11. 青山橋 RC 床版の接着鋼板の剥離が耐荷性能に与える影響

A Study on the Influence of Peeling of bonded Steel Plate of Aoyama Bridge Slab on Load Capacity

技術支援課 材料施工担当 課長代理 石田教雄、土木技術専門員 関口幹夫 技術支援担当 主任 今吉計二

1. はじめに

昭和 47 年道路橋示方書¹⁾以前の基準で設計さ れた鉄筋コンクリート(RC)床板は、床版厚が 薄く、配力鉄筋量が少ないなどの理由により、都 内の過酷な交通環境下では疲労損傷し易いため、 建設局管理橋梁では、昭和 40 年代より鋼板接着 補強工法による延命化対策を 60 橋ほど実施して きた。この延命化対策は、既に 40 年以上経過する ものも在り、接着した鋼板の剥離や浮きなどの再 劣化や再損傷が確認されている。

輪荷重走行疲労実験による剥離(浮き)の検討で は、接着鋼板の剥離(浮き)が増大するとたわみが 増大(床版の剛性が低下)することで耐荷性能や 疲労耐久性が低下する。一方、剥離部に接着材を 再注入することで疲労耐久性がある程度回復する ことが確かめられている^{2,3)}。

鋼板の剥離が進展すると陥没などの重大事故の

発生リスクも増大することから小岩大橋の長寿命 化事業では、安全を確保するためにアンダーデッ キ工法による再補強対策が実施されている。しか しながら、維持管理限界としての剥離(浮き)面積 の閾値を合理的に設定する根拠は未検討である。

本検討は、鋼板の剥離が確認され、詳細健全度 調査が実施済みのものの中で、剥離の位置と範囲 (面積)が既知の青山橋(鋼箱桁部)のRC床版を 対象に、剥離面積の程度が耐荷性能に与える影響 を検討するため、実橋でたわみを測定して解析的 に評価した。

2. 調査概要

(1) 青山橋の諸元・概要

青山橋は、港区青山二丁目地内から南青山四丁 目地内に架かる特例都道第413号(赤坂杉並線) の橋長131.15mの陸橋である。本橋は昭和39年



図-1 断面図



図-2 調査橋梁の剥離(浮き)の状態

竣工の鋼箱桁橋 33.7m と 4 連 RC ラーメン T 桁橋 97.45m で構成され、総幅員 15.6m 有効幅員は車道 部 9m、歩道 3.0m (両側) である。このうち調査対 象の鋼箱桁部は、図-1 に示す単純合成箱桁橋 (3 箱桁) で鉄筋コンクリート床版厚は 180mm、アス ファルト舗装厚 50mm,床版支間長は 2550mm、横桁 間隔は 5500mm であり,昭和 31 年道示基準 TL-20 (一等橋) により設計されている。鋼板接着の補 強は、供用 20 年目の昭和 59 年に施工されている。

本橋は、定期点検で補強鋼板の剥離が確認され ていることから、平成28年に第一建設事務所は、 詳細健全度調査を実施して、剥離の発生個所とそ の範囲(面積)が図-2のとおり既知である。調査 結果によると剥離面積は、横桁間のパネル面積に 対して最大で30%(パネル⑫)、平均は7.7%程度 となっている。

(2) たわみ測定概要

たわみの調査範囲は、図-2 に示す剥離箇所が 多く存在する赤坂方向の車線を対象に 6 パネル (パネル番号⑦~⑫)とした。測定点の位置は、 パネル中央点を A 点、横桁から 1mの端部を B 点 とする。たわみ測定方法は、写真-1 に示す重錘



写真-1 たわみ測定概要



表-1 測定データー覧

		ロード	セル		上面変位計(VSE-15AD)							下面変位計(CDP-5)					波形合成後上面たわみ				3144	3444										
	洛卜 三十	测定 亚屿		10100 1	÷			311中 TT 45		FT	1/4	_EFT	CEN	TER	1/4R	IGHT	RIC	GHT	1/4L	EFT	CEN	TER	1/4R	IGHT	1/4LEFT		CENTER	1/4R	IGHT	羽離	羽離	距離
バネル	局さ	測正	平均	測定	平均	測定	平均	測定	平均	測定	平均	測定	平均	測定	平均	測定	平均	測定	平均	測定	平均	測定 平均	測定	平均	刞惧	山 恒华						
	(cm)	kg	KN	mm]	mm		mm		mm		mm]	m	m	m	m	m	im	m	m	mm	m	im	m ²	%	m					
		4971.2		0.076		0.181		0.244		0.182		0.081								0.190		0.245	0.183									
⊘A		4986.5	48.8	0.084	0.115	0.187	0.185	0.243	0.244	0.182	0.182	0.086	0.084							0.186	0.188	0.242 0.243	0.181	0.182	0.000	0.0	2.75					
		4974.9		0.186		0.186		0.244		0.183		0.085								0.188		0.243	0.182									
®^		4987.2	40.0	0.080	0.001	0.206	0.204	0.277	0 274	0.195	0 1 0 2	0.079	0.077							0.196	0 1 0 7	0.258	0.179	0 1 7 9	0 557	67	0.25					
0 ^		5027.6	43.0	0.073	0.001	0.190	0.204	0.276	0.274	0.100	0.135	0.070	0.077							0.197	0.157	0.257 0.250	0.179	0.175	0.337	0.7	0.20					
		5211.9		0.080		0.180		0.237		0.176		0.075								0.167		0.220	0.158									
9A		5173.4	51.0	0.085	0.080	0.182	0.179	0.233	0.234	0.175	0.174	0.079	0.075						1	0.165	0.167	0.214 0.217	0.155	0.156	0.140	1.7	13.75					
		5222.7		0.074		0.176		0.233		0.172		0.071	<u> </u>							0.168		0.216	0.155									
a.		5772.1		0.079		0.185		0.246		0.185		0.083								0.166		0.226	0.162									
(QA		5592.6	55.9	0.071	0.075	0.175	0.181	0.235	0.242	0.177	0.182	0.074	0.078							0.166	0.167	0.224 0.228	0.163	0.162	2.492	30.0	19.40					
		5735.8		0.074		0.182		0.244		0.185		0.078								0.168		0.233	0.162									
ΠΔ		4979.0	48.8	0.078	0.073	0.187	0 1 8 6	0.238	0 24 1	0.174	0 1 7 2	0.073	0.071							0.182	0 184	0.233	0.162	0.165	0 000	0.0	24.75					
U/A		4969.7	40.0	0.067	0.070	0.183	0.100	0.244	0.241	0.171	0.172	0.068	0.071							0.188	0.104	0.234	0.168	0.100	0.000	0.0	24.70					
		5043.7		0.071		0.164		0.208		0.156		0.072		0.155		0.239		0.163		0.169		0.205	0.155									
(12)A		4900.9	48.5	0.080	0.077	0.170	0.168	0.210	0.210	0.159	0.159	0.079	0.077	0.160	0.159	0.240	0.240	0.165	0.165	0.172	0.170	0.209 0.208	0.158	0.157	0.634	7.9	30.25					
	50	4900.9		0.081		0.171		0.211		0.161		0.080		0.161		0.242		0.166		0.169		0.209	0.158									
		4893.5		0.051		0.128		0.172		0.119		0.042								0.134		0.173	0.119									
ØВ		4929.3	48.2	0.059	0.053	0.133	0.129	0.172	0.172	0.118	0.118	0.044	0.042							0.135	0.134	0.172 0.172	0.119	0.119	0.000	0.0	1.00					
		4922.6		0.050		0.126		0.171		0.118		0.041								0.134		0.171	0.118									
®B		4770.7	470	0.077	0.079	0.197	0 1 9 8	0.250	0 255	0.101	0 1 8 1	0.009	0.070							0.190	0 1 9 6	0.251 0.251	0.170	0 1 7 6	0 557	67	6.50					
		4774.3	17.0	0.080	0.070	0.198	0.100	0.256	0.200	0.182	0.101	0.071	0.070							0.197	0.100	0.251	0.176	0.170	0.007	0.7	0.00					
		5034.0		0.066		0.174		0.243		0.173		0.067								0.163		0.227	0.156									
<u></u> 9В		5010.8	49.2	0.056	0.061	0.164	0.169	0.235	0.239	0.166	0.170	0.058	0.062							0.167	0.165	0.228 0.227	0.159	0.156	0.140	1.7	12.00					
		5007.8		0.062		0.169		0.240		0.170		0.061								0.164		0.225	0.153									
		5004.1		0.073		0.167	0.405	0.220		0.163		0.070	0.070							0.147		0.196	0.138				17.50					
(II)B		4984.7	49.0	0.073	0.072	0.165	0.165	0.217	0.219	0.161	0.162	0.070	0.070							0.145	0.146	0.196 0.196	0.136	0.138	2.492	30.0	17.50					
		5118.4		0.071		0.104		0.219		0.165		0.069								0.143		0.197	0.159									
(11)B		5114.3	50.1	0.064	0.069	0.171	0.176	0.228	0.230	0.163	0.165	0.062	0.066							0.174	0.174	0.221 0.222	0.157	0.157	0.000	0.0	26.50					
~		5117.7		0.074	1	0.180		0.232		0.167		0.069	1							0.174		0.222	0.157									
		4947.3		0.056		0.145		0.186		0.129		0.048								0.148		0.187	0.130									
(12)B		4960.4	48.8	0.061	0.059	0.150	0.148	0.190	0.188	0.132	0.131	0.050	0.050							0.149	0.149	0.189 0.188	0.131	0.130	0.634	7.9	32.00					
		5037.7		0.061		0.150		0.188		0.131		0.051								0.149		0.188	0.130									

落下たわみ測定機(IIS 法: Impulse Input System Method)を使用する。図-3に示すとお り各測定点において箱桁の上フランジ間(床版 支間)を4等分する位置に5個のたわみセンサ ー(速度計タイプ)を橋面舗装上に設置して測定 する。測定では、980N(100kgf)の重錘を高さ 500mmで5回程度落下させ、載荷板のロードセル で衝撃力(約50kN)とたわみは速度センサーで 最大値(約0.25mm)を測定し、その内の3個の 有効データの平均値で処理した。なお、パネル⑫ A 点のみ図-3に示すとおり、下面に変位計を3 個セットして上下たわみの精度確認を行った。

3. 測定結果

(1) 測定データ

重錘落下たわみの測定データは、表-1のとお りである。重錘 98Nの落下高さは 50 cm一定であ る。その時の衝撃力(荷重)はロードセルの平均 値で 47~56kN の範囲にあり、たわみ量は LEFT 側(西麻布側)で 0.053~0.115mm、CENTER で 0.172~0.274mm、RIGHT 側(青山三丁目側)で 0.042 ~0.084mm である。なお、たわみ測定時のセンサ 一応答波形の測定例(パネル⑫A-1)を図-4 に例 示する。図-4(a)は IIS センサーの応答結果であ



り、図-4(b)は、下面変位計の応答結果を示して いる。また、図-5 には IIS と下面変位計の L/2 点の比較を示した。

図-4(a)の上面 IIS の波形は、第一波以降でた わみ0に収束する形状に対して、図-4(b)の下面



変位計は第一波の戻りが 0.15 mmと大きく減衰波 形に乱れがある。乱れの原因は、主桁の振動成分 と変位計取付け架台(L 形鋼)の振動成分が合成 された影響と考えられる。

表-1 の中央部には、下面変位計の値を示して おり、表の右側の上面たわみ波形合成欄に LEFT と RIGHT の主桁を基線とする床版たわみ量を示し ている。パネル⑫A の床版下面変位計の平均 0.240mm と上面 IIS の波形合成後の CENTER 平均値 0.208mm を比較すると下面に対して、上面 IIS の 値は約 13%小さく測定されている。上面の値が小 さく測定されている理由は、主桁の変位の影響に よるものと推察される。荷重 100kN 換算で測定デ ータを処理した結果は表-2 に示す。

(2) 剥離面積とたわみの関係

図-6 に剥離面積と支間中央点のたわみの関係 を示す。剥離面積が10%を超える箇所は1パネル と少なく、剥離面積が大きくなるとたわみが増加 する関係は見られない。

(3) たわみの計算

床版のたわみの計算では、床版の支持条件は主 桁上を単純支持、直角方向を弾性支持と仮定し、 厚板理論に基づく多層弾性理論で三層板として計 算した。使用材料の特性値は表-3 に示す。コン クリートの全断面有効時の弾性係数は、設計時コ ンクリートの圧縮強度が 24.0N/mm² であり 28,500N/mm²と仮定し、弾性係数比(n) = (鉄筋の 弾性係数 *Es/*コンクリートの弾性係数 *Ec*) =7 相

表-2 100kN 換算測定たわみ(mm)

パネル		支間	方向(n	nm)		橋軸方向
測点	0	637.5	1275	1913	2550	距離(m)
(7)B	0	0.254	0.383	0.286	0	1.00
(7)A	0	0.370	0.508	0.381	0	2.75
(8)B	0	0.378	0.560	0.416	0	6.50
(8)A	0	0.388	0.576	0.418	0	8.25
<u>(9</u> В	0	0.337	0.503	0.343	0	12.00
(9)A	0	0.329	0.462	0.346	0	13.75
(10B	0	0.315	0.446	0.320	0	17.50
(10A	0	0.324	0.467	0.312	0	19.40
(1)A	0	0.346	0.507	0.383	0	24.75
(1)B	0	0.325	0.474	0.355	0	26.50
(12)A	0	0.321	0.435	0.350	0	30.25
(12)B	0	0.278	0.418	0.318	0	32.00
0.8						



図-6 剥離面積と100kN換算たわみ

表-3 特性值

	舗装	コンクリート	鋼板
弾性係数(N/mm ²)	6,000	28,000	200,000
ポアソン比	0.35	0.17	0.3

当、ポアソン比は 0.17 と仮定する。一方、引張無 視時は、弾性係数比 (n)=15、ポアソン比 0.2 と仮 定する。破壊前の劣化加速期は (n)=31、ポアソン 比 0.2 と仮定する。また、舗装の弾性係数は、測 定日を含む 3 日間の気温が 10~13℃であったこと から弾性係数は 6,000N/mm²、ポアソン比 0.35 と 仮定する。補強鋼板などの鋼材は表-3 のとおり とする。載荷板の大きさは、350×350mmの正方形 板に近似させている。

たわみの計算結果を表-4 に示す。なお、支間 方向は、対象のため 1/2 断面で整理している。補 強前は、舗装+床版(1/2 に分割)して三層板と して計算している。計算結果の各層の値は、上か ら断面の上面、中間、下面の計算値である。

補強前の n=15 計算値で比較すると、載荷板中心の支間 1/2 点 (1275mm) では、舗装表面の 1.017mm

													-					
		nm)			n=7					n=15			n=31					
	断面		0.00	318.75	637.50	956.25	1275.0	0.00	318.75	637.50	956.25	1275.0	0.00	318.75	637.50	956.25	1275.0	
	4世 4世	上	0.000	0.199	0.380	0.522	0.595	0.000	0.339	0.649	0.893	1.017	0.000	0.536	1.026	1.415	1.617	
	50mm	中	0.000	0.199	0.381	0.524	0.596	0.000	0.340	0.650	0.896	1.020	0.000	0.537	1.029	1.421	1.623	
補	t-ouiiiii	下	0.000	0.200	0.382	0.526	0.596	0.000	0.341	0.652	0.899	1.021	0.000	0.538	1.031	1.424	1.626	
	中版	上	0.000	0.200	0.382	0.526	0.596	0.000	0.341	0.652	0.899	1.021	0.000	0.538	1.031	1.424	1.626	
強		中	0.000	0.200	0.382	0.527	0.595	0.000	0.341	0.653	0.901	1.021	0.000	0.539	1.032	1.426	1.622	
前	t=90mm	下	0.000	0.200	0.383	0.527	0.595	0.000	0.341	0.653	0.901	1.019	0.000	0.539	1.032	1.426	1.618	
	ct lic	上	0.000	0.200	0.383	0.527	0.595	0.000	0.341	0.653	0.901	1.019	0.000	0.539	1.032	1.426	1.618	
	床版	中	0.000	0.200	0.382	0.527	0.594	0.000	0.341	0.652	0.900	1.016	0.000	0.538	1.031	1.424	1.613	
	t=90mm	下	0.000	0.200	0.382	0.526	0.592	0.000	0.340	0.651	0.898	1.013	0.000	0.537	1.029	1.420	1.606	
		_																
\langle	支間(r	nm)			n=7鋼板					n=15鋼板	Ī.				n=31鋼材	反		
	支間(r 断面	nm)	0.00	318.75	n=7鋼板 637.50	956.25	1275.0	0.00	318.75	n=15鋼极 637.50	956.25	1275.0	0.00	318.75	n=31鋼机 637.50	反 956.25	1275.0	
	支間(r 断面 研#	mm) 上	0.00	318.75 0.137	n=7鋼板 637.50 0.263	956.25 0.361	1275.0 0.416	0.00	318.75 0.193	n=15鋼机 637.50 0.370	956.25 0.511	1275.0 0.591	0.00	318.75 0.246	n=31鋼材 637.50 0.472	反 956.25 0.655	1275.0 0.768	
	支間() 断面 舗装	mm) /上 日	0.00 0.000 0.000	318.75 0.137 0.138	n=7鋼板 637.50 0.263 0.263	956.25 0.361 0.363	1275.0 0.416 0.416	0.00 0.000 0.000	318.75 0.193 0.194	n=15鋼材 637.50 0.370 0.372	x 956.25 0.511 0.514	1275.0 0.591 0.592	0.00 0.000 0.000	318.75 0.246 0.247	n=31鋼材 637.50 0.472 0.474	x 956.25 0.655 0.658	1275.0 0.768 0.770	
	支間() 断面 舗装 t=50mm	mm) / 나 타 下	0.00 0.000 0.000 0.000	318.75 0.137 0.138 0.138	n=7鋼板 637.50 0.263 0.263 0.264	956.25 0.361 0.363 0.364	1275.0 0.416 0.416 0.415	0.00 0.000 0.000 0.000	318.75 0.193 0.194 0.195	n=15鋼材 637.50 0.370 0.372 0.373	x 956.25 0.511 0.514 0.516	1275.0 0.591 0.592 0.593	0.00 0.000 0.000 0.000	318.75 0.246 0.247 0.247	n=31鋼材 637.50 0.472 0.474 0.475	x 956.25 0.655 0.658 0.661	1275.0 0.768 0.770 0.771	
/ 補	支間(i) 断面 舗装 t=50mm	mm) /뇌묜ド뇌	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.137 0.138 0.138 0.138	n=7鋼板 637.50 0.263 0.263 0.264 0.264	956.25 0.361 0.363 0.364 0.364	1275.0 0.416 0.416 0.415 0.415	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.193 0.194 0.195 0.195	n=15鋼材 637.50 0.370 0.372 0.373 0.373	x 956.25 0.511 0.514 0.516 0.516	1275.0 0.591 0.592 0.593 0.593	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.246 0.247 0.247 0.247	n=31鋼材 637.50 0.472 0.474 0.475 0.475	x 956.25 0.655 0.658 0.661 0.661	1275.0 0.768 0.770 0.771 0.771	
/ 補強	支間(1 断面 舗装 t=50mm 床版	mm) <u> 비 타 니 </u> 표	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.137 0.138 0.138 0.138 0.138	n=7鋼板 637.50 0.263 0.263 0.264 0.264 0.265	956.25 0.361 0.363 0.364 0.364 0.365	1275.0 0.416 0.416 0.415 0.415 0.414	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.193 0.194 0.195 0.195 0.195	n=15鋼根 637.50 0.370 0.372 0.373 0.373 0.374	x 956.25 0.511 0.514 0.516 0.516 0.518	1275.0 0.591 0.592 0.593 0.593 0.590	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.246 0.247 0.247 0.247 0.248	n=31鋼材 637.50 0.472 0.474 0.475 0.475 0.477	x 956.25 0.655 0.658 0.661 0.661 0.664	1275.0 0.768 0.770 0.771 0.771 0.764	
/ 補強後	支間(r 断面 舗装 t=50mm た版 t=180mm	<u> ~ 1 ~ 1 ~ 1 ~ 1 ~ 1 ~ 1 ~ 1 ~ 1 ~ 1 ~ </u>	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.137 0.138 0.138 0.138 0.138 0.138	n=7鋼板 637.50 0.263 0.263 0.264 0.264 0.265 0.264	956.25 0.361 0.363 0.364 0.364 0.365 0.365	1275.0 0.416 0.416 0.415 0.415 0.415 0.414 0.412	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.193 0.194 0.195 0.195 0.195 0.195	n=15鋼机 637.50 0.370 0.372 0.373 0.373 0.374 0.373	956.25 0.511 0.514 0.516 0.516 0.518 0.517	1275.0 0.591 0.592 0.593 0.593 0.590 0.586	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.246 0.247 0.247 0.247 0.248 0.248	n=31鋼材 637.50 0.472 0.474 0.475 0.475 0.475 0.477 0.476	956.25 0.655 0.658 0.661 0.661 0.664	1275.0 0.768 0.770 0.771 0.771 0.764 0.759	
/ 補強後	支間(r 断面 舗装 t=50mm た版 t=180mm	<u> </u>	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.137 0.138 0.138 0.138 0.138 0.138 0.138 0.138	n=7鋼板 637.50 0.263 0.263 0.264 0.264 0.265 0.264 0.264	956.25 0.361 0.363 0.364 0.364 0.365 0.365 0.365	1275.0 0.416 0.416 0.415 0.415 0.415 0.414 0.412 0.412	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.193 0.194 0.195 0.195 0.195 0.195 0.195	n=15鋼板 637.50 0.370 0.372 0.373 0.373 0.374 0.373 0.373	956.25 0.511 0.514 0.516 0.516 0.518 0.517 0.517	1275.0 0.591 0.592 0.593 0.593 0.590 0.586 0.586	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.246 0.247 0.247 0.247 0.248 0.248 0.248	n=31鋼相 637.50 0.472 0.474 0.475 0.475 0.475 0.477 0.476 0.476	956.25 0.655 0.661 0.661 0.664 0.663	1275.0 0.768 0.770 0.771 0.771 0.764 0.759 0.759	
/ 補強後	支間	<u>┺╟⋊┺╟┧┺╟</u> / ≝	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.137 0.138 0.138 0.138 0.138 0.138 0.138 0.138 0.138	n=7鋼板 637.50 0.263 0.263 0.264 0.264 0.265 0.264 0.264 0.264	956.25 0.361 0.363 0.364 0.364 0.365 0.365 0.365 0.365	1275.0 0.416 0.415 0.415 0.415 0.415 0.414 0.412 0.412 0.412	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.193 0.194 0.195 0.195 0.195 0.195 0.195 0.195	n=15鋼板 637.50 0.370 0.372 0.373 0.373 0.373 0.373 0.373 0.373	956.25 0.511 0.514 0.516 0.516 0.518 0.517 0.517 0.517	1275.0 0.591 0.592 0.593 0.593 0.590 0.586 0.586 0.586	0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	318.75 0.246 0.247 0.247 0.247 0.248 0.248 0.248 0.248	n=31鋼相 637.50 0.472 0.474 0.475 0.475 0.475 0.477 0.476 0.476 0.476	956.25 0.655 0.661 0.661 0.664 0.663 0.663	1275.0 0.768 0.770 0.771 0.771 0.764 0.759 0.759 0.759	

表-4 100 k N 載荷時のたわみ計算値(mm)

と床版最下面の1.013mmの差は+0.004mmとなり、 支間 637.5mm 位置での差の-0.002mm と比べ舗装 上面のたわみ量が大きくなっている。その理由は、 載荷板直下では、アスファルト舗装の局部変形を 考慮した計算値になっているためである。ただし、 IIS の載荷板は、350mm 間隔の4脚に直径 65mm の 載荷板が付いている構造である。4脚の中心に配 置する速度センサーは、載荷板近傍での舗装局部 変形の影響を受けにくい配置であり、載荷板中心 のセンサーの舗装面のたわみは床版下面のたわみ 量にほぼ一致する。

4. たわみによる耐荷性能の評価

(1) 測定値と計算値の比較

床版上面の IIS 測定値と計算値の比較を図-7 に示す。測定値は補強後 n7 の計算値と補修後 n15 (≒補強前 n7)計算値の間に分布している。これ から現時点では、ひび割れに接着材が十分に圧入 されてひび割れが接着され、鋼板も剥離や浮きの ない状態を想定した n15 を超えるものがなく、健 全な状態にあると評価できる。図-8 に橋軸方向 の距離と支間中央たわみ測定値の関係を示した。 全体にばらついており規則性は特にみられない。

(2) 供用年数の将来予測

図-9は、青山橋とほぼ同じ年代の昭和 39 年道 路橋示方書の基準で造られた実物大床版の輪荷重



図-7 たわみ測定値と計算値



走行疲労試験結果²⁾の活荷重たわみと走行回数の 関係を示したものである。計算値は今回の計算と 同じ多層板の計算値である。すなわち、n31のた わみと同等なダメージを受けた後に鋼板接着した 場合の余寿命は、「n15 鋼板」を超えるたわみ量が



図-9 S39 道示供試体の輪荷重走行疲労結果

発生すると破壊することが見て取れる。一方、図 -10は、青山橋について図-9同様に現時点のた わみ測定値の平均値をプロットした推定値と計算 値の関係を将来予測したものである。推定ではあ るものの供用20年での鋼板接着時のダメージは、 健全度ランク C 程度でひび割れ密度は 6~10m/m² と考えられる。この時点での活荷重たわみは n15 程度であったと推察できる。また、補強直後のた わみは「n7鋼板」程度であったと考えられる。供 用 51 年の現時点のたわみ平均値 0.478mm は逆算 すると「n9.7鋼板」程度であり、支間中央点の測 定値は「n15 鋼板」の計算値を超えていない。し たがって図-10に示す推移と考えられるので、供 用 100 年以内で疲労に起因する損傷が顕在化する 可能性はほぼないと想定される。すなわち、向こ う 50 年間は、抜本的な補修の必要性はないと考 えられる。予防保全の観点では、剥離面積が30% を超えたものに対して、剥離部への再注入による 補修効果は十分に期待できることが言える。

5. まとめ

青山橋の床版についてたわみを測定して、たわ み測定値を再現する板剛性を多層板理論により推



図-10 青山橋のたわみの将来予測

定する手法により、鋼板の剥離面積の影響を検討 した結果、以下の知見が得られた。

- ② 橋軸直角方向のたわみ分布は、補強後 n=7 の 計算値と補修後 n=15 (≒補強前 n=7) 計算値 の間に分布している。剥離や浮きのない状態 を想定した n=15 鋼板を超えるものがなく、健 全な状態にあると評価できる。
- ③ 将来予測を行った結果、補強後 30 年経過した 現時点のたわみは、板剛性が n =7 鋼板と n=15 鋼板の中間に分布していることから当分の 間、補修は必要でないと判定できる。一方、 予防保全の観点では、剥離面積が 30%を超え たものに対して、剥離部への再注入による補 修方法を選択するのが合理的と考えられる。
- ④ 実橋における鋼板接着の剥離が耐荷性能に 与える影響に関する検討事例はほとんどな い。今回、青山橋について検討することがで きたが、さらに多くの事例を調査する必要が ある。

参考文献

- 1) 日本道路協会(1973):鋼道路橋設計示方書、昭和48年2月.
- 2) 佐野正、山下幸生、松井繁之、堀川都志雄、久利良夫、新名勉(2011):浮きを有する鋼板接着補強RC 床版の疲労耐久性および樹脂再注入の評価、土木学会論文集 A1(構造・地震工学)、Vol. 67、No. 1、27-38
- 3) 関口幹夫、石田教雄、栗塚一範(2017):鋼板接着補強床版の接着材再注入による補修効果に関する実験 的検討、平 29. 都土木技術支援・人材育成センター年報、53-68