

コルティー工法(低桁高タイプ)の開発

技術本部 土木技術第一部 加藤卓也
技術本部 土木技術第一部 鈴木宣政
技術本部 開発技術部 大浦 隆

概要:環境面から桁高制限を受ける橋梁が多く、低桁高橋の需要が増加している。現在その需要に対し、コンクリート橋では、バイプレッシング工法、プレビーム工法とがある。今回開発した標記コルティー工法(低桁高タイプ)は、これらの工法より自重の低減、コスト縮減を可能にするものである。本工法は、波形鋼板の上側に補強材(溝形鋼等)を溶接し、それを利用しコンクリートに引張応力を作用させる点に大きな特徴があり、試設計を行った結果、その構造の有効性が確認された。また、実橋へ適用するために、実橋に近いサイズの断面で力学的特性等の確認をする必要があるため、実桁の1/2の試験桁を用いて引張プレストレス導入実験および曲げ載荷実験を実施し、構造特性と設計法の妥当性を確認した。

Key Words: コルティー工法, 低桁高橋梁, 引張プレストレス, 波形鋼板

1. はじめに

桁下空間に余裕がない橋梁を計画する際、桁高を低く抑える必要がある。例えば河川橋梁の場合、桁下の高さは計画高水流に応じて計画高水位に一定の余裕高を加算したもの以上としなければならない。また、立体交差橋あるいは市街地の連続高架橋の場合、交差する道路や鉄道の建築限界から桁下の余裕高を定めなければならない。その他にも桁高の連続性を考慮するなど景観上の理由より、桁高を低く抑えた橋梁を計画したい場合もある。

通常のプレストレスコンクリート(PC)桁橋の桁高を低くする場合には、部材厚やPC鋼材量を増す等の方法によりコンクリート応力が制限値を満足するように設計する。しかしながら、桁高支間比が1/25以下となるような著しい桁高制限を受ける場合には、桁上縁コンクリートに制限値を越える圧縮応力が生じるため、通常のPC桁橋ではさらなる桁高の低減は望めない。

現在、桁高を低く抑えることを可能としたコンクリート橋梁には、バイプレッシング工法、プレビーム工法とがある。そしてこれら低桁高橋梁の市場は、平成13年、14年と共に年間約100億円程度の実績がある。今回開発した標記コルティー工法(低桁高タイプ)は、この市場にピーエス三菱のオリジナル製品を導入する事を目的とし開発した、新たな橋梁の工法である。本工法は、波形鋼板の上側に補強材(溝形鋼等)を溶接し、それを利用しコンクリートに引張応力を作用させる点に大きな特徴があり、前述の従来工法より自重の低減、コスト縮減を可能にするものである。本稿では、本工法の概要と併せて試設計結果と、実橋へ適用するにあたって、実際の応力性状や耐荷性能を確認するために行った、実桁の1/2の試験桁を用いた実証実験結果について報告する。



加藤卓也



鈴木宣政



大浦 隆

2. 構造概要

(1) 構造の特徴

本構造の概要を図-1に示す。本構造の特徴は以下の通りである。

- 1) 主桁は波形鋼板ウェブを用いたT桁である。
- 2) プレテンション工法とポストテンション工法を併用して主桁を製作する。
- 3) 波形鋼板の上縁に溶接した補強材(溝形鋼等)を利用して、桁上縁コンクリートに引張プレストレスを導入する。
- 4) 桁高は支間の1/30程度まで低くすることが可能である。
- 5) 有効な適用支間は25m～40mである。
- 6) 波形鋼板の使用により、上部工重量を低減できる。
- 7) これらにより、従来工法に比べコストの縮減が可能である。

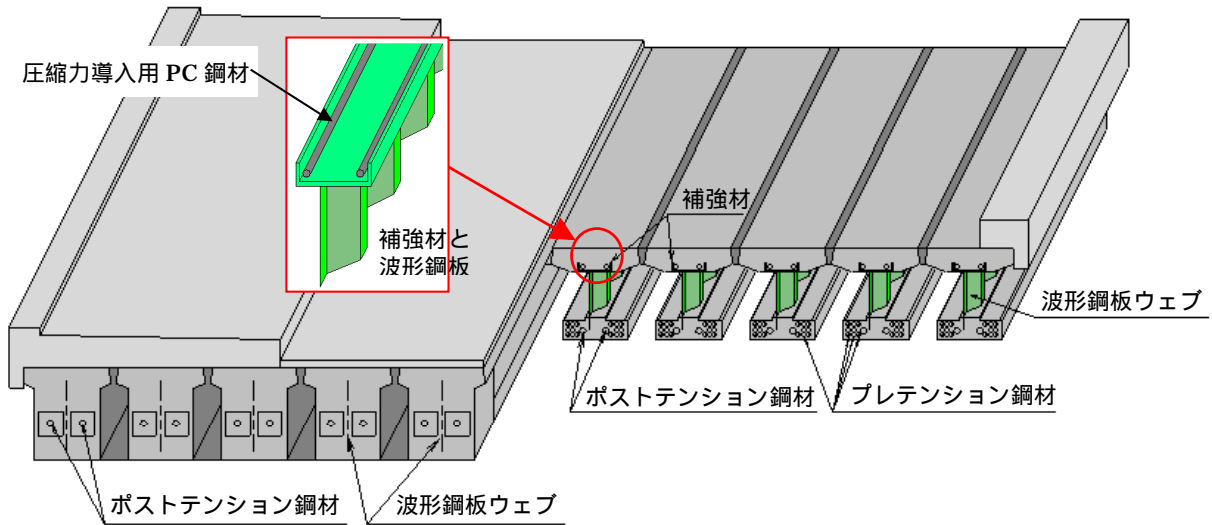
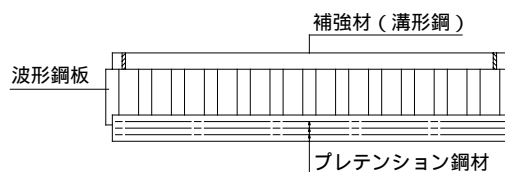


図-1 構造概要図

(2) 施工概要

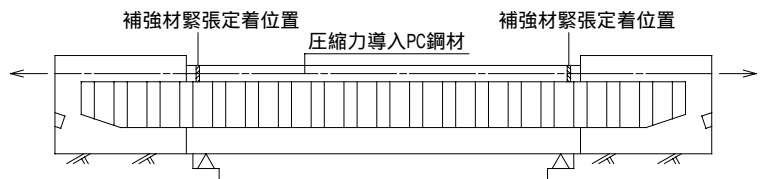
STEP1

- ・ プレテンション部材の製作
(上フランジコンクリートなし)



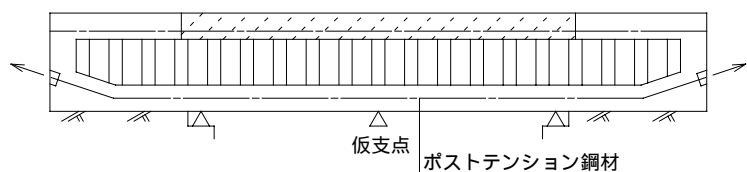
STEP2

- ・ 両端部桁の施工
- ・ 圧縮力導入用PC鋼材の緊張
- ・ 補強材に圧縮力を導入



STEP3

- ・ 支間中央部に仮支点を設置
- ・ 上フランジコンクリートの打設
- ・ 強度発現後に仮支点を撤去
- ・ ポストテンション鋼材1次緊張
(緊張力約1/2)



STEP4

- ・ 支点移動
- ・ ポストテンション鋼材2次緊張
- ・ 圧縮力導入用PC鋼材の緊張力解放
桁上縁に引張プレストレスを導入

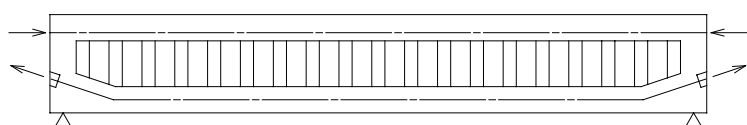


図-2 主桁の施工ステップ

主桁の施工ステップを図-2 に示す。

STEP1 支間中央部となるプレテンション部材を工場にて製作する。(支間の 60% ~ 70%)

STEP2 プレテンション部材を架橋地点、もしくは、その隣接地へ運搬し、両端部の桁を構築する。両端部の桁はプレキャスト部材とし、プレテンション部材との接合は、鉄筋の重ね継ぎ手長を確保するだけの接合目地を設けることにより一体化する。次に、上フランジ側に配置した PC 鋼材を緊張定着し、補強材に圧縮力を導入する。

STEP3 支間中央部に支点を設置してから上フランジを打設する。強度発現後に仮支点を撤去し、下フランジに配置したポストテンション鋼材により、1次緊張として最終導入緊張力の約 1/2 を導入する。ここで仮支点を設けているのは、上フランジ自重を上下フランジ合成断面で抵抗させるためである。

STEP4 最後に、支点を所定の位置に移動、ポストテンション鋼材の2次緊張、その後上フランジ側の PC 鋼材緊張力を解放して桁上縁コンクリートに引張プレストレスを導入し、完成となる。

(3) 引張プレストレス導入方法

図-3 は、引張プレストレス導入の機構について示したものである。

まず、PC 鋼材を緊張し、補強材に設置した定着プレートに定着することにより、補強材に圧縮力を導入する。次に、補強材の圧縮力を保持した状態で、上フランジコンクリートを打設し、一体化する。最後に、PC 鋼材の緊張力を解放することで、補強材に導入されていた圧縮力が解放され、補強材と一体化したコンクリートに引張力が作用する。

以上のように引張プレストレスを導入することにより、低桁高橋梁の設計で桁高を決定する要因となる桁上縁圧縮応力を低減し、より低い桁高が可能となる。

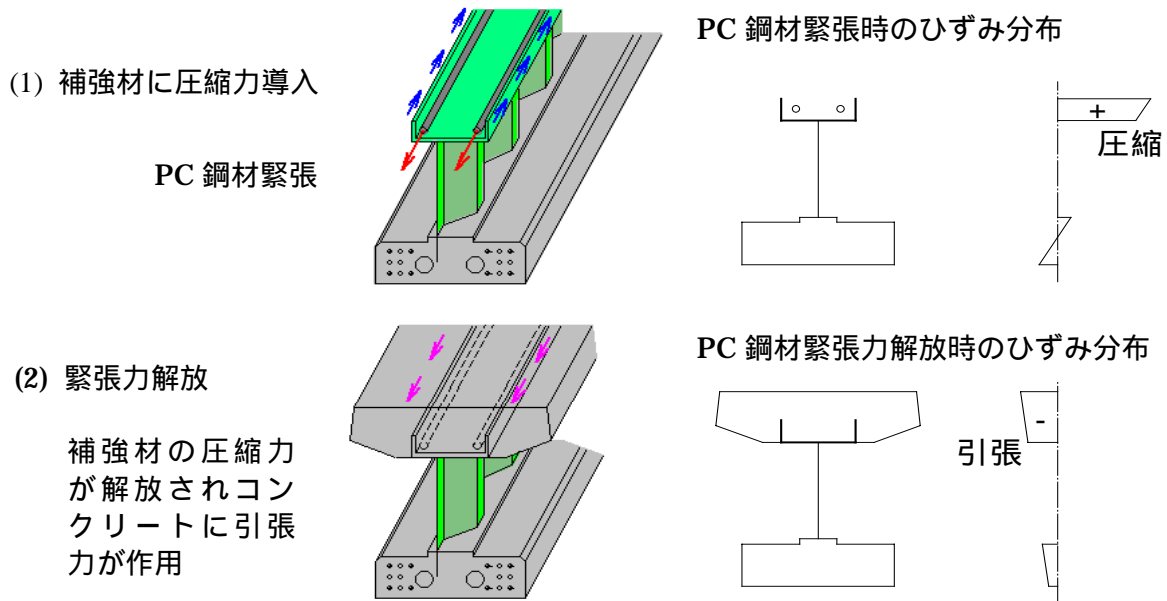


図-3 引張プレストレス導入方法

3. 試設計結果

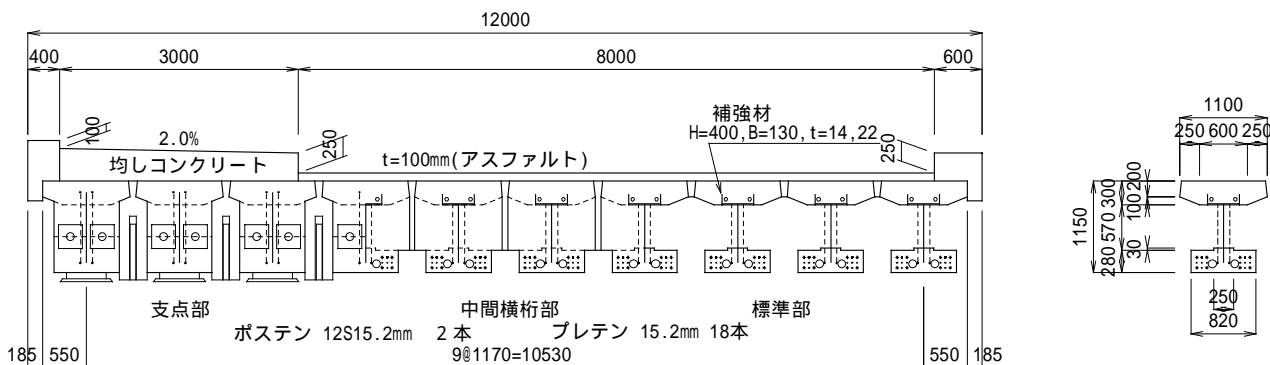


図-4 試設計断面図

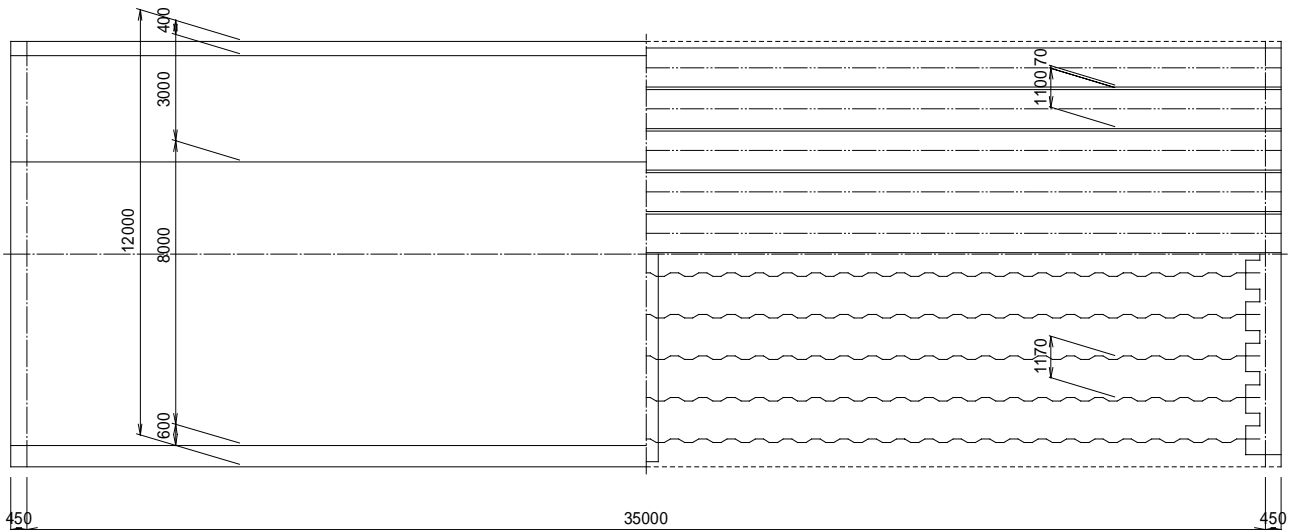


図-5 試設計平面図

設計条件は桁高支間比が1/30となるように、支間を35m、桁高を1.15mと設定した。なお、主桁コンクリートの設計基準強度は50N/mm²とし、B活荷重にて設計を実施した。図-4と図-5に試設計の断面図と平面図を示す。

図-6は引張プレストレスによるコンクリート応力度を示す。桁上縁に導入される引張プレストレス応力度は、-3.60N/mm²となり、パイプレッシング工法(-6.0N/mm²程度)と比較して少なめな値で完成時の許容値を満足することができる。これはプレテンション部材部の上床版を後施工することにより、下床版コンクリート自重による圧縮応力が上床版に発生しないという、施工手順に起因するものである。また、パイプレッシング工法およびプレベーム工法と桁高を合わせ、反力を比較した結果、両工法より2割程度反力が軽減した結果が得られた。

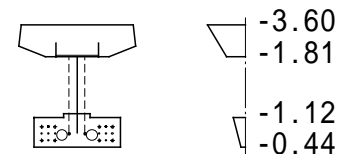


図-6 引張プレストレス応力度

4. 試験桁を用いた実証実験

(1) 供試体寸法

本実験は、波形鋼板上縁の補強材に導入した圧縮力を解放することにより生じる断面の応力分布を確認するための図-7に示す要素実験供試体と、施工性と施工時の計測、耐荷挙動と耐力算出方法の妥当性を確認するための図-8に示す曲げ荷供試体の、2種類の試験桁を製作し実施した。

曲げ荷供試体は、試設計を行った際の桁形状のほぼ1/2とし、支間18m、桁高600mm(桁高支間比1/30)とした。荷重方法は単純支持した供試体の2点集中荷重(荷重点間距離1500mm)とし荷重制御で静的に行い、変位の増大に応じて変位制御へ移行する方法で行った。

両供試体共にコンクリートと波形鋼板の接合は、標準部は埋め込み接合(本谷タイプ)、補強材(溝形鋼)部はTwin-PBLとした。

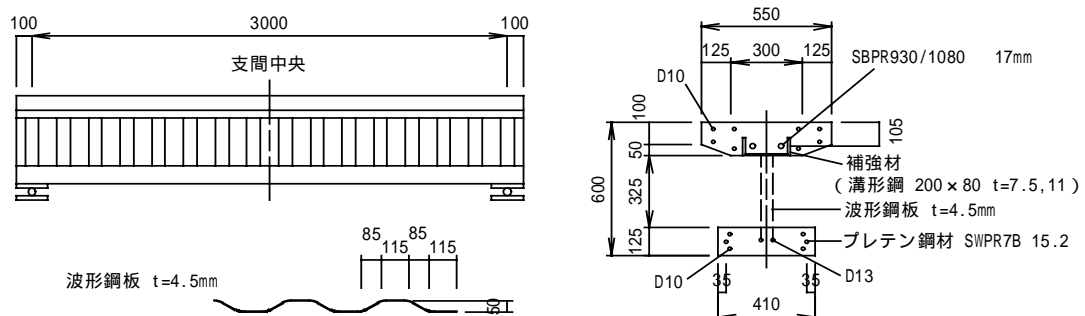


図-7 要素実験供試体

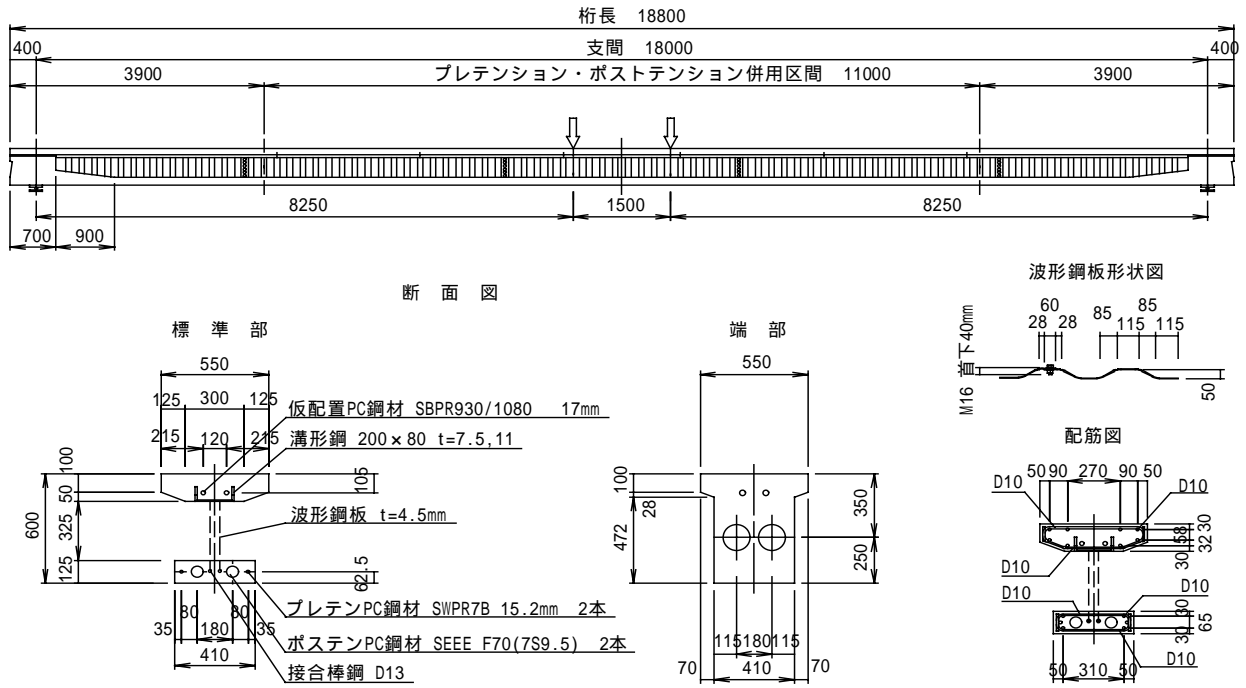


図-8 曲げ載荷実験供試体

(2) 要素実験

a) 実験方法

設計計算の結果、PC 鋼棒張力を解放することにより桁上縁に 3 N/mm² 程度の引張応力が発生する。そのまま PC 鋼棒張力を解放すると上縁にひび割れが生じることが予想されたため、載荷試験装置により 45kN の荷重(桁上縁に 1.5N/mm² 程度の引張応力が発生する荷重)をスパンセンターに載荷した後に張力を解放し、その後載荷荷重を徐々に除荷した(写真-2~4)。

b) 材料特性

コンクリートの特性を表-1 に示す。

表-1 コンクリートの特性

緊張力解放時		圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	材令
コンクリート	上フランジ	51.0	27300	6
	下フランジ	63.5	30400	16

c) 実験結果

補強材圧縮力解放による支間中央断面におけるコンクリート応力分布を図-9 に、上縁コンクリートの桁軸方向応力分布を図-10 に示す。図中の応力は、コンクリート表面および軸方向鉄筋に設置したひずみゲージの計測値に表-1 の弾性係数を乗じて算出した。

図-9 から、断面の応力状態はほぼ設計値通りの応力分布となっていることがわかる。また、図-10 から、供試体の端部付近まで所定の引張プレストレスが導入されており、補強材を用いた引張プレストレス導入方法が有効な方法であることが認められた。

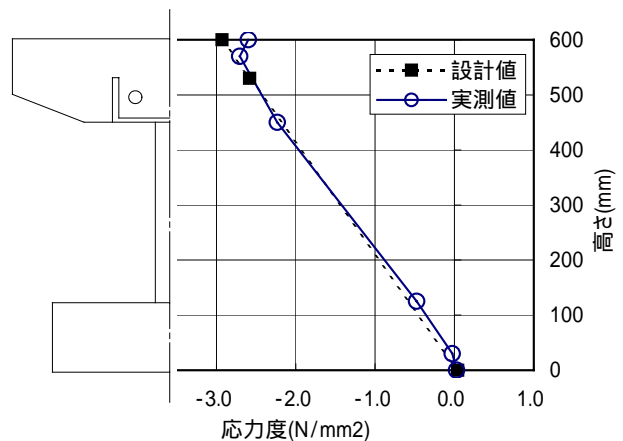


図-9 圧縮力解放によるコンクリート応力分布

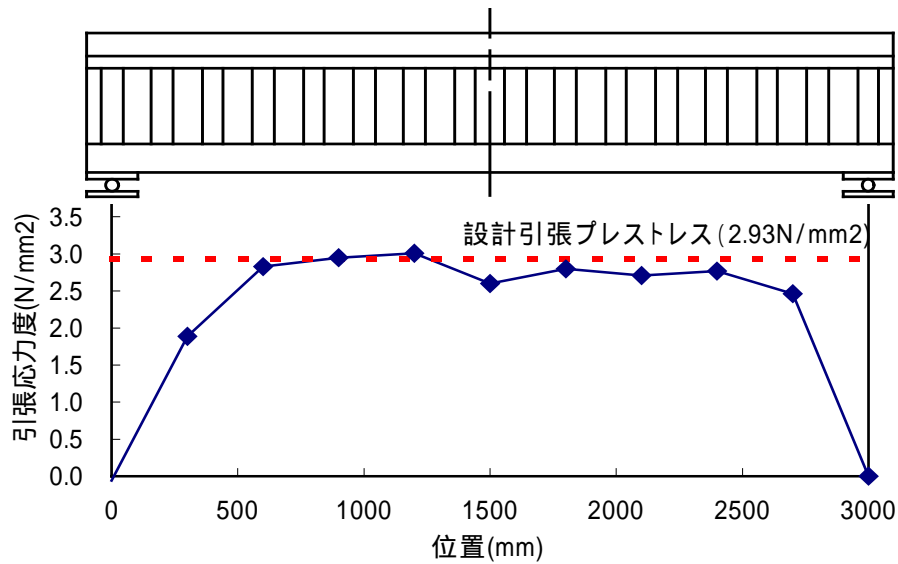


図-10 上縁引張応力の桁軸方向分布

d) 断面のひずみ(応力)分布について

図-11 に、実験による張力解放前後の断面ひずみ分布を示す。解放前(上図)では全断面圧縮状態となっており、溝形鋼上縁には 441 μ の圧縮ひずみ(鋼材圧縮応力 88.2N/mm²)が導入されている。右図に示す張力解放により、下図に示す通り上床版上縁に 86 μ の引張ひずみ(コンクリート引張応力 2.6N/mm²)が導入される。しかしながら、溝形鋼上縁には 366 μ の圧縮ひずみ(鋼材圧縮応力 73.2N/mm²)が残った状態となる。これは、上床版が施工されたことにより解放力に対する抵抗断面が大きくなったためである。

設計では溝形鋼の圧縮応力に対しても制限され、SS400 材の設計許容圧縮応力度は 140N/mm² である。要素実験での溝形鋼の残存圧縮応力は 70N/mm² 程度であるが、実橋では自重や橋面荷重が作用するため構造完成時に 100N/mm² 以上となることが予想される。したがって、溝形鋼の圧縮応力が設計上クリティカルとなる可能性がある。

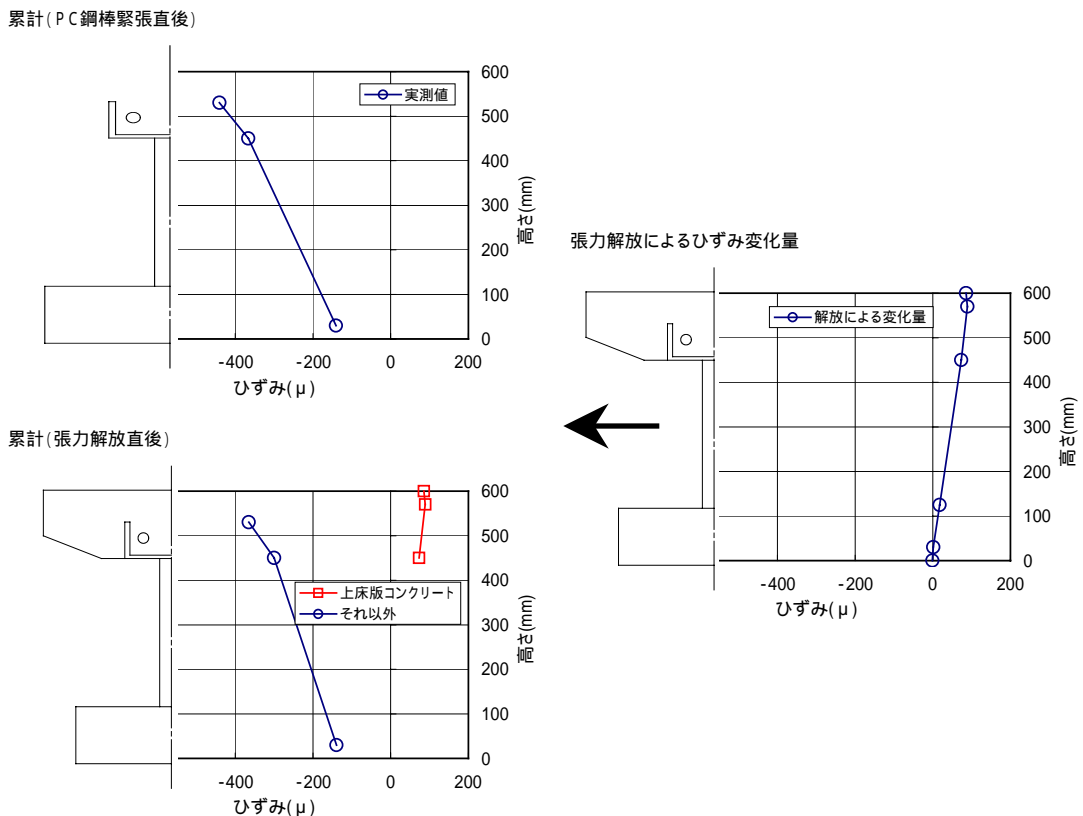


図-11 断面ひずみ分布

e) 実験状況写真



写真-1 緊張力導入状況



写真-2 引張プレストレス導入状況



写真-3 引張プレストレス導入状況



写真-4 引張プレストレス導入状況

(3) 曲げ載荷実験

a) 実験方法

荷重方法は単純支持した供試体の2点集中荷重(荷重点間距離 1500mm)とし、荷重制御で静的に行う。変位の増大に応じて変位制御へ移行した。

b) 材料特性

材料特性を表-2 および表-3 に示す。

表-2 コンクリートの特性

位置	EVENT	材令	強度	弾性係数	備考
			N/mm ²	N/mm ²	
端部下床版	鋼棒緊張時	7	49.8	-	
	実験時	23	56.3	-	
端部上床版	鋼棒緊張時	4	47.1	-	
	実験時	20	58.6	-	
センター下床版	プレテン導入時	3	47.1	-	
	鋼棒解放時	23	64.3	32200	
	実験時	30	67.4	32000	弾性係数:解放時・実験時として使用
センター上床版	ポステン緊張時	4	49.3	-	
	鋼棒解放時	7	52.7	26500	弾性係数:プレテン導入時として使用
	実験時	14	60.3	28100	弾性係数:実験時として使用

表-3 鋼材の特性

項目	種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
鉄筋	D10 SD295	526.0	374.5	188000
	D13 SD295	355.0	480.0	200000
PC鋼材	15.2 SWPR7BL	1764	1943	192000
	17 SBPR 930/1080	1070	1145	200000
	7 × 9.5 SWPR7BL	1810	2053	190000
波形鋼板	SS400 t=4.5mm	285.0	444.0	200000
補強材	SS400 200 × 80 t=7.5,11	336.0	461.0	200000

c) 実験結果

耐荷挙動

載荷荷重と支間中央鉛直変位の関係を図-12 に、支間中央付近における下床版のひび割れ図を図-13 に、最終破壊状況を写真-5 および写真-6 に示す。

荷重 53.0kN で波形鋼板接続部直下の下床版にひび割れが発生した。設計値からみると明らかに早期の荷重であった。これは、下床版コンクリート施工後に接続部の溝形鋼の溶接を行ったため、その直下のコンクリートに影響を及ぼしたものと考えられる。

荷重 75.0kN において載荷点直下の下床版に曲げひび割れが発生した。その後 79.1kN で曲げ区間にひび割れが多数発生し、荷重 - 変位関係では剛性の低下が観察された。軸方向鉄筋の降伏は荷重 149.3kN で生じ、この時点までに支間中央約 6000mm の区間には 100mm 程度の等間隔でひび割れが発生(スターラップに沿って発生)していた。その後、破壊を迎えるまでに新たなひび割れはほとんど発生せず、ひび割れ幅の増加に伴って変位が増大していた。最大荷重を記録した 228.3kN 時点でジャッキストローク容量の関係から一旦除荷し、盛換え後再載荷を行った。変位 516.2mm において上縁コンクリートの圧壊が生じ始め、525.4mm で上縁圧壊により終局に至った。圧壊した部位では軸方向鉄筋および補強材(溝形鋼)の座屈が確認された(写真-6)。

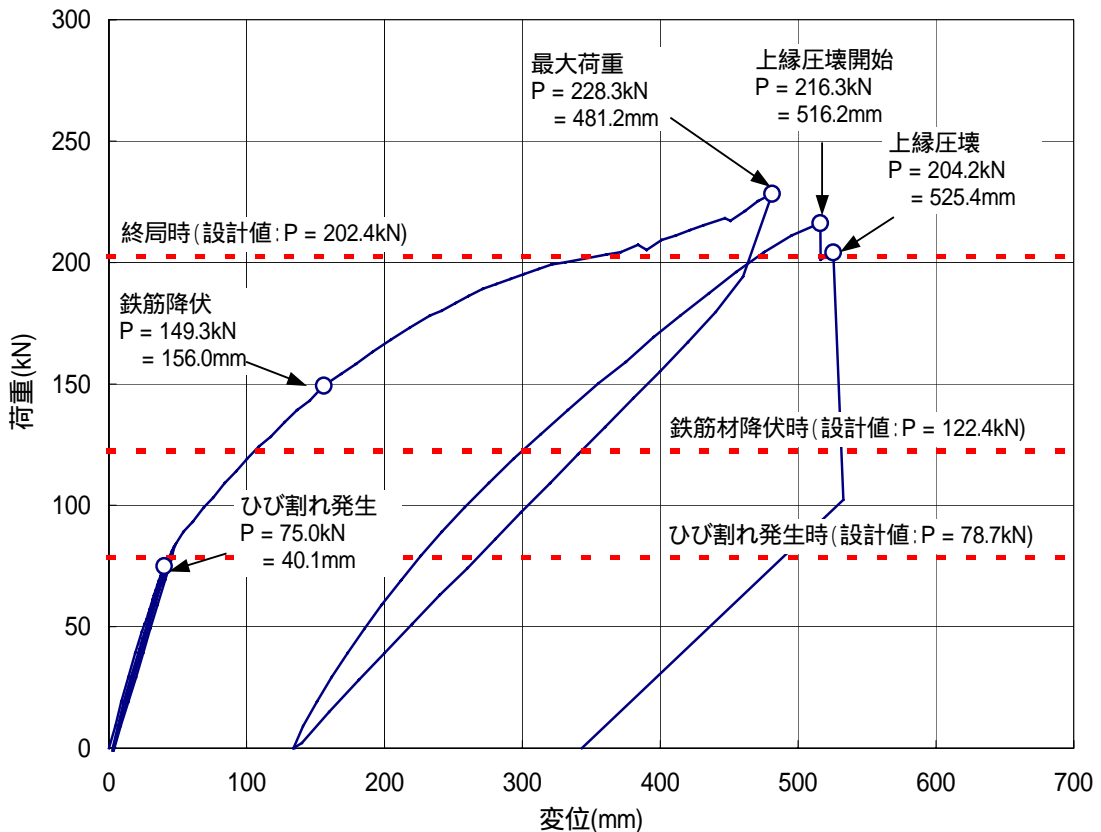


図-12 荷重 - 変位関係

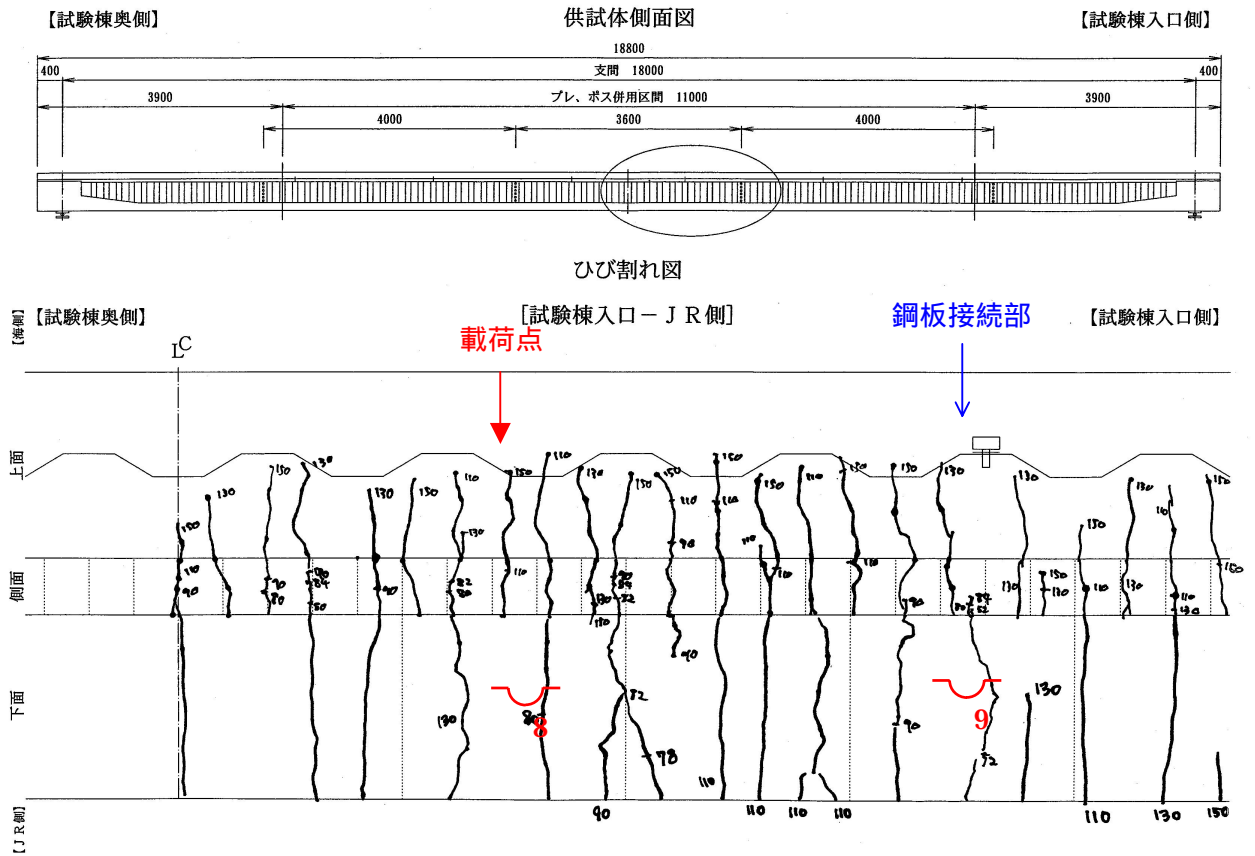


図-13(a) ひび割れ図(その1)

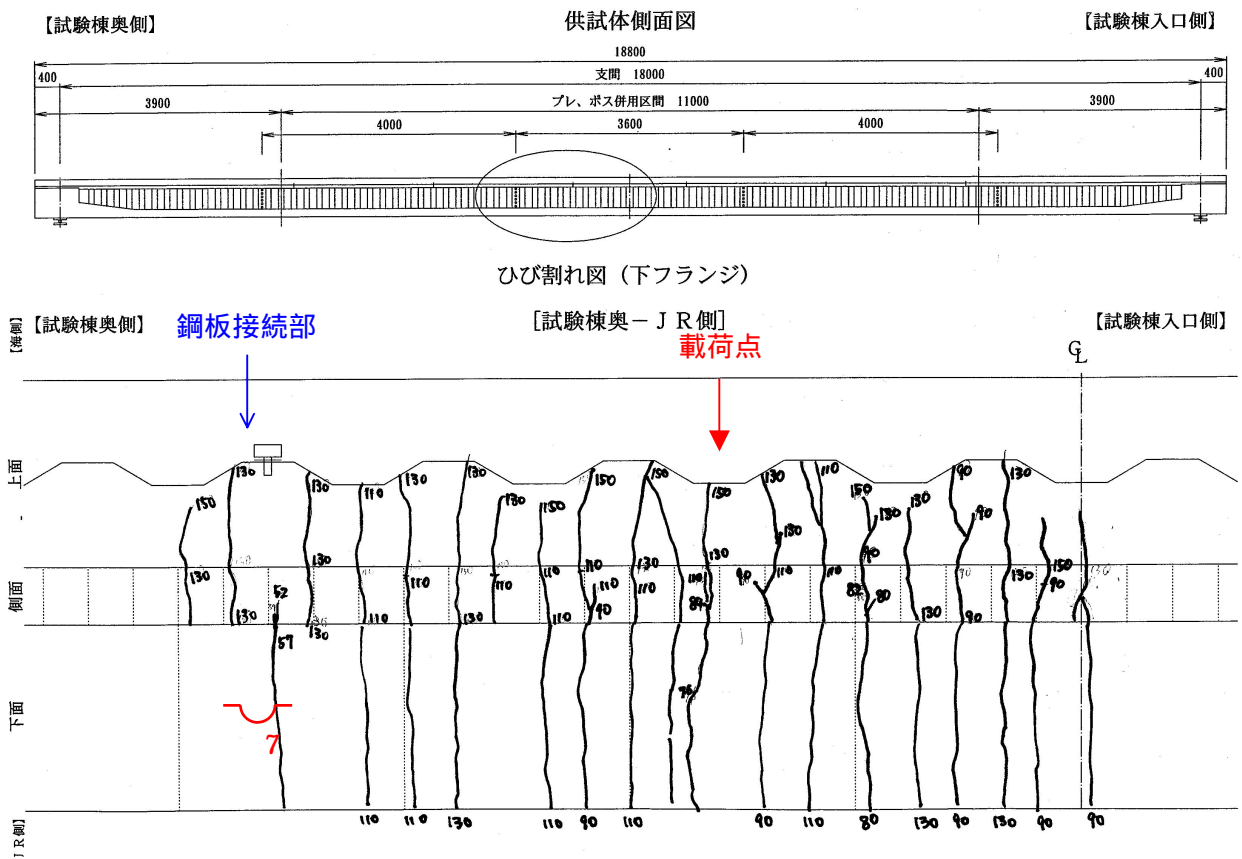


図-13(b) ひび割れ図(その2)



写真-5 破壊状況(全景)



写真-6 破壊状況(支間中央)

耐力の評価

図-12 には各設計耐力も併せて示している。設計値は、道路橋示方書・同解説(Ⅲ コンクリート橋編)に従い、施工段階を考慮して算出した。材料特性は表-2 および表-3 による。ただし、波形鋼板断面、接合棒鋼(D13)は無視している。また、ひび割れ発生荷重の計算におけるコンクリートの縁引張応力度は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]の曲げひび割れ強度算定式より求めた縁引張応力度とした。結果は図-12 に示すように、設計値と実験値(79.1kN で発生した曲げひび割れ)で良く一致した。鉄筋降伏耐力および終局耐力では、設計値は実験値の 82%、89%であり、十分安全側の設計となることが示された。

コンクリートと鋼板の目開き

下床版部のコンクリートと波形鋼板の接合は、埋め込み接合(本谷タイプ)を採用した。この埋め込み接合部にひび割れが発生した以降の、コンクリートと波形鋼板との目開きによる影響が懸念されたため、目開き量をゲージにより計測した。ゲージ設置位置を図-14 に示す。載荷荷重と目開きの関係を図-15 に示す。曲げひび割れ発生後の荷重 84.2kN から開きが生じ始めている。これは、荷重 - 変位関係(図-12)で剛性が大きく低下した位置に相当する。支間中央に近い 3 および 4 で開きが大きく、その値は 2mm 程度である。実験を通して、コンクリートと鋼板の界面からのひび割れの発生や、界面での局所的な破壊が生じていないことから、この程度の目開きであれば耐荷挙動への影響はほとんどないものと考えられる。

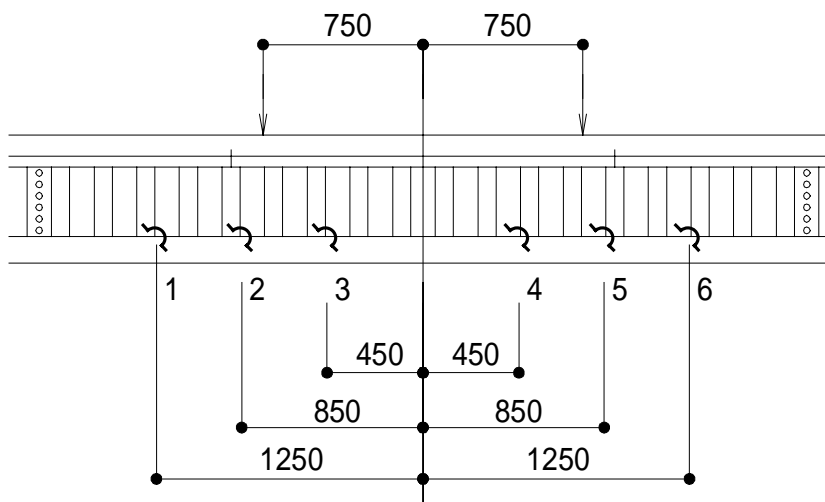


図-14 ゲージ設置位置

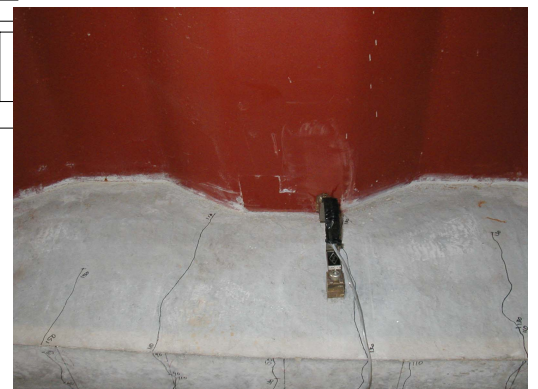


写真-7 ゲージ設置

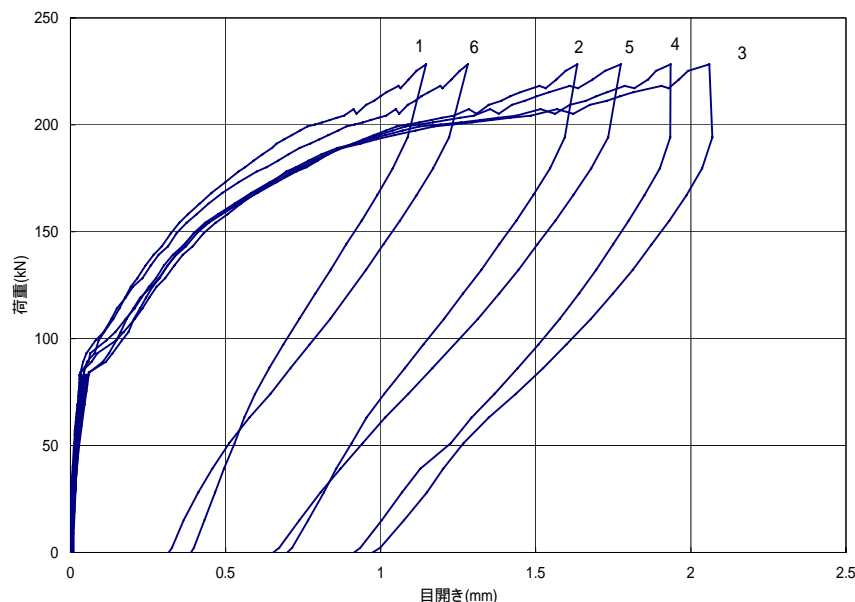


図-15 コンクリートと鋼板の目開き

(4) 実験総評

- 1) 要素実験(引張プレストレス導入試験)の結果、波形鋼板上縁に溶接した補強材を利用する方法により、設計通りの引張プレストレスを導入できることが確認された。
- 2) したがって、本構造は、低桁高橋梁の設計で桁高を決定する要因となる桁上縁圧縮応力を低減し、より低い桁高を実現できると考える。
- 3) 実桁の1/2の試験桁製作時に測定した、主要施工段階における主桁断面ひずみ分布より、設計で想定する応力が、各施工段階を通して導入されることが確認された。
- 4) 実桁の1/2の試験桁を用いた曲げ載荷実験の結果、桁は十分な耐荷性能を有していることが確認された。また、設計は十分安全側となることが示された。
- 5) コンクリートと波形鋼板の目開きは、最大で2mm程度生じていたが、耐荷挙動に対する影響は小さいと考えられる。
- 6) 断面のひずみ分布の計測から、最大荷重時まで平面保持が成立していることが確認された。

5. まとめ

試設計、要素実験、および実桁の1/2の試験桁を用いた供試体実験により、今回提案したコルティー工法(低桁高タイプ)の構造特性と設計の妥当性が確認でき、本工法が実橋に適用できることが裏付けられた。今後は、経済性を向上させるため施工方法を検討していく予定である。

また、実験に際しては、当社技術研究所の方々の多大なご支援をいただいている。これら関係各位に、心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 加藤卓也, 大浦隆: PCI 桁のウェブに波形鋼板を用いた低桁高橋の試設計, 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, V-301, pp.601-602, 2003.9
- 2) 鈴木宣政, 加藤卓也, 大浦隆: 低桁高波形鋼板ウェブPCT桁橋の開発, コンクリート工学年次大会2004 コンクリート工学年次論文集 vol.26, 2004.7
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(III コンクリート橋編), 日本道路協会, 2002.3
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 2002.3