

(38) 桁高を低くできるパワースラブ型合成床版橋の提案

The proposal of the new composite slab bridges

三好喬*, 廣瀬克身**, 尾下里治***

Takashi Miyoshi, Katsumi Hirose, Satoji Oshita

* (株) 横河ブリッジ, 橋梁営業本部技術部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27 番地)

** (株) 横河ブリッジ, 橋梁営業本部技術部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27 番地)

*** 工博 (株) 横河ブリッジ, 橋梁営業本部技術部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27 番地)

The lower height girder bridges are often required among the city and for the over bridges. In these cases, a steel plate deck girder, composite I section girder, and pretensioning PC girder would be projected generally. However, composite slab bridges, which are compounded with concrete slab and steel girder, are increasing recently. From the point of economy, composite I section girders and pretensioning PC girders have advantage. From the point of lower height, steel plate deck girders and composite slab bridges have advantage. Power Bridge is considered to be lower height and more economical than a steel plate deck girder. In this report, the characters of a Power Bridge will be introduced, and a test design is carried out.

Key Words : Composite slab bridge, Composite slab, Perfobond strip

1. はじめに

都市内の河川改修に伴う架け替えや、都市計画による路線の変更・拡幅を伴う小規模橋梁の新設では、計画高水位 (HWL) と取り付け道路との関係や、桁下空間を確保するなどの理由のため、極端に桁高が低い橋梁形式が求められている。

一般的に鋼床版鉄桁、RC 床版合成桁、プレテンション方式 PC 桁 (以下、プレテン PC 桁と呼ぶ)、プレビューム合成桁などが採用されるが、最近では底鋼板と床版コンクリートとを一体化させた合成床版橋も実績を増やしてきている。

一方、当社では合成床版 (パワースラブ) ¹⁾ の施工実績があり、多くの実験や実橋でその性能を実証してきている。

このような背景の中、筆者らは、パワースラブを合成

床版橋に活用することで、桁高が抑えられ、さらに経済性にも優れた橋梁形式になると考えた。

本稿では、まず、パワースラブ型合成床版橋 (以下、パワーブリッジと呼ぶ) の概要について述べる。次に具体的な設計方針を示し、桁高と鋼重に着目し他形式橋梁との比較を行い提案した橋梁形式の有意性を確認する。また、支間 40m の実橋モデルによる解析を行い、その結果について考察する。

2. パワーブリッジの特徴

2.1 概要

図-1 にパワーブリッジの概念図を示すが、本橋の床版には、文字通りパワースラブを用いている。パワースラブは、PC 床版に代わる大支間床版として多くの施工実績を有し、その耐久性についても実験や実橋において実証済みの信頼性の高い床版である。通常のパワースラブでは、鋼板とコンクリートとを一体化させるための孔明けを施した縦リブは主鉄筋の方向 (橋軸直角方向) に配置している。一方、本形式では、このパワースラブの縦リブを橋軸方向に配置して、パワースラブの縦リブと底鋼板とを主桁断面に有効に働かせている。こうすることによって、パワースラブの縦リブに、圧縮を受ける底鋼板の縦補剛材としての働きと、床版コンクリートと底鋼板とのずれ止めの働きを兼用させる。床版作用については、橋軸直角方向は底鋼板とコンクリートの合成断面、橋軸方向は底鋼板、縦リブとコンクリートの合成断面で

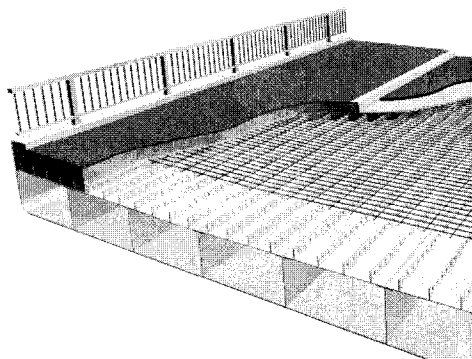


図-1 パワーブリッジ

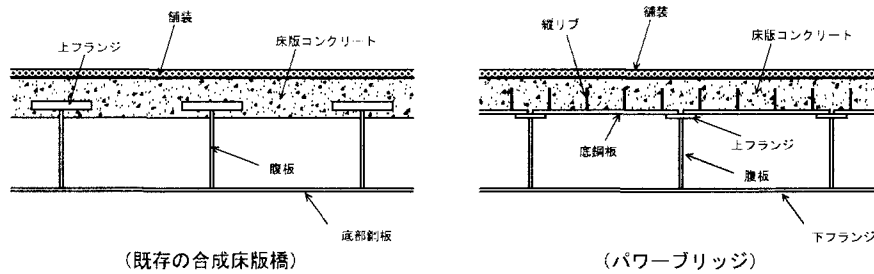


図-2 既存の合成床版橋との比較

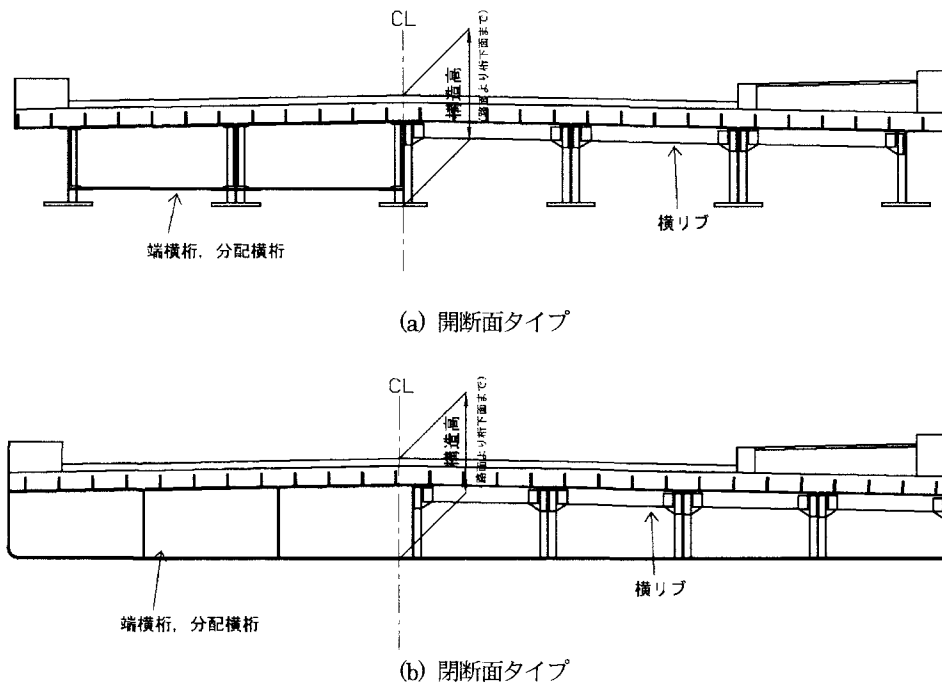


図-3 パワーブリッジの形式

抵抗すると考える。

2.2 既存の合成床版橋との違い

従来からある合成床版橋では、床版コンクリート下面にはパワースラブのような底鋼板がなく、あったとしても型枠として設けられているだけで、主桁上部の圧縮力に対しては主桁上フランジと床版コンクリートで抵抗させている。一方、パワーブリッジでは、底鋼板と縦リブとが床版コンクリートと一体となって抵抗するので、高い剛性を有することになり、更なる桁高の低減が可能となる。また、底鋼板はコンクリート打設時の型枠も兼用するので、施工性が良く工期も短縮できる。図-2 に既存の合成床版橋とパワーブリッジとを比較した断面図を示す。

2.3 鋼床版橋との比較

パワーブリッジは底鋼板（デッキプレート）と縦リブ

を主桁断面に算入できる点において、鋼床版鉄桁とも類似した構造である。しかし、縦リブを底鋼板の上面に配置して床版コンクリートと一体化させた合成構造とすることで、主桁断面としての剛性と床版としての剛性が格段にアップする。鋼床版鉄桁と比較して有利な点を整理すると次のとおりである。

- ・コンクリートと合成するので、活荷重たわみや振動が小さい。
- ・路面凍結の可能性が少ない。
- ・鋼床版下面に縦リブがないので、塗装面積が少ない。
- ・合成床版の鋼部分は鋼桁材片ではなく床版として積算されるため製作単価が安くなり、全体工費を抑えられる。

2.4 形式

主桁形式としては、図-3 に示すように I 桁と底鋼板から形成される開断面形式と、下フランジ、腹板、上フランジ、底鋼板から形成される多室箱桁の開断面形式を

提案する。両形式とも支間中央部に分配横桁を、支点上に端横桁を配置する。また、横桁間には 2.5m 間隔程度で横リブを配置する。横リブは底鋼板とも連結し、床版打設時に底鋼板の圧縮補剛材の横補剛材として機能させるとともに床版荷重に対して抵抗するものとする。

開断面形式は、主桁の連結構造が閉断面形式に比べると単純化できるため初期建設費を低減できる反面、外面塗装面積が多く維持管理費がかさむ点や、外観が劣るといった欠点がある。一方、閉断面形式は、下フランジの現場継手を溶接とすると初期建設費がかさむが、外観が優れており、維持管理上も有利といえる。

3. 設計方針

ここでは、試設計を行うにあたって、パワーブリッジの基本構造と設計方針の整理を行う。

3.1 床版

図-4 に合成床版構造図を示す。

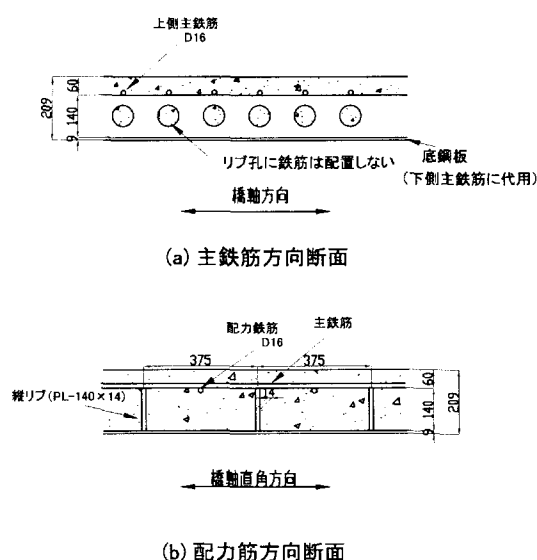


図-4 床版構造

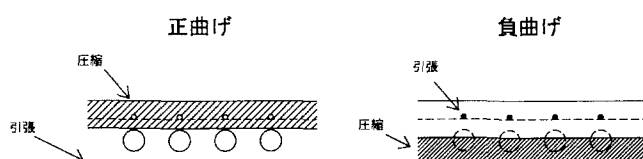


図-5 床版抵抗断面

(1) 底鋼板

底鋼板の板厚は主桁系の応力度を負担する必要があることから 9mm を基本とし、必要に応じて増厚、高材質化する。床版コンクリート硬化前の荷重に対しては、圧縮補剛板として応力度照査する。底鋼板の現場継手は高力ボルトによる摩擦接合とするのを基本とし、力の伝達を考慮し連続版と見なす。また、主桁上フランジとの連結は、高力ボルトによる 1 面摩擦接合とするのを基本とし、3.5 に示すずれ止めの計算によってボルト間隔を決定する。

(2) 縦リブ

縦リブ寸法は 140×14 を基本とし、必要に応じて増厚、増幅、または高材質化を行う。縦リブ間隔はパワースラブのそれに倣って 375mm を基本とし、縦リブに設ける孔明きジベルの径も同様に 70φ とする。なお、架設時は、圧縮補剛板の縦方向補剛材としての必要剛度の照査を行う必要がある。

(3) コンクリート厚

コンクリートの必要厚は道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編²⁾(以下、道示Ⅱと呼ぶ) 8.2 の鉄筋コンクリート床版の

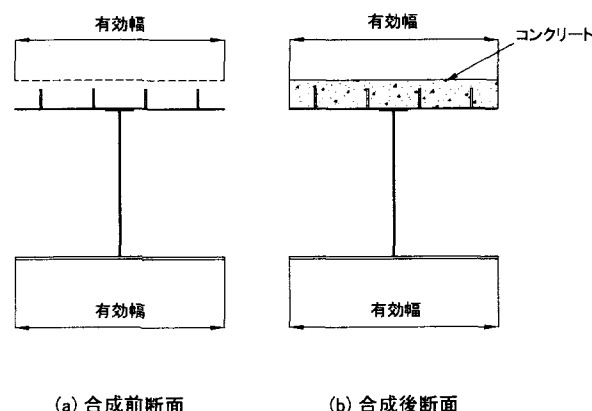
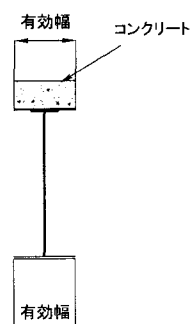


図-6 主桁断面



端横桁、分配横桁断面

図-7 横桁断面

規定に従う。ただし、縦リブ上縁からのコンクリートのかぶり厚はパワースラブの実績に倣い、60mmを基本とする。したがって(2)の縦リブの最小寸法から最小厚さは200mmとなる。

コンクリートの設計基準強度は許容圧縮応力度の上限値を確保するため $\sigma_{ck}=35\text{ N/mm}^2$ 以上を基本とする。

(4) 鉄筋

主鉄筋方向、配力筋方向ともに鉄筋は上側のみに配置し、下側には配置しない。したがって、主鉄筋方向の正曲げに対する抵抗断面、負曲げに対する抵抗断面はそれぞれ図-5のように考える。配力筋方向は用心鉄筋として縦リブ間にD16を1本配置することとする。

3.2 主桁

主桁は合成前荷重に対しては鋼部材のみとした図-6(a)の断面、合成後荷重に対してはコンクリートとの合成を考慮した図-6(b)の断面で抵抗すると考える。

(1) 上フランジ

上フランジと底鋼板とを連結する必要があることから、上フランジの最小断面は 220×10 の鋼板を基本とし、必要に応じて増厚、増幅を行うこととする。

(2) 腹板

開断面形式の場合は最小高さに制限はないが、閉断面形式の場合は作業性を考慮し最小高さを600mmとする。腹板間隔は1.5~2.0m程度を目安とする。

現場継手は基本的に高力ボルトによる2面摩擦接合とする。ただし、閉断面形式における外桁腹板においては、景観を考慮し現場溶接とするのが良いと思われる。

(3) 下フランジ

開断面形式は通常の鋼桁の下フランジとしての設計を行う。閉断面形式は縦リブを設けていないので道示Ⅱ10.3.3に準拠し、板厚を腹板間隔に対して1/80以上に設

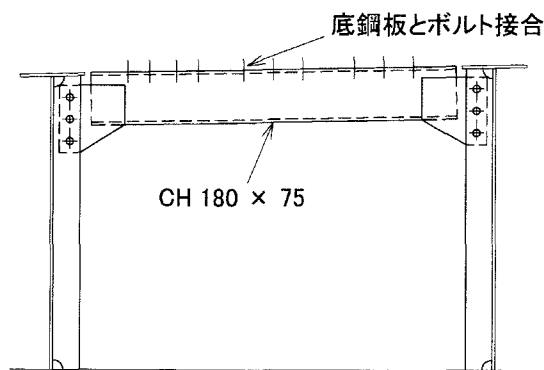


図-8 横リブの取り付け形状

定する。

現場継手は開断面形式、閉断面形式とも高力ボルトによる2面摩擦を基本とするが、閉断面形式においては、景観を考慮し現場溶接とするのが良いと思われる。

3.3 横桁

横桁は図-7のように床版コンクリートと鋼桁の合成断面を考える。

(1) 支点上横桁

図-3に示すように横桁を配置し上フランジの最小寸法は 220×10 とする。上フランジと底鋼板の連結は、主桁上フランジと同様に高力ボルトによる1面摩擦接合とする。

(2) 分配横桁

支間40m以下の場合は支間中央に、支間40mを超える場合は20m間隔以下で荷重分配横桁を設ける。支点上横桁と同様に、上フランジと底鋼板との連結は、高力ボルトによる1面摩擦接合とするのを基本とする。閉断面形式の下フランジは、主桁の下フランジと共有することになり、異なる二方向の応力が作用することになるので、道示Ⅱ10.2.6に準拠し二軸応力状態の照査を行なう。

3.4 横リブ

コンクリート打設時のパワースラブ底鋼板を支持するとともに、底鋼板を圧縮補剛板として機能させるために、横補剛材として間隔2.5m程度に横リブを設ける。図-8に示すように横リブには溝形鋼を使用し、底鋼板との一体化を図るために、両者を高力ボルトにより接合する。

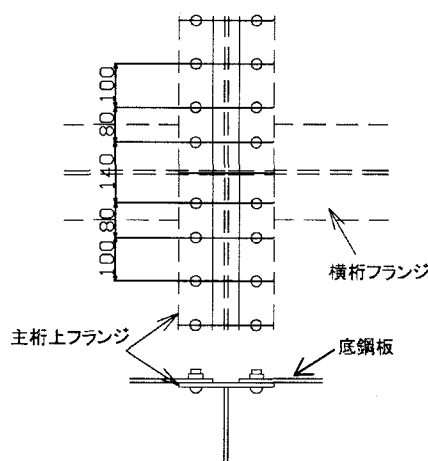


図-9 底鋼板と主桁の接合

3.5 ずれ止め

(1) 床版コンクリートと底鋼板

床版コンクリートと底鋼板は、孔明き鋼板リブとその孔内のコンクリートによる機械的ずれ止め構造によりずれ止め効果を期待する。ここではパワースラブの設計・施工マニュアル（案）³⁾に従って以下の仮定する2つの破壊モードのせん断耐力の検討によって孔の必要径と間隔を決定する。

1) コンクリートのせん断破壊

ずれ止め孔1箇所あたりの設計せん断耐力は次式によって決まる。⁴⁾

$$V_{s1} = 2 \times \frac{\pi d^2}{4} \times 1.14 \sigma_{ck} \quad \dots (1)$$

V_{s1} : ずれ止め孔1ヶ所あたりの設計せん断耐力 (N)

d : リブ孔径 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

2) 孔部コンクリートの亀裂破壊

ずれ止め孔内部のコンクリートの圧壊を避けるため設計せん断強度は次式を満足させなければならない。

$$V_{s1} \leq V_{s2} = d \times t \times 7.5 \sigma_{ck} \quad \dots (2)$$

V_{s2} : ずれ止め孔内部の設計せん断強度(N)

t : リブの板厚 (mm)

ここで、ずれ止め孔1ヶ所あたりの作用せん断力 $V(N)$ を求め、これが次式を満足するようにずれ止め孔の直径および間隔を設計する。

$$V \leq V_{s1} \quad \dots (3)$$

(2) 床版部材と主桁

床版と主桁の合成は、図-9に示すように、底鋼板と主桁を高力ボルトによる1面摩擦接合とすることでずれ止め効果を確保する。作用水平せん断力に抵抗しうる必要ボルト本数を計算し、道示Ⅱ6.3.11に示す最大ボルト間隔を満足するようボルトを配置する。

4. 桁高、鋼重の検討

図-3に示す開断面形式と閉断面形式について支間を $L=20 \sim 50m$ と変化させ、桁高と鋼重の変化を整理した。

表-1 検討結果

形式	支間 (m)	構造高 (mm)	腹板間隔 (mm)	材質	下フランジ断面 (mm)	鋼重 (kg/m ²)	σ _c (N/mm ²)		σ _{ru} (N/mm ²)		σ _l (N/mm ²)		
開断面形式	20	948	1875	SM400	540×44	313	-10.0		-156.4	-161.0	130.8	140.0	
	25	1157			540×50	336			-7.2		-160.7		131.4
	30	1187		SM490Y	540×48	340			-9.8	-211.1	-241.5	181.6	210.0
	35	1269			600×50	366			-9.3	-215.6		193.8	
	40	1392			600×53	381			-9.7	-237.4		208.1	
	45	1554			600×60	420			-9.8	-240.7		206.9	
	50	1800			600×60	433			-9.5	-241.1		206.7	
閉断面形式	20	1031	1500	SM400	19	387	-4.9	-10.0		-116.3	-161.0	80.3	140.0
	25	1031				386	-6.6			-160.7		114.3	
	30	1031		SM490Y		384	-8.0			-178.1	-241.5	139.6	210.0
	35	1168				393	-9.9			-232.0		180.5	
	40	1358				406	-9.9			-235.1		189.2	
	45	1558				420	-9.7			-238.7		195.1	
	50	1735				22	450			-9.5		-239.0	

※応力値の右は許容応力度値を示す。

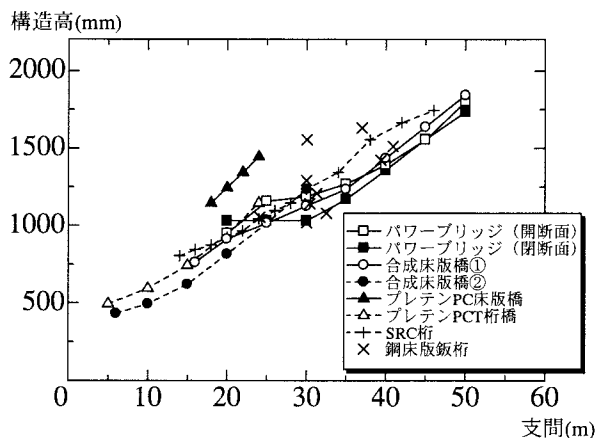


図-10 構造高と支間の関係

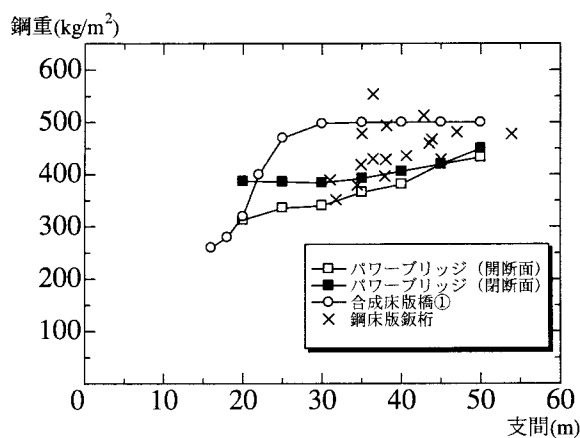


図-11 鋼重と支間の関係

4.1 設計荷重

(1) 死荷重

前死荷重は床版と鋼重，後死荷重は舗装，地覆，高欄，中詰めコンクリート，縁石とする。

(2) 活荷重

車道部はB活荷重とし，歩道部には群集荷重を載荷する。

(3) クリープ・乾燥収縮・コンクリートと鋼の温度差

クリープ，乾燥収縮，コンクリートと鋼の温度差は道示Ⅱ11.2.6，11.2.7，11.2.8に従って計算する。また許容応力度は道示Ⅱ11.3.1に基づいて割り増しを行う。

4.2 検討結果と考察

表-1に支間ごとの構造高，材質，下フランジ断面，鋼重，コンクリート応力度(σ_c)，縦リブ応力度(σ_{rn}) (主荷重時)，下フランジ応力度(σ_l) (主荷重時)を示す。応力度は全主桁の中からそれぞれ最大値を示す。

(1) 構造高と支間の関係

図-10に構造高と支間の関係を示す。構造高は図-3に示すように道路中心における主桁下面からアスファルト舗装を含む路面までの高さを示す。比較対象としては既存の合成床版橋，プレテンPC床版橋，プレテンPCT桁橋，SRC桁橋，鋼床版鈑桁を示す。既存の合成床版橋，PC橋，SRC桁橋は資料^{5),6)}からの引用であり，鋼床版鈑桁は実績⁷⁾である。

支間25m以下ではパワーブリッジよりも他の形式の方が構造高が低くなる結果となっているものの，支間30～50mの範囲ではパワーブリッジの閉断面形式が最も低くなっている。パワーブリッジの形式別に見ると開断

面形式よりも閉断面形式の方が構造高を低くできる傾向にある。閉断面形式では支間30m以下で，3.2(1)で述べた最小桁高となるためこれ以上桁高を低くすることができない結果となった。

(2) 鋼重と支間の関係

図-11に鋼重と支間の関係を示す。既存の合成床版橋は資料からの引用であり，鋼床版鈑桁は実績⁷⁾である。支間25m以上の範囲において既存の合成床版橋より格段に少なく，鋼床版鈑桁と比べても全体的に少ない結果となった。

パワーブリッジの形式別に見ると閉断面形式の方が鋼重は少ない。これは，閉断面形式の場合に道示Ⅱ10.3.3の「箱げたの引張りフランジの板厚は腹板の中心間隔の1/80以上とする。」を守っているからである。そのため表-1に示すように閉断面形式の下フランジの応力は若干の余裕がある。性能設計を行い，下フランジを薄板化すれば，さらに鋼重の減少が図れる可能性がある。

(3) まとめ

支間25mまでは鋼桁および合成床版鋼部材の材質はSM400であり，それ以上ではSM490Yを使用する結果となった。これは表-1に示すように支間が25m以上となると鋼部分の応力度が大きくなるためである。また，支間35m以上ではコンクリート応力度が許容応力度に近いことが分かる。

パワーブリッジは鋼床版鈑桁と同様，もしくはそれ以上に構造高を低くすることが可能であり，加えて鋼重も少なくできる経済的な構造であると言える。

5. 実橋モデルによる解析

対象とする橋梁は支間40m，幅員7.5m(車道)+2.0m(歩道)の閉断面タイプとする。図-12に断面図を示す。

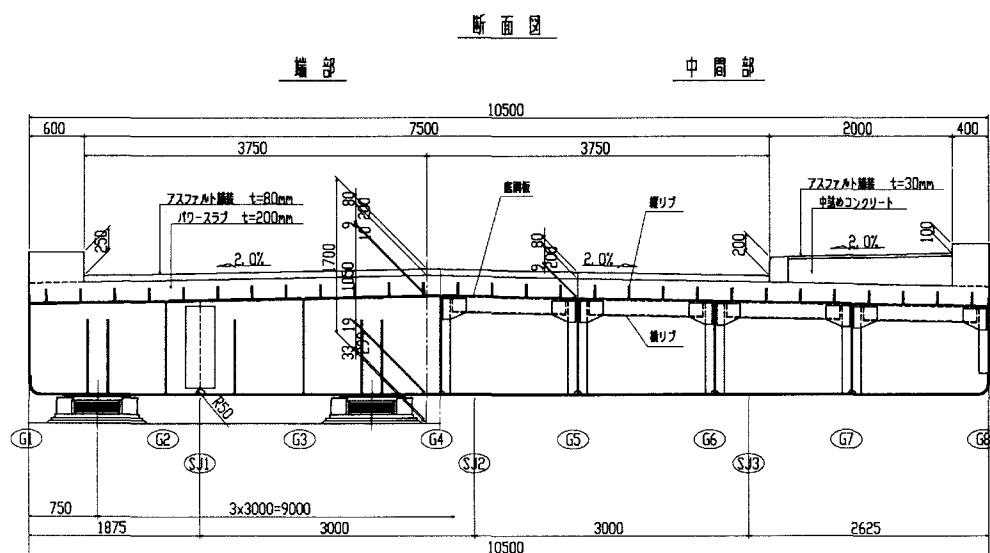


図-12 断面図

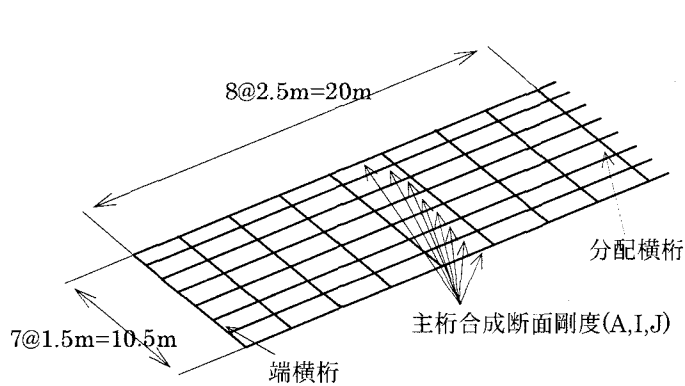
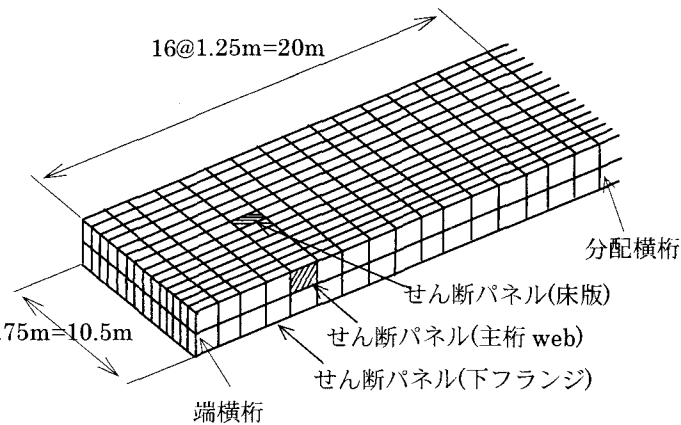


図-13 格子解析モデル



※はり要素にはそれぞれ分担幅の剛度(A,I)

図-14 せん断パネルを用いたモデル

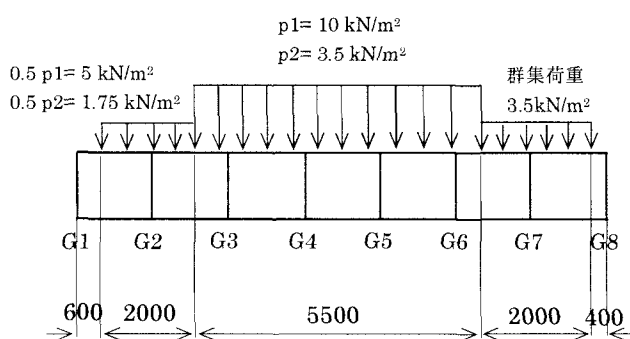


図-15 橋軸直角方向活荷重載荷

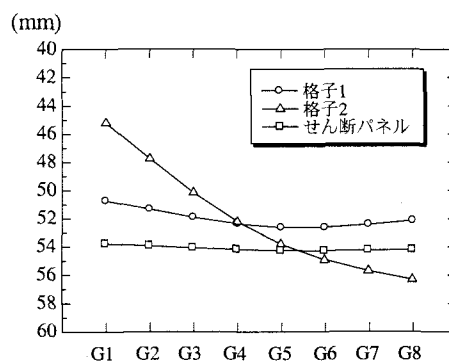


図-16 活荷重たわみ

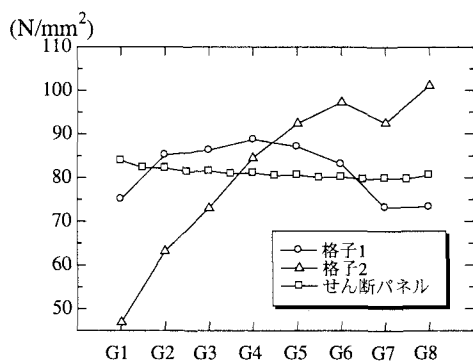


図-17 下フランジ応力度

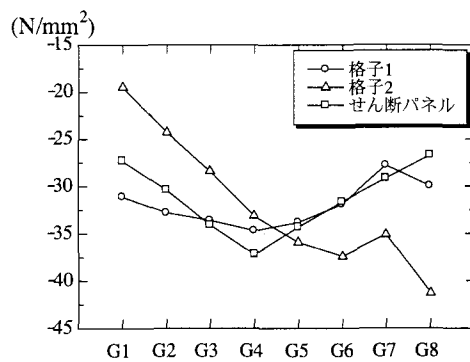


図-18 上フランジ応力度

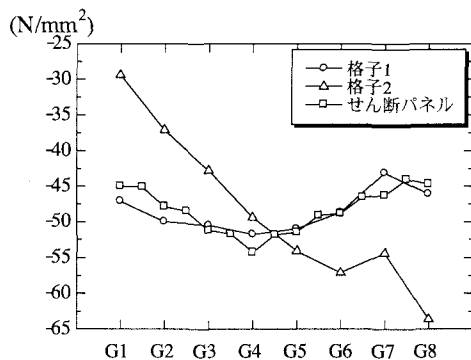


図-19 縦リブ応力度

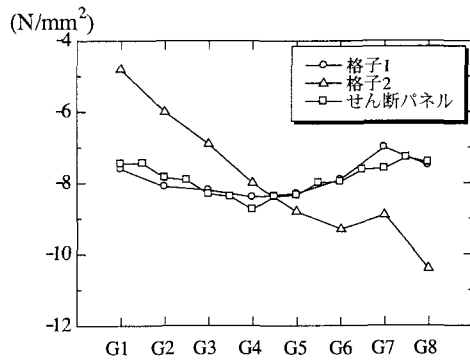


図-20 コンクリート応力度

ここでは、通常設計に用いる格子解析と一定せん断流パネル⁸⁾を用いてモデル化したモデルによる解析を行う。その際、格子解析に閉断面の効果であるねじり剛度を簡易的に考慮したモデル（格子 1）とねじり剛度を考慮しないモデル（格子 2）で解析を行う。3つの解析結果を比較することで合成後の分配効果を考察する。

5.1 解析モデル

格子解析モデルは図-13に、一定せん断流パネルを用いたモデルは図-14に示す。格子解析に考慮するねじり剛度は以下の式から求める。

$$J_n = J/n \quad \cdots (4)$$

J_n : 桁 1 本あたりのねじり剛度 (m^4)

J : 閉断面全体のねじり剛度 (m^4)

n : 主桁本数

5.2 荷重強度

荷重は後死荷重と活荷重を載荷する。活荷重は、橋軸直角方向は図-15のように、橋軸方向は支間中央部に最大モーメントが発生するように固定載荷とする。

5.3 解析結果

図-16に活荷重たわみ、図-17に下フランジの応力度、図-18に上フランジの応力度、図-19に縦リブの応力度、図-20にコンクリートの応力度をそれぞれ示す。橋軸方向の着目点は支間中央である。

格子 2 のモデルは活荷重が偏っている G8 側のたわみが大きく、どの部位の応力度も大きく出ている傾向にある。格子 1 のモデルは全桁とも全体的にたわみ、応力度がほぼ等しく、荷重が分配されていることが分かる。一定せん断流パネルを用いたモデルの解析結果と比較すると格子 1 のモデルが一定せん断流パネルを用いたモデルとほぼ等しいことから格子 1 のモデルの解析結果を用いて設計を行って問題ないと言える。

6. おわりに

パワースラブを用いた合成床版橋の設計方針を示し、支間長をパラメータとして既存の橋梁形式と桁高、鋼重比較を行った。結論と今後の課題を以下に整理する。

6.1 結論

- (1) 支間 30m 以上の範囲では既存の合成床版橋や他の橋梁形式に比べ最も桁高を低く出来ることが分かった。
- (2) 支間 25m 以上の範囲で既存の合成床版橋や、鋼床版鋼桁よりも鋼重が減少することが分かった。
- (3) 以上より、パワーブリッジは桁高を低くでき経済性に優れた構造であると言える。

6.2 今後の課題

- (1) 床版作用の曲げモーメントに対する合成床版の終局耐力、疲労耐力の確認。
- (2) 連続版中間支点部のひび割れ特性と評価、および制御方法の確認。
- (3) 連続合成桁への適用性の検討。
- (4) 桁橋に限らず、下路式のアーチ橋やトラス橋への適用性の検討。

なお、(1)に関しては、現在、移動輪荷重載荷による耐久性確認実験を実施する予定である。

参考文献

- 1) 高田・永田・清田：帯鋼ジベルを用いた鋼・コンクリート合成床版の研究開発と適用について、第 4 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp.75-80,1999,11
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、平成 14 年 3 月
- 3) (株)横河ブリッジ：パワースラブ(鋼・コンクリート合成床版)の設計・施工マニュアル(案)、平成 11 年 4 月
- 4) Leonhardt,Andrä,Beton and Stahlbetonbau, Neues,Vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, 12/1987
- 5) プレビーム振興会：プレビーム合成げた道路橋標準設計集、平成 9 年 10 月
- 6) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：プレテンション方式橋げた、平成 12 年 7 月
- 7) (社)日本橋梁建設協会：橋梁年鑑、平成元年版～平成 14 年版
- 8) 尾下・江川：鋼床版合成形式橋梁の解析手法に関する一提案、土木学会論文集 No.516 /VI-27, 1995.6