

## ずれ止め設置による合成作用向上に関する実験的検討

大阪市立大学 正会員 ○松村 政秀  
立命館大学 正会員 川崎 佑磨  
立命館大学 正会員 野阪 克義

大阪市立大学 正会員 角掛 久雄  
摂南大学 正会員 田中 賢太郎

### 1. はじめに

本研究では、竣工から約 80 年供用された橋梁の上部工の一部を用い、老朽化した橋梁構造物の現有耐力を検証することを目的として静的載荷試験を行った。また、合成作用向上による曲げ剛性の増加を目的としてスタッド溶接を行い、その補強効果を検証した。

### 2. 供試体および載荷試験概要

供試体は大阪市内で供用されていたコンクリート床版付き H 形鋼単純桁の 5 主桁のうちの中桁 3 体である。路面幅幅と耐震性向上の必要性から耐震補強の際に下部工からの施工も必要となったため、撤去して更新されることになった橋梁である。H 形鋼は H350×B150mm, 床版幅は約 900mm (図-1), 床版厚は約 200mm, 桁の長さは約 7500mm であり、スラブアンカーが設置されている。橋軸方向の鉄筋は D13 が約 200mm 間隔で配置されている。

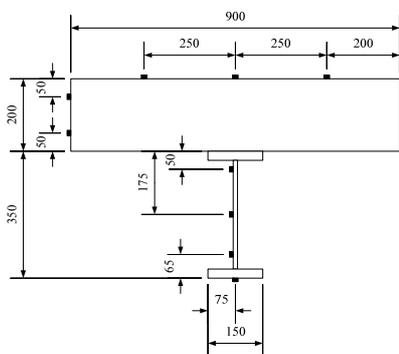


図-1 断面概略図(単位 : mm)

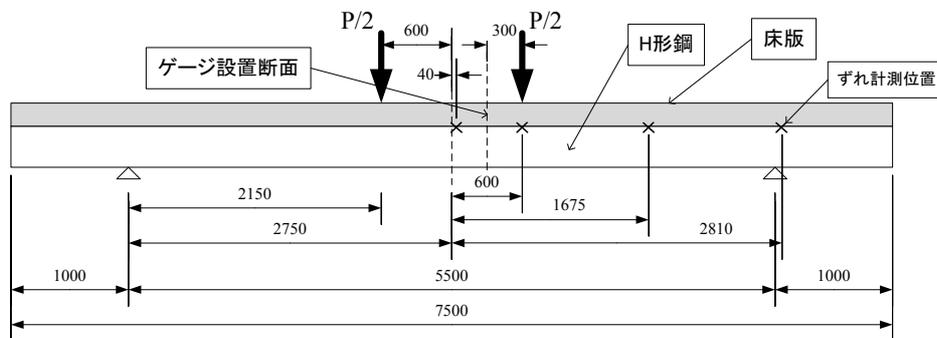


図-2 載荷および計測位置(単位 : mm)

載荷試験は、図-2 に示すように 4 点曲げの等曲げモーメント区間を設けて行った。図-2 に示すように、載荷点から 300mm の断面に、図-1 に示すような配置でひずみゲージを貼り付けた。鋼桁とコンクリート床版のずれを計測するために、図-2 の×印で示す位置に変位計を設置した。桁の鉛直方向のたわみはスパン中央で計測し、支点部の支点沈下の影響を考慮したものを桁のたわみとした。

1 体目は無補強で載荷試験を行い、残存耐力を確認した(無補強と呼ぶ)。2 体目は合成作用向上を目的として桁の端部にずれ止めを溶接した(ずれ止めと呼ぶ)。ずれ止めの溶接は、D19 の異形棒鋼 2 本(90mm 間隔)を、両支点から内側に 100mm 間隔で片側 8 列溶接した。道路橋示方書<sup>1)</sup>に準じて、載荷荷重  $P=200\text{kN}$  のせん断力に対して設計した。スタッド溶接後は無収縮モルタルを充填した。3 体目は、ずれ止めに加えて下フランジ上側の両側に超高強度繊維補強コンクリート(UFC: Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete)を接着し補強した(UFC と呼ぶ)。UFC はあらかじめ成形されたものを用い、等曲げモーメント区間の補強を主として、降伏曲げモーメントが 5% 程度増加するように設計した。

載荷試験と同時に、コンクリート床版からコア 3 体を採取し圧縮試験を行った結果、圧縮強度は  $27.2\text{N/mm}^2$  であった。スタッド溶接後に用いた無収縮モルタルについても圧縮強度を圧縮試験により計測した結果、桁の載荷試験時(施工後 5 日目)の強度で  $53\text{N/mm}^2$ 、初期接線弾性係数が約  $19,000\text{N/mm}^2$  であった。UFC はひび割れ強度が  $8\text{N/mm}^2$  であった。鋼桁については SS400 材相当(降伏強度  $235\text{N/mm}^2$ 、弾性係数  $200,000\text{N/mm}^2$ )と推定した。

キーワード ずれ止め, 非合成桁, 老朽化, 剛性

連絡先 〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1 立命館大学理工学部 TEL077-561-3007

### 3. 実験結果および考察

図-3 に得られた荷重-たわみ曲線を示す。断面を合成桁と仮定して算出した曲げ剛性（ヤング係数比  $n=10$  として鋼桁換算で  $EI=1.581 \times 10^{14} \text{N} \cdot \text{mm}^2$ ）から算出した弾性状態での理論たわみ曲線を赤線で示してある。合成断面と仮定して算出した鋼桁下端が降伏する時の降伏モーメントは  $M_y=536 \text{kN} \cdot \text{m}$  ( $P=500 \text{kN}$ ) である。理論たわみ曲線は降伏曲げモーメントまで描かれており、 $P=500 \text{kN}$  の時に  $10.24 \text{mm}$  である。なお、荷重はすべて図-2 に示す  $P$  の値としてある。

各桁の最大荷重は無補強、ずれ止め、UFC でそれぞれ  $509 \text{kN}$ 、 $670 \text{kN}$ 、 $674 \text{kN}$  であった。いずれもコンクリート床版の圧壊までは到達させず、鋼桁下端が降伏し、荷重が低下するとともにずれが顕著になった時点で終了した。無補強の桁について、鋼・コンクリート床版ともに材料としては健全であったが、スラブアンカーにより連結されている程度であったため、合成桁とした理論値と比べて半分程度の曲げ剛性を示した。

また、図-3 より、 $P=500 \text{kN}$  時のたわみ(無補強  $27.86 \text{mm}$ 、ずれ止め  $14.71 \text{mm}$ 、UFC  $14.26 \text{mm}$ ) を理論値と比較すると、曲げ剛性において約 40% から約 70% に増加しておりずれ止めの効果が顕著に現れている。

どれだけの合成作用が得られたのかを確認するために、計測された応力度から非合成桁の断面力を算出し合成桁の理論値と比較した。非合成桁の場合、図-4 に示すようにコンクリート床版および鋼桁それぞれに曲げモーメント ( $M_c$  および  $M_s$ ) が生じるとともに軸力 ( $N_c$  および  $N_s$ ) が発生し、この軸力がつりあっていると考えられる。この場合、断面に生じる曲げモーメントは  $M_c + M_s + N \cdot y_0$  と求められる。

これらの断面力を  $P=400 \text{kN}$  ( $M=430 \text{kN} \cdot \text{m}$ ) の時のコンクリート床版上下端 ( $\sigma_{t,c}$ 、 $\sigma_{b,c}$ ) および鋼桁上下端 ( $\sigma_{t,s}$ 、 $\sigma_{b,s}$ ) の応力度から算出したものを表-1 の 2 列目~4 列目に示す。実験結果では  $N_c$  と  $N_s$  がつりあっていないため、曲げモーメントの算出には平均値を用いた。表-1 の 1 列目は同様な計算を理論値で行ったものであり、算出された曲げモーメントが作用モーメント  $M=430 \text{kN} \cdot \text{m}$  と同じであることが確認できる。ずれ止めを設置することにより、合成桁の応力分布へと近づいていることが分かるが、ずれ止めおよび UFC では、合成桁の理論値と比較して軸力がさほど上昇していないことが分かる。特に、コンクリート床版と鋼桁では鋼桁の方の軸力が大きい。これは、ずれ止めが設置されたのは支点付近であるのに対して、計測された応力度が等曲げモーメント区間であり、距離が離れていることも原因だと考えられる。UFC では剛性の増加を目的としたものでは無かったこともあり、ずれ止めのみケースと同様の結果となった。

### 4. おわりに

本研究では、スラブアンカーが設置されていたコンクリート床版を有する鋼桁のスパン両端付近にのみずれ止めを設置することにより曲げ剛性がどの程度増加されるのか実験的に検証した。その結果、ずれ止めの設置によりたわみが合成桁としての理論値の 70% 程度まで増加させることができた。

**謝辞** 本研究は、近畿建設協会より研究助成を得て実施した。ここに記して謝意を表す。

**参考文献** 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（鋼橋編），2012。

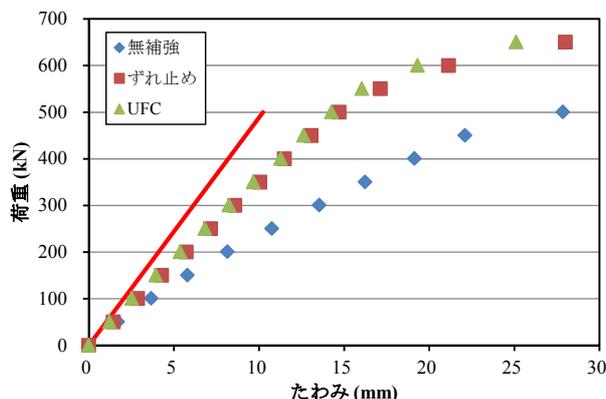


図-3 荷重-たわみ曲線の比較

表-1 断面力の算出

		理論値	無補強	ずれ止め	UFC
$\sigma_{t,c}$	$\text{N/mm}^2$	-11.1	-9.1	-8.0	-8.8
$\sigma_{b,c}$	$\text{N/mm}^2$	-0.2	4.2	2.3	3.1
$\sigma_{t,s}$	$\text{N/mm}^2$	-1.8	-152.2	-43.1	-42.3
$\sigma_{b,s}$	$\text{N/mm}^2$	188.6	235.9	171.6	176.7
$M_c$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	33	40	31	36
$M_s$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	119	243	134	137
$N_c$	$\text{kN}$	1012	441	513	513
$N_s$	$\text{kN}$	1011	453	695	727
$N_{ave.}$	$\text{kN}$	1011	447	604	620
$y_0$	$\text{mm}$	275	275	275	275
$M_c + M_s + N \cdot y_0$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	430	406	332	343

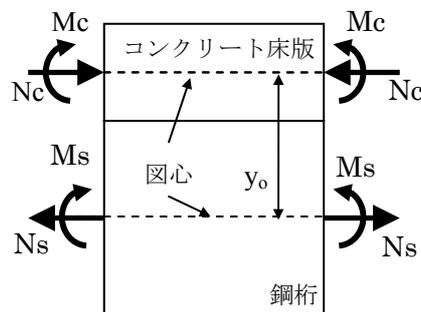


図-4 非合成桁の断面力