

## 論文 ずれ止めに山形鋼を用いた中空合成床版橋の構造特性と設計法

佐藤政勝\*<sup>1</sup>, 武井博久\*<sup>2</sup>, 板谷 馨\*<sup>3</sup>

要旨:隣接するH形鋼上フランジ下面に高力ボルトで連結した山形鋼をずれ止めに用いることにより, コンクリートのかぶり厚さを薄くし, 桁高を低くすると共に, H形鋼下フランジと底鋼板を高力ボルト摩擦接合することにより, 現地施工の省力化を図った中空合成床版橋を実用化した。中空と充実タイプ供試体の曲げ載荷試験を実施し, 中空タイプが充実タイプと同等な曲げ剛性および耐荷力を有すること, 最大荷重においても山形鋼のずれが観察されないなど道路橋として具備すべき性能を確認した。さらに, 床版部に膨張コンクリートを用いた合成床版橋の設計法を提案し, その設計法に基づく設計例を紹介した。

キーワード:中空合成床版橋, ずれ止め, 高力ボルト接合, 耐荷力, 設計法

## 1. はじめに

平成6年の道路橋示方書・同解説(以下, 道示と記す)改訂での設計活荷重の増加に伴い, 活荷重の占める割合の大きい小支間橋梁の応力照査では, 桁の作用応力が許容応力度を超えることが多く, 床版の取換えのみならず, 橋梁自体の架替えも検討される。

跨線橋や跨道橋の架替えでは, 取付け道路面高の制約から, 特に, 中小河川に架かる橋梁では, 河川の計画高水位が年々高くなる傾向にあり, 桁高の低い橋梁が強く要望されている。

既に, 合成床版橋が商品化され, 架替え橋への適用例が多く報告されている<sup>1)</sup>。これらの合成床版橋の低い桁高を維持し, かつ, 現地施工の省力化を図った新形式の中空合成床版橋を実用化した。すなわち, 図-1に示すように, 隣接するH形鋼(以下, H鋼と記す)上フランジ下面に高力ボルトで連結した山形鋼をずれ止めに用いることにより, 上フランジと床版コンクリート上縁の間隔(以下, かぶりと記す)を小さくし, 桁高を低くすると共に, H鋼下フランジと底鋼板を高力ボルト摩擦接合することによ

り, スタッドと現場溶接を排除した並列開断面鋼箱桁の上方に膨張コンクリートを打設した中空合成床版橋である。

ここでは, 中空タイプと充実タイプ床版橋供試体の曲げ載荷試験を実施し, 中空タイプ床版橋が充実タイプ床版橋と同等な曲げ剛性および耐荷力を有すること, 最大荷重においても山形鋼がずれ止めの機能を果たすなど道路橋として具備すべき性能を確認した上で, 床版部に膨張コンクリートを用いた合成床版橋の設計法を提案し, その設計法に基づく設計例を報告する。

## 2. 実験概要

## 2.1 供試体

図-1, 図-2に中空合成床版橋供試体Aの断面図とその鋼主桁部の平面図を示す。厚さ9mmの底鋼板に, その間隔50cmでH鋼(250×250×9×14)下フランジを高力ボルト摩擦接合し, さらに写真-1に示すように, 隣接するH鋼上フランジ下面に, 間隔1mで配置した山形鋼(65×65×8)を高力ボルトで接合した並列開断面鋼箱桁を製作した。この並列箱桁の下方

\*1 千葉工業大学教授 工学部土木工学科 工博(正会員)

\*2 ショーボンド建設(株)事業部本部パネル構造部部长

\*3 同上 課長

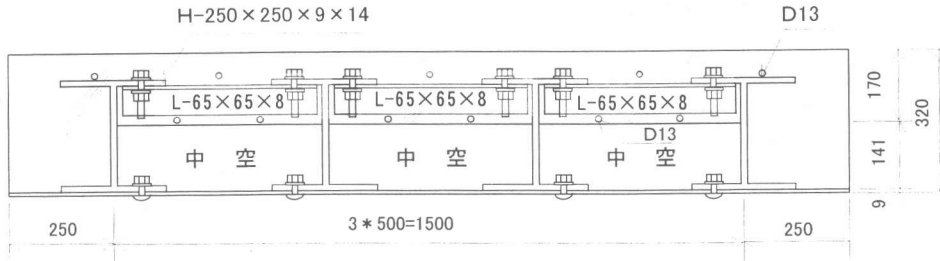


図-1 中空合成床版橋供試体Aの断面図

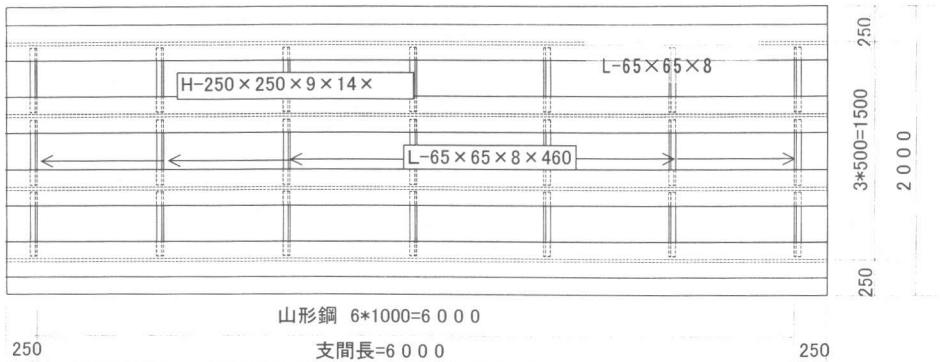


図-2 供試体A・鋼桁部の平面図

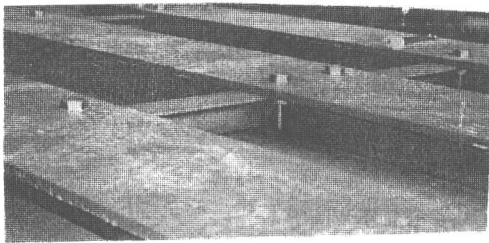


写真-1 H鋼上フランジ下面に高力ボルト  
接合した山形鋼（ずれ止め）

14.1cm を埋め殺しの木製型枠により空洞にし、版厚32cmの上半分17cmに膨張コンクリートを打設した。異形鉄筋については、道示Ⅲ。床版橋 6.4 構造細目(3)3 に準拠し、床版上側の支間方向には、H鋼上フランジ間中央に、支間直角方向には20cm間隔で、D13mmを配置し、床版部下側の支間方向には、25cm間隔で、D13mmを配置した。

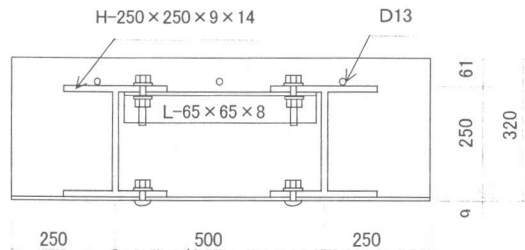


図-3 充実合成床版橋供試体Bの断面図

図-3に、中空合成床版橋の比較に用いた充実合成床版橋供試体Bの断面を示す。底鋼板と2本のH鋼を高力ボルト接合した鋼桁部に膨張コンクリートを全充填したもので、支間長と版厚は供試体Aと同一であるが、その幅は供試体Aの1/2である。

使用した鋼板とH鋼の材質および引張試験結果を表-1に示す。

表-1 使用鋼材の引張試験結果

鋼種 (材質)	機械的性質		
	降伏点 N/mm <sup>2</sup>	引張強 さ N/mm <sup>2</sup>	伸び %
鋼板 9mm (SS400)	314	449	29
H鋼フランジ 14mm (SS400)	303	475	30

コンクリートには、呼び強度 30N/mm<sup>2</sup>、粗骨材の最大寸法 20mm の生コンクリートを用い、コンクリートの乾燥収縮を補完する目的で、膨張性混和材・サクスを 30kg/m<sup>3</sup> 添加した。気中養生した材令 28 日の圧縮強度は、41.3 N/mm<sup>2</sup>、その 1/3 の応力度における割線弾性係数は、28kN/mm<sup>2</sup>であったが、実験値との対比に用いた計算では、28.6kN/mm<sup>2</sup> 見なし、鋼の弾性係数との比（以下、n と略す）に 7 を用いた。

## 2.2 試験方法

写真-2 に示すように、荷重載荷は門型フレームに 2000kN 容量油圧ジャッキを取り付けて行った。荷重載荷位置は、支間中央とし、中空合成床版橋供試体 A の横分配効果を確認する目的で、載荷版 20cm×20cm の正方形の鋼板を用いた。供試体 A の曲げ破壊試験では、載荷版 50cm×20cm を 2 枚に据え付け、H 鋼載荷梁を介して、支間中央に載荷した。また、供試体 B の曲げ破壊試験では、載荷版 50cm×20cm を床版中央に据え付け、集中荷重載荷した。

各荷重段階で、コンクリート上縁、H 鋼上フランジ上面と底鋼板下面のひずみおよび支間中央、1/4、3/4 点の底鋼板下面における鉛直変位（以下、たわみと記す）を計測した。

## 3. 設計荷重と耐荷力の計算

### 3.1 設計荷重とたわみ

支間中央位置に載荷した荷重 Pf=1kN (Mf=150kN・cm) に対する床版コンクリート上縁応力：σ<sub>cu</sub> および底鋼板下面応力：σ<sub>s1</sub> は、以下の式により求まる

$$\sigma_{cu} = -Mf \times Y_{cu} \div n \div Iv = -0.108N/mm^2$$

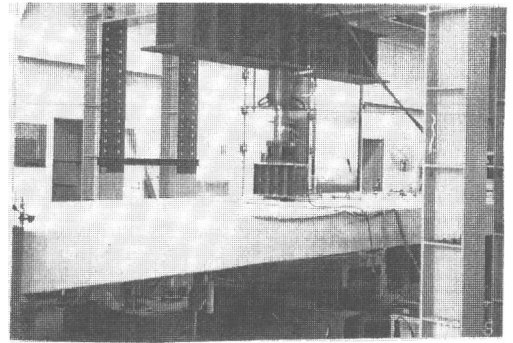


写真-2 供試体 A の中央・集中荷重載荷の状況

$$\sigma_{s1} = Mf \times Y_{s1} \div Iv = 0.744 N/mm^2$$

ここで、n は 7 であり、Iv は 1 主桁合成断面二次モーメント：32,056 cm<sup>4</sup> であり、Y<sub>cu</sub> は中立軸からコンクリート上縁までの距離：16.1cm であり、Y<sub>s1</sub> は中立軸から底鋼板下面までの距離：15.9cm ある。

供試体 A, B について、σ<sub>cu</sub> がコンクリート許容圧縮応力度 σ<sub>ca</sub>=10 N/mm<sup>2</sup> に達する設計荷重：Pcd と σ<sub>s1</sub> が鋼材許容引張応力度 σ<sub>sa</sub>=140 N/mm<sup>2</sup> に達する設計荷重：Psd および Pf=1kN に対する支間中央のたわみの計算値を表-2 に示す。

表-2 供試体 A, B の設計荷重とたわみ

供試体	設計荷重 (kN)		計算たわみ
	Pcd	Psd	Pf=1kN 当り
A	372	752	0.0175mm
B	186	376	0.035mm

### 3.2 耐荷力

表-3 に終局耐荷力の計算結果を示す。Pu1 は、AASHTO の終局耐力算定式に基づいて<sup>2)</sup>、底鋼板と H 鋼材の強度にそれぞれの規格降伏点：σ<sub>sy</sub> を用い、また、コンクリート圧縮強度にその呼び強度の 85% を用いた計算耐荷力であり、Pu2 は、最大荷重の目安として、底鋼板と H 鋼下フランジにそれぞれの引張試験結果の降伏点（表-1 参照）を用い、また、コンクリート矩形応力には、材令 28 日圧縮強度 (41.3 N/mm<sup>2</sup>) の 85% を用いた計算耐荷力である。

表-3 供試体AおよびBの計算耐荷力

記号	計算条件 (N/mm <sup>2</sup> )	供試体 A (kN)	供試体 B (kN)
Pu1	$\sigma_{sy}=235$ $\sigma_{28} \times 0.85=25.5$	1424	712
Pu2	$\sigma_{sy}=314, 303$ $\sigma_B \times 0.85=35.1$	1576	788

#### 4. 試験結果および考察

##### 4.1 荷重の横分配効果

図-4に、供試体Aの床版中央に輪荷重2倍の200kNを載荷した時(写真-2参照)の支間中央における橋軸直角(幅員)方向のH鋼上フランジと底鋼板ひずみおよびたわみの実測値を示す。ここで、括弧内の数字はひずみ、あるいはたわみの実測平均値に対する比率を示す。道示I2.1.3活荷重のうち自動車車輪(T荷重)接地面(20×50cm)の短辺幅に対し、実測ひずみおよびたわみは幅員方向に均等に分布しており、荷重の横分配効果を確認できた。

##### 4.2 中空合成床版橋のひずみとたわみ挙動

供試体Aについて、支間中央に載荷した時の支間中央における荷重-底鋼板ひずみおよび荷重-H鋼上フランジひずみ関係をそれぞれ図-5および図-6に示し、図-7に荷重-支間中央たわみ(3箇所)の平均値)関係を示す。ここで、一点鎖線は、コンクリートの引張応力を無視し、 $n$ を7とした計算ひずみ値、あるいはたわみ値である。Pcdaは、コンクリート上縁応力の計算値が許容圧縮応力度に達する荷重であり、Psdaは、底鋼板下面応力の計算値が許容引張応力度に達する荷重である。

供試体Aについて、設計荷重Psda迄では、H鋼と底鋼板のひずみおよび支間中央たわみの実測値は、コンクリート圧縮部を $n=7$ で換算した合成断面の計算値にほぼ等しい。Psdaを越えるとたわみの実測値は計算値より若干大きめになり、荷重1300kN付近から、実測値と計算値の差が徐々に拡大し、荷重1560kNで底鋼板が降伏した後、コンクリートが圧潰して(写真-3参照)、最大荷重:Pamax=1580kN

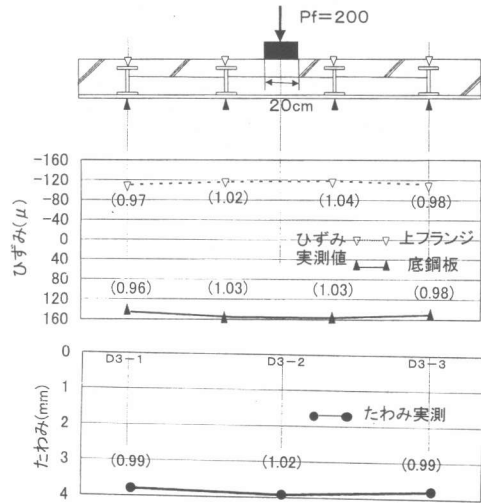


図-4 供試体Aのひずみとたわみの実測分布

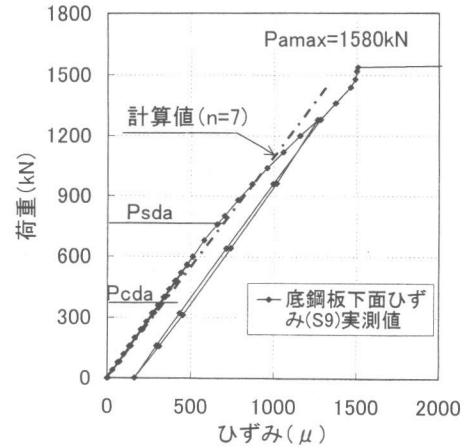


図-5 供試体Aの荷重と底鋼板ひずみの関係

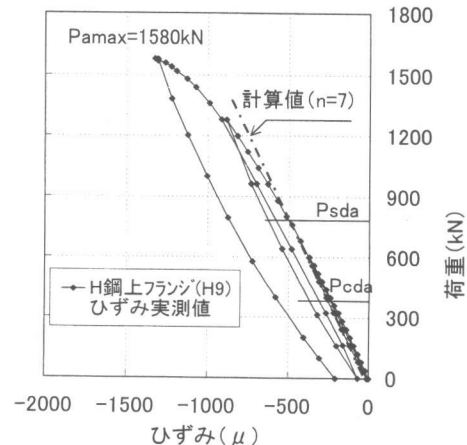


図-6 供試体Aの荷重とH鋼ひずみの関係

に達した。最大荷重が AASHTO の終局耐力算定に基づく計算耐荷力： $P_{u1}=1424\text{kN}$  の 1.11 倍であることから道路橋として十分な耐荷力は確認された。また、写真-4 に示すように、試験終了後、橋軸方向に H 鋼上フランジの外側を切断した供試体切断面に山形鋼とコンクリートのずれが観察されなかった。

#### 4.3 中空タイプの充実タイプとの比較

供試体 B について、支間中央に集中荷重した時の支間中央における荷重-支間中央たわみの関係を図-8 に示す。ここで、一点鎖線は、 $n$  を 7 とした支間中央たわみの計算値である。

図-7, 8 の荷重-中央たわみ関係から、供試体 B の幅が、供試体 A の 1/2 であることを考慮すれば、両供試体の荷重-支間中央たわみ曲線はほぼ等しくことが確認できる。供試体 B では、荷重 774 kN で底鋼板が降伏し、コンクリートが圧潰して、最大荷重： $P_{bmax}=809\text{kN}$  に達した。この最大荷重は、供試体 A の  $P_{amax}=1580\text{kN}$  の 0.51 倍で、0.5 倍より若干大きめであるが、最大荷重についてもほぼ同等と見なせる。

表-4 に示すように、計算耐荷力： $P_{u2}$  と最大荷重は等しい値であり、底鋼板と H 鋼下フランジ（上フランジとウェブは無視）に引張試験結果の降伏点を用い、また、コンクリート矩形応力には、材令 28 日圧縮強度の 85% を用いた計算耐荷力により、最大荷重を推定できることが解った。

表-4 終局耐荷力計算値と最大荷重の比較

供試体	$P_{max}$ (kN)	$P_{u2}$ (kN)	$P_{max}/P_{u2}$
A	1580	1576	1.00
B	809	788	1.03

#### 5. 設計指針と道路橋設計例

合成前死荷重を鋼桁が負担すること、コンクリート圧縮部を鋼に換算した合成断面 ( $n=7$ ) で、活荷重を負担すること、活荷重たわみの許容値は、支間： $L/600$  とすること等の設計方

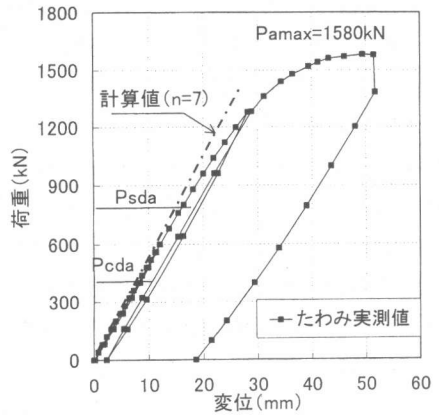


図-7 供試体 A の荷重と支間中央たわみの関係

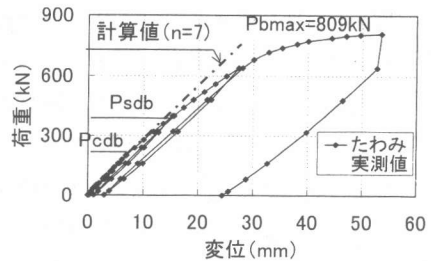


図-8 供試体 B の荷重と支間中央たわみの関係

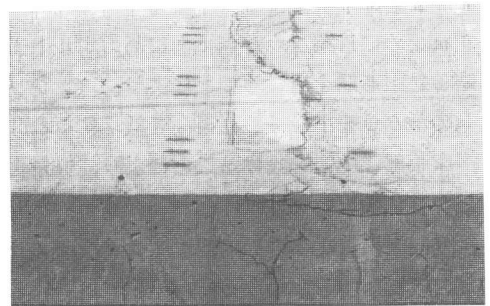
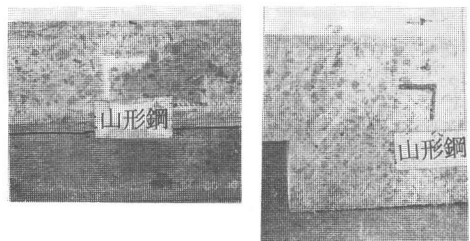


写真-3 コンクリートひび割れと圧潰の状況



(a) 支間中央部

(b) 橋端部

写真-4 床版コンクリート切断面の状況

針は、道示Ⅱ.9章とⅢ.6章および合成床版橋設計・施工指針(案)<sup>1)</sup>に準拠するが、本橋では、以下の2項<sup>3),4)</sup>を新たに採用している。

- ① 持続荷重に対するコンクリートのクリープ係数 $\phi$ は2.0を標準とする道示Ⅱ.9.2.6条文中に準拠して、合成後死荷重は、クリープの影響を考慮した弾性係数の比： $n_c=2n=14$ を用いた換算合成断面で負担する。
- ② コンクリートの乾燥収縮を補完する目的で、床版に膨張コンクリートを用いた場合、コンクリートの乾燥収縮の影響を考慮しない。

設計条件と提案した設計法による計算結果を表-5に示す。ケース1の横断面は、供試体Aと同一(図-1参照)であり、ケース2の横断面を図-9に示す。なお、これら2ケースの設計例では、H鋼上フランジの作用応力が鋼材の圧縮許容応力度に収まるようにH鋼を選定した。

B活荷重に対し、桁高比(支間に対する桁高の比)は1/38~1/36であり、また、床版橋の単位重量は $0.9\text{tf/m}^2\sim 1.3\text{tf/m}^2$ と軽量である。

## 6. まとめ

ずれ止めにH鋼フランジ下面に高力ボルトで連結した山形鋼を用いることにより、コンクリートのかぶりを小さくし、桁高を低くすると共に、床版部に中空を設けることにより、軽量化した中空合成床版橋供試体とコンクリート全充填合成床版橋供試体の静的曲げ載荷試験により、以下のことが明らかとなった。

- ① 自動車車輪(T荷重)接地面の短辺幅20cmに対し、実測ひずみおよびたわみが幅員方向に、均等に分布しており、荷重の横分配効果を確認できた。
- ② 設計荷重段階では、H鋼と底鋼板ひずみおよび支間中央たわみの実測値は、コンクリート圧縮部を $n=7$ で鋼に換算した合成断面の計算値にほぼ等しい。
- ③ 合成床版橋の最大荷重がAASHTOの終局耐荷力算定に基づく計算耐荷力： $P_{ul}=1424\text{kN}$ の1.11倍であることから道路橋と

表-5 中空合成床版橋の設計例

設計条件と結果		ケース1	ケース2
設計条件	活荷重	B	
	支間(m)	12.0	25.0
	総(車)幅員(m)	5.0(3.8)	9.2(6.0)
	$\sigma_{28}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30	
結果	桁高(m)	0.32	0.698
	桁高比	1/38	1/36
	重量(tf/m <sup>2</sup> )	0.89	1.3

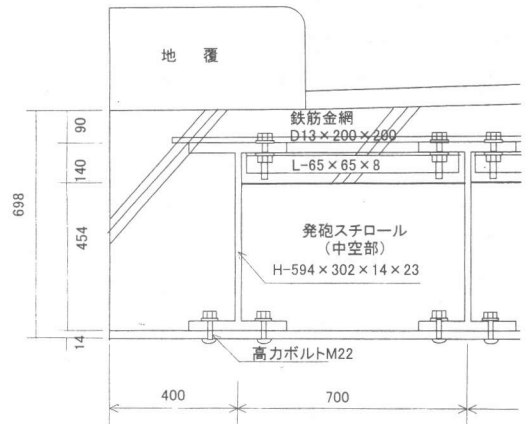


図-9 設計例ケース2の横断面

して十分な耐荷力が確認された。

- ④ 中空と充実タイプ供試体の荷重-支間中央たわみ関係は、供試体幅を考慮すると等しいこと、また、最大荷重についてもほぼ同等であることが確認された。

## 参考文献

- 1) 太田貞次ほか：合成床版橋の設計と施工の現状，橋梁と基礎，Vol. 33, No. 7, pp. 19-23, 1999
- 2) 佐藤政勝，石渡正夫：異形H形鋼埋込み合成部材の構造特性及びその設計法，第28回構造工学シンポジウム，No. 13, pp. 91~98, 1982
- 3) 土木学会：鋼構造物設計指針 RART B 合成構造物，pp. 56, 1997. 9
- 4) 佐藤政勝：合成構造関連示方書と合成橋梁の設計法に関する提案，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 7~12, 1986. 9