

13. 昭和 39 年道路橋示方書に基づく RC 床版の疲労耐久性

Fatigue Durability of RC Slabs Based on the Highway Bridge Specification in 1964.

技術支援課 名児耶薫、今吉計二、○関口幹夫
 石田教雄（現 第二建設事務所工事第一課）

1. はじめに

建設局管理橋梁では、昭和 48 年以前の道路橋示方書¹⁾の基準（昭和 39 年など）で構築された鉄筋コンクリート（RC）床版は、床版厚が薄く鉄筋量が少ないなどの要因によりひび割れが発生しやすく、60 橋ほどで鋼板接着工法による補強対策が実施されている。対策後すでに 40 年以上経過し、接着した鋼板の浮きや剥離などの再劣化（又は再損傷）が定期点検により確認されている。本稿では、浮きや剥離を単に剥離と定義する。

剥離の原因は、特定されていないが接着時の接着剤注入不足、輪荷重による疲労などが考えられる。現状では、剥離部への接着剤再注入や縦桁増設工法による再補強などの対策も行われている。一方、現行の橋梁点検要領（平成 27 年 4 月）²⁾では、剥離の健全度評価方法や判定および対策に関する技術基準が未整備である。この様な背景から当センターでは、輪過重走行疲労試験機を活用して、主に鋼板剥離部への接着剤再注入による補修

効果を検証するため、平成 27 年度より表-1 に示す実験シリーズにより検討を開始した。

本実験シリーズの鋼板接着時の床版損傷状態は、健全度ランク d 相当（ひび割れ密度約 15m/m²）を標準としている。試験体 PL-1~PL-4 は、再注入時の剥離面積率を 15、30、50、70% に変化させて補修効果を検討したものであり、いずれの場合でもある程度の補修効果が確認されている^{3) 4)}。また、「水の影響」と「ハンチ補強有り・無しの違い」を水張り条件下で検討した試験体 PL-5 と PL-6 では、水の影響により乾燥条件下に対して (1/6.4) に疲労耐久性が低下する結果が得られている⁵⁾。

本稿では、平成 30 年度に実施した本実験シリーズの基準床版（未補強）であるハンチ有り試験体 PL-7 および PL-8 の走行疲労実験結果を取りまとめる。また、最後にシリーズ全体の成果概要を報告する。

2. 輪荷重走行実験の概要

(1) 試験体

試験体の形状寸法と配筋図を図-1 に示す。昭和 39 年道路橋示方書⁶⁾の基準に基づいて設計した。床版の形状寸法は幅 2.8m（支間 2.5m）橋軸方向の長さは 3.5m、床版厚 16cm である。なお、試験体の形状寸法と配筋は、この種の目的で検討されている佐野ら⁷⁾の試験結果と比較できるように同一としている。

表-1 実験シリーズの概要

年度	目的	試験体	ハンチ補強	接着時ひび割れ密度(m/m ²)	補強後水張り条件	再注入時の剥離面積(%)	接着時特記
H27	再注入の効果	PL-1	×	17.66	×	68.2	下地不良
		PL-2	×	14.84	×	33.4	通常施工
H28	再注入の効果	PL-3	×	14.33	×	47.2	夏季高温
		PL-4	×	15.19	×	17.6	
H29	補強後水の影響	PL-5	×	15.45	○	—	ハンチ未補強
		PL-6	○	14.64	○	—	ハンチ補強
H30	基準床版未補強	PL-7	×	—	—	—	通常施工
		PL-8	×	—	—	—	

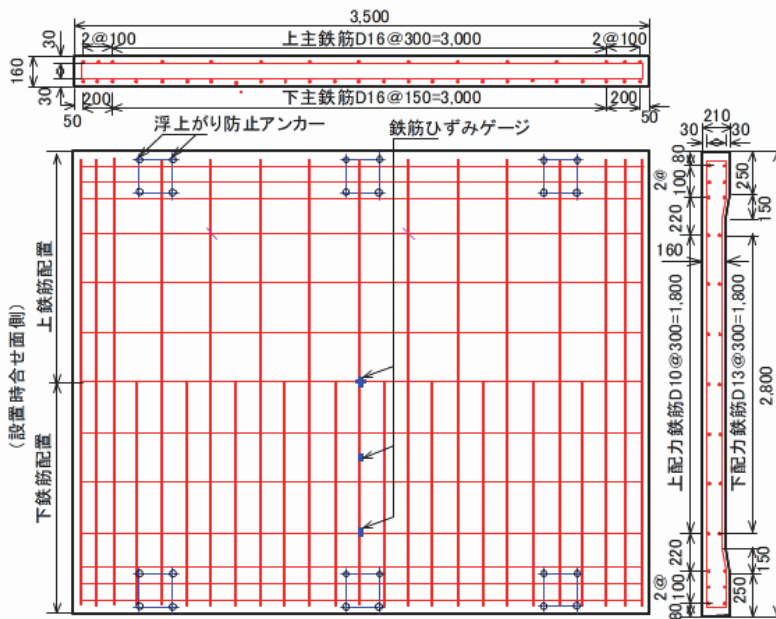


図-1 試験体の形状寸法

(2) 使用材料

鉄筋はSD295AのD16、D13、D10であり、その試験結果は表-2に示す。コンクリートは、材齢28日目標強度を25N/mm²とする生コン(18-8-20-N)を使用した。コンクリートの配合表は表-3に、特性値は表-4に示す。また、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10×10×40cm供試体のコンタクトストレインゲージ法による測定結果を図-2に示す。走行実験は材齢30日

表-2 鉄筋の特性値

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

注) 鉄筋は3本の平均値

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	混和剤*1
260	175	410	410	1014	2.6

*1: AE減水剤標準形1種

表-4 コンクリートの特性値 (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	10.5 cm	4.5 %	20 mm	26.0	22.8	0.18	2.03
27.2				22.5	0.21	2.31	
25.5				22.4	0.21	2.24	
平均				26.2	22.6	0.20	2.19

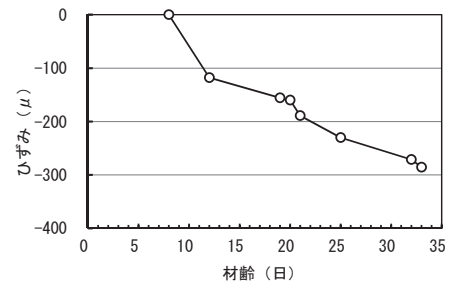


図-2 乾燥収縮ひずみ

に開始し、実験終了時(材齢33日)の収縮ひずみ量は286μ、質量減少量は107gである。

(3) 走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は、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、都内で観測される輪荷重の最大値に相当する160kN一定とする。



写真-1 輪荷重走行装置

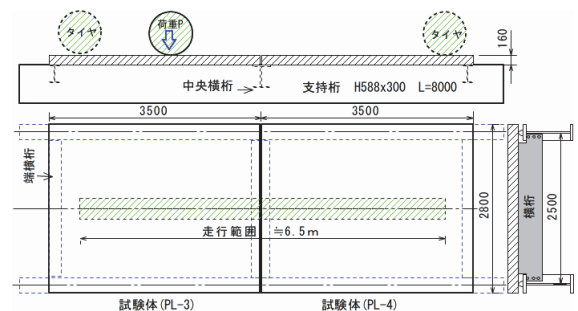


図-3 試験体の配置図

3. 実験結果

(1) 破壊時走行回数

疲労破壊回数は、PL-7 では 9,782 回走行後の静的荷重中の荷重 100kN 載荷時に押し抜きせん断破壊した。一方、PL-8 は、PL-7 より少ない走行回数 9,281 回走行後に押し抜きせん断破壊した。

(2) 下面のひび割れ発生状況

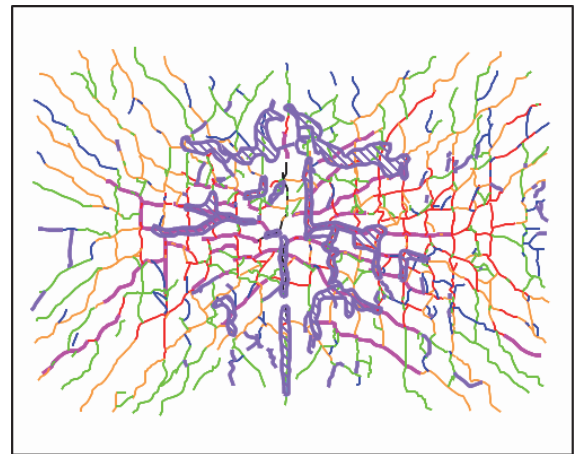
走行回数とひび割れの発生・進展状況は、図-4(a)(b)に示す。ひび割れ発生荷重は、いずれも初期荷重(床版中央点静的荷重)時の 100kN で目視観察により確認した。ひび割れの発生パターンは、版中央にほぼ偏りなく発生・進展した。また、図-4(a)(b)には、破壊後の押し抜きせん断破壊による剥落部をハッチで描いており、図-4(b)の PL-8 は、中央横桁よりに偏心した形にて 9281 回で破壊している。

走行回数とひび割れ密度の関係を図-5 に示す。なお、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。PL-7 の 1 回走行後のひび割れ密度は 3.7m/m²、200 回で 11.64 m/m²に増加した。破壊直前の 9,281 回のひび割れ密度は 17.24 m/m²である。一方、PL-8 は 1 回後で 3.43m/m²であったが 200 回で 8.5m/m²と両者に差が生じた。しかし 1,000 回では PL-7 は 15.26 m/m²、PL-8 は 15.36 m/m²となり両者はほぼ一致し、破壊時 9,281 回のひび割れ密度は 17.97m/m²であり、両者はほぼ一致している。

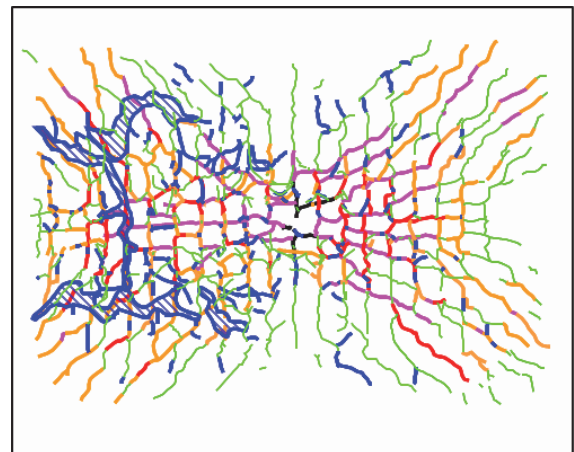
(3) 上面のひび割れ発生状況

破壊後の床版上面のひび割れの発生状況を図-6(a)(b)に示す。押し抜きせん断破壊位置は、PL-7 はほぼ中央であるが、PL-8 は横桁よりに偏心している。主鉄筋方向の貫通ひび割れ間隔は、上主鉄筋ピッチ 300mm にほぼ一致している。なお、PL-7 は PL-8 に比べて貫通ひび割れの入り方が均等である。押し抜きせん断破壊位置では、タイヤ走行面が 5~10mm 押し込まれている。

(4) たわみの推移



(a) PL-7



(b) PL-8

図-4 下面のひび割れ(見下げ図)

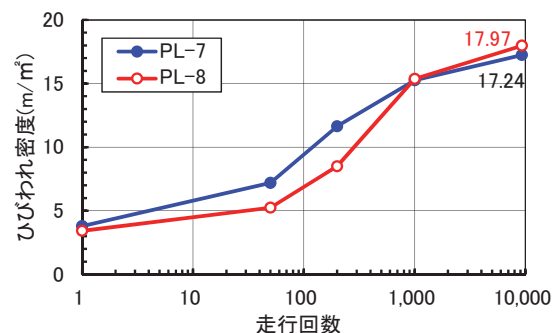


図-5 走行回数とひび割れ密度の関係

床版中央点の総たわみと残留たわみの関係を図-7 に示す。残留たわみは 1 回のみやや多かったものの 50 回以降は安定している。総たわみは、50 回以降もほぼ比例的に増加し、最大値は約 9mm で

ある。また、主鉄筋方向の活荷重たわみ分布を図-8(a) (b)に示す。

たわみの計算は、三次元弾性論に基づく厚板理論を用いた⁸⁾⁹⁾。特に引張無視時の計算では、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、一般には $n=7$: 全断面有効時、 $n=15$: ひび割れ発生直後、 $n=31$: ひび割れ引張断面無視相当と仮定する。ただし、試験体の材料特性値を考慮して鉄筋の弾性係数 (Es) は、表-2に示した D16 主鉄筋の値 181.7kN/mm^2 とする。

コンクリートの静弾性係数 (Ec) は、表-4 に示した 22.6kN/mm^2 であり、圧縮強度との関係からみてやや小さい特性値である。今回使用した生コンは、PL-1~6 で使用した生コン工場でないために使用骨材の相違が影響した可能性が考えられる。したがって、全断面有効時の弾性係数比は $n=181.7/22.6=8.0$ と仮定する。ひび割れ発生直後

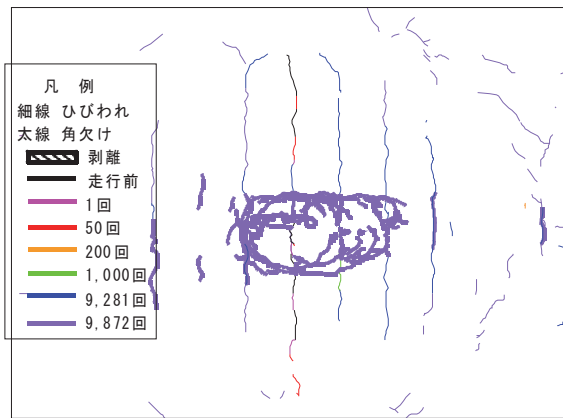


図-6(a) PL-7 上面ひび割れ

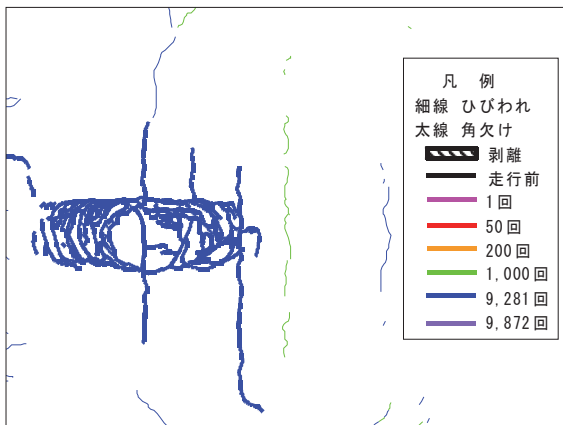


図-6(b) PL-8 上面ひび割れ

$n=15$ と仮定すると $E_c=12.1\text{kN/mm}^2$ 、ひび割れが十分に進展した状態の引張断面無視は $n=31$ と仮定して $E_c=5.86\text{kN/mm}^2$ とする。ポアソン比 (γ) は、表-4 の測定値より全断面有効時 0.20、ひび割れ断面 0.22 と仮定する。

図-8(a)の PL-7 の 1 回の中央たわみ測定値は 4.322mm であり、 $n=15$ 計算値を超えている。 $n=31$ 計算値相当は 1,000 回である。一方、図-8(b)の PL-8 の 1 回は 3.905mm であり、 $n=15$ 計算値をやや超えている。 $n=31$ 計算値相当は PL-7 同様に 1,000 回である。破壊時の中央たわみは、いずれも約 9mm であった。なお、たわみの分布形状は、いずれの試験体もほぼ図-8 のとおり左右対称である。

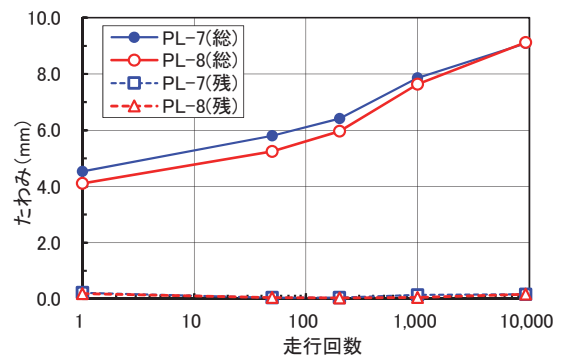


図-7 中央たわみの推移

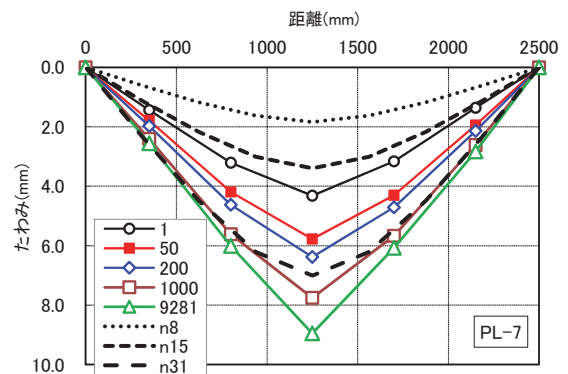


図-8(a) PL-7 たわみ分布

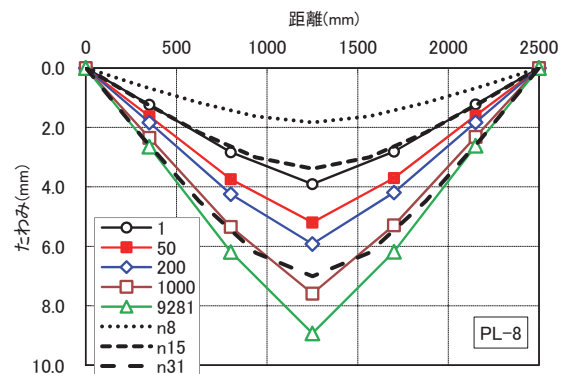


図-8(b) PL-8 たわみ分布

(5) 劣化度

RC床版の劣化度の評価では、松井¹⁰⁾の式(1)を適用する。なお、引張り無視の状態は、ひび割れが十分に発生・進展した状態の弾性係数比(n=31)と仮定し、健全度ランクD相当のひび割れ密度15m/m²に相当する1,000回走行時の計算結果を表-5に示す。

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

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)

W_c : 引張無視のたわみ計算値(mm)

劣化度はPL-7で1.17、PL-8で1.12である。劣化度1.0以上で使用限界と評価できるので、平均値1.145は限界値をやや超えていたと評価する。

走行回数と劣化度の関係を図-9(a)に示す。200回時ひび割れ密度の平均値10.0m/m²の劣化度は、0.89と0.80(平均値0.85)と計算される。劣化度1.0は、たわみと劣化度の関係の図-9(b)では、たわみはn31の計算値(7mm)である。一方、図-9(c)に示すひび割れ密度とたわみの関係では、n31のたわみ計算値(7mm)は、ひび割れ密度13m/m²程度と推定される。したがって、現行の橋梁の点検要領(案)平成27年度版の健全度ランクdのひび割れ密度10~15m/m²は妥当な閾値である。

(6) 鉄筋ひずみの推移

走行回数と床版中央点の下側主鉄筋ひずみの関係を図-10(a)に示す。PL-8の測定値1,000回以降は、断線により欠測となっている。下側主鉄筋の橋軸直角方向のひずみ分布は図-10(b)(c)に示す。1回走行後の中央の最大値はPL-7で1,000 μ 、PL-8で1,200 μ である。走行50回~200回のひずみ分布は、両試験体ほぼ同じ分布形であったが、PL-7は1,000回以降中央両サイドの測点(タイヤ幅エッジ部)のひずみが急増している。急増した理由は、タイヤ両サイドのエッジ部に押し抜きせん

表-5 劣化度

試験体		PL-7	PL-8	備考
活荷重たわみ W(mm)	1回	4.54	4.10	走行
	1000回	7.90	7.64	走行
たわみ計算値	W ₀ (mm)	1.83		n=8
	W _c (mm)	7.01		n=31
劣化度	D δ	1.17	1.12	1000回時
ひび割れ密度(m/m ²)		15.26	15.36	

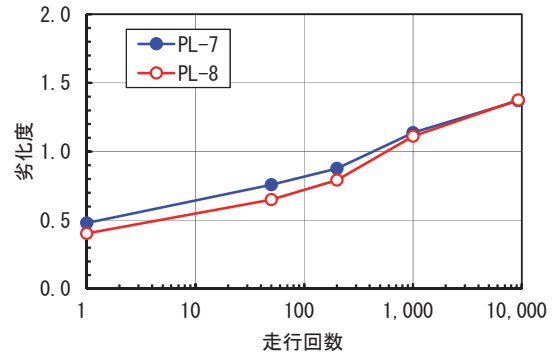


図-9(a) 走行回数と劣化度の関係

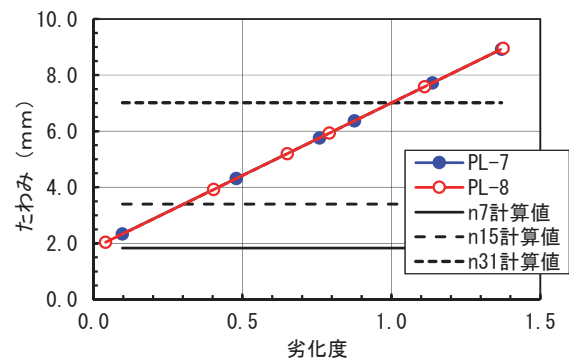


図-9(b) 劣化度とたわみの関係

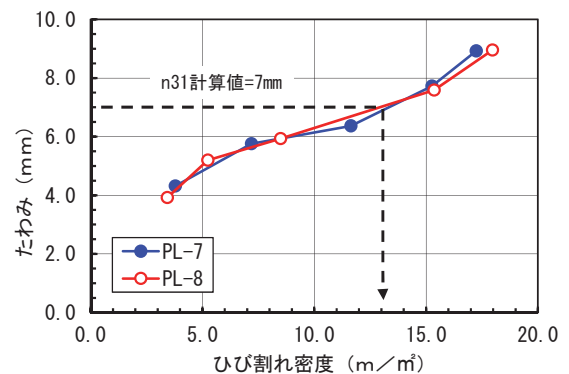


図-9(c) ひび割れ密度とたわみの関係

断ひび割れ発生による押し込みによる変形が影響したものと考えられる。一方、PL-8の1,000回以降の中央測点は、欠測のため図-10(c)では推定値を図化している。中央両サイドの測点(タイヤ幅エッジ部)のひずみは、破壊領域がやや中央横桁よりに分布している影響で急増していない。

走行回数と下側配力鉄筋ひずみの推移を図-10(d)に示す。主鉄筋ひずみ同様に1,000~1,200 μ でスタートして100~200 μ 増加後に減少に転じる傾向が見られる。なお、1,200 μ は、当時の鉄筋許

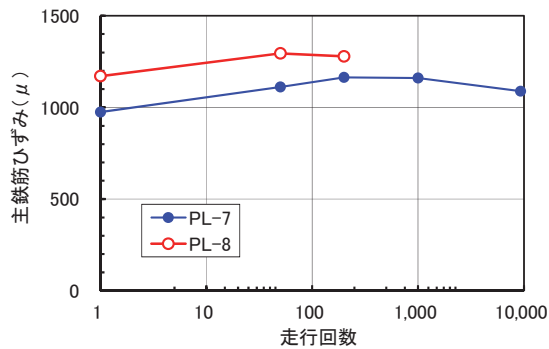


図-10(a) 走行回数と主鉄筋ひずみ

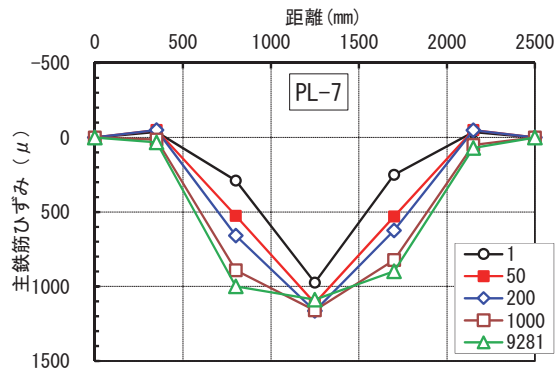


図-10(b) PL-7の主鉄筋ひずみ分布

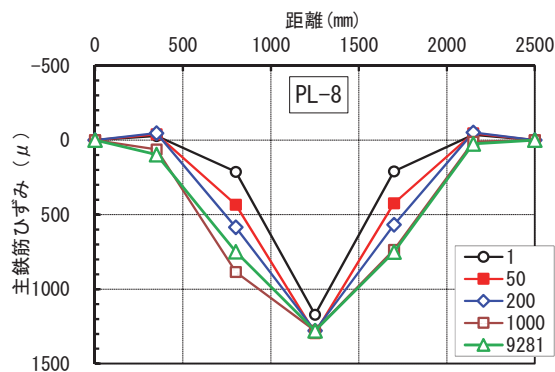


図-10(c) PL-8の主鉄筋ひずみ分布

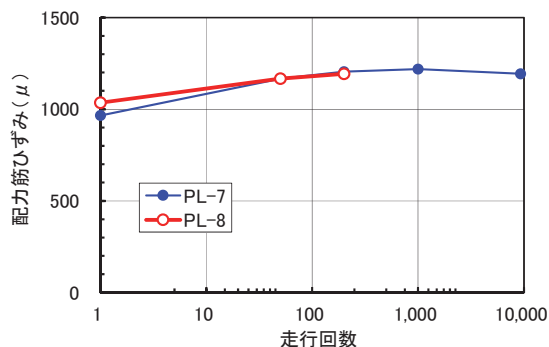


図-10(d) 走行回数と配力鉄筋ひずみ

容応力度 1,400kgf/cm² の 1.7 倍程度に相当する。

4. 切断面ひび割れの検討

(1) 上面走行ライン切断面のひび割れ

破壊後に試験体内部のひび割れの状態を調べるため図-11に示す6分割にダイヤモンドカッターにより切断する。写真-2(a)~(d)は、走行面とA-A切断面の状態である。写真-2(a)のPL-7の左端は端横桁側、右端は中央横桁側(合せ面側)であり、PL-8はPL-7の逆になる。

写真-2(a)および(c)の押し抜き押し抜きせん断破壊の領域は、PL-7は床版中央で範囲が狭く、PL-8では押し抜き範囲が広い。走行面の円弧状のひび割れは、タイヤによる押し抜きせん断ひび割れである。また、写真-2(a)の走行ラインに直角方向のひび割れは、上主鉄筋間隔(300mm)位置に発生した貫通ひび割れである。

写真-2(b)(d)のA-A切断面では、ほぼ主鉄筋間隔(150mm)の貫通ひび割れに囲まれた梁状化したブロックが確認できる。PL-8では下側主鉄筋間隔150mm幅の梁状化したブロックが確認できる。また、上鉄筋位置に水平ひび割れと上鉄筋のかぶりコンクリートが骨材化(砂利化)が確認できる。

(2) 橋軸直角方向の切断面のひび割れの検討

写真-3(a)(c)の床版中央B-B断面を比較するとPL-7は、押し抜きせん断破壊の領域が床版中央で範囲が狭い。一方、PL-8の押し抜きせん断領域はPL-7より広い。一方、写真-3(d)のPL-8のC-C断面は中央横桁上近くのため圧縮鉄筋近傍のかぶりが大きく骨材化で欠損している。

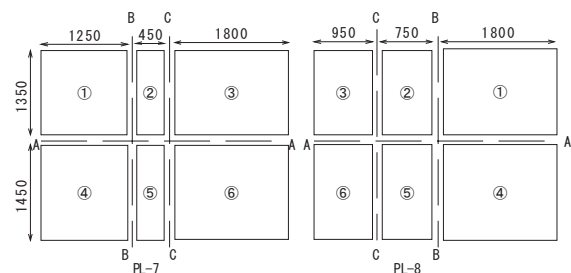
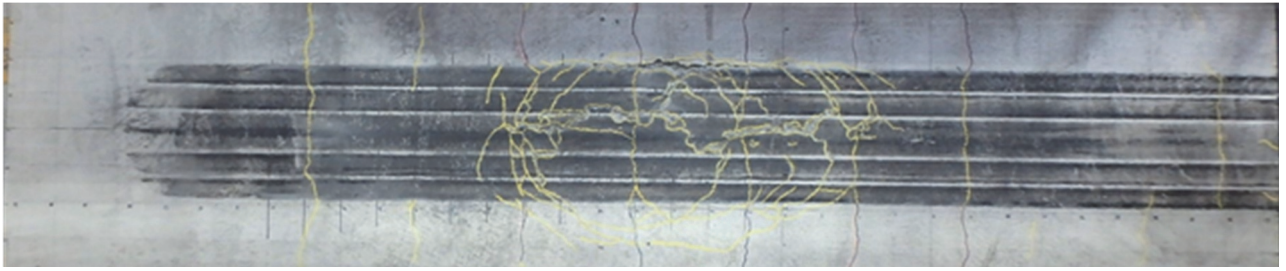


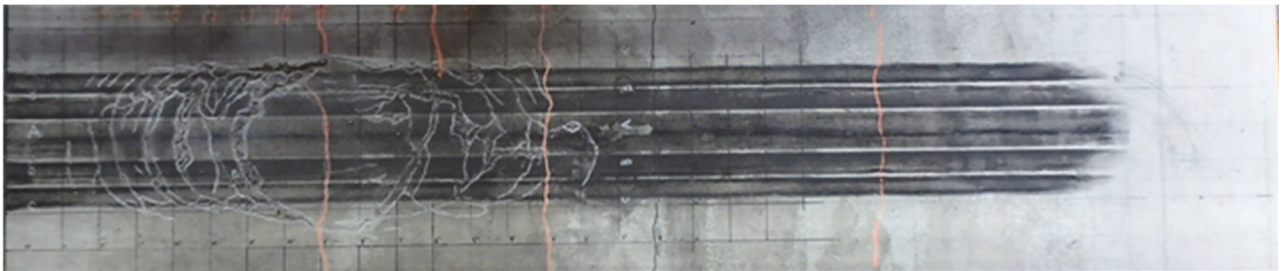
図-11 切断位置図



(a) PL-7 上面



(b) PL-7 A-A 断面



(c) PL-8 上面



(d) PL-8 A-A 断面

写真-2 橋軸方向切断面



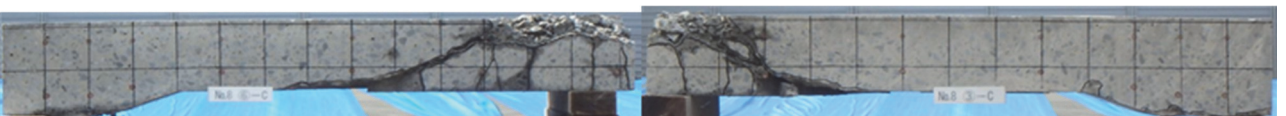
(a) PL-7 B-B 断面



(b) PL-7 C-C 断面



(c) PL-8 B-B 断面



(d) PL-8 C-C 断面

写真-3 橋軸直角方向切断面

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-4 に示す 980N (100kgf) の重錘とたわみセンサー (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、両主桁の基線からの中央たわみを計測する。

重錘の落下高さは 100mm 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 1/1000 (秒)) で計測した。また、載荷板 (直径 35cm) のロードセルの荷重値で 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載荷たわみの関係

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-12(a) (b) に示す。いずれの床版もたわみの値は、0 回未走行ではほぼ一致したが、1 回走行後は静的載荷に比べ重錘落下のたわみ値は概ね 1/3 小さく推移している。重錘落下たわみ値が静的に比べ小さい理由は、支持桁と床版の接触面の隙間と浮き上り防止の影響と考えられる。

6. 維持管理水準の検討

(1) 劣化度とたわみ・ひび割れ密度

劣化度とたわみの関係は、図-9(b) に示したとおり、劣化度 1.0 のたわみ計算値 $n31$ の約 7mm が使用限界と評価できる。また、ひび割れ密度の管理値は、図-9(c) に示したたわみとの関係から、たわみ 7mm に相当するひび割れ密度 $13\text{m}^2/\text{m}^3$ であり、この値は現行の健全度ランク d のひび割れ密度 $10\sim 15\text{m}^2/\text{m}^3$ に該当し、現行のひび割れ密度の評価は妥当である。

(2) IIS たわみの管理水準

活荷重たわみと IIS たわみ補正值 (測定値 $\times 1.6$) およびたわみ計算値との関係を図-13 に示す。活荷重たわみと IIS 補正值との関係は概ね一致し、IIS たわみは管理指標として有効である。たわみの管理値は、 $n31$ の計算値で使用限界と見なすこ



写真-4 IIS たわみ測定状況

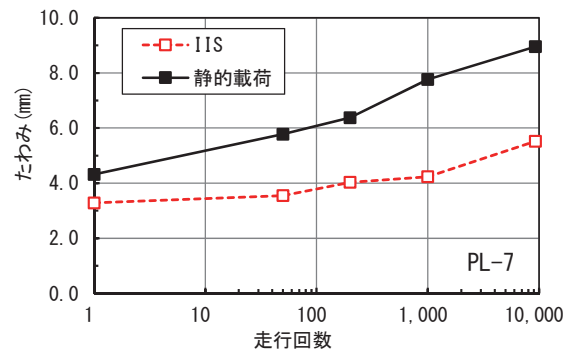


図-12(a) PL-7 の IIS たわみと静的たわみ

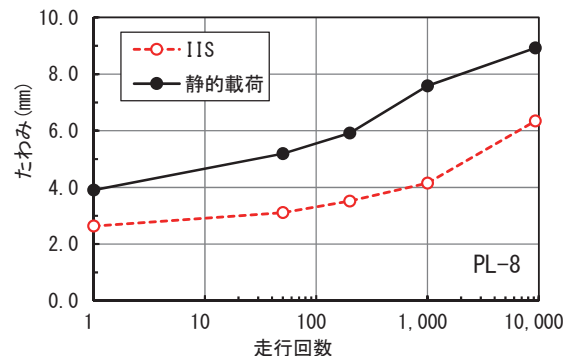


図-12(b) PL-8 の IIS たわみと静的たわみ

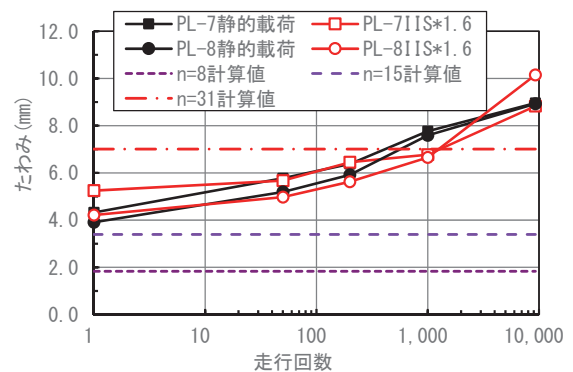


図-13 静的たわみと IIS たわみ

とが可能である。

7. S39 道示基準床版のまとめ

ハンチ有り試験体の PL-7 と PL-8 を使った実験結果より、以下の知見が得られた。

- 1) 破壊回数とひび割れ密度は、PL-7 が 9,827 回 17.24m/m²、PL-8 は 9,281 回 17.97m/m²、破壊形式はいずれも押し抜きせん断破壊である。
- 2) RC 床版のダメージを評価する松井ら¹⁰⁾ の劣化度 1.0 のレベルは、ひび割れが十分に発生・進展した状態であり、版の剛性は n=31、ひび割れ密度は 10~15m/m²、健全度ランク d の関係が妥当である。
- 3) 床版のダメージのモニタリングでは、ひび割れ密度のほか、たわみの推移を観測することが有効である。重錘落下たわみ法 (IIS) は、適切にキャリブレーションすることで静的載荷のたわみと相関がありモニタリングとして有効である。
- 4) 床版のダメージの評価では、多層弾性理論によるたわみの計算では、弾性係数比 (n=Es/Ec) をパラメータに解析的に評価する方法が有効である。

8. S39 道示鋼板接着補強床版の評価

表-1 に示した試験体 PL-1~PL-8 の実験結果の概要を表-6 に示す。なお、表-6 の補強または補

修効果は、基準床版である PL-7 および PL-8 の破壊回数の平均値に対する倍率で評価する。

- ① 鋼板接着時のひび割れ密度は、健全度ランク d に相当する 15m/m² を目標にして実施した。
- ② PL-1 は下地ケレン不足により急激に鋼板の剥離が進展し、剥離率 68.2% で再注入を行っている。PL-1 の再注入までの補強効果 (倍率) は、10.5 倍であり、PL-2~4 の補強効果 (倍率) が 103~124 倍に対し 1/10 と小さく、下地処理の良否が補強効果に大きく影響する。平塚ら^{11) 12)} の浮きの発生位置と規模および付着強度が疲労耐久性に与える影響に関する解析的研究では、付着強度が一番大きく影響し、浮きの規模が同じ条件では橋軸直角方向全長 (全幅) の場合やハンチ部の連続的な浮きが大きく影響すると評価している。
- ③ PL-3~4 の夏季高温時の再注入は、接着剤の硬化が速く、十分に接着剤を注入することが困難であり、通常施工の PL-2 に比べ補強効果は約 20% 小さい。高温時の再注入では、接着材の硬化時間や粘度など十分な検討が必要である。
- ④ 再注入の補修効果は、剥離率 17.6~68.2% の範囲では 8~38 倍であり、ある程度の補修効果が期待できる。別途、佐野ら⁷⁾ の人為的に造った浮きへの再注入後の走行疲労では、鋼板の浮き (剥離率) が約 50% でも約 6 倍程度

表-6 実験シリーズの結果概要

目的	試験体	ひび割れ導入時		補強~(破壊)		再注入~破壊			特記	補強効果 (倍率)	補修効果 (倍率)	補強+補修効果
		回数	ひび割れ密度 Cr(m/m ²)	回数	P(%)	注入量 (kg)	回数	P(%)				
再注入効果	PL-1	2,000	17.7	100,000	68.2	7.0	367,701	59.3	下地ケレン不足	10.5	38.6	49.1
	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
再注入効果	PL-3	120	14.3	983,203	47.2	4.1	75,959	41.7	夏季高温接着	103.2	8.0	111.1
	PL-4	120	15.2	983,203	17.6	2.1	165,169	52.8		103.2	17.3	120.5
ハンチ補強有無・水の影響	PL-5	125	15.5	166,442	32.0	—	—	—	ハンチ未補強水張試験	17.5	—	—
	PL-6	125	14.6	162,603	19.5	—	—	—	ハンチ補強水張試験	17.1	—	—
基準床版未補強	PL-7	1,000	15.2(17.2)	9,782	—	—	—	—	基準床版未補強	1.0	—	—
	PL-8	1,000	15.4(18.0)	9,281	—	—	—	—			—	—

(注) 回数: 159kN換算走行(回)、P: 剥離(浮き)面積率、赤字: 破壊時、青字: 参考値

の補修効果を示している。

- ⑤ 剥離率が17.6~68.2%と異なっても再注入後の破壊時の剥離率は41~59%であり、大きく変化しない。
- ⑥ 水張り条件下の鋼板接着補強効果は、17倍と小さく、下地ケレン不足のPL-1を除くPL-2~4に対して1/6~1/7(平均1/6.4)に低下する。舗装面から床版内部への雨水の侵入は、補強効果に多大な影響を与える。なお、松井¹³⁾が行った未補強RC床版の水張り試験の結果では、乾燥条件に対して1/250に低下したとの報告もあり、床版防水工による延命対策を強く推奨している。

- ⑦ ハンチ補強「有り・無し」の影響は、床版支間中央を走行するタイヤの押し抜きせん断破壊の斜めひび割れ位置がハンチ内側であることから、両者に大きな違いが生じない結果となった。なお、タイヤ走行位置がハンチ近傍である場合は、ハンチ補強無しの条件では、ハンチ補強有りに対して、補強効果は小さいとの解析結果¹⁴⁾が想定される。

乾燥条件下の補強であっても、水張り条件下での走行疲労では、乾燥条件下に対して1/10に補強効果が低下する。今後は、水張り条件下で再注入を行った場合の補修効果を検討する予定である。

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27年4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、(投稿中)
- 6) (社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書(昭和39年6月)
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 関口幹夫、横山広、堀川都志雄(2008)：リブ付き多層版解析による各種床版の実測たわみの評価、土木学会構造工学論文集 Vol.51A、442-451
- 10) 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
- 11) 平塚慶達、佐野正、山下幸生、藤山知加子、前川宏一(2012)：浮きを有する鋼板接着補強RC床版の解析的検討について、道路橋床版シンポジウム論文報告集 Vol.7、275-280
- 12) 平塚慶達、前川宏一(2014)：鋼板接着補強工法における鋼板の浮き位置が床版の疲労寿命に与える影響、土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM) Vol.69、No. I-014
- 13) 松井繁之(1987)：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学年次論文報告集9-2、627-632
- 14) 阪神高速道路(株)：道路構造物の補修要領、第2部コンクリート構造物 第1篇 床版補修要領/第3章 設計(平成17年4月)、2-1-16