

(44) 外ケーブルを用いた単純鋼箱桁の連続化工法における連結部の変形状

Deformation behavior of connecting part between existing simple-supported box girders by using external cables

武藤和好*, 松本 巧**, 斉藤秀夫***, 鈴木 真****, 松井繁之*****, 栗田章光*****
Kazuyoshi Muto, Takumi Matsumoto, Hideo Saitoh, Shin Suzuki, Shigeyuki Matsui, Akimitsu Kurita

*松尾橋梁株式会社, 設計部 設計第二課 (〒590-0977 大阪府堺市大浜西町3番地)
**三井造船株式会社, 技術部 (〒559-8651 大阪市住之江区柴谷1丁目1番57号)
***オリエンタル建設株式会社, 積算室 (〒530-0012 大阪市北区芝田2丁目7番18号)
****株式会社富士ピー・エス, 大阪支店 技術部 設計課 (〒530-0012 大阪市北区芝田2丁目2番1号)
*****工博, 大阪大学大学院教授, 工学研究科 土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2番地の1)
*****工博, 大阪工業大学教授, 工学部 都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5丁目16番1号)

Noise and vibration pollution from expansion joints have become one of serious problems for maintenance works of existing simple-supported girder bridges built as viaducts in urban area. Up to now, however, there was no effective method for structural continuity between simple-supported box girder bridges. This paper proposes alternative methods for connecting of steel box girder bridges by using external cables. Also the results of loading tests are reported. From the measured deflections, deflection angles and crack width, it has been clarified that the new connecting methods have high restorable performance and suitable load carrying capacity as an intermediate supporting area of continuous girder bridges.

Key Words : simple-supported steel box girders, continuity method, external cables

1. はじめに

都市内高速道路は昭和30年代より供用され始め、その供用延長を伸ばしてきた。建設初期の道路は、一般に鋼単純I桁を多径間にわたって配置した高架橋で成り立っており、伸縮継手部の損傷や騒音の発生、振動による近隣への環境問題が重要課題となっている。それに加え、1993年の設計活荷重の改正に対する耐荷性の向上、1995年の兵庫県南部地震による耐震性の向上という問題から、単純桁の連結化あるいは連続化が実施されている。

初期の改良工事で採用されたのは、伸縮継手を撤去して床版遊間にコンクリート等を打設するのみで鋼桁は連結しないノージョイント化工法であった¹⁾。その後、兵庫県南部地震を大きな契機とし、既存鋼製支承をゴム支承に交換すると同時に、鋼桁どうしを鋼板で添接する連結化工法の採用が増加した。この工法は、主桁どうしの連結後に伸縮装置を撤去してコンクリートを打設し、完成に至るものである。

ところで、従来の連結化工法には、

- ①合成I桁橋、直線橋への適用が基本である。
- ②主桁ウェブの通り、ウェブ高の一致、切り欠きの有無などの制約条件が多い。

といった問題点があり、既存の単純桁橋数に対して適用

可能な区間は限られた範囲にとどまるといえる。特に、鋼箱桁橋の連結化あるいは連続化にあたっては、

- ①フランジ断面がI桁よりも大きいため、フランジ力を伝達する構造部材が成立しにくい。上フランジ側はRC床版のために補強部材の追加が困難で、下フランジ側の補強部材も桁端から支点上ダイヤフラムまでの僅かな距離に収めることが容易ではない。
- ②ウェブ上側のモーメントプレートが、床版張出部を支えるブラケットによって分断される場合がある。などの中間支点部の耐荷性に直接かわる問題が残されており、有効な工法の開発が望まれている。

2. 外ケーブルを用いた箱桁連結構造の提案

著者らはこれまで、既存単純鋼箱桁橋の連結化に対して外ケーブルによるプレストレスング工法を適用するための構造形式を検討してきた²⁾⁴⁾。これらの構造案を適用することによって単純箱桁どうしを確実に繋ぐことができれば、落橋防止構造追加のための内部補強というような煩雑な作業なしに耐震性の向上が実現し、騒音や振動などの環境問題も解決され、更に連続化による主桁断面力の低減も期待できる。そこで、連結部にコンクリート材料を採用し、外ケーブルとの共同作用を期待するもの

として、次の2種類の構造形式を考案した。

(1) ウェブ添接・上下床版連結構造

構造概要は図1のとおりで、桁端から支点上ダイヤフラムまでの間にウェブ添接板を配置してせん断力を伝達し、伸縮装置撤去後に既設床版間にコンクリートを充填、下フランジ上面にもコンクリートを打設して、上下床版が曲げモーメントに抵抗する構造である。上床版の間詰区間は無筋であるため外ケーブルによるPC構造とし、活荷重無載荷状態で下床版に作用する引張力は鉄筋で負担させ、下床版の発生応力が鋼桁フランジに伝達されるように、下フランジにはスタッドが溶植される。

この構造の特徴は次のとおりである。

- ①曲げモーメントやせん断力の伝達機構が明確である。
- ②伸縮装置の撤去および床版遊間へのコンクリート充填は、集中工事期間に限定される。
- ③上床版が無筋になるため、ひび割れ発生後は連続桁中間支点部としての耐荷性に劣る。

(2) コンクリート充填連結構造

構造概要は図2のとおりで、支点上ダイヤフラム間にコンクリートを充填し、このコンクリートの上方部分で上フランジ側の曲げに抵抗し、せん断力は桁端部のウェブ内面あるいは支点上ダイヤフラムに溶植されたスタッドを介して伝達させる構造で、下フランジ側は、「ウェブ添接・上下床版連結構造」と同様の応力伝達機構である。そして、外ケーブルは施工後の活荷重モーメントに対抗する。この構造では、「ウェブ添接・上下床版連結構造」で課題となる上床版の連結が不要である。しかし、前出の構造に比べて連結部の応力伝達機構が不明確なため、PC鋼棒によるプレストレスによって充填コンクリート部に圧縮応力を導入し、部材剛性を確実にしている。

この構造の特徴は次のとおりである。

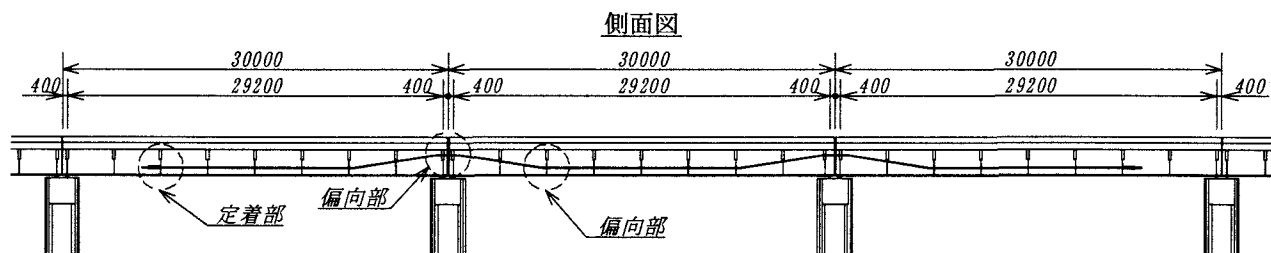
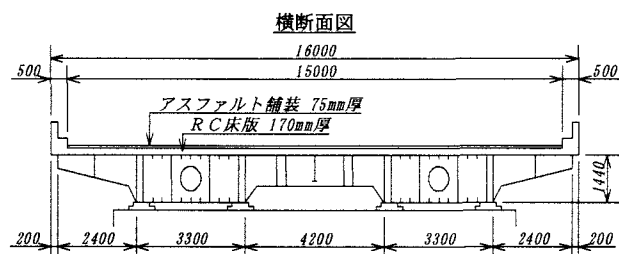


図3 試設計の対象橋梁と外ケーブル配置

- ①上床版を連結しないため、施工期間に制約が無い。
- ②充填コンクリート部に配置するPC鋼棒の効果によ

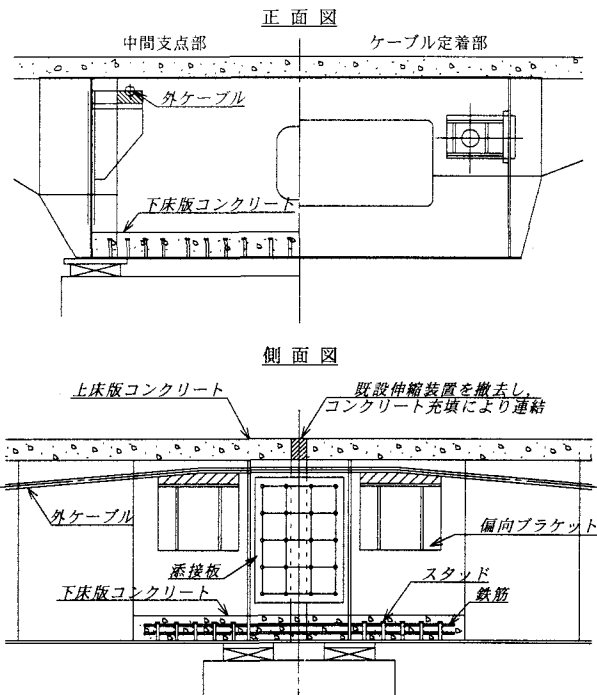


図1 ウェブ添接・上下床版連結構造

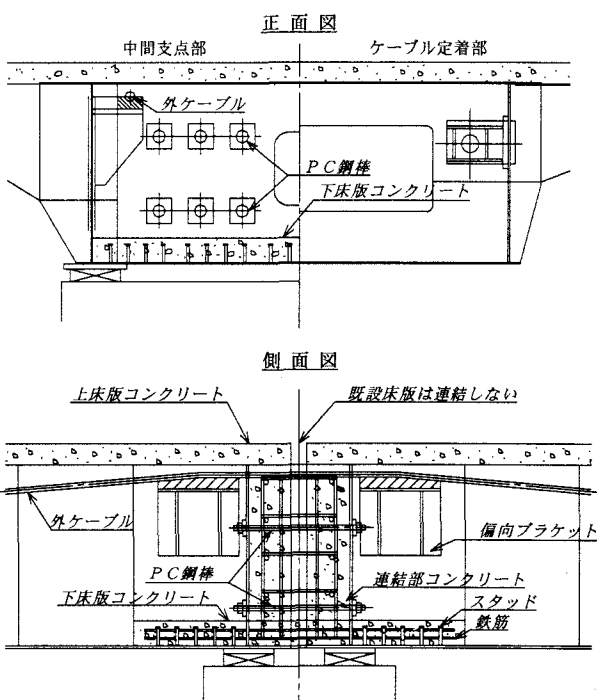


図2 コンクリート充填連結構造

り、連続桁中間支点部としての耐荷性は、ウェブ添接・上下床版連結構造よりも優れている。

③鋼桁部との間の応力伝達に不連続性が予想されるため、実験的検証ならびに解析的検証が必要である。

3. 連結部の試設計と载荷実験の概要

考案した連結構造の性状と耐荷性を確認するために実施した、連結部の試設計と実物大の供試体による载荷実験を紹介する。以下、ウェブ添接・上下床版連結構造を「A タイプ構造」、その供試体を「A 供試体」、コンクリート充填連結構造を「B タイプ構造」、その供試体を「B 供試体」とそれぞれ略記する。

3.1 連結部の試設計

試設計の対象橋梁は、都市内高速道路において図3のような支間長 29.2m の単純活荷重合成箱桁が3 径間に連続配置された区間であり、4 車線配置で車両進行方向は一方である。この3 連の単純桁に対して図中に示すような外ケーブル配置を設定し、2 車線分の1 箱桁と外ケーブル2 本からなる平面骨組解析を実施し、中間支点部の断面力を算出した。解析に用いた1 主桁(2 支承)あたりの支点ばね定数は、端支点で 200kN/m、中間支点で 100kN/m である。

3 径間連続桁として算出した中間支点部の活荷重断面力と外ケーブルおよび PC 鋼棒の緊張力を表 1 に示す。緊張力は、連結部に使用するコンクリートの設計基準強度を $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ と設定し、道路橋示方書の許容応力度を用いて、

- ①A タイプ構造、B タイプ構造ともにコンクリート断面の圧縮応力度が $\sigma_{ca}=14\text{N/mm}^2$ を超過しないこと。
 - ②A タイプ構造では、死荷重時の下床版の引張応力度が $\sigma_{ta}=1.5\text{N/mm}^2$ を超過せず、活荷重載荷時の上床版が引張状態にならないこと。B タイプ構造では、死荷重時および活荷重載荷時に充填コンクリート部の引張応力度が $\sigma_{ta}=1.5\text{N/mm}^2$ を超過しないこと。
- という条件を満たすように決定した。

3.2 载荷実験の概要

(1) 供試体の概要

A 供試体および B 供試体の概要を図 4 および図 5 にそれぞれ示す。供試体寸法、支持点位置および外ケーブル

表 1 試設計による活荷重断面力と緊張力

活荷重断面力および緊張力		
A 供試体	中間支点部の活荷重断面力	$M = -4703 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $S = -542 \text{ kN}$
	外ケーブル緊張力	$P_c = 2500 \text{ kN}$ (2-12S12.7B)
B 供試体	中間支点部の活荷重断面力	$M = -4694 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $S = -560 \text{ kN}$
	外ケーブル緊張力	$P_c = 1800 \text{ kN}$ (2-7S12.7B)
	PC 鋼棒緊張力	$P_s = 3000 \text{ kN}$ (12- $\phi 32$)

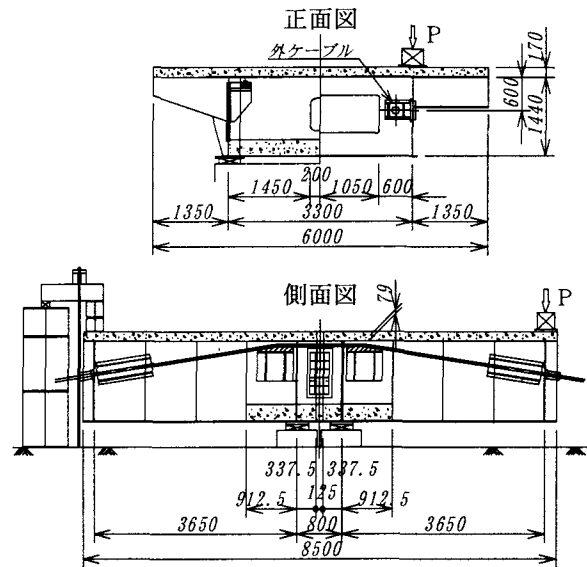


図 4 ウェブ添接・上下床版連結構造の供試体 (A 供試体)

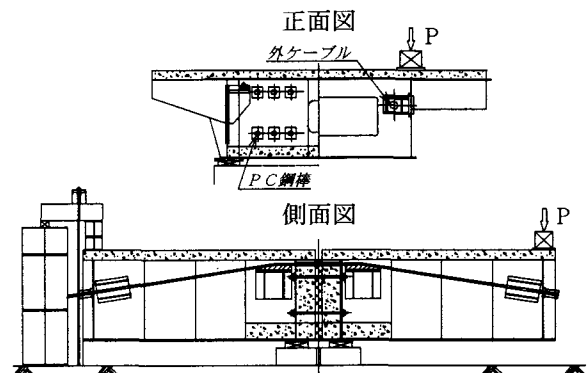


図 5 コンクリート充填連結構造の供試体 (B 供試体)

表 2 使用材料一覧表

種別・部位	規格・仕様	備考
鋼板・形鋼類	鋼板	SS400
	ずれ止め	頭付きスタッド
コンクリート	床版一般部	$\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$
	連結部	$\sigma_{ck}=36 \text{ N/mm}^2$
鉄筋	SD295A	高性能減水剤使用
PC 鋼材	外ケーブル	SET 260T (7S17.8, $A_p=1458.8\text{mm}^2$)
	PC 鋼棒	SBPR 930/1080(B 種 1 号)
支承	機能分離型支承装置(HiPS)	$\phi 32$ を 12 本配置 100 tf タイプ

表 3 連結部コンクリートの材料特性

	A 供試体	B 供試体
圧縮強度 f_c	51.1	52.7
弾性係数 E_c	3.32×10^4	3.35×10^4
曲げひび割れ強度 f_{bc}	1.54	1.62
引張強度 f_t	3.17	3.23
材齢(日)	14	15

注記: 1)材齢以外の単位は全て N/mm^2 .
2) f_{bc} および f_t は、コンクリート標準示方書³⁾の算定式により算出。

配置は、A、B 両供試体で同一である。供試体は、試験対象橋梁の2車線分1箱桁の桁端部から第1ダイヤフラムまでを取り出したもので、耐荷性状や変形性状のほかに実橋における施工性も確認するため、実物と同一寸法として各1体を製作した。なお、床版全幅6.0mは載荷装置の容量および寸法をもとに決定し、床版ハンチは省略した。使用材料の一覧を表2に、連結部コンクリートの材料特性を表3に示す。供試体は張出梁形式で設置した状態で、片側の端支点上の両ウェブ上を載荷位置に、反対側端支点はPC鋼棒で緊結する固定支点とした。

(2) 連結部の応力状態と載荷荷重の対応

図4および図5に示したとおり、供試体は支間長3.65mで支点支持され、自重による断面力が作用した状態で荷重が載荷されるので、このときのA、B 両供試体の連結部コンクリート上縁の応力度に着目して載荷荷重を決定した。

試験設計で求めた緊張力を導入し、載荷時の支持条件で供試体を配置した状態の応力度と載荷荷重による発生応力度の合計が、①引張状態になるとき、②コンクリートの曲げひび割れ強度 f_{bc} に達するとき、③道路橋示方書の許容引張応力度 σ_{ta} に達するとき、④コンクリートの引張強度 f_t に達するとき、の各ケースで連結部中心位置の曲げモーメント M_c と鉛直集中荷重 P を算定した結果を表4に示す。ただし、表4の2Pはウェブ2箇所分の載荷荷重の合計値である。供試体の最大載荷荷重は、表5の載荷プログラムのとおりとし、ひび割れ発生荷重の載荷以前に弾性範囲の予備載荷を実施することとした。

なお、A、B 両供試体における連結部のコンクリート上縁が道路橋示方書の許容応力度に達する抵抗曲げモーメントは、試験設計時における活荷重曲げモーメントの40%程度ないし60%程度となっているが、これは、供試体では床版ハンチを省略したこと、載荷実験における有効支間長が短いため、フランジ(上下床版)の有効幅が実橋よりも小さくなるためである。

表4 連結部の発生応力度と載荷荷重

	応力度(N/mm ²)		曲げモーメント Mc (kN・m)	鉛直荷重 2P (kN)
	載荷前	載荷後		
A 供試体	-2.21	① 0.0	-1799	493
		② 1.54	-3054	837
		③ 3.17	-4383	1201
		④ 0.0	-906	248
B 供試体	-0.80	② 1.62	-2741	751
		③ 1.8	-2944	807
		④ 3.23	-4564	1250

注記：1) 応力度の符号は、引張が正である。
2) 鉛直荷重 P は、 $P=M_c/3.65$ として算出した。
3) B 供試体の③の許容応力度は、 $\sigma_{ak}=50\text{N/mm}^2$ の規定値。

(3) 計測項目とパラメータ

供試体の計測項目は、鋼桁部の鉛直変位、鋼板、コンクリート表面およびコンクリート内の鉄筋のひずみ、連結部コンクリート上縁での橋軸方向の伸び量、外ケーブル

表5 供試体の載荷プログラム

供試体 名称	載荷ステップ		載荷荷重 (kN)	
	応力範囲	名称	最大値	増減間隔
A 供試体	弾性範囲	A-1	500	100~200
		A-2	500	100
		A-3	500	100
	ひび割れ発生	A-4	1300	載荷：50~100, 除荷：200
		A-5	1200	載荷：50~100, 除荷：200
B 供試体	弾性範囲	B-1	500	100
		B-2	500	100
	ひび割れ発生	B-3	1400	載荷：50~100, 除荷：200
		B-4	1400	載荷：100, 除荷：200

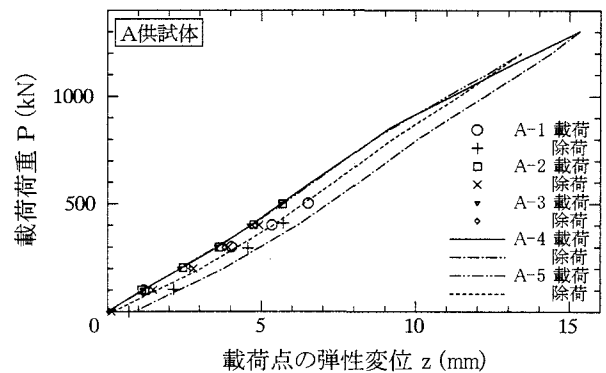


図6 荷重と鉛直変位の関係 (A 供試体)

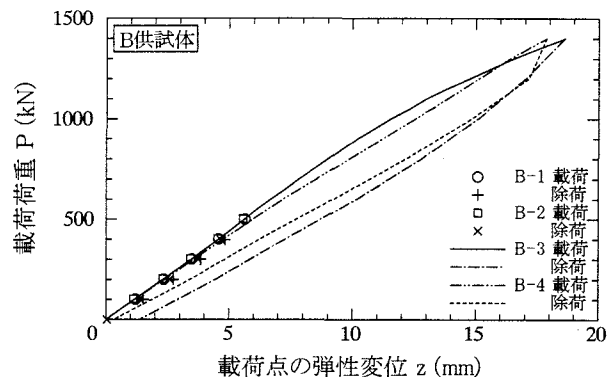


図7 荷重と鉛直変位の関係 (B 供試体)

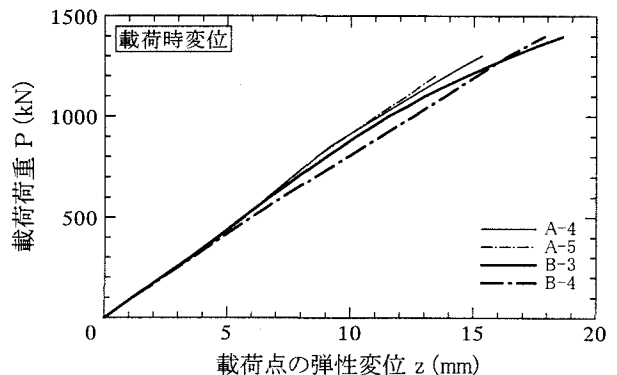


図8 載荷時の荷重と鉛直変位の関係 (2 タイプの比較)

ルおよびB 供試体のPC 鋼棒のひずみ、そして、支点反力である。単純桁の連結化あるいは連続化における重要な項目は連結部の変形状であり、曲げ変形の復元性やひび割れ発生後の挙動が、連結部の水密性や耐久性あるいは鋼桁端部や支承の腐食に及ぼす影響は大きい。

本稿では、連結部の変形に関わる指標として鉛直変位と橋軸方向の伸び量、すなわち、ひび割れ幅に着目する。なお、A、B 両供試体ともに、連結部に非線形を有するコンクリート材料を使用し、供試体を弾性支承で支持した状態で鉛直荷重を載荷しているため、載荷荷重が増加するにつれて、連結部の曲げモーメントがこれと比例しなくなる。よって、以下、鉛直集中荷重と弾性支承の反力から算出した連結部の曲げモーメントを主たるパラメータに用いて、変形状を考察する。

4. 連結構造の変形状

(1) 鉛直荷重とたわみの関係

鉛直荷重と載荷点の弾性鉛直変位との関係を、図6～8に示す。図6のA 供試体では、荷重と変位の間に若干の非線形性が認められ、上床版上縁応力が曲げひび割れ強度に達する840kN 付近で、傾きに変化が生じていることがわかる。ただし、ステップA-4とA-5では、弾性域の剛性がほぼ等しく、上床版コンクリートにひび割れが生じても、ウェブ添接板と下床版が弾性状態であるために連結部としての曲げ剛性が保持され、コンクリート上縁応力が引張強度に達するような曲げが作用した後も、設計活荷重レベルの載荷ではたわみは著しく増加しないことがわかる。また、除荷時の残留たわみも微小である。

B 供試体の結果を示した図7においても、コンクリート上縁応力が許容引張応力度ないし引張強度に達する800kN および1250kN において、傾きの変化が僅かに認められる。ステップB-3とB-4を比較すれば、ひとたびひび割れ発生荷重を超過すると、その後は剛性の低下が明らかである。また、500kN 付近でステップB-3とB-4の載荷時の傾きが異なり始めている。

A 供試体とB 供試体の載荷時のたわみ性状を比較した図8からは、両者の傾きがほぼ同じであることがわかる。ただし、A 供試体に比べてB 供試体のほうが、載荷時の傾きに対して除荷時の傾きの低下が著しく、除荷時の残留たわみも大きいので、ひび割れ発生後の耐久性低下に注意を要する。

(2) 連結部の曲げモーメントと橋軸方向伸びの関係

図9～11に、連結部の曲げモーメントとコンクリート上縁の橋軸方向伸び量の関係を示す。橋軸方向の伸びは、供試体の橋軸直角方向に5個の π ゲージを設置して測定したもので、A 供試体では、載荷点側と固定点側の新旧床版目地部各々を跨いで2列に、B 供試体では床版遊間

を跨いで1列に配置した。図中に示した伸び量は除荷時にイニシャルをとった弾性値で、 π ゲージの配置間隔に応じた加重平均値である。また、A 供試体では、載荷点側と固定点側の合計値を用いている。この伸び量が、ひび割れ発生後はひび割れ幅に相当する。

図9に示したA 供試体の結果によれば、床版上面に引張の生じない範囲のステップA-1～A-3では、伸びがほぼ完全に収束している。そして、ひび割れが生じるステップA-4およびA-5においても、載荷時と除荷時の曲線に大きな差が無く、また残留値も僅かであることから、伸びの良好な収束が認められる。一方、曲げひび割れ応力度に達する-3054kN・m 付近で曲線の傾きに急な変化が

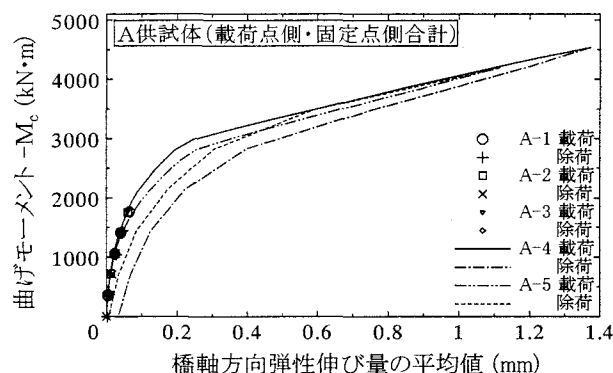


図9 曲げモーメントと橋軸方向伸び量の関係 (A 供試体)

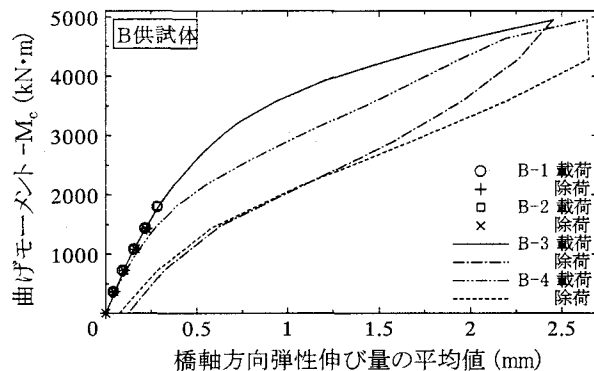


図10 曲げモーメントと橋軸方向伸び量の関係 (B 供試体)

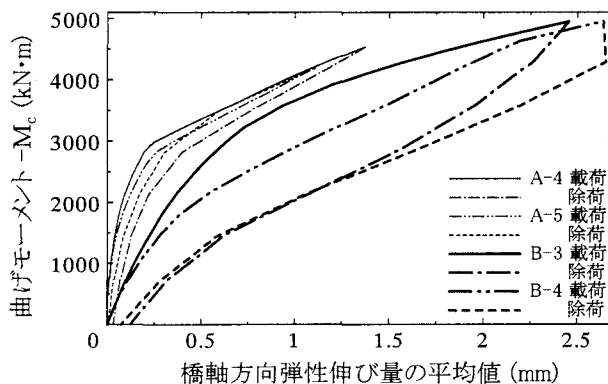


図11 曲げモーメントと橋軸方向伸び量の関係
(2タイプの比較)

生じているが、このときの伸び量は目地2箇所合計値で0.3~0.4mm程度であり、確実に防水工を施工すれば、ほぼ問題ないひび割れ量であるといえる。

B 供試体の伸び量を示す図 10 では、コンクリート上縁応力が許容引張応力度を超過しないステップ B-1 および B-2 に A 供試体と同様の復元性が認められる。しかし、-3000kN・m 付近から曲線の傾きが著しく緩やかになり、かつ、ひび割れ荷重超過後の除荷曲線は載荷曲線と大きく異なっている。そして、ひび割れ荷重作用後のステップ B-4 の載荷時では、伸び量は-1500kN・m 付近から急増しており、ステップ B-3 で連結部にひび割れがかなり進展したものと推測される。ステップ B-2 の除荷時とステップ B-3 の載荷時ならびに除荷時で、3 本の曲線の傾きがほぼ等しくなっていることも特徴である。

図 11 に両供試体の比較を示したが、ひび割れ性状の違いが明確である。A 供試体は、曲げひび割れ発生モーメント (-3054kN・m) 付近を境界とするバイリニア的な性状を示し、かつ復元性に優れている。一方、B 供試体は曲線の傾きが載荷初期から漸減し、また、載荷時と除荷時で伸び量の変化が大きく異なっている。ステップ A-4 の残留値は 0.03mm で良好な結果であるが、ステップ B-3 のそれは 0.125mm であり A 供試体のその約 4 倍になっている。

(3) 連結部の曲げモーメントと曲げ剛性 EI の関係

これまで示した測定データより、連結部コンクリートにひび割れが発生することによって、曲げ剛性の低下、たわみやひび割れの残留値の増加などが懸念される。そこで、たわみの測定値から連結部の曲げ剛性を間接的に求め、その変化状況を確認した。

一般に、曲げを受ける梁では、作用モーメントと変形との間に、式(1)の関係が成立する。

$$\frac{M}{EI} = - \frac{\frac{d^2 z}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right]^{3/2}} \quad (1)$$

ここで、M: 曲げモーメント、EI: 梁の曲げ剛性、dz/dx、d²z/dx²: それぞれ、たわみの 1 階微分値および 2 階微分値を示す。このことより、供試体各部位のたわみ測定値を数値微分して、連結部中心位置におけるたわみの 1 階および 2 階微分値を求め、鉛直集中荷重と支点反力から算出した曲げモーメントを用いて、曲げ剛性 EI を試算した。ただし、EI 算出に用いたたわみ z は、これまでに述べた指標と同様に、載荷ステップごとにイニシャルをとった弾性値である。そのため、同程度の荷重の繰り返し載荷であれば、1 回の載荷による残留値は収束していくので、除荷時の曲げ剛性は後のステップのほうが見かけ

上は大きくなる。なお、変位測定時の事情より、A 供試体ではステップ A-5 のみの試算値を示す。

図 12 は B 供試体における曲げ剛性 EI の変化である。この図より、曲げモーメントの増加に伴って見かけの曲げ剛性 EI が減少し、除荷後も初期値までは回復しないことがわかる。ステップ B-1~B-3 の弾性荷重範囲では、いわゆる「曲げ剛性の低下量」は 1500MN・m² 程度で、初期値 7000MN・m² の約 20% である。しかし、ひび割れ荷重を超過するステップ B-3 では、初期値 7000 MN・m² に対してその半分の約 3500 MN・m² に低下している。また、ステップ B-3 および B-4 では、除荷時の剛性の回復が最大曲げモーメントの 1/2 付近まで非常に鈍く、曲線がほとんど水平であることが特徴である。

図 13 は、A 供試体と B 供試体を比較したものである。A 供試体は、曲げひび割れが発生しても、除荷をすれば曲げひび割れ発生モーメントまでは載荷時と同程度の剛性まで回復する。その後、剛性の回復は鈍くなり、最大曲げモーメントの 1/2 以下になると、ほとんど回復しない。これは、B 供試体において、最大モーメントの 1/2 付近までは回復せず、それ以下の荷重になると若干の回復が生じる性状と大きく異なるものである。

(4) 連結部の曲げモーメントとたわみ角差の関係

単純桁の連結化あるいは連続化において、重要な項目

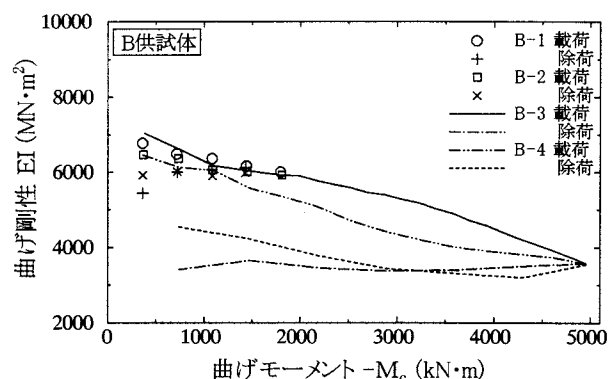


図 12 曲げモーメントと曲げ剛性の関係 (B 供試体)

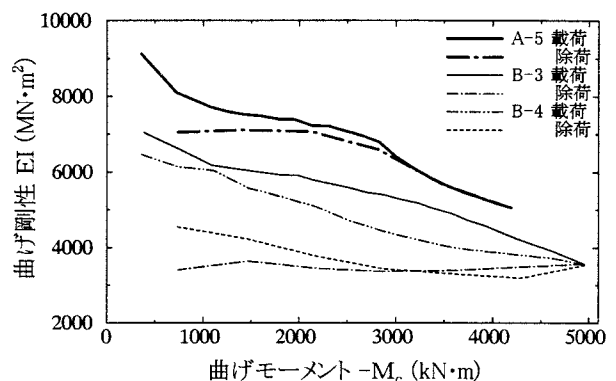


図 13 曲げモーメントと曲げ剛性の関係 (2 タイプの比較)

のひとつに、新たに中間支点部となる路面での走行性(使用性)や水密性などの耐久性が挙げられる。これらを照査するための確立された指標はまだないが、連結部の床版あるいは連結部コンクリートの角折れが、ひとつの有力な指標であると考えられる。そこで、たわみの計測値を1階微分し、連結部中心位置をはさんだ中間支点間あるいは旧桁端間のたわみ角の差をそれぞれ角折れとみなして、連結部中心位置の曲げモーメントとの関係を確認した。

図14はB供試体における荷重点側中間支点のたわみ各と固定点側中間支点のたわみ角との差と連結部の曲げモーメントとの関係を示したものである。これまでの測定データの性状と同様に、ステップB-1～B-3ではほぼ線形であり、復元性も良好である。ひび割れの発生するステップB-3では、曲げモーメントの増加に伴って角度差の増加の割合は大きくなり非線形性も顕著になるが、除荷時はほぼ線形的に角度差が減少する。次のステップB-4荷重時の傾きは、ステップB-3の除荷時の傾きとほぼ同じであり、角度差の最大値もB-3とB-4で同じである。繰り返し回数が僅かな結果であるが、橋軸方向の伸び量も同様の傾向を示しており、ある大きさの曲げモーメントが作用して連結部コンクリートにひび割れが生じた後、同程度の荷重の繰り返し荷重状態では、連結部コンクリートの伸び量および角折れ性状に大きな変化は生じないものと考えられる。なお、橋軸方向の伸び量と同様に、ひび割れ荷重作用後のステップB-4の荷重時では、たわみ角差も $-1500\text{kN}\cdot\text{m}$ 付近から急増している。

図15は、A供試体とB供試体を比較したものである。A供試体では、 $-2500\sim-3000\text{kN}\cdot\text{m}$ 付近で明確な傾きの変化が生じるが、変化点以外ではほぼ線形で、かつ、荷重曲線と除荷曲線はほとんど一致しており、良好な復元性を有していることがわかる。これは、橋軸方向の弾性伸び量と同じ傾向である。A供試体に比べてB供試体の非線形性が顕著であり、復元性も若干劣っている。

図16および図17は、図14および図15と同様に、連結部をはさんだ旧桁端部のたわみ角差と曲げモーメントとの関係を示したものである。図16は図14と、図17は図15とほぼ相似形になっており、連結部コンクリートの800mmの区間で角折れの傾向は、ほぼ一樣になるようである。

たわみ角差の曲線に変化点が顕著に表れるA供試体において、変化点におけるたわみ角差は、図15より中間支点部で 0.3mrad 、図17より旧桁端部で 0.048mrad と読み取れる。支点間距離0.800mあるいは桁端間距離0.125mでこのたわみ角差が生じることになるので、橋軸方向の単位長さあたりのたわみ角の変化率は、支点間距離および旧桁端間距離でそれぞれの $\Delta\theta$ を除して、 $0.003/0.8=0.375\times 10^{-6}\text{rad/m}$ および $0.00048/0.125=0.384\times 10^{-6}\text{rad/m}$ と算出される。両者がほぼ同一になることは、旧桁端を含む中間支点間で部材剛性がほぼ一樣であること

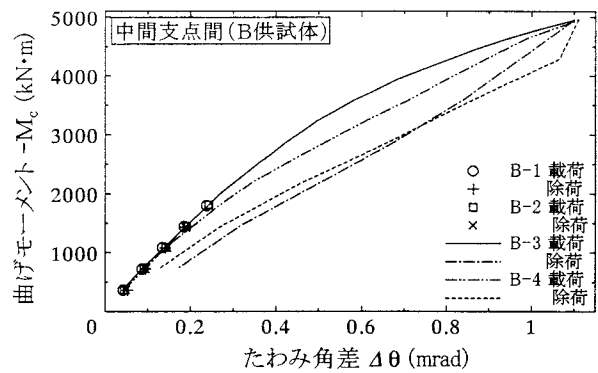


図14 曲げモーメントと中間支点部たわみ角差の関係 (B供試体)

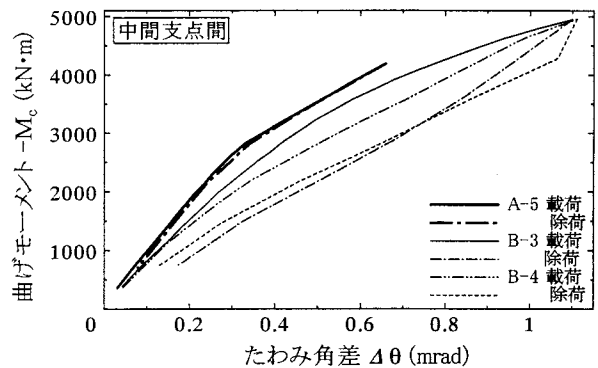


図15 曲げモーメントと中間支点部たわみ角差の関係

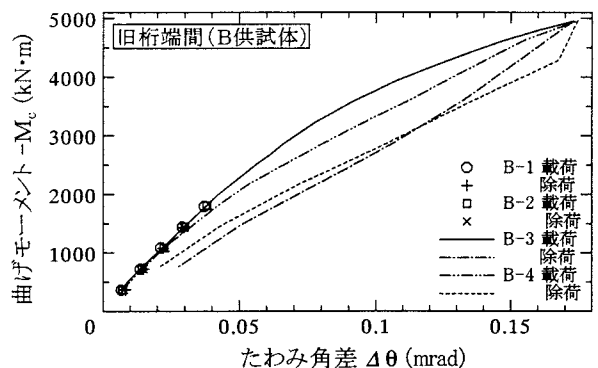


図16 曲げモーメントと旧桁端部たわみ角差の関係 (B供試体)

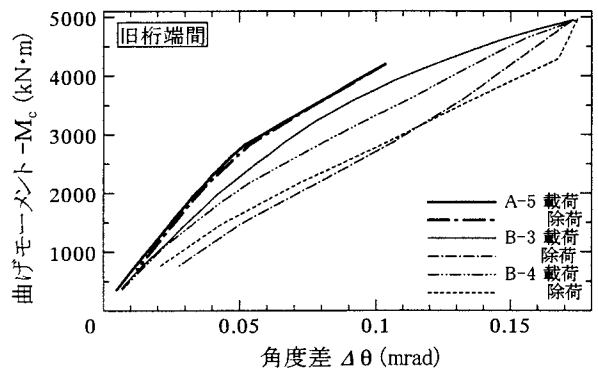


図17 曲げモーメントと旧桁端部たわみ角差の関係 (2タイプの比較)

を示しており、曲げモーメントが漸増してたわみ角差の変化点に至るまでは、A 供試体の上床版連結コンクリート部分が有効であることを裏付けている。一方、B 供試体に関しては、明確な変化点が現れないため、今後更なる実験的および解析的検討が必要である。

5. 結論

本稿で提案した鋼桁桁連結構造に関する試設計と、載荷実験やそのデータ解析の結果から、次のことが結論付けられる。

- 1) 鋼単純箱桁橋の連結化あるいは連続化には、本稿で提案した「ウェブ添接・上下床版連結構造 (A タイプ構造)」および「コンクリート充填連結構造 (B タイプ構造)」が適用できる。試設計の結果、無筋コンクリート部は全圧縮応力状態に、鉄筋コンクリート部は道路橋示方書の許容引張応力度内に収めるように部材寸法およびプレストレス力を決定すれば、連続桁中間支点部の主桁部材として成り立つことがわかった。
- 2) A タイプ構造と B タイプ構造を比較すると、載荷点のたわみ、連結部における橋軸方向の伸び量 (ひび割れ幅)、換算曲げ剛性およびたわみ角差の全てにおいて、A タイプ構造のほうが復元性に優れていた。この理由は、主としてコンクリートの応力度に着目して部材設計する連結構造において、コンクリートよりも弾性係数および強度の面で有利な鋼板を用いていることから、弾性挙動に優れた構造になったことが挙げられる。
- 3) A タイプ構造は、既設床版の鉄筋をはつり出さずに、遊間部に無筋コンクリートを設置し、外ケーブルプレストレスを導入する形式である。したがって、プレストレス力を上回る曲げモーメントが作用し、コンクリート応力が曲げひび割れ応力度に到達した場合には、上床版のコンクリート部の効果がほとんど無くなり、連結部としての剛性が急変する。また、上床版部のひび割れおよび角折れは、鋼桁や支承などの防食、連結部コンクリート自体の劣化といった耐久性、車両走行性などの使用性に関わるため、応力状態に細心の注意を払った設計を行うとともに、防水工の施工が不可欠である。

- 4) B タイプ構造は、A タイプ構造よりも復元性や曲げ剛性に関して若干劣っていた。しかし、施工期間に制約が無く、箱桁だけでなくウェブが通っていない I 桁どうしの連結への適用可能性という面からも、A タイプ構造よりも汎用性に富む有利な構造形式である。載荷実験で明らかになった非線形挙動に関しては、プレストレス設定方法の再検討、詳細な構造解析による応力およびひずみ状態の確認、実験による検証を積み重ねることにより問題解決し、今後更なる改良を図ることが重要である。

あとがき

本稿で紹介した鋼桁桁連結構造の載荷実験の結果は、阪神高速道路公団より(財)災害科学研究所へ委託され、鋼橋の外ケーブル補強研究会 (大阪大学大学院教授・松井繁之委員長) によって計画と載荷実験が行われた「外ケーブルを用いた鋼桁桁連結工法の実験的検討業務」の活動成果の一部である。その後、計測データの再整理や追加解析を加えて新たに得られた知見を、今回あわせて報告した。

参考文献

- 1) 道路保全技術センター:既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き (案), 1995.1.
- 2) 中條潤一, 栗田章光, 坂下清信, 武藤和好, 松永進一, 大山 理: 既存鋼桁橋の外ケーブルによる連結化工法その1 (全体挙動の検討), 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, CS-171, pp.340-341, 1998.10.
- 3) 秦 隆司, 坂下清信, 平野淳治, 栗田章光, 大山 理, 中條潤一: 既存鋼桁橋の外ケーブルによる連結化工法その2 (連結部の構造検討), 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, CS-172, pp.342-343, 1998.10.
- 4) 災害科学研究所 鋼橋の外ケーブル補強研究会, 中間報告書, 1999.3.
- 5) 土木学会: 2002 年制定 コンクリート標準示方書, 構造性能照査編, 2002.3.