

## 供用 27 年間の RC 床版追跡調査結果

### The Result of Follow-up Survey of Highway Bridge Slabs for 27 years

関口幹夫\*

Mikio SEKIGUCHI

\*正会員 東京都土木技術研究所 技術部材料研究室 (〒136-0075 東京都江東区新砂 1-9-15)

Takaido Overpass of Number 8 Loop (Simple active load composite I-shape beam, bridge length 20 meters, width 14 meters), which is one of main trunk line in Tokyo, opened in 1970. We conducted a survey of the crack density and traffic volume, its RC slabs (1973 Specifications for Highway Bridges, ( Part II ) standard was applied, the width of slabs support was 2.3 meter, the thickness of slab was 18 cm), 2, 4, 7, 10, 15, 24, 27 years after the opening the road segment. Also conducted was a test to monitor the load deflection and rebar stress during various time periods. The summary of survey result is as follows;

- (1) The number of the cumulative one-way traffic volume is 214 million and the number of the cumulative one-way traffic volume of large vehicles is 46 million.
- (2) Cracks started to occur after three years after opening, and crack density of 22 panels without reinforcement after 27 years reached 10 to 17 (average of 14)  $m/m^2$ .
- (3) We noted the strong mutual relationship between crack density and cumulative traffic volume of large vehicles and it is possible to predict crack density form the cumulative traffic volume of large vehicles.
- (4) The vertical beam construction method is effective to control crack. Density by approximately 30% judging from our 27 years follow-up study of panels that was reinforced four years after completion using the vertical beam extension method and the steel attachment method. We confirmed that the steel plate attachment method did not show much deterioration after 27 years, and it proves to be effective.

Key words : fatigue capacity, Highway bright slab, crack, 27yrs.

#### 1. まえがき

本研究は、道路橋 RC 床版の輪荷重による疲労損傷メカニズムを解明するため、都内の環状 8 号線に架かる高井戸陸橋 RC 床版を対象に、昭和 45 年の供用開始以来、過去 7 回(昭和 47, 49, 52, 55, 60 年, 及び平成 6, 9 年) ひび割れの進行状況を定量的に調査した。また、ひび割れ損傷初期の段階の 49 年に鋼板接着工法と縦桁増設工法を施工し、載荷試験による追跡調査を行い、補強効果をひずみやたわみの経時変化から評価している<sup>1)</sup>。

以下に、調査概要、ひび割れの調査結果と定量的評価、試験施工による鋼板接着工法および縦桁増設工法の補強効果について報告する。

#### 2. 調査概要

##### 2. 1 高井戸陸橋の諸元

高井戸陸橋は、都内有数の重交通街路の一つである環状 8 号線の杉並区上高井戸 1 丁目地内、国道 20 号線(甲州街道)に架かる橋長 140m の陸橋である。主径間は 3 径間連続鋼箱桁(2×box)で橋長 100m、側径間は単純活荷重合成鋼板桁で橋長 20m である。

調査対象の側径間は、単純活荷重合成桁橋(支間 20m×幅員 14m)で、床版の構造諸元は支間 2.3m、厚さ 18 cm、主鉄筋は  $A_s=D16@120$ ,  $A_s'=D16@240$ 、配力筋は  $A_s=D16@150$ ,  $A_s'=D16@300$  である。床版の設計は、昭和 48 年度版鋼道路橋示方書に準じ、T-20 の曲げモーメントの 20% 割増しが行なわれている。

床版コンクリートには、側径間に普通コンクリートの設計基準強度  $280 \text{ kg f/cm}^2$ 、中央径間に人工軽量コンクリートの設計基準強度  $240 \text{ kg f/cm}^2$  が使用されている。なお、人工軽量コンクリートが用いられた理由は、当初設計の床版厚 16 cm (昭和 43 年道示) を 48 年に準じた床版厚 18 cm に変更するため、死荷重低減の目的で採用されている。

##### 2. 2 調査箇所

追跡調査の対象である側径間の床版は、図-1 に示すとおり主桁と横桁で仕切られた 24 パネルで構成されている。支間中央部 2 パネルに鋼板接着工法と縦桁増設工法による補強を行っており、他の 22 パネルは未補強床版である。

表-2 ひび割れ密度調査結果

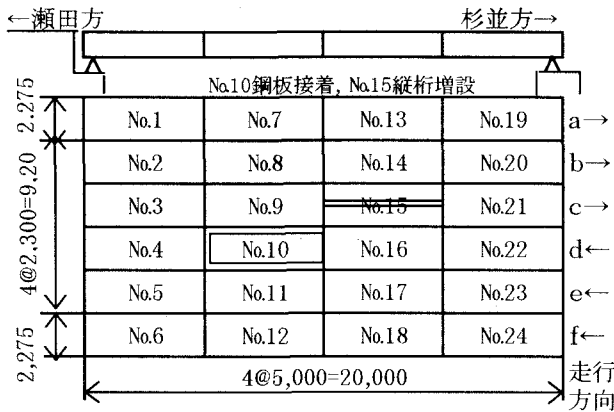


図-1 調査対象床版のパネル割り

3. 調査結果と考察

3.1 交通量

交通量調査は、陸橋上を通行する大型車と小型車に分類して、方向別24時間交通量を測定した。交通量観測結果を表-1に示す。昭和45年供用開始時点の総交通量は約2万台/日程度であったが、27年後の平成9年には約6万台/日に増加し、ほぼ交通容量いっぱいの状況を示している。また、大型車混入率は、13%~27%台へと増加しており、都内でも有数の重交通路線に位置づけられる。

一方向累積総交通量は2億1千4百万台、一方向累積大型車交通量は4千6百万台に達している。なお、マット式軸重計による軸重の観測も平成6年度に実施した。

3.2 ひび割れの発生状態

ひび割れの観測は、目視観察可能なひび割れ幅約0.1mm以上のひび割れを対象とし、目視によりチョーキングを行った。ひび割れ密度 (m/m<sup>2</sup>) の計測は、格子密度法とし、幅1.5m長さ2.5mの範囲について12.5cmメッシュを基準にひび割れの交点を計測して算出した。各パネルのひび割れ密度の測定結果を表-2に、また、22パネルのひび割れ密度の統計値を表-3に示す。

ひび割れは、供用後3年から発生し、供用4年目のひび割れ密度は1~2 m/m<sup>2</sup>である。ひび割れ密度は経年とともに増加して、供用27年では最小10.49、最大17.37、平均

列		年度	No.1	No.7	No.13	No.19	平均	
a	S	S.49	1.82	2.35	2.09	2.28	2.14	
		S.52	4.20	5.40	4.80	5.25	4.91	
		S.55	7.10	7.57	6.05	6.17	6.72	
		S.60	11.02	10.72	9.28	8.58	9.90	
	H.6	全	16.54	16.79	15.92	11.80	15.26	
		角欠	8.97	13.02	9.44	5.52	9.24	
	H.9	全	16.97	17.37	17.01	12.85	16.05	
		角欠	10.45	13.49	13.13	8.43	11.38	
	列		年度	No.2	No.8	No.14	No.20	平均
	b	S	S.49	2.46	1.80	1.70	2.50	2.12
S.52			6.00	4.50	3.75	5.25	4.88	
S.55			6.87	8.03	6.87	6.76	7.13	
S.60			9.51	10.67	8.61	9.21	9.50	
H.6		全	14.18	14.68	10.68	12.31	12.96	
		角欠	8.36	10.18	6.92	7.07	8.13	
H.9		全	15.54	15.42	12.71	13.27	14.24	
		角欠	10.03	10.88	10.50	9.12	10.13	
列		年度	No.3	No.9	No.15	No.21	平均	
c		S	S.49	1.50	1.20	1.30	1.10	1.28
	S.52		4.20	3.60	2.25	2.40	3.40	
	S.55		5.93	4.38	3.31	3.56	4.62	
	S.60		8.53	8.57	6.07	8.89	8.66	
	H.6	全	13.37	12.74	7.84	11.06	12.39	
		角欠	10.15	10.95	6.80	5.94	9.01	
	H.9	全	13.80	13.86	8.82	13.55	13.74	
		角欠	11.00	11.77	7.54	9.36	10.71	
	列		年度	No.4	No.10	No.16	No.22	平均
	d	S	S.49	1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
S.52			3.60	1.30	2.40	2.55	2.85	
S.55			7.10	1.30	5.63	3.95	5.56	
S.60			8.73	1.30	7.37	6.91	7.67	
H.6		全	12.51	1.30	9.87	10.77	11.05	
		角欠	7.58		3.42	6.73	5.91	
H.9		全	14.10	1.30	10.49	12.28	12.29	
		角欠	10.50		3.89	10.11	8.17	
列		年度	No.5	No.11	No.17	No.23	平均	
e		S	S.49	1.39	1.70	1.30	1.40	1.45
	S.52		3.30	4.20	3.15	3.30	3.49	
	S.55		7.13	8.11	6.35	6.04	6.91	
	S.60		8.96	9.93	8.76	9.39	9.26	
	H.6	全	14.23	13.76	9.76	10.80	12.14	
		角欠	7.62	10.23	6.72	5.17	7.44	
	H.9	全	14.89	14.85	13.84	13.02	14.15	
		角欠	12.16	12.40	13.10	9.75	11.85	
	列		年度	No.6	No.12	No.18	No.24	平均
	f	S	S.49	1.51	2.52	2.02	1.64	1.92
S.52			3.60	6.00	4.80	3.90	4.58	
S.55			5.75	8.66	5.66	4.70	6.19	
S.60			8.03	9.55	6.56	7.10	7.81	
H.6		全	12.05	13.86	13.83	11.15	12.72	
		角欠	9.60	9.55	11.15	6.96	9.32	
H.9		全	13.56	14.29	14.81	12.24	13.73	
		角欠	12.04	11.49	13.33	9.95	11.70	

注: No.10鋼板接着, No.15縦桁増設, S.49施工

表-1 交通量の測定値

交通量	年度	S45	S47	S49	S52	S55	S60	H6	H9	
	経年	0	2	4	7	10	15	24	27	
1方向日交通量(万台/日)		0.75	1.10	1.50	1.85	2.15	2.25	2.98	2.82	
1方向大型車混入率(%)		13	15	16	20	20	21	24	27	
1方向累積全交通量(×10 <sup>6</sup> )		0.00	6.76	16.25	34.59	56.49	96.64	182.54	214.30	
1方向累積全大型車交通量(×10 <sup>6</sup> )		0.00	0.93	2.39	5.73	10.08	18.23	37.93	46.11	
両方向累積全大型車交通量(×10 <sup>6</sup> )		0.00	1.86	4.78	11.46	20.16	36.46	75.86	92.22	
車線別 累積大型車 交通量 (×10 <sup>6</sup> )	f:内廻り(走)	10.3%	0.00	0.19	0.49	1.18	2.08	3.76	7.81	9.50
	d:内廻り(追)	30.7%	0.00	0.57	1.47	3.52	6.19	11.19	23.29	28.31
	a:外廻り(走)	17.7%	0.00	0.33	0.85	2.03	3.57	6.45	13.43	16.32
	c:外廻り(追)	41.3%	0.00	0.77	1.97	4.73	8.33	15.06	31.33	38.09

注: 車線別累積大型車交通量は平成6年度の実測車線混入率からの計算値

14.12 m/m<sup>2</sup> となっている。また、変動係数は経年とともに小さくなっている。

27年経過した時点のひび割れ状況（パターン）は、図-2に示すとおりである。ひび割れのパターンは、基本的に格子状に発達している。橋軸方向のひび割れでは、ハンチ上縁に沿う連続した大きなひび割れが、また、張り出し床版の桁端部コーナーでは、斜め方向のひび割れが特徴的である。

表-3 ひび割れ密度の統計値

(n=22)

経年	最大 (m/m <sup>2</sup> )	最小 (m/m <sup>2</sup> )	平均 (m/m <sup>2</sup> )	標準偏差 (m/m <sup>2</sup> )	変動係数 (%)
4	2.52	1.00	1.70	0.50	29.6
7	6.00	2.40	4.10	1.07	26.1
10	8.66	3.56	6.29	1.33	21.1
15	11.02	6.56	8.86	1.19	13.4
24	16.79	9.76	12.85	2.05	16.0
27	17.37	10.49	14.12	1.67	11.9

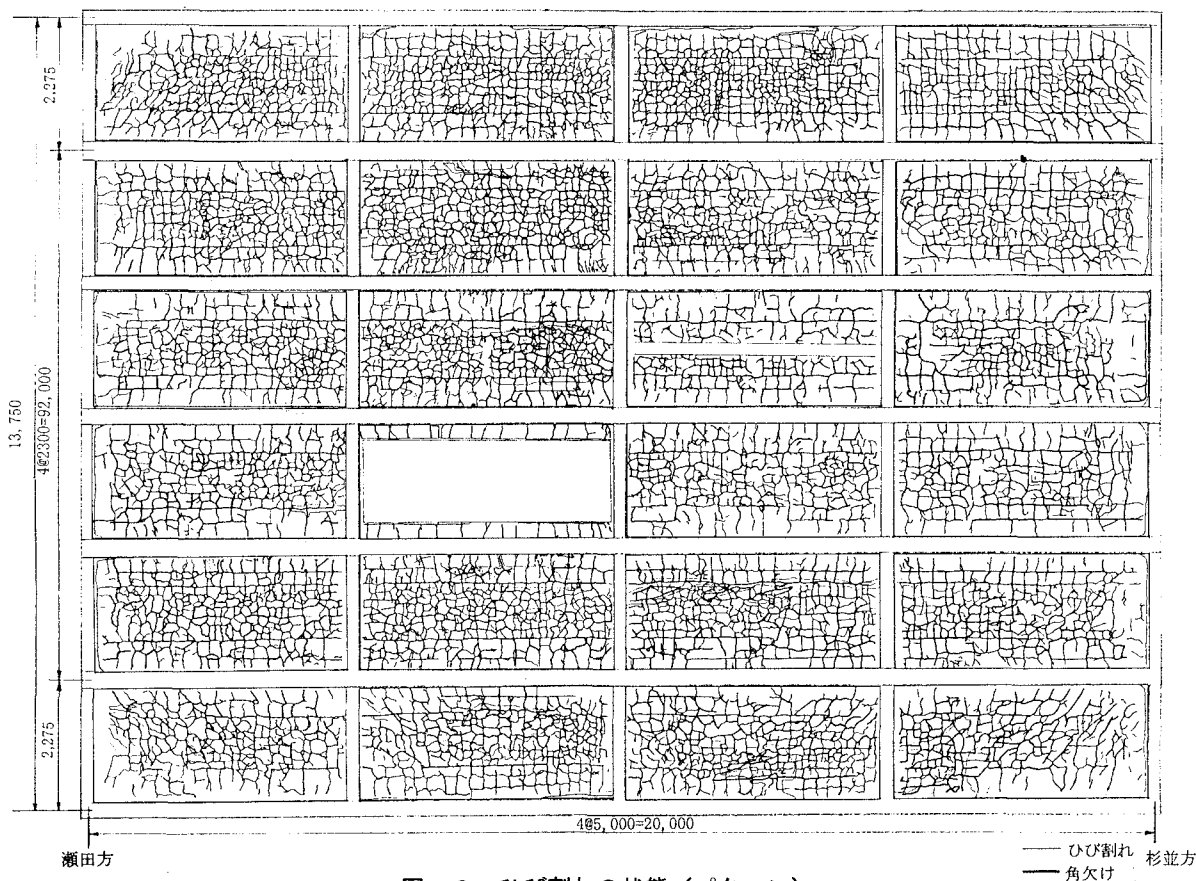


図-2 ひび割れの状態（パターン）

### 3.3 ひび割れの角欠け率

ひび割れの角欠け現象は、供用10年の時点ではほとんど確認できなかったが、表-2に示したように供用24年で顕著に観察され、全ひび割れに占める角欠けの割合は65%急増した。また、供用27年では角欠け率は77%に増加した。

疲労損傷のダメージは、ひび割れ密度の増加から既存のひび割れ部への応力集中による角欠けへと移行したものと推察される。

### 3.4 漏水および遊離石灰の状況

供用24年の調査では、一部のパネルで少量の遊離石灰が見られる程度であった。供用27年の調査では、8箇所でも漏水と黒く変色したパネルを確認した。特にパネルNo.8、

9、11、12、27では、写真-1（パネルNo.8）に示すように漏水が発生しており、舗装面にもひび割れが確認された。

パネルNo.8では、ハンチ上縁で押し抜きせん断破壊により、ひび割れに5mm程度の段差が確認された。また、パネルNo.11の床版上面コンクリートの状況は、写真-2に示すようにかぶり部のコンクリートが破碎した状態に劣化して、上場筋間隔に貫通ひび割れの発生を確認している。

これらの状況は、2~3年間の漏水により、損傷が急激に進行したことを示すものである。このことから、平成10年2月には、漏水量の多い2箇所の橋面舗装と防水層の取り替えを行い、合わせてアンダーデッキ工法により5パネル補強し、現在に至っている。なお、調査経間は、来年度に打ち換えを予定している。

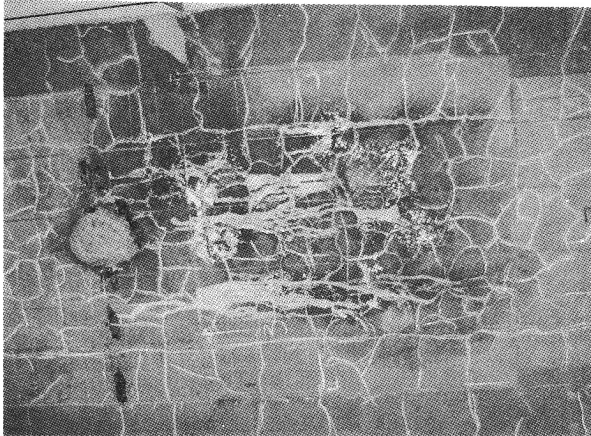


写真-1 ひび割れ状況 (No.8)

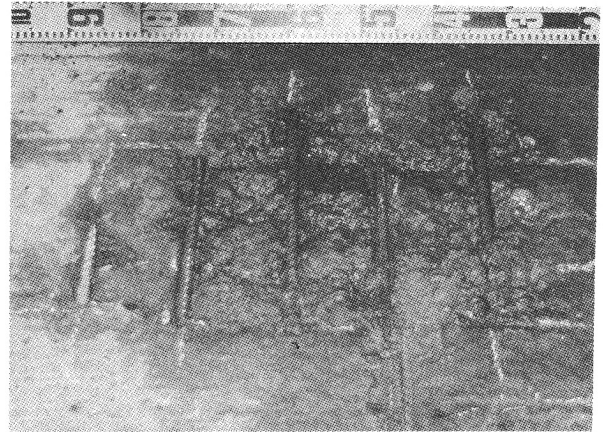


写真-2 ひび割れ状況 (No.11 上面)

### 3. 5 交通量・5tf 換算輪数・ひび割れ密度の関係

床版下面に発生するひび割れは、陸橋上を走行する車両（輪荷重）による疲労損傷であり、輪荷重に支配されている。そこで、供用24年の平成6年には、陸橋上を通行する車両の車線別交通量とマット式軸重計を用いて輪荷重を測定し、5tf換算輪数を計測した。

図-3は、車線別の大型車交通量と5tf換算輪数および車線別ひび割れ密度の平均値の関係を図示したものである。これから、大型車交通量と5tf換算輪数の関係は、ほぼ同じ傾向を示しているものの、内回りの追越し車線で交通量に対して5tf換算輪数の比率が大きい結果となっている。

一方、ひび割れ密度と大型車交通量および5tf換算輪数の関係は、ひび割れ密度aとf車線に対応する交通量および5tf換算輪数は、c、dより小さく、矛盾した結果となった。

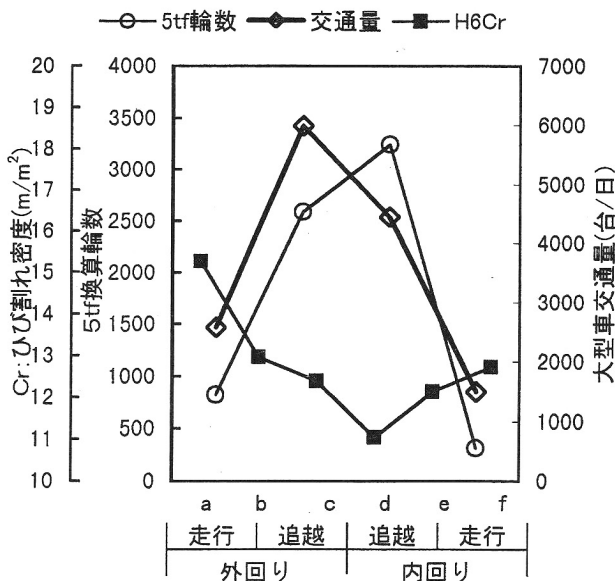


図-3 交通量・5tf換算輪数・ひび割れ密度の関係

### 3. 6 累積大型車交通量とひび割れ密度の関係

交通量のなかでも輪荷重の大きい大型車交通量が5tf換算輪数と相関が高いことに着目して、輪荷重の軌跡が一つの車線a、c、d、fのひび割れ密度について整理すると、図-4の結果が得られる。なお、車線別累積大型車交通量は、表-1に示した計算値を用いた。

図-4は、車線別累積大型車交通量を横軸に対数で表示し、それぞれの車線に対応するデータの回帰式を併記した。

累積大型車交通量から求まるひび割れ密度予測式は、(1)式のとおり表すことができる。

$$Cr = a \times \ln(X) + b \quad (1) \text{式}$$

ここに、

Cr: 車線別ひび割れ密度 (m/m²)

a, b: 常数

X: 車線別累積大型車交通量 (台)

累積大型車交通量の計算式は、

$$X = Tr \cdot \gamma \cdot 365 \cdot y \text{ とし、}$$

Tr: 車線別日交通量 (台/日)

γ: 大型車混入率 (%)

y: 期間 (年)

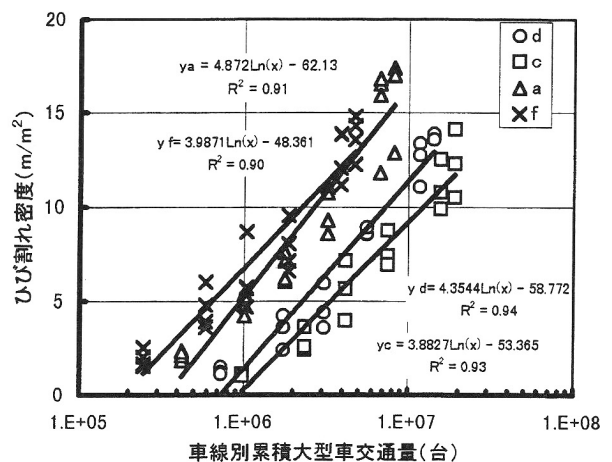


図-4 車線別累積大型車交通量とひび割れ密度の関係

### 3. 7 輪荷重の軌跡と主桁不等沈下の影響

図-4に併記した各車線の回帰直線は、ほぼ同じ傾きであるが、車線 a, f と車線 c, d の二つのグループに分かれている。この車線 a と f の張り出し床版と追い越し車線の車線 c, d を比較すると、車線 a, f は累積大型車交通量が少ないにも関わらずひび割れ密度は大きい。反対に車線 c, d は累積大型車交通量の多いにもかかわらずひび割れ密度は小さい。すなわち走行車線と追い越し車線の両者には、逆の関係が見られる。図-3でも同様な矛盾した結果となっている。

そこで、両グループの矛盾した結果の原因としては、走行位置と張り出し部床版の不等沈下の影響が考えられる。走行位置の関係は、張り出し床版では、車輪の軌跡が一つで、かつ床版支間中央にほぼ位置している。また、追い越し車線の c, d も車輪の軌跡が一つで、かつ床版支間中央部にほぼ位置しており、差異はみられない。

一方、主桁の不等沈下による曲げモーメントの影響は、張り出し床版では剛性の小さくブラケットで支持されており、また、G1 主桁は G2, G3 の 2 倍の剛性があり、不等沈下の影響が大きい構造である。主桁の不等沈下による床版付加曲げモーメントを FEM 解析で求めると、図-5 のとおりである。なお、後輪荷重=13.83tf, 前輪荷重=3.46tf とした。その結果、張り出し部床版中央部の曲げモーメントは 1.6tfm/m, 追い越し車線 1.5tfm/m でやや大きい程度であるが、G1 主桁上-2.4tfm/m, G2 主桁上-1.5, G3 主桁上-1.4tfm/m と大きく異なる。

ここでは、不等沈下の影響を輪荷重の違いとして見なし、(1) 式の累積大型車交通量(X)=累積大型車交通量(X)×付加曲げモーメント(M<sup>i</sup>)として、(2) 式で検討する。

$$Cr=a \times \ln(X \cdot M^i) + b \quad (2) \text{ 式}$$

ここに、M: 曲げモーメント

なお、(M<sup>i</sup>)の項のMには、床版中央部の曲げモーメントのみの場合と主桁上の曲げモーメントの絶対値で計算した。曲げモーメントの絶対値 a, f は M=4.0tfm/m, c, d は M=2.9tfm/m とした。また、i 乗は 1~13 乗まで変化させて、回帰式の分散(R<sup>2</sup>)を検討した結果、図-6 に示す 4 乗が最も説明しやすい。このとき二つのグループは、ほぼ同じ回帰直線に添ってデータが分布する。このことから、累積大型車交通量に荷重項として付加曲げモーメントを考慮することにより、走行車線別ひび割れ密度の相違を説明することができるものと考えられる。

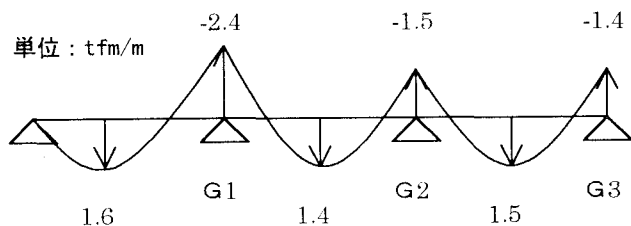


図-5 床版の FEM 曲げモーメント計算結果

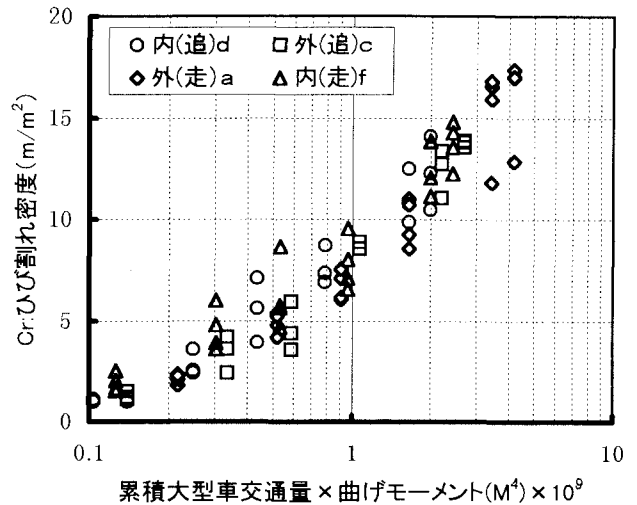


図-6 (X・M<sup>4</sup>) とひび割れ密度の関係

### 3. 8 補強工法のひび割れ抑制効果

各工法による補強は、昭和 49 年度の追跡調査直後に施工し、補強効果の追跡調査を行っている。

鋼板接着工法は、板厚 4.5 mm でハンチ上端までの幅広の鋼板を注入工法によって接着した。また、縦桁増設工法は、床版支間中央に桁高 500 mm, 上・下フランジ幅 200 mm の桁を横桁に高力ボルトで取付けた。補強時のひび割れ密度は、損傷の初期段階に相当する各 1.3m/m<sup>2</sup>であった。補強床版と未補強床版のひび割れ密度の比較を図-7, 8 に示す。

縦桁増設工法のひび割れ密度は、図-7 に示すとおり同一車線 c のひび割れ密度の平均値に対して約 30% 小さく、補強効果が見られる。

一方、鋼板接着工法のひび割れ密度の補強効果は、鋼板上面のひび割れは観察できないものの、ハンチ部の観察できるひび割れはほとんど増加していない。また、鋼板叩き点検の結果でもはく離は発生しておらず、さらに鋼板下面のひずみも十分小さいなどの事実から、図-8 に示すように鋼板上面のひび割れは進行していないと推定され、安定した補強効果を発揮している。

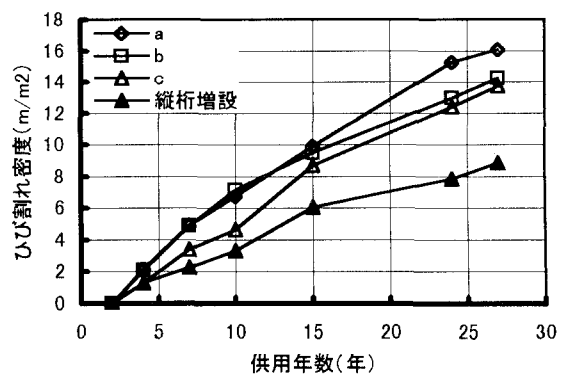


図-7 縦桁増設工法のひび割れ抑制効果

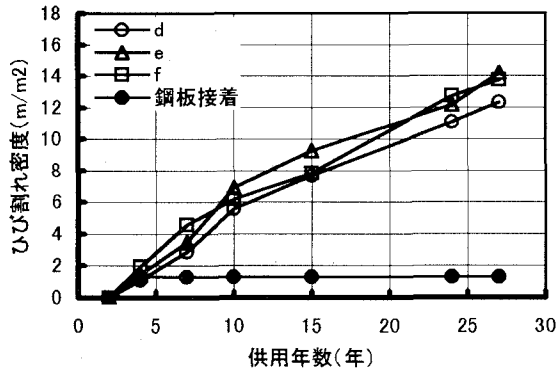


図-8 鋼板接着工法のひび割れ抑制効果

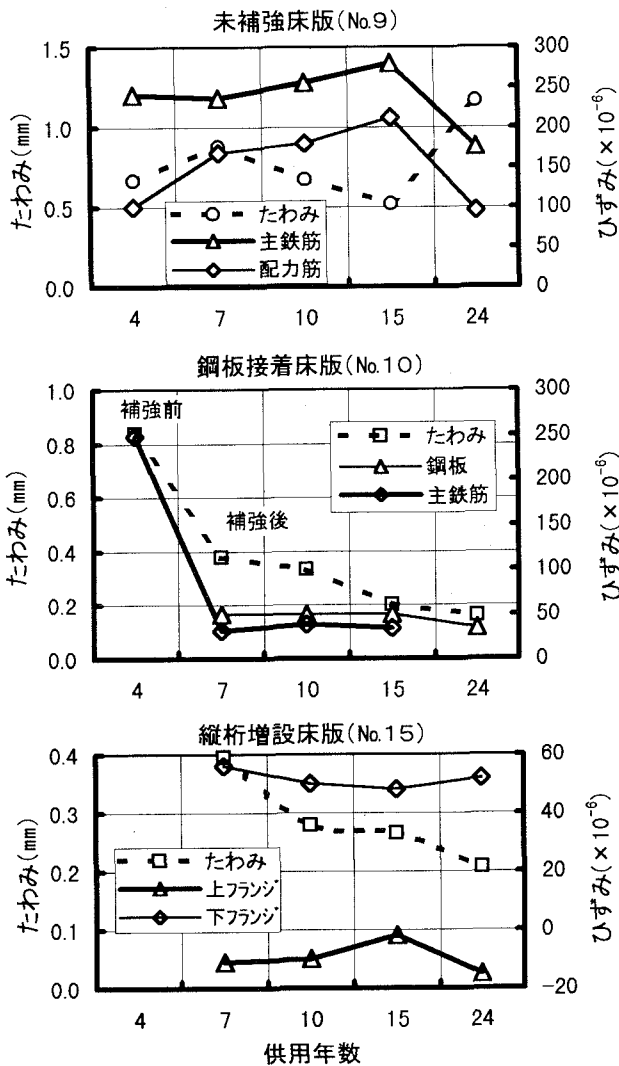


図-9 力学的経年変化

### 3. 9 力学的補強効果

総重量20tf ダンプトラックを荷重車に使用した静的載荷試験による、たわみとひずみの経時変化を図-9に示した。静的試験は、常に季節(温度)と荷重車の形状・重量等の仕様がほぼ同一条件となるように行っており、総重量20tfの試験車(2軸車)1台を使用し、調査対象のパネル中央に後輪(6.1tf)を載荷して行なった。なお、たわみおよびひずみは、調査時点の荷重に対する弾性たわみ量と弾性ひずみである。

未補強床版は、たわみおよび鉄筋ひずみとも変動がみられ、供用24年には供用15年に比較して、たわみは約2倍に増加したが、ひずみは1/2に減少するなど、これまでの推移とは異なる変化を示した。これは疲労損傷の進行が角欠け現象の発生にみられる段階に移行したことと関連性があるものと推察される。

板接着床版は、補強直後にたわみは1/2に鉄筋ひずみは1/10に低減し、補強後24年経過しても補強直後の効果を持続している。一方、縦桁増設のたわみは1/2に低減し、経年に伴う変化は認められない。

### 4. あとがき

RC床版の疲労損傷の評価について、ひび割れ密度と大型車交通量の関係から予測する方法を提案した。ひび割れ密度は、車線別の大型車累積交通量と輪荷重および作用位置(軌跡)と密接な関係があるほか、主桁の不等沈下による付加曲げモーメントの影響も考慮することにより、より合理的に算定できることが明らかになった。

今後は、輪荷重走行疲労試験機による検証のほか、応力頻度計による実橋実測値を基にした推定法についても検討したい。

### 参考文献

- 1) 関口幹夫(1986): 高井戸陸橋RC床版損傷の経年変化, 昭61. 都土木技研年報, 163-173