(40) 既設単純合成桁橋の ポータルラーメン化に関する研究

今川 雄亮1・根上 仁2・中原 正人3・新平 信幸4・大山 理5

¹正会員 大阪工業大学特任講師 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1) E-mail: yusuke.imagawa@oit.ac.jp

> ²橋梁設計企業組合ブロプラン(〒550-0005 大阪市西区西本町1-5-20-7F) E-mail: negami@brop.jp

³正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 鉄道系部門 (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-1-10) E-mail: nakahara_m@cfk.co.jp.

> ⁴正会員 株式会社ニーデック (〒532-0012 大阪市淀川区木川東4-12-25-4F) E-mail: needec@pop02.odn.ne.jp

⁵正会員 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) E-mail: osamu.ohyama@oit.ac.jp

橋台部ジョイントレス構造は、伸縮装置や支承を省略することで維持管理性、車両走行性および耐震性 などの向上が期待できることから、近年、わが国において新設橋として増加している橋梁形式である.一 方で、わが国では、老朽化した社会基盤構造物に対する維持管理コストの増大が依然として問題となって おり、合理的かつ経済的な老朽化対策が求められている.

そこで、本文は、既設橋の老朽化対策として、単純合成桁橋から橋台部ジョイントレス構造のひとつで ある複合形式のポータルラーメン橋への構造変更することの有用性に着目し、PRB化後の隅角部構造にお ける断面力の伝達機構や既設部材への影響について照査した結果について述べる.

Key Words : composite rigid-frame bridge, joint less, structural modification, rigid structure

1. はじめに

橋台部ジョイントレス構造は、橋台部で上部工と下部 工を一体化することで、伸縮装置や支承を省略して維持 管理性、車両走行性および耐震性の向上が可能な橋梁形 式である.本形式は、剛な基礎を有する「ポータルラー メン橋」とフレキシブルな基礎を有する「インテグラル アバット橋」に大別され、特にインテグラルアバット橋 は、欧米において広く普及している構造である.国内で は、近年になってようやく設計手法が体系化され、新設 橋梁として普及しつつある状況にある^{1,2}.

一方,わが国では,社会基盤構造物の老朽化に伴う維持管理コストの増大が喫緊の社会問題として挙げられている.特に,鋼桁橋においては,雨水や凍結融解剤の影響により橋台部の伸縮装置や支承の損傷が多く発生しており,維持管理上の大きな課題となっている.この課題の解決策のひとつとして,わが国でも橋台部ジョイント

レス構造が注目され、前述のように、新設橋梁として普及しつつあるが、伸縮装置や支承の損傷が生じた既設橋 梁への適用例はほとんどみられない.



40 - 1



図-2 対象橋梁側面(単位:mm)

損傷により機能不全となった伸縮装置や支承は、交換 に多額のコストを要するとともに、交換後も維持管理上 の弱点となりやすいことに変わりなく、数年後に再び損 傷が生じる可能性もある.また、橋台上の狭隘な箇所で の定期点検を引き続き行う必要もある.

このような背景の下,本研究では,既設の単純合成桁 橋を対象として,図-1に示すように主桁と橋台とを一体 化させるポータルラーメン化(以下,PRB化と略記)の有 用性に着目した.既設橋のPRB化は,新設橋への適用と 同様,維持管理性,車両走行性ならびに耐震性などの向 上が期待できることから,構造物の老朽化対策として有 効な手法の1つになり得ると考えられる.しかし,既設 橋のPRB化を適用するためには,新設橋として適用する 場合と異なり,特に,下記の点を明確にする必要がある.

- ・既設の主桁と橋台とを一体化する隅角部における作 用断面力の伝達機構
- ・PRB化後の作用断面力が既設部材に及ぼす影響

今日,鉄道橋においては,盛土も含めたPRB化に関す る研究³がなされているが,道路橋の単純合成桁橋を対 象とした同様の研究は見受けられない.そこで,本文で は,既設の単純合成桁橋(道路橋)をPRB化するにあたり, まず,隅角部構造案を示すとともに,PRB化後の設計断 面力について整理する.さらに,その設計断面力に対し て,既設主桁断面や隅角部において,現行の道路橋示方 書・同解説⁴に準拠して照査を行った結果について示す³.

2. 対象橋梁および隅角部構造

(1) 対象橋梁

本研究では、PRB化前の既設橋のモデルとして、図-2 および図-3に示すように、平成14年の道路橋示方書[®]に 準拠して設計された支間30mの単純合成鈑桁橋を対象橋 梁とした.対象橋梁の主桁は、桁高1500mmの3主桁とし、



図-3 対象橋梁の支点部断面 (単位:mm)

鉄筋コンクリート床版(以下, RC床版と略記)の厚さを 220mmとした.一方,下部工は,逆T式橋台(高さを 8000mm)とし,基礎形式を直接基礎とした.対象橋梁の 上部工の主な設計条件を以下に示す.

道路規格:第3種第4級

- 形 式: 単純合成鈑桁橋
- 橋 長:31.200m
- 支間長: 30.000m
- 平面線形:R=∞
- 床 版:鉄筋コンクリート*t*=220mm

コンクリート:
$$\sigma_{ck}=27$$
N/mm²

鉄筋:SD295A

- 使用鋼種: SMA490W, SMA400W, S10TW
- 適用基準:道路橋示方書·同解説
 - I共通編, II鋼橋編, V耐震設計編⁶
 - (いずれも, 平成14年3月日本道路協会)

なお,支間中央部および支点部の主桁(外桁)断面の寸 法は,**表-1**に示すとおりである.

			支間中央	支点部		
床版	有効幅×厚さ		2375×220	2036×220		
	配	上段	D16@250 (かぶり:57.5)			
	筋	下段	D16@125 (2	かぶり:57.5)		
ハンチ高			70			
AFT	上	フランジ	300×19	300×15		
鋿 桁		ウェブ	1500×9	1500×9		
	下	フランジ	450×34	450×29		





(2) PRB化後の隅角部構造

既設単純桁橋の PRB 化においては,隅角部に生じる 断面力を「鋼桁から隅角部へ」,さらに「隅角部から既 設橋台へ」確実に伝達できる構造とすることが重要とな る.本研究では、図4 に示す隅角部構造案を検討した.

図4 に示す隅角部構造案は、鋼桁と隅角部を鋼桁の 上フランジ下面、ウェブならびに下フランジ上面に配置 した頭付きスタッド(以下、スタッドと略記)で結合する こととした.さらに、隅角部と橋台は、橋座の堅壁前面 側および背面側の2列に配置したアンカー鉄筋で結合す るものとして、スタッドおよびアンカー鉄筋を配置後、 支点部にコンクリートを打込むことで主桁と橋台とを一 体化する構造とした.

また,隅角部とパラペットとの間は,パラペット前面の狭隘部での斫り作業や鉄筋の定着方法など,施工が煩 雑となることが想定されるため,目地材を配置すること により,一体化しないものとした.

なお, PRB 化後の設計荷重によって, 主桁支点部に は負の曲げモーメントが作用するため, 既設断面で照査 を満足しない場合は, RC 床版や鋼桁下フランジの補強 を別途検討する必要がある.

表-2 PRB化後に考慮する荷重

荷重 No.	荷重名称	備考			
1	隅角部自重	コンクリートの自重			
2	活荷重+衝撃	B活荷重			
3	温度荷重(+30℃)	ナ佐のひた参志			
4	温度荷重(-30℃)	主灯のみに戦何			
5	地震荷重 (右向き)	- 設計水亚電産·Kh=0.2			
6	地震荷重 (左向き)	成司小十晨度.KH 0.2			
\bigcirc	常時側圧 (右向き)	活荷重上載荷による側土圧			
8	常時側圧 (左向き)	土圧係数:KA=0.50			
9	地震土圧 (右向き)	「土とコンクリート」による			
10	地震土圧 (左向き)	クーロン土圧で片側のみに載荷			

表-3 荷重の組み合わせ

CASE		考慮する	荷重	割増 係数	組み合わせ	
1		側圧右向	側圧右向き		1+2+7	
2	常時	側圧左向]き	1.00	1+2+8	
3		側圧合計	ŀ	1.00	1+2+7+8	
4			側圧右向き	1.15	1+2+3+7	
5		$+30^{\circ}C$	側圧左向き	1.15	1+2+3+8	
6	泪中吐	泪中吐		側圧合計	1.15	1+2+3+7+8
7	値及时		側圧右向き	1.15	1+2+4+7	
8		-30° C	側圧左向き	1.15	1+2+4+8	
9			側圧合計	1.15	1+2+4+7+8	
10	山市市	右向き	右向き		1+5+9	
11	地辰时	左向き		1.50	1+6+10	

3. PRB化後の設計断面力の算定

(1) 骨組みモデルと設計荷重

PRB化後の設計断面力の算出は,主桁と橋台を剛結し, 橋台底面の基礎バネ(水平,鉛直,回転)を考慮した骨組 みモデルを用いて行った.

PRB化後に考慮する荷重強度および荷重の組み合わせ を,表-2および表-3にそれぞれ示す.PRB化後の設計断 面力は,表-3に示した荷重の組み合わせのうち,最大お よび最小となる値を用いた.なお,同表に示すように, 照査における許容応力の割増係数は,温度変化時1.15, 地震時1.50とした.

(2) PRB化後の設計断面力の算定結果

表-2に示した各種の荷重のうち,設計曲げモーメント の算定結果の一例として活荷重(最大および最小),温度 荷重(+30°C),常時側圧(右向き),地震荷重(右向き),地 震土圧(右向き)を図-5に示す.なお,同図中に示した値 は,主桁の支間中央部または支点部における主桁1本あ たりの最大値や最小値を示している.

40 - 3



[※]図中の値は、主桁1本あたりの値を表す. 図-5 設計曲げモーメントの算定結果例

図-5より、PRB化後の活荷重による設計曲げモーメン トは、支間中央において975kNmの正曲げが作用する一 方で、支点部においては、-1209kNmの負曲げが作用す ることがわかる.また、温度上昇時(+30℃)には、主桁 に一定の負曲げ-357kNmが作用し、温度下降時(-30℃)の 場合、図示していないが温度上昇時の値の符号を正負反 転した曲げモーメントが作用する.さらに、活荷重上載 荷時の側圧による曲げモーメントは、活荷重や温度荷重



と比較して小さな値である.そして,地震時の荷重に対しては,支点部において,地震荷重による曲げモーメント473kNm,地震土圧214kNmが作用する.なお,同図より,橋台の断面力に着目すると,橋台上部は活荷重,橋台基部は温度荷重による影響が大きいことがわかる.

4. 断面の照査

(1) 照査位置および照査方法

RRB化後の照査を行うにあたり、本研究では、図-6に示す4つの断面を設定した.以下に各照査断面における 照査方法について示す.

a) 支間中央部

PRB化後の支間中央部には、既設時の単純桁橋における死荷重およびクリープや乾燥収縮などに伴う応力と PRB化後に作用する活荷重,温度荷重および地震荷重な どによる断面力(曲げモーメント,軸力,せん断力)によ る応力を足し合わせた応力が生じるものとした.これら による応力が,現行の道路橋示方書における許容応力を 満足するかどうかを照査した.

b) 主桁支点部

主桁支点部においても支間中央部の場合と同様に,既 設時の死荷重およびクリープや乾燥収縮などに伴う応力 とPRB化後に作用する荷重による応力を考慮した.また, 主桁支点部では,図-4の活荷重(最小)に示したように負 曲げが生じることから,表-1に示したようにコンクリー トを無視し,鋼桁と橋軸方向鉄筋で構成される断面を考 慮して応力照査を行うとともに,RC床版に生じるひび 割れ幅の照査も実施した.

なお,表-1に示した鉄筋配置の場合,鉄筋量は1.2%程 度であり,道路橋示方書における「引張応力を受ける床 版」の最小鉄筋量を2%とする規定を満足していない. したがって,道路橋示法書に準ずる場合,PRB化に対し ては,最小鉄筋量を満足するような施工を施す必要があ ると考えられるが,本研究では,PRB化によって既存の 主桁断面にどの程度の応力が生じるかを確認するために, 主桁支点部に対する補強を考慮せず既設時の断面で照査 を実施することとした.



c) 隅角部①

隅角部①は、既設主桁から隅角部への断面力の伝達に 対する照査断面であり、本研究では、鋼桁に配置したス タッドが、主桁支点部に生じる断面力に対して抵抗する ものとした.

すなわち、本構造案におけるPRB化後の作用断面力の 伝達は、図-7に示すように、軸力については、ウェブの 中央部(H/2の範囲)に配置したスタッドで抵抗し、曲げモ ーメントに対しては、上下フランジとウェブの上下H/4 の範囲に配置したスタッドの抵抗力が、ウェブ高(H)の 中央を回転軸とした偶力モーメントにより抵抗するもの とした²⁾. なお、本研究では、文献7)を参考に、隅角部 に配置するスタッドのせん断耐力(Q₄)を、現行の道路橋 示方書²⁾における許容せん断力(Q₄)の2倍の値として計算 した.

以上より, 主桁支点部に生じる軸力および設計曲げモ ーメントに対する隅角部の抵抗力および抵抗モーメント の算定式を以下に示す.

【設計軸力に対する抵抗力(NR)】

$$N_R = n_{w1} Q_s \tag{1}$$

ここに,

nwi : ウェブの中央部(H/2)の範囲のスタッド本数

 Q_s :スタッドのせん断耐力(=2 Q_a)

Qa: 道路橋示方書におけるスタッドの許容せん断力

$$M_R = \sum (Q_s d_s) \tag{2}$$

ここに,

d、:ウェブ中央からスタッド基部までの距離
(ただし、上下フランジおよびウェブの上下(H/4)の範囲に配置したスタッドが対象)

d) 隅角部②

隅角部②は、隅角部から既設橋台への作用断面力の伝 達に対して照査する断面である.本研究では、図4に示 したアンカー鉄筋を考慮したRC断面を考慮するものと した.なお、PRB化によって設置するアンカー鉄筋は、 作用断面力に対して十分抵抗できるだけの付着力と引抜 き耐力を有することを前提条件とする.

e) 竪壁上端

堅壁上端では,隅角部②と同じ作用断面力に対して, 既設橋台の堅壁上端のRC断面に生じる応力が許容応力 以下であるかを照査した.

f) 竪壁基部

橋台の竪壁基部は、既設時に躯体自重、上部工反力お よび常時土圧によって生じる応力とPRB化後の設計荷重 による応力とを足し合わせた応力を用いて照査を行った.

なお, **d**)~f)の照査においては, 隅角部あるいは竪壁 の背面側の鉄筋と前面側の鉄筋に対して最も大きい引張 応力が生じる荷重の組合せ2ケースについて照査が必要 である.

(2)各断面の照査結果

まず,前節のa) ~ f)の照査位置における設計断面力の 算定結果を表-4に示す.なお,同表に示す支間中央部と 主桁支点部(隅角部①と共通)の断面力は,主桁1本あた りの断面力であり,隅角部②,竪壁上端,竪壁基部およ び底版下端の断面力は,橋台全幅に作用する断面力であ る.また,同表では,それぞれの設計断面力の荷重組合 せについて,「A」を常時(隅角部コンクリートの自重+ 活荷重+常時側圧),「B」を温度時(+30℃)(常時+温度荷 重),「C」を温度時(-30℃)(常時+温度荷重),「D」を地 震時(地震荷重+地震土圧)として表記している.

表4より、本研究の対象橋梁において、主桁に対する PRB化後の設計曲げモーメントと設計軸力は、支間中央 部で「温度時(-30℃)」で決定しているのに対し、支点部

					曲げモーメント		軸力		せん断力	
						(kN)	組合せ	(kN)	—	
		既設時	合成前死荷重	2414	—	0		0		
	a) 支間中央部		合成後後死荷重	793	-	0		0		
上部工		PRB化後		1324	С	136	С	119	А	
(主桁1本あたり)	b) 主桁支点部 c) 隅角部①	既設時	合成前死荷重	0	_	0	_	322	-	
			合成後後死荷重	0	-	0	-	148	—	
		PRB化後		-1674	В	-368	В	352	А	
	d) 隅角部② e) 竪壁上端	PRB化体	背面鉄筋の照査	-3927	В	-1277	В	-1057	В	
下部工 (橋台全幅あたり)		I KD _{1L1Z}	前面鉄筋の照査	2094	D	-308	D	199	D	
	り 取時甘却	PRB化体	背面鉄筋の照査	-5074	С	-4161	С	960	С	
	り 竪壁 基部	TKD化皮	前面鉄筋の照査	3199	D	-3485	D	-1112	D	

表-4 設計断面力一覧

※荷重の組合せの表記:A=常時, B=温度時(+30℃), C=温度時(-30℃), D=地震時

表-5	支間中央部および主材	行支点部の照査結果

		支間中央 (N/mm ²)				主桁支点部 (N/mm ²)					
		σ_{cu}	σ_{cl}	σ_{su}	σ_{sl}	τ	σ_{ru}	σ_{rl}	σ_{su}	σ_{sl}	τ
	合成前死荷重	0.0	0.0	-179.3	103.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	23.9
既設時	合成後死荷重	-1.2	-0.6	-4.0	24.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.0
	温度差, クリープ, 乾燥収縮	0.6	-0.1	-56.0	10.0	_	1.0	0.0	-9.0	2.0	_
	曲げ	-2.0	-1.1	-6.0	40.3		102.3	92.0	79.6	-71.4	—
PRR化浴	軸力	0.2	0.2	1.2	1.2	_	-10.2	-10.2	-10.2	-10.2	—
TUD	曲げ+軸力	-1.8	-0.9	-4.8	41.5	_	92.1	81.8	69.4	-81.6	—
	せん断力	_	_	_	_	8.8	_			_	26.1
合計		-2.4	-1.6	-244.1	179.3	8.8	93.1	81.8	60.4	-79.6	61.0
許容応力 σ_a (温度時)		-8	.8	-273.0	241.0	120.0	16	1.0	241.0	-201.0	120.0
	照査	0.27	0.18	0.89	0.74	0.07	0.58	0.51	0.25	0.40	0.51

は、「温度時(+30℃)」の荷重組合せで決定しているこ とがわかる.また、隅角部②および堅壁上端は、背面鉄 筋に対する設計断面力が「温度(+30℃)」、前面鉄筋の 場合が「地震時」で決定している.

表-4に示した設計断面力による各照査位置の応力を算 定し,許容応力度との比較を行った結果を以下に示す.

a) 支間中央部および支点部の照査結果

支間中央部および主桁支点部における照査結果を表5 に示す.同表におけるσ_{cu}, σ_d, σ_{su}, σ_d, σ_uおよびσ_dは, それぞれ, RC床版上縁,下縁,上フランジ上縁,下フ ランジ下縁,上段鉄筋および下段鉄筋の応力を表してい る.また, τは,主桁に生じるせん断応力である.

表-5より, PRB化後,支間中央部に生じる応力は,既 設時の死荷重応力が大きな割合を占めており, PRB化に よって最大曲げモーメントのが低減することで,温度荷 重(-30℃)による引張応力が生じる状況下でも照査を満足 する結果となった.

一方, 主桁支点部では, 当然のことながら, 既設時 (単純桁時)の死荷重による応力は発生していないため, PRB化後に考慮する荷重による応力のみが生じることに なる. 鋼桁の発生応力に着目すると、負曲げによる下フ ランジの圧縮応力は、79.6N/mm²であり、許容応力以下 であることが確認できた.

また、床版鉄筋は、上段鉄筋において93.1N/mm²の応 力が生じたものの、鉄筋(SD295A)の許容応力以下であっ た.また、コンクリート標準示方書(設計編)⁹の算定式に 基づき、RC床版に引張応力が生じる際のひび割れ幅を 計算した結果、w=0.25mmとなった.同示方書のひび割 れ幅に対する照査において、鉄筋コンクリートの場合の 限界値は、wa = 0.005c で与えられ、本研究における対象 橋梁のRC床版の場合、0.28mmとなる.したがって、 PRB化によって主桁支点部のRC床版に生じるひび割れ 幅は、限界値に近い比較的大きな値となるものの、照査 を満足する結果となった.

以上より、主桁支点部においてもPRB化後の荷重による設計断面力に対して、照査を満足することが確認できた.ただし、上記は主桁作用に対する照査であり、RC 床版の配力鉄筋においては、床版作用と主桁作用の重ね

表-6 隅角部①の照査結果

設計軸	368	kN		
スタッド	せ	ん断耐力	47.3	kN/本
(_{\$\phi\$} 22×150mm)		本数	36	本
担	1702	kN		
	0.22	[OK]		
設計曲げモー	-1674	kNm		
	선	ん断耐力	47.3	kN/本
77 18	%/.	上フランジ	12	本
- スタツト (☆ 22×150mm)		ウェブ上側	24	本
(φ=)	平剱	ウェブ下側	24	本
		下フランジ	18	本
抵抗曲に	-1929	kNm		
	0.87	[OK]		

合せについても検討する必要がある.既設計時の下側鉄 筋において、床版作用による引張応力は、約120N/mm² であり、これと表-5に示した主桁作用による引張応力 81.8N/mm²を合計すると約200N/mm²となり、鉄筋の許容 応力度の1.2倍である168N/mm²を上回る.したがって、 床版作用と主桁作用による重ね合わせを考慮すると、床 版下側鉄筋の発生応力が照査を満足しないため、これに 対する何らかの対策が必要になると考えられる.

b) 隅角部①の照査結果

既設主桁から隅角部への断面力の伝達に対する照査位 置である隅角部①の照査結果を表-6に示す.

表-6より,軸径22mm,高さ150mmのスタッドを,図-4 に示したように鋼桁の両面に配置することで,PRB化後 の設計軸力および設計曲げモーメントに対して照査を満 足することがわかった.なお,それぞれの場合における 抵抗力に着目すると,設計軸力に対しては十分余裕のあ る照査結果となったが,曲げモーメントに対して余裕の 少ない結果となった.すなわち,本研究の条件下におい て,PRB化の際の鋼桁へのスタッド配置は,設計曲げモ ーメントにより決定した.

c) 隅角部2の照査結果

隅角部から既設橋台への断面力の伝達に対する照査位 置である隅角部②の照査結果を表-7に示す.

表-7より,背面側においては,D32のアンカー鉄筋 (SD345)を橋台全幅に対して18本設置することにより, 照査を満足することがわかる.また,前面側においては, D22のアンカー鉄筋(SD345)を18本設置することで,照査 を満足する結果となった.

d) 竪壁上端の照査結果

隅角部②と同断面で,既設橋台側のRC断面に対する 照査位置である竪壁上端の照査結果を**表-8**に示す.

表-8より, 竪壁上端の背面側に引張応力が生じる場合 と前面側に引張応力が生じる場合のいずれにおいても,

表-7 隅角部2の照査結果

		背面	側	前面側		
RC断面	σ_{ck}	24	N/mm ²	24	N/mm ²	
	全幅	7500	mm	7500	mm	
	全高	1280	mm	1280	mm	
	材質	SD3	SD345		45	
アンカー	本数×径	18-D32		18-D22		
业大 月刀	かぶり	80	mm	200	mm	
	σ_{c}	4.0	N/mm ²	3.1	N/mm ²	
発生応力	σ_s	203.5	N/mm ²	264	N/mm ²	
	τ	0.13	N/mm ²	0.03	N/mm ²	
許容応力	σ_{ca}	11.5	N/mm ²	15.0	N/mm ²	
	σ_{sa}	207.0	N/mm ²	300.0	N/mm ²	
	τ_m	0.22	N/mm ²	0.25	N/mm ²	

表-8 竪壁上端の照査結果

		背面	側	前面側		
	σ_{ck}	24	N/mm ²	24	N/mm ²	
RC断面	全幅	7500	mm	7500	mm	
	全高	1800	mm	1800	mm	
	材質	SD3	SD345		45	
鉄筋	本数×径	31-D22		31-D16		
	かぶり	150	mm	150	mm	
	σ_{c}	2.5	N/mm ²	1.8	N/mm ²	
発生応力	σ_s	157.7	N/mm ²	189.4	N/mm ²	
	τ	0.09	N/mm ²	0.02	N/mm ²	
許容応力	σ_{ca}	11.5	N/mm ²	15.0	N/mm ²	
	σ_{sa}	207.0	N/mm ²	300.0	N/mm ²	
	τ_m	0.22	N/mm ²	0.25	N/mm ²	

表-9 竪壁基部の照査結果

		背面	ī側	前面側		
RC断面	と鉄筋	竪壁上端の照査と同様				
発生応力	σ_{c}	3.0	N/mm ²	2.0	N/mm ²	
	σ_s	110.9	N/mm ²	69.3	N/mm ²	
	τ	0.11	N/mm ²	0.18	N/mm ²	
許容応力	σ_{ca}	11.5	N/mm ²	15.0	N/mm ²	
	σ_{sa}	207.0	N/mm ²	300.0	N/mm ²	
	τ_m	0.22	N/mm ²	0.25	N/mm ²	

発生応力は,温度荷重時や地震時の照査における割り増 し係数を考慮した許容応力以下であった.

e) 竪壁基部の照査結果

既設橋台の竪壁基部における照査結果を表-9に示す.

表-9より, 竪壁基部においても背面側および前面側と もに照査を満足する結果となり, 竪壁上端の結果と併せ て,本研究の条件下では, PRB化による設計断面力の変 化に対して既設橋台への問題はないことがわかった.

5. まとめ

老朽化した既設の単純合成桁橋(道路橋)を対象に,維持管理性,車両走行性および耐震性などの向上を目的として,既設橋の主桁と橋台とを一体化させるPRB化の検討を行った結果,以下のことが明らかになった.

- PRB化後の設計断面力に対して、既設部材である支 間中央部の主桁,橋台竪壁上端および基部は照査を 満足した.
- 2) 主桁支点部では、PRB化によって生じる負曲げモー メントに対して、主桁作用としての応力照査は満 足するものの、床版作用との重ね合せを考慮した 配力鉄筋の応力が許容値を超過した.
- 3) PRB化における隅角部構造は、鋼桁にスタッド、橋 台にアンカー鉄筋を設置してコンクリートを充填 する構造とした.
- 4) 隅角部では、「主桁から隅角部」と「隅角部から橋 台」への断面力の伝達に対していずれも照査を満 足する結果となり、スタッドやアンカー鉄筋を無 理なく配置してもPRB化による断面力の伝達が可能 であることを確認した。

以上より,既設橋のPRB化の適用にあたっては,特に, 既設の主桁支点部の床版鉄筋に対する補強策を講じる必 要性がある.また,本研究は,1つのモデルケースのみ の検討であることから,既設橋のPRB化が適用可能な支 間や橋台形状などについて,さらなる検討が必要である. これらの課題に加えて,狭隘な橋台上で品質を確保し, かつ通行規制を最小限に抑える施工方法を踏まえた検討 を行うことで,PRB化が既設橋の老朽化対策として適用 できるものと考えらえれる. 謝辞:本稿は、大阪工業大学の鋼・コンクリート複合橋 梁研究会にて実施した調査研究結果について報告したも のであり、ご指導いただいた栗田章光名誉教授に深く御 礼申し上げます.

参考文献

- 土木研究所,鋼管杭・鋼矢板技術協会,プレストレスト・コンクリート建設業協会,日本橋梁建設協会,建設コンサルタンツ協会:橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その3),整理番号第404号,2012.
- 2) 芦塚憲一郎,宮田弘和,坂手道明,木曽収一郎,栗田章 光:直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛 結部構造の合理化,構造工学論文集 Vol.53A, pp.936~945, 2007.
- 3) 小林裕介,杉本一朗,須賀基晃,横山知昭,館山 勝:既 設鋼鉄道橋における鋼桁・橋台・盛土一体化構造化,第9 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム,pp.1~8, 2011.
- 4) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I~V編, 2012.
- 5) 今川雄亮,中原正人,根上仁,牧 甫,新平信幸:老朽 化した単純鋼桁橋の PRB 化に関する基礎的研究,土木学 会第71回年次学術講演会講演概要集,共通セッション, pp.19~20,2016.
- 6) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I~V編, 2002.
- 7) 土木研究所、大阪工業大学、日本橋梁建設協会:橋台部 ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の 設計・施工手法に関する共同研究報告書(その1)、整理番 号第463号、2015.
- 8) 土木学会: 2012 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 2012.

STUDY ON STRUCTURAL MODIFICATION FROM EXISTING SIMPLE COMPOSITE GIRDER BRIDGE TO RIGID FRAME BRIDGES

Yusuke IMAGAWA, Hitoshi NEGAMI, Masato NAKAHARA, Nobuyuki NIHIRA and Osamu OHYAMA

Recently, the steel-concrete composite rigid frame bridge trends to increase for short and medium span length. This type of the structure has obvious advantage with respect to construction and maintenance costs, driving quality and earthquake resistance. On the other hand, the maintenance costs for existing bridges that have deteriorated is still a problem.

Therefore, the authors focused on useful structural modification from existing simple composite girder bridge to the rigid frame bridge. The trial design results of the rigid structure and the influence on the existing member after the structural modification are reported in this paper.