

[55] プレベーム合成桁橋の経年変化について

前 田 幸 雄 (大阪大学 工学部)

正会員 松 井 繁 之 (大阪大学 工学部)

正会員 ○ 渡 辺 潔 (川田工業大阪支社)

1. まえがき

プレベーム合成桁とは、鋼桁にプレフレクションを与えたまま下フランジコンクリートを打設し、硬化後除荷することによって下フランジコンクリートにプレストレスを与えた、いわゆるプレベームと床版コンクリートとを合成した桁であり、種々の利点を有している。

下フランジコンクリートに導入されたプレストレスは、クリープ、乾燥収縮によって減少するが、活荷重が作用しない状態では圧縮領域においてひびわれが閉じた状態にしている。また活荷重載荷時には応力照査の際コンクリートの引張抵抗を無視することにしており、コンクリート構造としてはCEBにおけるⅢ種に相当する。

我国におけるプレベーム合成桁橋は、昭和43年に最初の「玉津橋」が大阪市に完成してから現在まで、道路橋、鉄道橋合わせて約250橋の実績を数えるに至り、さらに、プレベームの建築構造物への適用も数多い。

この間、桁の静力学特性、疲労特性及びコンクリートの配合、施工性を調べるため、模型桁の静的、疲労試験、打設試験を行う一方、実橋における設計、施工の妥当性、安全性及び静的、動的性状を把握するため、実橋の施工段階における応力測定、橋梁完成後の静的、動的載荷試験等も行ってきた。

コンクリートに関しては模型桁の疲労試験により、ひびわれ荷重をやや上回る範囲においては下フランジコンクリートのひびわれは桁剛度に大きな変状を与えない事がわかっていたが、完成後相当期間を経過した実橋では供用期間中の種々の載荷荷重、クリープ、乾燥収縮及び架橋地点環境等の影響により、その桁剛度やコンクリートのひびわれがどの様に変化しているかを調べるため、初期に施工され、10数年間供用された9橋について目視調査を行った。又、この調査の妥当性を評価するため、固有振動数の測定及び1部の橋において現場載荷試験を行った。

これらの結果と供用前の試験結果を比較し、既往の疲労試験結果等も参考にして本型式橋梁のひびわれ特性、剛性変化の影響について調べ、経年による安全性低下の有無について考察した。これらの結果を報告し、今後の設計、維持管理上の資料に供したい。

表-1 橋梁諸元

№	支間 (m)	巾 (m)	桁高 (cm)	H/L	1桁数 (本)	斜角	完成年	架橋地 環境
A	18000	5500	78	1/23	2	80°	1968	海岸部
B	18000	6500	81	1/22	3	90°	1969	山間部
C	21000	12000	71	1/24	7	90°	1970	平野部
D	41700	11000	135	1/31	6	60°	1971	都市部
E	23000	13500	100	1/23	7	90°	1972	山間部
F	21800	6000	79	1/28	4	76°	1973	平野部
G	36600	11260	103	1/35	7	87°	1973	平野部
H	25800	13700	73.5	1/36	8	80°	1975	山間部
I	38700	20000	118.5	1/26	10	90°	1978	都市部

2. 調査橋梁

調査の対象とした橋梁諸元を表-1に示す。

プレベーム合成桁橋は全断面コンクリートで被覆されているが架橋地点の環境の劣化への影響についても考察するため、種々の地点のものを選んだ。

3. ひびわれ調査

3.1 調査方法と調査項目

調査は全体を目視にて行い、下フランジ、ウェブ及び床版コンクリートのひびわれ幅、ひびわれ長、ひびわれ間隔及び分布状態をクラックゲージ、スケールを用いて測定した。

測定した結果から、ひびわれ諸量と①最大曲げモーメント位置や鋼桁断面変化との関係、②スターラップ位置と間隔及び下フランジジベル位置と間隔との関係、③位置及び部材との関係、等について分析評価した。

3.2 調査結果と考察

各橋梁における調査結果の一覧を表-2に示し、代表的なひびわれスケッチ図を図-1に示す。

表 2 ひびわれ調査結果

○ : ひびわれあり
 ⊙ : ひびわれ多し
 □ : なし

風		A			B			C			D			E			F			G			H			I		
		下フランジ	ウエブ	床版橋桁	下フランジ	ウエブ	床版橋桁	下フランジ	ウエブ	床版橋桁	下フランジ	ウエブ	床版橋桁	下フランジ	ウエブ	床版橋桁	下フランジ	ウエブ	床版橋桁	下フランジ	ウエブ	床版橋桁	下フランジ	ウエブ	床版橋桁			
ひびわれ発生位置	端部附近	○									○																	
	1点附近	○	○		○	○		○			○									○				○				
	支間中央附近		○			○		○			○		○											○				
	支間中央点							○																○				
	鋼桁断面変化点																											
関連性	スターラップ	○	/	/	/	/	/	○	/	/	/	/	○	/	/	/	/	/	/	○	/	/	/	○	/			
	ジベル	○	/	/	/	/	/		/	/	/	/		/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/			
ひびわれ幅		0.05	0.05 0.1	0.05	0.02	0.01		0.03				0.1 0.2		0.05 0.1						0.1				0.1 0.2				
ひびわれ方向		橋軸 直角	45° 車直	不定	橋軸 直角	45° 車直		橋軸 直角				斜 車直		橋軸 直角						橋軸 直角				橋軸 直角				

この結果を総括すると以下の事がいえる。

1) コンクリートが全断面有効と考えた場合設計活荷重による下フランジコンクリートの発生引張応力度は、全橋共 6.0 kg/cm^2 程度であり、橋軸直角方向のひびわれがかなりの範囲に発生していると予測されたが（応力計算時にはこの部分のコンクリートを無視している）、実際の橋梁ではひびわれ数は少く、ひびわれ幅も 0.1 mm 程度で、かつ厚さ方向にも全フランジ厚に渡って貫通しているものは少



図 1 ひびわれスケッチ図

く、平均的なひびわれ深さは鋼桁下フランジ下面までである。この様な結果が得られたのは、実橋においては設計荷重とうりの大きな荷重の載荷は無く、コンクリートは充分引張抵抗強度を有していると判定される。交通荷重に関する既往の調査でも最大積載荷重は設計荷重の 60% 程度との報告もあり、この考えは妥当であろう。

2) 発見された下フランジコンクリートのひびわれ位置と間隔は、下フランジのスターラップ位置と間隔（ $20 \text{ cm} \sim 25 \text{ cm}$ ）にはほぼ一致し、下フランジジベル間隔とは関連性がない。下フランジのスターラップはコンクリートの鉄筋下面へのブリージング及び乾燥収縮の影響により、ジベルよりもひびわれ発生に対し弱点となったものと考えられる。下フランジジベルはコンクリート重心位置に近いので、作用引張応力度も小さいためひびわれの発生は起りにくい。

3) 鋼桁の断面変化は特に下フランジコンクリートのひびわれに影響しない。フランジの幅や厚さの断面変化は約 5 : 1 の勾配で行っており、応力伝達がスムーズに行われ、コンクリート応力の急変を起していないと考えられる。

4) ウェブコンクリート厚は $15 \text{ cm} \sim 17 \text{ cm}$ 厚であり、ここに発生しているひびわれは支点附近において約 45° の斜めひびわれと乾燥収縮によると思われる垂直なひびわれの 2 種があり、2 種共発生していても同位置には発生していない。支間中央附近においては垂直な方向のひびわれであり、曲げと乾燥収縮に原因している。このひびわれの間隔は、やはりウェブスターラップ間隔（ 30 cm ）にはほぼ一致する。ただし、垂直なひびわれは下フランジコンクリートのひびわれと特に連通性がない。これらのひびわれ幅は 0.1 mm 程度であった。一般に、ウェ

ブコンクリートは薄く、又、下フランジコンクリートと同時打設でなく、鋼桁や先行打設した下フランジコンクリートの拘束による乾燥収縮ひびわれと考えられる。

5) 床版コンクリートのひびわれは全体的に少く、一部の床版ハンチ部にひびわれが見られたが、ひびわれ幅は0.05mm以下でウェブコンクリートのひびわれと連続しているものもあった。これは一般にプレキャスト合成桁橋は主桁間隔が小さく、桁断面の中立軸が床版ハンチ部に位置して引張応力を受けるためであると考えられる。ただし、応力度が小さいので上記の様な微小なひびわれ幅になっている。

4. 固有振動数からの評価

4.1 測定方法と測定結果

橋上から荷重車が離れた直後、橋は固有の振動特性を示す事から、加速度計を用いて固有振動数を測定した。加速度計の設置場所は橋梁支間中央の両側地覆上とした。

測定結果として記録波形の例を図-2に示し、固有振動数の結果を表-3に示す。これに完成時の測定データも併記した。

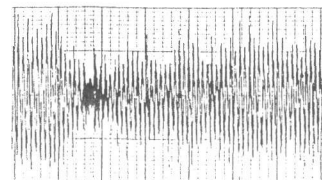


図-2 固有振動記録波形

表-3 各橋の測定固有振動数

	c/sec								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
今回の測定振動数	4.10	4.57	3.64	1.88	3.81	3.52	2.27	3.42	1.86
完成時の測定振動数		5.25	3.69	2.24					

4.2 固有振動算定値

上記測定値から、残留剛性を評価する事になるが、媒介として理論的な計算値を用いなければならない。この固有振動数の計算値は、① 橋梁全体を1つの棒とみなして解析する方法、② 橋梁を格子構造としてJenning法により固有値解析する方法、の2方法により求めた。

そして、剛性を算出する桁の断面としては表-4に示す4つの状態を考えた。ここで、断面状態①は下フランジコンクリートを応力照査する仮想の断面であり、断面状態②は鋼桁を応力照査する終局断面である。①'、②'は①、②の断面に地覆、高欄が有効とした時の断面である。各橋の各断面状態の計算結果を表-5に示す。

表-4 桁の断面状態

断面状態	下フランジコンクリート	地覆、高欄
①	考慮	無視
①'		考慮
②	無視	無視
②'		考慮

4.3 考察

固有振動数や後述のたわみから、桁剛性の変化を推定する手法として、ある計算値(ここでは断面状態①)を基準とし、これと完成時、経年時の測定値及び他の状態時の計算とを比較して、その変化率を表わすパラメータ β を用いる。

$$\beta = \frac{EI - (EI)_1}{(EI)_1} = \left(\frac{f}{f_1} \right)^2 - 1$$

ここに、 EI : 測定時の桁の剛性、 $(EI)_1$: 断面状態①

の桁の剛性、 f : 測定時の固有振動数、 f_1 : 断面状態①の固有振動数、である。この β は、断面状態①に対する各測定時における実際の桁の剛性変化率を示すもので、 $(1+\beta)$ にて表示する事とした。 $(1+\beta)=1$ の時断面状態①と同じ剛性であり、 $(1+\beta)>1$ では断面状態①より剛性が大きく、 $(1+\beta)<1$ では断面状態①より剛性が小

表-5 各橋の固有振動数

橋	方法	次数	①	①'	②	②'	今回の振動数
A	a	1	4.08	4.52	3.09	3.38	4.10
		2	16.32	18.07	12.37	13.54	
	b	1	4.09	4.53	3.10	3.40	
		2	16.25	17.99	12.31	13.78	
B	a	1	4.71	5.04	3.50	3.71	4.57
		2	18.87	20.15	13.99	14.85	
	b	1	4.59	4.90	3.49	3.61	
		2	18.21	19.47	13.51	14.35	
C	a	1	3.66	3.82	2.77	2.81	3.64
		2	14.64	15.25	11.19	11.48	
	b	1	3.65	3.78	2.78	2.86	
		2	13.92	14.11	10.74	10.83	
D	a	1	1.61	1.78	1.42	1.45	1.88
		2	6.44	7.13	5.69	5.78	
	b	1	1.62	1.81	1.37	1.41	
		2	6.39	7.20	5.29	5.58	
E	a	1	3.69	3.78	2.67	2.71	3.81
		2	14.74	15.09	10.68	10.83	
	b	1	3.63	3.71	2.47	2.66	
		2	14.30	14.53	9.20	10.39	
F	a	1	2.79	3.26	2.22	2.55	3.52
		2	11.20	13.06	8.88	10.20	
	b	1	2.81	3.16	2.37	2.61	
		2	11.16	12.84	9.03	10.21	
G	a	1	1.79	1.95	1.56	1.48	2.27
		2	7.14	7.83	5.13	5.91	
	b	1	1.72	1.88	1.32	1.41	
		2	6.89	6.93	5.26	5.58	
H	a	1	2.54	2.74	1.98	2.25	3.42
		2	10.15	11.77	7.92	9.01	
	b	1	2.53	2.85	2.10	2.31	
		2	9.66	11.53	7.77	9.06	
I	a	1	0.98	1.15	0.74	0.86	1.86
		2	3.92	4.63	2.95	3.45	
	b	1	1.18	1.75	1.29	1.42	
		2	4.70	5.53	3.55	4.13	

さい事を示す。

各橋梁における $(1+\beta)$ の値を図-3に示す。完成時の値はほぼ①より大きく、経年後の値は①あるいは②に近く、②よりも大きい。即ち、完成時は地覆、高欄、下フランジコンクリート共剛性に寄与し、かつ計算に考慮していない舗装も剛性に寄与していると考えられる。又、十数年経過する事により、地覆、高欄等全部は剛性に寄与するとはいえないが、下フランジコンクリートはほぼ有効と考えられ、設計応力照査の断面②にはまだ至っていない。斜橋については全体的に大きめの値を得た。

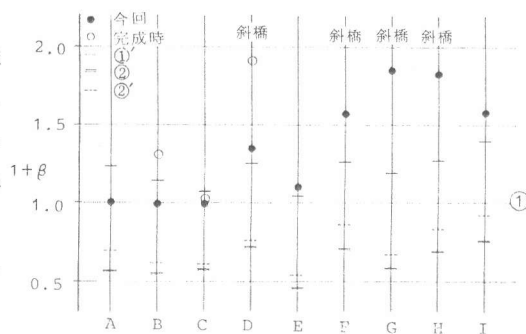


図-3 各橋の $(1+\beta)$

5. 載荷実験による検証と劣化特性の考察

5.1 測定方法

完成時に載荷試験を行った橋梁の内、Aについて現場載荷試験を行ってたわみを測定し、完成時の測定結果と比較した。かつ、固有振動数測定との相関性も検討した。荷重車の

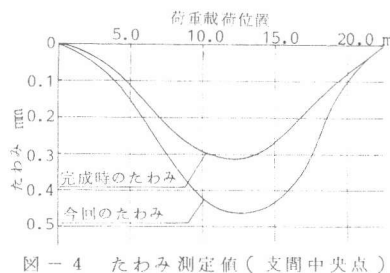


図-4 たわみ測定値(支間中央点)

寸法、重量は若干異なったが、載荷方法、測定点は完成時と同様とした。

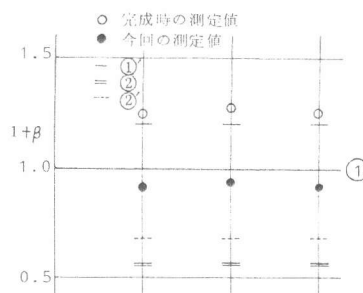


図-5 たわみによる $(1+\beta)$

5.2 測定結果及び考察

荷重車の寸法、重量が異なるため、着目点の曲げモーメントが同一になる様今回の重量を換算する必要がある。この換算たわみ測定結果を図-4に示した。前項と同様に換算率 β を次式によって計算した。

$$\beta = \frac{EI - (EI)_1}{(EI)_1} = \frac{\delta_1 - \delta}{\delta}$$

ここに、 δ ：たわみ測定値、 δ_1 ：断面状態①のたわみ計算値である。この結果を図-5に示す。たわみからの $(1+\beta)$ も固有振

動数結果と同様な傾向を示したが、経年後は1よりやや小さい

が、十数年経過しても下フランジコンクリートは剛性に寄与している事がわかる。この値と前項の値を比較すれば、経年後は0.9と1.0となりほぼ等しくなった。この事や5年の経年後の測定結果から、固有振動数の測定により、剛性変化の性状が判定してよいと考えられる。ただし、斜橋については今後も検討を加えたい。

さて、既往の疲労試験結果を図-6に示す。本実験では鋼桁下フランジ(SM50Y)の発生応力が約 $2,300 \text{ kg/cm}^2$ であるが、たわみは繰返し回数が進んでもほとんど変化なく、かつ、発生たわみは下フランジコンクリート無視のものに至っていない。以上の事から、十数年経過した橋梁の剛性変化や桁の性状はほぼ定常状態にあり、荷重の急増がない場合、これ以上の変状の進行はないと思われる。

尚、地域別の結果はほとんど同じであり、環境による劣化の違いについては見い出せなかった。

6. 結論

結果として、1)下フランジコンクリートには橋軸直角方向に、ほぼスターラップ間隔に一致するひびわれ発生が見られるが、ひびわれ幅も小さく、まだ充分桁の剛性に寄与している。2)ウェブコンクリートの剛性に占める割合は小さいが、乾燥収縮の影響を受けるので、配合、部材厚には留意が必要である。3)ひびわれ性状、剛性の変化から見て、設計時に期待した安全率は充分保有していると判断できる。

(参考文献)1)「郡山2次IC橋載荷試験報告書」プレビーム振興会 昭54. 2)「玉津橋の動的強度試験」土研 昭43.