

(22) 中小支間複合橋梁に関する実験的研究

皆田 龍一¹・酒井 正和²・内田 大介³・長谷川 剛⁴・栗田 章光⁵

¹正会員 三井造船(株) 鉄構・物流事業本部 管理部技術グループ (〒104-8439 東京都中央区築地5-6-4)
E-mail:minata@mes.co.jp

²正会員 三井造船(株) 技術本部 技術総括部 (〒104-8439 東京都中央区築地5-6-4)
E-mail:sakaim@mes.co.jp

³正会員 三井造船(株) 鉄構・物流事業本部 管理部技術グループ (〒104-8439 東京都中央区築地5-6-4)
E-mail:duchida@mes.co.jp

⁴正会員 ドーピー建設工業(株) 技術部 (〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-16-6)
E-mail:t_hasegawa@dps.co.jp

⁵正会員 大阪工業大学教授 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)
E-mail:kurita@civil.oit.ac.jp

河川改修における橋梁の架け替えや新設などの中小支間橋梁に対して、低桁高で経済的な鋼・コンクリート複合橋梁「MDブリッジ」を開発した。MDブリッジの構造的な特徴は、下フランジとウェブを鋼部材で形成し、桁作用の圧縮力が作用する上フランジはコンクリート部材としている。コンクリート部材は、鋼ウェブの上端に設けた孔あき鋼板ジベルで鋼部材と結合して、ずれせん断に抵抗する構造としている。フランジプレートを経さずコンクリート内に直接埋め込むずれ止め構造は、平鋼板ウェブに対しては採用実績が無い。そこで、荷重方向を変えた2種類のPBL要素試験と、実物大桁を用いた静的曲げ載荷試験および疲労試験を行い、構造性能や設計方法の妥当性などを確認した。

Key Words : composite girder, Perfobond Strip, static test, fatigue test, low girder height

1. はじめに

近年、コスト削減や施工の合理化を目的として、鋼・コンクリート複合構造の橋梁形式が増加している。一方、河川改修における橋梁の架け替えや新設、市街地の高架橋などでは、より安価で低桁高の橋梁形式が要望されている。このような中小支間橋梁に対して、低桁高で経済的な複合橋梁「MDブリッジ」を開発した。MDブリッジの開発にあたっては、安全性、使用性および耐久性の確認および設計方法の妥当性などを検証する目的で各種の性能確認試験やFEM解析を行った。

2. MDブリッジの特徴

(1) 概要

MDブリッジの概要図を図-1に示す。MDブリッジは、桁と床版を工場で一体化したプレキャスト製品で、現場では工場で製作したプレキャスト桁を並べてPC鋼材で橋軸直角方向に連結する。プレキャスト桁は、下フ

ランジとウェブを鋼部材で形成し、桁作用の圧縮力が作用する上フランジはコンクリート部材としている。コンクリート部材は、鋼ウェブの上端に設けた孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）で鋼部材と結合して、ずれせん断に抵抗する構造としている（図-2）。MDブリッジの主な特長は以下のとおりである。

- ① 引張側を鋼、圧縮側をコンクリートで抵抗するシンプルな合成構造で桁高の低減を図っている。
- ② 鋼上フランジを省略して、圧縮フランジと床版をコンクリート部材で兼用することや、ウェブを無補剛とすることで、鋼部材を削減しコストの削減を図っている。また、鋼部材の溶接部が少ないことから、疲労耐久性に優れた構造である。

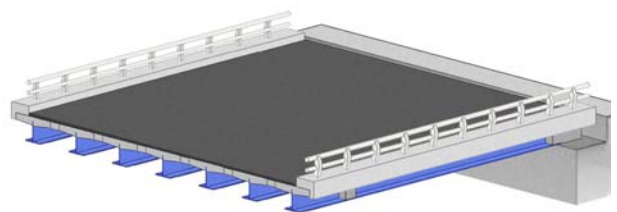


図-1 MDブリッジ

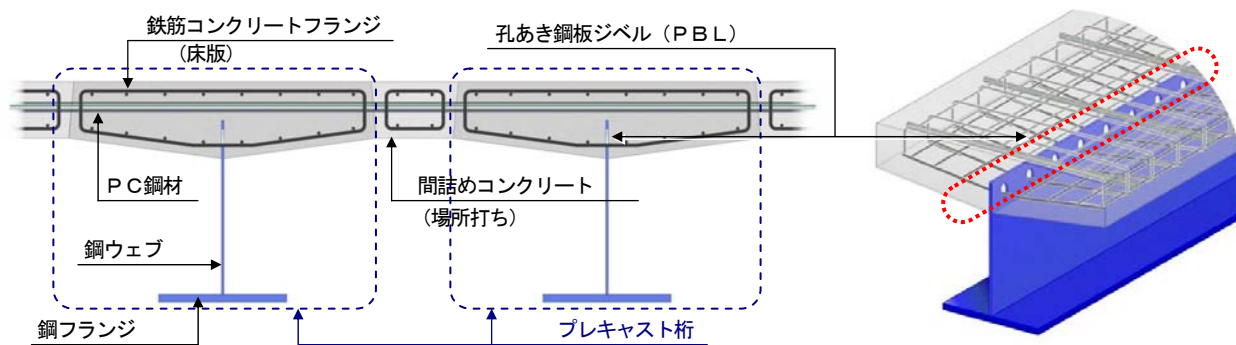


図-2 MDブリッジ構造概要図

- ③ 自重が減少するため、運搬上有利となり、PCT 桁と比較してプレキャスト桁を大きくすることが可能である。そのため、主桁本数や下部工反力の低減、支承数の減少などにより施工コストの縮減が図れる。
- ④ 特殊な材料や構造、製作方法を必要としない単純構造で、製作性や施工性に優れている。

(2) 標準桁断面の設定

前述のとおり、MDブリッジは桁と床版を工場で一体化したプレキャスト製品であり、桁の製作コストを低減し、設計時における桁断面や桁配置の設定を簡易にするため、試設計により桁断面の標準化を図っている。図-3に一例として、支間23m、B活荷重の標準桁断面を示す。試設計では、表-1に示す8種類の幅員構成において、最も断面力が多いケースに対して計算を行い、桁断面を決定した。表-2に、MDブリッジの標準使用材料を示す。

図-4に支間長と標準桁断面の桁高および最小桁高との関係を示す。最小桁高は、標準桁断面と同じ荷重条件および桁本数とし、外桁と中桁の鉄筋コンクリートフランジ幅を変え、鋼フランジ厚は40mmとして断面計算を行った。

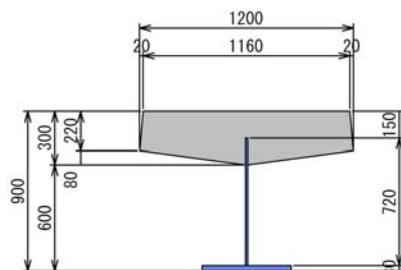


図-3 標準桁断面(支間長 23m, B活荷重)

表-1 試設計で用いた幅員構成

道路分類	幅員番号	幅員構成			
		左側歩道(m)	車道(m)	右側歩道(m)	全幅員(m)
主要幹線	①	—	9.5	—	10.7
	②	3.0	9.5	—	13.5
	③	3.0	10.0	3.0	16.8
幹線	④	—	8.5	—	9.7
	⑤	3.0	8.0	—	12.0
	⑥	3.0	7.5	3.0	14.3
補助幹線	⑦	—	8.0	—	9.2
	⑧	3.0	7.5	—	11.5

表-2 標準使用材料

コンクリート	工場製作(主桁・床版)	$\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$
	現場施工(間詰め・横桁)	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$
鋼材		SM490Y
鉄筋		SD295A

3. 性能確認試験およびFEM解析

実施した性能確認試験は図-5に示すとおり、PBLに関する2種類の要素試験と、実物大桁を用いた2種類の载荷試験である。また、各試験を対象としたFEM解析を行った。以下に各試験内容およびFEM解析について詳述する。

(1) PBLのせん断耐力

a) 概要

PBLはLeonhardt¹⁾らによって提案され、合成効果が高いずれ止めとして様々な複合構造物に採用されており、これまでに設計に用いる強度評価式も多数提案されている。このような既往の強度評価式は、押抜きせん断試験を実施した結果などにより導かれているが、MDブリッ

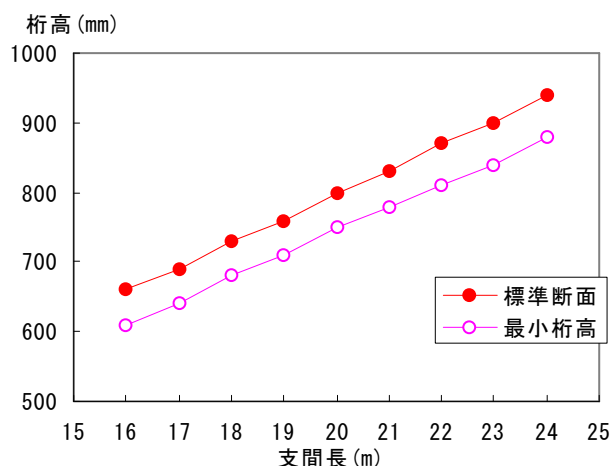


図-4 桁高と支間長の関係

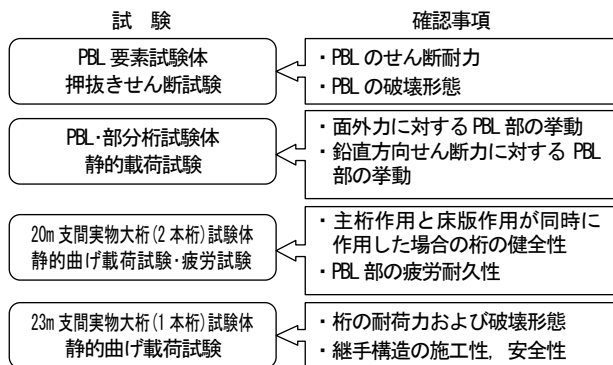


図-5 実施した性能確認試験

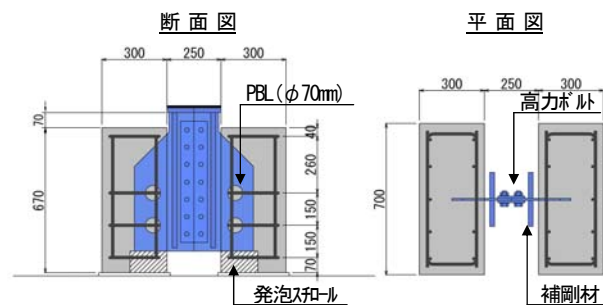


図-6 PBL 押抜きせん断試験体

ジは、既往の試験と比較して材料強度や構造的な条件が異なる。MDブリッジでは、表-2に示すとおり高強度コンクリート ($\sigma_c=60\text{kN/mm}^2$) を標準仕様材料としているが、垂水²⁾らの研究によると、高強度コンクリートではジベル耐力の圧縮強度との比例は期待できない場合があると報告されている。また、フランジプレートを介さずコンクリート内に直接埋め込むずれ止め構造は、ウェブが波形鋼板の場合に採用された事例³⁾はあるが、平鋼板ウェブの採用実績は無い。そこで、既往の強度評価式の適用性について検証するため、押抜きせん断試験およびFEM解析を行った。

b) PBL押抜きせん断試験

試験体は図-6に示すとおり、ジベル鋼板1枚当りの孔数を2個、ジベル鋼板厚12mm、孔径70mm、貫通鉄筋D13とし、フランジプレートは設けず可能な限りMDブリッジの緒元に合わせるようにした。表-3に試験体の材料特性値を示す。また、コンクリートの設計基準強度は 60N/mm^2 としているが、異なるコンクリート材齢で試験を実施することにより実強度を変化させて、圧縮強度の違いによるせん断耐力への影響を確認した。

試験結果を図-7に示す。図中には比較のため、Leonhardt¹⁾らの評価式(1a)、日本におけるPBLの設計で適用事例の多い明橋⁴⁾らの評価式(1b)、および既往の試験結果^{5,6)}を示している。

$$Q_u = 1.79 \cdot d^2 \cdot \sigma_c \quad (1a)$$

$$Q_u = 0.9 \cdot d^2 \cdot \sigma_c \quad (1b)$$

ここに、 d : 孔の直径(mm)

σ_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

コンクリート強度が 60N/mm^2 以上では、必ずしもせん断耐力が強度に比例していない。しかしながら、全ての試験体のせん断耐力は、式(1b)で $\sigma_c=60\text{N/mm}^2$ 、 $d=70\text{mm}$ として算出したせん断耐力 $Q_u=264\text{kN}$ 以上であり、これを上限としてずれ止めの設計が可能であることが確認された。

c) FEM解析

図-8に示すように補剛材をコンクリート面に接触させ

表-3 材料特性値

コンクリート	設計基準強度 (N/mm^2)	60			
	圧縮強度 (N/mm^2)	57.0	67.6	74.8	75.0
鋼 板	材 質	SM490Y			
	降伏強度 (N/mm^2)	473			
鉄 筋	材 質	SD295			
	引張強度 (N/mm^2)	524			

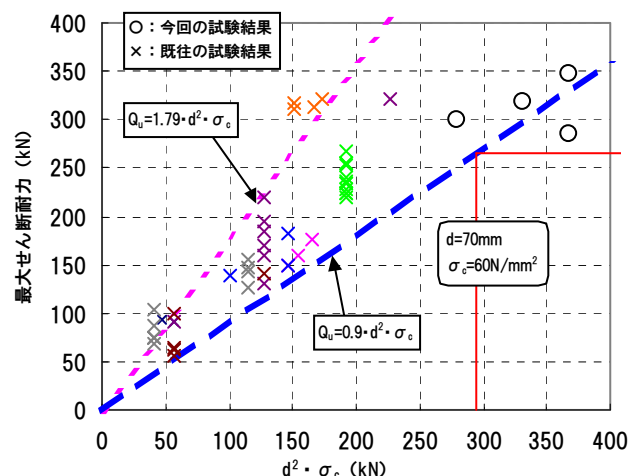


図-7 PBL 押抜きせん断試験結果

て、フランジプレートを設けた対称1/2モデルでFEM解析を行い、 $P-\delta$ 曲線などを比較することにより、フランジプレートの有無によるPBLのせん断耐力への影響を検証した。解析にはABAQUS ver.6.5.3を使用し、鋼板、コンクリートおよびPBLの貫通鉄筋はSOLID要素、その他の鉄筋はBEAM要素でモデル化した。材料物性値は、試験体の計測値を用い、鋼板の材料非線形性はバイリニアとし、コンクリートの材料非線形は土木学会のコンクリート標準示方書⁷⁾を準用した。なお、PBL部の鋼とコンクリートの接触部には接触要素を用いている。

FEM解析結果として、載荷荷重1653kN時のコンクリート中央部の最大主応力を図-9に、図-8に示す着目点の $P-\delta$ 曲線を図-8に示す。試験体モデルであるフランジ無しの方が、フランジ有りのケースより若干変位が大きい傾向にあるがその差は小さい。また、最大主応

力を比較してもほぼ同じ傾向であった。この解析では、フランジプレートの有無によるPBLのせん断耐力への影響が小さいことが確認された。

(2) PBL・部分析静的荷重試験

a) 試験概要

MDブリッジでは、前述のとおりフランジプレートを介さずコンクリート内に平鋼板を直接埋め込むずれ止め構造を採用しており、本構造の適用にあたっては、床版支間に輪荷重が作用した場合のウェブ首振り現象によるPBL部への影響⁹⁾や、ウェブ直上に輪荷重が作用した場合の床版のひび割れなどが懸念された。そこで、床版作用に対する鋼ウェブとコンクリートとの結合部の性能を確認するため、実構造を想定した部分析試験体を用いて静的荷重実験を行った。

試験体は、図-11に示すとおり、実橋モデル断面を基本とした主桁2本分の部分析要素試験体である。床版厚は220mm、桁間隔は1500mm、PBLの孔の直径は70mm、WEBの板厚は12mm、貫通鉄筋はD13を使用し、実橋モデルと同様としている。鋼ウェブ高さは、PBL部の破壊より先にウェブが座屈することを防止するために150mmとしている。試験体の長さは、舗装や床版などによる輪荷重の広がりを考慮して1000mm程度とした。なお、試験体の製作は、実橋の施工と同様に、各桁ブロックを個々に製作し、実験場で間詰めコンクリートを打ち込み、横締めPC鋼材(φ32 B種1号)を緊張(緊張力290kN)して一体化した。本試験体における材料特性は、表-2に示す標準仕様と同じとしており、後述する実物大桁試験も同様である。

荷重位置を図-12に示す。CASE-1では、首振り現象に着目し床版支間中央に荷重を載荷した。CASE-2では、鉛直荷重に着目しウェブ直上に荷重を載荷した。試験体数は2体で、各試験体を表-4に示す荷重手順で、荷重制御により載荷した。その後、試験体①は、プレストレスを導入していない状態のPBLの耐力を確認する目的で、PC緊張を解放して片側のウェブ直上に破壊まで載荷した。設計荷重は道路橋示方書⁹⁾の床版の設計曲げモーメント式から算出される値と等価とし、輪荷重は衝撃を考

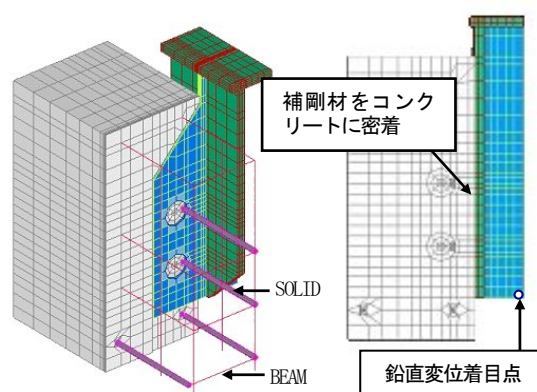
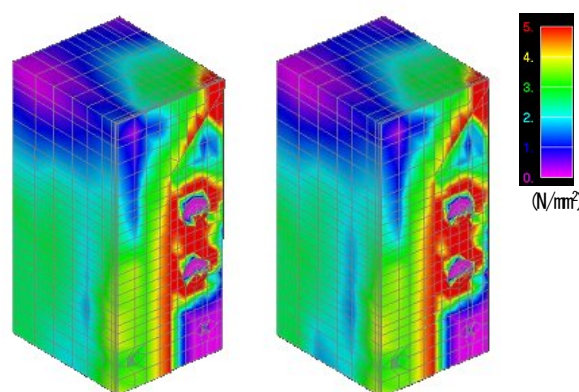


図-8 FEM 解析モデル



(a)フランジ無し (b)フランジ有り

図-9 コンクリート中央部の最大主応力コンター図
(載荷荷重 1653 kN 時)

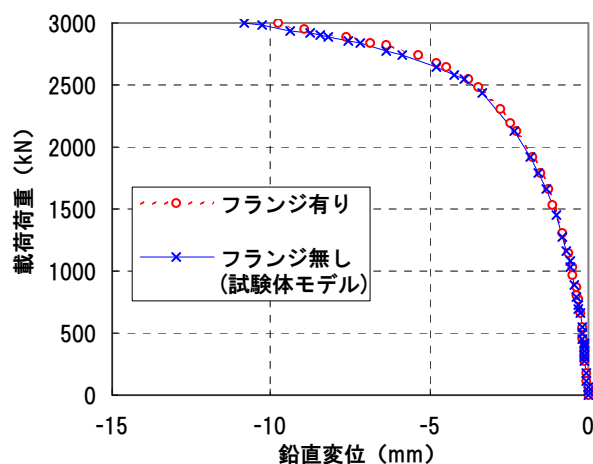


図-10 P-δ 曲線(鋼板下端の鉛直変位)

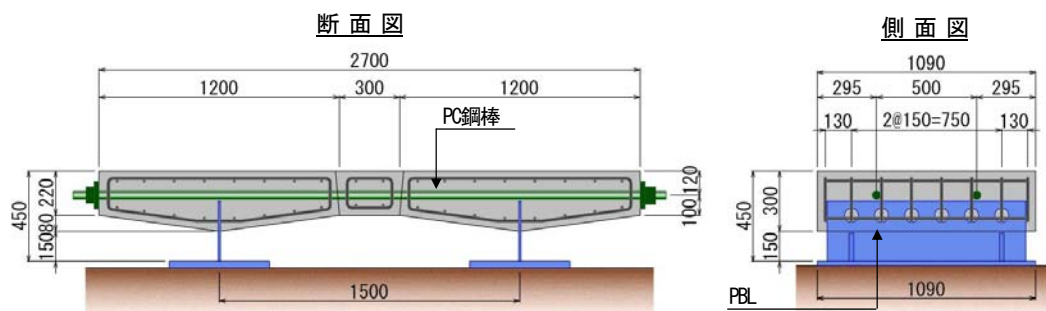


図-11 PBL・部分析試験体

慮した値としている。

b) 試験結果

図-13 に床版支間中央で荷重を載荷して、首振りによる肌隙の有無を確認した計測結果を示す。実験の結果、設計荷重や輪荷重相当の荷重では全く肌隙は発生しなかった。その後、荷重を輪荷重の4倍強まで載荷した結果、最大約0.1mmの肌隙が確認されたものの荷重を除荷すると残留変位はみられなかった。

図-14 にウェブ直上に載荷した場合の、床版とウェブの相対ずれ量と載荷荷重の関係を示す。実験の結果、輪荷重相当の荷重では、ほとんどずれは発生しなかった。その後、輪荷重相当の10倍程度まで載荷したが、PBLは破壊せず床版にもクラックの発生は確認されなかった。

また、試験体①でPC緊張を解放して荷重を載荷したケースでは、約1500kNでPBLが破壊し、床版とウェブの鉛直相対ずれ量が増大した。破壊荷重時では、ウェブ線に沿って床版上縁から側面にひび割れが発生した。以上、輪荷重相当値では床版にひび割れは発生せず、ウェブ直上の破壊に対しても十分な耐力があることが確認された。

(3) 20m支間実物大桁静的曲げ載荷試験・疲労試験

a) 試験概要

前述の要素試験結果から、1方向の断面力に対して結合部(PBL)は十分な耐力があり問題がないことが確認されたが、実橋の場合は多方向から複雑に断面力が作用することになる。従って、主桁作用と床版作用が同時に作用した実橋と同じ状態で、結合部や桁の断面性能を確認するため、実橋を想定した2本桁の20m支間実物大桁試験体で静的曲げ載荷試験を実施した。

一方、要素実験により頭付きスタッドと比較してPBLの疲労試験後の残存耐力は高いとの報告¹⁰⁾があるが、PBLの疲労特性に関する研究事例は少ない。また、複合加力による疲労試験¹¹⁾や、波形鋼板を用いた埋込み接合の疲労特性に関する実験¹²⁾などの報告があるが、何れもMDブリッジと試験体の材料強度や構造的な条件が異なる。従って、定点載荷による疲労試験を実施して結合部の耐疲労性を確認した。また、疲労試験後に再度静的曲げ載荷試験を実施して、疲労被害が蓄積した状態での合

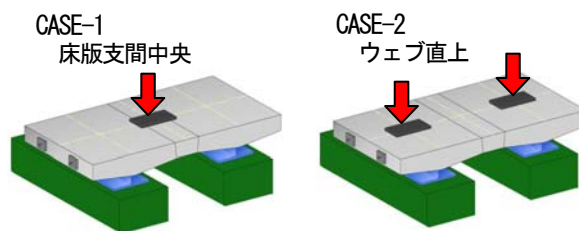


図-12 荷重載荷位置

表-4 載荷パターン

	試験体①	試験体②
STEP-1	CASE-2 輪荷重3回	CASE-1 輪荷重3回
STEP-2	CASE-1 輪荷重3回	CASE-2 輪荷重3回
STEP-3	CASE-1 輪荷重の3倍以上	CASE-2 輪荷重の3倍以上
STEP-4	CASE-2 PC緊張解放後破壊まで	

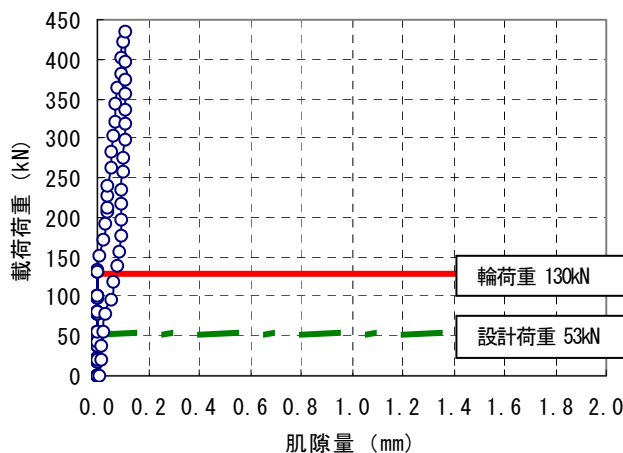


図-13 荷重-肌隙量(試験体①・STEP-3)

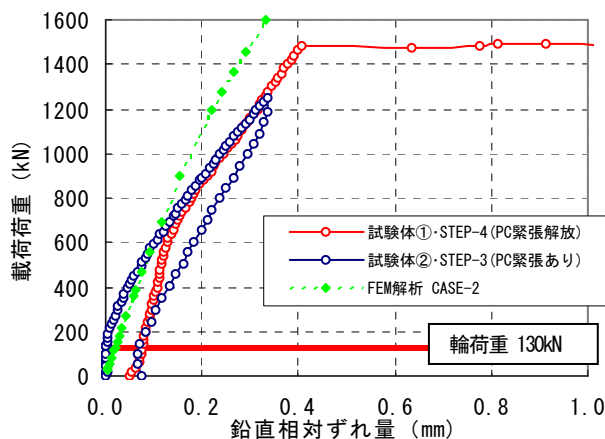


図-14 荷重-鉛直相対ずれ量

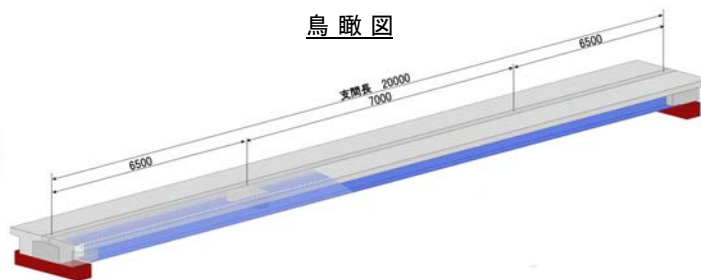
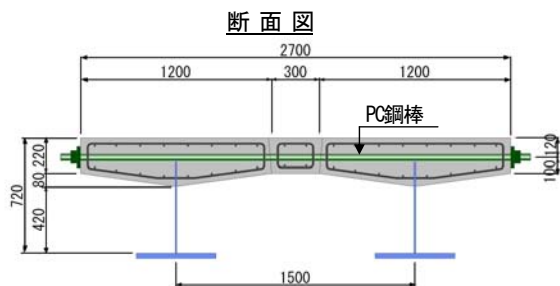


図-15 20m支間実物大桁試験体



写真-1 疲労試験状況

成桁としての健全性を確認した。

試験体は図-15に示すとおりで、PBLの孔の直径は70mm、WEBの板厚は12mmで、表-1の①総幅員10.7mで試設計して桁高などの断面を決定した。試験体の製作は、実橋の施工と同様に、工場で製作した桁を実験場へ搬入し、実験場で間詰め部やPC横桁の施工を行った。

荷重方法は、試設計した主桁作用の活荷重による曲げモーメントと同程度となるように、設計荷重440kNを載荷荷重として3回載荷した後、定点載荷による疲労試験を行った。疲労試験は、変動荷重の振幅が設計荷重と同じとなるように50～490kNとして、約0.7Hzの振動数で200万回載荷した(写真-1)。また、経時変化を確認するため、段階的に設計荷重で静的曲げ載荷を実施して変位やひずみを計測した。疲労試験の後、載荷荷重を1500kNまで増加させて静的曲げ載荷試験を行った。載荷位置は、図-16に示すとおり2ケースで行った。CASE-1は、床版支間中央に載荷してPBL部に主桁作用による曲げモーメントと面外力が作用する状態とした。CASE-2は、床版張出し部に載荷してPBL部に主桁作用と床版作用による曲げモーメントが作用する状態とした。張出し部の載荷位置は、主桁位置の床版に作用する曲げモーメントが道路橋示方書¹³⁾による支点部床版設計曲げモーメントと一致するように決定した。なお、CASE-1による載荷は、最初と疲労試験後の静的曲げ載荷試験で行い、疲労試験や最後の静的曲げ載荷試験はCASE-2で行った。

b) 試験結果

疲労試験時に計測した、設計荷重載荷時の支間中央での変位履歴を図-17に、疲労試験荷重載荷前後で実施した支間中央における荷重-変位関係を図-18、支間中央近傍断面の主桁軸方向ひずみの分布を図-19に示す。なお、設計計算値およびFEM解析結果には、試験体の計測した物性値を用いている。これらの図より、疲労試験荷重を200万回載荷後においても平面保持は確保され、桁として健全であった。また、各試験結果とFEM解析結果はよく一致している。なお、目視による確認でも鋼部材の疲労き裂やコンクリートのひび割れなど、試験体の変状は無く、PBL部も健全であったと考えられる。また、図-18で最大荷重時載荷時において、鋼下フランジはほぼ降伏

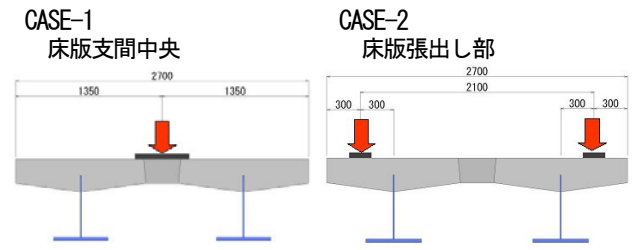


図-16 荷重載荷位置

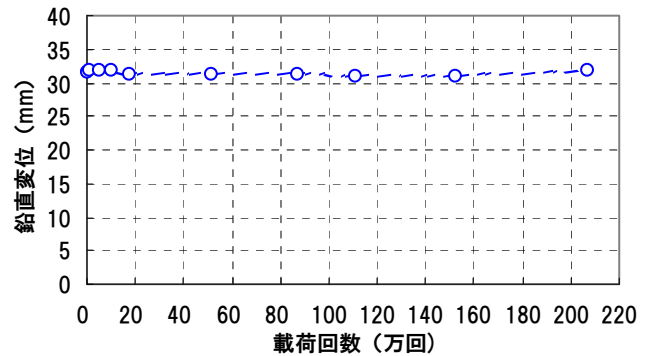


図-17 変位（桁支間中央）の推移

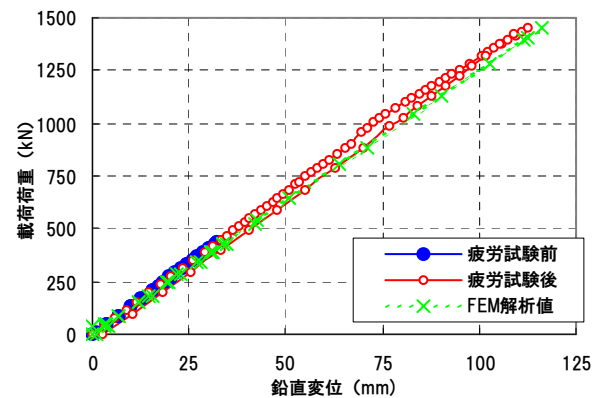


図-18 荷重-変位（桁支間中央）

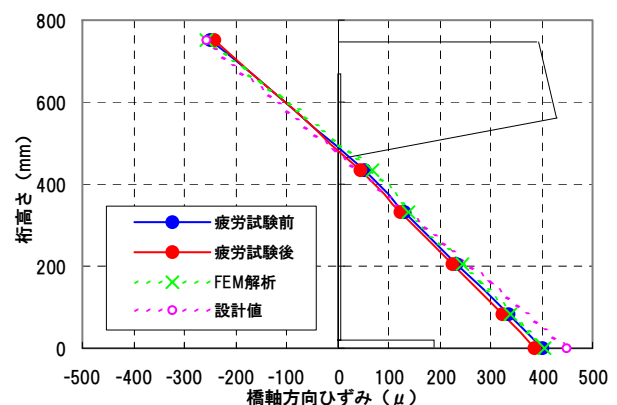


図-19 主桁軸方向ひずみの桁支間中央近傍断面

域であり、荷重-変位関係線形性に若干の非線形性も見られるが、試験体の変状は確認されなかった。以上の結果から、2方向から断面力が作用した状態においても桁は合成桁としての挙動を示すこと、設計荷重を200万回載荷しても、桁やPBL部は劣化せず、使用性、耐久性に問題が無いことが確認された。

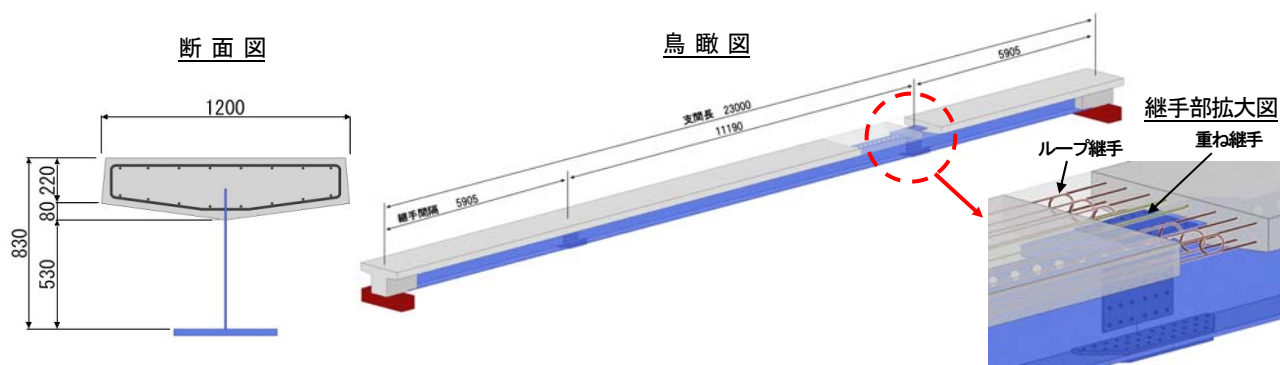


図-20 23m 支間実物大桁試験体

(4) 23m支間実物大桁静的曲げ载荷試験

a) 試験概要

桁の曲げ耐力や破壊性状を確認して、設計方法の妥当性を検証することを目的として、23m支間実物大桁を用いた静的曲げ载荷試験を行った。試験体を図-20に、载荷試験の状況を写真-2に示す。PBLの孔の直径は70mm、WEBの板厚は12mmで、表-1の①総幅員10.7mで試設計して桁高などの断面を決定した。载荷は、支間中央の2点集中载荷(载荷点間隔1500mm)として、設計荷重270kNを3回载荷した後、桁が破壊するまで行った。設計荷重は、実設計における活荷重と橋面荷重などの後死荷重による曲げモーメントと同程度となるように決定した。

また、本試験体は図-20に示すとおり、現場継手を想定した継手を桁端から5.9mの位置に設けており、施工性や応力の流れを確認した。継手構造は、一定範囲のコンクリートを打ち残して鋼上フランジを設け、上下フランジとウェブを高力ボルトで接合し、床版コンクリートを施工する構造としている。試験体製作も現場継手を想定した製作方法として、多点支持状態で高力ボルト接合を行い、桁端での2点支持状態で継手部のコンクリートを施工した。なお、鋼上フランジとコンクリートとのラップ区間は、事前にFEM解析を実施して応力が円滑に流れるように決定している。

b) 試験結果

曲げ载荷試験の荷重-変位関係を図-21に示す。図内のFEM解析結果は、試験体の計測した物性値を用いている。また、曲げ耐力は「複合構造物の性能照査例¹⁴⁾」の正曲げモーメントを受ける合成桁断面の曲げ耐力の計算式(2a),(2b)を用いて算出した。

$$x = \frac{f_{yd} A_s}{0.85 f'_{cd} b_e} \quad (2a)$$

$$M_{uv} = f_{yd} A_s \left(d - \frac{x}{2} \right) \quad (2b)$$

ここに、

x : 床版上縁から塑性中立軸までの距離(mm)

f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)



写真-2 曲げ载荷試験状況

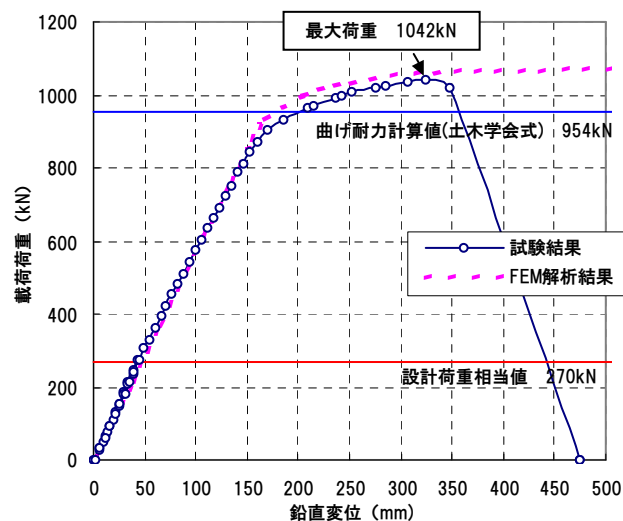


図-21 荷重-変位 (桁支間中央)

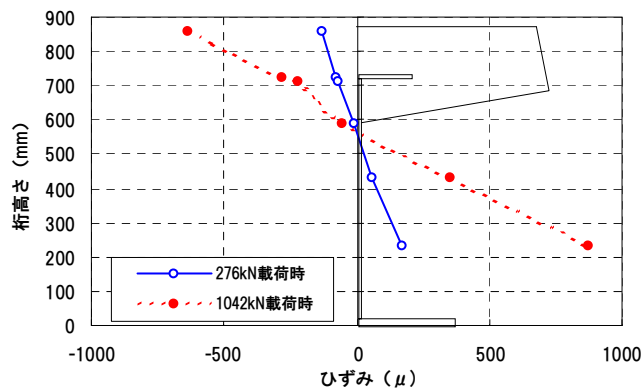


図-22 主桁軸方向ひずみの継手部断面分布

b_e : 床版の有効幅(mm)

d : 床版上縁から鋼桁図心位置までの距離(mm)

f_{yd} : 鋼材の設計引張強度(N/mm²)

A_s : 鋼桁の総断面積(mm²)

設計荷重相当値270kNでは、桁にひび割れなどの変状が無いことを確認した。試験体が破壊したのは、曲げ耐力計算値954kN以上の1042kN載荷時であった。その破壊過程は、鋼下フランジひずみゲージの計測結果より、載荷荷重850kN程度で鋼下フランジが降伏しているのが確認された。そして、変位が増大したのち最大荷重1042kNでコンクリートが圧壊し、鋼ウェブが座屈して破壊に至った。PBLもコンクリートが圧壊するまでは、特に変状は無かった。以上の結果から、使用時や終局時での挙動や耐力が確認され、桁の耐力も計算値とほぼ一致しており、PBL耐力も桁の耐力以上であることが確認された。これにより、MDブリッジの桁の使用性、安全性に問題が無いことが確認された。

図-22に継手部断面での主桁軸方向ひずみの断面分布を示す。桁支間中央破壊時においても平面保持は確保され、合成断面として抵抗しており。採用した継手構造に問題が無いことがわかった。

4. おわりに

以上、MDブリッジは、各種性能確認試験やFEM解析から、安全性、使用性および耐久性などが十分確保されていることが確認された。

今後さらに、連続桁やインテグラルアバット橋への適用をめざし、継手構造の合理化などの取り組みを継続していく予定である。

参考文献

- 1) F. Leonhardt, W. Andrä, H. P. Andrä and W. Harre : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, 1987
- 2) 垂水, 忽那, 佐々木, 大島, 辻村 : 矢作川橋の主桁側斜材定着部における孔あき鋼板ジベルの耐荷力確認実験, 土木学会, 第 58 回年次学術講演会, V-224, pp.447~448, 2003.9
- 3) 藤岡, 角田 : 波形鋼板ウェブのPCT桁橋への適用, 第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 2005.11
- 4) 明橋, 永田, 大水, 西川 : コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第 8 巻第 31 号, pp.81~87, 2001.9
- 5) 保坂, 光木, 平城, 牛島, 橋, 渡辺 : 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593~1604, 2000.3
- 6) 鋼橋技術研究会 : 鋼構造におけるコンクリートの活用研究部会報告書, pp.49~57, 2000.8
- 7) 土木学会 : コンクリート標準示方書・解説 構造性能照査編, pp.26, 2002.3
- 8) 依田, 中洲 : 鋼板孔を用いたずれ止めの設計法に関する一考察, 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, 1999.11
- 9) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, pp.239~240, 平成 14 年 3 月
- 10) 平, 天野, 大塚 : 孔あき鋼板ジベルの疲労特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, 2002.3
- 11) 保坂, 光木, 平城, 牛島, 橋, 山本 : アップリフトを受ける孔あき鋼板ジベルの耐疲労性, 土木学会, 第 58 回年次学術講演会, I-501, pp.1001~1002, 2003.9
- 12) 竹下, 依田, 佐藤, 櫻田, 志賀, 中洲 : 波形鋼板ウェブを有する I 断面合成桁の埋込み接合部の疲労実験, 土木学会論文集, No.668 I-54,55-64, 2001.1
- 13) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, pp.220, 平成 14 年 3 月
- 14) 土木学会 : 複合構造物の性能照査例, pp.45~53, 2006

EXPERIMENTAL STUDY ON NEW TYPE COMPOSITE GIRDERS FOR SHORT AND MEDIUM SPAN BRIDGES

Ryuichi MINATA, Masakazu SAKAI, Daisuke UCHIDA, Tsuyoshi HASEGAWA and
Akimitsu KURITA

Because of securing a space under the girder, the lower girder height are often required. Therefore, we developed a lower girder height and economical bridge for short and medium span. This bridge is a composite girder with a concrete upper flange, steel web and steel lower flange.

The structural characteristic of this bridge is the simplification of the shear connectors. The connectors which we propose have punched holes with transverse steel bars arranged in the top of a flat steel web plate inserted into a concrete flange directly. By the similar structure, the omission of the steel flange plate is a using corrugated steel plate web but is not using flat steel plate web. Thus we must confirm the performance of the new type shear connections and the strength of the girder.

For this purpose, we have performed two types push out tests and nonlinear finite element analysis which changed the direction of the load on model specimens. In addition static and fatigue tests were carried out for full scale girder.