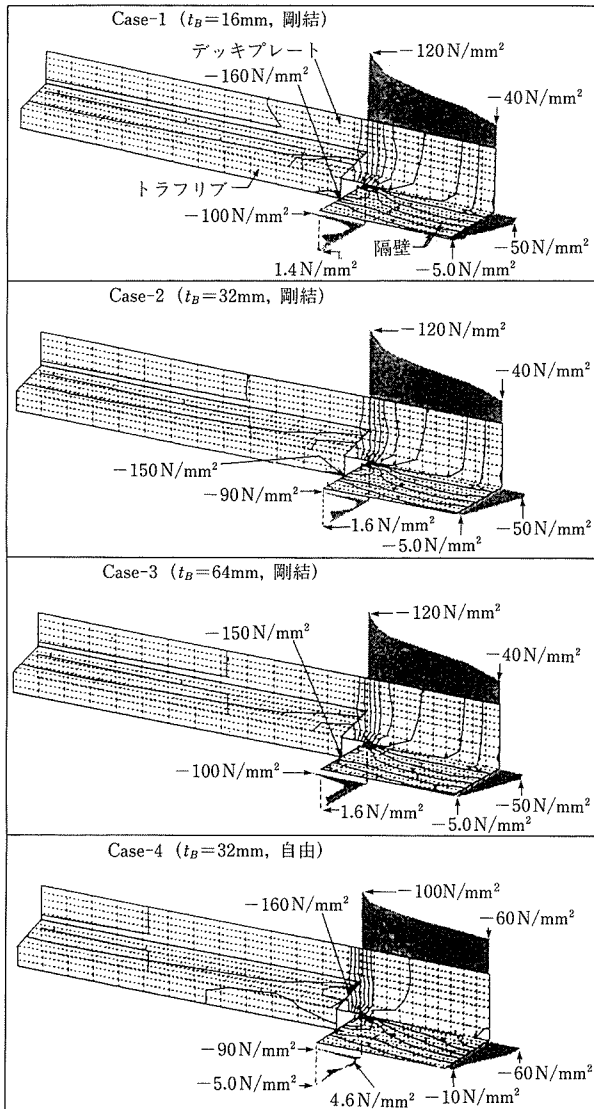
圧縮が正

表-3 前・後面板のVon Mises相当応力(N/mm<sup>2</sup>)

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
後面板厚(mm)	16	32	64	32
合成度	剛結	剛結	剛結	自由
後面板最大応力	44	44	33	63
前面板最大応力	18	18	18	27

引張りが正

表-4 鋼部材の垂直応力度分布



$$\sigma_v = (\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2)^{1/2}$$

前・后面板の Von Mises 相当応力は各ケースとも小さく、前・后面板の板厚は、軸方向力の伝達に対して決定されるものではない。

表-4に前・后面板位置でのデッキプレート応力度を示す。前・后面板位置でのデッキプレート応力度の差をずれ止めの有無で比較すると剛結 (Case-2) の80 N/mm<sup>2</sup>に対して自由 (Case-4) の44 N/mm<sup>2</sup>となり、この差の36 N/mm<sup>2</sup>がずれ止めによって、鋼部材からコンクリートに伝達される最大値と考えられる。

### 3.2 移動輪荷重載荷疲労試験からの所見

接合部はPC桁と鋼桁間で剛性が急変しており、応力集中の発生や異種材料間の接合に対する信頼性が懸念されたため、接合部の上床版部を橋軸方向9.4m、橋軸直角方向5.8mに切り取った試験体に対して、移動輪荷重載荷による疲労試験を行った<sup>4)</sup>。

疲労強度の評価方法としては、T荷重1組の移動載荷によって生じる応力振幅下において、200万回繰り返されても損傷がないことを確認するのが一般的であるが、今回は360

万回相当の繰返しに対しても、損傷は生じなかった。

最大応力度は、コンクリート床版から鋼床版へ移動した直後のデッキプレート部において92.3 N/mm<sup>2</sup>発生した。この位置の疲労継手分類は荷重伝達型の十字継手であり、「鋼構造物疲労設計指針・同解説 (JSSC)」による強度等級 (区分) はE等級となる。今回の実験結果は、E等級の設計線上あるいは下側に位置していることから、疲労亀裂の発生がなかったものと推察される。しかしながら、この最大応力度はE等級の打切り限界 (80.6 N/mm<sup>2</sup>) を超えているため、E等級を満足した実験結果を得ても、交通量の予想外の増加等により、使用期間中に疲労亀裂が発生しないとは限らない。

よって、この部位はPC桁と鋼桁との遷移区間でもあり、剛性の急変を避ける意味も込めてデッキプレートを増厚 (18→26mm) し、発生応力を疲労の打切り限界以下に抑えることとした。

### 3.3 接合桁構成要素の設計

部分FEM解析および移動輪荷重載荷試験の結果を踏まえて、図-4に示す接合桁 (接合セグメント) 各構成要素の設計を次のように行った。また、鋼材の材質は、作用応力が小さいことからすべてSM400とした。

以下、図中の番号に合わせて解説する。

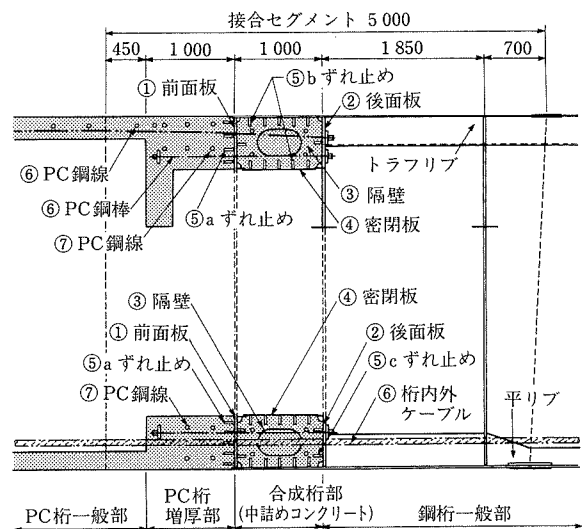


図-4 接合桁 (セグメント) の構成要素

#### ① 前面板

橋軸方向力に対して前面板の板厚変化は応力性状に影響を与えないが、前面板に配置されたずれ止めによりせん断力とねじりモーメントを伝達するため、板厚は鋼桁腹板と同厚の22 mmとする。

#### ② 後面板

後面板厚は厚いほどコンクリートの支圧応力度が低減されるが、FEM解析を行った板厚の範囲内 ( $t=16\sim64\text{mm}$ ) では、各部応力度は許容値以内であった。しかしながら、ここでは安全側の見地より、鋼主桁構成部材厚の全強が、後面板板厚方向のせん断抵抗により、中詰めコンクリートへ伝達できるものとして設計する。

$$t_{req} = (\sigma_a / \tau_a) t$$

ここに、 $t_{req}$ ：後面板必要板厚

$\sigma_a, \tau_a$ ：鋼部材の引張りおよびせん断許容応力度  
 $t$ ：上床版、腹板、下床版の板厚

設計結果は、

上床版  $t_{req} = (140/80) \times 18 = 32\text{mm}$   
 腹板、下床版  $t_{req} = (140/80) \times 22 = 39\text{mm}$

となる。

③ 合成部隔壁

荷重伝達にはあまり寄与せず発生応力も小さいが、Uリブ間隔（標準間隔900mm）に合わせて配置し、板厚はずれ止め（スタッド）を溶植するための最低厚（10mm）とする。

④ 合成部密閉板

荷重伝達にはあまり寄与せず、発生応力も小さいため、板厚はずれ止めを溶植するための最低厚（10mm）とする。

⑤a 前面板位置ずれ止め

主桁のせん断力およびねじりモーメントをすべて伝達できるものとする。具体的にはせん断流理論により、各部材内の単位長さあたりの最大せん断力を算出し、「道路橋示方書Ⅱ鋼橋編」（以下、道示Ⅱ）9.5ずれ止めの規定に従って設計する。なお、上床版部については床組作用によるせん断力との足し合わせ照査も行う。

せん断流理論による断面計算結果より、せん断応力度は表-5に示すとおりである。また、各部位ごとの最大せん断応力（ $\tau$ ）とせん断流（ $\tau \cdot t$ ）を求めると、

	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$t$ (mm)	$\tau \cdot t$ (N/mm)
上床版	-43.3	26	-1 126
外腹部	-68.1	22	-1 498
内腹部	-59.4	22	-1 307
下床版	-54.5	22	-1 199

となる。また、床組作用で上床版に生じるせん断流は、輪荷重100kN、衝撃係数1.5、載荷幅0.5m、上床版厚0.6mで、せん断に対して45°分布とすると、

$$S = 100 \times 1.5 / (0.5 + 0.6/2 \times 2) = 136.36 \text{ kN/m}$$

である。よって、上床版の合成せん断流は、

$$\text{上床版} \quad -(1\ 126^2 + 136.36^2)^{1/2} = -1\ 134 \text{ (kN/m)}$$

となる。一方、ずれ止めの許容せん断力  $Q_a$  はスタッド  $\phi 22 \times 130$  を用いるものとして、

$$Q_a = 9.4 \cdot d^2 \cdot \sigma_{ck}^{1/2} = 9.4 \cdot 22^2 \cdot 60^{1/2} = 35.2 \text{ (kN/本)}$$

ここに、 $d$ ：スタッドの直径(mm)

$\sigma_{ck}$ ：コンクリートの設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

1mあたりのスタッド必要本数および配置本数は、

上床版  $1\ 134/35.2 = 33 < 33.3$  (4@120)本  
 外腹部  $1\ 498/35.2 = 43 < 45.4$  (5@110)本  
 内腹部  $1\ 307/35.2 = 38 < 40.0$  (5@125)本  
 下床版  $1\ 199/35.2 = 35 < 40.0$  (5@125)本

となる。道示より、スタッドの最小ピッチは110(5d)mmである。スタッドの配置図を図-5に示す。

⑤b 合成部の上床版、下床版、腹板および密閉板位置ずれ止め

ずれ止めが分担する伝達力  $Q_s$  はFEM解析結果を利用し、ずれ止めの有無による前・後面板位置での応力差の差分  $\Delta\sigma$  から算出する。

$$Q_s = \Delta\sigma \cdot B \cdot t = 36 \cdot B \cdot 18 = 648B \text{ (N)}$$

ここに、 $B$ ：鋼セル幅、 $t$ ：床版厚(単位：mm)

したがって、各セル幅に対して  $Q_s$  が求まり、これに抵抗できるだけのずれ止めを必要本数配置する。

上床版および下床版のずれ止めが分担する伝達力は、それぞれ、

$$\text{上床版} \quad Q_s = 648 \times 900 = 583\ 200\text{N}$$

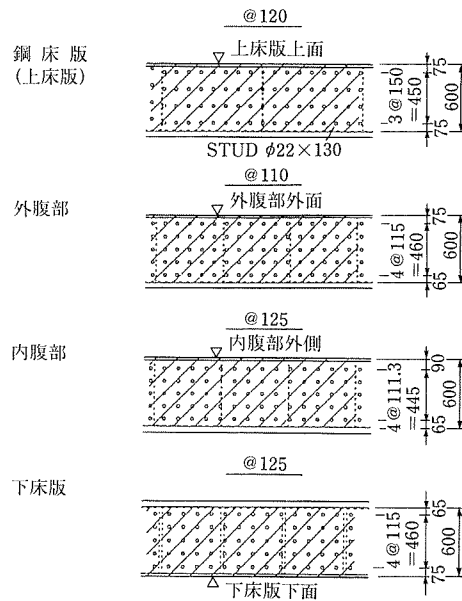
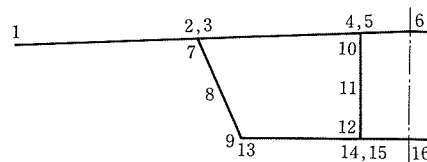


図-5 前面板ずれ止め配置図

表-5 せん断流理論によるせん断応力度



節点番号	上床版 (t=26)						外腹部 (t=22)			内腹部 (t=22)			下床版 (t=22)			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
① D+L (S <sub>max</sub> )	-0.8	-34.0	14.1	-35.3	11.4	0	-56.8	-58.8	-45.2	-55.2	-58.2	-45.5	-45.2	26.2	-19.3	0
② ねじり+	0.1	0.1	8.0	8.0	9.1	9.1	-9.3	-9.3	-9.3	-1.2	-1.2	-1.2	-9.3	-9.3	-10.6	-10.6
③ ねじり-	-0.1	-0.1	-8.0	-8.0	-9.1	-9.1	9.3	9.3	9.3	1.2	1.2	1.2	9.3	9.3	10.6	10.6
④ ①+②	-0.7	-33.9	22.1	-27.3	20.5	9.1	-66.1	-68.1	-54.5	-56.4	-59.4	-46.7	-54.5	16.9	-29.9	-10.6
⑤ ①+③	-0.9	-34.1	6.1	-43.3	2.3	-9.1	-47.5	-49.5	-35.9	-54.0	-57.0	-44.3	-35.9	35.5	-8.7	10.6

(N/mm<sup>2</sup>)

下床版  $Q_s = 648 \times 600 = 388\,800\text{N}$   
 ずれ止めの許容せん断力  $Q_a$  は、スタッド  $\phi 22 \times 100$  を用いるものとする、

$Q_a = 1.72 \cdot d \cdot H \cdot \sigma_{ck}^{1/2} = 1.72 \times 22 \times 100 \times 60^{1/2} = 29\,310\text{N/本}$  となり、各セルでの必要本数および配置本数は、

上床版  $583\,200 / 29\,310 = 20 < 30$ 本

下床版  $388\,800 / 29\,310 = 14 < 20$ 本

となる。

⑤c 合成部内の前・後面板位置ずれ止め

力の伝達には一切寄与しないが、道示Ⅱにおける合成桁のずれ止め配置に準じて、最低ずれ止め間隔 (@600) 以下で配置する。

⑥ 橋軸方向PC緊張量

斜ケーブル、桁内の内・外ケーブルおよびPC鋼棒により接合部に圧縮力を付与し、コンクリートに引張応力が発生しないように設計する。さらに、桁内の外ケーブルの一部は鋼桁内を貫通させ、鋼桁断面力の改善および地震時におけるフェールセーフとして落橋防止的な働きを与えることとする。

最終的な接合桁断面の主方向PC鋼材配置図を図-6に示す。

⑦ 橋軸直角方向PC緊張量

接合桁PC部は、一般部のPC桁と同様に床組作用によって横方向引張応力が作用する。また、コンクリート打設後の若材齢時に、ひび割れが生じるような温度応力の発生することが、移動輪荷重載荷試験体製作時に明らかとなっていた。

よって、これらに対する補強として、接合桁PC部直角方向には、上床版横締めには  $1\text{S}21.8$  を8本、下床版横締めには  $1\text{S}21.8$  を4本、各腹部鉛直締めには  $\phi 32$  を3本配置することとし、所要強度の確認された若材齢時にプレストレスを導入することとした。

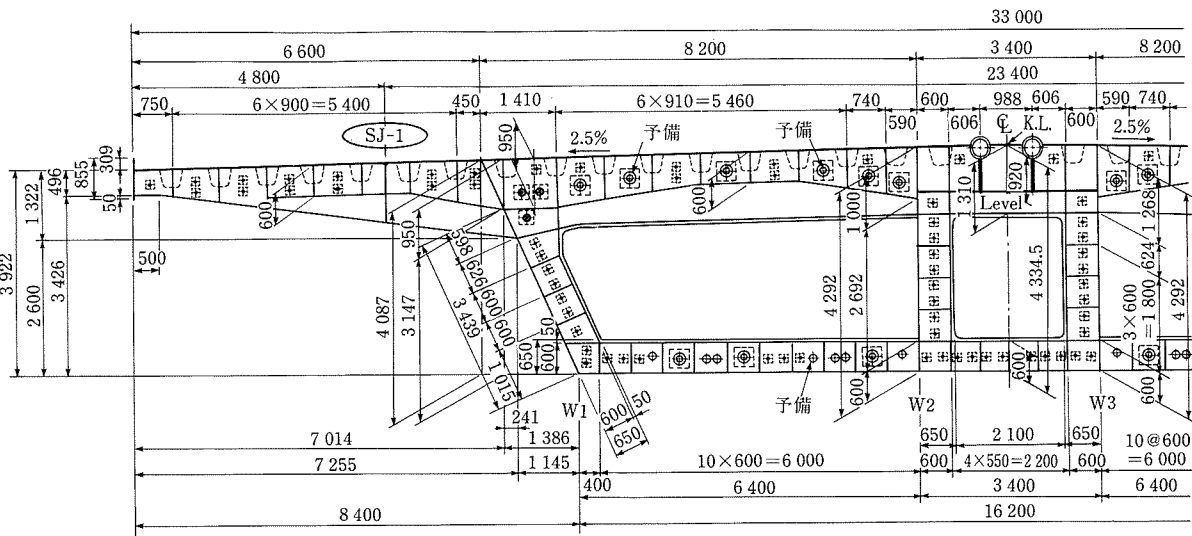
4. 接合桁の製作

複合構造接合部は、一つの接合桁(接合セグメント)として製作される(図-4)。接合セグメントは鋼桁一般部、合成桁部(中詰めコンクリート部)、PC桁増厚部およびPC桁一般部より構成される。

このうち、鋼桁一般部と合成桁部の鋼セルは写真-1に示すように工場にて製作する。工場にて製作した鋼桁部は台船にてセグメント製作ヤード(三重県四日市市霞)まで海上運搬し、セグメント浜出しクレーンにて陸上上げる。

陸上上げた鋼桁部は、まず、合成桁部の鋼セルへ高流動コンクリートを充填する。充填する高流動コンクリートの配合を表-6に示す。

次に、PC桁増厚部との接合面(前面板)に接着剤を塗布し(写真-2)、3号硅砂を  $1\text{m}^2$  あたり  $1.5\text{kg}$  の量で散布する(写真-3)。この処理は、接合面の付着性能を損なわず、防錆効果を高めるために行ったものであり、硅砂の径、散布量等は試験により選定した<sup>5)</sup>。なお、この面には下塗りとして無機ジンクリッチペイントを塗布したが、塗面上に対する接着剤+硅砂処理の有効性の低下は僅かであることも試験に



種別		記号	仕様	断面あたりの使用本数
外ケーブル	鋼床版側定着ケーブル	◎	19S15.2	12本(うち2本は予備とする)
	下フランジ側定着ケーブル	⊙	19S15.2	6本
	鋼桁貫通ケーブル	○	19S15.2	14本(うち2本は予備とする)
内ケーブル	鋼床版側定着ケーブル	⊗	12S15.2	6本
	PC鋼棒	●	φ32(B種)	102本

図-6 接合桁断面および主方向PC鋼材配置図

表-6 中詰めコンクリートの示方配合

スランブフロー フロー (cm)	空気量 (%)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	重量 (kg/m <sup>3</sup> )								
					セメント	細骨材	粗骨材	混和材			水	高性能AE 減水剤	AE助剤
								石粉	膨張材	分離低減剤			
65	4.5	20	36.0	45.5	442	710	878	81	30	0.340	170	11.060	16.590

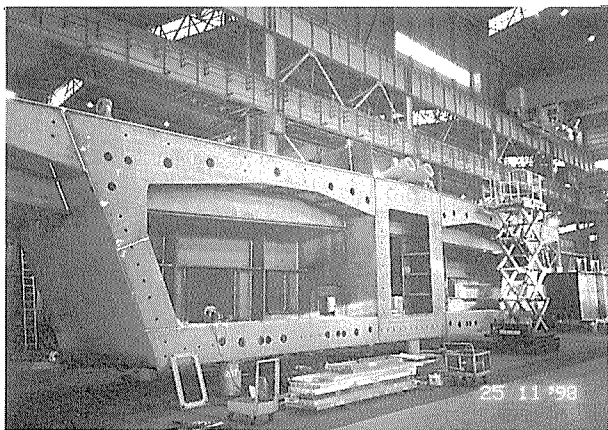


写真-1 接合桁鋼桁部の工場製作状況



写真-2 コンクリート打設面(前面)への接着剤塗布状況

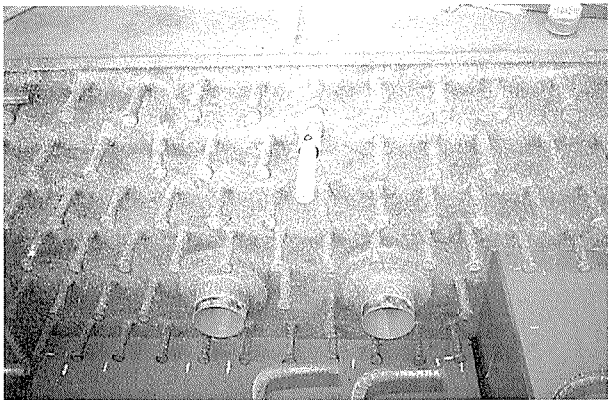


写真-3 接着剤塗布後の珪砂散布

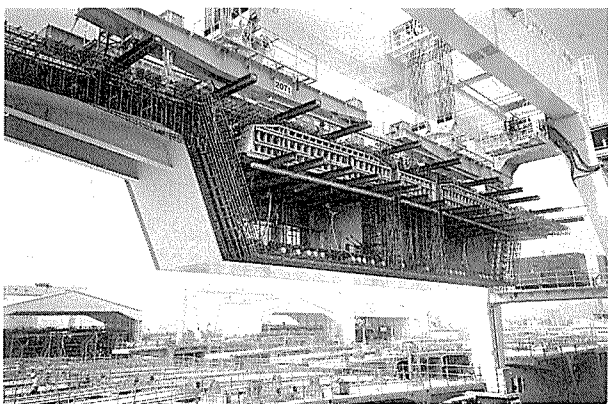


写真-4 鉄筋組立て後セグメント製作台へ移動

より確認している。

接合面処理後は、PC桁増厚部および一般部の鉄筋組立てを行う。配筋終了後は、接合桁を写真-4に示すように400t吊り橋形クレーンにてセグメント製作台へ移動し、型枠の設置、コンクリート打設へと進む。写真-5は、コンクリート打設前における上床版上面の状況を示したものである。写真右側がすでに出来上がっている(OLD)セグメント、左

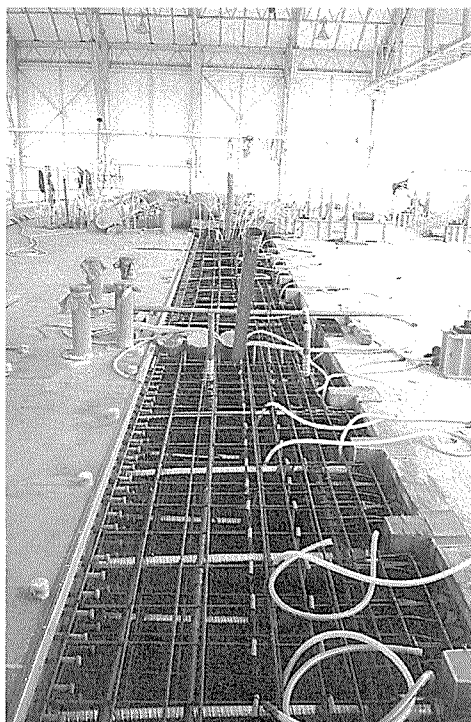


写真-5 コンクリート打設前  
(左側:接合桁,右側:OLDセグメント)

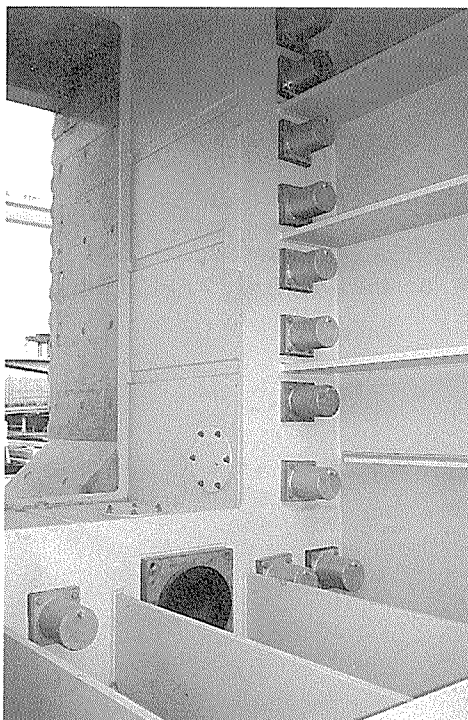


写真-6 PC鋼棒の緊張

側が接合桁である。中央に筒状の管が4本、上床版から直立しているが、これらは中詰めコンクリートの注入・排出口である。

PC桁部のコンクリート打設後は、プレストレスの導入作業を行う。写真-6は鋼桁側の後面板位置におけるPC鋼棒定着端を示している。PC桁側は埋込み型のデッドアンカーとしており、マッチキャスト面には定着体は現れない。

写真-7は完成した接合セグメントを鋼桁側より見たものである。こちらの面が鋼桁大ブロックとの接合面となる。また、写真-8はPC桁側より見たものであり、この面は、PC桁との接合面となる。鋼桁の拘束に起因するPC桁部のひび割れ発生は見られなかった。



写真-7 完成した接合桁セグメント（鋼桁側より）

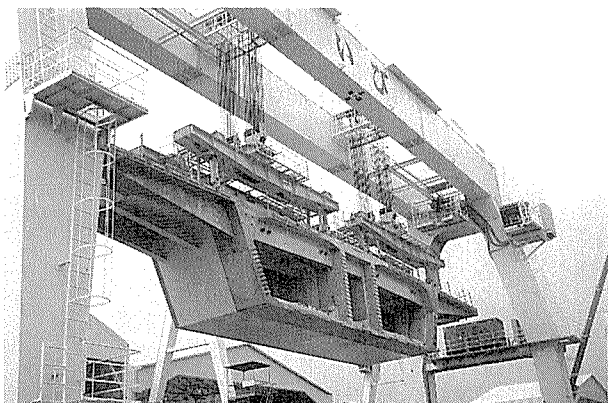


写真-8 完成した接合桁セグメント（PC桁側より）

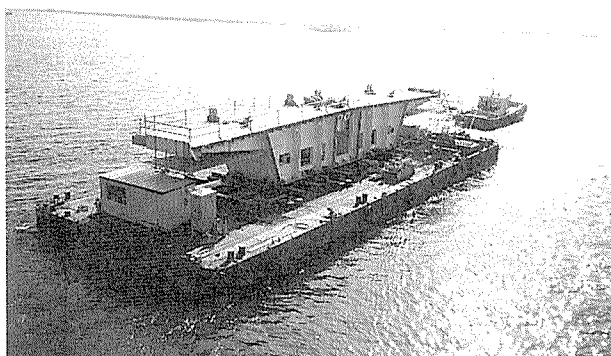


写真-9 接合桁の運搬

## 5. 接合桁の架設

完成した接合セグメントは、他のPC桁セグメントと同様に、台船にて架橋地点に運搬し（写真-9）、エレクションノーズによって吊上げ架設する（写真-10）。

所定の位置まで吊り上げたセグメントは、マッチキャスト面へ接着剤を塗布し、引寄せ鋼棒を緊張して既設桁と一体化させる。一体化の後、写真-11に示すように鋼桁部内（後面板）に定着する内・外ケーブルを緊張し、接合セグメントの架設を完了する。

写真-12は接合セグメントの架設後における全体状況を示す。さらに、接合セグメントへ斜ケーブルを配置・緊張し、カンチレバー架設が終了する。

## 6. おわりに

木曾川橋・揖斐川橋の上部工事は、セグメント製作ヤードの整備を順次行い、平成10年7月からセグメントの製作を開始し、同9月に柱頭部セグメントの架設を開始した。現在はエレクションノーズを用いた張出し架設が最盛期を迎えており、平成13年春の完成を目指している。

また、本橋に関する情報を広く発信するためホームページが開設されており、最新のセグメント製作・架設状況写真等も掲載されているのでご利用願いたい。ホームページのアドレスは、次のとおりである。

<http://www.jhri.japan-highway.go.jp/kiso-ibi>

最後に、本橋の技術検討を行うにあたって貴重な助言を



写真-10 エレクションノーズによる接合桁の吊上げ

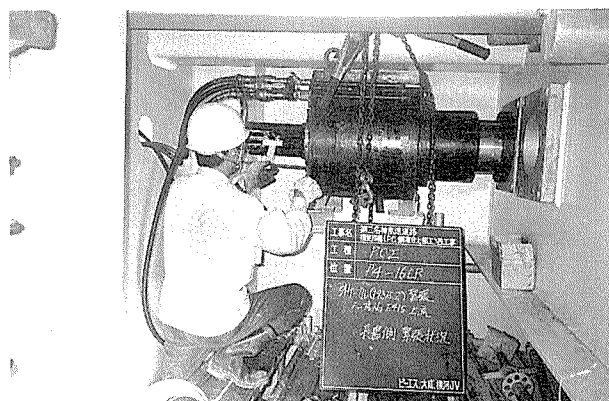


写真-11 鋼桁部内での外ケーブル緊張





写真-12 接合桁架設終了

いただいた、池田尚治 横浜国立大学教授を委員長とする「上部工設計施工委員会」の委員の方々に感謝の意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) 角谷, 酒井: 木曾川橋・揖斐川橋の計画-第二名神高速道路-, プレストレストコンクリート, Vol.39, No.2, pp.100~105, 1997
- 2) 小松, 中須: 木曾川橋・揖斐川橋の設計・施工-複合エクストラード橋-, プレストレストコンクリート, Vol.41, No.2,

pp.63~70, 1999

- 3) 小松, 前田, 明橋, 古賀: PC・鋼複合エクストラード橋における接合桁の設計, 第54回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-A135, 1999
- 4) 池田, 中須, 明橋, 大野: PC・鋼接合桁床版部の移動輪荷重載荷疲労実験, 第54回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-A186, 1999
- 5) 谷中, 小西, 三浦, 西出, 諸橋: 複合構造における接合面処理, 第54回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-A136, 1999

【1999年11月15日受付】