

木曽川・揖斐川橋における接合桁の設計と床版部の疲労実験

Design of Connection between Prestressed Concrete and Steel Girder of KISO River and IBI River Bridge
and Fatigue Test of Connection Slab

池田 博之*, 中須 誠**, 明橋 克良***, 古賀 靖之****
Hiroyuki Ikeda, Makoto Nakasu, Katsuyoshi Akehashi and Yasuyuki Koga

* 日本道路公団 名古屋建設局 建設第二部 (〒460-0008 名古屋市中区栄4丁目1番1号)

** 日本道路公団 名古屋建設局 四日市工事事務所 (〒510-0832 三重県四日市市伊倉1丁目2番14号)

*** (株)横河ブリッジ 技術本部 研究所 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町27番地)

**** 揖斐川橋西工事共同企業体 (〒511-0842 三重県桑名市立田町67番地)

This paper reports the process to select the type of connection girders for KISO River and IBI River Bridges and the design procedures for this structure. Further more, result of experiments using wheel running machine was carried out to evaluate fatigue strength of slab in the connection girders are presented. These bridges are hybrid extradosed bridges having prestressed concrete box-girders in the side spans and piers, and steel plate deck box-girders in the center span, and provided with connection girders. The junction points were selected adjacent to the alternating points of bending moment, because it was essential to smoothly transmit the forces applied between PC girders and steel girders.

Key Words: hybrid extradosed bridge, connection girder, fatigue test, wheel running machine

キーワード：複合エクストラードスド橋, 接合桁, 疲労試験, 移動輪荷重

1. まえがき

木曽川橋および揖斐川橋は、側径間および支点を PC 箱桁, 中央径間支間部を鋼床版箱桁とした PC・鋼複合エクストラードスド橋であり, PC 桁と鋼桁との接合部を有する (図-1)。接合位置は, 曲げモーメントの交番点に近い位置が選定されており, 作用曲げモーメントは小さいものの, PC 桁-鋼桁間の力の伝達を円滑に行う上で, より良い接合構造とすることが

重要になる。

しかし, 複合橋梁における接合部では, PC 桁と鋼桁部材間の剛性急変は避けられず, 応力集中の発生, さらには, 異種材料間の接合に対する信頼性についても懸念される¹⁾。特に, 上床版および鋼床版は主桁系の外力, すなわち, 曲げモーメント, せん断力およびねじりモーメントを受けるだけでなく, T 荷重による床版・床組系の力も作用する。このような部位では, 静的な強度を満足するだけでなく, 疲労に対しても十

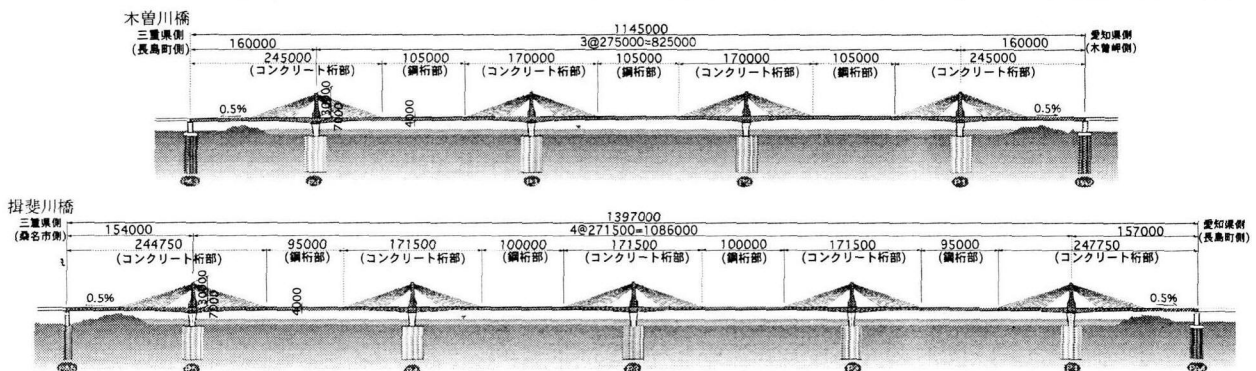


図-1 木曽川橋・揖斐川橋の一般図

分安全なディテールを選定する必要がある。

本文では、まず、本橋における接合桁形式を選定するに至った過程を詳述する。また、採用した接合桁について、構成板厚や合成度をパラメータとした F.E.M. 解析をもとに決定した、設計方針について述べる。さらに、接合桁床版部に対する疲労の安全性を確認するためにに行った移動輪荷重載荷実験について、報告するものである。

2. 形式選定

本橋は、合理化鋼床版²⁾ ($t=18\text{ mm}$, U-Rib $440\times330\times8$) 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、PC 桁と鋼桁との剛性差は大きく、接合部では応力集中の発生や角折れなど、構造上の弱点となりやすい。したがって、形式選定にあたり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 セグメント (マッチキャスト工法) と同様に PC・鋼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架設時の重量制限なども考慮する必要がある (重量 400 tf , 長さ 5 m 以下)。

この様な条件を踏まえ、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。

まず、第2案の中詰めコンクリート案 (後面板形式) は、わが国において施工実績^{1), 3)} があり、力の伝達は良好なものとなる。しかし、合成部、および補強部は、狭隘部への溶接量も多く、鋼桁製作性は劣る。さらに、コンクリート部の施工において、PC 桁部と合成桁部に一括して高流動コンクリートを打設した場合、その打設量や充填確認箇所なども多く、品質確保を行う上で、施工管理上の配慮が多くなる。合成桁部や間詰部 (横桁) のような狭隘な部分への配筋・型枠工など施工性についても難点が多い。

次に、第3案のメタルプレート案は、コンクリート部の施工がオープンスペースで行え、かつ、一般部の PC セグメントと同種のコンクリート材質を採用できることになり、施工上および品質管理上、最も優れている。鋼桁部は、極厚のメタルプレート (支圧板) を

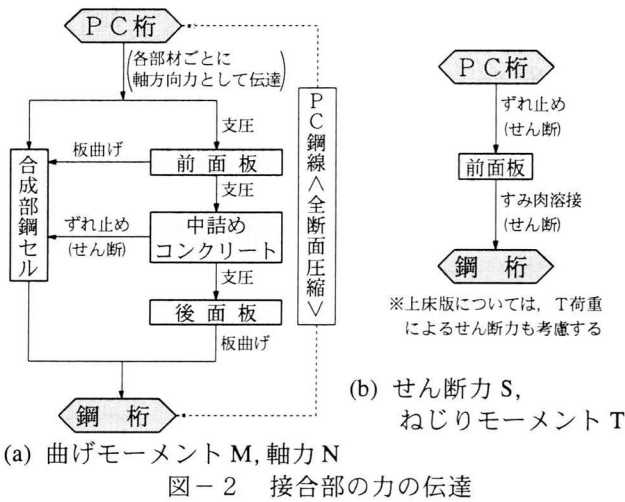
表-1 接合形式比較表

	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 メタルプレート案 (支圧形式 ノルマンディー橋)
構造概略図			
力の伝達	○軸方向力、曲げモーメント 合成部のずれ止め(せん断)と前・後面板(支圧)から鋼桁へ伝達される。 ○せん断力、ねじりモーメント 前面板のスタッド(せん断)から鋼桁へと伝達される。	○軸方向力、曲げモーメント 合成部のずれ止め(せん断)と後面板(支圧)から鋼桁補強部(応力分散)、鋼桁へと伝達される。 ○せん断力、ねじりモーメント デッキ、腹板および下フランジ部のスタッドから伝達される。 ※上記、2系統の足し合せ照査を行う。	○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、鋼桁へと伝達される。 ○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。
長所	・接合セグメントのコンクリートについても一般部PCセグメントと同様な配筋・打設ができるため、要求品質が容易に確保できる。 ・前・後面板および合成部スタッドの3箇所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。 ・合成部は密閉構造となるが、鋼桁製作性は最も良い。	・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。 ・補強縦リブからトラフリブへの力の流れがスムーズである。 ・間詰部(横桁)で応力が緩和される。 ・合成部鋼セル内の応力が均一となる。 ・国内において、生口橋、多々羅大橋などで施工実績がある。 ・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。	・トラフリブの形状や下フランジのPC鋼材定着部に工夫を凝らし、支圧応力度の低減を図る。 ・接合セグメントのコンクリートについても一般部PCセグメントと同様な配筋・打設ができるため、要求品質が容易に確保できる。 ・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。
短所	・合成部にモルタル充填(無収縮)を要する。 ・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。	・狭隘な合成部および間詰部のコンクリート打設性や配筋・型枠施工性が他案より劣る。 ・合成部のコンクリート打設や間詰部の配筋・型枠施工性が悪い。	・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。 ・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。
評価	○	△	△

用いることとなるが、比較的製作性も良い。ただし、メタルプレート位置で鋼部材に大きな応力集中が発生し、コンクリート支圧応力度も大きく許容値を超えるものとなった。鋼桁部の補強構造や鋼板厚を種々変えて部分 F.E.M.解析を実施し、発生応力の改善を試みたが、スムーズな応力伝達にはならなかった。

第1案は、コンクリートの支圧応力度や鋼桁の垂直応力度は、滑らかな分布形状を示し、局部的な応力集中の発生はなかった（後述の表-2～4参照）。第1案における PC-鋼桁間の力の伝達は、図-2 に示すように、前・後面板位置（支圧）、および合成部のスタッド（せん断）の合計3つのルートから行われるため（第2案は後面板・スタッドの2ルート）、最も円滑に行われるものと考えられる。鋼桁製作性は合成部において密閉構造を形成することとなるが、密閉板を最後に外周溶接することで、他案に比べて最も優れたものとなる。さらに、PC 桁部においても、第3案と同様に、コンクリート品質、施工性に優れている。また、合成部においても、密閉部へのモルタル充填もしくは高流動コンクリートの打設は、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度がある。

したがって、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る第1案の中詰めコンクリート案（前後面板併用形式）を採用することとした。



3. 接合桁の設計

3. 1 部分 F.E.M.解析

第1案の中詰めコンクリート前後面板併用形式について、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をパラメーターとした F.E.M.解析を実施し、接合桁の実施設計に反映させることとした。

(1) 解析モデル

本接合形式の合成桁部は、デッキ、腹板およびフランジに隔壁を設けたセル構造となっている。1セルの基本寸法は、およそ幅 900 mm ×高 600 mm としている。

したがって、解析モデルは、簡略化を図るため、上床版および下床版の1セルを取り出した部分モデルを用いることとした。上床版および下床版の一部を取り出した部分モデルを用いており、本稿では、上床版部についての解析について述べることにする。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。

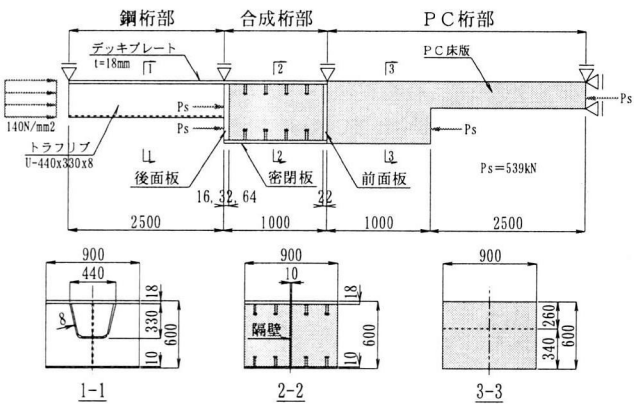
解析モデルの概略図を、図-3 に示すが、1つのリブに作用する応力が、どの様に伝達されるかを各モデルで比較検討するため、作用荷重は鋼桁部の許容応力度（ $\sigma_a=140 \text{ N/mm}^2$ ）とし、さらに、PC 鋼材によるプレストレス P_s （ $=539 \text{ kN}$ ）を導入している。また、横桁・横リブ位置を鉛直方向支持点とし、対称の境界条件を用いて半モデルとして解析を実施した。なお、合成桁部の鋼板とコンクリートとの境界条件（図-3 のスタッドジベル部）は、解析 Case-1～3 については、節点を共有させることで剛結とし、Case-4 は微小な隙間を設けて力の伝達が行われないようにしている。

(2) 解析結果

前・後面板位置におけるコンクリートの支圧応力度、前・後面板の等価応力度、および鋼部材の垂直応力度の解析結果をまとめて、それぞれ、表-2～4 に示す。これらの解析結果から得られた知見を以下に示す。

a. コンクリート部応力度（表-2 参照）

・後面板位置におけるコンクリートの支圧応力度は、後面板厚に応じて滑らかな支圧応力度分布を示している。すなわち、後面板厚が大きいほど、コンクリートの支圧応力度は広い面積に分散することがわかる。

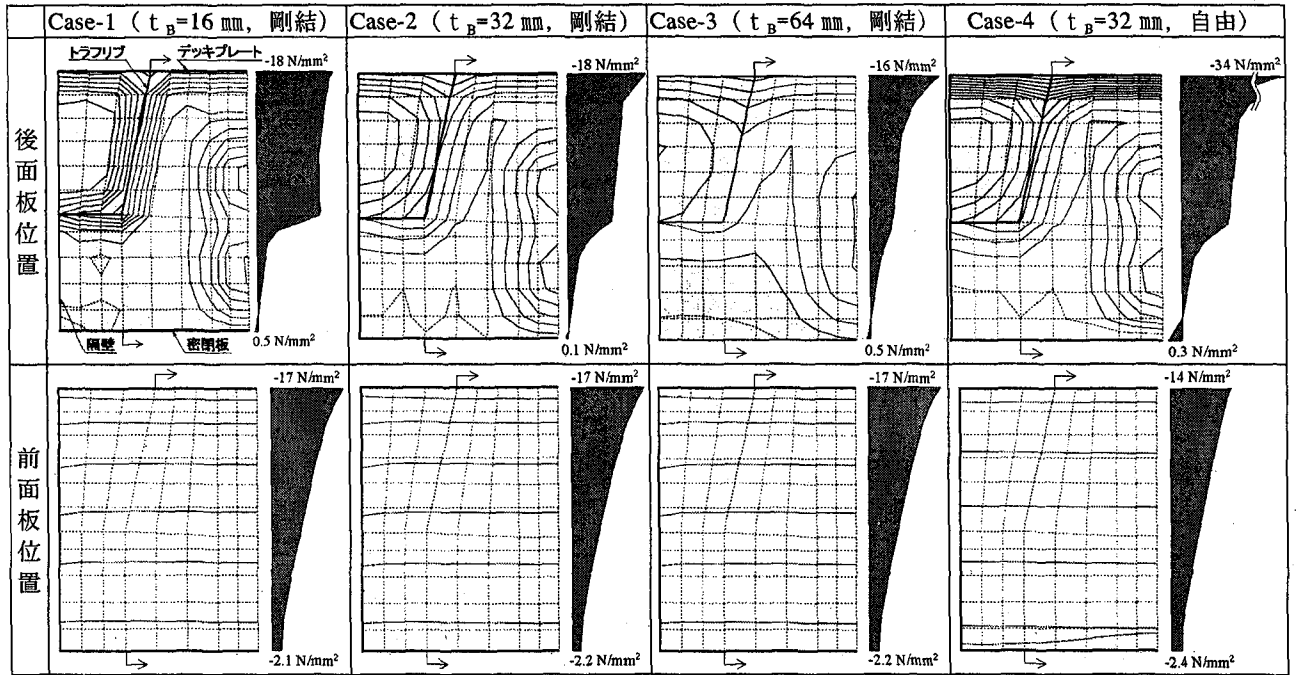


注記：解析は、上図の半モデルで実施。

	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
後面板厚	16 mm	32 mm	64 mm	32 mm
合成度	剛結	剛結	剛結	自由

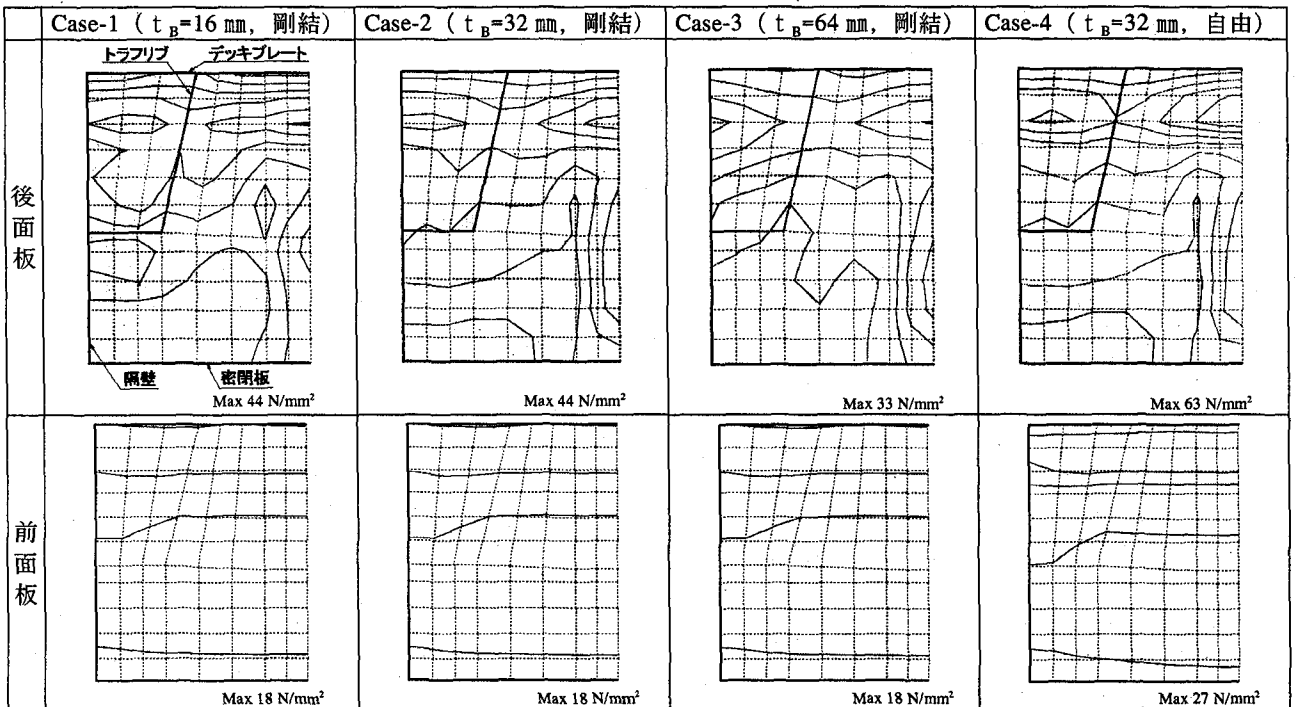
図-3 部分 F.E.M.解析モデル（上床版部）

表-2 前・後面板位置におけるコンクリート支圧応力度の等高線と分布



注記：表中右側の着色部は、矢視断面の支圧応力度分布を示す。

表-3 前・後面板の等価応力度 σ_v の等高線



注記： $\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2}$

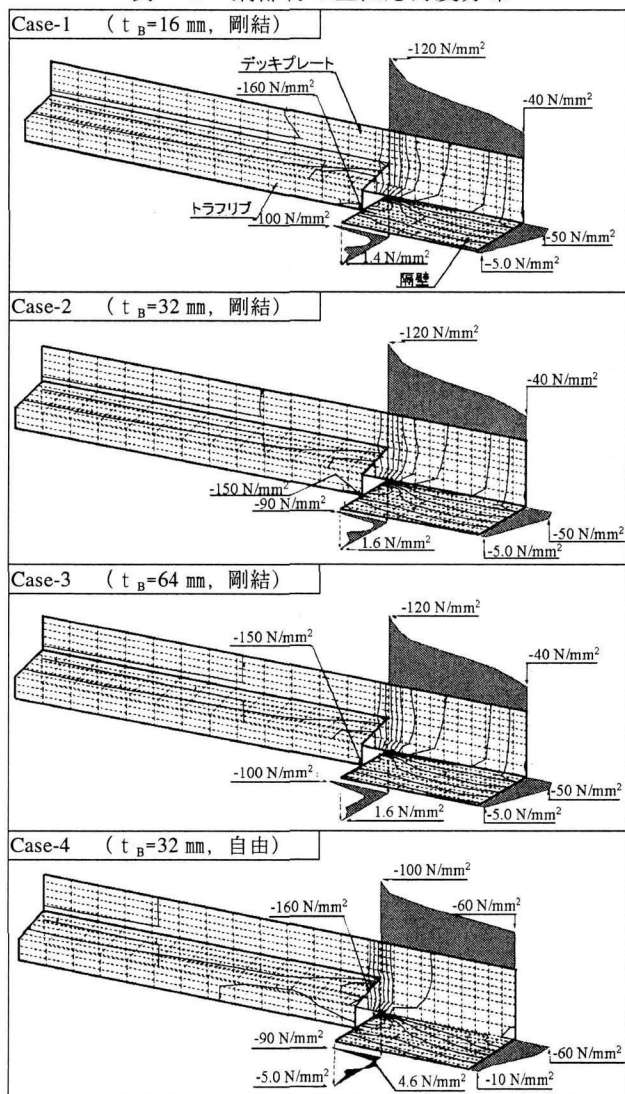
- ・デッキプレート近傍において、各ケースとも最も大きな応力度が発生するが、後面板厚の違いによる差異はあまり見られない(Case1-Case-3= 2 N/mm²)。
- ・Case-4 (ずれ止めなし) については、デッキプレート近傍でコンクリート応力度が非常に卓越する。このことから、間詰め部におけるずれ止めを介して、コンクリート-鋼桁間の力の伝達が相当量行われていることが確認できる。
- ・前面板位置におけるコンクリートの支圧応力度は、

各ケースとも良好な分布を示しており、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ことがわかる。

b. 鋼桁部応力度 (表-2, 3 参照)

- ・後面板厚の違いやずれ止めの有無によるトラフリップの垂直応力度に大きな差異はなく、150~160N/mm²程度で、一般部の応力度 (140N/mm²) に対して、10%程度の応力集中しか発生していない。

表-4 鋼部材の垂直応力度分布



- ・後面板の等価応力度 σ_v は、後面板厚 $t=16$ mmと 32 mmでの差異はなく、 $t=64$ mmで小さくなり、ずれ止めをなくすと大きくなる。ただし、いずれの場合も許容応力度以内となる。
- ・前面板の Von Mises 相当応力度は、解析ケースによる違いはない。
- ・したがって、前・後面板の板厚は、直応力度の伝達に対して決定されるものではないことがわかる。
- ・間詰め部の隔壁の垂直応力度はいずれの解析ケースも小さく、表には記載されていないが、密閉板についても大きな応力度は発生していない。
- ・前・後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した場合、

$$\text{Case-2 } 120 - 40 = 80 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Case-4 } 104 - 60 = 44 \text{ N/mm}^2$$

となり、この応力差の差分 $\Delta\sigma$ ($= 80 - 44 = 36 \text{ N/mm}^2$) 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たものと考えられる。

3. 2 接合桁の設計方針

前述の解析結果を踏まえて、図-4に示した各構成要素の設計方針を以下のように決定した。

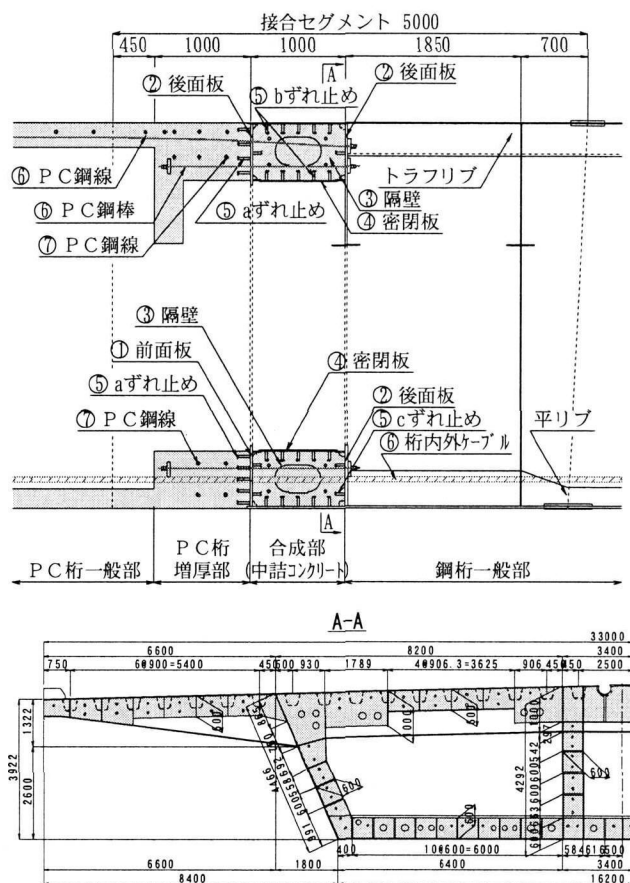


図-4 接合部の概略図

① 前面板

本構造では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。ただし、前面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、板厚およびすみ肉溶接ののど厚は鋼桁腹板と同厚とする。

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。しかし、F.E.M.解析を行った板厚の範囲内 ($t=16\sim64$ mm) では、各部応力度は許容値以内となる。ただし、安全側の見地より、鋼主桁構成部材厚 t の全強が、後面板の板厚方向のせん断抵抗で中詰めコンクリートに伝達できるものとして設計する。

すなわち、後面板必要板厚 t_{req} は、

$$t_{req} = (\sigma_a / \tau_a) t \quad \dots(1)$$

となる。ここに、

σ_a , τ_a : 鋼部材の引張およびせん断許容応力度

t : デッキ、腹板、下フランジの板厚。

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、合成部鋼セルの剛性確保の面から、鋼桁製作上、支障の無い間隔（標準間隔デッキ側 900 mm、腹板・下フランジ 600 mm）で配置し、板厚は最低厚（10 mm）とする。

④ 合成部密閉板

前・後面板間の応力差も小さく、かつ、発生応力度も小さいため、荷重伝達にはあまり寄与していない。したがって、板厚は最低厚（10 mm）とする。

⑤ ずれ止め

a. 前面板位置…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。せん断流理論により、各部材内の単位長さ当りの最大せん断力を算出し、ずれ止め（スタッドジベル）を設計する。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せ照査も行う。

b. 合成部のデッキ、フランジ、腹板および密閉板位置…ずれ止めが分担する伝達力 Q_s は F.E.M. 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。

$$\begin{aligned} Q_s &= \Delta\sigma \cdot B \cdot t = 44 \times 18 \times B \\ &= 792 \cdot B \text{ (N)} \end{aligned} \quad \cdots(2)$$

ここに、B：鋼セル幅（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スタッドを道路橋示方書⁴⁾（以下、道示と略す）の許容値に準じて、必要本数配置する。

c. 合成部内の前・後面板位置…力の伝達には一切寄与しない（支圧のみ）が、道示における合成桁のずれ止め配置に準じて、最低ずれ止め間隔で配置する。

⑥ 橋軸方向 PC 緊張量

斜材ケーブル、桁内の外ケーブルおよび PC 鋼棒の共同作用により、接合面においてフルプレストレス状態とする。さらに、桁内の外ケーブルは鋼桁内を貫通させ、鋼桁部断面力の改善や、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。

⑦ 橋直方向 PC 緊張量

接合部 PC 桁は、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、鋼桁部と PC 桁部との温度差に対しても横方向引張応力が作用する。この引張力に対しても必要量 PC 鋼材を配置し、圧縮力を付与するものとする。

本橋の接合桁は、F.E.M. 解析を通して、主桁系断面力に対して円滑な荷重伝達を行えることが確認できた。さらに、安全側の観点から、各部材構成についての決

定根拠について提言することができた。

ただし、接合桁の床版部には、前述したように、主桁系断面力以外に T 荷重による床版・床組系の力も作用する。T 荷重の作用によっても、剛性急変に伴った応力集中が十分予想される。静的荷重については、ある程度、安全性を確認できたものの、大型車の計画交通量の多い本橋においては、T 荷重に対する疲労強度特性についても十分な検討のもとに把握し、実構造に反映させる必要がある。次章では、接合桁床版部の疲労強度評価を行うために実施した、移動輪荷重による疲労実験について述べる。

4. 移動輪荷重載荷実験

4. 1 実験項目

鋼床版と複合部との境界部および複合部とコンクリート部との境界部の 2 点に着目し、以下の項目について実験を行う。

- 1) 輪荷重（ゴムタイヤ）を静的に橋軸・橋直方向に影響面載荷し、局部応力および変形状況を把握する。
- 2) 同様に、着目部位において疲労照査を行う上での応力振幅を求める。
- 3) 移動輪荷重による繰返し載荷を行って、疲労強度を確認し、疲労安全性を評価する。
- 4) 鋼桁部の製作施工性や合成部におけるコンクリートの施工性を確認し、実橋に反映させる。

したがって、本橋で採用した接合構造の疲労安全性の評価と製作・施工性の確認を主目的としている。

4. 2 実験供試体

実験供試体の縮尺は実寸とした。供試体幅は、試験機に設置可能な供試体の幅(7m)、実橋における 1 セルの幅(0.9m)および内外腹板間隔の 7 割程度（供試体は単純版となるため連続版の 7 割程度とした）を考え、床版支間を 5.4m、総幅 5.8m としている。また、供試体長も、合成部の前後にある着目部において実橋の挙動が再現可能な長さとしている。したがって、鋼床版横リブおよび PC 床版リブも実構造と同様に配置している。実験供試体の概要図を図-5 に示す。

鋼桁部の材料は、鋼床版厚($t=18\text{mm}$)、トラフリブ形状(U-330×440×8)、横リブ形状(H-1250×15×300×19)、および各鋼板の材質は実橋と同じとする(SM400 相当)。

合成桁部は、密閉された鋼製ボックス内(B900×H600×L1000)に高流動コンクリートが充填された構造となっている。中詰部に使用するコンクリート材料に対して、鋼セル内に材料が密実に充填されるフレッシュ状態の性質と、硬化後に収縮しないなどの要求品質を確保できる材料を選定し、表-5 に示す配合とした。

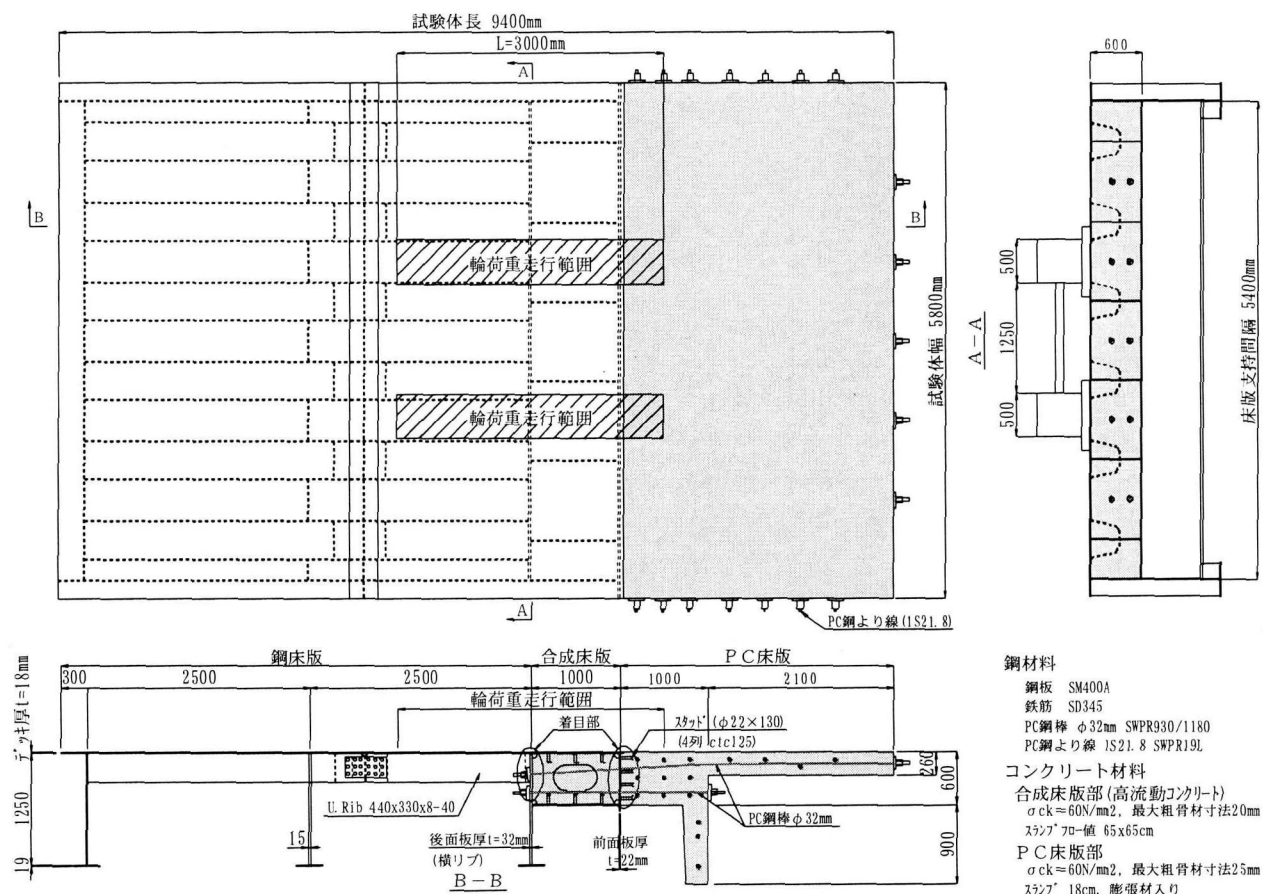


図-5 移動輪荷重載荷実験供試体

鋼材料
 鋼板 SM400A
 鉄筋 SD345
 PC鋼棒 φ32mm SWPR930/1180
 PC鋼より線 IS21.8 SWPR19L

コンクリート材料
 合成床版部(高流動コンクリート)
 $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$, 最大粗骨材寸法20mm
 スランプフロー値 65x65cm

PC床版部
 $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$, 最大粗骨材寸法25mm
 スランプ 18cm, 膨張材入り

PC 桁部の床版コンクリートは、本来なら実施工と同じ配合および工場のコンクリートを使用すべきであるが、輸送上の理由から、本実験では、実橋と同じ設計基準強度 $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ 、およびスランプ15cmを満足する表-6に示すようなコンクリート配合を選定し、使用するものとした。コンクリート強度試験結果を表-7に示す。

表-5 高流動コンクリートの配合

空気量 (%)	W/C (%)	W/P (%)	S/a (%)	水 W	単位量 (kg/m³)							混和剤	
					粉体	P	細骨材		粗骨材	G	高性能 AE 減水剤 SP		分離 低減剤 BP
					高炉セメント B種 BB (3.04)	膨張材 EX (3.14)	海砂 S1 (2.56)	砕砂 S2 (2.60)	20mm G1 (2.62)	15mm G2 (2.62)			
4.5	35.0	33.0	50.5	175	500	30	551	236	472	314	10.6	0.5	

表-6 床版コンクリートの配合

目標のスランプ	水セメント比 W/C (%)	水粉比 W/P (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m³)							混和剤(kg/m³)	
				粉体	P	水 W	細骨材		粗骨材 G	高性能 AE 減水剤 SP		AE
				セメント C	膨張材 EX		S					
18cm	31.8	30.0	37.9	503	30	160	623	1032	4.66	1.5A		

表-7 コンクリート強度

中詰めコンクリート				床版コンクリート			
材令	強度 (N/mm²)	弾性係数 (N/mm²)	備考	材令	強度 (N/mm²)	弾性係数 (N/mm²)	備考
実験前 (59日)	72.9	33.6	現場養生	実験前 (17日)	65.7	30.9	現場養生
	68.5	34.2	スランプフロー: 63×64cm		66.2	30.9	スランプ: 18.5cm
	71.6	32.3	50cm 70-時間: 4.9秒		69.4	31.9	空気量: 3.95%
	71.0	33.4	空気量: 5.5%		67.1	31.2	コンクリート温度: 16℃
実験後 (126日)	75.3	33.8	コンクリート温度: 20℃	実験後 (83日)	76.8	35.6	
	74.1	35.4			68.5	37.1	
	77.7	35.5			72.4	33.7	
	75.7	34.8			72.6	35.5	

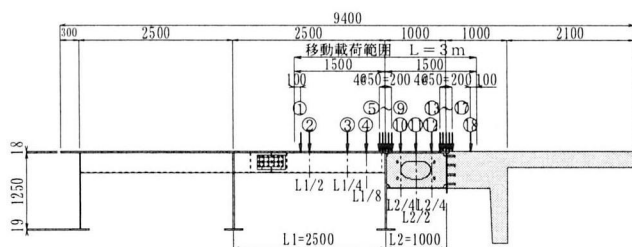
4. 3 実験方法

(1) 基本荷重

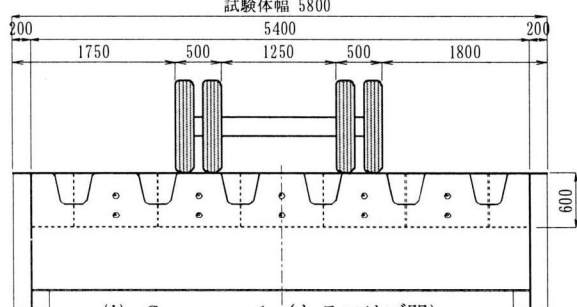
鋼床版の疲労安全性の評価方法は、道示において、T荷重（衝撃を含まない）1組により生じる最大応力度が、各溶接継手に対して疲労強度を満足することで照査される。一方、コンクリート床版については、現在、標準的な移動載荷方法および評価方法が各方面で検討されており、およそ一輪 160~400kN まで段階的に繰返し荷重を増加させ、破壊荷重、走行回数、ひび割れ進展状況、変位の履歴などで評価する方向にある。しかし、鋼桁部にあまり大きな荷重を載荷すると鋼材が降伏領域に達し、疲労強度の評価が困難となるため、静的および移動載荷疲労実験は、道示に従い、衝撃を含まない T荷重 1組を基本荷重（1輪 100kN, 1軸 200kN）として、以下に示す要領で実験を行う。

(2) 静的載荷実験

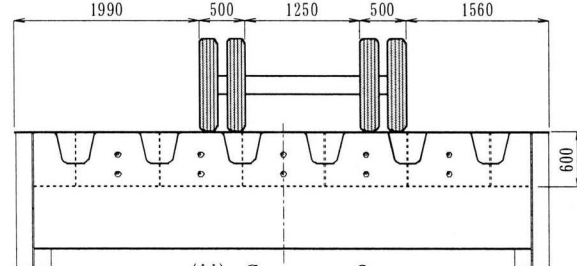
移動載荷疲労実験を行う前に、ゴムタイヤを用いて静的な載荷実験を行う。載荷位置を、図-6に示すように、橋軸および橋直方向に移動させることにより、着目部に対して影響面載荷を行い、最も危険側となる移動載荷位置と移動載荷による応力振幅を計測する。また、実験結果を整理するにあたり、実験供試体のすべてをモデル化した立体 F.E.M.解析と比較・検証を行っている。なお、立体 F.E.M.解析に用いる有限要素は、



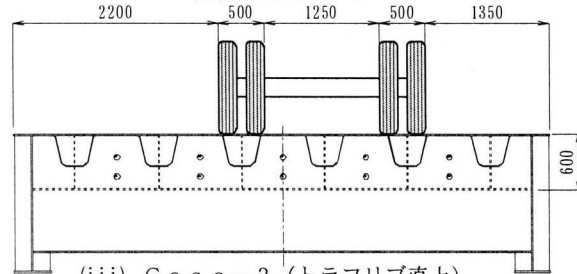
(a) 橋軸方向荷重位置



(i) Case-1 (トラフ間)



(ii) Case-2



(iii) Case-3 (トラフ直上)

(b) 幅方向荷重位置

図-6 静的荷重実験荷重位置

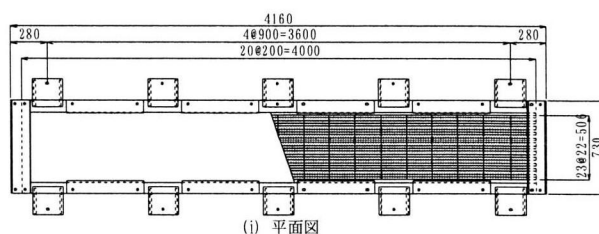
鋼板をシェル要素、コンクリートをソリッド要素とし、鋼-コンクリート間の接触面は剛結合としている（最小メッシュ寸法 20×20 mm）。

(3) 移動荷重疲労実験

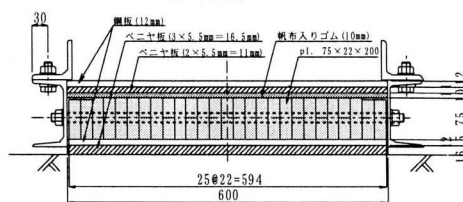
静的荷重実験により決定した最も厳しい移動荷重位置において繰返し荷重実験を行う。移動荷重は、床版上に、図-7に示すようなレールを敷き、鉄輪によって行う。このとき、ゴムタイヤを用いた場合の変形および応力性状の比較・確認を行う。移動荷重状況を写真-1に示す。

疲労強度の評価方法としては、T荷重1組（1輪100kN、1軸200kN）の移動荷重によって生じる応力振幅下において、200万回繰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。鋼部材の疲労照査法として200万回強度の適用は標準的であるが、合成部および

コンクリート部においてもこれに準じて評価するものとする。ただし、荷重試験機や走行レールの耐久性および工程を考慮して、T荷重を係数倍して繰返し荷重を行う。実験における繰返し回数は、マイナー則を利用し、T荷重相当に換算した回数で整理することとした。また、定期的に静的荷重実験を行い、繰返し荷重による応力および変形挙動の変化の程度も確認する。移動荷重実験での荷重荷重と繰返し回数を、表-8に示す。



(i) 平面図



(ii) 断面図

図-7 荷重レールの詳細図

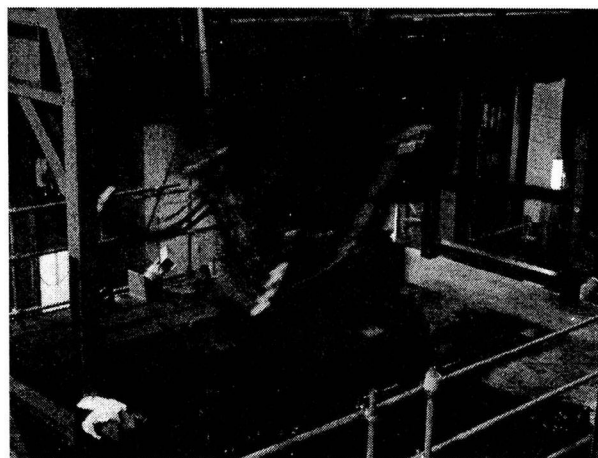


写真-1 移動荷重状況

表-8 実験での繰返し回数とT荷重換算回数

荷重荷重(kN)	回数	T荷重換算回数(累積)
$1.26 \times 200 = 252$	50万回	100万回(100)
$1.50 \times 200 = 300$	30万回	100万回(200)
$2.00 \times 200 = 400$	20万回	160万回(360)

注記：1往復につき2回として算出。

4. 4 静的荷重実験結果

(1) 鋼床版断面の変位分布

鋼床版断面の変位分布を、横リブ間隔 $L/2$ 断面（②荷重時）、横リブ間隔 $L/4$ 断面（②荷重時）、および後面板より100 mmの断面（⑤荷重時）について、Case-1

～3に分けて、図－8に示す。同図には、ゴムタイヤによって載荷した場合の実験値とF.E.M.解析値とを示し、載荷 Case-1 については移動載荷レール上を鉄輪で載荷した場合の実験値も付記する。すべての値は一軸 200kN 換算している。

ゴムタイヤでの載荷時における鋼床版の変位の最大値は、載荷 Case-1-②、A断面において、約 1.1 mm、鋼板の面外たわみとして約 1.0 mm 程度発生している。また、F.E.M.解析値と比較すると、A断面では良好な一致を示し、B、C断面では実験値が若干小さめの値を示している。B、C断面での変位は小さく、実験時の載荷位置のずれによって生じたものと考えられる。

載荷 Case-1 におけるゴムタイヤと鉄輪載荷とを比較すると、多少異なる計測箇所があるものの、分布形状は良好な一致を示していることから、レール+鉄輪による移動載荷が、実交通であるゴムタイヤの載荷状態を再現していることを確認した。

(2) コンクリート・鋼接合面の変位

この部位は、鋼床版部と比較して床版剛性が高いことからたわみも小さく、どの載荷位置においても約 0.05 mm 程度のたわみしか発生しなかった。また、合成床版部と PC 床版部とで有意なたわみ差も生じなかつ

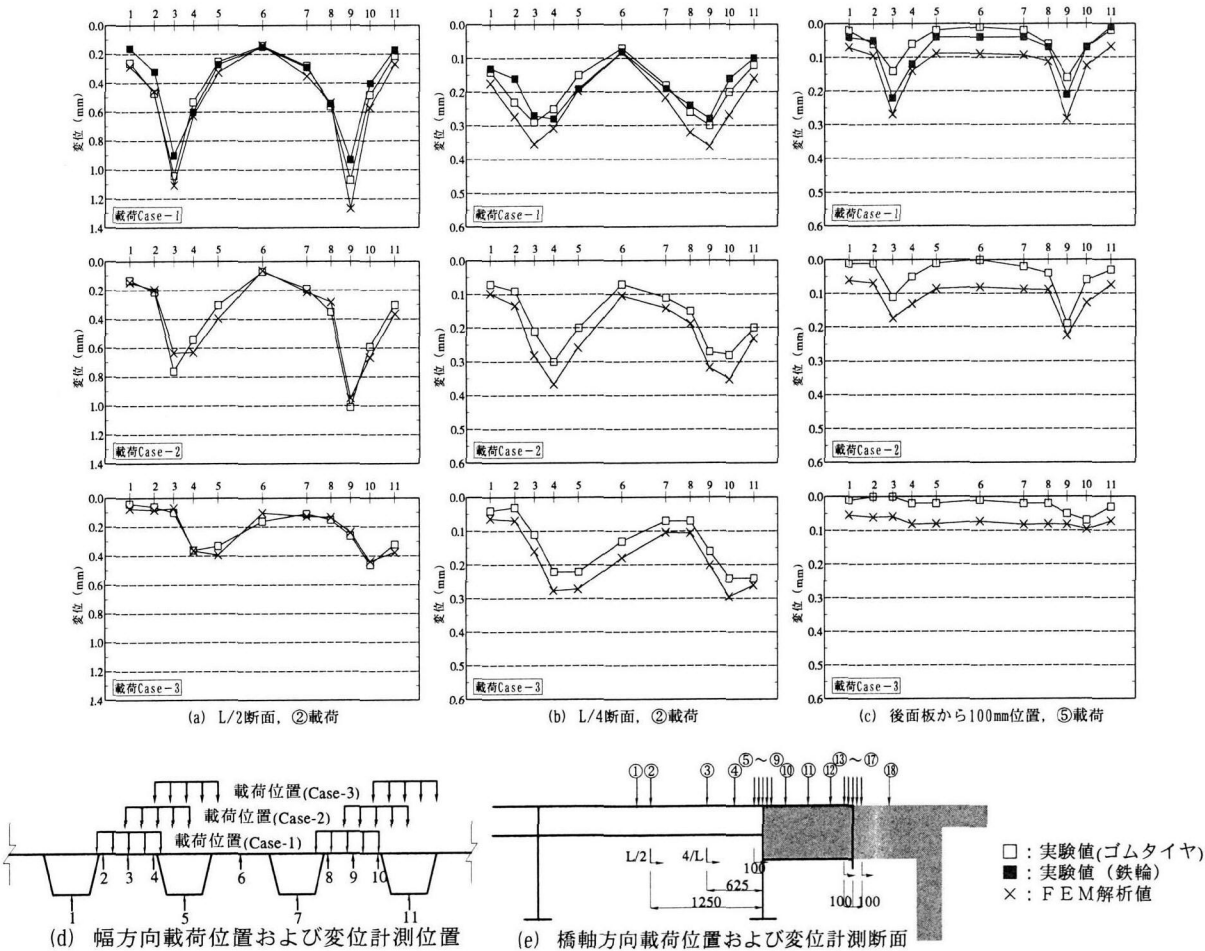
たことから、接合面における荷重伝達が確実に行われていることがわかった。また、鋼床版部と同様に、ゴムタイヤと鉄輪載荷およびF.E.M.解析値は良好な一致を示した。

(3) 幅方向載荷位置の選定

鋼床版と横リブ(後面板)との突き合わせ部近傍(C断面)における、幅方向載荷位置 Case1～3 ごとの軸方向応力度分布を図－9に示す。載荷荷重はいずれも 1 軸 200kN で、ゴムタイヤによる載荷の実験結果である。軸方向応力度の最大値は、Case-1-④載荷のデッキプレートと横リブ(後面板)とのすみ肉溶接デッキ側止端部で 73.2 N/mm² の圧縮応力となる。また、トラフリブR部突き合わせ溶接トラフリブ側止端部の軸方向応力は、Case-2-③載荷で、-46.3 N/mm²、Case-1-③載荷で、-36.2 N/mm² の圧縮応力が発生している。

最大応力度がCase-1載荷でデッキプレート部において発生していること、トラフリブR部においてもCase-2載荷の約 75%程度発生していることから、移動載荷実験における幅方向載荷位置はCase-1とした。

Case-1載荷において応力集中が発生しているデッキプレート部(C1)とトラフリブR部(C2)の軸方向応力度についての影響線を、図－10に示す。同図には、ゴ



図－8 鋼床版部の変位分布

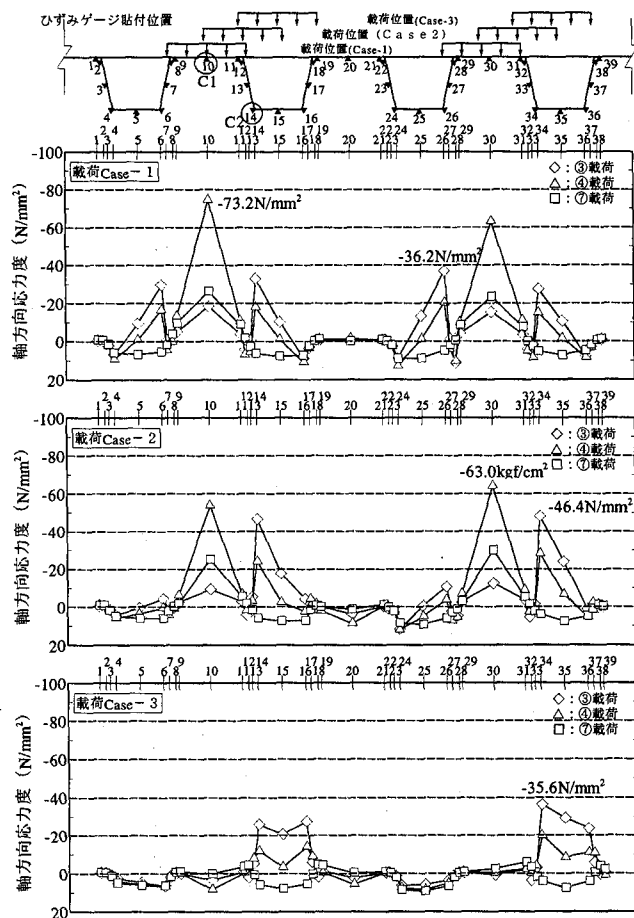


図-9 鋼床版の軸方向応力度分布 (C断面)

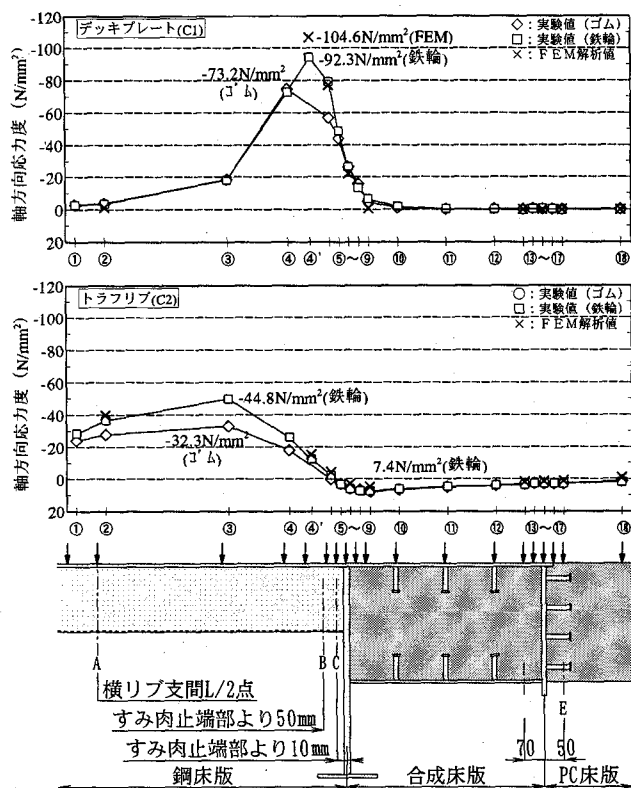


図-10 鋼床版の軸方向応力度の影響線

ムタイヤおよび鉄輪荷重による実験値とF.E.M.解析値も並記している。ゴムタイヤと鉄輪荷重との分布を比

較すると、若干の違いを呈している。これは、ゴムタイヤと載荷レールを介した鉄輪とでは、若干載荷面積が異なることが主な原因と考えられる。また、デッキプレート部(C1)のピーク応力は④載荷と⑤載荷の間、④'にあり、ゴムタイヤ載荷時に計測を行わなかったため、両者で大きく異なっているように見えるが、前後の分布から判断するとゴムタイヤの載荷においても鉄輪と同程度の応力が発生したものと思われる。実験値とF.E.M.解析値との影響線を比較すると分布形状は良好な一致を示している。

ただし、デッキプレート部(C1)のピーク応力は、鉄輪載荷による実験値-92.3N/mm²に対して、解析値-104.6N/mm²と、若干解析値の方が大きめの値(約1.13倍)を示している。デッキプレート側止端部の軸方向応力度は、直上に輪荷重が作用したときに最大となり、設計計算上の応力(公称応力)とは全く異なる。また、この部位の応力は、荷重が近傍にあるときのみ大きな値を示していることから、輪荷重直下の局部における板曲げ応力であると判断できる。

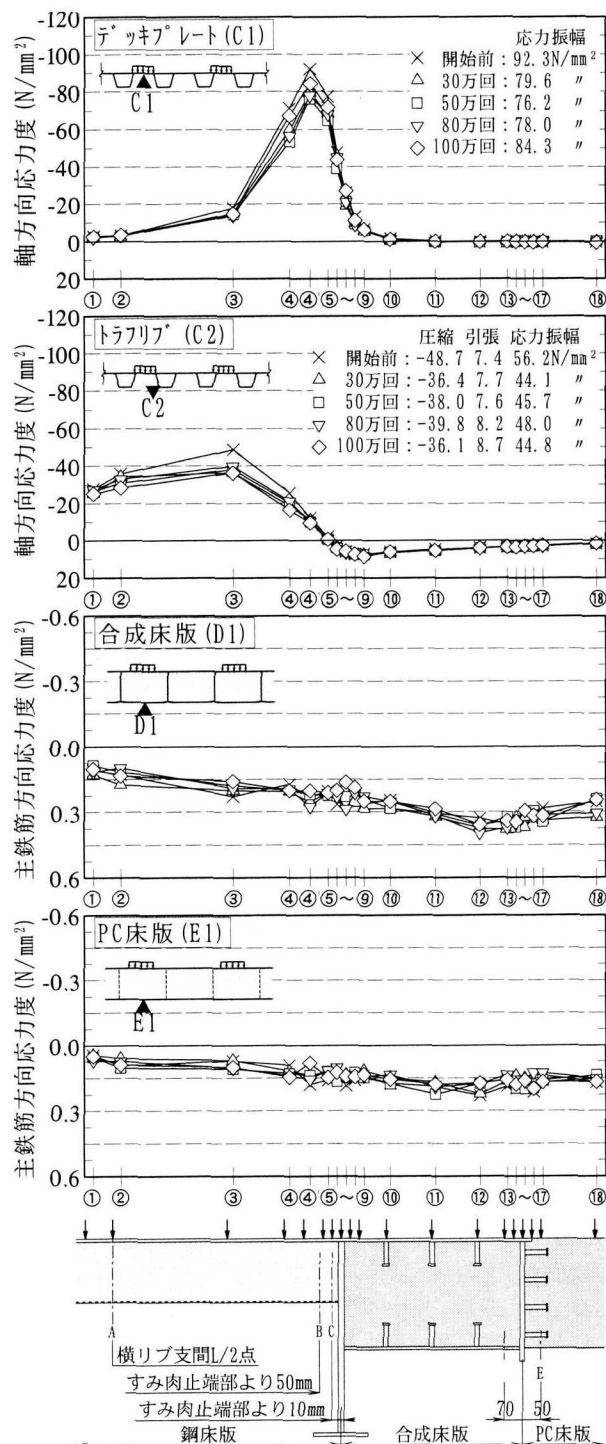
4.5 移動載荷時の挙動

移動載荷実験は、表-8に示したような荷重および繰返し回数で行った。しかし、移動載荷実験中は、鋼部材の疲労クラックおよびPC床版部のクラック発生を目視によって確認したが、予定の繰返し回数を終了してもクラックの発生は認められなかった。さらに、ルート部からの亀裂発生の有無を確認するため、デッキおよびトラフリブと后面板の突合せ溶接部やトラフリブのすみ肉溶接部について、実験終了後、破面試験を実施したが、クラックの発生は認められなかった。

移動載荷時において、移動開始前、30万回、50万回、80万回、100万回(実験終了後)に、前章と同様な静的載荷実験を行っている。デッキプレート部(C1)、トラフリブR部(C2)の軸方向応力度および合成・PC床版部の主鉄筋方向応力度の影響線を図-11に示す。同図は、一軸200kNで換算した値を示している。

デッキプレート部およびトラフリブR部では、移動載荷前とその他では10 N/mm²程度、ピーク応力が低下している。外観上の損傷は一切検出されなかったことから、静的載荷位置の誤差や移動載荷によるレールのなじみなどが影響したものと思われる。ただし、疲労試験時の応力振幅はこれらの値を利用し、疲労耐久性を安全側に評価することとする。

合成およびPC床版部は、各繰返し回数でほとんどかわらず、またその絶対値も小さい。外観上も損傷が検出されなかったことから、接合面近傍については、輪荷重の静的な載荷だけでなく、繰返し載荷に対しても十分安全であるといえる。



5. 接合部の疲労耐久性の評価

5. 1 疲労強度の評価

移動荷重を所定の繰返し回数(100 万回、一軸 200kN 換算 360 万回)行ったが、鋼部材の疲労亀裂および PC 床版部のクラック発生は認められなかった。合成および PC 床版部では、輪荷重によって発生する変位や応力が非常に小さいことから、静的な耐力も確保し

ていることが確認できた。

しかし、鋼床版部では、デッキプレート部およびトラフリブ R 部に、大きな応力集中が発生している。移動荷重実験中に行った静的荷重実験から得られたそれらの応力度(溶接止端部から 10 mm 位置、ひずみゲージ長 3 mm の測定値)と応力振幅を表-9 に示す。各部の応力振幅に対する繰返し回数は、図-1 1 に示した影響線から判断すると、以下の値となる。

- ・デッキプレート部---1 往復-2 回、合計 360 万回
- ・トラフリブ R 部---1 往復-1 回、合計 180 万回

これらの応力と繰返し回数を JSSC の疲労設計基準値⁵⁾とともに S-N 線図にプロットしたものを図-1 2 に示す。また、設計基準値は圧縮応力の片振りに対する応力比 $C_R (=1.3)$ を考慮している。JSSC の設計指針では、公称応力の計算や定義が困難な継手については、ホットスポット応力により照査するよう規定されている。ただし、本文では、文献 6) を参考にして、溶接止端部から 10 mm 位置 (0.55T, T: 板厚 18 mm) の実測値を、便宜上、公称応力として疲労照査を行うこととした(ただし、文献 6) では、0.4T の実測値を公称応力としているため、ここでの照査は、あくまで参考値であることを付記する)。

鋼床版部において応力集中が発生している箇所の疲労継手分類は荷重伝達型の十字継手、すなわち 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。

表-9 応力振幅 (単位: N/mm^2)

	デッキプレート部(C1)			トラフリブ R 部(C2)		
	$\sigma_{\min}$	$\sigma_{\max}$	$\Delta\sigma$	$\sigma_{\min}$	$\sigma_{\max}$	$\Delta\sigma$
移動開始前	-92.3	0.0	92.3	-48.7	7.4	56.2
30 万回載荷後	-79.6	0.0	79.6	-36.4	7.7	44.1
50 万回載荷後	-76.2	0.0	76.2	-38.0	7.6	45.7
80 万回載荷後	-78.0	0.0	78.0	-39.8	8.2	48.0
100 万回載荷後	-84.3	0.0	84.3	-36.1	8.7	44.8

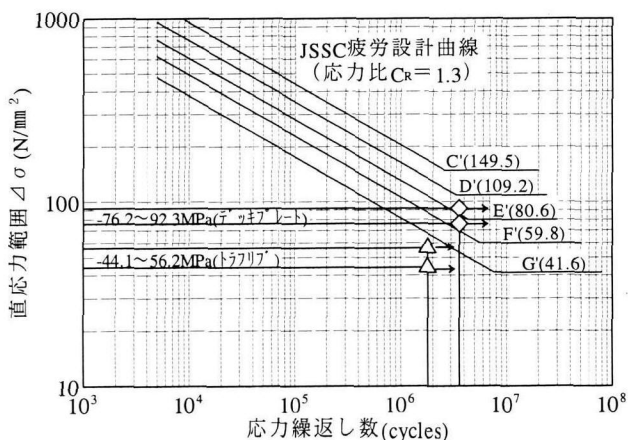


図-1 1 S-N 線図

5. 2 実構造への反映

現行の道示における鋼床版の疲労設計では、T荷重（衝撃を含まない）1組により生じる最大応力度が、各溶接継手に対して200万回疲労強度を満足することで照査され、本実験結果はこれを十分満足している。ただし、発生応力度は最大 92.3 kN/mm^2 となり、E等級の打ち切り限界 (80.6 kN/mm^2) を越えているため、E等級を満足した実験結果を得ても、供用期間中に疲労亀裂が発生しないとは言いきれない。大型車の通行量、供用年数、载荷レーン位置などを考慮して煩雑な疲労設計を行うか、発生応力を疲労限界以下にする必要がある。

PC桁と鋼桁との剛性の急変をさける意味も込めて、デッキプレートを増厚し、発生応力を疲労限界以下に抑えることとした。

実験供試体のF.E.M.解析値において、デッキプレート部の応力は、デッキ厚18mmの場合、 -104.6 N/mm^2 、デッキ厚25mmの場合、 -56.1 N/mm^2 となり、7mm増厚することによって半分程度の応力値となる。デッキ厚18mmのF.E.M.解析値は実験値より1割程度大きめの値を示していることから、デッキ厚25mmのF.E.M.解析値は安全側の値といえる。また、その値はE等級の打ち切り限界 (80.6 N/mm^2) 以下となる。つまり、デッキ厚を25mm以上にすれば疲労亀裂発生の可能性はほとんどないものと考えられる。なお、設計上は接合部における斜ケーブル定着部のデッキ厚との整合および大ブロック部との現場添接部フィラープレート厚を考慮し、26mmとした（フィラープレート厚 $26-18=8\text{ mm}$ ）。

トラフリブ部においても、継手分類はE等級となり、その打ち切り限界は 80.6 N/mm^2 となる。実験値はそれを下回っており、デッキプレート部と同様に疲労亀裂の発生はないものと考えられる。なお、後面板とトラフリブとの突合せ溶接部の構造詳細は、文献7)~9)などにおいて検討されているトラフリブ溶接継手部の構造を参照し、図-13に示すようなものとしている。

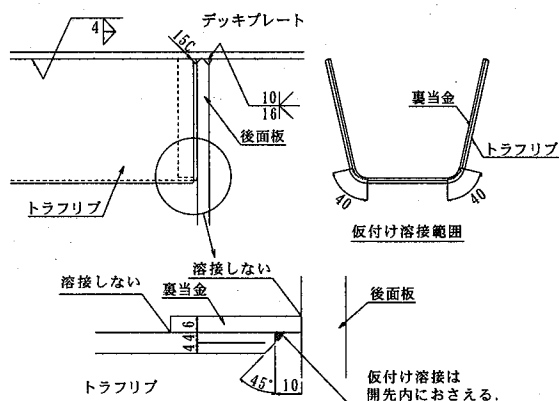


図-13 応力集中部の構造詳細

6. まとめ

本報告は、木曾川・揖斐川橋における接合形式の選定に至る過程と部分F.E.M.解析モデルをもとに決定した設計方針について述べた。その中で、桁内断面力の力の伝達は、PC-鋼桁間で円滑に行え、かつ製作・施工性に優れた構造を提案できた。

また、床版・床組系の断面力、特にT荷重の繰返しに対する疲労耐久性についても、移動輪荷重疲労実験を通じて確認し、一部デッキ厚を上げることによって、安全性の高い構造とすることができた。

本橋の接合部は、応力伝達機構や製作・施工性、さらには、床版の疲労耐久性においても非常に優れており、今後、同種の接合部を有する橋梁についても十分対応可能な形式であると考えている。本文で述べた検討の詳細および設計判断の経緯は、今後増加するであろう複合・合成構造を設計する上で、多く資することを期待し、敢えて詳述したことを付け加える。

謝辞

本報告を取りまとめるにあたり、日本道路公団・木曾三川橋の設計施工に関する技術検討委員会（委員長 横浜国立大学 池田尚治教授）の委員の方々には、多くのご助言、ご指導を頂いた。ここに、深く感謝する次第である。

<参考文献>

- 1) 多田・山岸：生口橋の設計・施工、第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、1989.9
- 2) 小笠原・勝俣・町田・川瀬・溝江：鋼床版構造の合理化に関する検討・実験、構造工学論文集、Vol.45A、1999.3
- 3) 藤原・森山・川西：多々羅大橋上部工の実施設計、橋梁、Vol. 34、No.8、1998.10
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編・II 鋼橋編、丸善株式会社、平成8年12月
- 5) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、技報堂出版、1993.4
- 6) 三木・館石・山本・宮内：局部応力を基準とした疲労評価手法に関する一考察、構造工学論文集、Vol.38A、1992.3
- 7) 藤井・松本・三木・小野：鋼床版縦リブ継手部の圧縮疲労強度、構造工学論文集、Vol.39A、1993.3
- 8) 近藤・山田・青木・菊池：鋼床版閉断面縦リブ現場溶接部の疲労強度に関する研究、土木学会第37回年次学術講演会概要集、I-73、1982.10
- 9) 堀川・李・石崎：閉断面縦リブを有する鋼床版現場溶接部の疲労強度に関する研究、土木学会第37回年次学術講演会概要集、I-73、1982.10

(1999年9月17日受付)