

12. 鋼板接着補強床版の水張り条件下での走行疲労耐久性

Running Fatigue Durability of Steel Plate Bonded Bridge Slab under Water Loading Condition

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

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、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 年代後半から鋼板接着補強工法による補強対策が 60 橋ほどで実施され、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。点検で確認された剥離（浮き）の原因は、特定されていないが、剥離部への接着材の再注入や縦桁増設などの補修・補強対策も行われている。

このような状況にあって、当センターでは、所有する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の検討を開始した。

本実験シリーズの鋼板接着時の床版の損傷状態は、健全度ランク d 相当²⁾のひび割れ密度 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。いずれの剥離面積率でも、ある程度の補修効果が確認されている^{3) 4)}。

本稿では、29 年度に実施した「水の影響とハンチ補強有り・無しの違い」を検討目

的とする試験体 PL-5 と PL-6 の実験結果を取り纏め報告する。

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

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	×	14.3	×	47.2	夏季高温
		PL-4	×	15.2	×	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	×	—	—	—	

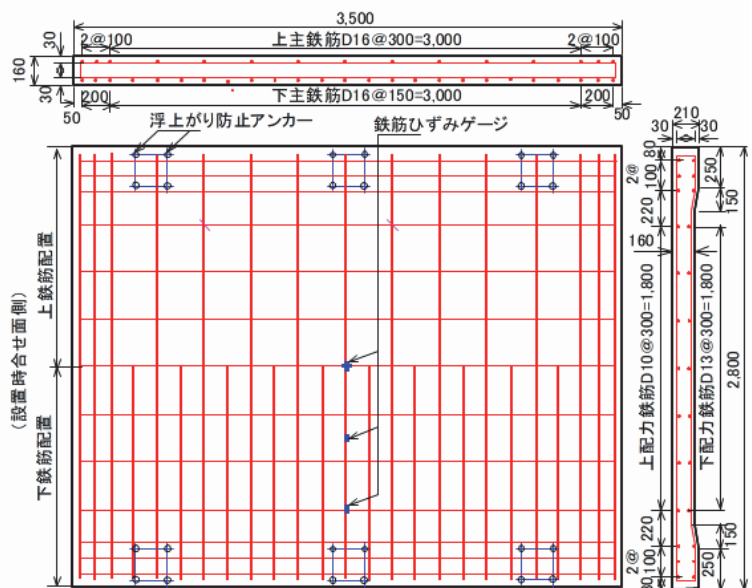


図-1 試験体の形状寸法

和 39 年道路橋示方書⁵⁾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 16 cm 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⁶⁾の試験結果と比較できるように同一としている。

(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 4.5 mm 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コンタクトスト

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	360.6	503.8	182.2	19.2
鉄筋D13	342.2	490.3	184.7	21.8
鉄筋D16	350.9	491.4	187.2	16.3
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	混和剤*1
239	160	627	269	1004	2.39

*1: AE減水剤遅延形1種

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)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)
1	6.5cm	4.2%	20 mm	26.5	27.6	0.19	2.13
2				27.3	27.9	0.19	2.11
3				27.9	29.8	0.19	2.57
平均				27.2	28.4	0.19	2.27

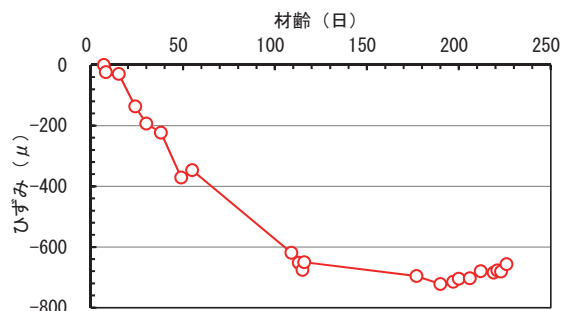


図-2 乾燥収縮ひずみ

レイゲージ法による測定結果である。実験終了時 (材齢 226 日) の収縮ひずみは約 700 μ である。なお、質量減少量は約 240 g であった。

鋼板接着用接着材は、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、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

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/m 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/m 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

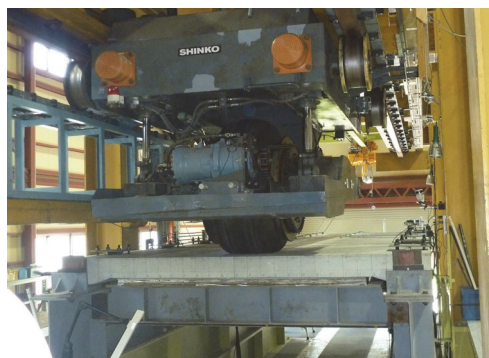


写真-1 輪荷重走行装置

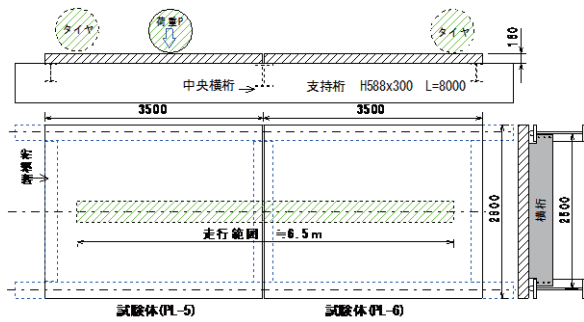


図-3 試験体の配置図

で観測される輪荷重の最大値に相当する 160kN 一定とする。

3. 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の適用では、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 のひび割れ密度が約 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-4 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。PL-5 の走行回数とひび割れ密度の関係は、図-5 に示すとおり、1回で 5.6m/m²、125回で 15.45m/m²に増加した。一方、PL-6 は1回で 6.16m/m²であったが125回で 14.64m/m²となり、いずれも125回で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100kNで確認した。

(2) ひび割れ導入時のたわみの推移

床版中央の総たわみと残留たわみ、および活荷重(総-残留)たわみと走行回数の関係を図-6 に示す。残留たわみは1回のみやや多く、50回以降は安定している。総たわみは、50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-7(a)(b)に示す。PL-5 の1回の中央たわみは 3.301 mm、PL-6 は 3.704 mm。50回走行時はいずれも 6 mm弱であり、125回走行時はいずれも約 6.2 mmである。たわみの分布形状は、いず

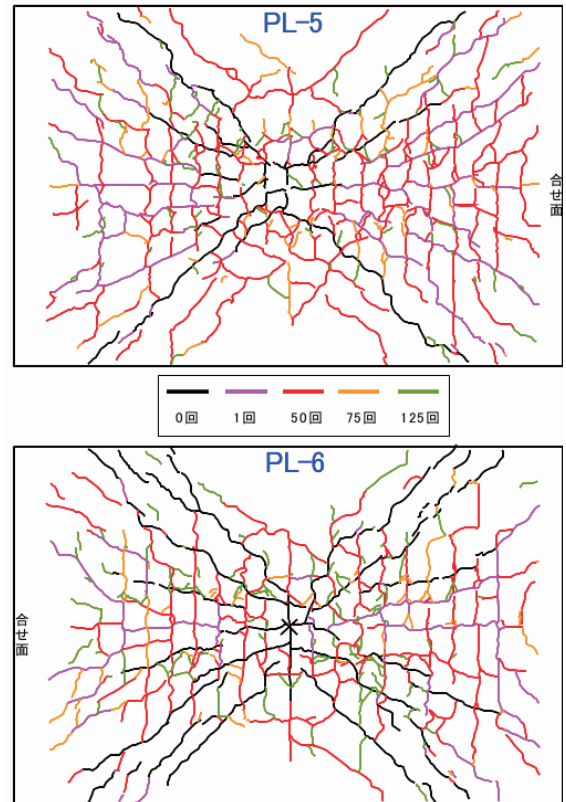


図-4 下面のひび割れ導入(見下げ図)

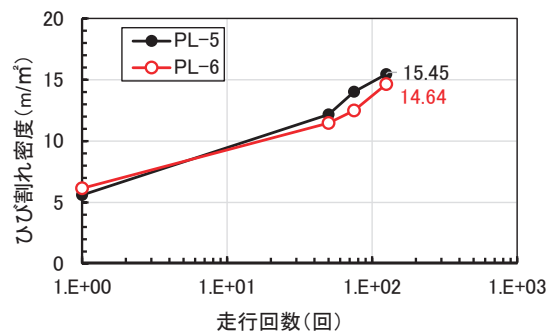


図-5 160kN 走行載荷ひび割れ密度の推移

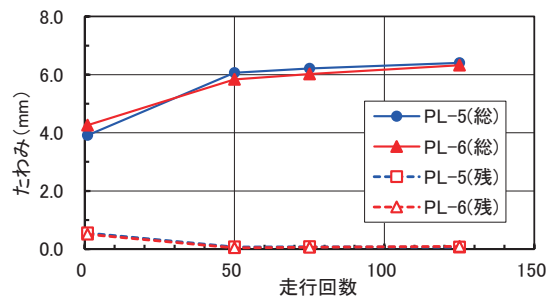


図-6 中央たわみの推移

れの試験体も左右対称であった。

厚板理論によるたわみ計算値との関係は、両試験体とも1回走行後は、ひび割れ発生直後を想定した計算値 n15 とほぼ一致し、走行125回では、

ひび割れが十分進展した状態の計算値 n31 より約 5%小さい測定値である。

(3) ひび割れ導入時の劣化度

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⁷⁾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。

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

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)

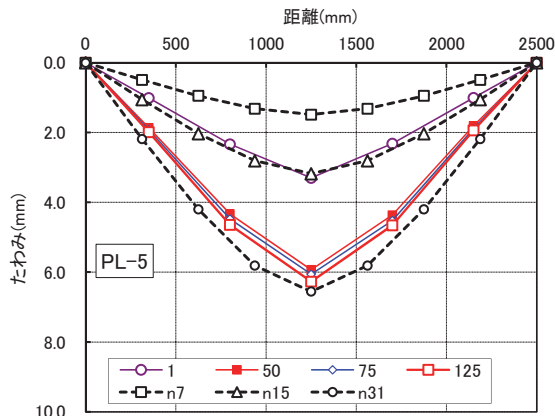


図-7(a) PL-5のひび割れ導入時たわみ分布

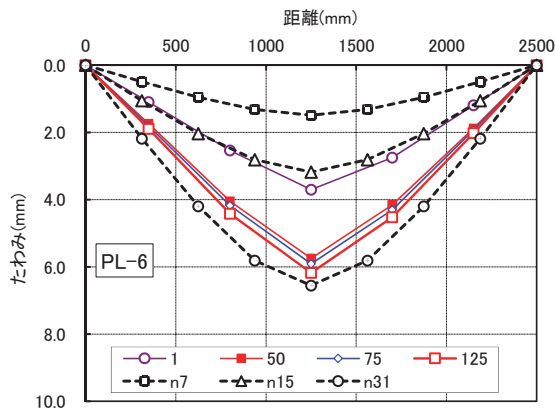


図-7(b) PL-6のひび割れ導入時たわみ分布

表-7 断面の特性値

断面の状態	弾性係数比 ($n=Es/Ec$)	弾性係数 (kN/mm^2)	ポアソン比 (ν)
全断面有効	$n=7$	28.00	0.18
ひび割れ発生直後	$n=15$	13.07	0.20
引張り断面無視	$n=31$	6.32	0.20

表-8 予備荷重における RC 床版の劣化度

試験体	PL-5	PL-6	備考	
活荷重たわみ W (mm)	1回	3.30	3.70	未走行
	125回	6.27	6.18	走行
たわみ計算値	W_0 (mm)	1.49		$n=7$
	W_c (mm)	6.56		$n=31$
劣化度 $D\delta$	0.94	0.93	125回時	
ひび割れ密度(m/m^2)	15.45	14.64		

たわみの計算は、三次元弾性論に基づく厚板理論(多層板解析)を用いた⁸⁾。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、表-7に示す断面の状態を仮定する。なお、走行疲労で十分にひび割れが発生・進展した状態は、 $n=31$ として扱っている。また、ポアソン比は、全断面有効時0.18、ひび割れ断面0.2と仮定する。

劣化度の計算結果を表-8に示す。劣化度はPL-5では0.94、PL-6は0.93である。劣化度は1.0以上で使用限界と評価するので、平均値0.935では、ほぼ使用限界状態と評価できる。

中央たわみの1回の未走行と125回走行のたわみ測定値と計算値の関係を図-8に示す。1回の未走行では、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50~80kN時 $n=7$ 相当の全断面有効の計算値と一致し、160kN 荷重時には $n=15$ と $n=31$ 計算値の中間に相当した。一方、125回時では、ひび割れ断面無視相当 $n=31$ の計算値とほぼ一致していることが確認できる。

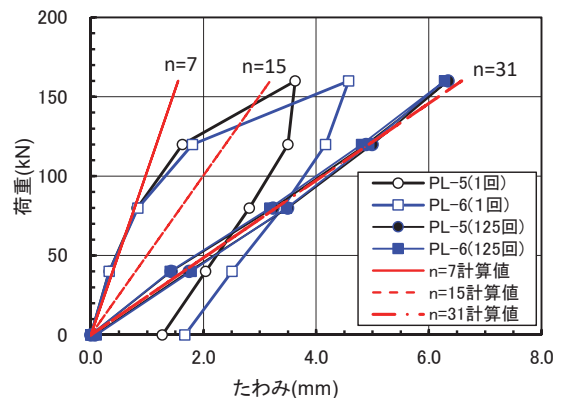


図-8 予備荷重のたわみ測定値と計算値

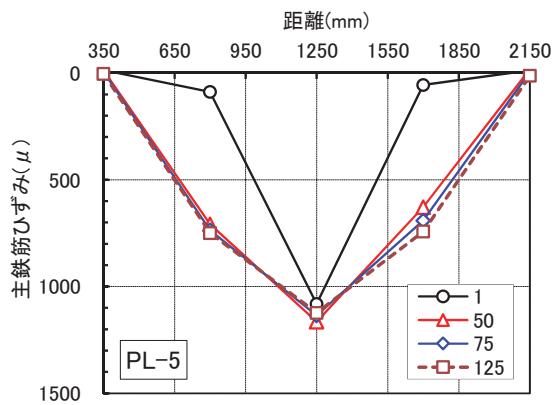


図-9(a) PL-5の主鉄筋ひずみ分布

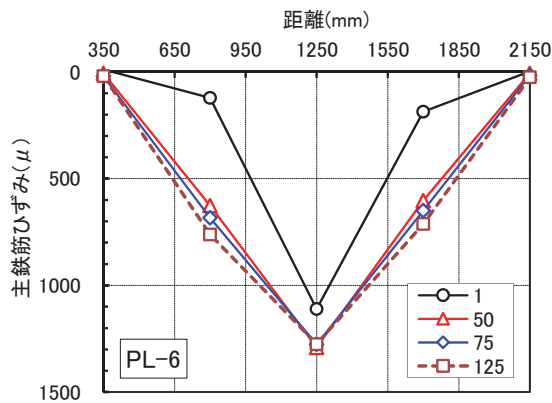


図-9(b) PL-6の主鉄筋ひずみ分布

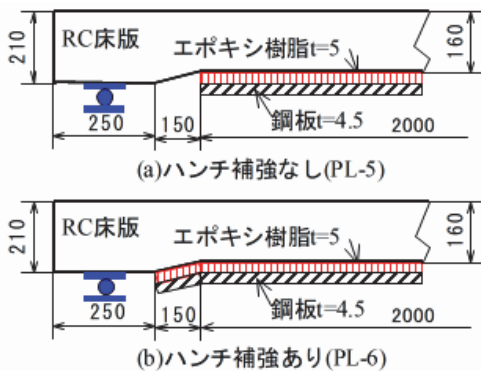


図-10 鋼板接着の仕様 (単位 mm)

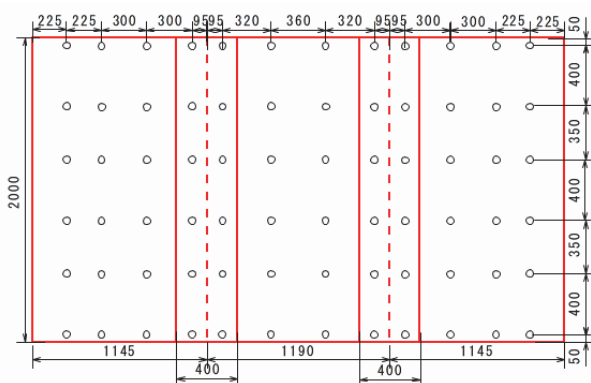


図-11 鋼板接着のアンカー配置図

主鉄筋の橋軸直角方向のひずみ分布を図-9(a) (b)に示す。1回は未走行時の初期値で、中央の最大値は1,100 μ 前後である。走行50回以後のPL-5とPL-6のひずみ分布は、ほぼ同じ分布形であり、125回走行の最大値は、PL-5は約1,100 μ であり、PL-6は1,250 μ をやや上回っている。

4. 鋼板接着補強方法

初期ひび割れ導入後、鋼板接着補強を施工した。補強の仕様は、東京都の鋼板接着補強要領に準じて図-10(a) (b)に示すとおり図-10(a)ハンチ補強なし (PL-5)、図-10(b)ハンチ補強有り (PL-6)である。具体的な鋼板接着の割り付けは、図-11に示す3分割とし、添接板の重ね幅は400mmである。

施工手順は、床版下面を写真-2(a)に示すようにサンダーにてケレン後、接着鋼板のアンカーの穴あけ ϕ 10.5mm、アンカーM10 \times 80mmを設置した。

接着剤の厚さを確保する厚さ5mmのスペーサを所定量設置し、アンカーで鋼板をセットして周囲をシール材でシールした。シール材の硬化に要す



(a) サンダーケレン



(b) 鋼板取付け接着材圧入
写真-2 鋼板接着施工状況

る1日養生後に、エポキシ樹脂接着材は手動ポンプを使用して注入圧力 0.03N/mm^2 以下で注入パイプ ($\phi 10\text{mm}$) から、鋼板とコンクリート面の隙間に充填した。(写真-2(b))

5. 水張り試験方法

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1~2回約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。

6. 鋼板接着補強後の疲労実験結果

(1) 走行回数と鋼板剥離面積

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面積を算出した。剥離面積率(%)は(剥離面積/鋼板面積 $\times 100$)で求めた。走行回数と剥離面積の関係を図-12に、剥離の進展状況を図-13(a)(b)に示す。

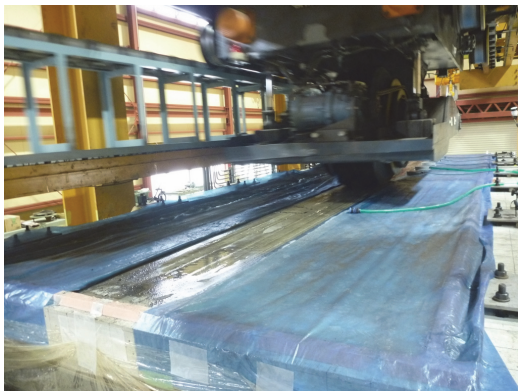


写真-3 水張り試験状況



写真-4 PL-6 横桁上面シール材のはみ出し

PL-5とPL-6いずれも5万回までは剥離面積1%以下でほとんど剥離は発生しなかった。10万回で1%を超え、PL-6は16万回以降に写真-4に示す中央横桁上の調整モルタルの抜出しが起これ、それに伴って中央横桁端部でせん断ひび割れが発生して上面からの漏水が確認された。

図-13(a)PL-5の剥離は、床版中央の走行タイヤエッジ辺りから発生して、回数の増加に伴って外側に拡大する通常のパターンが見られた。また、

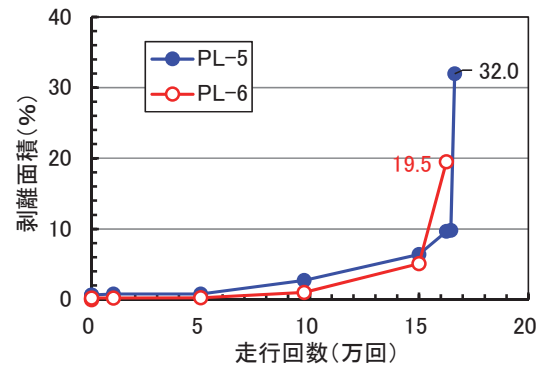


図-12 走行回数と鋼板剥離面積(%)

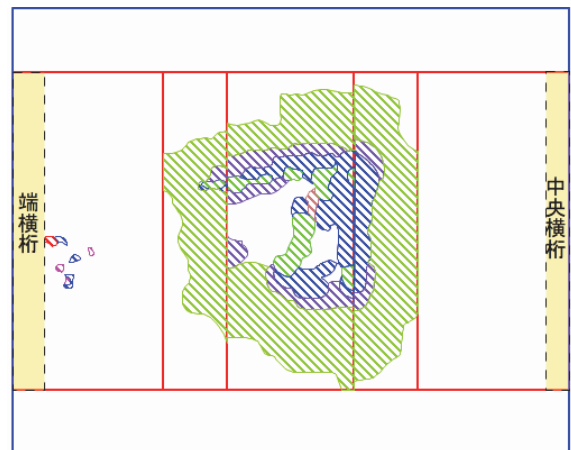


図-13(a) PL-5 鋼板剥離図(見下げ図)

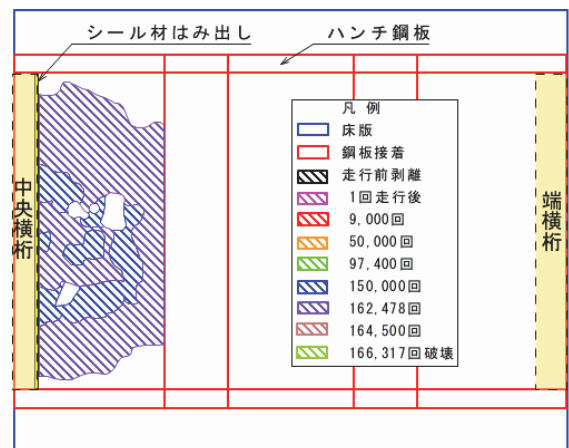


図-13(b) PL-6 板剥離図(見下げ図)

16.5 万回以降急激に剥離が進展して床版中央部に局部的に押し抜きせん断破壊が発生して走行不能となり試験を終了した。

PL-6 は図-13(b)に示すとおり中央横桁端部を起点に剥離が広がり、16.2 万回で剥離面積が19.5%に増加し、横桁端部での押し抜きせん断破壊による段差により走行不能となり終了した。

(2) 走行面のひび割れ

破壊後の床版上面のひび割れの発生状態を図-14(a) (b)に示す。タイヤ走行面が5~15mm程度押し込まれている。水の影響で砂利化(骨材化又は土砂化)の進展が急激に起こり、図-14(b)に示す局所的な押し抜きせん断破壊が確認された。なお、PL-6は、支間方向の鋼板端部からの漏水はごく少量であったが、中央横桁上の床版合せ面から泥水を含む漏水が確認された。

(3) 補強後のたわみ

走行回数と中央点の活荷重たわみの関係を図-15(a)に示す。PL-5は、ひび割れ導入時の活荷重たわみの最大値は6.339mmであったが、鋼板接着補強後は1.357mm ($1.357/6.339=21.4\%$)に低下して補強効果が認められる。160kN 載荷の一定載荷により補強後164,500回で鋼板の剥離面積は9.8%で剥離の進展は少ない。この時点の活荷重たわみの最大値は1.814mmであり、補強直後1回の1.357mmに比べ33%の増加に留まっていた。破壊時の16.6万回のたわみは押し抜きせん断破壊直下であり7.427mm、剥離面積は32%に急増した。一方、PL-6は、補強前は6.234mmであったが補強後は1.244mm ($1.244/6.234=19.9\%$)に低下した。

PL-5の橋軸直角方向のたわみ分布を図-15(b)に示す。破壊の2,000回手前16.4万回までは微増であり、n15鋼板の計算値を超えると破壊は急激に生じている。PL-6床版中央のたわみ分布を図-15(c)に示す。測定位置が破壊領域の中央横桁より離れているために剥離もない状態であり、n15鋼板の計算値を超えることなく破壊後も補強直後1.224mmと大差ない1.235mmであった。

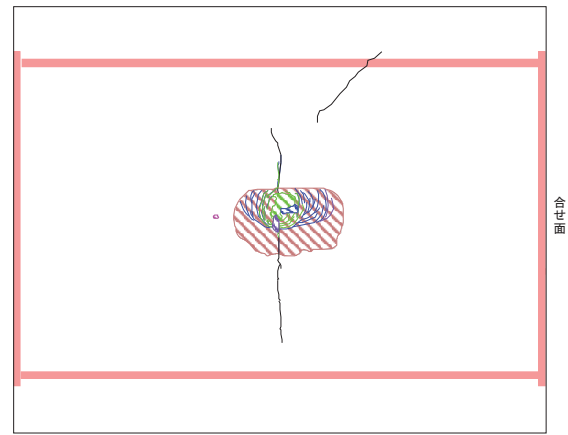


図-14(a) PL-5 走行面の破壊状況

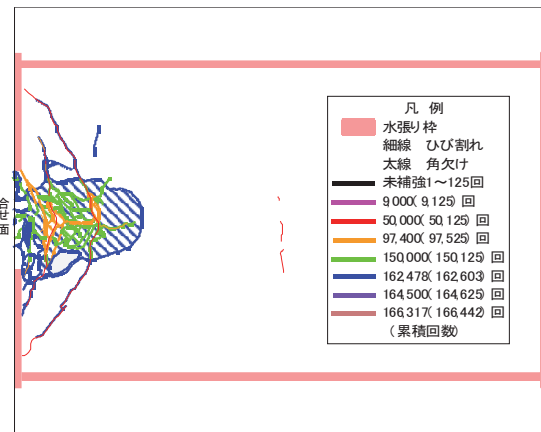


図-14(b) PL-6 走行面の破壊状況

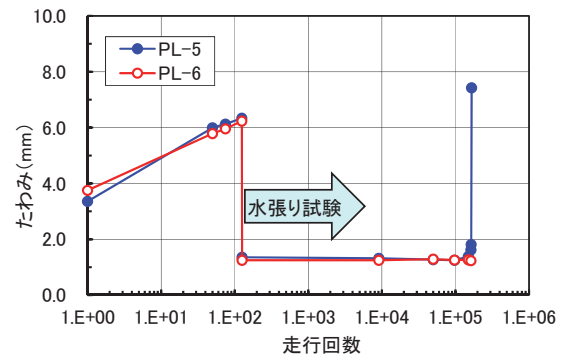


図-15(a) 中央たわみの推移

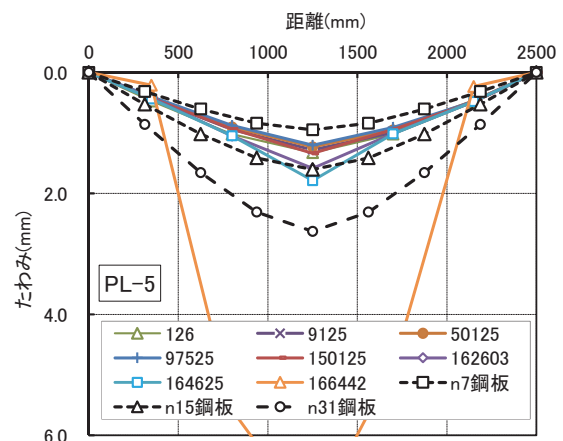


図-15(b) PL-5 たわみ分布

(4) 補強後の鉄筋および鋼板のひずみ

図-16(a)は、主鉄筋の活荷重ひずみの補強前と補強後の推移を示す。補強前の主鉄筋ひずみは図-9(a)(b)に示したとおり約1,200 μ であったものが鋼板接着により約7.9%の95 μ (PL-5と6の平均値)に低減され、破壊後の最大値はPL-5で400 μ であった。また、ひずみ分布は図-16(b)(c)に示すとおり破壊時まで比較的安定していた。

配力鉄筋については、図-16(d)に示すように補強前約1,100~1,300 μ だったものが補強後は2%の約34 μ と27 μ に低減する補強効果が確認できるとともに、破壊直前まで安定した挙動を示した。

補強鋼板の主鉄筋方向ひずみの推移は図-17(a)に示したとおり、いずれの床版も中央点の最大値は200 μ 程度で推移し、破壊後は350 μ に増加している。また、PL-5の主鉄筋方向のひずみ分布を図-17(b)示す。補強直後のひずみ分布は、ほぼ左右対称の形状を示している。図-17(c)のPL-6は、床版中央点は剥離がないため補強直後の状態を最後まで維持している。

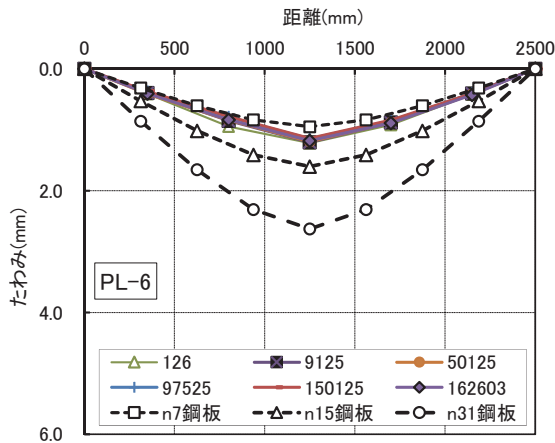


図-15(c) PL-6 たわみ分布

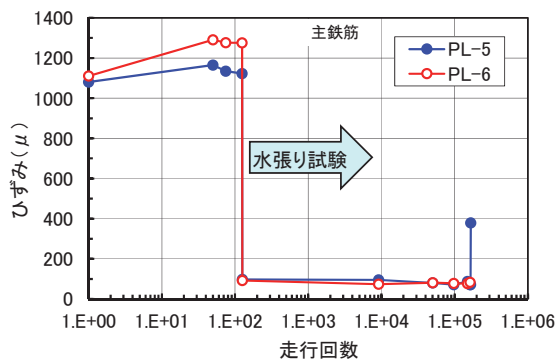


図-16(a) 主鉄筋ひずみの推移

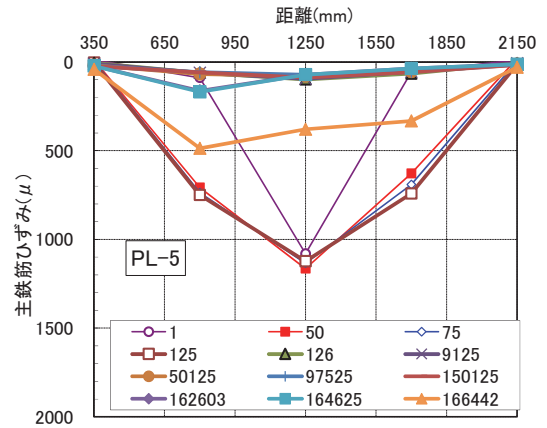


図-16(b) PL-5 主鉄筋ひずみ分布

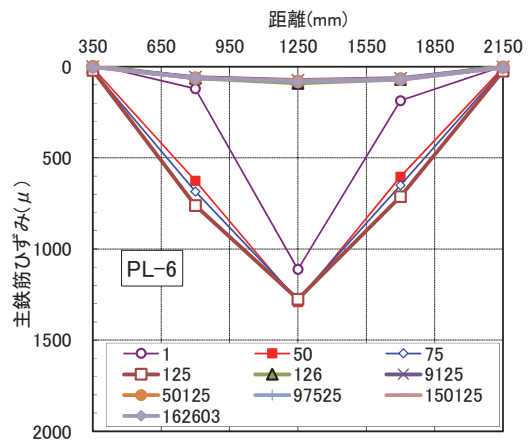


図-16(c) PL-6 主鉄筋ひずみ分布

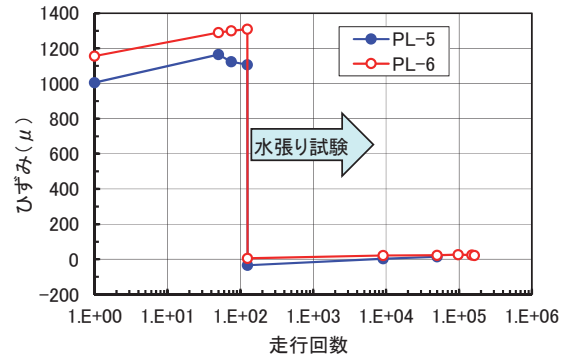


図-16(d) 配力鉄筋ひずみの推移

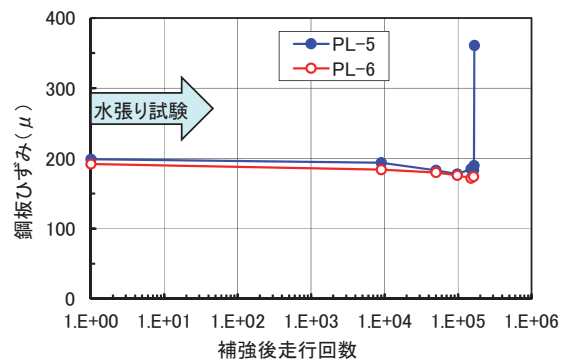


図-17(a) 補強鋼板の主鉄筋方向ひずみ

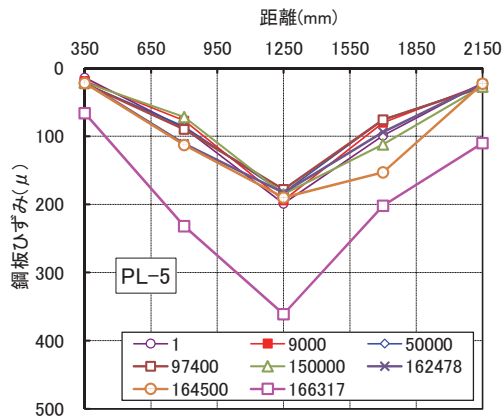


図-17(b) PL-5 補強鋼板ひずみ分布

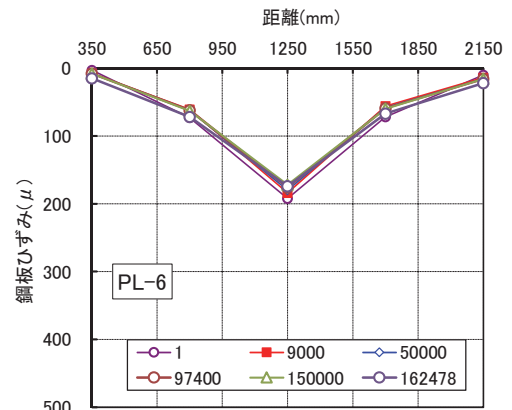


図-17(c) PL-6 補強鋼板ひずみ分布

7. 切断面のひび割れの検討

(1) 上面と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状況を調べるため図-18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。写真-5(a)~(d)は橋軸方向(走行ライン)の切断前の走行面(上面)とA-A切断面の状態である。写真-5(a)のPL-5の左端は端横桁側、右端は中央横桁側(合せ面側)であり、PL-6はPL-5の逆になる。

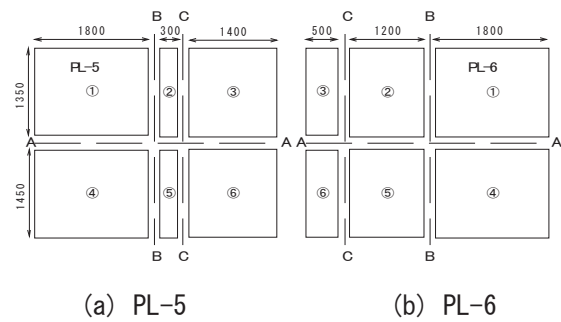
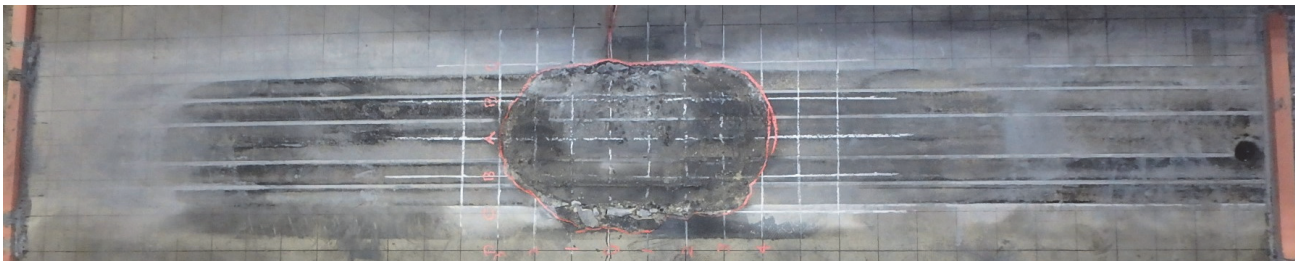


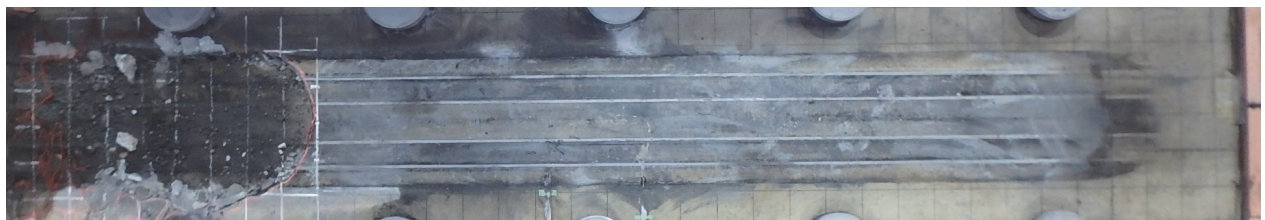
図-18 切断位置



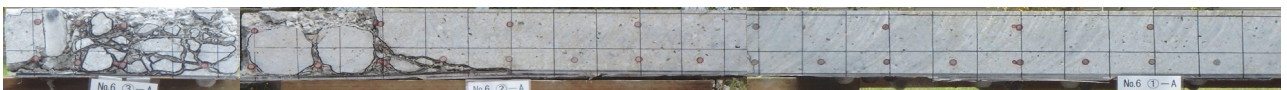
(a) PL-5 上面



(b) PL-5 A-A 断面



(c) PL-6 上面 (○はAE センサカバー)



(d) PL-6 A-A 断面

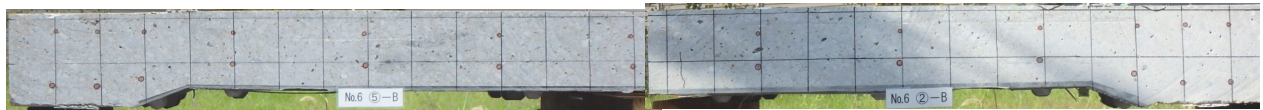
写真-5 橋軸方向切断面



(a) PL-5 B-B 断面



(b) PL-5 C-C 断面



(c) PL-6 B-B 断面



(d) PL-6 C-C 断面

写真-6 橋軸直角方向切断面

写真-5(b)の PL-5 上面押し抜きせん断破壊面からほぼ 45 度の角度で床版下面に達するひび割れが確認できる。写真-5(c)PL-6 上面の破壊箇所(骨材化)は、中央横桁から右側に分布している。

(2) 橋軸直角方向の切断面のひび割れの検討

写真-6 は、橋軸直角方向中央 B-B 断面と C-C 切断面の切断面である。写真-6(a) (c) の B-B 断面を比較すると PL-5 は、押し抜きせん断破壊の領域が広く、PL-6 は破壊位置から離れているため押し抜きせん断破壊領域がない。一方、写真-6(d)の PL-6 の C-C 断面は中央横桁に近いために、圧縮鉄筋近傍のかぶりが大きく骨材化で欠損している。なお、本実験以前の PL-1~PL-4 で確認された走行ライン切断面の上鉄筋位置に発生する水平ひび割れは、PL-5 と PL-6 では明確に確認できない。

8. 劣化度と剥離面積の関係

(1) 劣化度の推移

全走行回数と劣化度の関係を図-19 に示す。補強前の劣化度は、厚板理論の 1 層板の計算値であり、鋼板接着後の劣化度は、厚板理論に基づく多

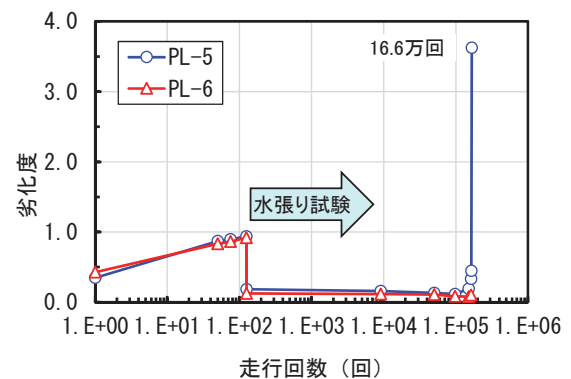


図-19 走行回数と劣化度の推移

層板 (RC 床版と鋼板の 2 層板) 解析による計算値である。

補強前の PL-5 および PL-6 の劣化度の推移はほぼ同一である。補強前 125 回走行の最大値は PL-5 の 0.94 で、使用限界の 1.0 に近い。補強後の劣化度は PL-5 で 0.16、PL-6 で 0.13 まで低下 (回復) した。その後の走行により PL-5 は、15 万回で 0.33 に微増し、その後のさらなる走行により劣化度は増加し 16.45 万回で劣化度 3.6 を超え、その後急増して 16.63 万回で押し抜きせん断破壊して終了した。

一方、PL-6 は、補強直後までは PL-5 と同一であ

った。また、剥離の進行が中央横桁近傍で生じたために、床版中央点での劣化度は試験終了までほとんど変化のない状態を維持している。

(2) 劣化度と剥離の関係

図-20 は、補強後の剥離と劣化度の関係を示す。PL-5 の劣化度は、剥離面積 10% までは微増する傾向が見られ 0.45 程度である。剥離面積 10% (16.4 万回) を超えてから約 2,000 回走行後に劣化度は 3.6 に増加し、破壊後の剥離面積は 32% である。

一方、PL-6 は剥離面積 20% まで劣化度はほとんど増加していない。これは、剥離箇所が床版端部の中央横桁近傍で集中して発生したことで、劣化度を計算する床版中央のたわみに影響が及ばなかったことによる。

9. 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-7 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 1,000/秒) 計測した。また、載荷板 (直径 35cm) のロードセル荷重値を 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-21 (a) (b) に示す。いずれの床版も補強前 (予備載荷) のたわみの値は、1 回走行ではほぼ一致したが、1 回以外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推移していることが図-21 (a) (b) より読みとれる。したが

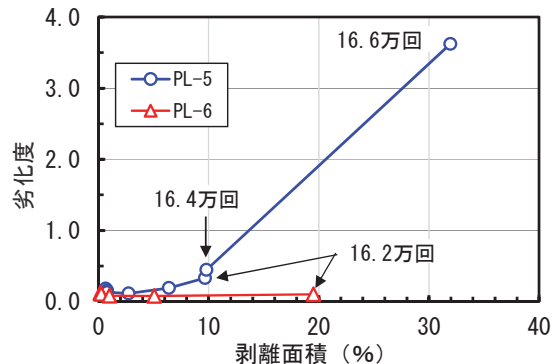


図-20 剥離面積率と劣化度



写真-7 重錘落下たわみ試験機

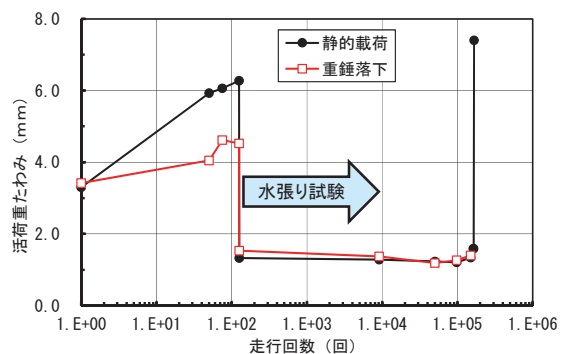


図-21 (a) PL-5 重錘落下たわみと静的たわみ

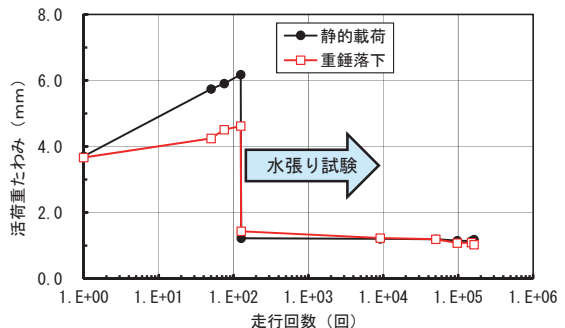


図-21 (b) PL-6 重錘落下たわみと静的たわみ

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、有効な指標になると考えられる。

(3) たわみによる維持管理水準の検討

図-22 は、実験開始から破壊までの床版中央点の活荷重たわみとたわみ計算値の関係を示す。計算値は、前述 3. (3)「ひび割れ導入時の劣化度」同様に厚板理論の多層板解析により求めている。なお、接着鋼板の静弾性係数 (E_s) は 200kN/mm^2 、ポアソン比 0.3 と仮定する。たわみの計算結果を表-9 に示す。

図-22 の PL-5 補強前の走行 1 回でひび割れはすでに発生しており、活荷重たわみは「n15」のひび割れ発生直後の計算値 3.18mm とほぼ一致し、走行回数 50~125 回では 6mm 前後であり「n31」引張り断面無視の計算値 6.56mm よりやや小さく概ね一致している。

補強直後のたわみは、鋼板を考慮した 2 層板の計算値「n15 鋼板」の 1.60mm より小さく n7 鋼板の 0.95mm よりやや大きい。その後の走行回数の増加とともにたわみも増加（剥離も増加）して PL-5 は n15 鋼板の計算値 1.60mm を超え急激に破壊している。一方、PL-6 は 16.2 万回で n15 鋼板の計算値 1.60mm を超えていない。水張り試験の場合は、乾燥状態に比べて押し抜きせん断破壊が脆性的に発生すると考えることができる。これらの事実から、水張り条件下であっても補強後の剛性回復の評価は、厚板理論による多層板解析によるたわみで評価できる。乾燥条件下でのたわみの限界値は、過去の実験結果から n31 鋼板の計算値を超えると破壊すると評価できるが、水張り条件下では、剛性を安全側に一段階高めた n15 鋼板の計算値を超えると脆性的に破壊すると考えるのが妥当である。

10. まとめ

PL-5 ハンチ補強なしと PL-6 ハンチ補強ありの水張り実験結果の概要を表-10 に示す。以下の知見が得られた。

(1) 補強効果について

健全度ランク d 相当のひび割れ密度約 15m/m^2 で鋼板接着補強を実施した結果、たわみは図-

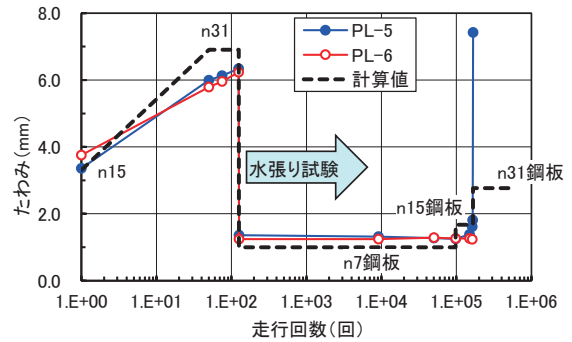


図-22 活荷重たわみと計算値の関係

表-9 たわみ計算値

走行回数	1	50	125	126	100,000	200,000
たわみ(mm)	3.18	6.56	6.56	0.95	1.60	2.63
弾性係数比	n15	n31	n31	n7鋼板	n15鋼板	n31鋼板

表-10 実験結果の概要

試験体	ひび割れ導入時		水張り走行		ハンチ補強
	回数	Cr(m^2/m^2)	破壊回数	P(%)	
PL-5	125	15.5	166,442	32.0	なし
PL-6	125	14.6	162,603	19.5	あり

注) Cr: ひび割れ密度、P: 剥離(浮き)面積率

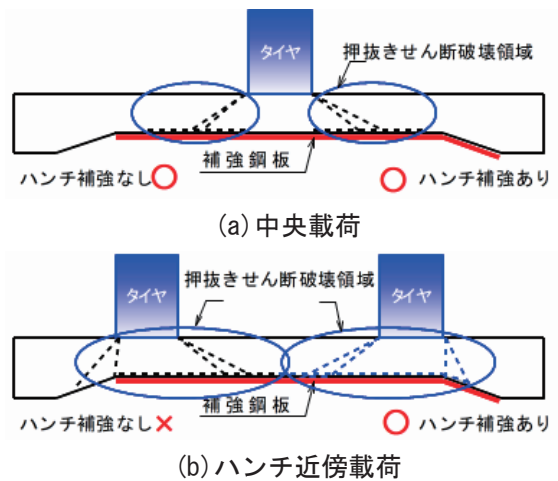


図-23 タイヤ位置と押し抜きせん断破壊領域の関係

15(a)に示したとおり補強前の約 20.5%に、主鉄筋ひずみは図-16(a)に示したとおり約 8.5%に低減させる補強効果が確認できた。

(2) ハンチ補強有りとなしとの条件が疲労耐久性に与える影響について

表-10 に示したとおりハンチ補強無しの PL-5 は 16.2 万回で剥離面積 19.5%において押し抜きせん断破壊し、ハンチ補強有りの PL-6 は 16.6 万回で剥離面積 32.0%において押し抜きせん断破壊し、

両者の走行回数に大きな差は生じなかった。

本実験のように図-23(a)に示す支間中央をタイヤが走行する載荷パターンでは、タイヤのエッジ部からの押し抜きせん断破壊面の先端がハンチ手前で鋼板に接触するために破壊回数に大きな差が生じない結果が得られたものと考えられる。なお、阪神高速道路(株)の床版補強要領¹⁰⁾では、ハンチ下端まで鋼板を接着する方法を標準としている。その理由は、接着した鋼板の応力集中個所が鋼板端部であり、鋼板端部位置をハンチ下端・中央・上端とした各 Case の接着層のせん断応力度とコンクリート下面の最大主応力度を FEM で表-11 示すように計算している。この表-11 によるとハンチ上端で鋼板を止めた場合は、ハンチ下端に比べ約 5 倍の応力集中が発生する。したがって、ハンチ直近に車輪が通過する図-23(b)のケースでは、両者に差が生じると考えるべきであり、実橋の点検では、車両の車輪走行軌跡との関係で検討するのがよい。

(3) 水の影響

水張り条件では、乾燥条件に比べ松井⁹⁾の研究の 1/250 に疲労耐久性が低下するに対して、本実験の結果は表-12 に示すとおり、PL-5 および PL-6 の水張りの走行回数の平均を 1 倍とすると乾燥条件の PL-2~4 の倍率は 7.2~6.0 倍であり、概ね (1/6.4) に低下する。なお、PL-1 は、下地ケレン不足の条件下であるため評価対象から除外した。

また、水張り条件下では、補強後のたわみの推移がたわみ計算値「n15 鋼板」を超えると脆性的に破壊する可能性があることが判明した。

(4) 劣化度の評価

未補強床版のダメージを評価する松井ら⁷⁾の劣化度は、鋼板接着補強の補修効果の評価にも適用できる。

(5) 補強床版のダメージのモニタリング方法

たわみ量の推移を測定することで床版の疲労損傷の状態を類推可能であり、モニタリングとして有効である。重錘落下たわみ法 (IIS) でのたわみ

表-11 ハンチ先端部の FEM 解析値¹⁰⁾

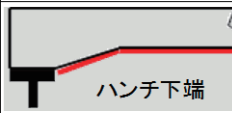
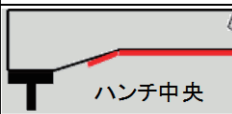
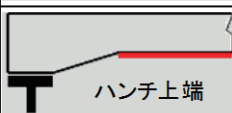
Case	項目	接着層のせん断応力度 N/mm ²	コンクリート下面の最大主応力 N/mm ²
	 ハンチ下端	0.44	0.80
	 ハンチ中央	1.28	2.41
	 ハンチ上端	2.27	5.47

表-12 水の影響

試験体	試験条件	走行回数	倍率(乾燥/水張り)
PL-2	乾燥	1,186,206	7.2
PL-3		983,203	6.0
PL-4		983,203	6.0
PL-5	水張り	166,442	1.0 (平均値)
PL-6		162,603	

のモニタリングは、適切なキャリブレーションを行うことで静的載荷と相関があり有効である。

(6) 床版ダメージの評価方法

多層弾性理論による版のたわみは、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。

(7) 維持管理水準の設定

鋼板剥離面積率とたわみの関係から適切な剥離面積率の閾値を設定することが合理的であり、橋梁の点検要領の健全度に反映させる必要がある。

(8) 今後の展開

乾燥条件下での再損傷した鋼板接着補強床版に接着材を再注入する補修工法は、ある程度剛性が回復する。一方、水張り実験では、補強効果は乾燥条件に比べて 1/6~1/7 に低下するとともに、押し抜きせん断破壊も乾燥条件に比べ脆性的に発生する可能性があることが判明した。今後、実橋における剥離面積とたわみの関係についても検証を進めていく予定である。

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) (社) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書（昭和 39 年 6 月）
- 6) 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
- 7) 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
- 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) 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
- 10) 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