

## 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<sup>1)</sup>以前の基準で設計された鉄筋コンクリート（RC）床版は、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<sup>2, 3)</sup>。

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

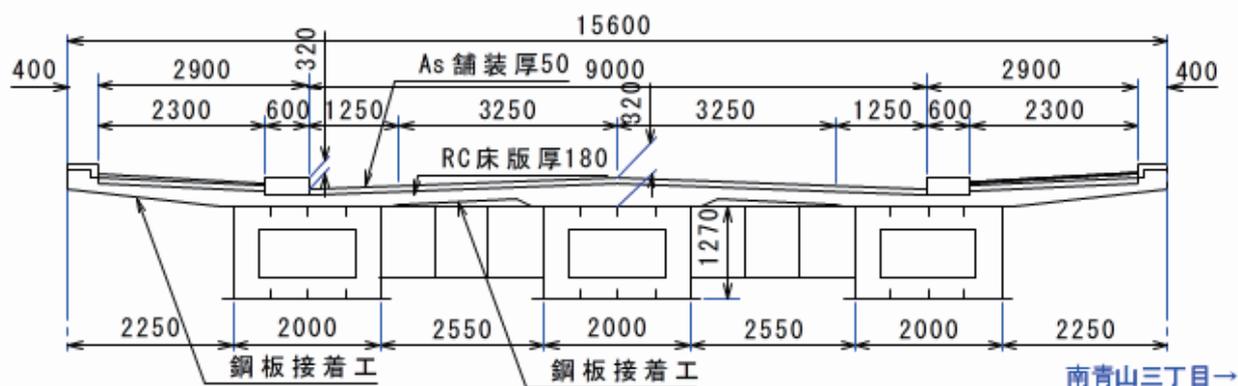


図-1 断面図

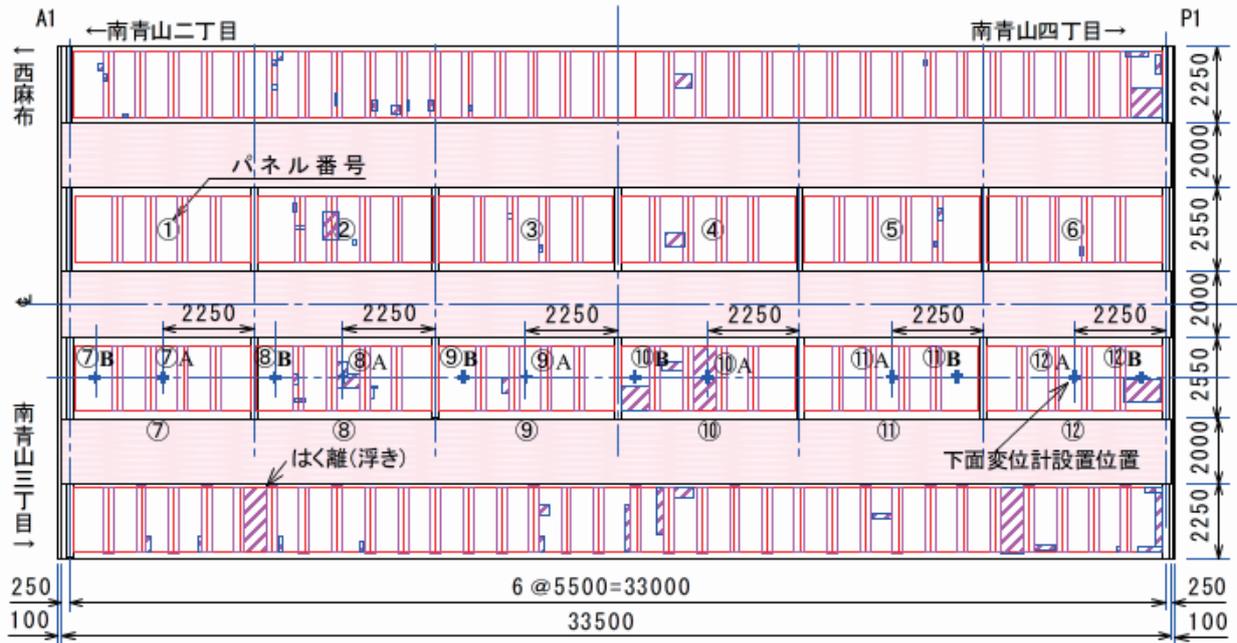


図-2 調査橋梁の剥離(浮き)の状態

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

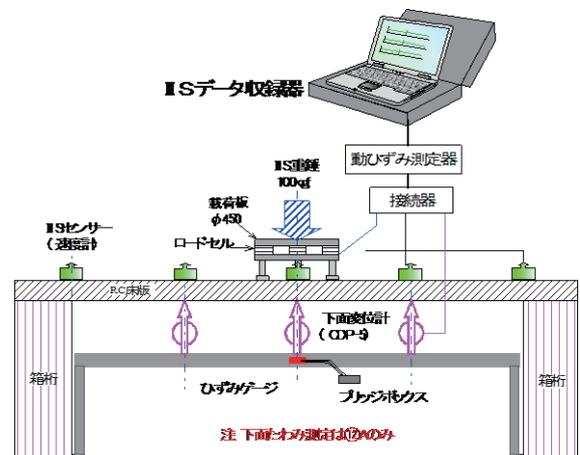


図-3 たわみ測定概要



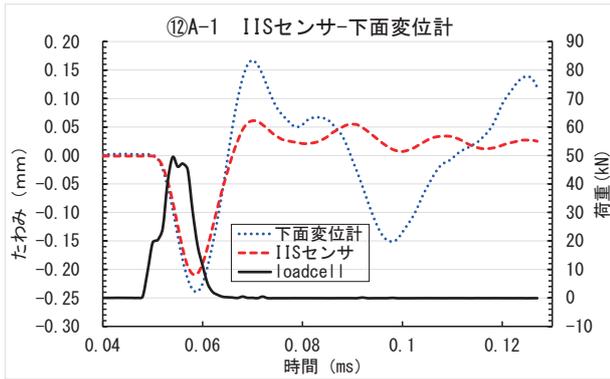


図-5 上面と下面の応答波形の比較

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り付け架台 (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/mm<sup>2</sup> であり 28,500N/mm<sup>2</sup> と仮定し、弾性係数比 (n) = (鉄筋の弾性係数  $E_s$  / コンクリートの弾性係数  $E_c$ ) = 7 相

表-2 100kN 換算測定たわみ (mm)

パネル 測点	支間方向 (mm)					橋軸方向 距離 (m)
	0	637.5	1275	1913	2550	
⑦B	0	0.254	0.383	0.286	0	1.00
⑦A	0	0.370	0.508	0.381	0	2.75
⑧B	0	0.378	0.560	0.416	0	6.50
⑧A	0	0.388	0.576	0.418	0	8.25
⑨B	0	0.337	0.503	0.343	0	12.00
⑨A	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
⑪A	0	0.346	0.507	0.383	0	24.75
⑪B	0	0.325	0.474	0.355	0	26.50
⑫A	0	0.321	0.435	0.350	0	30.25
⑫B	0	0.278	0.418	0.318	0	32.00

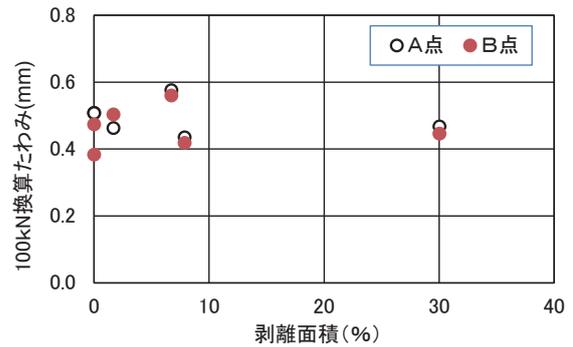


図-6 剥離面積と 100kN 換算たわみ

表-3 特性値

	舗装	コンクリート	鋼板
弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	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°C であったことから弾性係数は 6,000N/mm<sup>2</sup>、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 計算値と比較すると、載荷板中心の支間 1/2 点 (1275mm) では、舗装表面の 1.017mm

表-4 100kN 載荷時のたわみ計算値(mm)

支間(mm)		n=7					n=15					n=31					
		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	
補強前	舗装 t=50mm	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
		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
		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
	床版 t=90mm	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
		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
		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
	床版 t=90mm	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
		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
		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
支間(mm)		n=7鋼板					n=15鋼板					n=31鋼板					
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	
補強後	舗装 t=50mm	上	0.000	0.137	0.263	0.361	0.416	0.000	0.193	0.370	0.511	0.591	0.000	0.246	0.472	0.655	0.768
		中	0.000	0.138	0.263	0.363	0.416	0.000	0.194	0.372	0.514	0.592	0.000	0.247	0.474	0.658	0.770
		下	0.000	0.138	0.264	0.364	0.415	0.000	0.195	0.373	0.516	0.593	0.000	0.247	0.475	0.661	0.771
	床版 t=180mm	上	0.000	0.138	0.264	0.364	0.415	0.000	0.195	0.373	0.516	0.593	0.000	0.247	0.475	0.661	0.771
		中	0.000	0.138	0.265	0.365	0.414	0.000	0.195	0.374	0.518	0.590	0.000	0.248	0.477	0.664	0.764
		下	0.000	0.138	0.264	0.365	0.412	0.000	0.195	0.373	0.517	0.586	0.000	0.248	0.476	0.663	0.759
	鋼板 t=4.5mm	上	0.000	0.138	0.264	0.365	0.412	0.000	0.195	0.373	0.517	0.586	0.000	0.248	0.476	0.663	0.759
		中	0.000	0.138	0.264	0.365	0.412	0.000	0.195	0.373	0.517	0.586	0.000	0.248	0.476	0.663	0.758
		下	0.000	0.138	0.264	0.365	0.412	0.000	0.195	0.373	0.517	0.586	0.000	0.248	0.476	0.663	0.758

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。

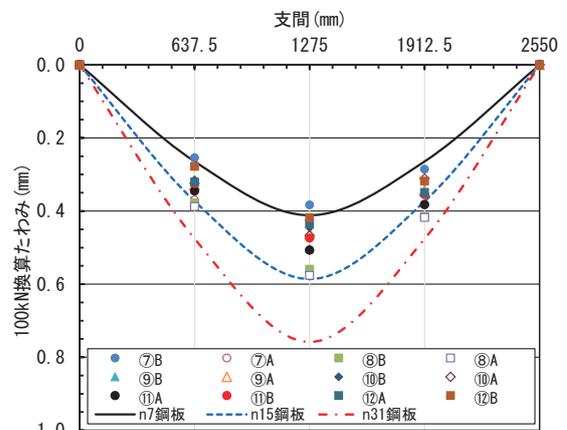


図-7 たわみ測定値と計算値

#### 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

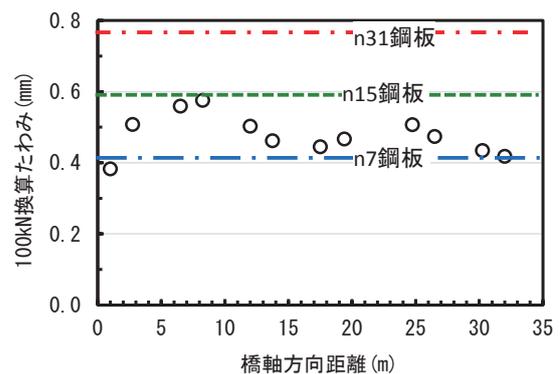


図-8 橋軸方向のたわみ測定値と計算値

走行疲労試験結果<sup>2)</sup>の活荷重たわみと走行回数と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

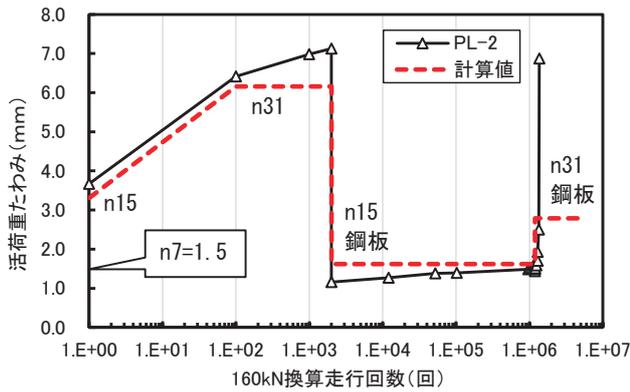


図-9 S39 道示供試体の輪荷重走行疲労結果

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/m<sup>2</sup>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

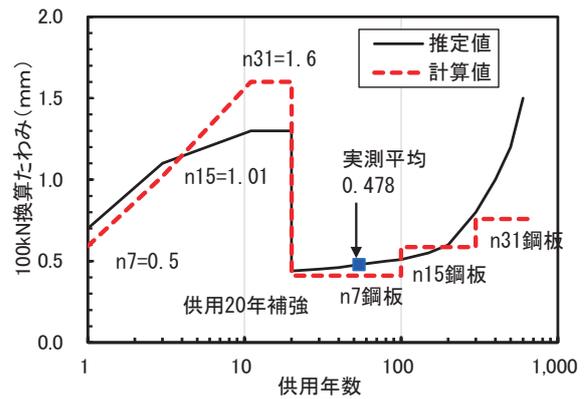


図-10 青山橋のたわみの将来予測

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。

- ① 橋長35m一方向6パネルの剥離面積は、0~30%の範囲に分布、1パネル2カ所でのたわみ測定値との関係には、剥離が大きいほどたわみが大きくなる傾向になっていなかった。
- 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