

# 鳴瀬川橋梁 (フィンバック橋) の設計・施工

永井 孝弥\*1・大庭 光商\*2・斎藤 啓一\*3・佐藤 収\*4

## 1. はじめに

仙石線野蒜・陸前小野間に位置する吉田川・鳴瀬川橋梁は、昭和3年に当時の宮城電鉄(株)によって建設された全長423mの3径間および22径間の上路式単純鋼桁橋である。このたび、河川改修事業に伴い改築することとなった。新橋梁の改築ルートは図-1に示すように線路条件、河川条件、地形・地質および経済性等を比較検討した結果、現橋梁から約200m下流とした。本橋梁はPRC構造のフィンバック橋であり、施工法としては移動架設桁による張出し架設工法を採用した。本稿は鉄道橋として世界初となるフィンバック橋の設計と施工の概要について報告するものである。

## 2. 構造形式の選定

基準径間長は河川条件から吉田川で28m以上、鳴瀬川で39.5m以上必要となり、桁高はアプローチ部高架橋の勾配条件から制約を受けた。この条件下で、上部工についてはPC下路桁橋・下路鋼桁橋・PC単純I桁橋・PCフィンバック橋の4案について比較検討を行った結果、工期・経済性に優れ、形状が周囲に調和するPCフィンバック橋を採用した。図-2に一般図を示す。

## 3. 設計の概要

### 3.1 下部工の設計

架橋付近の地質は新第三紀中新世のシルト岩を主体とす

る大塚層を基盤として、それを粘性土・礫質土を主体とする洪積層、粘性土・砂質土の沖積層からなる土砂が覆って堆積している。この基盤となる大塚層は、起点方の吉田川右岸では約2m~4mと浅いが、終点方に向けて傾斜しており、終点方の鳴瀬川左岸近傍では約30m~34mに分布している。このため、基礎形式は支持層の深さに応じて直接基礎および杭基礎とし、1Aに直接基礎を、そのほかには杭基礎を採用した。また、杭の施工にはオールケーシング工法(場所打ちRC杭φ1300)を採用した。

橋脚躯体の設計は、鉄道建造物設計標準解説<sup>1)</sup>に基づき限界状態設計法、それ以外の杭・フーチング・橋台は建造物設計標準解説<sup>2)</sup>に基づき、許容応力度設計法で設計を行った。設計条件を表-1に示す。

耐震に関する検討は、阪神・淡路大震災規模の地震が建造物の近傍で発生したことを想定し、その影響を考慮するものとした。

地盤種別は1P、2P橋脚がG3地盤、3P~5PがG4地盤であり、設計塑性率 $\mu_{rd}$ は10として計算した。その結果、橋脚躯体の設計水平震度 $K_h$ は橋軸方向で0.38~0.44、橋軸直角方向で0.38~0.45となった。なお、橋軸方向地震時の上部工慣性力算定に用いる設計水平震度は、ラーメン構造物の設計震度の算定方法に準じ、上部工・下部工全体モデルにより求めることとした。解析モデルの構造は桁の下部工の結合部(ダンパーストッパー部)はピン結合とし、杭群は1本の棒部材でモデル化し、杭頭で杭群の回転バネを考慮した。各

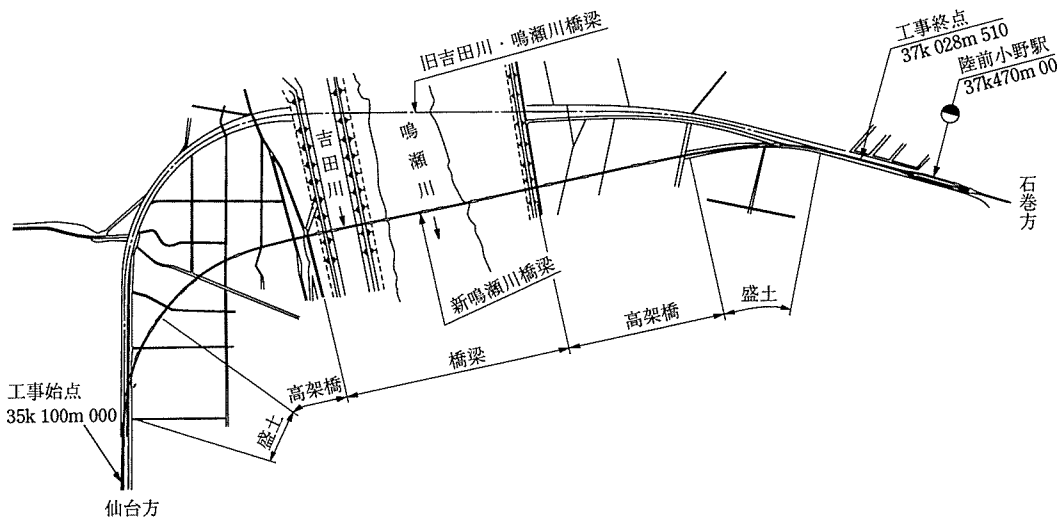


図-1 施工区間平面略図

\*1 Takaya NAGAI: 東日本旅客鉄道(株) 東北工事事務所 仙台工事区  
 \*2 Mitsuaki Ooba: 東日本旅客鉄道(株) 東北工事事務所 工事管理室 副課長  
 \*3 Keiichi SAITO: 東日本旅客鉄道(株) 東北工事事務所 担当課長(東北・南) 副課長  
 \*4 Osamu SATO: 東日本旅客鉄道(株) 東北工事事務所 仙台工事区 助役

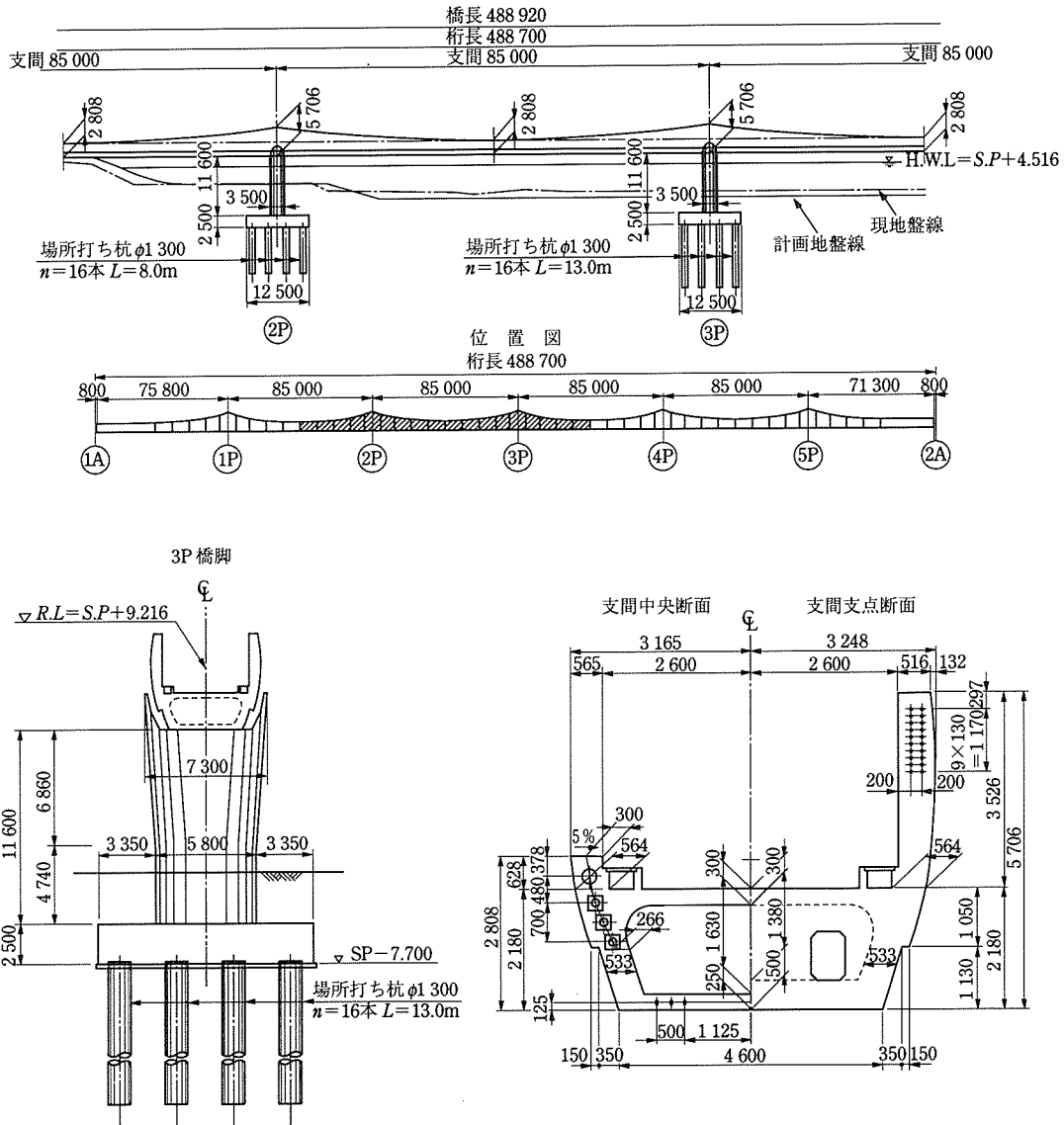


図-2 橋梁一般図

表-1 設計基本条件

線路等級, 線路数	3級線, 単線		
設計荷重, 設計速度	M-18, 110km/h		
線路勾配, 平面線形	Level, R=∞		
橋長 (支間長)	488.920m (75.8m+85.0m×4+71.3m)		
上部構造	6径間連続PRC箱型フィンバック橋		
主方向PC鋼より線	12S15.2mm SWPR7B		
横方向PC鋼棒	φ36 SBPR930/1 180		
下部構造	逆T形RC橋台, 小判形壁式RC橋脚		
基礎形式	1A	直接基礎	
	1P	場所打ち杭 φ1300mm	6.5m
	2P		8.0m
	3P		13.0m
	4P		17.0m
	5P		12本
2A	9本	33.0m	
コンクリート 設計基準強度	上部工		400kgf/cm <sup>2</sup>
	橋脚躯体		240kgf/cm <sup>2</sup>
	橋台・橋脚基礎		270kgf/cm <sup>2</sup>
支承種別	ゴムシュー (3P) 滑りゴムシュー (3P以外)		
ストッパー	ダンパー式ストッパー		

橋脚躯体の等価固有周期と設計水平震度の算定結果を表-2に示す。

支承は、滑りゴムシューとダンパー式ストッパーの組合せで、常時固定を桁中央の3P橋脚に配置した。このため、地震時の上部工からの荷重分担率は、下部工の剛性を評価し算定した。解析モデルを図-3、算定結果を表-3に示す。

### 3.2 上部工の設計

本橋梁は、6径間連続PRC箱型フィンバック橋である。フィンバック橋の特徴としては、負の曲げモーメントとせん断力に対して、橋面上に突出させたフィンバック部を構造部材として抵抗させる合理的な構造である。これによりPCケーブルの偏心量を大きくとることができるため、桁高制限がある場合には有利な構造形式といえる。設計は鉄道建造物設計標準解説<sup>1)</sup>に基づき限界状態設計法を採用し、橋軸方向はPRC構造、橋軸直角方向はRC構造を採用した。各限界状態の安全係数を表-4、応力度の制限値を表-5にそれぞれ示す。

本橋梁は、後述する移動架設桁による張出し架設工法を

表-2 橋脚躯体等固有周期・設計水平震度算定結果

	1P	2P	3P	4P	5P
地盤種別	G3地盤		G4地盤		
等価固有周期 $T_{eq}$ (橋軸方向・上部工慣性力算定用) (sec)	0.72				
設計水平震度 $K_h$ (橋軸方向・上部工慣性力算定用)	0.42				
等価固有周期 $T_{eq}$ (橋軸方向/橋軸直角方向) (sec)	0.80/0.63	0.78/0.64	0.85/0.71	0.89/0.77	0.67/0.63
設計水平震度 $K_h$ (橋軸方向/橋軸直角方向)	0.38/0.39	0.38/0.38	0.40/0.44	0.40/0.43	0.44/0.45

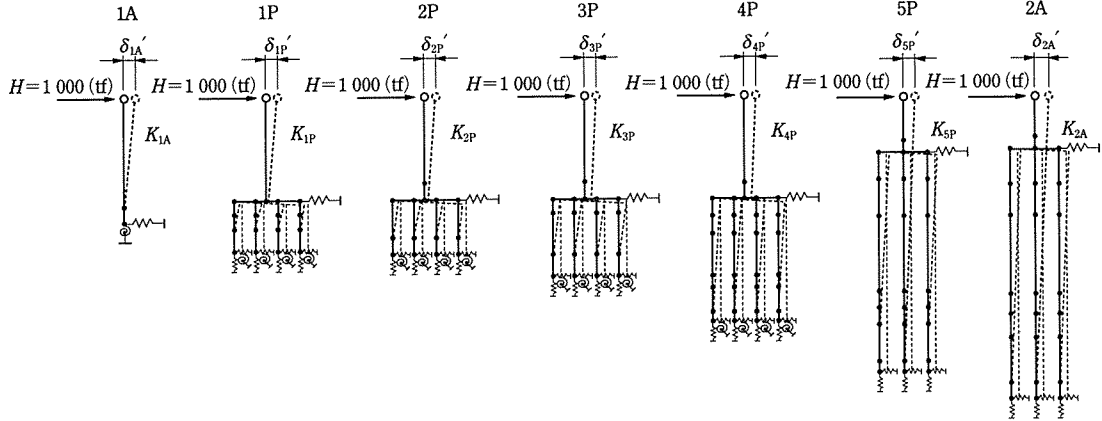


図-3 地震時の下部工荷重分担率算定モデル

表-3 地震時の下部工荷重分担率算定結果

	1A	1P	2P	3P	4P	5P	2A	(Σ)
$\delta i'$	48.1361	27.8406	33.6023	40.2169	49.2475	39.0779	54.3336	
$1/\delta i'$	0.0208	0.0359	0.0298	0.0249	0.0203	0.0256	0.0184	0.1756
$\alpha i$	0.12	0.20	0.17	0.14	0.12	0.15	0.10	1.00

表-4 安全係数

	構造解析係数		材料係数		部材係数	構造物係数
	$\gamma_a$	$\gamma_c$	$\gamma_s$	$\gamma_b$	$\gamma_i$	
終局限界状態	1.0	1.3	1.0 (1.05)*1	1.15 (1.3)*2	1.2	
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
疲労限界状態	1.0	1.3	1.05	1.0 (1.3)*2	1.0	
終局限界状態 (地震時)	1.0	1.3	1.0 (1.05)*1	1.0 (1.15)*2	1.0	

\*1:( )内はスリッパに使用する鋼材に用いる。  
\*2:( )内はコンクリートの強度により定まるせん断力算定に用いる。

採用したため、施工ステップごとの構造系に対して架設荷重および支承条件を考慮し、構造解析を行った。施工ステップを図-4に示す。なお、不等沈下については、各橋脚位置で不等沈下量を5cmとし、断面力の算定においては弾性的にその1/2を考慮した。

3P中央径間部のPC鋼材配置を図-5に示す。橋軸方向はマルチストランドシステム 12S15.2B (SWPR7B) のPC鋼より線を使用し、柱頭部に最大で40本配置している。また張出し部相互の接続ケーブルは、モノグリップ型カブラー C12T15Mを用いてケーブル接続を行っている。柱頭部橋軸直角方向についてはディビダーク工法によるφ32SBPR930/1180のPC鋼棒を11本配置している。

永久荷重時および設計荷重時(列車荷重)の曲げモーメントを図-6, 7に、また主要断面における曲げおよびせん断に対する検討結果を表-6, 7, 架設時の検討結果を表-8に示す。

表-5 応力度制限値

	設計基準強度 $f_{ck}$	400 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
	単位: (kgf/cm <sup>2</sup> )	使用限界状態	
コンクリート (上部工)	設計圧縮強度 $f_{cd}$	350	400
	設計曲げ強度 $f_{bd}$	45	49
	設計引張強度 $f_{td}$	25	27
	単位: (kgf/cm <sup>2</sup> )	施工時	永久荷重作用時
	圧縮応力度制限値	205 (= $f_{cd}/1.7$ )	160 (= $0.4 \cdot f_{cd}$ )
	引張応力度制限値	-25 (= $K_b \cdot (0.5 f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$ )	-11 (= $K_t \cdot (0.5 f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$ )
斜め引張応力度制限値	-22	-21	
	耐久性に対するひび割れ幅	0.004c	
	景観に対するひび割れ幅	0.3mm	
PC鋼材	材質	SWPR7B 12S15.2mm(主方向)	
	設計引張強度 $f_{nd}$	190 (kgf/mm <sup>2</sup> )	
	設計引張降伏強度 $f_{nvd}$	160 (kgf/mm <sup>2</sup> )	
	応力度制限値	プレストレス中	144 (kgf/mm <sup>2</sup> )
	プレストレス直後	133 (kgf/mm <sup>2</sup> )	
	変動荷重載荷時	133 (kgf/mm <sup>2</sup> )	

$K_b = 0.5/(h/2)^{1/3}$ ただし  $0.5 \leq K_b \leq 1.0$   $h$ : 断面高さ  
 $K_t = 0.6/(h/2)^{1/3}$ ただし  $0.4 \leq K_t \leq 1.0$   $h$ : 断面高さ  $c$ : 鉄筋のかぶり

### 3.3 景観設計

#### (1) 全体的なデザインの方針

周囲は緑豊かな田園地帯であり、緑豊かな河川を横断する橋としてまとめることとした。上部工はスレンダーに見せるための工夫と雨仕舞いへの配慮、下部工は上部工とのバランスがとれた形態、その他付属物については、橋のシルエットに影響を与えない形状とした。

#### (2) 橋梁デザイン

上部工デザインについては、側面にギャップ(15cm)を一段設け、その陰影により水平ラインを与えた。この陰影効果により、高低差が強調されフィンバックの美しい形が引き立つと同時に、シャープな水平ラインは橋全体に緊張

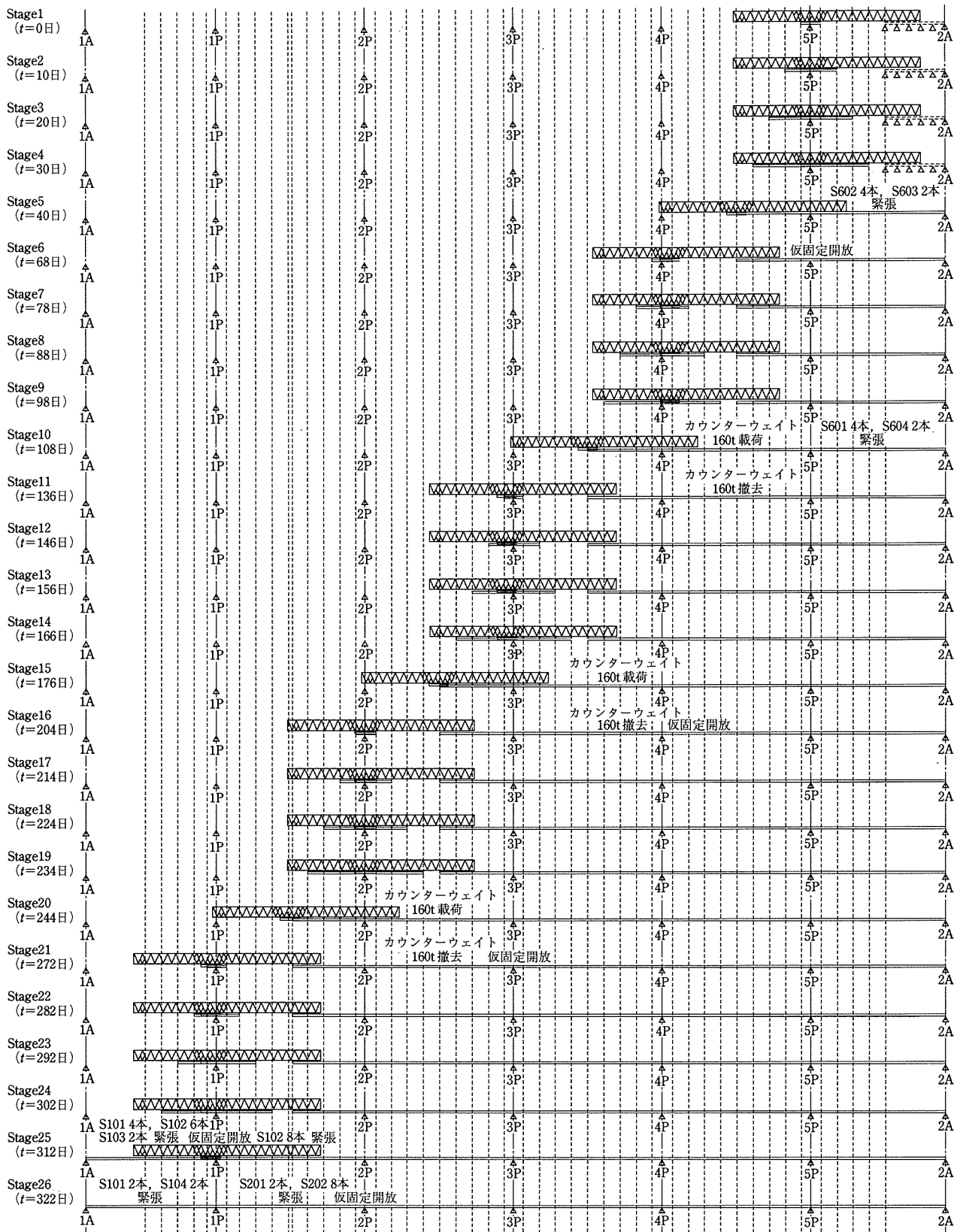


図-4 施工ステップ

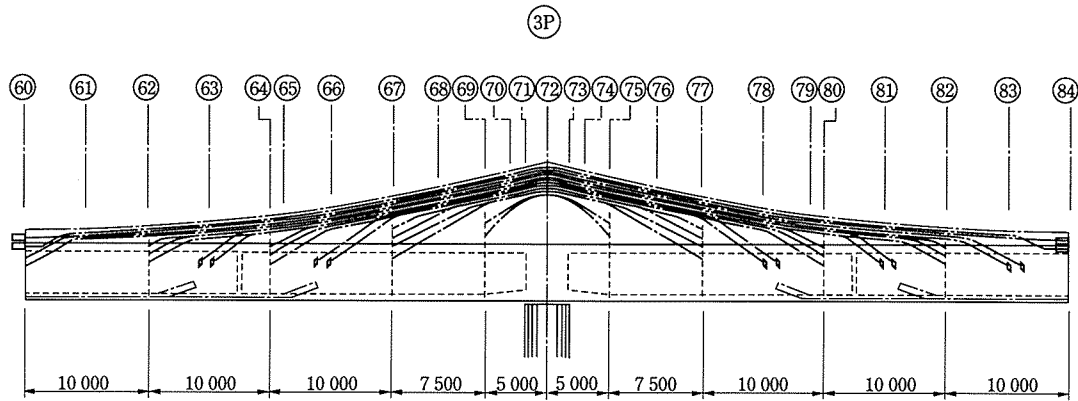
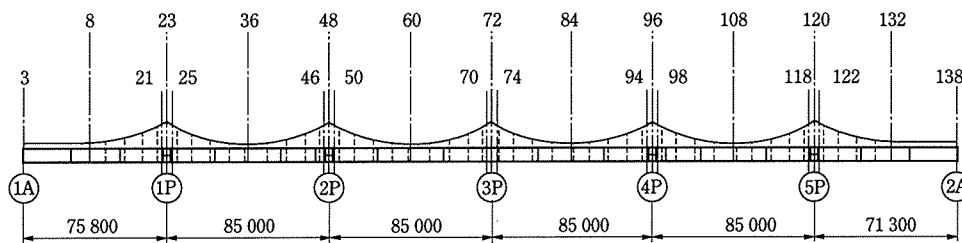


図-5 3P径間部PC鋼材配置図

表-6 曲げに対する検討結果

検討位置略図



形	状	曲	げ	に	終	対	局	用	検	討	検 討 断 面													
											8	23	36	48	60	72								
形	断 面						単位	検 討 断 面																
								$b (b_w)$	m	1.066	1.066	1.066	1.066	1.066	1.066									
	鉄 筋	上 縁		径・ピッチ	mm	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250												
				本 数	本	14	14	14	14	14	14													
				鉄 筋 量	cm <sup>2</sup>	27.804	27.804	27.804	27.804	27.804	27.804													
		下 縁		径・ピッチ	mm	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250													
				本 数	本	40	40	40, 36	40	40	40													
				鉄 筋 量	cm <sup>2</sup>	79.44	79.44	218.80	79.44	79.44	79.44													
	PC鋼材			種 類		SD345																		
				本 数	本	22	40	6	40	10	40													
PC鋼材量				cm <sup>2</sup>	366.168	665.76	99.864	665.76	166.44	665.76														
終	対	局					単位	12S15.2 (SWPR7B)																
								設計曲げモーメント $M_d$	tf·m	8 457	-23 870	1 936	-22 589	2 324	-22 514									
								設計曲げ耐力 $M_{ud}$	tf·m	10 575	-40 098	2 366	-40 170	3 589	-40 166									
								$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$		0.96	0.71	0.98	0.67	0.78	0.67									
								コンクリート緑	応	力	度	用	検	討	単位	プレストレス導入直後(架設時)	上 縁	kgf/cm <sup>2</sup>	72/-25	1/-25	-18/-25	-0/-25	-19/-25	-0/-25
																下 縁	kgf/cm <sup>2</sup>	9/-25	-5/-25	19/-25	-6/-25	-2/-25	-6/-25	
																永久荷重作用時	上 縁	kgf/cm <sup>2</sup>	104/-11	6/-11	1/-11	34/-11	20/-11	29/-11
																下 縁	kgf/cm <sup>2</sup>	21/-11	73/-11	8/-11	61/-11	5/-11	63/-11	
								PC鋼材応力度							単位	プレストレス導入直後	kgf/mm <sup>2</sup>	110/133	97/133	106/133	102/133	81/133	102/133	
																変動荷重作用時	kgf/mm <sup>2</sup>	105/133	89/133	113/133	93/133	88/133	93/133	
鉄 筋							単位	変動荷重作用時(引張+, 圧縮-)	kgf/cm <sup>2</sup>	600/3 500	-723/3 500	2 050/3 500	-646/3 500	2 035/3 500	-652/3 500									
								ひび割れ幅	mm	0.000	0.000	0.010	0.000	0.010	0.000									
ひび割れの検討							単位	耐久性	制限値	mm	0.224	0.236	0.224	0.236	0.224	0.236								
								外 観	ひび割れ幅	mm	0.000	0.000	0.060	0.000	0.060	0.000								
									制限値	mm	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300								
								列車荷重によるたわみ量	mm	59/108	0/121	63/121	0/121	61/121	0/121									
疲	鉄	筋	疲	用	検	討	単位	設計変動応力度 $\sigma_{rd}$	kgf/cm <sup>2</sup>	602	204	1 554	216	1 638	214									
								設計疲労強度 $f_{rd}$	kgf/cm <sup>2</sup>	1 633	1 835	1 690	1 773	2 198	1 773									
								$\gamma_i \cdot \sigma_{rd} / (f_{rd} / \gamma_b)$		0.37	0.11	0.92	0.12	0.75	0.12									
								設計変動応力度 $\sigma_{rd}$	kgf/cm <sup>2</sup>	659	280	1 690	297	1 779	294									
								設計疲労強度 $f_{rd}$	kgf/cm <sup>2</sup>	2 969	2 969	2 969	2 969	2 969	2 969									
$\gamma_i \cdot \sigma_{rd} / (f_{rd} / \gamma_b)$		0.22	0.09	0.57	0.10	0.60	0.10																	

表-7 せん断に対する検討結果

		単位	検討断面							
			3	21	46	50	70	74		
形	断面	$b(b_w)$	m	1.452	1.066	1.066	1.066	1.066	1.066	
		$H$	m	2.78	5.305	5.305	5.305	5.305	5.305	
状	鉄筋	径・ピッチ	mm	D22@125	D19@125	D19@125	D19@125	D19@125	D19@125	
				2組	2組	2組	2組	2組	2組	
				D22@250						
		2組								
		鉄筋量	cm <sup>2</sup>	185.808	91.680	91.680	91.680	91.680	91.680	
	種類		SD345							
終局	設計せん断力 $V_d$		tf	499.1	-134.2	230.7	-237.9	218.6	-245.9	
	コンクリートの設計せん断耐力 $V_{cd}$		tf	113.4	68.4	78.8	76.2	78.4	75.5	
	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ を満足する鉄筋量 $As_2$		cm <sup>2</sup>	72.4	6.7	14.4	15.3	13.4	16.0	
	設計斜め圧縮破壊耐力 $V_{wcd}$		tf	1 768	2 536	2 536	2 536	2 536	2 536	
	$\gamma_i \cdot V_d / V_{wcd}$			0.34	0.06	0.11	0.11	0.10	0.12	
使用	斜め引張応力度の検討	架設時	設計せん断力 $V_d$	tf	423	-436	-427	428	-427	428
			斜め引張応力度	kgf/cm <sup>2</sup>	-18/-22	-6/-22	-6/-22	-6/-22	-6/-22	-6/-22
		変動荷重時	設計せん断力 $V_d$	tf	615.2	-1 213	-1 060	1 074.2	-1 078.3	1 076.7
			斜め引張応力度	kgf/cm <sup>2</sup>	-17/-21	-17/-21	-13/-21	-14/-21	-14/-21	-14/-21
	せん断ひび割れの検討	永久荷重による設計せん断力 $V_{pd}$		tf	312.1	144.4	293.1	-298.8	276.1	-299.7
		変動荷重による設計せん断力 $V_{rd}$		tf	142.9	-7.6	17.5	-16.4	16.8	-16.4
		コンクリートのせん断耐力 $V_{cd}$		tf	147.9	95.8	103.5	99.8	102.7	98.9
		永久荷重時の鉄筋応力の制限値を満足する鉄筋量 $As_3$ $\sigma_a = 1 000$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		cm <sup>2</sup>	106.3	8.8	44.0	45.9	40.3	46.3
スタ	横方向の計算 $As_1$		cm <sup>2</sup>	63.552	63.552	63.552	63.552	63.552	63.552	
	鉄筋量 $As = 1/2 As_1 + \max(As_2, As_3)$		cm <sup>2</sup>	138.1	40.6	75.8	77.6	72.1	78.1	
	終局	せん断耐力 $V_{sd}$		tf	1 133	842	842	842	842	842
		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$			0.48	0.18	0.30	0.31	0.29	0.32
	使用	永久荷重時のスターラップの応力度		kgf/cm <sup>2</sup>	690	147	735	766	673	773
	$\sigma_{wpd}$									
疲	永久荷重による設計せん断力 $V_{pd}$		tf	312.1	70.5	300.7	-246.5	285.3	-247.7	
	変動荷重による設計せん断力 $V_{rd}$		tf	142.9	-138.7	-134.5	133.8	-134.3	134.3	
	設計変動応力度 $\sigma_{rd}$		kgf/cm <sup>2</sup>	220.6	50.5	151.1	103.4	141.1	105.7	
労	設計疲労強度 $f_{rd}$		kgf/cm <sup>2</sup>	2 035	2 344	2 162	2 247	2 184	2 245	
	$\gamma_i \cdot \sigma_{rd} / f_{rd}$			0.11	0.02	0.07	0.05	0.06	0.05	

表-8 架設時の検討結果

		単位	検討断面						
			8	23	36	48	60	72	
形	断面	$b(b_w)$	m	1.066	1.066	1.066	1.066	1.066	1.066
		$H$	m	2.780	5.680	2.780	5.680	2.780	5.680
状	鉄筋	径・ピッチ	mm	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250
				上縁	本数	本	14	14	14
		鉄筋量	cm <sup>2</sup>	27.804	27.804	27.804	27.804	27.804	27.804
	下縁	径・ピッチ	mm	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250
				D22@250					
		本数	本	40	40	40, 36	40	40	40
		鉄筋量	cm <sup>2</sup>	79.44	79.44	218.80	79.44	79.44	79.44
		種類		SD345					
		本数	本	22	40	6	40	10	40
	PC鋼材	PC鋼材量		cm <sup>2</sup>	366.168	665.76	99.864	665.76	166.44
種類			12S15.2 (SWPR7B)						
使用	コンクリート縁応力度	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	72/-25	1/-25	-18/-25	-0/-25	-19/-25	-0/-25
		下縁	kgf/cm <sup>2</sup>	9/-25	-5/-25	19/-25	-6/-25	-2/-25	-6/-25
	斜め引張応力度	図心位置	kgf/cm <sup>2</sup>	-0/-22	-14/-22	-0/-22	-12/-22	-0/-22	-13/-22

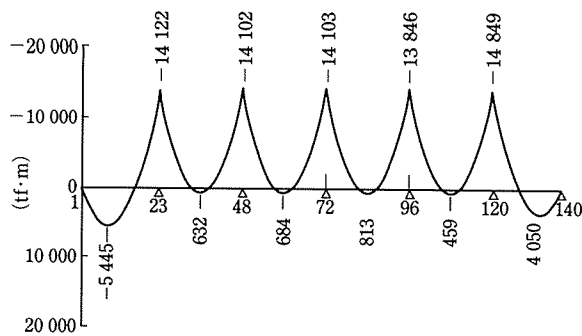


図-6 永久荷重時の曲げモーメント

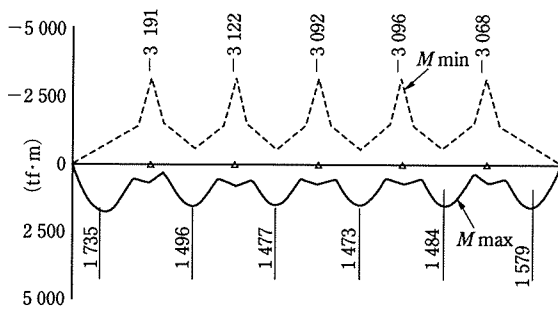


図-7 設計荷重時の曲げモーメント

感を与えると考えた。下部工デザインは、橋脚の小判の妻部をそのまま上に伸ばし、支承隠しを兼ねる構造とし、桁と橋脚が一体感をもったシンプルな形状を採用した。

## 4. 施工の概要

### 4.1 下部工の施工

#### (1) 1A, 2A橋台

1Aの計画位置は現堤防に支障を来すため、まず堤防上を走る県道を河川側に切り回すこととした。施工は開削工法にて行い、仮堤防を堤内地（陸上側）に築造した後、現堤防を開削し橋台を構築した。

#### (2) 1P～5P橋脚

橋脚は河川内に位置するため、1P橋脚については吉田川右岸（起点方）から仮栈橋を仮設し、2P～5P橋脚については鳴瀬川左岸（終点方）から仮設した。これらの仮栈橋を搬入路とし、作業構台を仮設し、鋼矢板による二重締切りを施工した後、場所打ち杭の施工を行った。なお3P, 4Pについては、底盤が軟弱な粘性土であることから、鋼矢板の倒壊防止と矢板長短縮のためにコラムジェットグラウト（CJG）工法により深度1.5m分の地盤改良を行った。

### 4.2 上部工の施工

上部工の施工には、移動架設桁による張出し架設工法（P&Z工法）を採用した。これは架設桁から型枠装置を懸垂し、順次張出し分割施工する工法である。本工法は、橋面および架設桁を資機材搬入路や安全通路として使用でき、揚重機が不要で地上からの作業を必要としない。このため桁下空間が使用できない場合や高橋脚を有する橋梁上部工の施工に適している。本橋梁の場合、1Pおよび3Pの橋脚2基はいずれも河川低水敷に位置しており、洪水期には、河川阻害率の関係から栈橋や支保工を設置できないことや上

部工を跨年施工で施工することにより工期が短縮できる等の理由から、本工法を採用した。

施工順序は、架設桁の組立てヤードを2A橋台の堤内地側に設け、装置組立て後、順次1A橋台方向に向かって、各橋脚から張出し施工していく。1ブロックあたりの張出し長さは7.5mもしくは10mであり、1ブロックを約10日のサイクルにて4ブロック施工した後、次の径間へ移動する。最後に1P張出し部と2P張出し部を閉合し、上部工が完成する。その後、1A橋台堤内地側にて装置を解体する。

なお、2P, 4P, 5P橋脚の柱頭部10mと1A, 2A側径間部は河川高水敷に位置し、非洪水期には支保工が設置可能であるため、地上支保工による施工を行った。また、架設桁が移動する際に橋体に生じる負の曲げモーメントを軽減するため、施工時に橋桁柱頭部と橋脚をPC鋼棒φ36 SBPR930/1180により仮固定した。

上越しには、各施工段階における弾性変形および構造系完成時よりクリープ終了時までのクリープ変形を考慮し、クリープ終了時に橋面がレベルになるように計画した。また、クリープ変形の算定には、側径間、柱頭部、張出し部等の各部位ごとのクリープ係数を用いたクリープ解析を採用した。

さらに施工にあたり、事前に弾性係数、上床版の温度差、架台反力の誤差等が上越しに与える影響に関して検討した。弾性係数は材齢とともに増加するが、通常上越し計算では一定値を使用している。今回、弾性係数を一定とした場合と材齢に応じて変化させた場合の比較検討を行った結果、第4ブロックのたわみ差は0.7mmであった。これは弾性係数の変化を考慮した場合、初期材齢における変形は大きくなるが、長期材齢における変形は小さくなり、双方が相殺されるためである。

次に、上床版と下床版の温度差（5℃）がたわみに与える影響を検討した結果、第4ブロックの型枠設置時に0.7mm（上床版のみ温度上昇）、あるいは8.0mm（上床版およびフィンバック部が温度上昇）であった。このとき、コンクリート自重によるたわみ量は44.8mmである。さらに移動架設桁の架台反力の誤差が上越しに与える影響についても検討したが、左右の反力が30tf異なった場合のたわみ量は最大で9mm程度であった。

以上の結果、本橋は張出し長に対して比較的桁剛性が大きいいため、各種の誤差要因が上越しに及ぼす影響は小さいと思われる。

供用開始時からクリープ終了時までのたわみ量を図-8に示す。

## 5. おわりに

本橋にはフィンバック形式および移動式架設桁による張出し架設工法を鉄道橋として初めて採用した。本工事は平成9年7月から平成11年8月までの25ヵ月であり、線路供用開始は平成12年6月を予定している（表-9）。平成10年7月現在、橋梁下部工がすべて終了し、上部工を施工中である。

施工にあたっては細心の注意を払い、無事に工事を完遂するよう努めていきたいと考えている。

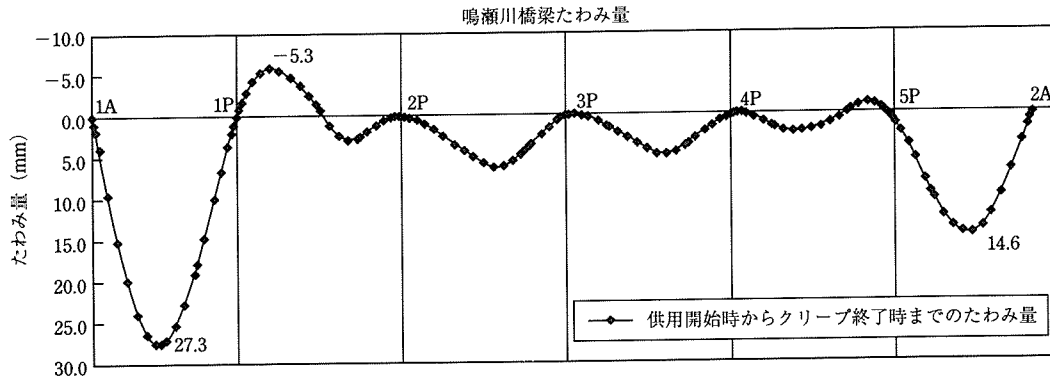
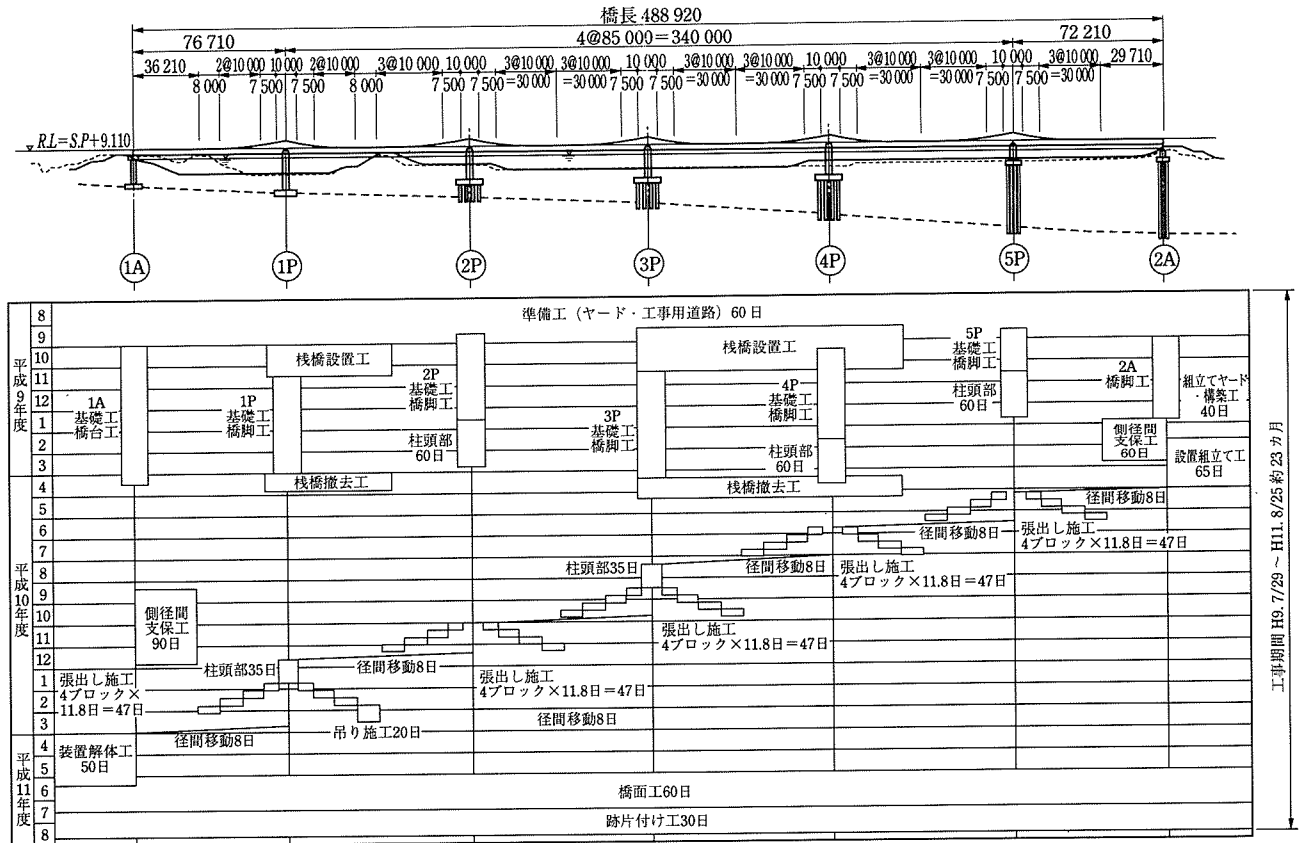


図-8 供用開始時からクリープ終了時までのたわみ量

表-9 工事工程



参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道(株)：鉄道建造物設計標準解説 RC・PC設計資料 (限界状態設計法), 1995.4
  - 2) 東日本旅客鉄道(株)：建造物設計標準解説(基礎・抗土圧構造物), 1987.4
- 【1998年7月3日受付】