低桁高を実現できるハイパーブリッジ (高性能合成床版橋)について

赤坂雄司1·原夏生2·松林卓1·上村明弘3·神田恭太郎3·熊野拓志3

¹正会員 前田建設工業(株) 技術研究所(〒179-8914 東京都練馬区旭町1-39-16) ²正会員 工博 前田建設工業(株) 技術研究所(〒179-8914 東京都練馬区旭町1-39-16) ³正会員 川鉄橋梁鉄鋼(株) 技術部 開発技術室(〒111-0051 東京都台東区蔵前2-17-4)

ハイパーブリッジとは、突起付きT形鋼を使用し、床版部に高性能軽量コンクリートを用いたうえで、 中支間への適用と桁の連続化を可能とした新しい鋼・コンクリート合成床版橋である.本橋の特徴は、そ の適用支間においてあらゆる橋梁形式の中で最も構造高を低く抑制することが可能であり、また部材のプ レファブ化により施工の合理化が最も進んだ橋梁形式の一つとなっていることである.今回、実橋への適 用にあたり、中間支点部をモデルにした負曲げ静的載荷試験、定点疲労載荷試験および輪荷重走行試験を 実施した.その結果、ひび割れ制御設計が可能であること、また、相対的に高い疲労耐久性を有している ことが検証された.本稿は、これら試験概要とその結果を中心として報告するものである.

キーワード:立体交差道路, 合成床版橋, 高性能軽量コンクリート, 負曲げ, 疲労耐久性

1. はじめに

突起付き T 形鋼(以下 DFT と称する)を主桁に用い た鋼・コンクリート合成床版橋は,他の橋梁形式と 比較すると,最も構造高を低く抑制することができ る¹⁾.

合成床版橋は、従来から単径間形式として実績を 重ねてきたが、近年では、耐震性や車両の走行性向 上、さらには立体交差高架橋への適用など、連続化 技術の確立が求められるようになった.また長支間 化へのニーズも高く、床版部に高性能軽量コンクリ ート(独立空隙型低吸水性の軽量骨材を用いたコン クリート、粗骨材では24時間吸水率が5.0%以下 で、骨材の圧縮強度が800N/mm²以上)^{2),3),4)}を適用す ることは、これに応えようとするものである.これ らの背景の下、道路立体交差の急速施工法に適用す ることを目的として、ハイパーブリッジ(高性能合 成床版橋)として開発を進めている.

ここでは、ハイパーブリッジの中間支点部を想定 した実物大負曲げ静的載荷試験、高性能軽量コンク リートを用いた床版部の定点疲労試験ならびに移動 輪荷重走行試験の各々についての試験概要とその結 果について述べる.

2. ハイパーブリッジ

(1) ハイパーブリッジの概要

DFTとは形鋼の圧延時にフランジ外面に横節状の 突起を成型したT形鋼であり、合成床版橋では図-1 に示すようにDFTを底鋼板に溶接して主構造が構成 される.この構造形式は、正の曲げモーメントに対 して、圧縮側はDFTフランジと現場打ちコンクリー トの合成断面で抵抗し、引張側は底鋼板で抵抗する 合理的な構造である.鋼とコンクリートの合成は DFTの突起とコンクリートの付着や機械的せん断抵 抗などによるため、他形式と比較してスタッドなど のずれ止めが不要となること、ならびに合理的な構 造によって構造高が低減できる.

また、鋼部材の材片数や溶接延長の最小化により 工場での製作工程が短縮でき、さらに架設時には底 鋼板と端板、側板により箱形状が構成されるため、 型枠支保工・足場工を大幅に削減できると共に、桁 の下面に凹凸のないすっきりした構造であり、環境 に配慮した景観の実現に寄与できる.

なお,ここで想定した立体交差のモデルは,5径 間連続合成床版橋であり,その支点部と支間中央部 の断面形状を図-2に示す.



図-1 ハイパーブリッジの構造例



図-2 ハイパーブリッジの断面構造

(2) 立体交差に適用した場合のメリット

ハイパーブリッジは構造高を支間長比の1/40程度 に抑えることが可能であり、鋼床版箱桁橋などの従 来工法と比較すると立体交差施工延長を最大約15% 短縮することが可能である.また橋脚との剛結一体 化による複合ラーメン化することによって、従来必 要であった橋脚の梁部が不要となる.

このハイパーブリッジの適用により,簡単な試算 ではあるが,従来工法に比較して立体交差道路の建 設工期を10%,建設コストを5%縮減できる見通し を得ている.

建築限界をクリアするために必要な橋梁下空間の 比較を、剛結一体化したハイパーブリッジと従来工 法について図-3に示す.また、構造高が低くできる 場合に立体交差区間の施工延長が短くなるイメージ を図-4に示す.

3. 負曲げ静的載荷試験

プレストレスしない連続合成桁の中間支点部のひ び割れ制御設計方法はほぼ確立されている^{5),6)}.こ



図-3 剛結一体化した場合の橋梁下空間の比較



図-4 構造高を抑えることによる施工延長短縮効果

こでは、従来設計法の適用の可能性について、また 中間支点部に発生する負の曲げモーメントに対して のひび割れ制御設計のために、実物大の梁の載荷試 験を実施した.以下に負曲げ静的載荷試験の概要と 結果を示す.

(1) 負曲げ静的載荷試験の概要

DFTのサイズおよび床版鉄筋の径とピッチは実橋 と同じとし、かつ試験体のせん断スパン比が実橋と 同等となるように試験体の諸元を決定した.ひび割 れ制御用に配置した鉄筋比がひび割れ幅に与える影 響を明らかにするため、鉄筋比を変えた2体(Aタイ プ、Bタイプ)の試験を実施した.

載荷方法は、載荷点を中間支点と見なして試験体 を反転させた3点曲げとして、10000kN試験機によ り静的載荷試験を実施した.試験体下面にひび割れ を発生させることにより、500mmピッチで設けた各 測定断面におけるひずみやひび割れ幅、たわみ等に ついて、実験値と理論値の比較を行った.

図-5には試験体の側面図および断面図を,表-1には2試験体の鉄筋比および周長比について,鉄筋のみの場合とDFTフランジを含む場合を示した⁷.

コンクリートは,実橋の場合と同じ設計基準強度 30N/mm²でかつ膨張コンクリートとした.また圧縮



図-5 負曲げ載荷試験体

表-1 試験体の鉄筋比・周長比

	4	鋼材比(%)	周長比(mm/mm ²)		
	鉄筋のみ	DFTフランジ考慮	鉄筋のみ	DFTフランジ考慮	
Aタイプ	2.4	7.9	0.0043	0.0058	
Bタイプ	1.3	6.8	0.0023	0.0038	
道示規定値		2.0以上	0.45以上		

側コンクリートと底鋼板のずれが生じないよう,底 鋼板にスタッド ϕ 19×150を300mmピッチで配置し, ひび割れ幅は π ゲージにより測定した.

(2)結果と考察

a)鋼材, コンクリートの試験結果

表-2 はコンクリートの試験結果(圧縮強度とヤン グ係数)を示したものであり、コンクリートの圧縮 強度とヤング係数比はほぼ設計値通りであった.

表-2 コンクリートの試験結果

	E縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ヤング係数比
Aタイプ	31	2.6×10^4	7.7
Bタイプ	36	2.9×10 ⁴	6.9
規定値	30	2.8×10^4	7.0

b) ひずみの分布

図-6 は、支間中央より 500 mm離れた位置におけ る各載荷荷重での断面高さ方向のひずみ(鉄筋, DFT フランジ及びウェブの箔ゲージとコンクリートの埋 込みゲージによる測定ひずみ)の分布を示したもの である. A タイプと B タイプの実験値を比較した場 合、鉄筋比の大きい A タイプのひずみが若干小さく なっており、理論通りの傾向が確認できた. さらに 試験体 A タイプ, B タイプともに実験値は概ね直線 分布となっており、合成床版橋の負曲げ部において も平面保持の仮定が成立すると考えられる.

c) 鉄筋ひずみ

図-7は、支間中央より 500 mm離れた位置における 載荷荷重と最外縁の鉄筋ひずみの平均値との関係を 示したものである. 図中には、全断面有効とした理 論値および RC 断面とした理論値と実験値を示した. なお、図中の設計荷重は、各測定段面における鉄筋 の応力度が、3 径間連続桁の試設計結果と等しくな る曲げモーメントが発生する載荷荷重である.

試験体 A タイプ, B タイプ共に載荷の初期段階で は、全断面有効とした理論値とほぼ一致するが, 試 験体 B タイプでは A タイプより鉄筋比が小さいにも かかわらず,全断面有効とした理論値からはずれて RC 断面とした理論値の線に向かう荷重の値は, A タ



図-6 断面高さ方向のひずみの分布



図-7 載荷荷重と鉄筋ひずみの関係



図-8 供試体のひび割れ分布図 (Aタイプ)

イプより大きい. これは A タイプの方が, コンクリ ートの圧縮強度が高いため、この位置でのひび割れ の発生荷重が理論上の値より大きくなったためと推 定される.

これらのことより、ひび割れ発生後のひずみの実 験値は、荷重が増加しても RC 断面と仮定して設計 することにより安全側の値を与えることになる.

d) ひび割れ分布および間隔

図-8はAタイプの最終ひび割れ分布図を示したも のである.ひび割れ間隔の実験値(平均値)は、Aタ イプで150mm, Bタイプで180mmであった. 一方, コ ンクリート標準示方書(土木学会)のひび割れ幅算定 式⁸⁾(以下学会式と称する)のうち、ひび割れ間隔を 示す項(1)によって求まるひび割れ間隔は259mmであ る.鉄筋比の大きいAタイプはBタイプよりひび割れ 間隔が小さく,鉄筋比の増加によりひび割れ分散性 が向上したと考えられる.

$$4c + 0.7(c_s - \phi) \tag{1}$$

ここに c:かぶり(mm) cs: 鉄筋の中心間隔(mm) φ:鉄筋径(mm)

e) ひび割れ幅

図-9は、支間中央より500mm離れた位置における 載荷荷重とひび割れ幅の関係を示したものであり, 実験値と学会式(2)による計算値を示した.

ここで計算値に考慮する引張鋼材の段数nとして, 最外縁の鉄筋のみを考慮した場合(1段), DFTをひび 割れ制御鉄筋の一部と見なした場合(2段),試験体A タイプの場合は2段目の鉄筋も考慮した場合(3段)の 各計算値を示した.なお(2)式中には収縮および クリープによるひび割れ幅の増加を見込む項は考慮 していない. また計算値の算出においては、RC断面 としてテンションスティフニングを考慮せずに鉄筋 の応力度を算出している.

試験体Aタイプ, Bタイプ共に, ひび割れ発生荷重 の理論値に対して実験値は比較的良く一致している

ものの、ひび割れの発生位置は必ずしも鉄筋のひず み測定位置とは一致していないため、若干の差異が 生じたものと考えられる.





$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \phi)\}\frac{\sigma_{se}}{E_s}$$

(2)

ここに

また試験体AタイプとBタイプの実験値を比較した場 含,鉄筋比の大きいAタイプのひび割れ幅はBタイプ のそれより小さい.

(3)負曲げ試験のまとめ

合成床版橋の連続化に際して、中間支点部の挙動 を把握することを目的として実施した、実物大負曲 げ静的載荷試験から以下の知見を得ることができた. ①負曲げ部においても平面保持の仮定が成立する. ②RC断面と仮定して計算した鉄筋のひずみは安全側

の値を与える. ③ひび割れ幅は次のことにより安全側に推定できる.

・学会式を適用する.

・DFTフランジを引張鋼材の一部として考慮する. また、従来の「プレストレスしない連続合成桁」 と同様、ひび割れ制御鉄筋を配置することにより、 同じ手法で中間支点部を設計することが可能である ことは、ここでは割愛したがすでに報告した⁹とお りである.

4. 定点疲労載荷試験

ハイパーブリッジの疲労耐久性を検証するために, 高性能軽量コンクリートを用いてモデル試験体を作 成し,定点疲労載荷試験を実施した.以下に試験概 要と結果を示す.

(1) 定点疲労試験の概要

試験体は、ハイパーブリッジの支間中央部(中空 構造)床版をモデル化し、2 主桁(DFT)より構成さ れる床版部試験体中央へ T 荷重(500mm×200mm)を 載荷した時に、床版の応力状態が最も大きくなる位 置を FEM 解析により求め、試験体の長手方向に発生 するたわみ角が実橋と同じとなるように試験体諸元 を決定した.

試験体は,普通コンクリートと高性能軽量コンク リートの2体とし,載荷点近傍の主筋,配力筋にひ ずみゲージを貼り付け,またコンクリートの中に埋 め込みゲージを設置して各部のひずみを,また試験 体下面の中心点に等間隔で変位計を設置して変位 (たわみ)を測定し,両試験体の発生状況の違い等に ついて確認した.

上載荷重 139kN(T 荷重に支間長と床版厚さを考慮 した衝撃係数を乗じた値)の時の疲労押し抜き耐力 を角田らの提案式を用いて算出し¹⁰⁾,土木学会の疲 労強度を求める式から疲労寿命を計算すると 103.6 億回となる.しかし,時間的な制約から 139kN で 200 万回とし,その後 290kN に荷重を上げて繰返し 載荷を行った.試験体を図-10に示す.



図-10 定点疲労試験の試験体形状

(2)結果と考察

a) コンクリート

コンクリートの配合を表-3に示す.

b) 床版のたわみ

繰返し回数とたわみの関係を図-11に示す. 普通 コンクリート試験体,高性能軽量コンクリート試験 体ともに繰返し回数の増大に伴って,たわみの増加 割合は少ないものの,若干の上昇傾向を示した. し かし,ひび割れ発生による大幅なたわみの増加は認 められなかった. たわみの解析値と実験値の間で若 干差異があるのは,実験値は「版」として挙動してい るのに対し,解析値は「梁」として計算していること によるものと考えられる.

また,普通コンクリートと高性能軽量コンクリートのたわみの比は,ヤング係数の値の違いとほぼ同じ値となっている.

なお、ひび割れは、両試験体共に、いずれも載荷 点直下の床版下面にて、主筋方向に1本発生したが、 相対的に比較すると軽量コンクリートの方が普通コ ンクリートに比較して、ひび割れの長さが大きいこ

表-3 コンクリートの配合

種類		スラン 空気 プ 量	空气	水セメ ント比	細骨 材率	単位量(kg/m ³)				
	最大寸法		量			水	セメ	細骨	粗骨	膨張
	Gmax	SL	air	w/c	s/a			11	11	11
	(mm)	(cm)	(%)	(%)	(%)	w	С	s	G	Ad
高性 能軽 量	15	18± 2.5	5.5± 1.5	40.0	45.0	165	393	749	*417	20
備考	※高性能軽量骨材 ・水セメント比のセメントには膨張材質量を含む									



図-11 床版のたわみ





とが分かる.また供試体端面においてもともに突起 面以外のDFTとコンクリートの付着切れによるひび 割れが発生した.なお,床版の表面にひび割れは発 生しなかった.図-12にひび割れ図を示す.

c) 床版下側鉄筋のひずみ

繰返し回数と載荷点直下の主筋のひずみの関係を 図-13に示す.載荷点直下の主筋のひずみは高性能 軽量コンクリートの方が大きくなっており、これは 前述のコンクリートのヤング係数の違いによるもの と考えられる.また、計算値と実験値の違いは、前



図-13 床版下側鉄筋(載荷点直下の主筋)のひずみ

述の「梁」と「版」の違いによるものと考えられる.

(3) 定点疲労試験のまとめ

139kN で 103.6 億回に相当する繰返し荷重を与え ても,普通コンクリート,高性能軽量コンクリート 共に押抜きせん断破壊は生じなかったことから,両 者ともこれに相当する疲労耐久性があることがわか る.これは,一般のコンクリート床版が 2~3mの スパン長であるのに対して,ハイパーブリッジでは 主桁 DFT の間隔が 1m程度で,主桁フランジがコン クリート床版の中央に配置されているため,載荷重 が床版コンクリートに分散され,その一部は DFT フ ランジで支持されるという構造上の特徴によるため であると考えられる.

5. 輪荷重走行試験

(1)試験の概要

試験体は、立体交差用の5径間連続合成床版橋に おける最大支間中央部に着目し、活荷重(T荷重) 載荷位置の床版部を実寸大とする部分モデルとし た.その他部位の諸元は、T荷重に対する床版部の 応力および変位が実橋における値と同等となること を3次元 FEM 解析により確認して決定した.また、 高性能軽量コンクリートは呼び強度 30N/mm²とし、 その配合は**表-4**に示すとおりとした.

輪荷重走行試験は、独立行政法人土木研究所において、国土交通省が提案する階段状荷重漸増載荷による方法に従って実施した.試験体の支持条件は、 図-14に示す G1 桁と G4 桁のウェブ直下を単純支持とし、床版端部を横梁による弾性支持とした.載荷荷重は初期値を157 kNとして、走行回数4万回毎に19.6kNずつ増加させ、総走行回数52万回においては392kNとなる.写真-1に試験状況示す.

単位量(kg/m³ 粗骨材 スラン 空気 水セメ 細骨 種類 細骨 粗骨 膨張 セメ 最大寸法 プ 量 ント比 材率 水 · 2 h 材 材 材 Gmax SL W/C s/a air (% (%) (%) w S G Ad (mm 高性 能軽 18± $5.5 \pm$ *417 40.0 165 393 20 15 45.0 749 2.5 1.5 ※高性能軽量骨材 備者

表-4 コンクリートの配合





図-14 輪荷重走行試験の試験体形状



写真-1 輪荷重走行試験実施状況

(2)試験結果

a) 変位と走行回数

走行回数に対する試験体中央部の静的鉛直変位の 推移は図-15に示すとおりである.参考として、図 中に床版支間2.5mの平成8年道路橋示方書に準拠し たRC床版(RC8)とハーフプレストレスのPRC床版 (PRC50)に対する試験結果¹¹⁾を示す.本図に示すよう に、試験体はPRC床版の場合と同様に試験終了時点 に至るまで変位量の急激な変化は生じなかった.ま た,試験終了時における392kN載荷時の変位は 1.49mm, 除荷時の変位は0.494mmであり, PRC床版に

おける値の20~25%相当の小さい値であった.なお, 本図の変位量は試験体中央部の支持間隔2.5mに対 する最大値であり、床版支間1.0mに対する最大変 位差は、図中に示す値の3割程度であった.

b) 床版のたわみ

走行回数4万回毎に実施した静的載荷試験におけ る試験体中央部の荷重-変位曲線は、図-16 に示す とおりである. 図中には材料の非線形を考慮した 3 次元 FEM 解析の結果も示した. この図から、走行回 数と載荷荷重の増加に伴う残留変位のために、各荷 重での静的載荷初期の変位は増大するものの、断面 剛性(曲線勾配)は初期の載荷から最終載荷まで, 低下はほとんど見られず、疲労損傷度の影響を考慮 しない FEM 解析の結果とよく一致している. このこ とから、試験終了時においても床版部の累積損傷度 は小さく,高い耐久性を有していると言える.



図-16 荷重と供試体中央部の変位の関係

c) ひび割れ分布および間隔

試験終了時における G2-G3 間の床版下面のひび割 れ状況は図-17 に示すとおりである. この図より試 験体には通常の RC 床版の場合と同様に 2 方向ひび 割れが進展していることがわかる.しかし、供試体

中央部の最終ひび割れ密度は 8.4m/m² であり, RC 床版の使用限界状態におけるひび割れ密度 10m/m² 程度¹²⁾ および終局限界状態の 17m/m² (試算値) ¹¹⁾ と比較して小さい.また,392kN 載荷時の最大ひ び割れ幅は 0.26mm で,床版上面にはひび割れは発 生せず,押抜きせん断破壊も生じなかった.

(3)輪荷重走行試験のまとめ

高性能軽量コンクリートを適用したハイパーブリ ッジの床版部の疲労耐久性について,輪荷重走行試 験の結果より次の知見が得られた.

①床版部は階段状荷重漸増載荷による試験に対して 相対的に高い疲労耐久性を有する.

②床版部は押し抜きせん断破壊の兆候は認められず, 試験終了時のひび割れ密度も小さく損傷度は低い.

6. おわりに

以上,ハイパーブリッジの中間支点部を想定した 実物大負曲げ静的載荷試験から,負曲げ部において も平面保持の仮定が成立し,ひび割れ幅も安全側に 評価する手法が明確となり,高性能軽量コンクリー トを用いた床版部の定点疲労試験ならびに輪荷重走 行試験からハイパーブリッジの構造形式は疲労耐久 性にすぐれていること,また高性能軽量コンクリー ト床版は相対的に高い疲労耐久性を有していること が検証された.

ハイパーブリッジは他の橋梁形式と比較して,最 も構造高を低く抑制することができる工法の1つで あるため,都市部の立体交差道路のみならず,河川 橋梁などにも有利な構造形式である.都市部の交通 渋滞の解消,美しい都市空間の創造,ならびに景観 に配慮した高架橋として,その特徴を活かして社会 資本の整備に資して行きたいと考えている.

参考文献

- 横沢和夫,上村明弘,小林博之,赤坂雄司:RELIEF(リリーフ)工法で渋滞解消-コストパフォーマンスと景観に優れたハイパーブリッジで魅力あるまちづくりー, 土木技術, VOL. 59, No. 4, pp. 72-76, 2004.4
- 2) 笹倉伸晃,佐藤文則,舟橋政司,秋山博,浜田謙:高性 能軽量コンクリートの PC 橋梁上部工への適用に関す る研究,前田建設技術研究所報,Vol.45,pp.39-44,2004
- (社)土木学会:人工軽量骨材コンクリート設計施エマ ニュアル,1985.6
- 4) 舟橋政司,原夏生,横田弘,二羽淳一郎:高性能軽量コンクリートを用いた RC 梁のせん断耐力,コンクリート工学年次論文集,Vol. 23, No. 3, pp. 919-924, 2001
- 5) 日本橋梁建設協会:PC 床版を有するプレストレスしな い連続合成2 主桁橋の設計例と解説, 2001.7
- 6) 中園明弘,安川義行,稲葉尚文,橘吉宏,秋山洋,佐々木
 保隆:PC 床版を有する鋼連続合成2 主桁橋の設計法
 (上),橋梁と基礎, Vol. 36, No. 2, pp. 27-35, 2002.2
- 7) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, pp. 317, 2002.3
- 2) 土木学会:コンクリート標準示方書性能照査編, pp.100,2002
- 9) 小林博之,上村明弘,神田恭太郎,赤坂雄司,原夏生: 突起 付き T 形鋼を用いた連続合成床版橋の負曲げ静的載 荷試験,鋼構造年次論文報告集,Vol. 12, No. 11, pp. 75-82, 2004. 11
- 10)前田幸雄,松井繁之:鉄筋コンクリート床版の押抜き せん断耐火力の評価式,土木学会論文集,第 348 号,pp. 133-141, 1984.8
- 11)建設省土木研究所共同研究報告書:道路橋床版の輪荷 重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関 する共同研究報告書,1999.3
- 12) 松井繁之,前田幸雄:道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案,土木学会論文集,第 374 号,pp.419-426,1986.10



図-17 試験終了時の床版下面のひび割れ状況