# 撤去桁を用いた補修・補強工法の性能確認実験

土木本部土木統括部メンテナンス部貝原巨利技術本部土木技術第一部藤岡篤史東京土木支店土木工事統括部 PC 工事部戸塚 廣土木本部土木統括部メンテナンス部佐藤正明

概要:本研究では,高速道路としての供用後に撤去されたPC桁(2本:A桁,B桁)を用いて 補修・補強工法の性能確認を行った.A桁には断面修復工法,B桁には外ケーブル補強工 法を実施し, 補修・補強前の撤去桁の現有耐力確認, 補修・補強の施工過程における 主桁の変形,応力等の測定, 補修・補強性能の確認を目的に実験を行った.この結果の とりまとめを行うと共に,PC橋の補修・補強に関する留意事項等について報告する. *Key Words*:実桁,WJ工法,断面修復,PC鋼材破断,グラウト充填,外ケーブル補強

## 1. **は**じめに

コンクリート橋の維持補修は,従来RC橋を中心に検討がなされてきた.PC橋については導入されているプレストレ スにより,作用荷重に対して発生するひび割れを制御しているため,耐久性が高い構造物と位置付けられていた.し かしながら,塩害を代表とする劣化損傷に対して,PC 鋼材の耐久性が重要視され対応をし始めたのは最近のことで あり,これ以前に設計された橋梁の中には過酷な環境等により,適切な設計,施工が行われていたにもかかわらず劣 化の進行が認められ,補修・補強を実施する橋梁が出始めてきている.コンクリート橋に占める PC 橋の割合を考える と,維持管理する PC 橋の割合が今後増加することは容易に想像でき,PC 構造の特殊性を踏まえた PC 橋の補修・ 補強に関する留意事項を整理し,早急に未解決な点に対する検討を行う必要がある<sup>1)</sup>.

#### 2. 実験概要

#### (1) 供試体概要

実験に用いた供試体は,高速道路として1971年 10月に竣工し,約27年間供用された後の1997年 10月に撤去されたポストテンションPC単純T桁で ある.写真-2-1に撤去時の状況を示す.

本橋は海岸線付近に位置し、冬季には海水飛沫 が直接影響する厳しい環境下にあった.塩害のた め、1982年に初めての塗膜補修を実施後、1986 ~1987年には再補修、1991~1992年には断面 修復を含む工事を実施していたが、抜本的な塩害 対策を実施していなかったため塩害の進行が著しく PC鋼材付近の塩化物イオン濃度が1.2kg/m<sup>3</sup>以上 あり、車両の大型化対策も兼ねて架け替えを行うこ ととなった。



写真-2-1 主桁の撤去状況



写真-2-2 に供試体に用いた撤去桁を示す.供試体寸法は桁長 17.740m で桁高 1.000m である.図-2-1 に供試体断面図,図-2-2 に供試体側面図を示す.主桁には,PC 鋼材 12-7が5本配置されており,すべての鋼材が端部 で定着されている.



図-2-1 供試体断面図



写真-2-2 供試体に用いた主桁

桁長 17,740



図-2-2 供試体側面図

(2) 実験概要

実験項目とその概要を以下に示す。

1)現有耐力確認実験(A 桁, B 桁)

供試体に使用する A, B桁の現有耐力を確認し, 次項以降の実験を進めた.

2)はつり処理影響度確認(A 桁)

A桁に対してウォータージェット工法(以下,「WJ工法」という)により大断面のはつり処理を実施するとともに,PC桁の挙動を計測し,はつり処理の範囲や深さがPC部材へ及ぼす影響度合いに関して明らかにした.

3)曲げ載荷実験 A(A 桁)

はつりを実施した A 桁に対して, 吹付け工法による断面修復を行い, 曲げ載荷実験を実施し, 修復後の主桁のひ び割れ発生荷重, 曲げ耐力等の確認を行った.

4)PC 鋼材破断影響度確認(A桁,B桁)

PC 鋼材が腐食し破断した場合の PC 桁の挙動を確認する目的で,下記実験を実施した.

A桁では, PC鋼材定着部付近が腐食破断したことを想定し, 切断時の影響範囲について計測した.

B桁では,支間中央付近のPC鋼材が腐食破断したことを想定し,切断時の影響範囲について計測した.さらに,

切断後の PC 桁に設計荷重相当を載荷し, 主桁のひび割れ発生状況, 曲げ耐力等の確認を行った.

5)曲げ載荷実験 B(B 桁)

支間中央の PC 鋼材を切断した B 桁を用い,下記の実験を実施した.

PC 鋼材の切断による損失量と同程度のプレストレス量を外ケーブル工法で補強する際の,定着部とその付近の 主桁および偏向部の応力状態,プレストレス量等について計測した.

外ケーブル補強桁の曲げ載荷実験を実施し,ひび割れの発生状況,耐力等の確認を行った.

各供試体ごと(A, B桁)に実験の流れをフローチャートで示す.(図-2-3, 2-4)



図-2-3 実験フローチャート(A桁)



図-2-4 実験フローチャート(B桁)

- 3. 現有耐力確認実験(A 桁, B 桁)
- (1) 復元設計

本実験の供試体に用いた主桁の設計計算書が現存していたので,主桁応力等の照査を兼ねて復元設計を実施した.復元設計に用いる諸元は,設計当時の規定値とし,結果を表-3-1 に示す.応力度の比較では,若干の差が生じている.理由は,設計計算書では,設計支間長を最大桁の 17.202m で実施していたが,復元設計では平均支間長 17.000m(実験での載荷支間長)として実施したことによる.

				設計計算書	復元設計	備	考
	主桁設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> ) シントレス導入時			4	0		
	(N/mm <sup>2</sup> )	プレストレ	ス導入時	3	5		
_	許容曲げ圧縮応力度	設計荷重	作用時	14	.00		
マン	(N/mm <sup>2</sup> )	プレストレ	ス導入時	17	.00		
クリ	許容曲げ引張応力度	設計荷重	作用時	14	.00		
Í	(N/mm <sup>2</sup> )	プレストレ	ス導入時	-1	.50		
Г	ヤング係	数(kN/mm²)		35	5.0		
	クリーフ	プ係数:		2	.0		
	乾燥収	縮度:		15 ×	10 <sup>-5</sup>		
	利	重別		12-7(フレミ	シネー工法)		
	引張強度	€ (N/mm²)		1,550	(1,600)		
	降伏応力	度 (N/mm²)		1,350	(1,400)		
	ヤング係	数(kN/mm²)		200	0.0		
P C	緊張時端部緊			1,	120	設計計算書	
	セット	ロス (mm)		5	.0	"	
鋼材	リラクセ-	-ション(%)		5	.0		
	許容値	設計荷重	作用時	930	(960)		
	(N/mm <sup>2</sup> )	プレストレス	ス導入直後	1,085	(1,120)		
	(,	プレストレス導入時		1,215 (1,260)			
	PC鋼材とシースの	)摩擦係数	μ	0	.3		
				0.	04		
	キ桁白重(N/mm	<sup>2</sup> )	上縁	3.22	3.09	設計支間長	
		,	下縁	-6.26	-5.93	計算書 :	17.202m
		導入直後	上縁	-4.07	-4.04	復元設計:	17.000m
	プレストレス		下縁	21.90	21.72		
応	$(N/mm^2)$	有効例	系数	0.822	0.809		
力度		設計時	上縁	-3.35	-3.27		
12			下縁	18.00	17.57		
		導入直後	上縁	-0.85	-0.96		
	合成応力度	+	下縁	15.64	15.79		
	(N/mm <sup>2</sup> )	設計時	上縁	0.13	-0.18		
		+	下縁	11.74	11.64		

表-3-1 主桁復元設計の応力度等諸元

実験前に,復元設計を基本値として載荷荷重に合わせた「ひずみ」,「変位」の計算を実施した.結果を表-3-2に示す.

載荷荷重	作用 荷重	曲げ モーメント		曲げ応力 (N/mm	]度 <sup>2</sup> )	コンクリート ひずみ	鉄筋 ひずみ	変位	備考
(kN)	(kN)	(kN•m)		荷重	, 荷重 + 自重	× 10 <sup>6</sup> (µ)	× 10 <sup>6</sup> (µ)	(mm)	
0.0	0.0	0.0	노下	0.00 0.00	0.40 11.25	0	0	0.00	載荷板荷重 含む
10.0	5.0	38.8	뇌노	0.27	0.66	8 -14	7-13	0.56	
20.0	10.0	77.5	노	0.53	0.93	-28	-26	1.12	
40.0	20.0	155.0	귀나	1.06	1.46	30	27	2.24	
60.0	30.0	232.5	노노	1.60	1.99	46	40	3.36	
80.0	40.0	310.0	- - - -	2.13	2.53	61 -111	-102	4.48	
100.0	50.0	387.5	니노	2.66	3.06	-138	67	5.60	
120.0	60.0	465.0	- - -	3.19	3.59	91	80	6.71	
140.0	70.0	542.5	케뉴	3.73	4.12	106	93	7.83	
160.0	80.0	620.0	느느	4.26	4.66	-221	107	8.95	
170.0	85.0	658.8	니다	4.52	4.92	129	-217	9.51	
180.0	90.0	697.5	니다	4.79	5.19	-249	120	10.07	
190.0	95.0	736.3		5.06	5.45	-263	127 -242	10.63	
200.0	100.0	775.0	니다	5.32	5.72	152	133	11.19	
210.0	105.0	813.8	니다	5.59	5.99	160	140	11.75	
220.0	110.0	852.5	- L L	5.86	6.25	-230	-200	12.31	
230.0	115.0	891.3	г Ц Ч	6.12	6.52	175	153	12.87	下縁応力
240.0	120.0	930.0	- - - - - - - - - - - - - - - - - 	6.39	6.78	182	160	13.43	
250.0	125.0	968.8	누누	6.65	7.05	-346	-300	13.99	
260.0	130.0	1007.5	н Ч Ц К	6.92	7.32	-359	-313	14.55	下縁応力 許容値付近
270.0	135.0	1046.3	ч Ц Ц Ц	-12.00	7.58	205	-344	15.11	ひび割れ発生
280.0	140.0	1085.0	г Н к	7.45	7.85	213	187	15.67	<u> </u>
300.0	150.0	1162.5	- 上 下	7.98	8.38	228	200	16.79	

表-3-2 載荷荷重 - ひずみ・変位の関係

使用数值

<sub>c</sub> :40N/mm <sup>2</sup>		涯	制定位置	下縁応力0荷重=232.5kN
E <sub>c</sub> :35kN/mm <sup>2</sup>		コンクリート	鉄筋	下縁応力許容値荷重=263.5kN
E <sub>s</sub> :200kN/mm <sup>2</sup>	上	上縁	下縁から0.956m	ひび割れ発生荷重 = 266.2kN
クリープ係数:2.0	下	下縁	下縁から0.050m	曲げひび割れ強度=-1.63N/mm <sup>2</sup>

曲げフレア゙割わ強度の質出	
四1) いいお1 632反の昇山	

部材高さ	h	1.0	m	特性長さ	lch	0.48	m
破壊エネルギー	GF	100	N/m		k0b	1.10	
粗骨材の最大寸法	dmax	25	mm		k1b	0.55	
設計基準圧縮強度	f'ck	40	N/mm <sup>2</sup>	曲げひび割	fbok	1.62	N1 /
弾性係数	Ec	35000	$N/mm^2$	れ強度	IDCK	- 1.05	N/mm
引張強度	ftk	2.69	$N/mm^2$				

## (2) 載荷実験結果

載荷実験のステップを図-3-1 に,載荷要領図を図-3-2,載荷実験の状況を写真-3-1 に示す.実験から得られた荷 重と変位の関係(以下,「P-」という),荷重とコンクリートおよび鉄筋ひずみの関係(以下,それぞれ「P- c」,「Ps」という)はAおよびB桁ともに表-3-1,3-2に示すデータを基に作成した計算値と乖離する結果となった.そのため, 載荷実験後実施した解体実験により得られたコンクリートの圧縮強度,およびヤング係数値を用いて再計算を行った. 再計算に用いた物性値を表-3-3 に再計算結果と実験値の比較を表-3-4,3-5 を示す.なお,解体実験に関する詳細 は,8.解体実験の章で記述する.



写真-3-1 載荷実験状況



図-3-2 載荷要領図

			設計当初	現行規定	再計算値	解析採用值	備考
	設計基準強度	A桁	40.0	40.0	49.4	49.4	実験値は , 平均圧縮
Ţ	(N/mm²)	B桁	40.0	40.0	43.1	43.1	強度を示す
ク	ヤング係数	A桁	2 5 10 4	$3.1 \times 10^{4}$	3.23 × 10 <sup>-4</sup>	3.23×10 <sup>4</sup>	実験値は , 平均ヤン
ý I	(N/mm²)	B桁	3.5×10	3.1×10	2.79×10 <sup>-4</sup>	2.79×10 <sup>-4</sup>	グ係数を示す
ŀ	クリープ係数: A, B桁		2.0	2.6	2.6	2.6	
	乾燥収縮度:	A , B桁	15 × 10 ⁵	20 × 10 ⁵	20 × 10 ⁵	20 × 10 ⁵	
ひび割れ発生荷重		A桁	1 62	1 61	-1.83	-	计符合
	(N/mm²)	B桁	-1.03	-1.01	-1.67	-	町長信

表-3-3 供試体用主桁物性値のまとめ

注) 載荷実験時ひび割れ発生荷重算出の目安値として用いた

再計算値:設計基準強度・ヤング係数は解体実験から得た実験値,その他は現行規定を用いた. 表-3-4 実験結果まとめ(A桁)

						-				,					
井井	支間	中央変位	Ĩ.						ひずる	θ+(μ)					
戦(P) 古舌		Ð	~店			上	縁					下	縁		
19里	計質値	夫职	史1但	-	コンクリー	۲		鉄筋		-	コンクリー	ŀ		鉄 筋	
р	山光恒	初期	再載	計管店	実駒	検値	11111	実	検値	斗笞店	実駒	<b>剣値</b>	14 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	実駒	<b>検値</b>
٢		載荷時	荷時	11 异旧	EC1	EC8	司并恒	E1	E8	副异间	EC5	EC4	司异间	E4	E5
0.0	0.00	0.00		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10.0	0.60	0.66		-8	-10	-9	-7	-11	-12	15	14	16	14	18	18
20.0	1.20	1.10		-16	-16	-15	-14	-20	-20	30	24	26	27	30	30
30.0	1.80			-25			-22			44			41		
40.0	2.40	2.24	3.04	-33	-32	-32	-29	-39	-40	59	51	54	55	61	63
50.0	3.00		3.59	-41			-36			74			68		
60.0	3.61	3.29	4.11	-49	-46	-47	-43	-58	-60	89	76	79	82	89	97
70.0	4.21		4.67	-57			-50			104			96		
80.0	4.81	4.34	5.37	-66	-60	-63	-57	-74	-79	119	100	104	109	123	131
90.0	5.41		5.69	-74			-65			133			123		
100.0	6.01	5.44	6.26	-82	-74	-79	-72	-93	- 100	148	127	131	137	156	167
110.0	6.61		6.81	-90			-79			163			150		
120.0	7.21	6.52	7.34	-98	-91	-96	-86	-114	- 118	178	153	157	164	187	202
130.0	7.81		7.86	-106			-93			193			178		
140.0	8.41	7.62	8.43	-115	-104	-111	-101	-131	- 139	207	182	186	191	220	238
150.0	9.01		9.00	-123			-108			222			205		
160.0	9.61	8.79	9.58	-131	-122	-130	-115	-153	- 160	237	211	214	219	255	277
170.0	10.22		10.15	-139			-122			252			232		
180.0	10.82	9.94	10.73	-147	-138	-145	-129	-173	- 181	267	242	234	246	292	314
190.0	11.42		11.34	-156			-136			282			260		
200.0	12.02	11.13	11.94	-164	-155	-162	-144	-192	-203	296	272	261	273	329	354
210.0	12.62	11.72	12.50	-172	-161	-171	-151	-203	-211	311	294	277	287	346	373
220.0	13.22	12.39	13.09	-180	-171	-182	-158	-214	-224	326	309	285	301	365	395
230.0	13.82	13.04	13.77	-188	-181	-192	-165	-224	-236	341	321	291	314	384	418
240.0	14.42	13.66	14.41	-197	-190	-201	-172	-235	-246	356	330	291	328	404	440
0.0	0.00	14.33	15.00	0	-198	-211	0	-248	- 257	0	338	282	0	432	481
255.0		14.73	15.31		-205	-214		-254	-264		336	271		448	530
0.0	0.00	15.18	15.66	0	-211	-222	0	-263	-272	0	332	267	0	471	578
265.0		15.68	15.97		-220	-232		-272	-283		312	257		531	648
0.0	0.00			0			0			0			0		
0.0	0.00			0			0			0			0		

## 表-3-5 実験結果まとめ(B桁)

書井井	支間	引中央変化	Ω.		  _										
戦何 荷香		H.	余佰			上	縁					下	縁		
刊王	計質値	天司	희풍		コンクリー	-		鉄 筋			コンクリー	~		鉄 筋	
p	山井喧	初期	再載	計質値	実駒	<b>検値</b>	計質値	実駒	<b>剣値</b>	計質値	実駒	<b>剣値</b>	計質値	実験	剣値
		載荷値	荷時	山井喧	EC1	E C 8	山井直	E 1	E 8	山井喧	E C 4	E C 5	山井喧	E 4	E 5
0.0	0.00	0.00		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10.0	0.69	0.60		-9	-10	-7	-8	-8	-9	17	12	11	20	20	18
20.0	1.38	1.17		-19	-16	-15	-16	-16	-19	34	22	22	40	38	35
30.0	2.07			-28			-24			51			60		
40.0	2.76	2.25	3.59	-38	-35	-28	-32	-33	-37	68	45	45	80	71	65
50.0	3.45		4.04	-47			-41			85			100		
60.0	4.14	3.40	4.62	-57	-51	-42	-49	-51	-54	102	70	70	120	114	99
70.0	4.83		5.23	-66			-57			119			140		
80.0	5.52	4.56	5.78	-76	-68	-57	-65	-69	-73	135	97	96	160	156	133
90.0	6.21		6.34	-85			-73			152			180		
100.0	6.90	5.77	6.93	-95	-88	-70	-81	-86	-92	169	126	124	200	203	170
110.0	7.59		7.54	-104			-89			186			220		
120.0	8.28	7.00	8.19	-114	-106	-88	-97	-108	- 113	203	154	152	240	249	208
130.0	8.97		8.73	-123			-105			220			260		
140.0	9.66	8.23	9.35	-133	-126	-101	-114	-126	- 132	237	185	173	281	297	244
150.0	10.35		10.06	-142			-122			254			301		
160.0	11.04	9.54	10.69	-152	-146	-118	-130	-147	- 152	271	216	199	321	345	281
170.0	11.73	10.33	11.42	-161	-159	-127	-138	-162	- 164	288	236	226	341	379	307
180.0	12.41	10.90	12.07	-171	-167	-134	-146	-170	- 174	305	251	268	361	401	324
190.0	13.10	11.63	12.79	-180	-181	-143	-154	-182	- 187	322	265	332	381	429	348
200.0	13.79	12.34	13.54	-190	-191	-152	-162	-194	- 199	339	280	383	401	454	368
210.0	14.48	13.02	14.23	-199	-201	-159	-170	-204	-210	356	293	435	421	479	389
220.0	15.17	13.70	14.99	-209	-212	-167	-179	-215	-221	372	315	413	441	503	408
230.0	15.86	14.46	15.66	-218	-224	-179	-187	-229	-234	389	335	443	461	531	428
240.0	16.55	15.21	16.43	-228	-237	-188	-195	-240	-245	406	365	504	481	565	451
250.0	17.24	16.18	17.16	-237	-251	-205	-203	-255	-263	423	314	588	501	715	491
255.0		16.82	17.54		-261	-212		-264	-272		305	618		813	521
260.0	17.93	17.48	18.03	-247	-270	-220	-211	-273	-281	440	293	660	521	889	548
270.0	18.62			-256			-219			457			541		
280.0	19.31			-265			-227			474			561		

青色着色部(表-3-4,表-3-5)はひび割れ発生荷重(240kN)を示す.

## 1) A 桁の結果

主桁支間中央の P-δ を図-3-3 に, P-εc, P-εs を図-3-4, 3-5 に示す.



#### ひび割れ荷重

ひび割れ発生荷重(実験値)は,目視によりひび割れの発生を確認した時点とし 240kN であった.これは,計算値 と同荷重であった.ひび割れ発生位置は,鉄筋ゲージ設置箇所の後埋めモルタル部と母材の界面から発生した.

P- 関係

目視により確認したひび割れ発生荷重(実験値)は240kNであり、これは計算値とほぼ一致した.

P- c 関係

P-εc 関係は,実験値が計算値とほぼ一致した.

P- S 関係

上・下縁とも実験結果と計算値との間には差が生じている.その傾向は,載荷荷重の増加に比例し大きくなる.また, 上下縁の鉄筋ひずみはその外側の上下縁コンクリートひずみよりも大きな計測結果であった.

#### 平面保持確認

P-ɛc および P-ɛs に関して, 主桁支間中央部に貼付けた各ゲージのひずみをプロットしたものを, 図-3-6, 3-7 に示す. 塩害により劣化損傷を受け, 母材と物性値の異なる材料で断面修復を行っているが, 物性値および付着の影響を受けることなく平面保持が保たれているものと考えられる.



2) B 桁の結果

主桁支間中央の, P-の関係を図-3-8 に, P-c.P-sの関係を図-3-9, 3-10 に示す.



#### ひび割れ荷重

ひび割れ発生荷重(実験値)は,目視によりひび割れの発生を確認した時点とし240kNであった.計算値240kNと 同荷重であった.ひび割れ発生位置は,鉄筋ゲージ設置箇所の後埋めモルタル部と母材の界面から発生した.

P-関係

目視により確認したひび割れ発生荷重(実験値)は 240kN であり, これは計算値とほぼ一致した.

P- c 関係

主桁下縁のコンクリートが損傷で剥離していたため,ひずみゲージは下フランジ側面(下縁より150mm)に設置した. P-&cの関係は,上縁ひずみはひび割れ発生荷重(240kN 程度)までは,計算値とほぼ一致している.一方,下縁ひず

みは線形的な挙動を示すものの若干小さめの値となった.

P- s 関係

P- s 関係は,実験値が計算値とほぼ一致した.

平面保持確認

コンクリートと鉄筋の P-ε に関して,主桁支間中央部に貼付けた各ゲージのひずみをプロットしたものを,図-3-11, 3-12 に示す.塩害により劣化損傷を受け,母材と物性値の異なる材料で断面修復を実施しているが,物性値および 付着の影響を受けることなく平面保持が保たれているものと考えられる.



図-3-11 支間中央 P-Ec 関係

図-3-12 支間中央 P-es 関係

#### (3) 現有耐力確認実験のまとめ

P-δ, P-εc, P-εs 関係は解体実験で得たヤング係数(A 桁: 3.23×10<sup>-4</sup>N/mm<sup>2</sup>, B桁: 2.79×10<sup>-4</sup>N/mm<sup>2</sup>)を用いて再 計算した結果を用いると実験値とほぼ一致した.

平面保持に関しては,その仮定が成り立っていることが確認できた.

ひび割れ発生荷重の実験値と計算値が一致したことにより,導入されているプレストレスは,設計計算で想定した プレストレス量を維持しているものと考えられる.

4. はつり処理影響度確認(A 桁)

コンクリート構造物の代表的な劣化原因としては塩害,中性化,アルカリ骨材反応,凍害,化学的侵食を挙げること ができるが,補修を必要とする劣化の中では塩害または塩害と中性化の複合劣化の頻度が非常に高い.塩害補修で は,有害な塩化物イオン量を超える部分のコンクリートを除去し,断面を修復することが重要である.ひび割れ補修工 法や表面被覆工法は,予防保全としては効果が期待できるが,内部の塩化物イオンの除去ができないため,塩害劣 化が進行した場合は十分な補修効果が期待できない.したがって,このような場合,断面修復工法が効果的な工法と して選定されることが多い.しかし,プレストレストコンクリート構造物の場合,はつり後の断面へプレストレスの再分配 等の応力変動が生じることになる.この場合,はつり深さや範囲によっては構造物として安全性が確保できない状態も 想定されるが,実際の挙動を実験的に確認した事例は少なく,十分に解明されていないのが現状と考える<sup>1)</sup>.

図-4-1 にはつり範囲を示す.解析用プログラムには市販の3次元弾性 FEM 解析ソフトを使用し,図-4-2(A),(B) に示すようにソリッド要素で供試体をモデル化した.プレストレスは定着部に曲げ上げ角度を再現した外力として作用 させるとともに,腹圧力に相当する外力を角変化に応じてケーブル位置で作用させることにより考慮した.はつりの影 響は,図-4-2(A)に示すはつり前のモデルと,はつり深さに相当する断面を欠損させた図-4-2(B)に示すはつり後のモ デルとの応力の差により検討した.

はつり深さは実験ではつる深さを含む3ケースとし(図-4-3),ケース1はスターラップ表面まで,ケース2は実験と 同様にウエブでスターラップの裏側まで,下フランジでは軸方向鉄筋の裏側までそれぞれはつった場合を想定した. さらに,ケース3はウエブにおいても軸方向鉄筋裏側まではつった場合に相当している.解析結果を表-4-1に示す.





図-4-2(A) FEM 解析モデル(はつり前)



図-4-2(B) FEM 解析モデル(はつり後)

<ケース1>







図-4-3 FEM 解析を実施したはつりケース

表-4-1 FEM 解析結果(支間中央)

(N/mm²)

		はつり前	はつりケース 1	はつりケース 2	はつりケース 3				
物土粉	計算値	10.85	15.95	19.84	31.86				
胍乙们	道示許容値	18.75	18.75	18.75	18.75				
中场	計算値	7.29	11.64	14.96	25.06				
夫饷	道示許容値	15.00	15.00	15.00	15.00				

1施工時割増しとして基準になる許容値を1.25倍としている. 2ここでの「実橋」とは、設計計算書の場所打ちコンクリートと橋 面荷重を考慮した計算値を意味する.

表-4-1 に示すとおり,橋面荷重が載った状態でもウエブのスターラップ裏側まではつると約2 倍の 15N/mm<sup>2</sup>まで 上昇し,道示の許容値に匹敵する状態になることがわかる.この結果から一度にはつる深さには限界があり,ウエブの 軸方向鉄筋裏側まではつる必要がある場合は,補修箇所をまとめて大断面ではつり,その後,断面修復を行うのでは なく,各補修箇所ごとにはつり、断面修復を繰り返す等の施工手順への配慮が必要であることがわかる.以上より,撤 去桁へのはつり範囲として安全性を確保できるケース2を採用した. はつり作業は断面修復の事前処理に標準的に用いられるWJ工法で行い<sup>2)</sup>,撤去桁に設置したコンクリートゲージ から,はつりに伴うプレストレスの再分配等のひずみ変動を計測することにより実施した.ケース2を目標深さではつっ た出来形を図-4-4 に,その状況を写真-4-1 に示す.はつり深さが計画値より浅くかつ左右で異なる結果となったが, これは主桁の施工時に鉄筋が片側へ移動し,かぶりに過不足が生じていたためである.このほかにも,劣化が進行し ている箇所等が脆弱部となり局部的に深掘りをしてしまうこと,プレストレスの再分配に伴い鉄筋の変形が生ずることが 明らかとなった(写真-4-2,4-3).実際の施工で PC 桁をはつる場合は,はつり深さにばらつきが生じることに留意して 計画を立てる必要があることがわかった.



図-4-4 はつり深さの実験値



写真-4-2 深掘によるウエブの貫通状況

解析モデルのケース2を実際のはつり深さ(図-4-4)に修正 したもので事後解析を実施した。

表-4-2 に FEM 解析結果と実験値の比較を示す.また,表 -4-2 には参考のため従来の設計手法に基づく簡易計算結果 も併せて示している.主桁上縁部の引張ひずみの増加量は FEM 解析結果と実験値とがよく一致しており,鉛直変位量も 近い値を示している.この結果から断面はつりによるプレスト レスの再分配の影響は,FEM 解析により比較的精度よく推 定可能であることがわかった.また,今回の検討は断面欠損



写真-4-1 はつり後の状況



写真-4-3 通し筋の変形

表-4-2 FEM 解析値と実験値の比較

	コンクリート	鉛直変位	
	上縁	下縁	(mm)
実験値	39	-	5.00
FEM解析值	33	-174	6.87
簡易計算値	32	-184	-

\*ひずみは+が引張、- が圧縮を示す \*変位は+が上方を示す

形状が広範囲にわたり均一であったため, FEM 解析結果と従来の設計手法に基づく簡易計算結果とは近似していた.このように,単純な断面欠損形状の検討には簡易計算手法でも検討可能と思われる.

## 5.曲げ載荷実験 A(A 桁)

PC 構造物を断面修復した場合,プレストレスが導入されている既設コンクリートと導入されていない修復断面部分 が一体となって外力に抵抗するものと考えられる.この場合,修復部には既設コンクリート部分より小さい荷重でひび 割れが発生することとなり,修復材料によっては設計活荷重の範囲内でひび割れが発生する可能性もある.このため, 事前に修復断面のひび割れ発生に対する検討をしておく必要がある.また,設計荷重に対して有害なひび割れが発生する可能性がある場合は,よりひび割れ発生ひずみの大きい断面修復材を選定するか,外ケーブル補強や表面 処理工法等と併用して,修復断面のひび割れ幅制御や表面保護をする必要があると考える<sup>1)</sup>.

本実験では断面修復後のひび割れ発生状況や耐荷挙動の確認を目的として,湿式吹付け工法により断面修復を 行った桁に対して載荷実験を行った.載荷位置は現有耐力確認実験における載荷実験と同様である.図-5-1に載荷 手順を示す.また,断面修復の状況を写真-5-1に,載荷実験状況を写真-5-2に示す.



図-5-1 載荷実験手順



写真-5-1 湿式吹付け工法による断面修復状況

写真-5-2 載荷実験状況

載荷実験時の荷重-変位関係を図-5-2 に,その設計荷重レベル(230kN)付近までを図-5-3 に示す.修復材下縁のひび割れ発生荷重は,計算値 90kN に対して実験値 60kN,下縁コンクリートのひび割れ発生荷重は,計算値 240kN に対して実験値は「荷重 - 変位関係」に変化が生じた 260kN と推定した.また,破壊耐力は計算値 2,525kN・mに対して,実験値2,941kN・mで上縁圧壊による破壊を確認した.実験後のひび割れマーキングを写真 -5-3 に示す.





修復材のひび割れは予想よりも小さい荷重で発生した.この原因に一つとして,修復材の乾燥収縮を付着面のコンクリートが拘束することにより,載荷実験前の段階で既に修復材に引張ひずみが生じていたことが考えられる.しかし,供用中に発生すると考えられる設計曲 げモーメント時の荷重 230kN付近までは,耐久性に影響を及ぼすようなひび割れ幅や,母材からの剥離等は確認できなかった.また,予想値を下回る荷重でひび割れが発生し,PC構造物への適用にあたっては,施工時の養生方法あるいは前段で述べたように修復材料の性能選定や他工法との併用等十分な事前検討が必要であることが解った.

写真-5-3 実験後のひび割れマーキング

# 6. 鋼材破断影響度確認(A, B桁)

PC 構造物を適切な時期に補修・補強するためには、PC 橋の現況に関する情報をどのようにして得て、その結果 から変状の程度をどのように判定するかが問題となる.PC橋ではPC鋼材の破断の有無に関する判定が特に重要で あるが、実際にPC鋼材が破断した橋梁での耐荷挙動を検証した事例は少なく、『PCケーブルが破断した場合、フル プレストレスで設計された PC 橋は外観上ひび割れが観察されるだろう』といった仮定に基づいた判定を行っているの が現状である.一般に桁内に配置され PC 鋼材が同時に破断する可能性は低いと考えられ、腐食により徐々に破断 が進行することが想定される.例えば設計荷重に占める死・活荷重比率が 50:50 の場合、PC 鋼材が半分破断するま では活荷重が載荷していない状態では、支間中央下縁部でも圧縮状態となっているということである.通常、点検して いるときは活荷重が載荷されていない状態であり、設計荷重の数十パーセントに相当する大型車が高速で通過して 行き、そのときだけ瞬間的にひび割れが開閉するのが現状と考える.ひび割れが発生していても圧縮状態ではひび 割れは閉じた状態であり、目視で観察できるようなひび割れ幅にならないと想像できる.PC 鋼材の破断でひび割れ が発生し、常時開いた状態にあるということは、半分以上の PC 鋼材が破断していると考えられ、この場合は突然落橋 する危険性がある.

以上のことから PC 橋の点検・モニタリングを行う上で, PC 鋼材破断時の死荷重状態での残留ひび割れ幅やひび 割れ発生に伴う剛性低下等の耐荷挙動を検討しておく必要がある.ひび割れ幅や, グラウトによる付着に対する挙動 は寸法による影響を受けるため, 撤去桁を用いて実験を行うこととした<sup>1)</sup>.

(1) PC 鋼材切断実験(A, B 桁)

この桁には PC ケーブル 12-7が5本配置されており,全ての鋼材が桁端部に定着されている. 解体時に確認した結果,グラウトはほぼ完全に充填されていた.実験では写真-6-1に示すように桁端部で5本の PC 鋼材を切断し,

桁表面のコンクリートゲージによりプレストレスの損失範囲を測定する実験も行っている.桁端部はPC鋼材が破断しと き外ケーブルによる補強が困難な箇所であり,桁端部でPC鋼材の破断を発見した場合は,程度によっては直ちに架 け替え等の措置を講じる必要に迫られる.しかし,プレストレスの損失範囲が限定されていることを確認できれば,暫 定的にプレストレスが損失していない位置に支点を移動し,適切なモニタリングを行ないながら計画的な掛け替えが 可能な時期まで供用を行うことができるものと考える.また写真-6-2 に示すように支間中央部で 5 本中 2 本の PC 鋼 材を切断し,桁表面に連続的に貼付けたコンクリートゲージにより,プレストレスの損失の程度およびその範囲を確認 した.その後,設計荷重レベルまで静的載荷実験を実施して耐荷挙動を検討するとともに,除荷後に残留変位を計 測した.また,凍結防止剤として使用される塩分の桁端部からの流入が原因となり PC 鋼材が腐食することを想定した. ケーブル切断手順を図-6-1 に示す.



桁端部(A桁) 写真-6-1 ケーブル切断状況



支間中央部(B桁) 写真-6-2 ケーブル切断状況



図-6-1 ケーブル切断手順

PC 鋼材切断時のコンクリートひずみは,支間中央部切断時および桁端部切断時に,それぞれ図-6-2,図-6-3のような挙動を示した.

支間中央部のゲージは,切断位置から 12mm の位置を起点に連続的に貼付けてある.図-6-2 から切断後の PC 鋼材の付着範囲としては圧縮応力がピークとなっている点までの 600 ~ 700mm 程度と推察できる.

また,桁端部のゲージは切断位置から250mmの位置を起点に連続的に貼付けてある.図-6-3 に最下段のC4ケ ープルとC5ケーブル切断時の切断ケーブルに沿った実験値を示す.この結果から,切断後のPC 鋼材の付着範囲 としては 600mm 程度だったと推察できる.切断付近のグラウト充填状況を写真-6-3 に示す.これらの結果から,供用 中の橋梁で,何らかの劣化原因によりPC 鋼材が破断した場合でも,通常にグラウトが施工されていれば,その付着 により,プレストレスの損失はある一定範囲に限定されることが検証できた.



図-6-3 支間中央部PC鋼材切断時のひずみ挙動(B桁)

支間中央部の状況(B桁) 写真-6-3 主桁グラウト状況

(2) PC 鋼材切断後の載荷実験(B 桁)

支間中央部の PC 鋼材切断後に,切断した状態での主桁耐荷力を確認するため載荷実験を行った(写真-6-4). 載荷実験は現有耐力確認実験と同様に行った、なお、載荷荷重は設計荷重作用相当までとした、

載荷時の荷重-変位関係を図-6-4 に示す.桁は PC 鋼材 5 本中 2 本が損失した分の耐力低下を示し,設計曲げ モーメント程度の荷重(230kN)を載荷した時の変位は,事前の載荷実験時15.66mm対して23.44mmとおよそ1.5 倍となった.また,同様にひび割れ発生荷重を比較すると,事前の載荷実験でひび割れを発生させたことを考慮して も,事前載荷時の 240kN に対して 1/3 となる低い荷重(80kN)でひび割れが確認され,耐荷力が落ちていることが 解った.

しかし,設計荷重程度の載荷に対しては,支間中央付近では数本のひび割れ(最大幅:0.4mm 程度)が発生した 程度で,それも荷重の除荷とともに閉じてしまい,完全に除荷した後は目視でほとんど確認できない状態となった.実 際の供用下では設計荷重が満載されることは極めてまれであることや、本実験に用いた桁で1/5本のPC鋼材が切断 した場合を想定したならば、破断の影響が損傷として現れにくいことが予想され、維持管理面から考えると問題が提 起された結果となった.



7.曲げ載荷実験 B(B 桁)

PC構造物が耐荷性能の向上を求められる理由には,車両の大型化等に伴い設計時点より大きな活荷重を考慮す る必要が生じた場合,あるいは PC 鋼材の腐食により既設構造物のプレストレスが損失して耐荷性能が低下した場合 等が考えられる.このうち後者については,過酷な劣化環境下にある PC 構造物において PC 鋼材が腐食する事例も 最近では報告されるようになり,今後早急に補強対策のあり方を検討しておく必要があるものと考える.

一般に,プレストレスが損失した構造物への積極的な補強対策としては,不足したプレストレスを外ケーブルにより 補う工法が用いられている.外ケーブル工法により補強する場合,まず補強対象とする桁および設計上必要な導入プ レストレスを決定する必要がある.その際,グラウトがほぼ完全に行われているケースでは前述の実験結果から明らか なように,破断箇所から付着長だけ離れた位置ではプレストレスが損失していないことになる.そのため,補強設計の 際にはグラウトの付着によりプレストレスが損失しない場合も想定し,過緊張に対する検討も実施しておく必要がある.

しかしながら,これら外ケーブル補強工法の設計方法に対する妥当性を実桁において確認したケースはほとんどない.そのため,本実験ではそれらの検証を行うことを目的とした<sup>1)</sup>.

(1) 外ケーブル補強

PC鋼材切断後の撤去桁を 用いて,切断によるプレストレ ス損失に見合う外ケーブル補 強を行った.

1) 定着部と偏向部の施工

外ケーブル補強に際して, 定着部と偏向部の施工を実施 した.定着部と偏向部には外 ケーブルにより集中的に大き な力が作用する.設計では新 旧コンクリート打継ぎ目の摩擦 に期待し,PC 鋼材の緊張力 で摩擦を確保するよう考えられ ている.実験では横締め PC 鋼材の導入緊張力に注目して 計測を行った.図-7-1 にゲー ジ設置・鋼棒位置を示す.

.≓ 3600

つ 撃 3400 賑

3200

3000

使用 PC 鋼材は PC 鋼棒(S





7€ 3600 ™ <1回目> 定着時減少量:450µ 定着時減少率:12.2

3回日

定着時減少量:123 µ 定着時減少率:3.1% BPR 930/1080)とし,定着部 は 26mm,偏向部は 23mm である.緊張は実際 の施工に合わせて2度引きと し,1度緊張定着後約2.5時 間後に再度緊張を実施した. さらに,今回は緊張力ロス率 の経時変化を計測するため に,グラウトを行わず7日間 計測を継続した.その後,外



🧭 株式会社 ピーエス三菱 技報 第3号 (2005年)

### 図-7-3 偏向部PC鋼棒ひずみの経時変化

ケーブル緊張前に定着ブロック部の安全を確保するため3回目の緊張を行い,緊張力の回復後にグラウトを実施した. 導入緊張力の経時変化(ひずみ)を,定着部では鋼棒NO.3を,偏向部では鋼棒NO.9を代表させてそれぞれ図-7-2, 7-3 に示す.これらの結果から,ブロック部での横締め緊張力は,導入直後において新旧コンクリートの弾性変形や定 着具のなじみ等により大きく減少することがわかった.また,1回目と比較して2回目の緊張直後の減少率は小さくな る傾向を示した.緊張後の継続的な計測結果から,時間とともに減少量はなだらかになる傾向を示すものの,緊張力 が継続して減少していることが確認できる.また,PC鋼棒の種別で比較すると,相対的に1本当りの緊張力が大きい 26mmの方が23mmよりも減少量が大きい結果となった.

2)外ケーブルの施工

外ケーブルの緊張状況を写真-7-1 に示す.緊張管理は施工要領 <sup>3</sup>に基づき通常の管理を実施するとともに,主桁の変位とひずみを測定し,緊張力が適正に導入されていることを確認した.その時の緊張力 - 変位関係を図-7-3 に, コンクリートひずみを図-7-4 に示す.







#### 3) 曲げ載荷実験

載荷実験状況を写真-7-2 に,実験後のひび割れマーキングを写真-7-3 に示す.なお,載荷実験は現有耐力確認 実験と同様に行った.



現有耐力確認実験時と同様の載荷荷重(P=240kN)で支間中央付近においてひび割れを確認した.ひび割れ発 生後も桁の急激な剛性低下は見られず,載荷荷重 450kN あたりから剛性低下が明確に見られるようになった.終局 時については,道示 による曲げ破壊耐力の計算値(載荷荷重 P=512kN)の 1.4 倍程度となる P=712kN で支間中 央部上縁コンクリートが圧壊に至った(図-7-6).なお,この曲げ破壊耐力の算出においては終局時の外ケーブル張力 増分量として 100N/mm<sup>2</sup>を見込んだが,実験値は 140 N/mm<sup>2</sup>であった.

図-7-6から,補強後はひび割れ発生荷重の回復が図られ,補強効果の現れていることがわかる.また,PC 鋼材切断前の性状(緑)と比較すると,補強後のもの(青)はそれ同様の挙動を示し,明らかに支間中央ケーブル5本の内2本を切断した時のもの(紫)とは差が生じている.これらから外ケーブル補強によって,主桁の剛性回復が十分に図られたことが明らかとなった.

また,ひび割れ性状は内ケーブル破断(切断)区間の弱点部に集中することが予測されたが,偏向部間にほぼ等間 隔で発生し良好な分散性を示した.終局耐力も設計値以上の耐荷力が確認でき,外ケーブル補強の有効性が検証 できた.

#### 8. 解体実験

解体実験ではコンクリートの物性値 (A・B桁)として(イ)圧縮強度,(ロ)ヤング 係数を測定し,修復材の物性値(A桁) として(八)圧縮・(二)引張強度,(ホ)ヤン グ係数および(へ)付着強度を測定し た.

(1) コンクリート物性値(A·B桁)

撤去桁の(イ)圧縮強度,(ロ)ヤング係 数を測定した.結果を表-8-1 に示す. 表-8-1 撤去桁物性試験結果

-			-					
	供試体	密度(	g/cm <sup>3</sup> )	<b>圧縮強</b> 風	₹(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数	<u> 数(kN/mm<sup>2</sup>)</u>	供封体场取位罢
	番号	試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値	际叫件环以回
	A - 1	2.36		55.7		31.2		ウエブ
	A - 2	2.35		55.3		34.2		ウエブ
A	A - 3	2.37	0.07	45.6	40.4	31.3	22.2	上フランジ
₩Ŧ	A - 4	2.37	2.37	48.5	49.4	31.7	32.3	上フランジ
111	A - 5	2.38		42.1		33.0		上フランジ
	A 6	2.29		51.1		28.5		<del>上フランジーーー</del>
	B - 1	2.40		46.2		28.8		上フランジ
_	B - 2	2.33		43.9		29.7		上フランジ
В	<del>B - 3</del>	2.37		39.4		32.0		+ フランジ
+/=	B - 4	2.04	2.27	43.5	43.8	25.2	27.9	<u></u> 上フランジ
ΠJ	B - 5	2.29		41.1		28.7		上フランジ
	B - 6	2.30		44.2		27.3		上フランジ
注)	二重線で消	したデータ	は不採用					

試験結果より圧縮強度は設計当時の規定値(40N/mm<sup>2</sup>)以上あることが確認できた.しかし,ヤング係数は当時の 規定値(3.5kN/mm<sup>2</sup>)より低い値を示し,特に,B桁は現行規定値(3.1kN/mm<sup>2</sup>)よりも低い値となっている.

(2) 修復材物性値(A 桁)

修復材の物性試験は(ハ)圧縮強度,(二)引張強度,(ホ)ヤング係数および(へ)付着強度について 建研方式 直 接引張試験を実施した.

1) 建研式

試験状況を写真-8-1,8-2に示し,付着試験結果を表-8-2,8-3に示す.



写真-8-1 試験状況(建研方式)



写真-8-2 試験後のコアの状況(建研式)

表-8-2 圧縮・引張強度,ヤング係数試験結果

供試体	材感	密度(	g/cm <sup>3</sup> )	<b>圧縮強</b>	复(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係	数(kN/mm²)	mm <sup>2</sup> ) 引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	
番号	기 <b>/기</b> 전 4	試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均值	試験値	平均值
		2.07		33.8		$\mathbb{N}$		Ν	
	7	2.07	2.06	33.5	33.7				
		2.06		33.9					
		2.08		39.9					
	28	2.08	2.08	41.2	40.5				$\mathbf{i}$
		2.07		40.4					$\mathbf{X}$
		2.07		43.6		19.2			
		2.08	2.08	44.7	44.3	19.2	19.3		
	47	2.08		44.4		19.4			
	47							3.29	
								3.52	3.57
								3.91	

表-8-3 付着試験結果(建研式)

No.	部材位置	供試体寸法 (直径mm)	<b>付着面積</b> (mm <sup>2</sup> )	最大引張強度 (kN)	付着強度 (N/mm²)	破断面位置	表面からの 破断位置	備考
	В	44.13	1530	2.10	1.37	母材コンクリート	54	
	А	44.08	1526	1.45	0.95	修復材	16	
	С	43.96	1518	1.78	1.17	母材コンクリート	55	
	В	44.08	1526	2.19	1.44	母材コンクリート	36	
	А	44.24	1537	1.35	0.88	母材コンクリート	34	
	С	44.07	1525	1.06	0.7	シース界面	48	供試体位置がシース 直下部
	В	44.09	1527	1.71	1.12	母材コンクリート	62	
	А	43.70	1500	1.74	1.16	修復材	16	
	С	44.00	1521	1.18	0.76	冶具接着部	0	冶具接着部破断のた
'				2.17	1.43	修復材	8	め再試験実施 '
	В	44.04	1523	1.33	0.87	母材コンクリート	64	
	平均	44.04	1523	1.64	1.08		36	
*母材コンクリート部付着強度平均値 1.14(N/mm <sup>2</sup> )【 *修復材部付着強度平均値 1.18(N/mm <sup>2</sup> )【 '分】					分]			

\*部材位置: A·ハンチ面, B·側面, C·下面

試験結果より破断面が異なるものの,いずれも品質規格値\*1.5N/mm<sup>2</sup>を下回る結果であった.母材コンクリートでの破断はその品質の劣化,修復材での破断は仕上げ時の巻き込み気泡や質量低下が原因と考えられる.

2) 直接引張試験

試験状況を写真-8-3,8-4に,付着試験結果を表-8-4に示す.



写真-8-3 供試体冶具取付(直接引張)



写真-8-4 試験状況(直接引張)供試体冶具取付

No.	最大荷重(N)	付着強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断面部位置	備考
	8400	2.06	母材コンクリート	母材コンクリート部
	10400	2.56	修復材	付着強度平均値
	9200	2.26	母材コンクリート	2.02 (N/mm <sup>2</sup> )
	7000	1.72	母材コンクリート	【分】
	6950	1.71	母材コンクリート50%:修復材50%	修復材部
	5650	1.39	母材コンクリート	付着強度平均値
	5200	1.28	母材コンクリート50%:修復材50%	2.25 (N/mm <sup>2</sup> )
	10950	2.69	母材コンクリート	【分】
	7850	1.93	修復材	
平均	7956	1.96		

表-8-4 付着試験結果(直接引張)

試験結果より供試体 , が,品質規格値\*1.5N/mm<sup>2</sup>を下回る結果であった.破断面部が「母材コンクリート」もし くは「母材コンクリート 50%:修復材 50%」であることから,母材コンコンクリートの品質劣化が原因と考えられる. (品質規格値\*:日本道路公団,コンクリート片はく落防止対策マニュアル, p.28, 2000.11.)

9.まとめ

W」工法によるはつりに伴うプレストレスの再分配の影響は,FEM 解析により比較的精度良く推定できる. PC 構造物のはつり範囲には限界があり,典型的な塩害対策を想定した本検討では,はつり後の桁のプレストレ スは支間中央部の下縁部ではつり前の約1.5倍となり,道示の許容値にほぼ匹敵する値となった. W」工法でコンクリートをはつる場合,劣化部で局部的な深掘りの生ずる可能性があり,施工計画の立案には十

分な注意が必要である。

湿式吹付け工法を PC 構造物に適用する場合は,施工時の養生方法,および修復材料の性能選定や他工法との併用等十分な事前検討が必要であることがわかった.

B桁ケーブル切断後の載荷実験では設計荷重程度の載荷に対して,支間中央付近では数本のひび割れが発生した.しかし,そのひび割れは完全に除荷した状態では目視で確認できない状態となった.

グラウトが通常通り施工されている場合, PC 鋼材破断に伴うプレストレス損失範囲は限定され, それ以外の部分では外ケーブル補強によりオーバープレストレスになることがある.

外ケーブルにおける横締め緊張は,導入直後において新旧コンクリートの弾性変形や定着具のなじみ等により 大きく減少することがわかった.また,1回目と比較して2回目の緊張直後の減少率は小さくなる傾向を示し.減 少量は小さくなる傾向を示したが,緊張力は継続して減少した.また,PC鋼棒の種別で比較すると,相対的に1 本当りの緊張力が大きい 26mmの方が 23mmよりも減少量が大きい結果となった.

外ケーブル補強によって,主桁の剛性回復が十分に図られたことが確認でき,ひび割れ性状は良好な分散性を示した.また終局耐力も設計値以上の耐荷力が確認でき,外ケーブル補強の有効性が検証できた.

## 謝辞

本稿は,日本道路公団試験研究所と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究「PC 橋の補修・補強 技術に関する実験研究」の一部として,当社が受託担当した範囲をとりまとめたものである.本研究の技報への掲載 を快くお許し頂いた各関係機関,および多大なご指導,ご協力を頂いた横浜国立大学名誉教授の池田尚治博士, 試験研究所橋梁研究室の長田光司主任および野島昭二研究委員はじめ各委員,その他関係各位に心から感謝の 意を表します.

## 参考文献

- 1) 長田光二,野島昭二,佐藤正明,濱田譲:PC 橋の補修・補強技術に関する取り組み,プレストレストコンクリート Vol.47, No.2, Mar. 2005
- 2) 日本道路公団:構造物施工管理要領,2005年4月
- 3) 外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル, 1998年6月, プレストレスト・コンクリート建設業協会