

矢板バイパスにおけるコンクリート試験舗装の供用性の評価

THE PERFORMANCE SURVEY OF EXPERIMENTAL CONCRETE PAVEMENT SECTIONS OF YAITA BYPASS

飯島 尚*・窪田一夫**

By Takashi IIJIMA and Kazuo KUBOTA

The design and construction manual of concrete pavement in Japan introduces standard thicknesses of concrete slab ranging from 15 to 30 cm, that are based on the analytical design method proposed by P. W. R. I. almost 20 years ago. The analytical design method is to determine a slab thickness based on the fatigue, which is computed by the magnitude as well as the number of the repetition of the resultant stress of wheel load stress and thermal stress.

This paper reports the performance survey of experimental concrete pavement sections of Yaita Bypass, which was constructed in 1968.

Useful findings of the survey are 1) the effectiveness of the use of asphaltic mixture on the top of base course, 2) the proposal of the use of strong dowel bars, 3) the possibility of transverse joint edge approaching the critical instead of longitudinal edge etc.

1. ま え が き

国道等におけるコンクリート舗装は、日本道路協会発行の「セメントコンクリート舗装要綱」によって設計施工を行っている。この要綱には、コンクリート版に働く荷重応力と温度応力の合成応力の繰返し数をコンクリートの疲労曲線に照査することによって疲労抵抗値を計算し、その値が1以下になるよう繰返し計算を行って求める解析方法が付録に示されている。

この論文は、矢板バイパスにおけるコンクリート試験舗装について建設当初と13年後の観測値を比較し、また、これらのデータを用いて疲労抵抗値を計算し、ひびわれ度との関係を検討したものである。これらの検討によって疲労抵抗値の変化を含めて、アスファルト中間層をもつコンクリート舗装の諸特性値の13年間の変化を明らかにすることができた。主な結論は、①アスファルト中間層の効果を明らかにした、②スリップバーの耐久性の実績を示し、強化する必要性があること、③横目地縁部が設計上クリティカルになることがあるなどである。

2. 試験舗装の概要

(1) 試験の内容

矢板バイパスではコンクリート舗装におけるアスファルト中間層の工法に関する試験、および舗装版の耐久性に関する試験調査を行うことを目的として試験舗装が計画された。すなわち、アスファルト中間層として、(1)アスファルト乳剤処理法(直まき工法)、(2)アスファルト加熱混合法、(3)アスファルト常温混合法の3種類の工法の特徴を知るとともにそれらの試験区間にコンクリート版厚28cmと25cmの区間を設け、その耐久性についての比較を行った。施工後、舗装版のひびわれ観測、交通量、中間層のはく離状況と老化の程度などについて長期間にわたる継続観測を実施し、最終的には開削調査によって諸特性の変化を調査した。

試験舗装は図-1に示すとおり関東地方建設局宇都宮国道工事事務所所管の栃木県矢板市地先、一般国道4号矢板バイパスで実施された。試験舗装区間は、図-2に示すとおり、次の5種のように中間層とコンクリート版厚の組合せによる工法で施工された。

- A) 乳剤処理中間層, 版厚 25 cm, 区間 100 m
- B) 加熱混合 (As 4.0%) 中間層, 版厚 25 cm, 区間 100 m

* 正会員 財団法人国土開発技術研究センター研究第2部長
(〒105 港区虎ノ門2-8-10)

** 前建設省関東地方建設局宇都宮国道工事事務所長
(〒321 宇都宮市平松町 504)

- C) 加熱混合 (As 4.2%) 中間層, 版厚 28 cm, 区間 300 m
- D) および F) 加熱混合 (As 4.2%) 中間層, 版厚 25 cm, 区間 100 m × 2 区間
- E) 常温混合 (As 4.2%) 中間層, 版厚 25 cm, 区間 100 m

以上の 5 種類で延長 800 m が試験舗装区間である。

舗装構成は図-3 に示すとおりである。すなわち、現地盤に厚さ 1 m の切込砂利、あるいは砂を路床としておいた上に、40 cm の切込砂利による下層路盤、その上に 25 cm の切込砂利による上層路盤を舗装した。その上に厚さ 4 cm の中間層を施工し、コンクリート版の厚さは 25 cm (一部 28 cm) としたものである。

調査項目と方法は次のとおりである。すなわち、ひびわれについては目視によりスケッチを行い、ひびわれ度を次式により求めた。

$$\text{ひびわれ度} = \text{ひびわれ長さの累計} / \text{区間面積 (cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (1)$$

また交通量は四季観測および隔年行われる 24 時間交通量観測により求めた。

(2) 矢板バイパスの施工の状況

a) 路床路盤の施工

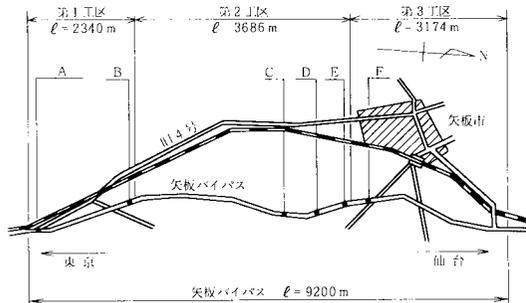


図-1 矢板バイパス試験舗装の位置

工区	1. $\ell = 2340\text{ m}$		2. $\ell = 3686\text{ m}$		3. $\ell = 3174\text{ m}$	
版厚	25 cm		28 cm		25 cm	
中間層	乳剤	加熱 AS 4.2% 4 cm	加熱 AS 4.2% 4 cm	常温 4.2% 4 cm	加熱 AS 4.2% 4 cm	
試験区間	A	B	C	D	E	F

図-2 矢板バイパス試験舗装区間

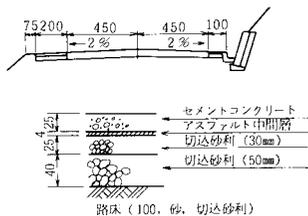


図-3 舗装断面 (cm)

試験舗装区間は図-2 に示すように、基本的には 1 区間延長 100 m とし、乳剤処理の直まき工法、加熱混合工法、常温混合工法とコンクリート版厚を 25 cm, 28 cm の組合せとした。コンクリート舗装の目地構造は通常の目地構造とし、膨張目地は径 25 mm, 長さ 650 mm のスリッパを用いて 100 m 間隔、収縮目地は径 19 mm, 長さ 600 mm のスリッパを用いて 10 m 間隔とした。また、縦目地は径 16 mm, 長さ 100 cm のタイバーを 1 m 間隔に用いている。なお、この構造は当時の要綱に従ったものであり、現在使用されているものより若干細めの径となっている。その後要綱は 47 年に改訂されそれぞれ強化されたものとなっている。

矢板バイパスは一部台地を通る水田地帯のため盛土区間が多く、したがって路床には厚さ 1.0 m の切込砂利 (80 mm ~ 0 mm) と厚さ 0.6 m の砂の区間を設け、湿地ブルを使って敷きならし、タイヤローラ (15 t) で締固めを行った。なお、現地盤は自然含水比が 42 ~ 110 %, PI が 9 ~ 20 のロームである。

路盤材料は 40 cm 厚に切込砂利 (50 mm ~ 0) を下層とし、上層に厚さ 25 cm の切込砂利 (30 mm ~ 0) の 2 層仕上げとした。それぞれの中層の施工状況は次のとおりであった。A 工区の乳剤処理は昭和 42 年において切込砂利路盤まで施工し交通開放したため路床の保護として乳剤処理を行ったものである。乳剤処理工法は乳剤と砂を交互に散布し、2 層とした。

加熱混合工区はアスファルト舗装要綱 (昭和 42 年改訂版) に基づき、マーシャル安定度試験を行いアスファルト量 (4.0, 4.2%) を決定した。施工時のマーシャル試験結果によれば安定度が 420 ~ 530 kgf, 空隙率は 8 % とやや大きく、フロー値は 28 ~ 35 (1/100 cm) の混合物であった。

常温混合工区は混合物の配合設計を簡易舗装要綱に基づきマーシャル試験法に準じてアスファルト量 (4.2%) を決定した。舗装は 1 車線 (幅員 5.0 m) ごとにアスファルトフィニッシャーを用いて行い、転圧はマカダムローラ (10 t) とタイヤローラ (15 t) を使用して約 10 回の往復転圧をし、仕上げを行った。

b) コンクリート舗装の施工

コンクリートに使用したセメントは普通ポルトランドセメント、細粗骨材は第 2 工区で一部碎石を用いたほかは鬼怒川産の良質な砂利および砂を用いた。表-1 にコンクリートの示方配合を示す。粗骨材の最大寸法は 40 mm とし、水セメント比は 38 ~ 41 %, 単位セメント量は 290 kg および 295 kg であった。

コンクリート打設に先立ち、コンクリート舗装版と路盤の摩擦係数を減少させるため路盤紙のかわりに石粉溶液 (石粉使用量 4.5 kg/m²) を塗布した。コンクリート

表一 セメントコンクリート示方配合

工区名	粗骨材の最大寸法 (mm)	沈下度 (sec)	空気量の範囲 (%)	単水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位細骨材量 S (kg)	単位粗骨材量 (kg)		単位量 (g)
									5mm	25mm	
第1工区	40	30.5	4	121	290	41.7	31.4	616	945	405	725
第2工区	40	25	3	121	295	41	31	617	(砕石) 272 612	476	738
第3工区	40	30	4	110.5	290	38.1	30.8	611.1	(5~20) 661.7	(20~40) 708.3	

スプレッドによる下層コンクリートの敷きならしに続いて、鉄網を舗設し、平面バイブレータで締め固めたのち、スプレッドで上層コンクリートの敷きならしを行った。

上層コンクリートの敷きならしに続いてコンクリートフィニッシャで締め固め、フロート(仕上機)により不陸を消し表面が均一となり平坦性が得られたところで人力フロート作業を行い、ほうき仕上げを行った。ほうき仕上げ後ただちに養生用屋根(シート張)を掛け、直射日光を避けて散水しながら7日間の後期養生を行った。

施工時にコンクリートのスランプ、沈下度、空気量の各試験を行い、曲げ強度の供試体を製作し材令28日の強度試験を行った。結果は表二に示すとおりであった。

なお、コンクリート打設は第1工区が43年5月23日~7月14日の間に、第2工区は43年7月4日~7月25日の間に、そして第3工区は43年6月10日~7月12日の間に実施したものである。

3. 観測結果

(1) ひびわれの発生

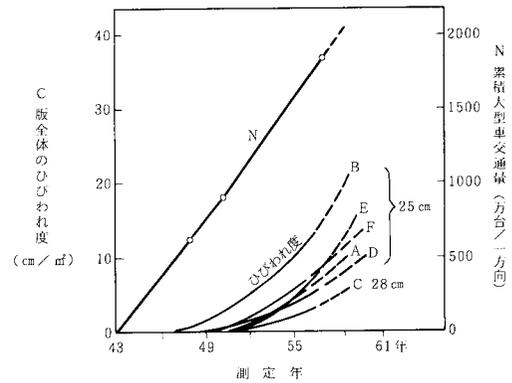
試験工区全体のひびわれの観測結果は図一4に示すとおりである。

この値は上り、下りを別々に観測したものの平均値である。ひびわれは上り、下りともほぼ同じ値であったが、A、F工区では上りが下りよりほぼ4 cm/m²程度大きな値を示していた。なお、目地部における角欠が発生しは

じめたのは供用後2~3年で、4か年経過した昭和47年度の観測ではほとんどの工種に現われている。

ひびわれは、昭和46年頃から現われはじめ、供用後9か年経過後(昭和52年)では、すべての工種にひびわれが発生している。図一4に示すようにひびわれ度はB、E、Fが比較的大きい。小さい工種はCである。すなわち、A工区は65 cmの路盤上に乳剤処理のみを施工した工区であり、平均的には昭和56年時点で6 cm/m²のひびわれ度となっている。またB工区は4 cmの加熱アスファルトの中間層をもつ一般的なコンクリート舗装の構成と

考えられる工区であり、ひびわれは56年時点で平均的に12 cm/m²となっている。C工区は、通常の6 mm鉄網を有する28 cmの版厚であり平均的には3 cm/m²のひびわれ度である。D工区はアスファルトを若干増やした区間であり、基本的にはB工区と同じであるが、ひびわれ度は5.7 cm/m²と若干少ない。E工区は常温混合の中間層であるが、平均的には6.1 cm/m²である。F工区は基本的にはD工区と同様であるがひびわれ度はほぼ、7.5 cm/m²となっている。全体的に評価するならば、加熱混合物を用いた4 cmの中間層を有する25 cmのコンクリート版では5 cm/m²~10 cm/m²のひびわ



図一4 ひびわれ度の経年変化

表二 施工時のコンクリート試験結果

項目	曲げ強度 (kgf/cm ²) (材令28日)					スランプ (cm)					沈下度 (秒)					空気量 (%)				
	A	B	D	E	F	A	B	D	E	F	A	B	D	E	F	A	B	D	E	F
個数	5	5	4	3	4	52	80	63	60	22	21	21	18	17	22	7	6	4	2	4
最大値	66.0	66.9	57.5	52.1	61.5	2.5	2.6	2.7	2.7	2.3	3.8	4.2	3.9	4.2	4.9	4.1	4.3	3.4	3.3	2.7
最小値	50.8	58.6	51.3	51.3	52.7	1.2	1.2	1.0	1.0	0.5	2.5	2.8	1.4	1.9	1.4	3.8	3.8	3.0	2.9	1.7
範囲	15.2	8.3	6.2	0.8	8.8	1.3	1.4	1.7	1.7	1.8	1.3	1.4	2.5	2.3	3.5	0.3	0.5	0.4	0.4	1.0
平均値	58.0	62.1	54.2	51.6	57.0	1.8	1.9	1.9	1.9	1.2	3.10	3.40	2.84	2.91	3.00	3.9	4.0	3.2	3.1	2.2
標準偏差	6.1	3.8	2.7	0.4	3.6	0.3	0.3	0.4	0.4	0.6	3.6	5.7	5.7	8.8	0.2	0.2	0.1	0.2	0.4	
変動係数	11.7	6.9	5.7	0.9	7.2	17.0	15.9	20.6	20.2	44.1	12.0	10.9	20.7	20.2	29.6	5.6	4.8	5.0	9.0	23.3

れ度であった。また 28 cm の区間はほぼ 3 cm/m² であり、25 cm に比較して半分の発生となっていることがわかった。

(2) 交通量

図-5 に交通量の測定結果を示す。平均的には 7 337 台/日/両方向の大型車が走行しているものと考えられる。そして 43 年から 56 年まで両方向の累積大型車交通量は 34 814 000 台/両方向、1 方向では 17 407 000 台となっている。また、1 年間の累積大型車交通量は 268 万台である。

これらの結果から版に働く荷重応力を計算するための輪荷重の分布と輪数を次のように推定した。建設省が実施している車両重量調査結果の解析によれば大型車交通量が増大すると 3 軸車の割合が増加しており、大型車交通量が 7 337 台/日/方向の場合には全交通量に占める大型車交通量の混入率の平均は 40 % である。さらに、混入率が 40 % の場合には大型車交通量に占める 3 軸車交通量は 60 % となっている¹⁾。このことから矢板パイパスを通過した大型車の全輪数を推定すると次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} & \text{累積大型車交通量} \times 40 \% \times 2 \text{ 輪} + \text{累積大型車交通量} \times \\ & 60 \% \times 3 \text{ 輪} \\ & = 17\,407\,000 \times 0.4 \times 2 + 17\,407\,000 \times 0.6 \times 3 \\ & = 45\,258\,200 \text{ 輪} \end{aligned}$$

次にこれらの車輪の荷重分布は同様に建設省が実施している車両重量調査から得られた輪荷重の累積相対頻度の結果を利用すると表-3 のとおりとなる。

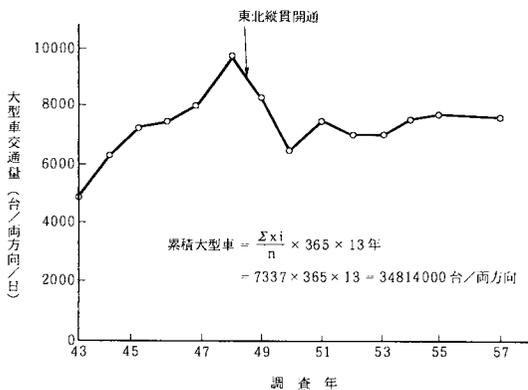


図-5 矢板パイパスにおける大型車交通量

表-3 矢板パイパスにおける累積輪数と輪荷重の分布

輪荷重 (ton)	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	10~12	12~14
輪数構成比率 (%)	60	13	11	7.2	3.6	2.3	1.4	0.64	0.31	0.13	0.07	0.007
合計 (×10 ³) 45,258	27158	5883	4978	3259	1629	1040	633	289	140	58	31	3

4. 開削調査

(1) 調査方法

矢板パイパスが 13 年以上供用した後どのような状態であったかを確認するために昭和 56 年 11 月に開削調査を実施した。開削調査は各工区 1 か所ずつコンクリート版を 1.5 m × 1.5 m の大きさに開削し、ひびわれ発生の状況、スリップパーの腐食状況、上層路盤、下層路盤の支持力の確認、各材料の粒度分析などを行うものである。さらに前述した交通量、および平板載荷試験によって得られた支持力係数を基礎にセメントコンクリート舗装要綱に示される設計式により疲労抵抗値 F を求め、 F とひびわれ度の関係を求めるものである。

(2) 路床路盤材料の粒度と支持力係数

路床路盤材料の粒度分析の結果を建設時のデータと比較したが、採取位置が必ずしも一致していないことなどからそれぞれのふるい目で最大 10 % 程度の差があった。また、各材料の修正 CBR は路床の置換え材料も含めて 105~265 % の間にあり、かなり良質な材料であった。各層における建設時の支持力係数および開削時の支持力係数の関係を図-6 に示す。これらのことより路床路盤の状況は次のとおりである。すなわち、路床の K_{30} 値は 18.1~35.7 kgf/cm³ とばらついているものの、路床の K_{30} 値としてはいずれもかなり高い値であることがわかる。また下層路盤、上層路盤とも K 値は比較的高い値であり下層路盤で 19.2~47.0 kgf/cm³、上層路盤で 32.3~61.1 kgf/cm³ である。アスファルト中間層上での K_{30} 値は 36.8~68.7 kgf/cm³ となっており、いずれも厚さが 4 cm と薄いにもかかわらずかなり高い支持力の増加が認められる。また建設時では下層路盤の K_{30} 値が路床面の値より下がっているものもあり 23~33 kgf/cm³ であるが、上層路盤上での K_{30} 値の増加は F, A, B でかなり高くなっており、45~75 kgf/cm³ の間にばらついている。しかし開削時には下層路盤上面の K_{30} 値が増加し、20~54 kgf/cm³ となっているものの逆に上層路盤面では低下しており、35~60 kgf/cm³ の間にばらついている。このことは荷重の繰返しによって各層での支持力の変化する傾向が異なることを示唆しているものと思われる。

図-7 は建設時と開削時の K 値を比較したものである。データは少ないものの建設時の K_{30} : 開削時の K_{30} = 1 : 1 の線の両側にばらついていることがわかり、特に上層路盤の場合はいずれも開削時のデータが建設時のデータよりも小さい。しかし、路床や下層路盤の値は 1 : 1 の線のまわりにばらついており建設時の

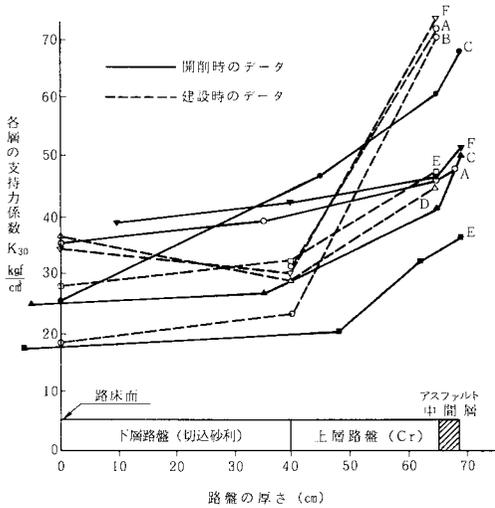


図-6 路盤厚と支持力の増加

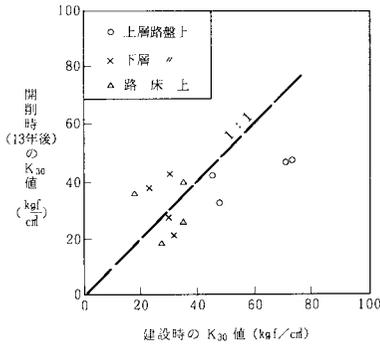


図-7 建設時と開削時の K₃₀ 値の比較

K₃₀ 値の低下の割合は比較的小さいようである。このことはコンクリート版と接している上層路盤の方が繰り返し荷重の影響によって K₃₀ 値が低下する割合が下層路盤よりも大きいものといえようである。

上層路盤、下層路盤とも開削時の含水比は 3.4~5.1% であり平均的には 4% 程度である。一般に粒状材料の含水比は 10% 程度と高いのが通常であるが、これと比較するとやや低い値となっている。この理由は表面から目地を通して地下に浸透する水がアスファルト中間層によって遮断されていることを表わしているものと考えられる。このことは開削時のアスファルト中間層の観測調査によっても確認されたものであり、表面および路肩側から浸透した水は中間層によって遮断されて路盤には浸透していないものと判断された。これらの所見を図-8 に示す。アスファルト中間層の表面には路側から浸透したシルト分が外側線の位置あたりまで堆積していることが認められた。

さらに交通量とひびわれの発生状況を検討するために

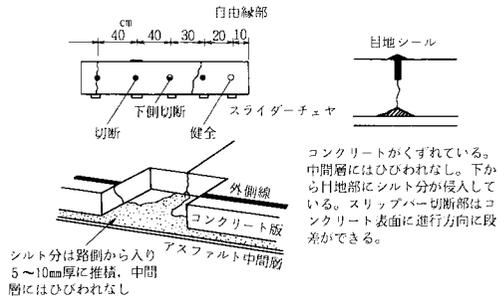


図-8 開削時の目地部の所見

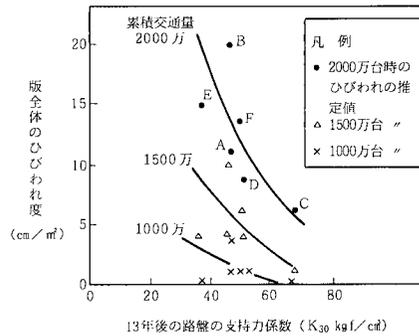


図-9 支持力係数とひびわれ度

3.(1) で述べたひびわれの平均値と累積大型車交通量の関係を整理した。まず図-4 から累積大型車交通量が 1000 万台、1500 万台、2000 万台時点の各工区のひびわれを読み取り、かつ各工区の路盤支持力との関係を整理すると図-9 のとおりになった。これによれば、路盤の支持力係数が大になるに従ひひびわれ度が小さくなっていることが明確である。なお、これらのひびわれは縦ひびわれ、横ひびわれおよびヘヤークラックが発達したと考えられるひびわれなどの全部のひびわれを計算したものである。

(3) コンクリートの強度

表-4 および 5 に開削箇所から切り出した供試体によるコンクリートの圧縮強度および曲げ強度の試験結果を示す。曲げ試験は通常の 15×15×53 cm の供試体による 2 点载荷である。また圧縮試験は曲げ試験後の供試体の両側を切断し 15×15×15 cm の立方体によるものである。曲げ強度は 44.3~78.8 kgf/cm² の間にばらつい

表-4 13 年供用後のコンクリートの圧縮強度 (15×15×15 cm, kgf/cm²)

区画	1		2		3		4		平均
	1	2	1	2	1	2	1	2	
A	-	691	727	736	618	660	673	564	667.0
C	747	771	773	880	771	722	502	531	712.1
D	800	771	724	678	867	809	662	696	750.9
E	889	876	742	876	644	631	462	558	709.8
F	640	776	880	870	718	-	687	671	749.3

表一五 13年供用後のコンクリートの曲げ強度
(15×15×53 cm, kgf/cm²)

区間	No.				
	1	2	3	4	平均
A	67.9	63.8	44.3	55.2	57.8
C	62.5	66.8	68.8	67.1	66.3
D	61.3	55.2	64.1	67.2	62.0
E	73.6	75.6	72.9	75.4	74.4
F	78.8	66.6	65.9	65.3	69.2

ており、また圧縮強度はおおむね 460~890 kgf/cm² の間にばらついており、かなり高い値を示していることがわかる。建設時の曲げ強度が表一2のように残されていることから各工区について比較すると建設時のデータより大きくなっており、その伸びは 1.00~1.36 であり平均では 1.21 の伸び率であった。コンクリートの供試体は路肩側の比較的輪荷重の影響が少ないところから採取したものであるがかなりの伸びがあったものと判断してよい。

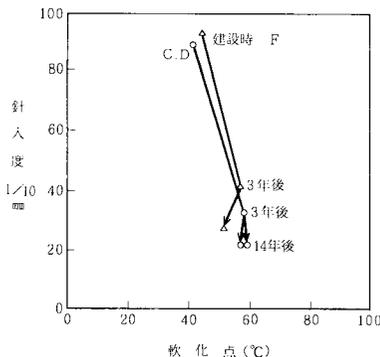
(4) アスファルト中間層

アスファルト中間層から混合物を採取し、針入度、軟化点を測定した。それらの結果を建設時のデータと合わせて表一6 および図一10 に示す。いずれも加熱アスファルト混合物の区間の性状の変化であるが、これによれば建設時の針入度が 88, 92 および軟化点が 42.5, 45 であったものが 13 年後にはおおむね針入度が 21~27, 軟化点が 52~58 となっており、残留針入度は 26%, 軟化点の上昇は 30% であった。

表一六 アスファルトの性状

区間	開 削 時		建 設 時	
	針入度 (1/10mm)	軟化点 (°C)	針入度 (1/10mm)	軟化点 (°C)
A	28	54		
C	21	58	88	42.5
D	21	59	(32)	(59.5)
E	10	69		
F	27	52	92(40)	45(56.7)

ただし、() 内はコア抜きによる 3 年後のデータ



図一10 アスファルトの性状の変化

表一七 アスファルト中間層上の支持力効果

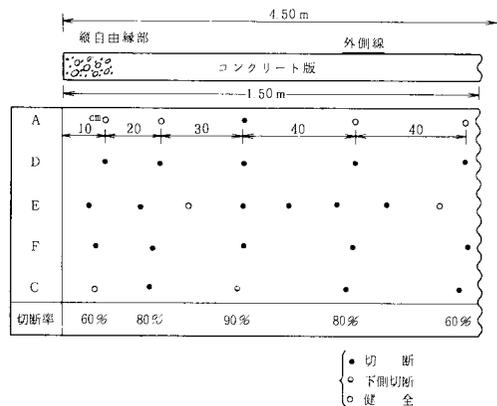
区 間	路盤上のK値 (kgf/cm ²)	中間層上のK値 (kgf/cm ²)	中間層上のK値 / 路盤上のK値
A	46.4	47.2	1.02
C	61.1	68.7	1.12
D	41.8	51.0	1.22
E	32.3	36.8	1.14
F	46.4	50.3	1.08
平 均			1.12

ちなみに 3 年後のデータが残されており、その値を表一6 の () 内に示すが、これによれば 3 年後のデータは 13 年後のデータと比較的近似しており、建設後早い時期に性状が変化し、その後の劣化はあまり進行していないことがうかがえる。一般的に加熱アスファルト混合物の性状は舗設直後に大きく変化し、また、10 年程度経過したアスファルト舗装の表層部分から回収したアスファルトの残留針入度は 30~50% 程度であることからこれと比較しても著しく劣化しているとはいえないようである²⁾。コンクリート版の下になることから、水分等の影響によって劣化が進みアスファルトとしての性状が失われているものと予想したが、所見でも述べたとおり、目地部においてもひびわれが認められず、かつ性状もアスファルトの表層程度の劣化であった。なお、乳剤区間の劣化は、建設時のデータがないため検討していない。

アスファルト中間層上においても支持力試験を実施したが、路盤上での K 値と中間層での比をとると表一7 に示すように 1.02~1.22 の間にばらつき、厚さが 4 cm と薄いにもかかわらず、平均的には 12% の支持力の増加が認められる。各層の支持力の増加傾向をみるために各層の支持力係数を各層の位置にプロットした図一6 においても中間層の支持力の増加は認められるところである。

(5) スリップバーの切断状況

図一11 に開削箇所のスリップバーの切断状況を示す。矢板バイパスは片側 4.5 m のコンクリート舗装版と



図一11 スリップバーの切断状況

なっており外縁部から1mのところを外側線が引かれている。したがって車両はほとんど外側線の内側を走行しており開削にあたって現地において目視によって観測したが、それによると外側線からはほぼ30cm~130cmの部分を行走していることが認められた。そして、各開削箇所は目地をはさんで縁部から1.5mについて2m長で開削しているが、スリッパは図-11に示すように切断していることが認められた。切断しているものは●印、切断されていないものは○印で表わしているが、E区間（この部分には20cm間隔にスリッパが設置されており他の工区のほぼ2倍となっていることが判明した）においても8本のうち2本が残っているのみであり、さらに内側が残っているにもかかわらず自由縁部に近い方が切断していることが認められた。自由縁部から10cm, 30cm, 60cm, 100cmおよび140cm部分のスリッパ5本（各工区の合計）について切断されているものの割合を切断率（たとえば最も外側の場合3本/5本=60%）として表わすと図のF欄のとおりとなった。これによれば60~90%の切断率となっており、前述のようにこの部分はほとんど車輪は走行していないにもかかわらず60~90%の切断率となっていることは車輪の走行する位置ではほぼ100%のスリッパが切断されているものと判断される。

5. 疲労抵抗値の計算

(1) 計算条件の整理

2. に述べた矢板バイパスの施工時の記録および13年後の開削調査の結果から、累積大型車交通量、路盤の支持力係数、コンクリートの曲げ強度およびひびわれ率の変化について各工区ごとに整理したものの例を図-12に示す。

ここで、文献³⁾を利用して全国各地のコンクリート舗装の開削調査結果より別途得られている曲げ強度と弾性係数の関係図である図-13を利用して表-5の試験結果からコンクリートの弾性係数の変化を推定した。さらに試験工区の上り下り全体のひびわれ度と、1車線のみの

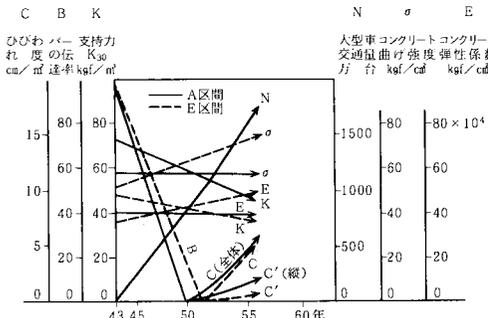


図-12 各工区における諸特性値の変化 (A, Eの例)

縦ひびわれ度の経時的变化についても合わせて記入している。ここで縦ひびわれに着目した理由は次のとおりである。

3. (1) で述べたようにこれまでのひびわれ発生は図-4に示すとおりであったが、このひびわれは各試験工区の上り車線と下り車線全体のひびわれ度であり、工区によっては上りと下りでひびわれ発生の度合が異なっている工区が認められた。この理由は交通量の違いも考えられるが、主としてコンクリートの強度や路盤の支持力にあると考えられた。そこで支持力やコンクリートの強度が開削調査によって確認されていることから開削調査を実施したのと同じ車線の版のひびわれに注目し、試験工区のうちのおの10枚のコンクリート版のひびわれ発生状況を整理したものが図-14である。版には種々のひびわれが発生していたが、それらは車輪走行部の縦方向ひびわれ（おおむね1m程度のひびわれで目地に直角に車輪走行部に発生）や縦目地部から横断方向に発生するひびわれ、そして目地に平行に目地部から数10cm以内に発生するひびわれ、あるいは施工時のヘヤクラックが引き金となって若干発達したようなひびわれなどがあつた。これらのひびわれのうち、繰り返しによって生じたひびわれは、縦ひびわれおよび横断ひびわれの2種類と考えられ、他のひびわれは施工の不手際等によるものと考えられた。

通常コンクリート版は自由縁部から発生することが多いといわれているが、矢板バイパスの場合、4.5m幅の

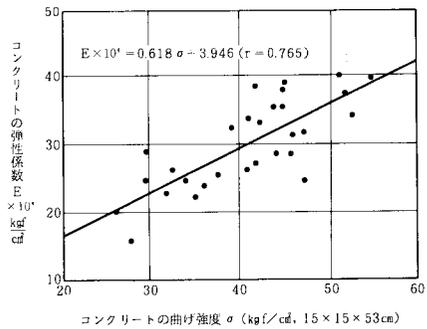


図-13 曲げ試験によるコンクリートの曲げ強度と弾性係数の関係³⁾

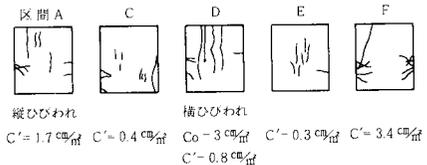


図-14 開削箇所のひびわれ発生状況（開削箇所前後の1車線のコンクリート版10枚に発生したひびわれを1枚の版にまとめて表わしたもの、B区間は開削せず）

版の外側 1 m 部分は外側線によって区切られているためにほとんど車両が走行していない。4.(5)でも述べたように自由縁部からおおむね 1.3 m～2.3 m の部分を走行していることから自由縁部は弱点とならず、荷重条件は中央部荷重に近い条件であったと考えられる。一方、いずれの工区においても走行方向に平行に目地部からおおむね 1 m～2 m 程度のひびわれが発生しており、荷重の繰返しによって発生していることが認められた。

このことから縦ひびわれに着目し、他のひびわれと区別してひびわれ度を計算したものが図—14 の c' である。なお図—14 において D 区間のみは縦目地部から版中央に向かってひびわれが発生しており、縦目地部にも着目すべきであることがうかがえる。また 4.(5)でも述べたように車両が走行しない縁部のスリップバーがほとんど切断しており、このことは走行部のスリップバーについてはきわめて早い時期に切断しているものと考えられた。

このような状況をふまえて版の疲労抵抗の計算を実施することとしたが、最も弱い部分は収縮目地の縦ひびわれ発生部であり、ここに着目した計算を行うこととした。ちなみに縦自由目地の荷重応力は中央部荷重に近いことから著しく小さく、また縦目地部も同様であった。

さらに計算にあたって次の仮定を置いた。

① 図—12 に示すように供用開始時にスリップバーは健全であり 100 % の荷重伝達率をもつが、縦ひびわれ発生時には切断していると考え、伝達率は 0 である。

② 縦ひびわれの発生時期は図—4 に示したひびわれ度の経年変化においてひびわれが最初に発生した年次とする（ひびわれ度の経年変化の観測では縦ひびわれおよび横ひびわれ等の区別をしていなかった）。

③ コンクリートの強度や路盤の支持力は建設時と供用後では異なっているが、途中の値は建設時と開削調査時の両方のデータから内挿することとする。ただし、B 区間や C 区間では片方のデータしかないためこのデータを使用するものとする。

④ 疲労抵抗は第 1 段階で縦ひびわれ発生時の疲労抵抗をそれまでの交通量をもとに計算し、次に 56 年時点の疲労抵抗を計算することとし、縦ひびわれ発生時までは要綱の設計式の荷重応力式 (2) の係数を次のとおりとする⁴⁾。すなわち、建設直後は縦目地縁部相当の荷重伝達を考え、スリップバーが切断しひびわれが発生した時点では収縮目地部を縦自由縁部と考え、その間は平均的な応力が働くと考えて式 (2) の係数を (2.12+1.59)/2=1.86 とした。

$$\sigma_e = (1 + 0.54\mu) \cdot c \cdot p / h^2 \cdot (\log l - 0.75 \log a - 0.18) \dots \dots \dots (2)$$

σ_e : コンクリート版縦縁部の最大応力度

(kgf/cm²)

c : 係数、縦自由縁部に対して 2.12、適当量のタイバーを用いた縦目地縁部に対して 1.59

p : 輪荷重 (kg)

a : タイヤの接地半径 (cm)

h : コンクリート版の厚さ (cm)

μ : コンクリートのポアソン比

l : コンクリート版の剛比半径 (cm)

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K_{75}}}$$

E : コンクリートの弾性係数 (kgf/cm²)

K_{75} : 路盤の支持力係数 (kgf/cm²)

⑤ 目地部に働く目地に平行な温度応力はスリップバーがまだ切断されていない間は Westergaard の中央部反り拘束応力に係数を乗じた応力が働くものとする。

$$\sigma_t = \frac{c_w \cdot \alpha \cdot E \cdot \theta}{2(1-\mu)} \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 c_w は反り拘束係数、 α はコンクリートの膨張係数、 θ は版の上下の温度差である。要綱によれば温度差が正の場合と負の場合によって c_w は異なった値となり、さらに版幅によっても異なっているが、ここでは 4.5 m の値を要綱から推察し正の場合 0.80、負の場合 0.30 とする。さらに、内部応力と反り拘束応力の位相がずれていることから内部応力が反り拘束応力を減ずるように働くことを考慮して式 (3) に 0.7 を乗じるものとする⁵⁾。なお、この反り拘束係数はスリップバーで両端を拘束された状態での値であり、この場合片側は縦自由縁部となりフリーの状態であるから、この仮定は厳密には正しくない。しかし片側自由であることから $c_w = 1/2$ とすれば上記の仮定とほぼ等しい値が得られる。すなわち、ポアソン比を 0.5 として式 (4) が温度差が正、式 (5) が温度差が負の場合である。

$$\sigma_t = \frac{0.80 \times 0.70 \times \alpha E \theta}{2(1-0.25)} = 0.37 \alpha E \theta \dots \dots \dots (4)$$

$$\sigma_t = \frac{0.30 \times 0.70 \times \alpha E \theta}{2(1-0.25)} = 0.14 \alpha E \theta \dots \dots \dots (5)$$

⑥ コンクリートの疲労曲線は舗装要綱の値を使用するものとする。

⑦ 路盤の支持力係数 K_{30} と K_{75} の換算は $K_{30} = 2.5 K_{75}$ とする。

⑧ 輪荷重分布は別途建設省調査結果から得られた輪荷重分布とし、表—3 の値を使用するものとする。

⑨ 上記のような計算条件をもとに各工区における縦方向ひびわれ発生時の疲労抵抗を計算する。

(2) 疲労抵抗値の計算結果

(1) で述べた仮定に基づいて各工区の数値を整理し

表-8 計算条件

区 間		A	B	C	D	E	F	備考
版 厚	h	25	25	28	25	25	25	
大型車交通量(万台)	N ₀	800	380	760	680	1000	800	縦ひびわれが発生するまで
路盤の支持力係数 $\frac{kgf}{cm^2}$	₀ K ₂₀	66.5	71.4	68.7	46.0	44.0	65.0	
換算した支持力係数 $\frac{kgf}{cm^2}$	₀ K ₇₅	26.6	28.6	27.5	18.4	17.6	26.0	
コンクリートの曲げ強度 $\frac{kgf}{cm^2}$	σ_0	58	62.1	67.1	56.0	58.0	60.0	
コンクリートの弾性係数 $\frac{kgf}{cm^2}$	E ₀	39×10 ⁴	42×10 ⁴	45×10 ⁴	38×10 ⁴	39×10 ⁴	41×10 ⁴	
剛比半径 cm	ℓ ₀	67.1	67.2	75.2	73.1	74.5	68.4	
大型車交通量(万台)	N ₁	900	1320	940	1020	700	900	縦ひびわれが発生したあと
路盤の支持力係数 $\frac{kgf}{cm^2}$	₁ K ₃₀	53	71.4	68.7	49	38	55	
換算した支持力係数 $\frac{kgf}{cm^2}$	₁ K ₇₅	21.2	28.6	27.5	19.6	15.2	22.0	
コンクリートの曲げ強度 $\frac{kgf}{cm^2}$	σ_1	58.0	62.1	67.1	59.0	70.0	66.0	
コンクリートの弾性係数 $\frac{kgf}{cm^2}$	E ₁	39×10 ⁴	42×10 ⁴	45×10 ⁴	40×10 ⁴	47×10 ⁴	44×10 ⁴	
剛比半径 cm	ℓ ₁	71.1	67.2	69.0	73.0	81.0	72.6	

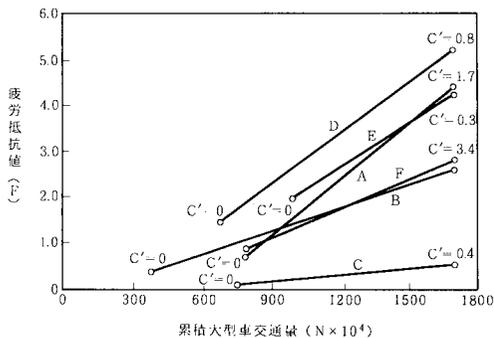


図-15 大型車交通量と疲労抵抗値および縦ひびわれ率 c' の関係

たものが表-8である。縦ひびわれが発生するまでの大型車交通量はおおむね380万台~1000万台の間にはばらついており平均的には730万台であり、ほぼ3年でひびわれが発生している。

これらの数値を基礎に第1段階では目地部の縦ひびわれ発生までの疲労抵抗値を、第2段階では縦ひびわれが発生してから56年までの疲労抵抗値を計算したが、その結果を図-15に示す。これよりひびわれ発生時には疲労抵抗値は28cm版厚のC区間を除いて0.36~1.98であり平均的には1.08となった。疲労抵抗が1以上ということはひびわれが発生するということを意味しており、ばらつきは大きいもののおおむね縦ひびわれの発生を疲労抵抗値の計算から説明できるものと考えてよいであろう。また、交通量が1700万台に達した56年時点

の疲労抵抗値はCを除いて2.56~5.16となり平均的には3.80であった。またこの時点における各工区の縦ひびわれ度は0.3~3.4 cm/m²であり、平均的には1.24 cm/m²であった。

6. まとめ

矢板バイパスにおけるコンクリート舗装の試験舗装について建設当初と13年後の比較を行った。その結果次のような事項が明らかになった。

- (1) 大型車交通量が増加するに従い版のひびわれ度も増大する。版厚25cmの場合累積大型車交通量が1700万台時点において5 cm/m²~10 cm/m²のひびわれ度となっており28cm区間では3 cm/m²であった。
- (2) ひびわれの発生する割合は路盤の支持力係数が大きくなるに従い小さくなっており、支持力係数が2倍になるとひびわれ度はおおむね1/3となる。
- (3) 建設時と13年後の支持力係数の変化は路床、下層路盤では比較的少なく、上層路盤では建設時よりも小さな値となっている。
- (4) 上層路盤、下層路盤とも含水比が4%程度であり低い水準にあった。
- (5) アスファルト中間層の10年以上の経過を明らかにし、かつその支持力増加の効果が認められ、その効果は12%であった。
- (6) アスファルトの残留針入度、および軟化点の上昇はそれぞれ26%、30%であり通常のアスファルト舗装の10年後の表層程度の劣化であったと考えられる。

(7) 建設時と13年後の路側のコンクリートの曲げ強度の比は平均で1.21の伸び率であった。

(8) 収縮目地部の走行部分のスリッパはすべて切断しているものと考えられる。

(9) いくつかの仮定を置いて疲労抵抗値 F を計算したが縦ひびわれに注目するとひびわれ発生時の F は1.08であり、累積交通量1700万台時点のひびわれ度は平均で1.24 cm/m²で、このときの F は3.80であった。

これらの結論は、コンクリート舗装の設計方法の改善に利用できるものであり、次の3点に要約することができる。

すなわち、

① 現在の設計方法はコンクリート舗装版の縦自由縁部あるいは縦目地縁部に着目して設計を進めることとなっているが、走行条件やスリッパの切断等の条件が重なると横収縮目地縁部がクリティカルになることがある。

② 19 mm のスリッパは比較的早い時期に切断しており、かつ路肩に近い走行車両の少ない部分においても切断されていた。このことからスリッパは十分に強化されたものを用いる必要がある。

③ アスファルト中間層の効果について13年後の実績から支持力増加の効果が認められ、かつ針入度の低下もアスファルト舗装の表層程度である。このことからアスファルト中間層の目的は耐水性の改善やコンクリート版の舗装に際して平坦性の改善を図ることのみならず構造的な強化にもつながるものといえる。なお、アスファルト混合物の差は明確にできなかった。

参 考 文 献

- 1) 飯島 尚ほか：車輛重量調査結果の解析，土木研究所資料，第1722号，昭和56年8月。
- 2) 飯島 尚ほか：幕張試験舗装におけるアスファルトの劣化，土木研究所技術資料，Vol.27，No.3。
- 3) 飯島 尚ほか：コンクリート舗装の構造設計に関する調査研究資料集，土木研究所資料，第2065号，昭和59年3月。
- 4) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱，昭和59年2月。
- 5) 岩間 滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究，コンクリートライブラリー，第12号，土木学会，1965年1月。

(1985.2.5・受付)