

# 鋼・コンクリート連続合成床版橋の 中間支点部でのひび割れ特性

日野伸一<sup>1</sup>・山田岳史<sup>2</sup>・太田俊昭<sup>3</sup>・太田貞次<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 九州大学助教授 大学院工学研究科 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

<sup>2</sup>正会員 博(工) 株神戸製鋼所 機械研究所構造強度研究室 (〒651-2271 神戸市西区高塚台1-5-5)

<sup>3</sup>フェロー 工博 九州大学教授 大学院工学研究科 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

<sup>4</sup>正会員 博(工) 株宮地鐵工所 技術開発部 (〒103-0001 東京都中央区日本橋小伝馬町15-18)

合成床版橋は、鋼とコンクリートの特長を活用した合理的な橋梁形式である。しかし、これら合成床版橋は正曲げに対しては合理的であるものの負曲げに対しては有利性を發揮できないことから、そのほとんどが単純橋への適用にとどまっている。ところが、近年の橋梁の連続化志向より、この種の橋梁に対しても連続橋への適用拡大が望まれるようになり、本研究では鋼板・コンクリート合成床版橋の連続化を目的として、問題となる中間支点部のコンクリート床版のひび割れ制御について検討を行った。すなわち、負曲げを受ける床版内に補強鉄筋を配置することおよび断続合成の概念を導入することによるひび割れ幅定式の妥当性について考察するとともに、ひび割れ幅算定式についても言及した。

**Key Words :** composite slab bridge, negative moment, crack control, additional reinforcement, intermittent composition

## 1. まえがき

近年、市街地に架かる中小スパンの道路橋は補修および架け替えが多く、通過交通などに負担をかけないような施工を行う必要がある。そこで、鋼板・コンクリート合成床版橋<sup>1)</sup>は急速施工が可能で、既設橋梁の架け替えに適しているばかりでなく、薄鋼板に埋め込み型枠と引張材を兼務させることで、低桁高で景観的に優れた構造形式となることより施工実績を伸ばしている。しかし、これらの合成床版橋は、正の曲げモーメントに対しては合理的であるものの、負の曲げモーメントに対しては有利性を發揮しがたい構造形態を有していることから、そのほとんどが単純橋への適用にとどまっており、合成床版橋を連続橋としたものは、著者らの知る限り名古屋高速道路・堀田ランプ<sup>2)</sup>のみである。

一般に、橋梁の連続化は車両走行にともなう騒音・振動の低減、耐震性の向上、維持管理の省力化などの点で有利であることから、この種の合成床版橋に対して連続橋への適用拡大が望まれるところである。しかし、これらコンクリート橋を連続化する際

に検討すべき課題は、中間支点部コンクリート床版に発生するひび割れの制御である。特に合成床版橋の場合、負曲げによる床版コンクリートのひび割れやそれに起因した内部鋼材の腐食劣化などの耐久性の低下は重大な問題である。そこで、中間支点部コンクリート床版のひび割れ制御対策を検討することがきわめて重要であると思われる。

本研究では連続形式の鋼板・コンクリート合成床版橋の中間支点部を想定した単純形式の合成はりによる負曲げ試験を行い、負曲げ挙動について検討を行うとともに、補強鉄筋の配置によるひび割れ制御および最大ひび割れ幅算定式について検討を行った。さらに、断面内引張域のコンクリートを軽量(比重0.03程度)で透水性のきわめて低い発泡性硬質ウレタンで置換した軽量合成床版形式<sup>3)</sup>の2径間連続合成はりの載荷試験によって前述の補強鉄筋によるひび割れ制御の妥当性を検証するとともに、断続合成の概念<sup>4)</sup>を本構造に適用し、負曲げモーメントおよび補強鉄筋の応力度低減によるひび割れ制御の可能性についても言及した。

## 2. 単純はりによる負曲げ試験

### (1) 供試体および試験方法

本実験では、負曲げを受ける鋼板・コンクリート合成はりを対象として、補強鉄筋によるひび割れ制御について検討を行った。本研究は軽量充填材として硬質ウレタンを充填した合成床版橋を対象としているものの、負曲げを受ける中間支点部では断面下縁に配置された底鋼板が圧縮力を受けるため、局部座屈に対する補剛対策として、断面全高にわたってコンクリートを充填することが望ましいと考えられる。したがって、ここでは供試体を簡易化するため全断面にコンクリートを充填した鋼・コンクリート単純はりを用いて検討を行った。図-1, 2に供試体の一般図および断面図を示す。使用材料は圧縮強度44MPaのコンクリート、鋼材SS400、鉄筋SD295である。供試体は全長240cm、支間220cm、全幅30cmであり、最外縁鋼材の純かぶりを3cmに揃え、7種類各2体製作した。タイプAは比較基準となる補強鉄筋を配置しない合成はり供試体であり、タイプBはタイプAのT形鋼フランジとはほぼ同一引張鋼材量の異形鉄筋をもつ供試体である。タイプC, D, EはタイプAにそれぞれ補強鉄筋量をパラメータとして変化させて配置したものである。さらに、タイプSNはタイプAにφ4, 30mmピッチの溶接金網を配置したものである。また、タイプRCの圧縮、引張鋼材量とともにタイプAのそれとほぼ同一量で、鋼板・コンクリート合成はりとの比較用RCはりである。以上の供試体の諸元一覧を表-1に示す。なお、タイプRCを除く供試体に対して、T形鋼とコンクリートのずれ止めとして、ウェブの圧縮域、引張域に鉄筋を10cm間隔で貫通させ溶接した。

載荷試験は負曲げを再現できるように、鋼板・コンクリート合成はりを通常の使用状態に対して上下逆さにセットし、2点線載荷を行った。各部の計測は補強鉄筋、T形鋼上フランジ、底鋼板のひずみをワイヤストレインゲージにより、たわみをCDP高感度変位計によって行い、また、ひび割れ幅を曲げスパン内のコンクリート表面に連続的に配置したπ型変位計(感度0.0005mm)によって計測した。なお、各供試体の抵抗モーメント(設計荷重)が異なるため、以下の比較では各々の設計荷重または同一作用応力下において行った。

### (2) 結果および考察

#### a) はりの負曲げ性状

図-3に支間中央の荷重-たわみ曲線を示す。最外

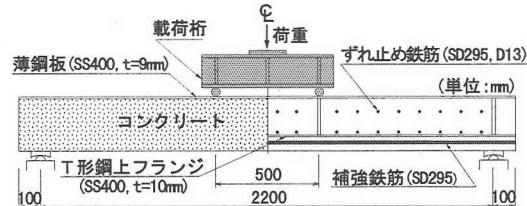


図-1 負曲げ試験の一般図

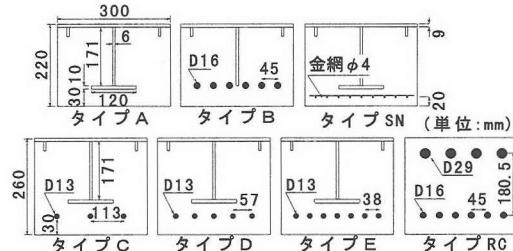


図-2 負曲げ試験供試体の断面図

表-1 負曲げ試験供試体の諸元

タイプ	主な諸元	鉄筋量(%)	かぶり(mm)	鉄筋間隔(mm)
A	鉄筋なし	0.00		
B	6-D16	2.20		45
C	3-D13	0.55		113
D	5-D13	0.90		57
E	7-D13	1.30		38
RC	6-D16	1.80		45
SN	金網(φ4mm)	0.20	金網から20	30

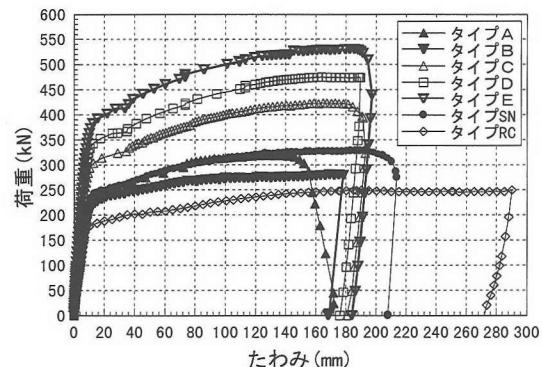


図-3 支間中央の荷重-たわみ曲線

表-2 各供試体の最大荷重と破壊形式

タイプ	設計荷重(kN)	最大荷重(kN)	実験値 計算値	実験値 設計荷重	破壊形式
A	82.42	318.60	1.46	3.87	曲げ引張破壊
		318.89	1.47	3.87	
B	82.42	280.48	1.15	3.40	主鉄筋降伏後の定着破壊
		283.51	1.16	3.44	
C	87.42	411.31	1.44	4.71	曲げ引張破壊
		422.97	1.48	4.84	
D	103.19	471.67	1.44	4.57	曲げ引張破壊
		474.91	1.45	4.60	
E	119.07	(471.67), (1.28)	(3.96)	(3.96)	(途中で中断)
		529.98	1.44	4.45	曲げ引張破壊
RC	73.50	(254.31), (1.55)	(3.46)	(3.46)	試験機の能力により途中で中断
		(249.70), (1.53)	(3.40)	(3.40)	
SN	82.42	327.91	1.50	3.99	曲げ引張破壊
		312.33	1.43	3.79	

縁引張鋼材の初期降伏時のたわみ  $\delta_y$ に対する最大荷重時のたわみ  $\delta_{max}$ の比  $\delta_{max}/\delta_y$ ではりのじん性を評価すれば、この図より、鋼板・コンクリート合成はりが負曲げを受けた場合、15以上の大きなじん性を有していることが判明した。これは、引張鋼材の降伏後も、圧縮鋼材である薄鋼板とコンクリートの合成効果によって、鋼板の座屈を防ぐとともに、コンクリートの圧壊を抑制することができ、その結果優れたじん性を確保できたものと考えられる。

表-2に各供試体の最大荷重と破壊形式を示す。タイプRCを除けば、曲げ引張破壊であった。さらに、試験終了後にコンクリートをはつたところ、圧縮域コンクリートの状態は健全であった。また、実験値は鋼材の公称降伏点応力度を用いた道路橋示方書による曲げ耐力の計算値の1.4～1.6倍の値を示し、十分な耐力を有していることが明らかになった。タイプRCについては、引張鉄筋の降伏後に試験機載荷能力の限界のため途中で試験を中断した。

以上のことより、本構造を連続橋に適用した場合、中間支点部の引張鋼材の降伏後、大きな塑性回転能を発揮することができ、したがって、塑性ヒンジの形成を仮定した終局耐力の評価が可能になるものと考えられる。

### b) 曲げひび割れ性状

全供試体の最外縁引張鋼材降伏時におけるコンクリート表面のひび割れ分布を図-4に示す。これらの図より、最外縁引張鋼材の付着力の差および補強鉄筋量がひび割れ分散性に顕著に影響を及ぼすことが分かる。ただし、タイプD, Eより、両者のひび割れ分散性にはほとんど差異は認められなかった。

図-5に最大ひび割れ幅と最外縁引張鋼材の応力度曲線を示す。ただし、タイプSNの最外縁引張鋼材はT形鋼フランジをさす。同一引張鋼材量のタイプA, Bの比較より、T形鋼フランジと異形鉄筋の付着力の差が、ひび割れ性状に大きく影響を及ぼすことが確認できる。また、断面内引張域がRC構造のタイプB, RCとSRC構造のタイプC, D, Eは類似した挙動を示しており、曲げひび割れ幅に関しては、最外縁引張鋼材が支配的に影響するものと考えられる。すなわち、補強鉄筋を有する合成はりの曲げひび割れ幅は、補強鉄筋の応力度と強い相関性があるものと考えられる。

図-6に各供試体の最外縁引張鋼材が許容応力度に達したときの補強鉄筋量と最大ひび割れ幅の関係を示す。この図より、補強鉄筋量が1%までは鉄筋量の増加とともに、顕著なひび割れ制御効果が認められる。しかし、鉄筋量が1%を超過すると、それ以上の効果はあまり期待できず、これより必要最小量

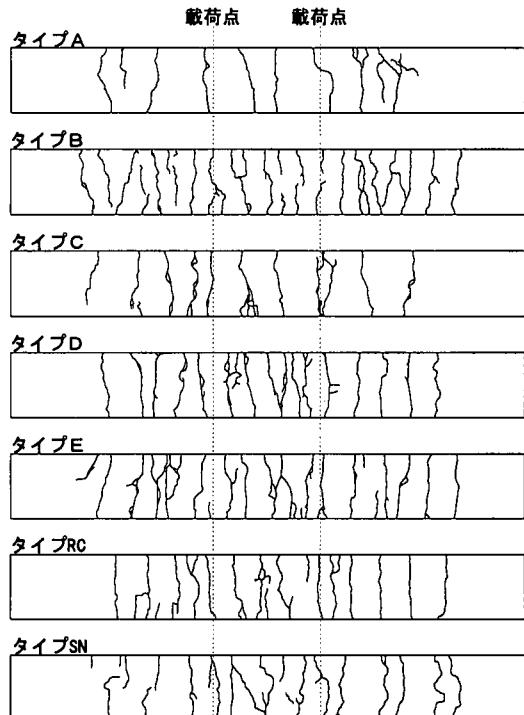


図-4 負曲げ供試体のひび割れ分布図

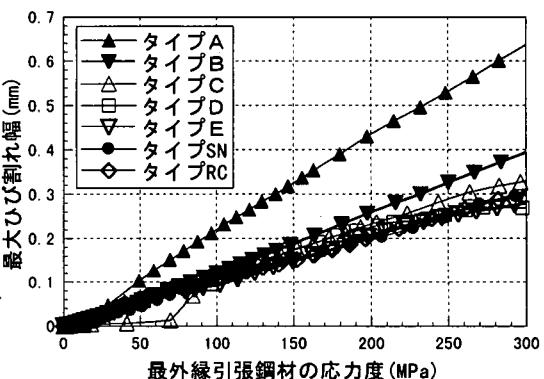


図-5 最大ひび割れ幅-応力度曲線

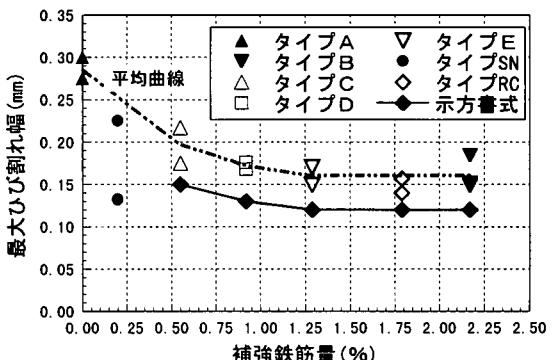


図-6 最大ひび割れ幅と補強鉄筋量の関係

である最適な補強鉄筋比は1%程度であると考えられる。また、鉄筋間隔が極端に小さくなるとひび割れ幅に対するその影響は大きくなり<sup>5), 6)</sup>、鉄筋間隔が小さい場合にはこれも考慮すべきであると考えられる。また、タイプSNの結果より、他のタイプ以上のひび割れ制御効果が認められ、本構造に対しても、設計上引張鋼材として評価せず、ひび割れ分散用として用いる溶接金網などの配置がきわめて有用であることが分かる。ここで、図中の示方書式とは、土木学会コンクリート標準示方書(以下RC示方書とする)に示されたひび割れ幅算定式<sup>7)</sup>のことである。示方書式による算定値は実験値の傾向をほぼ捉えているものの、実験値よりも20%程度過小評価する結果を示した。よって、SRC構造に類似した本構造のひび割れ幅を精度よく推定するには、RC部材を対象としたRC示方書の算定式をそのままの形で適用することは妥当でないと考えられる。

### (3) 曲げひび割れ幅算定式の検討

RC示方書式は、鉄筋コンクリート供試体の両引き試験およびはり試験の結果<sup>8)</sup>に基づいたものであり、本実験結果では、内部鋼材を有する本構造の曲げを受ける断面内の応力分布を考慮する必要があると考えられる。そこで、内部鋼材を有するはりの断面内での応力分布を考慮した曲げひび割れ幅算定式を以下に示す。

#### a) 鉄筋間隔が付着力に及ぼす影響

本実験結果より、鉄筋間隔が極端に小さくなるとひび割れ挙動に対してその影響が大きくなつたことから、鉄筋間隔が小さい場合にはこれも考慮すべきであると考えられる。M.Chiら<sup>9)</sup>は1本の異形鉄筋がコンクリートに及ぼす影響径を $md$ ( $m=4$ ,  $d$ :鉄筋径)とし、 $\phi (=At/m^2As)$ 、ここで $At$ :有効断面積、 $As$ :鉄筋断面積、図-7参照)をパラメータとしてひび割れ幅算定式を導いている。また、後藤ら<sup>10)</sup>は異形鉄筋周辺のコンクリートに発生する内部ひび割れについて研究を行い、並んで配置された引張鉄筋周辺の内部ひび割れ幅は、鉄筋間隔のある限界を境にして連結したり独立したりするとして、図-8に示す模式図を示している。また、鉄筋純間隔が8cm以上の場合、2本の鉄筋の間に発生した内部ひび割れが連結することなく独立して発生することを実験的に明らかにし、さらに、かぶり厚さが内部ひび割れに及ぼす影響はほとんどないことと、引張鉄筋からコンクリートへ力を伝達する場合の影響半径は鉄筋直径とは比例しないことを示している。

既往の研究では、付着強度 $\tau_{max}$ は鉄筋間隔など種

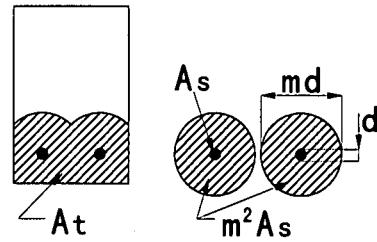


図-7 M.Chi らの模式図<sup>9)</sup>

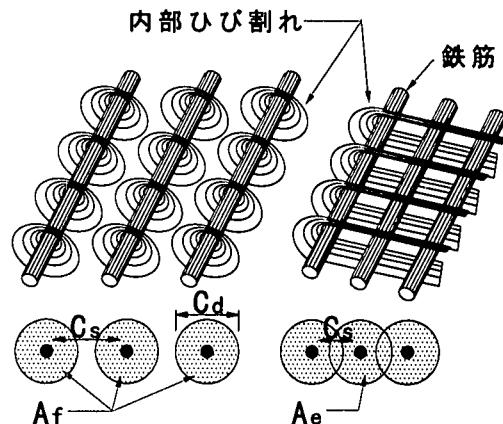


図-8 後藤らの模式図<sup>10)</sup>

々の因子の影響を受けるものとして、この付着強度をパラメータにとってさまざまなひび割れ幅算定式が提案されている。ここでは、後藤らの研究を参考にして、鉄筋純間隔 $C_s$ が8cmよりも小さくなると付着強度 $\tau_{max}$ が減少するものと考え、本提案式では、鉄筋間隔が8cm以下で式(1)のように付着強度を補正する。

$$\begin{aligned}\tau_c &= \tau_{max} & (C_s > 8\text{ cm}) \\ \tau_c &= a\tau_{max} & (C_s \leq 8\text{ cm})\end{aligned}\quad (1)$$

ここで、 $C_s+d=C_s'$ として、

$$a = \frac{1-n}{n} \left( 4 \frac{\cos^{-1} C_s'/C_d}{360^\circ} - \frac{2C_s' \sqrt{C_d^2 - C_s'^2}}{\pi C_d^2} \right) + 1 = \frac{A_e}{A_t} \quad (2)$$

$C_d$ : 8cm+鉄筋直径  $d$        $n$ : 鉄筋本数

#### b) 軸引張力を受ける部材のひび割れ幅算定式

図-9は2本のひび割れに挟まれた鉄筋コンクリート部材の模式図である。ひび割れ間の中央断面におけるコンクリート応力がその引張強度 $\sigma_c$ に達したときにひび割れが生ずる。そこで、最大ひび割れ幅の算定に必要な最大ひび割れ間隔 $L_{max}$ の基本式を式(3)に示す。次に、2本のひび割れ間では、鉄筋とコンクリートとの間に付着応力度 $\tau$ が作用し、その

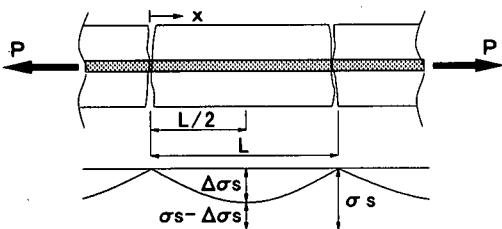


図-9 軸引張力を受ける部材の模式図

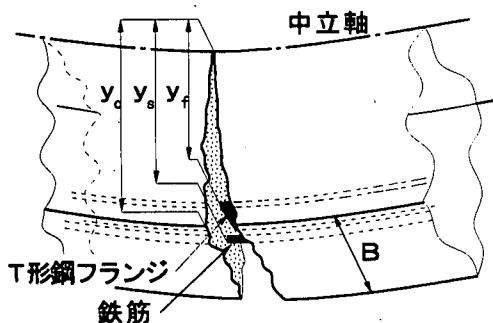


図-10 曲げひび割れ発生のモデル

ため鉄筋応力度はひび割れ断面部の鉄筋応力度  $\sigma_s$  よりも小さくなる。ひび割れ間の付着応力度分布は Saliger<sup>11)</sup>に従い、式(4)のとおり正弦曲線分布するものとする。さらに、ひび割れ間の鉄筋応力度減少量を  $\Delta\sigma_s$  とすれば、ひび割れ間隔内の平均鉄筋応力度  $\bar{\sigma}_s$  は、式(6)で表され、最大ひび割れ幅  $w_{max}$  は式(7)となる。なお、コンクリートの鉄筋による伸びはほとんどないことが実験的に明らかにされているため、ここでも考慮しないこととした。なお、 $\tau_{max}$ 、 $\sigma_s$  はそれぞれ R C 示方書の付着強度  $f_{bok}$ 、引張強度  $f_{ck}$  とした。

$$L_{max} = \frac{2A_c\sigma_t}{u\tau_e} \quad (3)$$

$$\tau(x) = \tau_e \sin \frac{2\pi x}{L_{max}} \quad (4)$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{u}{A_s} \int_0^{L_{max}/2} \tau(x) dx \quad (5)$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{L_{max}} \int_0^{L_{max}/2} (\sigma_s - \Delta\sigma_s) dx \quad (6)$$

$$w_{max} = L_{max} (\bar{\sigma}_s/E_s + \varepsilon') \quad (7)$$

$A_c$  : コンクリート断面積,  $A_s$  : 鉄筋断面積

$u$  : 鉄筋周長,  $\varepsilon'$  : 乾燥収縮ひずみ

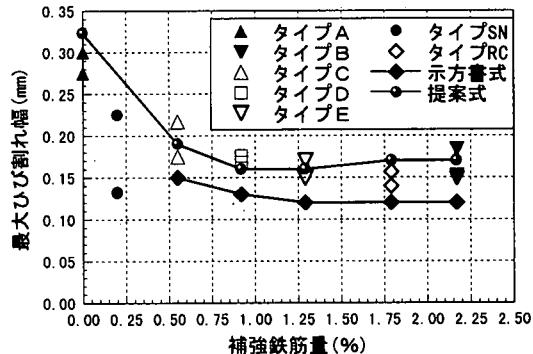


図-11 最大ひび割れ幅の算定値と実験値の比較

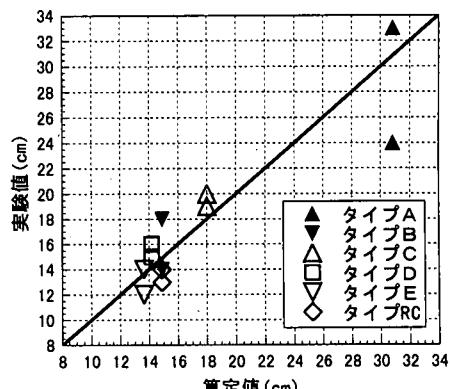


図-12 最大ひび割れ間隔の算定値と実験値の比較

### c) 曲げを受けるはりの最大ひび割れ幅算定式

図-10に本構造における曲げひび割れ発生のモデルを示す。断面内のコンクリートの応力度は三角形分布に従うものとする。鉄筋とT形鋼フランジの付着性状の違いを考慮して、ひび割れ発生直前のモーメントの釣り合いを考えると、最大ひび割れ間隔は式(8)のようになる。なお、T形鋼フランジ部の有効付着強度  $\tau_{e,f}$  は、普通丸鋼の付着強度が異形鉄筋の40%であることを仮定し<sup>12)</sup>、式(1)で  $\alpha=0.4$  として付着強度を補正した。また、本実験結果より、ひび割れ幅は最外縁引張鋼材の応力度と強い相関性があったことより、コンクリート引張縁での最大ひび割れ幅算定式は式(7)の  $\bar{\sigma}_s$  を最外縁引張鋼材の応力度とし、これに  $R$  を乗じ補正<sup>12)</sup>した式(9)となる。

$$L_{max} = \frac{2(1/2B y_c \sigma_t) 2/3 y_c}{u_s \tau_{e,s} y_s + u_t \tau_{e,t} y_t} \quad (8)$$

$$w_{max} = L_{max} (\bar{\sigma}_s/E_s + \varepsilon') \times R \quad (9)$$

ここに、

$$R = \frac{\text{コンクリート表面から中立軸までの距離}}{\text{最外縁引張鋼材の中心から中立軸までの距離}}$$

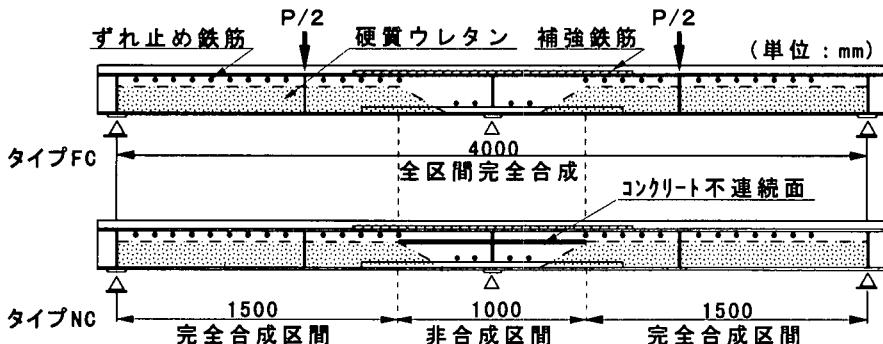


図-13 2径間連続はりの一般図

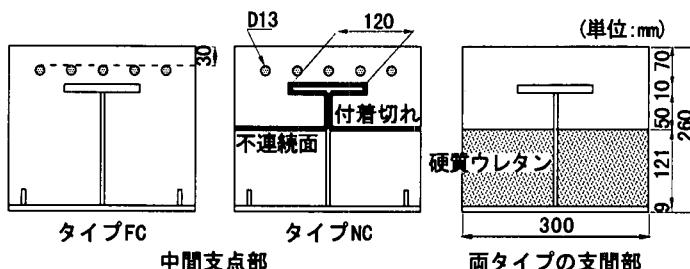


図-14 2径間連続はりの断面図

$B$  : はりの幅

$y_c$  : コンクリート表面から中立軸までの距離

$y_s$  : 鉄筋中心から中立軸までの距離

$y_t$  : T形鋼フランジの中心から中立軸までの距離

なお、コンクリートのかぶりや鉄筋径およびその間隔の影響は、それぞれ式(8)の  $y_c$  よび式(2)の  $C_a$  あるいは  $C'_a$  で表現されている。

#### d) 曲げひび割れ幅算定式の検討

式(9)によって算定した最大曲げひび割れ幅と実験値の比較を図-11に示す。また、最大ひび割れ間隔の実験値と式(8)による推定値との比較を図-12に示す。ただし、乾燥収縮ひずみ  $\epsilon'$  ( $200 \mu$ )は養生期間および材齢より、RC示方書に従い決定した。また、鋼材応力度  $\sigma_s$  はコンクリートの引張抵抗を無視した弾性計算値を用いた。これらの図より、算定値は実験値とほぼ一致しており、①鉄筋間隔が8 cm以下では付着強度を補正する、②曲げを受けるひび割れ発生前のコンクリートの応力度は三角形分布とすると仮定した式(9)で、RC, SC, SRC構造に対して、最大曲げひび割れ幅を精度よく算定できることが明らかになった。なお、タイプB, RCで算定値がタイプD, Eよりもやや大きくなったのは、鉄筋径がD16と他のタイプよりも大きいことで、鉄筋量の増加に見合ったほど鉄筋周長が大きくならないためである。

したがって、本実験ではひび割れ制御に対して必要最小量である最適補強鉄筋比を1%としたが、後藤らの研究成果<sup>10)</sup>を併せて考慮すれば、鉄筋間隔を8 cm程度確保し配筋することが、効果的なひび割れ制御対策であると考えられる。また、提案式は本実験の範囲内では実験値を正確に捉えているが、今後、実橋レベルの大型供試体での検証が必要である。

### 3. 2径間連続はりの載荷試験

#### (1) 供試体諸元

本実験の目的は、①2.で明らかにされた必要最小鉄筋比1%の補強鉄筋を中間支点部に配置することでひび割れ制御が可能であることを検証すること、②断続合成の概念を本合成床版橋に導入し、負の曲げモーメントの低減とともにRC床版内の鉄筋応力度の低減を図ることによって、ひび割れ制御に対する有用性を検討することである。

図-13, 14に供試体の断面図と一般図を示す。供試体の概要は支間長200cmの2径間連続形式で、全長420cm、全幅30cm、全高26cmである。支間部のコンクリート床版厚は13cmで、断面内引張域には発泡性硬質ウレタンを充填した。また、中間支点部の負の曲げモーメント域には断面全高にわたりコンクリートを充填し、2.の結果を踏まえて必要最小鉄筋量1%の補強鉄筋を配置した。すなわち、中間支点部の断面は図-2のタイプDと同一である。供試体は2

種類各3体を製作し、タイプFCは全長にわたり鋼桁とコンクリートを完全合成としたもの、タイプNCは断続合成の概念を適用し、負曲げ区間のコンクリート床版の断面内に不連続面を設け、上部RC版と下部の鋼・コンクリート合成版を非合成としたものである。なお、不連続面は図-13に示すとおり、T形鋼および打設を先行した下部コンクリートを厚さ0.1mmのテフロンシートでラッピングし、その後上部のRC床版を打設したものである。使用材料は圧縮強度43MPaのコンクリート、鉄筋SD295、鋼桁SS400である。鋼桁とコンクリートの合成はT形鋼ウェブの圧縮域に孔をあけ、ずれ止め鉄筋を10cm間隔でスパン直角方向に貫通させることで図った。

## (2) 試験概要

試験は、各タイプ2体合計4体について静的載荷試験を行い、各タイプ1体合計2体について疲労性状を確認するため、繰返し載荷試験およびその後の静的載荷試験を行った。

静的載荷試験は、各支間中央1点線載荷で、19.6kNの荷重増分で破壊に至るまで静的に漸増載荷した。計測項目は、はりのたわみ、各部のひずみ、中間支点部のひび割れ幅および中間支点に設置したロードセルによる中間支点反力である。なお、ひび割れ幅は負の曲げモーメント域のコンクリート表面に密に設置したπ型変位計によって、また、タイプNCにおける上部コンクリートの下縁ひずみは埋込みゲージを用いて計測した。

繰返し載荷試験は、静的載荷試験と同様の2径間連続形式の各スパン中央1点線載荷でセットし、最大荷重をタイプFCの設計荷重である265kN、最小荷重を78kNとし、振幅速度2Hzで繰返し回数200万回まで行った。なお、最大・最小荷重は、それぞれ設計計算での中間支点部の補強鉄筋応力度が許容応力度の137MPa、死荷重載荷による発生応力度相当の39MPaとなるよう設定した。

## (3) 断面分割法による弾塑性解析

2径間連続はりの載荷試験結果と比較するために、比較的簡便な断面分割法により弾塑性解析を行った<sup>13)</sup>。本解析では、断面およびスパン方向とともに40分割し、RC示方書に従い材料の非線形性を考慮した。2.の結果より、中間支点部の降伏後に塑性ヒンジの形成を仮定し、図-15に示すフローチャートとのおり行った。中間支点部に塑性ヒンジの形成を仮定した後は図-16に示すとおり塑性モーメントMpが作用する単純はりと見なして引き続き解析を行った。

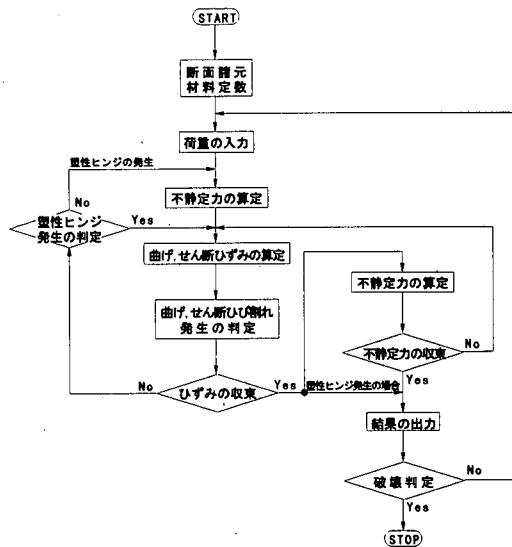


図-15 弹塑性解析のフローチャート

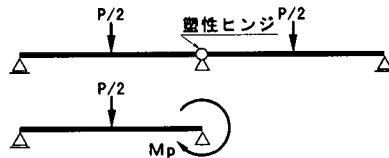


図-16 塑性ヒンジ発生後の解析法

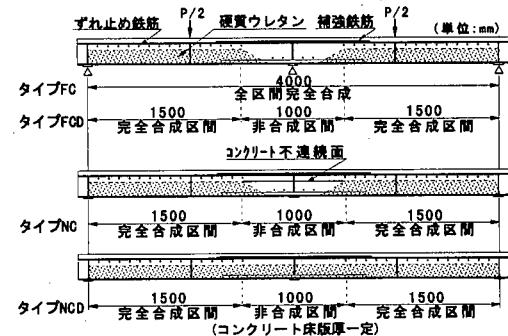


図-17 弹塑性解析のモデル

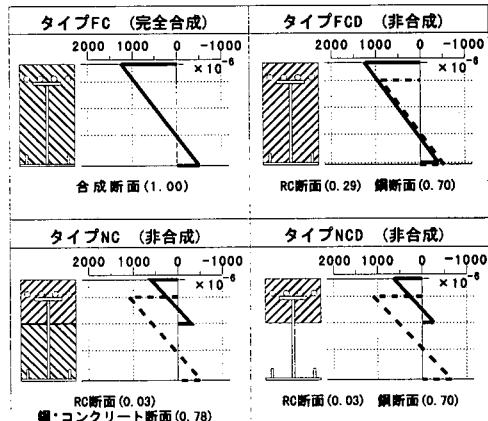


図-18 中間支点部の断面内ひずみ分布

#### (4) 断続合成の有用性に関する考察

曲げひび割れ幅は鉄筋応力度と強い相関性があることから、鉄筋応力度を低減できればひび割れ幅も低減できるものと考えられる。そこで、連続合成桁に対して、中間支点部の曲げモーメントおよびコンクリート床版に作用する橋軸方向引張力の低減を目的とした断続合成の概念を2径間連続はりに適用し、図-17に示す4種類のモデルについて断面分割法により弾塑性解析を行い、断続合成の影響について解析的検討を行った<sup>14)</sup>。解析モデルはタイプFCが全区間を完全合成としたもの、タイプFCDが正曲げ区間を完全合成、負曲げ区間を非合成としたもの、タイプNCが前述のとおり非合成区間内のコンクリート床版に不連続面を設け、上部RC床版と下部の鋼・コンクリート合成桁を非合成としたもの、そして、タイプNCDが中間支点部のコンクリート床版厚を支間部と同厚とし、鋼桁と非合成としたものである。

図-18に荷重392kN時の中間支点部の断面内ひずみ分布を示す。なお、( )内の数値はタイプFCの曲げ剛性に対する比である。タイプFCとFCDの比較より、断面内のひずみ分布にほとんど差異は認められない。これは、非合成断面であるタイプFCDの鋼桁とRC断面の中立軸がほぼ同位置であることと、さらに曲げ剛性の和がほぼ同等であることによるものである。一方、タイプFCDに比べ、中間支点部のコンクリート床版が薄く、支間部と同厚としたタイプNCDでは、曲げ剛性の和が70%程度に低減され、合成桁橋における断続合成の効果と同様に、RC床版の引張ひずみの大幅な低減が認められる。ただし、タイプNCDは圧縮力を受ける底鋼板の局部座屈に対する検討が必要と考えられる。また、全断面にコンクリートが充填されたタイプNCでは、タイプNCDと同様のひずみ分布を示すことが明らかになった。したがって、連続合成床版橋に断続合成の概念を適用するには、RC床版に不連続面を設け、中間支点部の全断面にコンクリートを充填することで底鋼板の座屈に対する補強にも有用なタイプNCが望ましいと考えられる。

#### (5) 結果および考察

##### a) 全体挙動

図-19, 20に荷重-たわみ曲線および荷重-中間支点反力曲線を示す。これらの図より、断面分割法による弾塑性解は実験値を精度よく捉えていることが分かる。また表-3の全供試体の終局耐力一覧では計算値と実験値はほぼ一致している。以上の結果より、実験供試体は仮定どおり中間支点部の降伏後に塑性ヒンジを形成し、スムーズにモーメントの再分配が行われたものと考えられる。なお、表中の計算値①

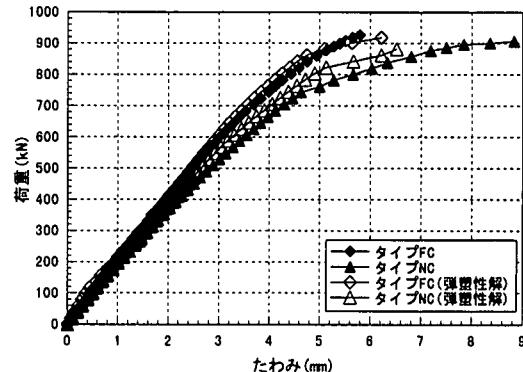


図-19 荷重-たわみ曲線

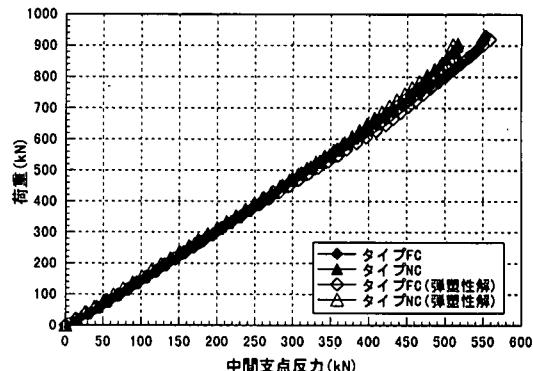


図-20 荷重-中間支点反力曲線

表-3 終局耐力一覧<sup>15)</sup>

供試体		実験値(kN)	計算値①	計算値②
タイプFC	完全合成 (264.6)	927.1 静的 934.9 疲労後	1.08* 1.07* 1.07*	1.01* 1.02* 1.02*
	断続合成 (221.5)	942.8 静的 907.5 909.4 疲労後	1.07* 1.11* 1.12* 1.11*	1.04* 1.04* 1.04* 1.04*
		779.1 静的 777.1 796.7 疲労後	1.02* 1.02* 1.04*	1.07* 1.07* 1.09*
タイプA	完全合成 (264.6)	769.3 静的 771.3 782.0 疲労後	1.03* 1.03* 1.04*	1.06* 1.06* 1.07*
	タイプB	750.7 静的 728.1 728.1 1.04*	1.03* 1.03*	1.06* 1.06*
		768.0 疲労後	1.04*	1.07*

( )内の数字は設計荷重

\*は実験値に対する計算値の比

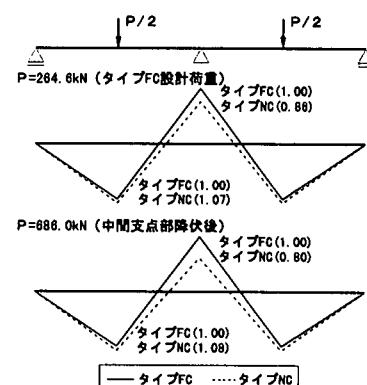


図-21 曲げモーメント分布

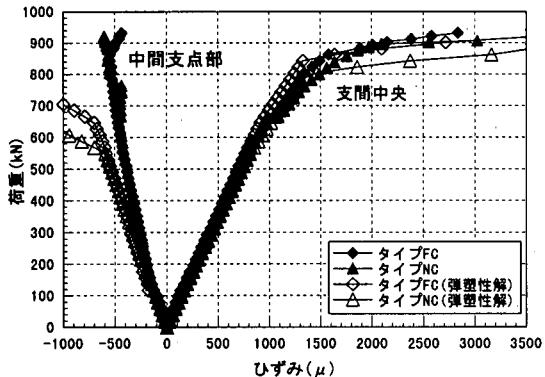


図-22 底鋼板の荷重-ひずみ曲線

とは、中間支点部に塑性ヒンジの形成を仮定した極限解析による値である。計算値②は、前述の弾塑性解析による値である。ただし、表中のタイプA、Bは著者らが本実験より先に行った硬質ウレタンを充填した2径間連続はりの載荷試験結果<sup>15)</sup>であり、供試体諸元はタイプFCとほぼ同様である。

図-21の曲げモーメント分布は、中間支点に設置したロードセルによって計測した中間支点反力より算定したものである。この図より、負曲げ区間を非合成としたタイプNCは、タイプFCよりも支間部での曲げモーメントは7%程度増加するものの、負の曲げモーメントを設計荷重の264.6kN時で14%，中間支点部の塑性ヒンジ形成後の686.0kN時に20%低減することができ、断続合成の概念を連続合成床版橋に適用することの有用性を示している。

#### b) 中間支点部の挙動

底鋼板の荷重-ひずみ曲線と中間支点部の断面内ひずみ分布を図-22, 23に示す。図より、圧縮域コンクリートと底鋼板との合成効果が終局に至るまで保持され、底鋼板の座屈は認められなかった。また、中間支点部の断面内ひずみ分布においても、タイプNCの不連続面におけるひずみ差とともに、各々の領域における平面保持則の成立が確認された。

補強鉄筋の荷重-ひずみ曲線を図-24に示す。計算値は実験値の傾向を捉えており、タイプNCは上部RC断面と下部の鋼・コンクリート断面が解析の仮定どおりほぼ非合成の状態を呈し、断続合成によって中間支点部の補強鉄筋応力度が同一荷重のタイプFCに比べて40%程度低減できることが判明した。

また、図-25, 26に繰返し載荷試験後に行った静的載荷試験の結果と、比較のために図-19, 22で示した静的載荷試験の結果を合わせて、スパン中央のたわみ、底鋼板のひずみについて示す。これらの図より、残留ひずみに影響がわずかに認められるものの、終局に至るまで、曲げ剛性および終局耐力に疲労劣

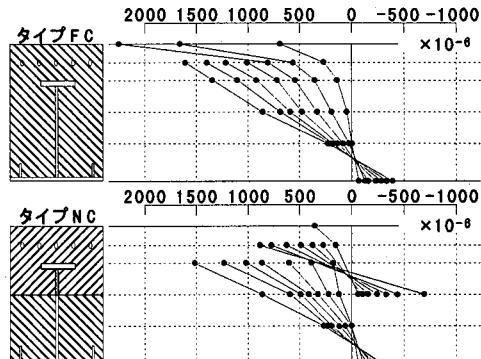


図-23 中間支点部の断面内ひずみ分布

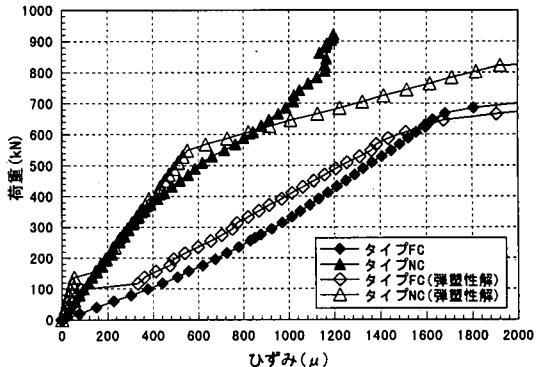


図-24 補強鉄筋の荷重-ひずみ曲線

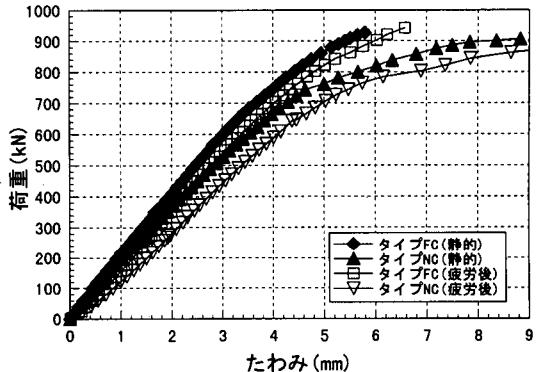


図-25 荷重-たわみ曲線

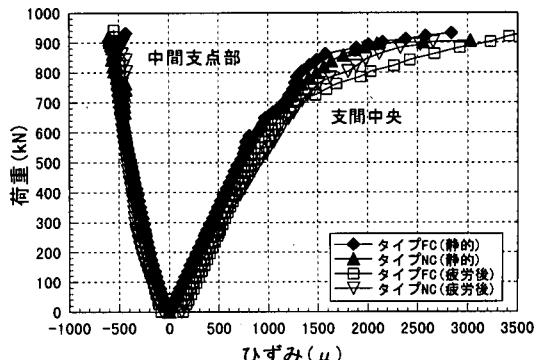


図-26 底鋼板の荷重-ひずみ曲線

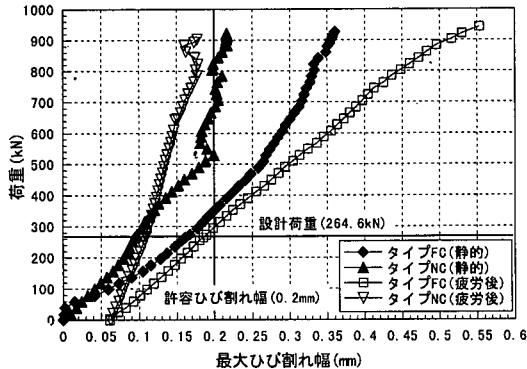


図-27 荷重－最大ひび割れ幅曲線

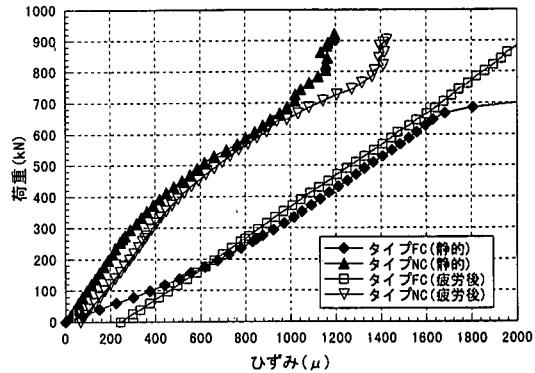


図-28 補強鉄筋の荷重－ひずみ曲線

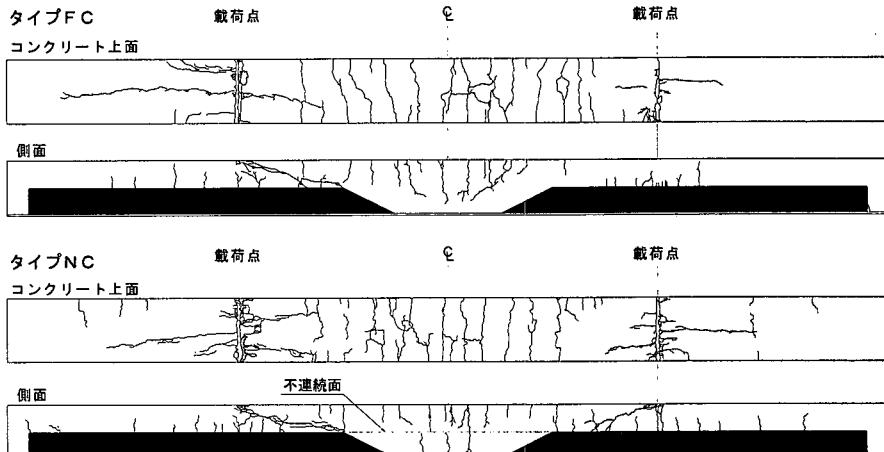


図-29 両タイプのひび割れ分布図

化は認められず、本構造が設計荷重を最大値とした繰り返し回数200万回の疲労試験に対しても十分な耐疲労性能を有することが実証された。

### c) ひび割れ性状

図-27, 28にそれぞれ荷重－最大ひび割れ幅曲線と補強鉄筋の荷重－ひずみ曲線を示す。前述の必要最小鉄筋量1%の補強鉄筋を中間支点部に配置したタイプFCの最大ひび割れ幅は、設計荷重時において0.17mmとなり、許容値0.2mmを繰返し載荷試験後の供試体においても十分に満足する結果を示した。なお、このときの式(9)による最大ひび割れ幅の算定値は0.16mmとなり、実験値とほぼ一致した。すなわち、本合成床版橋を連続化する際に、中間支点部に所要引張鋼材量の内、必要最小鉄筋比1%以上の異形鉄筋を配することで、ひび割れ制御は十分に可能であることが実証された。また、図-24より、断続合成の概念を導入したタイプNCはタイプFCに比べ補強鉄筋の応力度およびひび割れ幅も40%程度低減できることが明らかになった。

図-29に両タイプのひび割れ分布図を示す。これ

より、中間支点部のひび割れ状況はほぼ同じである。したがって、両タイプのひび割れ分散性がほぼ同様であることから、断続合成の導入によって鉄筋応力度を低減し、ひび割れ幅を低減することは有用であるものと考えられる。なお、本実験での最終破壊は、中間支点部の塑性ヒンジ形成後に載荷点付近でせん断破壊した。

## 4. まとめ

本研究では、軽量充填材を用いた鋼板・コンクリート合成床版橋を連続形式に適用拡大することを目的として、連続化の際に問題となる中間支点部のひび割れ制御に着目して、①中間支点部を想定した単純はり試験による、ひび割れ制御に対して必要な最小補強鉄筋量の検討、②2径間連続はりを用いた補強鉄筋によるひび割れ制御の妥当性の追証、および断続合成の概念を適用することによるひび割れ制御の可能性、について検討を行った。得られた結果を要約すれば以下のとおりである。

単純はりの負曲げ試験結果より、

(1) 補強鉄筋を有する合成はりの曲げひび割れ挙動に関しては、最外縁引張鋼材である補強鉄筋が支配的に作用し、本供試体の必要最小補強鉄筋比は1%程度であると考えられる。また、溶接金網を配することで、補強鉄筋と同等のひび割れ制御効果が得られることが判明した。

(2) 土木学会RC示方書の算定式を修正した最大曲げひび割れ幅の算定式を提案し、それによる推定値は実験値とほぼ一致した。しかし、これは本実験で用いた供試体の範囲に限定されたものであり、今後、実橋の断面レベルでの検証が必要である。

2径間連続はりの載荷試験結果より、

(3) 本実験結果は中間支点部に塑性ヒンジの形成を仮定した解析結果とほぼ一致しており、中間支点部の断面全高にコンクリートを充填することで、優れた塑性回転能を発揮できることが確認された。

(4) 断続合成の概念の適用により、負の曲げモーメントを14~20%低減できることが判明した。また、曲げひび割れ幅と強い相関性を有する補強鉄筋の応力度も40%程度低減されることが明らかになった。

(5) 2径間連続模型はりの中間支点部に最小鉄筋量1%の補強鉄筋を配置することで、設計荷重時における許容ひび割れ幅を十分に満足する結果を示した。

**謝辞：**本研究の一部は、平成9年度文部省科学研究費奨励研究(A)および平成8年度社団法人鋼材俱乐部の土木鋼構造教育助成を受けた。ここに記して感謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) 田中祐人、佐藤政勝：突起付T形鋼を用いた斜合成床版橋の構造特性と設計法、合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp. 63~68, 1986.
- 2) 深田清明、森山正敏、加納勇、綿引透：低軒高連続合

成床版橋、第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp. 353~358, 1989.

- 3) 太田貞次、深沢泰晴、榎貝勇：硬質ウレタンを充填した合成床版橋の開発、構造工学論文集、Vol. 39A, 1993.
- 4) 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン、pp. 63~64, 1989.
- 5) 鈴木計夫、大野義照：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ幅に関する研究、日本建築学会論文報告集、第303号、pp. 9~19, 1981.
- 6) 趙唯堅、丸山久一、清水敬二、大高昌彦：多段配筋を有するRCはりの曲げひびわれ性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15, No. 2, pp. 365~370, 1993.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書、設計編、平成8年版、1997.
- 8) 角田与史雄：鉄筋コンクリートの最大ひび割れ幅、コンクリートジャーナル、Vol. 8, No. 9, pp. 1~10, 1970.
- 9) Chi,M. and Kirstein,A.F. : Flexural Cracks in Reinforced Concrete Beams, *Journal of A.C.I.*, Apr., 1958.
- 10) 後藤幸正、大塚浩司：引張を受ける異形鉄筋の周辺に発生するひび割れに関する実験的研究、土木学会論文報告集、第294号、pp. 85~100, 1980.
- 11) Saliger,R. : Die neue Theorie des Stahlbetons, Franz Deuticke, 1950.
- 12) 横道英雄、角田与史雄、小野薫：鉄筋コンクリートのひび割れ制御に関する2, 3の研究、セメント技術年報、pp. 557~561, 1969.
- 13) 太田俊昭：構造物の非線形解析、新体系土木工学8、技報堂出版、pp. 122~126, 1980.
- 14) 日野伸一、太田俊昭、山田岳史、太田貞次、上山孝徳：軽量充填材を用いた連続合成床版橋に関する実験的研究、第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp. 37~42, 1995.
- 15) 日野伸一、山田岳史、太田俊昭、太田貞次、財津公明：硬質ウレタンを充填した軽量合成床版橋の連続化に対する実験的検討、構造工学論文集、Vol. 41A, 1995.

(1998. 1. 14 受付)

## A STUDY ON CRACK BEHAVIOR AT INTERMEDIATE SUPPORT IN CONTINUOUS STEEL-CONCRETE COMPOSITE SLAB BRIDGE

Shin-ichi HINO, Takeshi YAMADA, Toshiaki OHTA and Teiji OHTA

The simple supported steel-concrete composite slab bridge has many advantages such as light weight, high structural performance and time reduction at the construction site. The application of this composite slab bridge to the continuous bridge should be associated with the control of concrete cracks at the intermediate support. This study focuses at the crack behavior in the negative moment region. The optimum ratio of the additional reinforcement as well as the concept of intermittent composition in the negative bending region are verified by load-carrying test of several simple and two continuous beams.