

7. 鋼板接着補強 RC 床版の疲労耐久性および樹脂再注入の補修効果

に与える剥離率と水の影響

Effect of Peeling Rate and Water on the Fatigue Durability of Steel Plate Bonding Bridge Slabs and the Repair Effect of Resin Reinjection

技術支援課 大石雅登、前田洋平、○関口幹夫、名兎耶薫

1. はじめに

昭和 48 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) 床版は、床版厚が薄く、配力鉄筋量が少ないなどの要因により、都道の過酷な交通環境下では疲労損傷し易い。建設局の管理橋梁では、昭和 40 年代後半から損傷した RC 床版に対して鋼板接着補強工法による対策が 60 橋ほど実施され、対策後既に 40 年以上経過するものも存在する。近年、定期点検時に接着した鋼板の剥離 (浮き) が確認されているが、その原因は特定されていない。

そこで、当センターのゴムタイヤ式輪荷重走行試験機を活用して、主に鋼板剥離部への接着材再注入による補修効果の検証や剥離率による再補修の可否を判断するため、表-1 に示す実験シリーズを平成 27 年度から開始した。

本実験シリーズにおける鋼板接着時の床版損傷状態は、建設局の「橋梁の定期点検要領」の損傷ランク d 相当²⁾のひび割れ密度 $15\text{m}/\text{m}^2$ を標準としている。試験体 PL-1~PL-4 では、平成 29 年度までに再注入を実施する剥離率を 4 段階 (17.6~68.2%) に変化させて乾燥条件下での再補修効果を検討した。その結果いずれの剥離率でもある程度の補修効果が確認された³⁾⁴⁾。また PL-5 と PL-6 では、補強直後から床版上面に水を滞水させた

水張り条件下での実験により、乾燥条件下に比較して疲労耐久性が大幅に低下すること⁵⁾。また PL-7 と PL-8 では、無補強の基準床版の実験により補強効果や再注入効果などの検討を行った⁶⁾。令和元年度には、PL-9 と PL-10 で丁寧な接着条件下の水張り条件下での再注入の補修効果について検討を行った。その結果、接着強度が強かつ貫通ひび割れがない条件下では水の影響を受けない結果が得られた⁷⁾。令和 2 年度は最後の実験として PL-11 と PL-12 で通常接着の水張り条件下での再注入効果について検討を行った。

本稿は、令和 2 年度実施の PL-11~12 の実験結果を取り纏める。併せて本実験シリーズ全ての結果について総括的な取りまとめを行う。また、別途実施した実橋の浮きが耐荷性能に与える影響についての検討結果についての概要を報告する。最後に鋼板接着床版の定期点検における剥離率とた

表-1 実験シリーズの概要

実施年度	試験体	目的	ハンチ補強	補強後水張り	下面再注入	鋼板接着時のひび割れ密度 (m/m^2)	補強時上面ひび割れ本数	再注入時の剥離率 (%)	接着時特記
H27-H28	PL-1	再注入の効果	×	×	○	17.7	2	68.2	下地不良
	PL-2	再注入の効果	×	×	○	14.8	2	33.4	通常施工
H28-H29	PL-3	再注入の効果	×	×	○	14.3	3	47.2	通常施工
	PL-4	再注入の効果	×	×	○	15.2	3	17.6	夏季高温
H29-H30	PL-5	水張りの影響	○	○	×	15.5	1	—	通常施工
	PL-6	水張りの影響	×	○	×	14.6	1	—	通常施工
H30	PL-7	基準床版の確認	—	—	—	17.2(破壊時)	3	—	無補強
	PL-8	基準床版の確認	—	—	—	18.0(破壊時)	3	—	無補強
R1	PL-9	上面ひび割れの影響	×	○	○	14.9	0	1.9	下地丁寧
	PL-10	上面ひび割れの影響	×	○	○	14.7	0	17.5	通常施工
R2	PL-11	貫通ひび割れの影響	×	○	○	16.0	3	4.9	通常施工
	PL-12	貫通ひび割れの影響	×	○	○	14.8	4	45.9	下地不良

わみ量と損傷ランクの関係についての提案を行う。

2. 輪荷重走行実験方法の概要

(1) 試験体

昭和 39 年道路橋示方書⁸⁾の基準に基づいて設計した試験体の配筋図を図-1 に示す。形状寸法は、幅 2.8m (支間 2.5m) 橋軸方向の長さ 3.5m、床版厚 16cm である。なお、試験体の形状寸法と

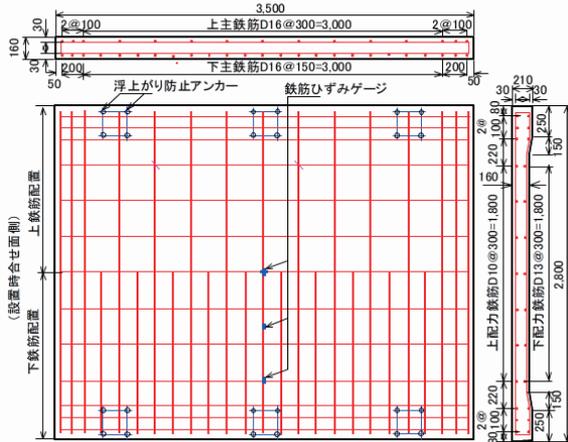


図-1 試験体の形状寸法

表-2 鉄筋・鋼板の特性値

種類	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	伸び %
鉄筋D10	344.0	465.3	178.9	19.2
鉄筋D13	343.4	465.2	183.9	20.6
鉄筋D16	330.9	468.4	181.7	20.7
接着鋼板	333.0	457.0	-	37.0

注) 鉄筋は3本の平均値、鋼板はミルシートの値

表-3 コンクリートの配合表

配合表(kg/m ³)						
セメント	水	細骨材①	細骨材②	粗骨材①	粗骨材②	混和剤*1
264	178	405	402	507	507	2.64

*1: AE減水剤標準形1種

w/c=67.4

表-4 コンクリート特性値(材齢 28 日)

供試体 No.	スラブ	空気量	粗骨材最大寸法	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)
1	14.5 cm	3.4 %	20 mm	25.0	23.9	0.15	1.72
2				24.6	24.1	0.15	1.88
3				26.4	25.2	0.19	1.93
平均				25.3	24.4	0.16	1.84

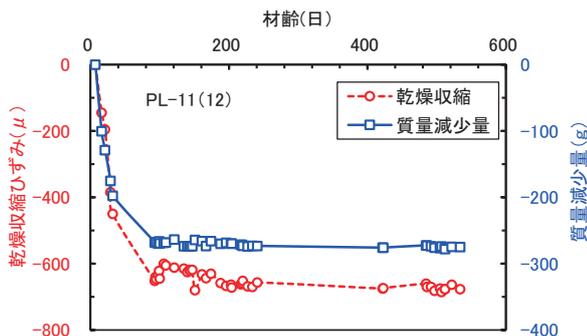


図-2 乾燥収縮

配筋は、佐野ら⁹⁾の試験結果と比較できるように同一である。

(2) 使用材料

鉄筋は SD295A の D16、D13、D10 および接着用鋼板は SS400 板厚 4.5mm であり、その試験結果を表-2 に示す。コンクリートは、材齢 28 日目標強度 25N/mm² の生コン (18-8-20-N) を使用した。コンクリートの配合表を表-3 に特性値を表-4 に示す。図-2 に示すコンクリートの乾燥収縮ひずみは、試験体と同じ室内環境下でのコンタクトストレインゲージ法による。実験終了時 (材齢約 500 日) の収縮ひずみは約 670 μm とやや大きい、質量減少量は約 270 g である。鋼板接着用の接着材は、専用のエポキシ樹脂でパテ・シール材の品質を表-5 に示す。注入用接着材の品質を表-6 に示す。

(3) 走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は、戸田橋実験場の写真-1 のゴムタイヤ自走式の走行載荷装置を使用する。試験体は、図-3 に示す載荷装置の支持桁上に 2 体連続 (試験体と試験体は接触しないように約

表-5 パテ・シール材の品質

試験項目	試験方法	単位	規格値	試験値
比重	JIS K7112	-	1.13±0.05	1.13
粘度	JIS K6833	mPa·s	1000~2000	1500
可使用時間	温度上昇法	分	30以上	50
圧縮降伏強さ	JIS K7208	N/mm ²	60.0以上	82.2
圧縮弾性率	JIS K7208	N/mm ²	1500~3500	2350
曲げ強さ	JIS K7203	N/mm ²	50.0以上	82.2
引張強さ	JIS K7113	N/mm ²	35.0以上	57.4
衝撃強さ	JIS K7111	KJ/mm ²	3.00以上	4.57
硬さ	JIS K7215	HDD	80以上	83
引張せん断接着強さ	JIS K6850	N/mm ²	10.0以上	16.4

試験条件: 20°C7日間養生後20°Cにて測定

表-6 接着材の品質

試験項目	試験方法	単位	規格値	試験値
比重	JIS K7112	-	1.70±0.10	1.7
粘度	垂直ダレ試験	-	ダレ認めず	合格
可使用時間	温度上昇法	分	60以上	73
圧縮降伏強さ	JIS K7208	N/mm ²	60.0以上	81.3
圧縮弾性率	JIS K7208	N/mm ²	4000~8000	6790
曲げ強さ	JIS K7203	N/mm ²	40.0以上	49.9
引張強さ	JIS K7113	N/mm ²	20.0以上	33.8
衝撃強さ	JIS K7111	KJ/mm ²	1.50以上	3.61
硬さ	JIS K7215	HDD	85以上	86
引張せん断接着強さ	JIS K6850	N/mm ²	11.0以上	15.7

試験条件: 20°C7日間養生後20°Cにて測定



写真-1 輪荷重走行装置

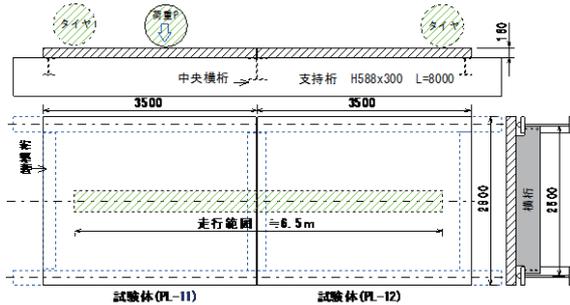


図-3 試験体の配置図

5mm の隙間を開けてゴム板を挿入) して配置し、床版支間中央をタイヤが走行する方式である。

走行荷重は、階段荷重方式で図-4 に示す荷重プログラムとした。走行荷重は、都内で観測される輪荷重の最大値相当の160kNを基本とする。なお、PL-11は補強後16.44万回から16.52万回までの800回のみ損傷を促進するため荷重を180kNに上げている。

(4) 予備荷重によるひび割れの導入

1) ひび割れの導入

建設局における鋼板接着補強対策では、床版下面のひび割れ損傷ランクc～dで補強する。このため本実験での初期ひび割れ導入は、ランクdのひび割れ密度約15m/m²となる走行回数を目標とした。ひび割れ密度の測定は、床版中央部2m×2mの領域で格子密度法により算定した。走行回数とひび割れの発生・進展状況を図-5に示す。ひび割れの発生パターンは、版中央を中心にほぼ偏りなく発生・進展した。

走行回数とひび割れ密度の関係は図-6に示す。PL-11は1回で5.29m/m²、300回で15.97m/m²に増加した。PL-12は1回で5.78m/m²、300回で

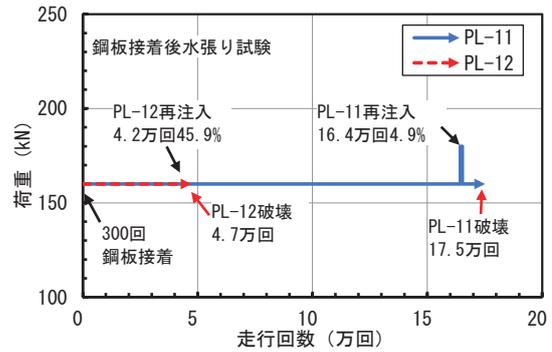


図-4 荷重プログラム

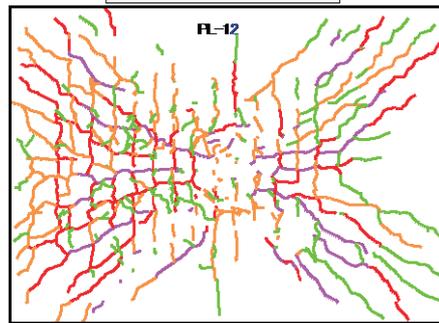
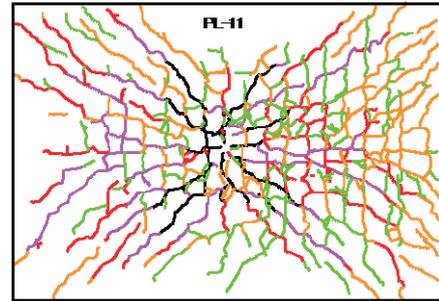


図-5 下面のひび割れ導入 (見下げ図)

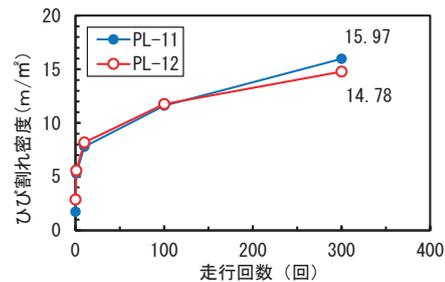


図-6 ひび割れ密度の推移

14.78m/m²となり、いずれも300回で目標とするひび割れの導入を完了した。なお、ひび割れ発生荷重は、目視観察により両試験体ともに0回の静的荷重100kNで確認した。300回走行後の上面の走行面を横断するひび割れ本数は、PL-11では3本、PL-12では4本であった。

2) たわみの推移

床版中央の総たわみと残留たわみと走行回数の関係を図-7に示す。残留たわみは0回(静的載

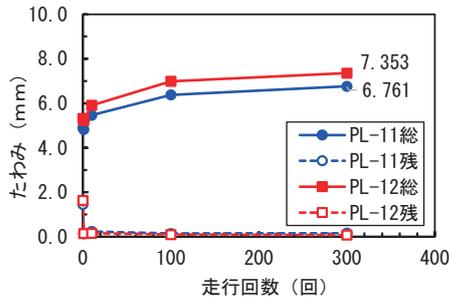


図-7 中央たわみの推移

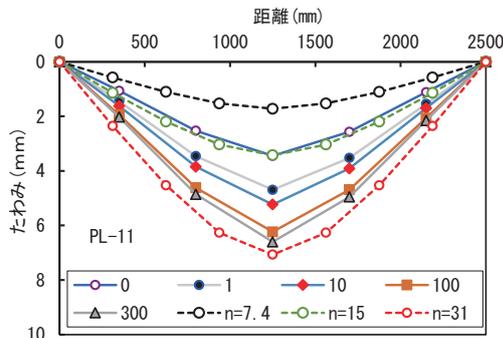


図-8(a) PL-11 ひび割れ導入時たわみ分布

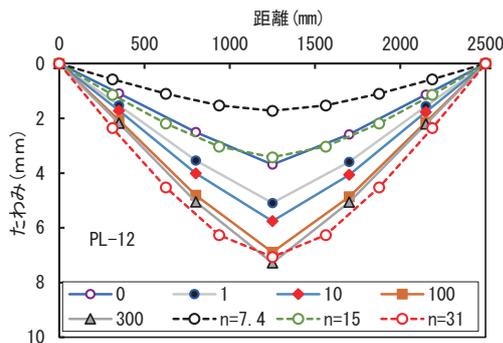


図-8(b) PL-12 ひび割れ導入時たわみ分布

荷)のみやや多く、1回以降は安定している。総たわみは、100回以降は微増にとどまっている。また、橋軸直角方向の活荷重たわみ分布を図-8(a)(b)に示す。PL-11の1回の中央の活荷重たわみは4.692mm、300回は6.604mm、PL-12の1回は5.093mm、300回は7.282mmである。たわみの分布形状は、いずれの試験体も左右対称である。

厚板理論によるたわみ計算値との関係は、両試験体とも0回の静的荷重は、ひび割れ発生直後を想定した「n=15」たわみ計算値とほぼ一致し、走行300回では、ひび割れが十分進展した状態の「n=31」たわみ計算値と一致している。

たわみの理論計算法では、三次元弾性論に基づく厚板理論(多層版解析)を用いた¹⁰⁾。特に引張無視時のたわみの計算では、ひび割れの発生した床版は、剛性の低下した均質弾性体と近似的に見

表-7 断面の状態と特性値

弾性係数比 $n=Es/Ec$	断面の状態	弾性係数 $E_c(N/mm^2)$	ポアソン比
n=7.4	全断面有効	24,400	0.16
n=15	ひび割れ発生直後	12,100	0.2
n=31	引張断面無視	5,860	0.2

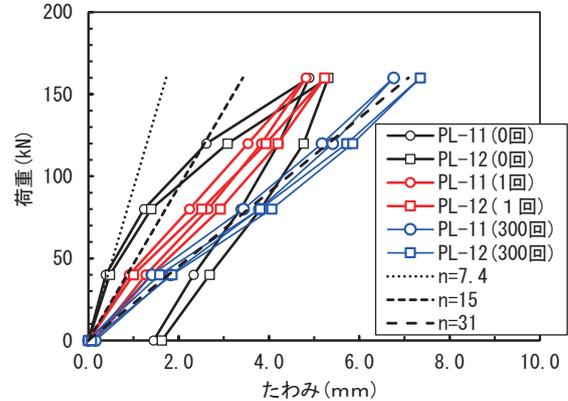


図-9 たわみ測定値と計算値

なせるとして計算する。ここでは床版の剛性を便宜的に弾性係数比 ($n=Es/Ec$)として取り扱い、 E_s (主鉄筋の弾性係数)は表-2のD16の測定値、 E_c (コンクリートの弾性係数)は表-4の値として、表-7に示す断面の状態を仮定する。走行疲労で十分にひび割れが発生・進展した状態(貫通ひび割れあり)はn=31と仮定する。また、ポアソン比は、全断面有効時は測定値の0.16、ひび割れ断面では0.2と仮定する。

中央たわみの0回、1回、300回走行後のたわみ測定値と計算値の関係を図-9に示す。0回では、荷重100kNでひび割れの発生を目視で確認しており、剛性は荷重50kN時まで全断面有効のたわみ計算値($n=7.4$)の傾きと一致し、160kN載荷時にはひび割れ発生直後のn=15のたわみ計算値より大きい。活荷重たわみの傾きはほぼ一致している。一方、300回時では、ひび割れ断面無視相当n=31のたわみ計算値とほぼ一致している。

3) 鉄筋ひずみ

主鉄筋の橋軸直角方向のひずみ分布を図-10(a)(b)に示す。0回の最大値はPL-11では $1,028\mu$ 、PL-12では $1,040\mu$ である。走行1回以後のひずみ分布は、ほぼ同じ分布形であり、300回走行の最大値は、PL-11は $1,284\mu$ 、PL-12は $1,418\mu$ とやや大きくなっている。また、図-

10 には、厚板理論による引張主鉄筋位置のひずみ計算値の分布も併記した。分布形状は近似しているものの、測定値は、ひび割れの影響により n=31 計算値より 30~40%大きい結果である。

4) 劣化度

鋼板接着前に予備荷重を行った段階での RC 床版の劣化度を評価する。評価には、松井ら¹¹⁾が提案している RC 床版の活荷重たわみによる劣化度評価方法である式(1)を適用した。

$$D\delta = \frac{(W-W_0)}{(W_c-W_0)} \dots \text{式(1)}$$

ここに、 $D\delta$: 劣化度

W : 実測活荷重たわみ(mm)

W_0 : 全断面有効のたわみ計算値(mm)

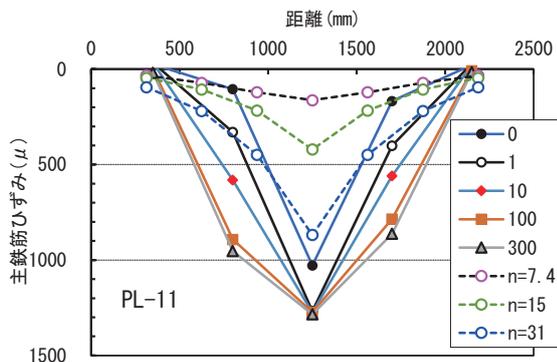


図-10(a) PL-11の主鉄筋ひずみ分布

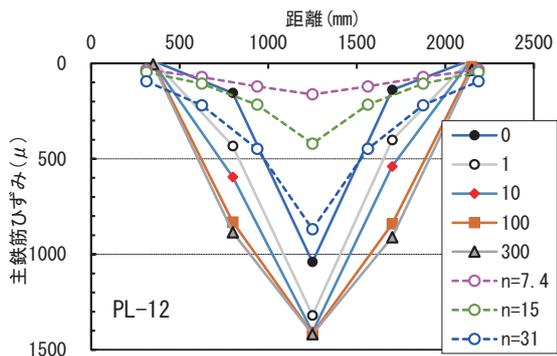


図-10(b) PL-12の主鉄筋ひずみ分布

表-8 予備荷重におけるRC床版の劣化度

試験体	PL-11	PL-12	備考
活荷重たわみ W(mm)	1回	4.82	走行
	300回	6.76	走行
たわみ計算値	W_0 (mm)	1.72	n=7.4
	W_c (mm)	7.09	n=31
劣化度 $D\delta$	0.94	1.05	300回時
ひび割れ密度(m/m^2)	15.97	14.78	

W_c : 引張無視のたわみ計算値(mm)

劣化度の計算結果を表-8に示す。劣化度は PL-11では0.94、PL-12は1.05である。劣化度は1.0以上で使用限界と評価するので、ほぼ使用限界状態と評価できる。

(5) 鋼板接着および水張試験方法

1) 鋼板接着方法

300回走行のひび割れ導入後に鋼板接着補強を施工した。補強仕様は、東京都の鋼板接着補強要領に準じて図-11に示すハンチ補強なしである。具体的な鋼板接着の割り付けは、図-12に示す3分割とし、添接板の重ね幅は400mmである。

施工手順では、床版下面を写真-2(a)に示すようにサンダーによるケレンは、通常施工で床版下面の素地調整を行った。その後、補強鋼板の仮設置、アンカーの穴あけ $\phi 10.5$ mm後にアンカーM10 \times 80mmを設置した。なお、接着材の厚さを確保する厚さ5mmのスペーサを所定量設置し、鋼板の周囲をシール材でシールした。シール材の硬化に要する1日養生後に、エポキシ樹脂接着材は写真-2(b)の足踏みポンプを使用して注入圧力0.03N/mm²以下で注入パイプ($\phi 10$ mm)から、鋼板とコンクリート面の隙間に充填した。

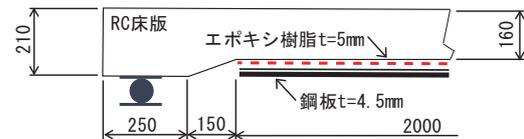


図-11 鋼板接着の仕様(単位 mm)

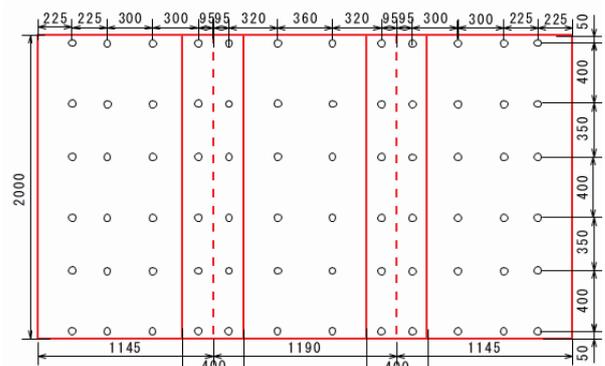


図-12 鋼板接着のアンカー配置図



(a) サンダーケレン



(b) 鋼板取り付け接着材圧入
写真-2 鋼板接着施工状況



写真-3 水張り試験状況

2) 水張試験方法

鋼板接着後は約 10 日間の養生を行い、床版上面に水張り用のプラスチック製の目地棒（高さ 20mm 幅 50mm）を額縁状に接着材で設置した。写真-3 に示す走行面を除く範囲にスポンジ製養生シートを敷設して注水を行った。水張りは、1 日 2 回約 5~10ℓ の水道水を注水して、走行面がわずかに滞水している状態とした。

3) 再注入方法

補強鋼板の剥離（または浮き）に対する補修法は、一般的な方法である剥離部にドリルで穴を開け、エポキシ樹脂接着材を圧入して再接着させる方法である。注入孔には写真-4(a)の注入用インジェクションを PL-11 では 25 か所、PL-12 では 123 か所に取り付けた。なお、再注入の接着材には、最初の接着材と区別するため写真-4(b)に示す赤色の蛍光顔料を混ぜている。インジェク



(a) インジェクター(左)と
ゴム風船型注入器(右)



(b) 再注入樹脂(蛍光顔料混入)



(c) 注入器のセット
写真-4 接着材再注入施工概要

ション固定用の接着材が硬化した後に写真-4(c)のゴム風船型の低圧注入器に接着材を入れてインジェクションにセットして注入を行った。また、一回目の再注入の硬化後にたたき点検を行い未充填個所に二回目の再注入を実施した。再注入量の合計は PL-11 では剥離率 4.9%に対して 0.138 kg（未充填 0.0%）、PL-12 では剥離率 45.9%に 10.506kg（未充填 0.0%）であった。

3. 走行疲労実験結果

(1) 鋼板接着後の実験結果

1) 走行回数と剥離率

剥離面積は、打音点検で剥離領域を判定して図形ソフトにより描写し算出した。剥離率(%)は(剥離面積/鋼板面積)×100で求めた。補強後の走行回数と剥離率の関係を図-13に示す。

PL-11は補強後160kN 荷重の16.44万回で剥離率が4.9%と少なく荷重を180kNに上げ800回走行後上面に砂利化が発生する。しかし、剥離率は4.9%で進展がないので走行を中断して砂利化部を樹脂モルタルで修復後に再注入して走行を再開した。再注入後1,000回で再度砂利化部を再補修して走行を再開し、補強後17.7万回剥離率21.6%で破壊した。

一方、PL-12の剥離率は1万回時3.3%が4.2万回で上面の走行中央部に砂利化が進んで剥離率は45.9%に急増したのでこの時点で再注入を行った。なお、PL-11の160kN換算走行回数は、RC床版の松井¹²⁾の式(2)で換算している。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n \left[\frac{P_i}{P_0} \right]^m \cdot n_i \quad \dots \text{式(2)}$$

ここに、

N_{eq} : 基準荷重 $P_0=160\text{kN}$ 換算走行回数(回)

P_i : 荷重(kN)

n_i : 荷重 P_i の走行回数(回)

m : S-N 曲線の傾きの逆数 (12.76)

補強後から再注入時点の剥離の進展状況を図-14(a)(b)に示す。PL-11は、床版中央部のタイヤエッジから外側に剥離が広がる通常のドーナツ型剥離パターンである。PL-12は、補強後1万回まで微増であったものが4万2千回以降において、床版中央から合わせ面側でハンチ近傍まで剥離が一気に進行した。剥離のパターンは、ケレン不足で一気に剥離が進行したPL-1と同一である。

2) 補強後たわみの推移

走行回数と床版中央の160kN換算活荷重たわみの関係を図-15に示す。PL-11は、ひび割れ導入時の活荷重たわみの最大値は6.604mmであったが、補強後は1.460mm(1.46/6.604=22.1%)に低下して補強効果が認められる。160kN換算16.7万回の剥離率4.9%での再注入前後のたわみは、1.692mmから1.383mmに改善した。破壊時17.79万回時は1.55mmと微増であった。

一方、PL-12の補強前は7.282mmであったが補

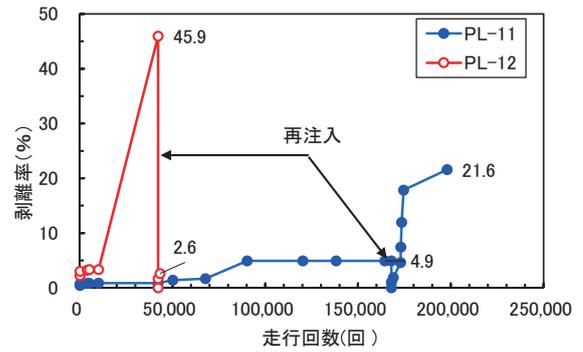


図-13 補強後の走行回数と剥離率(%)

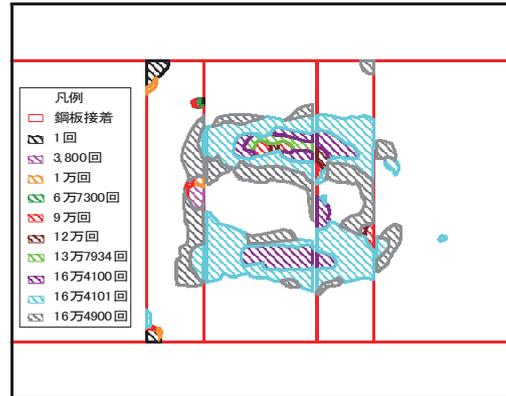


図-14(a) PL-11 鋼板剥離図(見下げ図)

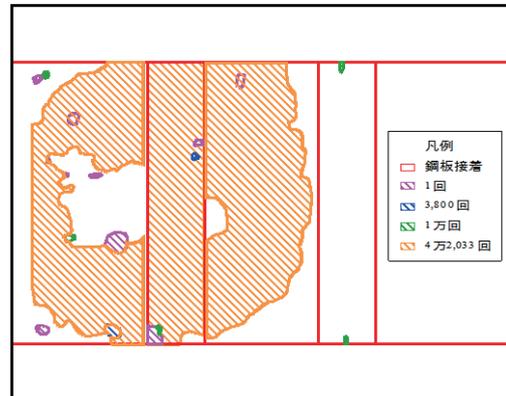


図-14(b) PL-12 鋼板剥離図(見下げ図)

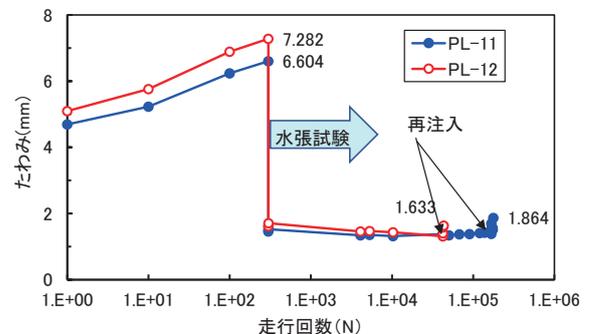


図-15 たわみの推移

強後は1.613mm(1.613/7.282=22.1%)に低下した。また再注入前後のたわみは1.313mmで補強時よりやや小さく、破壊時4.73万回では1.633mmと微増で終了した。

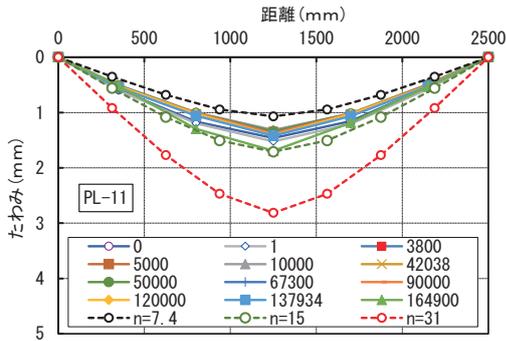


図-16(a) PL-11 たわみ分布

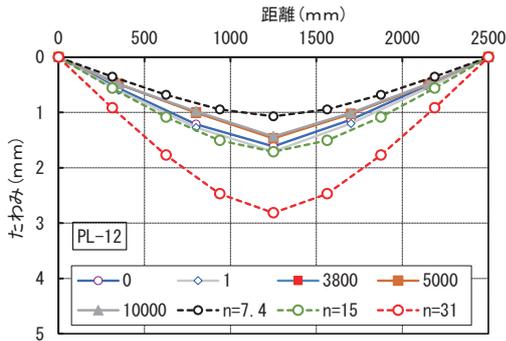


図-16(b) PL-12 たわみ分布



(a) PL-11 (b) PL-12

写真-5 走行面破壊状況

補強後のたわみ分布を図-16(a)(b)に示す。PL-11およびPL-12の補強後のたわみ分布は、実験終了時まで鋼板が完全合成状態の計算値「 $n=7.4$ 」と「 $n=15$ 」の間に分布する結果となっている。たわみが「 $n=31$ 」に達しなかった理由は、いずれも走行面に水張りの影響で早期に砂利化が進み走行不能となり、剥離率が20%止まりと少ないことが影響したと考えられる。

3) 補強後鉄筋および鋼板ひずみ

主鉄筋の活荷重ひずみの推移を図-17に示す。補強前の主鉄筋ひずみは平均 $1,351\mu$ であったものが鋼板接着により約6%の平均 85μ に低減し、再注入以降も 100μ を超えることがない。

補強鋼板の主鉄筋方向ひずみの推移を図-18

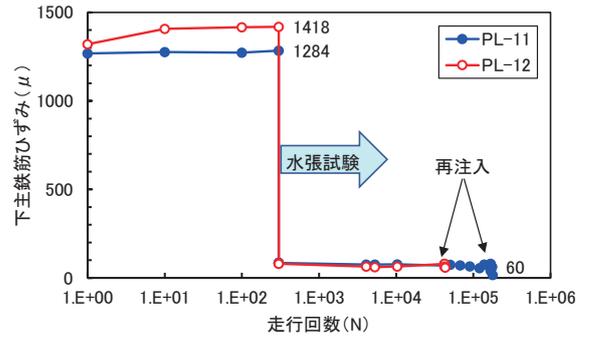


図-17 主鉄筋ひずみの推移

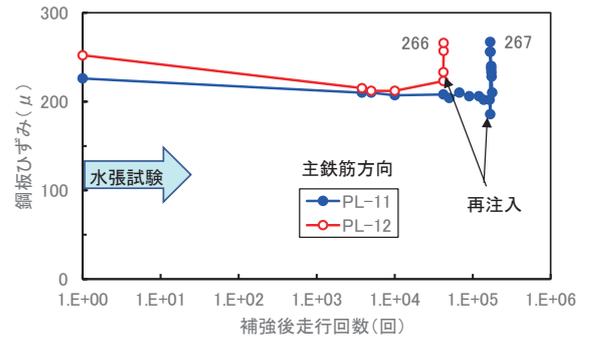


図-18 補強鋼板ひずみの推移

に示す。補強直後のひずみは、いずれの床版も中央点の最大値は 250μ 弱であり、再注入時は 200μ でその後急増して約 260μ で終了している。

(2) 再注入後の上面ひび割れと剥離

1) 走行回数と上面ひび割れ

PL-11の床版上面の損傷状況を図-19(a)に示す。16.4万回で走行面に写真-5(a)に示す砂利化が確認され、樹脂モルタルによる断面修復を行っている。その後走行を継続して再注入後10,000回で破壊した。上面には、貫通ひび割れが3本確認される。

PL-12の上面の損傷状況を図-19(b)に示す。上面には写真-5(b)に示すタイヤ走行面が5~15mm程度押し込まれている。補強後4.2万回後ほぼ床版中央に砂利化が発生したので樹脂モルタルで断面修復後走行を再開している。その後1,000回で2回目の砂利化が進行して再度断面修復後に再注入を実施し、再注入後の破壊回数は4,995回と少ない。破壊までの走行回数は47,328回あり、PL-11に比べ23.7%と少ない疲労耐久性である。貫通ひび割れ本数は4本である。

2) 再注入後の鋼板剥離

再注入後の剥離は、PL-11では補強後の図-

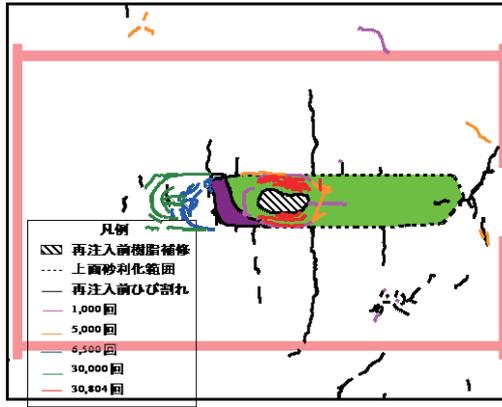


図-19(a) PL-11 再注入後走行面の破壊状況

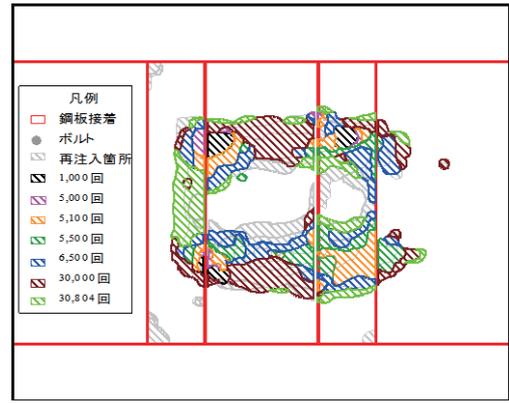


図-20(a) PL-11 再注入後の鋼板剥離図

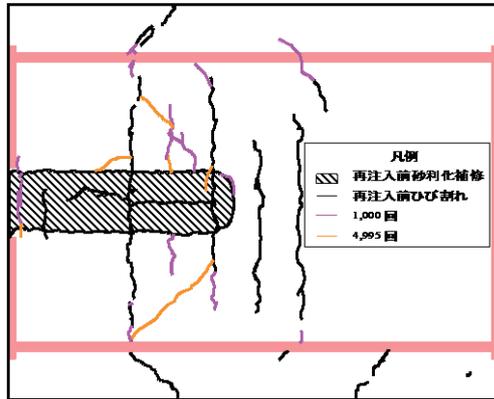


図-19(b) PL-12 再注入後走行面の破壊状況

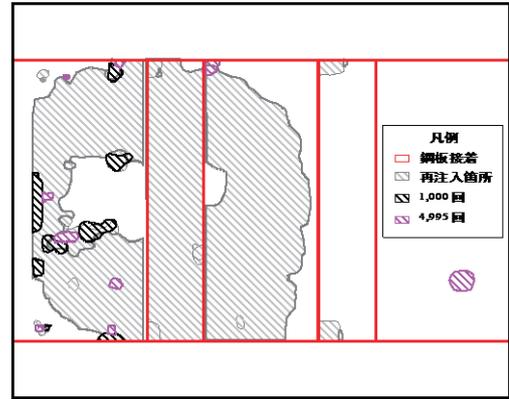


図-20(b) PL-12 再注入後の鋼板剥離図

14(a) とほぼ同様の箇所で剥離が生じ、図-20(a)に示す 10,000 回走行した時点の剥離率 21.6%で実験を終了した。一方、PL-12 では再注入後は中央部から床版合わせ面にかけて図-20(b)に示すように点在した小さい剥離が見られ、剥離率は 2.6%と少量で破壊している。

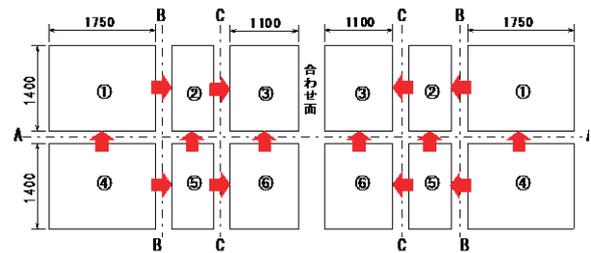


図-21 切断位置

(3) 切断面ひび割れの検討

1) 切断方法

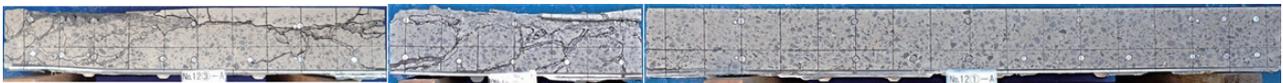
試験体内部のひび割れの状況を調べるため図-21に示す位置で6分割にダイヤモンドカッターにより切断した。矢印は写真の撮影断面を表している。

2) 橋軸方向切断面のひび割れ

写真-6(a)のPL-11上面の押抜きせん断破壊箇所(砂利化部)は、橋軸方向中央部である。上側主鉄筋位置に水平ひび割れが確認できる。鉛直方向の貫通ひび割れと上面からほぼ40~45度の角度で床版下面に達するひび割れも確認できる。写



(a) PL-11 A-A 断面



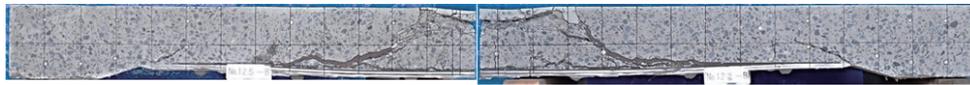
(b) PL-12 A-A 断面
写真-6 橋軸方向切断面



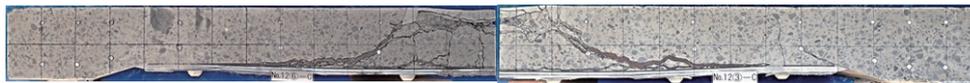
(a) PL-11 B-B 断面



(b) PL-11 C-C 断面



(c) PL-12 B-B 断面



(d) PL-12 C-C 断面

写真-7 橋軸直角方向切断面

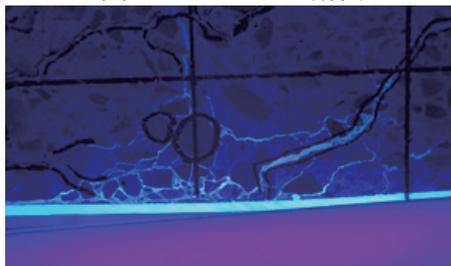
真-6(b)のPL-12では、中央から左側にかけて破壊範囲内ではほぼ45度の押し抜きせん断破壊の斜めのひび割れがPL-11に比較して多く発生しているほか、水平ひび割れも確認できる。一方、中央から右側はひび割れがなく、無損傷に近い状態になっている。

3) 橋軸直角方向切断面のひび割れ

写真-7(a)(b)のPL-11では、押し抜きせん断破壊の状態が水張りの影響でせん断破壊面が限定的である。また、床版上面で砂利化した部分では、上側主鉄筋付近に水平ひび割れが確認できる。一方、写真-7(c)(d)のPL-12では、床版上面の抜け落ちた領域からほぼ45度の角度でひび割れが下面まで達して、鋼板を押しているための変形が確認できる。また、いずれのひび割れにも再注入の樹脂が多量に注入された痕跡が写真-8(a)に、比較的ひび割れ幅の小さい領域にも写真-8(b)で確認できる。



(a) PL-12 B-B 断面



(b) PL-12 C-C 断面
写真-8 再注入の樹脂

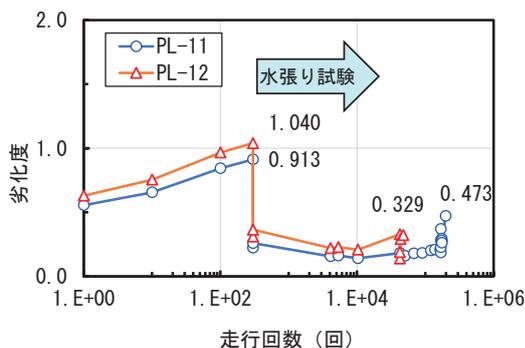


図-22 劣化度の推移

(4) 劣化度の推移

補強前→補強後→再注入後の全走行回数と劣化度の関係を図-22示す。補強前のPL-11およびPL-12の劣化度の推移はほぼ同一である。補強前の最大値はPL-11で0.913、PL-12で1.040と使用限界の1.0に近い。補強後の劣化度は、乾燥条件下では損傷が進むと劣化度は1.0を超えるパターンが一般的であるが、水張条件下では劣化度は1を超えないパターンとなることから、劣化度は適用できないと考えられる。

(5) 重錘落下たわみ

1) 測定方法

重錘落下たわみ測定機(IIS)は、写真-9に示す980N(100kgf)の重錘とたわみセンサー

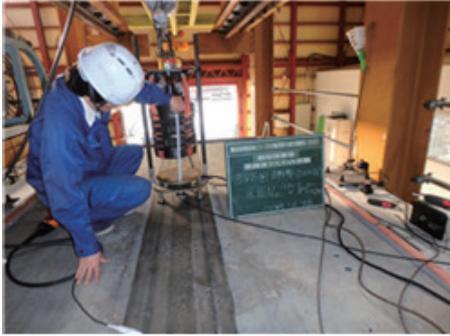


写真-9 重錘落下たわみ試験

(速度計)とデータ収録解析装置を組み合わせたシステムを使用した。たわみセンサーは、床版中央点と両主桁上に配置して3か所のたわみを同時に測定し、両主桁を基線とする中央たわみを計測する。重錘の落下高さは200mm一定とし、重錘の落下開始から約10秒間(サンプリング間隔は1000/秒)計測した。また、載荷板(直径35cm)の荷重値で160kN換算し3回の平均値で求めた。

2) 重錘落下たわみと静的たわみの関係

重錘落下たわみと静的載荷たわみの160kN換算での比較を図-23(a)(b)に示す。いずれの床版も補強前(予備載荷)のたわみは、静的載荷に比べ重錘落下たわみ値は、概ね1/2~1/3小さく推移して安定していない。重錘落下たわみ法が安定して測定されない理由は、支持桁と床版の接触面の隙間と浮き上がり防止の影響が考えられる。

一方、補強後は、ほぼ両者は一致していること

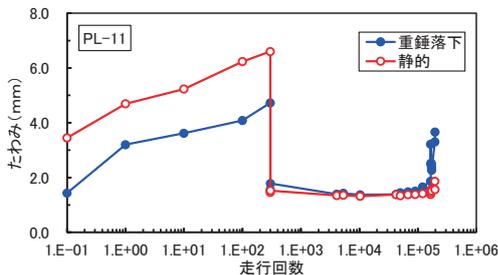


図-23(a) PL-11 重錘落下と静的たわみ

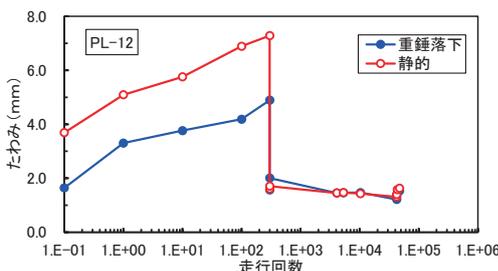


図-23(b) PL-12 重錘落下と静的たわみ

が図-23より読みとれる。したがって、たわみの全体的な推移では、両者の傾向はほぼ一致している。疲労によるダメージをモニタリングする手法としてIISたわみ量の変化(推移)は、有効な指標になる。

(6) たわみによる維持管理水準の検討

図-24は、実験開始から破壊までの活荷重たわみとたわみ計算値の関係を示す。たわみ計算値は、前述2.(4)2)「たわみの推移」同様に厚板理論に基づく多層版解析により求めた。なお、補強鋼板の静弾性係数(E_s)=200kN/mm²と仮定する。鋼板補強断面のたわみ計算値は表-9に示す。

図-24のPL-11とPL-12では補強前の走行回数1回でひび割れはすでに5m/m²程度発生しており、活荷重たわみはn=15のひび割れ発生直後のたわみ計算値3.423mmより大きい。走行回数100~300回ではn=31引張り断面無視のたわみ計算値7.068mmに概ね一致している。

補強直後のたわみは、鋼板を考慮した2層版のたわみ計算値n=7.4鋼板の1.070mmより大きい1.3~1.4mmで推移し、再注入時点でn=15鋼板の計算値程度に増加している。再注入後は、一旦補強直後のレベルまで回復したもののn=15鋼板の計算値を超えて破壊した。

一方、図-24のPL-12は、42,333回の再注入直前の剥離面積は4.9%、たわみは1.643mmでn=15鋼板のたわみ計算値1.710mmより小さい。再注入後のたわみは1.313mmに低下してn=15鋼

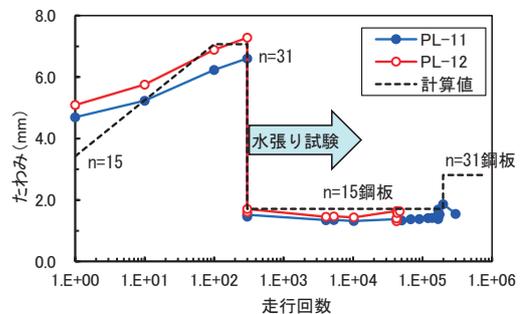


図-24 活荷重たわみと計算値の関係

表-9 たわみ計算値

160kN換算 走行回数	1	100	300	301	197,996	197,997
たわみ(mm)	3.423	7.068	7.068	1.710	1.710	2.814
弾性係数比	n=15	n=31	n=31	n=15鋼板	n=15鋼板	n=31鋼板

板のたわみ計算値を下回り、補修効果が確認できる。その後の走行 4,995 回数で n=15 鋼板のたわみ計算値 1.710mm を超えない 1.633mm で破壊した。

乾燥条件下 PL-1~PL-4 の補強後の剛性回復では、厚板理論による多層版解析によるたわみ計算値で評価可能であり、概ね n=31 鋼板を超えると押し抜きせん断破壊する結果が得られている。一方、水張り条件下の PL-5~6 および PL-9~10 では、n=15 鋼板のたわみ計算値を超えると砂利化が先行して脆性的に破壊しており、図-24 の PL-11~12 も同様な n=15 鋼板の判断が妥当である。

4. PL-1~12 のまとめ

PL-1~12 の実験結果の概要を表-10 に示す。ひび割れ導入時の回数は、建設局の橋梁定期点検要領の損傷ランク d に相当するひび割れ密度 15m/m² を目標にした走行荷重 160kN の走行回数である。Cr はその時のひび割れ密度、表右端から 4 列目の接着時上面ひび割れ本数は、走行ラインを横断する主鉄筋方向のひび割れ本数（切断後に貫通ひび割れであることを確認）である。

補強～再注入の回数は、補強後から再注入までの走行回数。ただし、PL-5~6 は再注入を行わないで破壊させた回数、PL-7~8 は無補強の基準床版の破壊回数。P1 は再注入時の剥離率である。

補修（再注入）～破壊の注入量は、再注入で使

用した接着材の注入量。回数は再注入後から破壊までの回数。P2 は破壊後の剥離率である。補強後の条件は、PL-1~4 は乾燥条件下、PL-5~6 および PL-9~12 は水張り条件下である。

(1) 接着強度が疲労耐久性に与える影響

鋼板接着は、鋼板をコンクリート面に接着する工法であり、接着強度が疲労耐久性に与える影響は極めて大きいと言える。接着時の下地（素地）調整の状態の特記事項を補完する目的で、実験終了後に剥離していない箇所での写真-10 に示す建研式による接着強度を測定した結果を図-25



写真-10 健研式接着強度試験

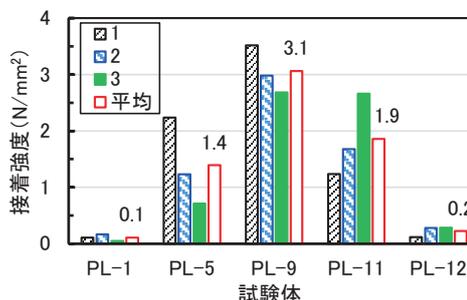


図-25 鋼板の接着強度

表-10 PL-1~12 実験結果の概要

試験体	ひび割れ導入時		補強～再注入		再注入(補修)～破壊			補強後乾燥○ 水張●	補強時特記	補強効果 倍率	補修効果 倍率	補強+補修効果 倍率	接着時上面ひび割れ本数	破壊時貫通ひび割れ本数	走行面砂利化	破壊形式
	回数 回	Cr m/m ²	回数 回	P ₁ %	注入量 kg	回数 回	P ₂ %									
PL-1	2,000	17.7	100,000	68.2	7.0	367,701	59.3	○	下地不良	10.5	38.6	49.1	2	8	○	押抜き
PL-2	2,000	14.8	1,186,206	33.4	2.0	173,486	51.8	○	通常施工	124.5	18.2	142.7	2	6	○	押抜き
PL-3	120	14.3	983,203	47.2	4.1	75,959	41.7	○	通常施工	103.2	8.0	111.1	3	4	○	押抜き
PL-4	120	15.2	983,203	17.6	2.1	165,169	52.8	○	通常施工	103.2	17.3	120.5	3	6	○	押抜き
PL-5	125	15.5	166,317	32.0	—	—	—	●	通常施工	17.4	—	—	1	4	○	押抜き
PL-6	125	14.6	162,478	19.5	—	—	—	●	通常施工	17.0	—	—	1	6	○	押抜き
PL-7	1,000	15.2	9,782	—	—	—	—	—	無補強	平均値 1.0	—	—	3	12	○	押抜き
PL-8	1,000	15.4	9,281	—	—	—	—	—	無補強		—	—	3	12	○	押抜き
PL-9	300	14.9	5,401,048	1.9	1.2	6,154,955	0.8	●	下地丁寧	566.7	645.7	1212.4	0	0	—	未破壊
PL-10	300	14.7	4,625,791	17.5	1.7	3,143	51.9	●	下地丁寧	485.3	0.3	485.6	0	4	○	押抜き
PL-11	300	16.0	167,696	4.9	0.1	30,804	21.6	●	通常施工	17.6	3.2	20.8	3	3	○	押抜き
PL-12	300	14.8	42,033	45.9	10.5	4,995	2.6	●	下地不良	4.4	0.5	4.9	4	6	○	押抜き

注) 回数:160kN換算走行(回)、Cr:ひび割れ密度、P₁、P₂:剥離率、赤字:破壊時、青字:未破壊、倍率の基準はPL-7~8の平均値(9532)

に示す。

PL-1 および PL-12 は、剥離が急激に増加したケースであり、接着強度は $0.1\text{N}/\text{mm}^2$ と小さく、コンクリート面からの剥離でケレン不足の可能性が高いと推定される。通常接着は、下地調整が普通の出来上がりで接着強度が PL-5 の概ね $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上あると想定されるケースである。PL-3～4 の再注入は、夏季の高温時であり未充填が数%存在したが実験に影響を与えていないと判断している。PL-9～10 は、サンダーのケレン作業時間を約 2 倍とし、完全に素地調整を行ったもので接着強度は $3.1\text{N}/\text{mm}^2$ でコンクリートの母材で破断したケースである。

(2) 上面ひび割れが疲労耐久性に与える影響

表-10 のひび割れ導入時の上面ひび割れ本数は、走行面を横断する図-19 に示した主鉄筋方向のひび割れ本数で PL-9～10 は 0 本であり、その他は概ね 2～3 本発生している。水張り試験では、この上面ひび割れから水の供給があり早期に疲労破壊する。一方、PL-9～10 は上面ひび割れないために床版内への水の供給がなく、また丁寧な施工による接着強度が大きい理由から水張りの影響がほとんどない結果となっている。このことから床版内に雨水を入れない防水層の重要性は明らかである。

(3) たわみと鉄筋ひずみの低減効果

損傷ランク d 相当のひび割れ密度約 $15\text{m}/\text{m}^2$ で鋼板接着した結果、補強後のたわみは補強前の平均 18.9% (16.2～22.1%) に減少する。

主鉄筋ひずみは、補強前平均 $1,230\mu$ が補強後平均 7.3% の 90μ に減少する効果が確認できた。また、補強直後の鋼板の主鉄筋方向ひずみは平均 195μ であったが、破壊時は平均 224μ で約 15% 増加する程度である。

(4) 補強効果

PL-7～8 の基準床版の破壊時走行回数の平均値 9,532 回を 1 倍とする走行回数の比率で表-10 の

補強効果と補修効果（再注入効果）を評価する。表-10 の補強効果の PL-9 の 566.6 倍と PL-10 の 485.3 倍は、PL-2～4 の平均 110 倍の 5 倍であり著しく大きい。この水張条件下で乾燥条件より著しく大きい理由は、丁寧な素地調整で接着強度が大きく、かつ走行面に貫通ひび割れない条件下であったことから、水張であっても水の影響がほとんどない状態での実験結果となったと考えられる。すなわち、上面にひび割れない条件で丁寧な素地調整での鋼板接着では、接着強度が大きく水張条件下であっても疲労損傷が生じにくいと言える。

PL-9～10 を除く他の試験体の補強効果は、図-26 の第一横棒グラフの倍率で評価する。乾燥条件下の通常施工 PL-2～4 の補強効果は平均 110 倍、ケレン不足の PL-1 の補強効果は 10 倍で通常施工 PL-2～4 の 1/10 程度である。一方、水張条件下の PL-5～6 の補強効果は 17 倍、PL-11 は 18 倍、ケレン不足の PL-12 は 4 倍と小さい。水張 4 体の平均は 14.3 倍であり、乾燥条件下の約 1/8 程度と評価できる。

(5) 再注入の効果

再注入時の剥離率が疲労耐久性に与える影響は、図-26 の第二棒グラフの再注入効果の倍率は、乾燥条件下の剥離 17～68% の範囲では、補強効果の 10% 程度の向上に止まる。しかし、基準床版に対して 8～39 倍の疲労耐久性があり早期の剥離に対しては、ある程度有効な補修工法といえる。

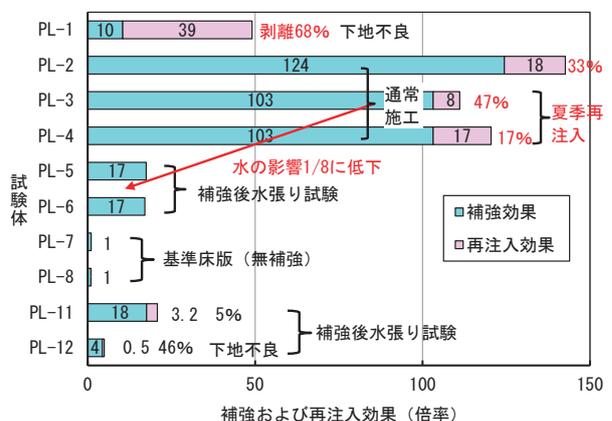


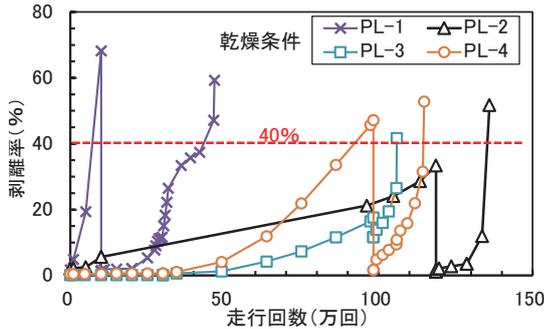
図-26 補強および再注入効果

一方、水張条件下の再注入の効果は、PL-11～12では3.2～0.5倍で乾燥条件下の1/7であり、ほとんど効果が期待できない。したがって、再注入工法は、乾燥条件下のみに適用を制限するのがよい。

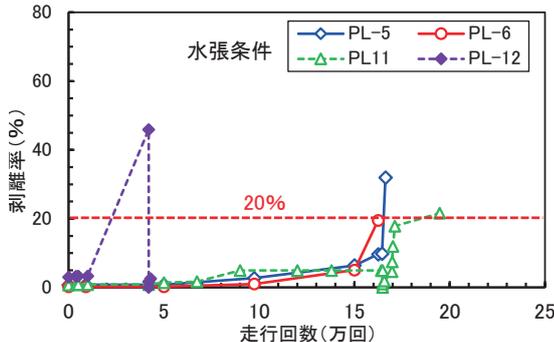
(6) 剥離率とたわみによる損傷レベルの評価

鋼板接着床版の維持管理では、剥離率とたわみの関係から適切な閾値を設定することが合理的であり、橋梁の点検要領の損傷評価に反映させる必要がある。また、水の影響で疲労耐久性は、大幅に低下するので「漏水・錆なし」と「漏水・錆あり」で評価を分けるのが合理的である。

剥離率の閾値は、図-27(a)の乾燥条件下では、概ね50%を超えると破壊するので、管理水準における破壊の閾値は、安全を考慮して表-11の



(a) 乾燥条件下の剥離率



(b) 水張条件下の剥離率

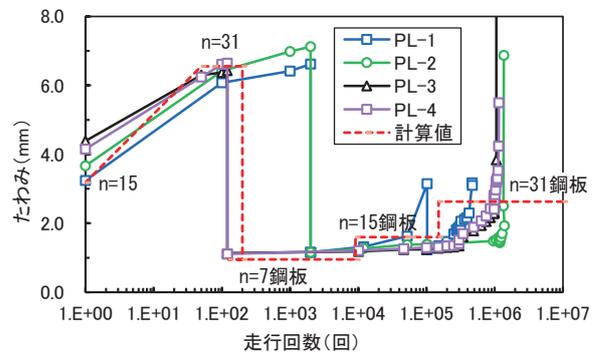
図-27 剥離率による維持管理の閾値

表-11 打音点検の鋼板浮き率の閾値

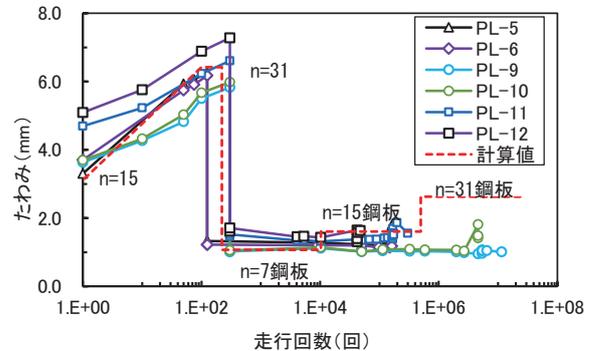
条件	漏水・錆なし	漏水・錆あり
損傷ランク		
a(健全)	損傷が認められないもの	—
b(ほぼ健全)	浮き20%未満	浮き10%未満
c(やや注意)	浮き20～40%未満	浮き10～20%未満
d(注意)	浮き40%以上	浮き20%以上、又は漏水が著しい場合
e(危険)	ランクdでアンカーの浮き(緩み)があるもの、落下した場合に第三者へ影響を与えるもの	ランクdでアンカーの浮き(緩み)があるもの、橋面舗装にポットホールや土砂化などがあるもの

ように提案する。損傷ランク d では 20%安全側の 40%以上、ランク C は 20～40%未満、ほぼ健全の b は 20%未満とする。また、水張試験の影響を考慮した「漏水あり」では、図-27(b)の概ね剥離率が 20%を超えると急激に破壊する傾向を重視して、ランク d を 20%以上とし、ランク C は 10～20%とする。ランク b は 10%未満を提案する。

乾燥条件下でのたわみのモニタリングでは、図-28(a)に示すとおり n=31 鋼板の解析値を超えると破壊することから、表-12(a)に示すたわみの閾値を提案する。損傷ランク e (危険) はランク



(a) 乾燥条件下のたわみ



(b) 水張条件下のたわみ

図-28 たわみによる維持管理の閾値

表-12(a) 乾燥条件下のたわみの閾値

損傷ランク	計算値Dの条件	実測値 δ	第三者への影響
a(健全)	n7-0	D > δ	なし
b(ほぼ健全)	n7-0～n15-0	D = δ	
c(やや注意)	n15-0～n31-0	D = δ	
d(注意)	n31-0	D < δ	
e(危険)	n31-0	D < δ	あり

表-12(b) 漏水有り条件下のたわみの閾値

損傷ランク	計算値Dの条件	実測値 δ	土砂化	第三者への影響
c(やや注意)	n15-0	D > δ	あり	なし
c(やや注意)	n15-0	D < δ	なし	
d(注意)	n15-0	D < δ	あり	
e(危険)	n15-0	D < δ	あり	あり

d (n31-0 以上) で第三者への影響あり又は n15-2 (引張無視で鋼板非合成) 以上、ランク d (注意) は n31-0 以上、ランク c (やや注意) は n15-0~n31-0、ランク b (ほぼ健全) は n7-0~n15-0 とする。一方、水張り試験条件下の「漏水あり」では、図-28(b)のように n=15 鋼板を超えると急激に破壊する傾向があるので、漏水有り条件のたわみの閾値は表-12(b)に示す提案を行う。損傷ランク e (危険) は、ランク d (注意) n15-0 以上で第三者の影響大の場合、ランク d (注意) は n15-0 以上で土砂化ありの場合、ランク c (やや注意) は n15-0 以上で土砂化なし第三者の影響なし、又は n15-0 以下で土砂化あり第三者の影響なしとする。

5. 実橋の浮きが耐荷性能に与える影響の調査

(1) 調査橋梁の概要

調査橋梁の諸元および調査概要を表-13に示す。調査橋梁は、5橋で鋼板接着補強床版を有し、定期点検で浮きが確認されている中から選定した。適用道路橋示方書(道示)は、昭和31年と39年が多く、高井戸陸橋のみ昭和48年道示である。鋼板接着後の経過年数は30年~45年である。高井戸陸橋は、2,000年に上面増厚(SFRC)で再補強されている。天王洲大橋も鋼板接着のほか上面増厚による補強が実施されている。

調査パネル数は、IISを用いた重錘落下たわみ法による調査パネル数であり、浮き率はパネルの浮き(剥離)の範囲である。路面温度は、たわみの解析で舗装の弾性係数を設定するための測定値である。交通量区分は、調査地点の想定値である。

尾久橋の注入前は、浮きが94~98%で全面剥



写真-11 尾久橋の鋼板の錆の状態

離状態であったが、その原因は、補強時の鋼板接着面の錆止めプライマーの仕様がジンクリッチプライマーであり、エポキシ樹脂との相性が悪い(接着強度が小さい)¹³⁾ことが原因と推定された。写真-11に示す鋼板を25mmのコアでサンプリングして調査した結果、剥離面は鋼板と樹脂の間で、その隙間は隙間ゲージで0.5~1mmであった。10×10cmの鋼板サンプリングの表面は、全面的に赤サビ状態であるものの、孔食はない状態であった。このことから接着後比較的早期に接着強度の低下による剥離が進行したものと考えられる。尾久橋では、再注入前、再注入後および縦桁増設後にたわみを測定した。

天王洲大橋は、20年前に鋼板の浮きに再注入を行うとともに、一部浮きの範囲が大きいパネルでは鋼板を撤去して再接着している。その後約20年経過した時点で浮きの進行が確認され再注入を行うにあたり、再注入の前後でたわみを測定して評価するものである。

(2) 調査方法

1) たわみ測定方法

たわみの測定は、当センター開発の重錘落下たわみ法(IIS法)による。測定システムの概念図を図-29に示す。IISは100kgfの重りを自由落下させる装置であり、載荷板の大きさは35×

表-13 調査橋梁の諸元と調査概要

橋梁名	竣工年	道示	径間長(m)	幅員(m)	形式	床版厚(cm)	床版支間(m)	横桁間隔(m)	舗装厚(cm)	鋼板接着年	経過年数	調査パネル数	浮き率(%)	調査年月日	気温(°C)	路面温度	交通量区分	備考
青山橋	昭和39	昭和31	33.7	15.6	単純3鋼箱桁	18	2.55	5.5	7	1983.3	35	6	0~30	2018/2/27	10	15	B	—
高井戸陸橋(中央径間)	昭和45	昭和48	30+40+30	14.0	3径間連続2鋼箱桁	18+5(SFRC)	2.3	5	7	1988.3	31	6	0~20	2019/9/9	28	25	E	人工軽量コンクリート床版
高井戸陸橋(側径間)	昭和45	昭和48	20	14.0	活荷重合成鋼板桁	18+5(SFRC)	2.3	5	7	1988.3	31	4	0~2	2019/9/9	28	25	E	普通床版
堀切橋	昭和30	昭和31	43	17.7	ゲルバー式1桁	20	4.0(2.0)	5.7	5	1984.11	35	7	0~15	2019/9/3	28.5	30	D	—
天王洲大橋	昭和38	昭和31	36.2	15.0	活荷重合成鋼板桁	18+5(SFRC)	2.4	4.7	5	1976.3	44	12	0~40	2020/8/22	33	46.5	D	注入前
天王洲大橋	昭和38	昭和31	36.2	15.0	活荷重合成鋼板桁	18+5(SFRC)	2.4	4.7	5	1976.3	45	12	0	2021/1/16	10.3	15	D	注入後
尾久橋(下り)	昭和43	昭和39	25.3	13.0	単純2鋼箱桁	19	3	6.3	5	1989.3	30	8	94~98	2019/12/14	9.6	14	C	注入前
尾久橋(下り)	昭和43	昭和39	25.3	13.0	単純2鋼箱桁	19	3	6.3	5	1989.3	31	8	0	2020/7/25	31.5	49	C	注入後
尾久橋(下り)	昭和43	昭和39	25.3	13.0	単純2鋼箱桁	19	3(1.5)	6.3	5	1989.3	31	8	0	2020/9/26	26.3	39.2	C	縦桁増設後

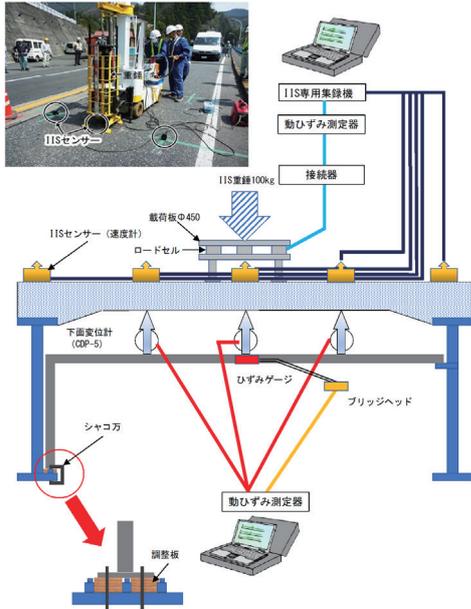


図-29 IIS測定システムの概要図

35cm、衝撃荷重は載荷板に組み込んであるロードセルで計測する。衝撃荷重で床版は振動するので、その振動を速度計(変位同時出力)で計測するシステムである。速度計は概念図のとおり床版を支持している両主桁上とその中央(1/2)および1/4(3/4)点の5か所の舗装面で計測する。また、代表的な1パネルでは、概念図に示すとおり床版下面に変位計を取付けて検証できるように測定する。測定は、パネル単位でパネル中央(A点)と横桁から1mのB点でそれぞれ5回程度測定して3回の平均値を求める。また、測定車線のみ交通規制であるため一般車両の通行により橋

表-14 三層版解析モデル(1)

凡例記号	青山橋、堀切橋、尾久橋の三層版モデル
n7-0	舗装+RC床版(n7)+鋼板、完全合成(-0)
n7-1	舗装+RC床版(n7)+鋼板、舗装剥離状態(-1)
n7-2	舗装+RC床版(n7)+鋼板、鋼板剥離状態(-2)
n15-0	舗装+RC床版(n15)+鋼板、完全合成(-0)
n15-1	舗装+RC床版(n15)+鋼板、舗装剥離状態(-1)
n15-2	舗装+RC床版(n15)+鋼板、鋼板剥離状態(-2)
n31-0	舗装+RC床版(n31)+鋼板、完全合成(-0)
n31-1	舗装+RC床版(n31)+鋼板、舗装剥離状態(-1)
n31-2	舗装+RC床版(n31)+鋼板、鋼板剥離状態(-2)

表-15 三層版解析モデル(2)

凡例記号	高井戸陸橋、天王洲大橋の三層版モデル
n7-0	舗装+(増厚+RC床版)(n7)+鋼板、完全合成(-0)
n7-1	舗装+(増厚+RC床版)(n7)+鋼板、舗装剥離状態(-1)
n7-2	舗装+(増厚+RC床版)(n7)+鋼板、鋼板剥離状態(-2)
n15-0	舗装+(増厚+RC床版)(n15)+鋼板、完全合成(-0)
n15-1	舗装+(増厚+RC床版)(n15)+鋼板、舗装剥離状態(-1)
n15-2	舗装+(増厚+RC床版)(n15)+鋼板、鋼板剥離状態(-2)
n31-0	舗装+(増厚+RC床版)(n31)+鋼板、完全合成(-0)
n31-1	舗装+(増厚+RC床版)(n31)+鋼板、舗装剥離状態(-1)
n31-2	舗装+(増厚+RC床版)(n31)+鋼板、鋼板剥離状態(-2)

梁は常に振動している中での測定であるが、測定波形を処理することで主桁間のたわみを算定する。

2) 剥離率の調査方法

剥離率は、高所作業車を使用してパネル単位の剥離面積を打音点検で測定して算出した。なお、天王洲大橋の剥離率は一建の調査結果を用いた。

3) 理論たわみの計算法

理論たわみの計算は、三次元弾性論に基づく厚板理論の多層版解析によって計算する。計算ブ

表-16 青山橋の弾性係数

断面の状態	弾性係数比(n)	弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比	備考	
舗装t=50	全断面有効	—	6,000	0.35	気温10℃
普通床版t=180	全断面有効	7.0	28,000	0.17	
普通床版t=180	ひび割れ初期	15.0	13,300	0.20	一般仮定値
	ひび割れ末期	31.0	6,450	0.20	
鋼板t=4.5	全断面有効	—	200,000	0.30	ミルシート

表-17 高井戸陸橋の弾性係数

断面の状態	弾性係数比(n)	弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比	備考	
舗装t=50	全断面有効	—	3,000	0.35	気温28℃
増厚(SFRC)t=50	全断面有効	7.5	27,000	0.17	施工時データ
	ひび割れ初期	15.0	13,300	0.20	
	ひび割れ末期	31.0	6,450	0.20	
軽量床版t=180	全断面有効	15.0	13,500	0.20	建設時品質管理データ
	ひび割れ初期	19.0	10,800	0.22	
	ひび割れ末期	37.0	5,400	0.22	
普通床版t=180	全断面有効	8.0	25,000	0.17	H12コアデータ
	ひび割れ初期	15.0	13,300	0.20	
	ひび割れ末期	31.0	6,450	0.20	
鋼板t=4.5	全断面有効	—	200,000	0.30	ミルシート

表-18 堀切橋の弾性係数

断面の状態	弾性係数比(n)	弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比	備考	
舗装t=70	全断面有効	—	3,000	0.35	気温28.5℃
普通床版t=200	全断面有効	7.0	28,000	0.17	一般仮定値
	ひび割れ初期	15.0	13,300	0.20	
	ひび割れ末期	31.0	6,450	0.20	
鋼板t=4.5	全断面有効	—	200,000	0.30	ミルシート

表-19 天王洲大橋の弾性係数

断面の状態	弾性係数比(n)	弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比	備考	
舗装t=50	全断面有効	—	2,000	0.35	注入前
舗装t=50	全断面有効	—	7,000	0.35	注入後
増厚(SFRC)t=50	全断面有効	7.0	28,000	0.17	一般仮定値
	ひび割れ初期	15.0	13,300	0.20	
	ひび割れ末期	31.0	6,450	0.20	
普通床版t=180	全断面有効	7.0	28,000	0.17	一般仮定値
	ひび割れ初期	15.0	13,300	0.20	
	ひび割れ末期	31.0	6,450	0.20	
鋼板t=4.5	全断面有効	—	200,000	0.30	ミルシート

表-20 尾久橋の弾性係数

断面の状態	弾性係数比(n)	弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比	備考	
舗装t=50	全断面有効	—	9,000	0.35	注入前
舗装t=50	全断面有効	—	2,000	0.35	注入後
舗装t=50	全断面有効	—	2,000	0.35	縦桁増設後
普通床版t=190	全断面有効	7.0	28,000	0.17	一般仮定値
	ひび割れ初期	15.0	13,300	0.20	
	ひび割れ末期	31.0	6,450	0.20	
鋼板t=4.5	全断面有効	—	200,000	0.30	ミルシート

ログラムが3層版であることから、青山橋、堀切橋および尾久橋は、版構成が「舗装+RC床版+鋼板」の三層版モデルを表-14に示す。増厚補強済みの高井戸陸橋と天王洲大橋は、表-15の「舗装+(増厚+RC床版)+鋼板」の三層版モデルとする。なお、表-14~15の凡例記号の末尾の「-0は完全合成状態」、「-1は舗装が剥離状態」、「-2は鋼板が剥離状態」を意味している。また計算は単純版として計算し、100kN換算の測定たわみと比較する方法で評価する。

計算に使用する舗装の弾性係数は、測定時の気温により変動するため路面温度を測定して久保ら¹⁴⁾のデータを参考に設定している。調査橋梁の弾性係数の値を表-16~20に示す。

(2) 調査結果

各調査橋梁のパネルA点のたわみ測定値の主鉄筋方向の100kN換算たわみ分布とたわみ計算値の関係を整理して、測定値の分布が計算値の分布と整合性が取れていることを確認する。次に各パネルの剥離率と100kN換算のたわみ測定値およびたわみ計算値の関係を表に取りまとめ、測定剥離率は打音点検の表-11の閾値で損傷ランクを評価する。また、測定たわみは表-12のたわみの閾

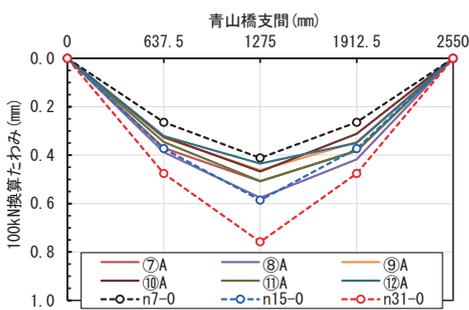


図-30 青山橋たわみ分布

表-21 青山橋剥離とたわみの損傷ランクの評価

青山橋						
パネル番号	剥離率		A点		B点	
	%	ランク	mm	ランク	mm	ランク
7	0.0	a	0.508	b	0.383	a
8	6.7	b	0.576	b	0.560	b
9	1.7	b	0.462	b	0.503	b
10	30.0	c	0.467	b	0.446	b
11	0.0	a	0.507	b	0.474	b
12	7.9	b	0.435	b	0.418	b
n7-0			0.412		—	
n15-0			0.586		—	
n31-0			0.758		—	

値で損傷ランクを評価する。

1) 青山橋¹⁴⁾

青山橋の弾性係数の解析条件を表-16に示す。たわみの測定分布は図-30のとおりであり、測定値は計算値n7-0(全断面有効)とn15-0(ひび割れ初期)の間に分布し正常な状態である。表-21の剥離0~30%の損傷ランクはaが2、bが3、cが1パネルである。たわみの損傷ランクは、A点は6パネルすべてb、B点はaが1、残り5パネルはbである。したがって、剥離の損傷ランクはややばらついているが、たわみの損傷ランクはほぼランクbであり、概ね補強直後の「ほぼ健全」な状態を維持していると評価する。

2) 高井戸陸橋

軽量床版は表-17の解析条件で設定した弾性係数が13.5kN/mm²と小さいことからひび割れ初期はn19に、ひび割れ末期はn37と仮定している。表-22の中央径間の軽量床版の剥離0~18.2%の損傷ランクはaが1、残り5はbである。一方、たわみはcが5、dが1と悪く評価される。このdランクのパネル番号6は、剥離は2.8%(ランクb)と小さいが、伸縮装置近傍の桁端の

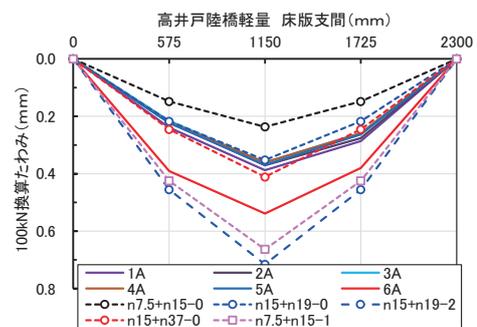


図-31 高井戸陸橋軽量床版のたわみ分布

表-22 高井戸陸橋剥離とたわみの損傷ランクの評価

高井戸陸橋主径間(軽量床版)						
パネル番号	剥離率		A点		B点	
	%	ランク	mm	ランク	mm	ランク
1	17.8	b	0.389	c	0.377	c
2	0.0	a	0.371	c	0.362	c
3	12.0	b	0.362	c	0.366	c
4	18.2	b	0.362	c	0.345	b
5	3.0	b	0.370	c	0.377	c
6	2.8	b	0.540	d	0.472	d
n7.5+n19-0			0.289		—	
n15+n19-0			0.352		—	
n15+n37-0			0.411		—	
n15+n19-2			0.716		—	

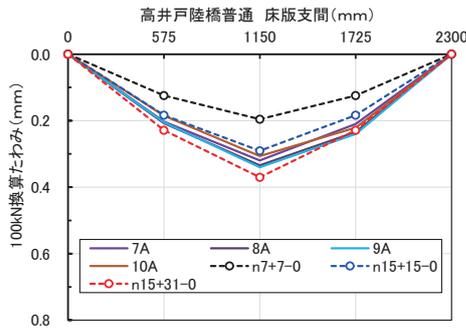


図-32 高井戸陸橋普通床板のたわみ分布

表-23 高井戸陸橋剥離とたわみの損傷ランクの評価

高井戸陸橋側径間(普通床版)						
パネル番号	剥離率		A点		B点	
	%	ランク	mm	ランク	mm	ランク
7	1.4	b	0.320	c	0.243	b
8	1.0	b	0.335	c	0.310	c
9	1.2	b	0.340	c	0.296	c
10	0.0	a	0.306	c	0.290	b
n7+15-0			0.238		—	
n15+15-0			0.291		—	
n15+31-0			0.370		—	

床版であることから上面増厚の剥離の可能性が考えられる。また、側径間の普通床版の剥離 0~1.4%は損傷ランク a が 1, その他は b である。たわみの評価は、全体にランク c (やや注意)が多い。交通量が都内でも最も過酷な路線であるこ

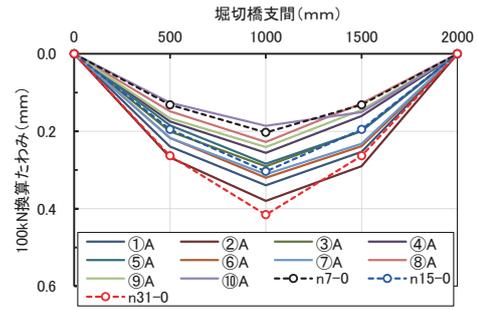


図-33 堀切橋たわみ分布

表-24 堀切橋剥離とたわみの損傷ランクの評価

パネル番号	堀切橋					
	剥離率 %	ランク	A点 mm	ランク	B点 mm	ランク
1	3.3	b	0.340	c	0.322	c
2	15.1	b	0.380	c	0.306	c
3	4.8	b	0.291	b	0.242	b
4	4.4	b	0.256	b	0.232	b
5	0.0	a	0.284	b	0.269	b
6	3.1	b	0.320	c	0.300	b
7	2.9	b	0.311	c	0.291	b
8	0.0	a	0.228	b	0.192	a
9	0.0	a	0.241	b	0.226	b
n7-0			0.203		—	
n15-0			0.304		—	
n31-0			0.416		—	

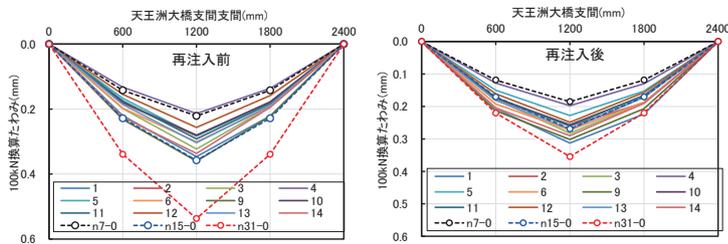
とから、注意深くモニタリングを継続することが望まれる。

3) 堀切橋

堀切橋の弾性係数の解析条件を表-18に示す。図-33のたわみの分布では、n7-0~n31-0の広範囲に分布して変動が多い。表-24の剥離0~15.1%のランク a が 3, b が 6 パネルである。たわみの評価は、b が 70%と多く c が 30%で、ほぼ健全な状態を維持していると評価できる。

4) 天王洲大橋

天王洲大橋の弾性係数の解析条件を表-19に示す。再注入前のたわみ測定分布を図-34(a)に、再注入後のたわみ分布を図-34(b)に示す。再注入前は n7-0~n15-0の間に分布していたが、再注入後は n15-0~n31-0の間に分布するものが多い。表-25の剥離 2.1~41.6%の損傷ランクは、11 パネルはランク b, c が 2, d が 1 パネルである。一方、たわみの評価は、再注入前と再



(a) 再注入前 (b) 再注入後

図-34 天王洲大橋たわみ分布

表-25 天王洲大橋剥離とたわみの損傷ランクの評価

パネル番号	天王洲大橋		再注入前(mm)				再注入後(mm)			
	剥離率 %	ランク	A点 mm	ランク	B点 mm	ランク	A点 mm	ランク	B点 mm	ランク
1	7.0	b	0.346	b	0.360	c	0.313	c	0.297	c
2	12.8	b	0.283	b	0.312	b	0.260	b	0.277	b
3	7.0	b	0.323	b	0.298	b	0.283	b	0.252	b
4	6.1	b	0.214	a	0.222	b	0.198	b	0.223	b
5	19.6	b	0.283	b	0.240	b	0.228	b	0.212	b
6	2.1	b	0.301	b	0.308	b	0.273	b	0.269	b
9	12.6	b	0.360	c	0.352	b	0.301	c	0.299	c
10	27.9	c	0.280	b	0.293	b	0.256	b	0.263	b
11	39.4	c	0.292	b	0.298	b	0.260	b	0.256	b
12	10.5	b	0.256	b	0.231	b	0.248	b	0.233	b
13	17.9	b	0.304	b	0.290	b	0.270	b	0.262	b
14	41.6	d	0.337	b	0.318	b	0.290	c	0.266	b
n7-0			0.221		—		0.194		—	
n15-0			0.358		—		0.288		—	
n31-0			0.537		—		0.387		—	
n15-2			0.592		—		0.461		—	

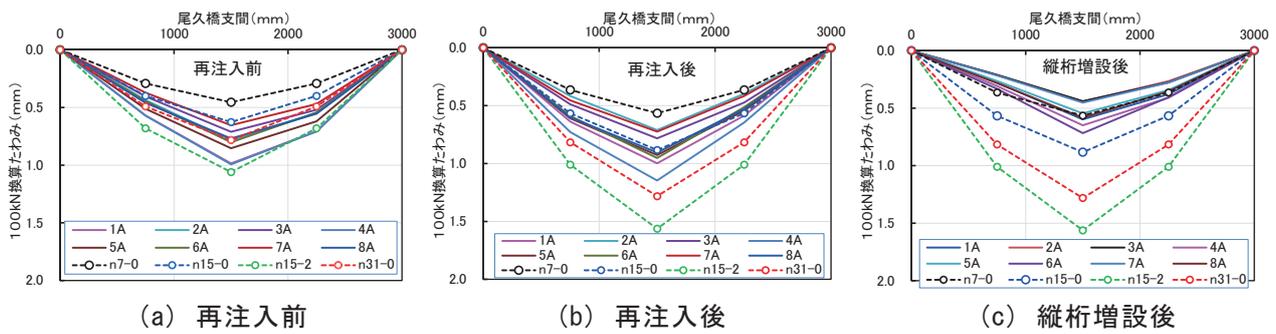


図-35 尾久橋たわみ分布

表-26 尾久橋剥離とたわみの損傷ランクの評価

パネル 番号	尾久橋		再注入前(mm)				再注入後(mm)				桁増設後(mm)			
	剥離率		A点		B点		A点		B点		A点		B点	
	%	ランク	mm	ランク	mm	ランク	mm	ランク	mm	ランク	mm	ランク	mm	ランク
1	97.3	d	0.964	d	0.754	c	0.998	c	0.813	b	0.567	b	0.469	a
2	97.4	d	0.768	c	0.719	c	0.710	b	0.821	b	0.485	a	0.304	a
3	97.9	d	0.696	c	0.664	c	0.782	b	0.777	b	0.451	a	0.356	a
4	97.6	d	0.971	d	0.957	d	1.147	c	1.212	c	0.618	b	0.463	a
5	96.7	d	0.835	d	0.626	b	0.926	c	0.655	b	0.569	b	0.400	a
6	94.3	d	0.784	d	0.784	d	0.953	c	1.075	c	0.708	b	0.493	a
7	98.2	d	0.640	c	0.637	c	0.724	b	0.757	b	0.440	a	0.378	a
8	98.3	d	0.753	c	0.745	c	0.906	c	0.924	c	0.564	a	0.388	a
n7-0			0.455		—		0.565		—		0.565		—	
n15-0			0.627		—		0.883		—		0.883		—	
n31-0			0.783		—		1.282		—		1.282		—	
n15-2			1.060		—		1.563		—		1.563		—	

注入後でほとんど変化がなく全体にランク b が多い。再注入の効果が明確に確認できない理由は、上面増厚で補強済みであることから剥離の原因が疲労損傷に起因するものでなかった可能性が高く、床版は余り損傷していない可能性がある。

5) 尾久橋

尾久橋の弾性係数の解析条件を表-20 に示す。再注入前のたわみ測定分布を図-35(a)に、再注入後のたわみ分布を図-35(b)に、縦桁増設後の分布を図-35(c)に示す。表-26 の再注入前の剥離は 94.3~98.3%と全面剥離状態であるが、第三者への影響がないため損傷ランクは d と評価される。たわみの損傷ランクは、注入前はランク d が 40%でランク c が 60%、注入後はランク c が 50%でランク b が 50%に改善、桁増設後はランク b が 25%でランク a が 75%と大幅に改善している。したがって、再注入前の状態は、ひび割れ初期の鋼板合成~鋼板非合成の間に分布しており、明らかに疲労の影響がある。しかし、n15-2 (鋼板非合成)を超えていないことから、全面的な剥離状態であったもののアンカーが有効に機能している状態と推察できる。

尾久橋を除く青山橋、高井戸陸橋、堀切橋、天王洲大橋の浮き (剥離) 0~40%は、交通荷重の疲労損傷で発生したものではなく、接着時の充填不足や下地処理による接着強度の変動など初期欠陥に起因する浮きの可能性が高いと評価できる。また、尾久橋の再注入や縦桁増設による補修効果は、たわみを測定することで明確に評価することが可能である。漏水がない場合の浮きに対する再注入による補修方法は、有効な方法であることが実橋においても確認された。

6. あとがき

鋼板接着工法は、床板コンクリートの品質と接着強度に問題がない限り、無補強に比べ 100 倍以上の疲労耐久性を有している。補強後 30~40 年で浮き (剥離) 0~40%が確認されるケースの多くは、たわみを測定して解析的に検討した結果、疲労損傷による剥離ではない結果であり、疲労損傷以外のケレン不足や接着強度不足などの「初期欠陥」に起因する浮き (剥離) を持つ床版に限定されると考えるのが妥当である。

一方、輪荷重による疲労損傷が進行すると鋼板

の剥離も増加・進行する。水張り試験の結果では、乾燥条件下に比較して疲労耐久性が1/8に低下する。また、貫通ひび割れの存在が水の影響を大きく左右する要因になる。再注入による補修は、乾燥条件下では有効であるが、水張り試験では効果が期待できないことを示した。これらの成果から「漏水・錆あり」と「漏水・錆なし」の条件で損傷ランクを評価する提案を行い、実橋に適用して検証した結果、概ね妥当な評価となることを確認した。なお、走行位置との関係から疲労損傷でな

い浮き（剥離）は、疲労破壊に直結しないことから経過観察で十分であり、効率的な維持管理に努めることが重要である。

都道の鋼板接着補強床版の施工実績は、60橋余りで概ね施工後20年から40年経過している。過去の橋梁定期点検では、漏水などの異常がない限り、鋼板のたたき点検は省略しており、浮きの実態は十分把握されていない。次回の定期点検から必ずたたき点検を実施して確実なモニタリングを進める必要がある。

参 考 文 献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（昭和48年2月）
- 2) 東京都建設局：橋梁の点検要領（案）、平成29年7月
- 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
- 4) 石田教雄、関口幹夫、今吉計二（2018）：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30都土木技術支援・人材育成センター年報、85-100
- 5) 名児耶薫、今吉計二、関口幹夫、石田教雄（2019）：鋼板接着補強床版の水張り条件下での走行疲労耐久性、令元都土木技術支援・人材育成センター年報、121-134
- 6) 名児耶薫、今吉計二、関口幹夫、石田教雄（2019）：昭和39年道路橋示方書に基づくRC床版の疲労耐久性、令元都土木技術支援・人材育成センター年報、135-144
- 7) 名児耶薫、関口幹夫、今吉計二（2020）：鋼板接着補強床版の上面ひび割れの走行疲労耐久性への影響、令2都土木技術支援・人材育成センター年報、49-64
- 8) (社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書（昭和39年6月）
- 9) 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、27-38
- 10) 関口幹夫、佐々木俊平（2007）：IISによる各種床版の健全度の評価、平19都土木技術センター年報、229-240
- 11) 松井繁之、前田幸雄（1986）：道路橋RC床版の劣化度判定方法の一提案、土木学会論文集、第374号、419-426
- 12) 松井繁之（1991）：橋梁の寿命予測、安全工学Vol.30、No.6、432-440
- 13) ショーボンド建設：ショーボンドグラウト防錆プライマー処理による接着性、SHO-BOND TECHNICAL DATA、R-TKE060830
- 14) 久保和幸、寺田剛、堀内智司、井谷雅司（2010）：舗装構造の理論設計の高度化に関する研究、(独)土木研究所平成22年度重点プロジェクト研究報告書、1-16
- 15) 石田教雄、関口幹夫、今吉計二（2018）：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、平30都土木技術支援・人材育成センター年報、101-106