Ⅲ 種 PC 構造で設計したポストテンション T げた道路橋の形状とその経済性

梶 村 雄 佑*

概要 ひびわれを許容するプレストレストコンクリート (PC) 構造については、その概念あるいは計算手法は明らかにされているが、構造物としての具体的な像が明確になっていない。ポストテンション方式の T げた橋を例に取り上げ、荷重強度、支間長、およびコンクリートの見掛けの許容引張応力度を変化させ、力学的挙動および経済性について考察した。ポストテンション方式 T げた橋の標準設計手法を適用することにより、ひびわれを許容する PC T げた橋の設計は可能であるが、その経済的利益は直工費比率で 4~7% となっている。

キーワード: プレストレストコンクリート道路橋, 許容引張応力度, ひびわれ許容設計, 経済性

1. ま え が き

ひびわれを許容するプレストレストコンクリート (PC) 構造 (以下Ⅲ種 PC 構造と呼ぶ) は、現在一般的に用いられている、ひびわれを許容しない PC 構造と RC 構造との中間に位置づけられるものであり、設計・施工上において、とくに究明しなければならない新しい問題はないと考えられる。すなわち、これまでに、これら両者の供用状態、あるいは破壊状態における挙動と安全性等を検討してきた手法によって、Ⅲ種 PC 構造の挙動と安全性について照査可能と考えられるからである。

Ⅲ種 PC 構造の概念については、わが国においても以前からかなり論議されているが、実際の施工例で公表された事例は皆無であり、その具体的な像を把握することは非常に困難な状態にある。

本報は、道路橋において標準設計が確立されているポストテンション方式の単純 T げた橋を取り上げ、Ⅲ種 PC 構造として設計した場合の形状変化および力学的挙動変化について検討し、あわせて経済性についても考察したものであり、Ⅲ種 PC 構造として設計された場合の橋りょうの具体的な像を示そうとしたものである。

2. 設 計 条 件

(1) 幅員構成 (3 種 2 級)

車道幅 8.0 m, 歩道幅 1.5 m

(2) 支 間 長

良く利用される支間長で 25, 30, 35 m の 3 種とした。

(3) 材 料 強 度

コンクリート:

主げた $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$

横げた $\sigma_{ck}=300$ または 400 kg/cm^2

PC 鋼材*: $l=25 \text{ m}$, フレシネ 12 ϕ 8 mm,

$p_i \leq 112 \text{ kg/mm}^2$

$l=30, 35 \text{ m}$, フレシネ 12 T 12.4 mm,

$p_i \leq 123 \text{ kg/mm}^2$

(4) コンクリートの許容引張応力度

主げたコンクリートの全断面有効としたときの見掛けの許容引張応力度は、0, -15, -35, -55 kg/cm^2 の 4 段階に設定した。0, -15 kg/cm^2 については、現行の PC 構造で用いられている値であり、コンクリートの引張強度以内であるとして、ひびわれ発生による断面剛度の低下を考えていない。

一方、-35, -55 kg/cm^2 の見掛けの許容引張応力度の場合には、断面にひびわれが発生する状態と考えられるので、ひびわれ発生による応力の再分配、ひびわれ性状の検討を行っている。

図-1 橋りょう断面図

* 正会員 (株) 長大橋設計センター技術部主任技師

注) * フレシネ設計施工指針 '79.4 による。

表-1 橋りょう諸元

支間	項 目		設計荷重作用時の許容引張応力度				支間	項 目		0 kg/cm ²
			0 kg/cm ²	-15 kg/cm ²	-35 kg/cm ²	-55 kg/cm ²				
25 m	け た 高 (m)		1.30	1.25	1.20	1.15	25 m	け た 高 (m)		1.55
	P C 鋼 材 (本)		12φ8-7	12φ8-6	12φ8-6	12φ8-6		P C 鋼 材 (本)		12T12.4-4
	主げた中央 曲モーメント (t・m)	主げた自重	126.26	124.22	122.18	120.14		主げた中央 曲モーメント (t・m)	主げた自重	200.06
		間 詰	7.12	6.99	6.87	6.74			間 詰	10.61
		橋 面	91.12	91.21	91.31	91.41			橋 面	127.43
	活 荷 重		89.69	89.62	89.54	89.45		活 荷 重		122.48
	初期緊張力 (kg/mm ²)		99.0	106.0	102.0	95.0		初期緊張力 (kg/mm ²)		108.0
	有効係数		0.763	0.789	0.794	0.806		有効係数		0.773
作用 応力	導入時	σ_u (kg/cm ²)	5.5	7.4	10.6	15.5	作用 応力	導入時	σ_u (kg/cm ²)	6.7
		σ_l "	181.3	165.4	155.8	136.8			σ_l "	183.9
	設計時	σ_u "	82.8	88.1	95.7	105.1		設計時	σ_u "	89.5
		σ_l "	1.4	-13.4	-29.6	-53.5			σ_l "	0.1

表-2 橋りょう諸元

支間	項 目		設計荷重作用時の許容引張応力度				支間	項 目		0 kg/cm ²
			0 kg/cm ²	-15 kg/cm ²	-35 kg/cm ²	-55 kg/cm ²				
25 m	け た 高 (m)		1.25	1.20	1.15	1.10	25 m	け た 高 (m)		1.45
	P C 鋼 材 (本)		12φ8-6	12φ8-6	12φ8-6	12φ8-6		P C 鋼 材 (本)		12T12.4-4
	主げた中央 曲モーメント (t・m)	主げた自重	124.22	122.18	120.14	118.10		主げた中央 曲モーメント (t・m)	主げた自重	193.86
		間 詰	6.99	6.87	6.74	6.62			間 詰	10.29
		橋 面	91.21	91.31	91.41	91.51			橋 面	127.55
	活 荷 重		69.28	69.23	69.18	69.13		活 荷 重		94.88
	初期緊張力 (kg/mm ²)		106.0	103.0	100.0	100.0		初期緊張力 (kg/mm ²)		108.0
	有効係数		0.789	0.793	0.800	0.804		有効係数		0.776
作用 応力	導入時	σ_u (kg/cm ²)	7.4	10.1	13.3	14.9	作用 応力	導入時	σ_u (kg/cm ²)	9.2
		σ_l "	165.4	158.3	149.4	154.3			σ_l "	186.8
	設計時	σ_u "	80.4	87.2	94.8	102.8		設計時	σ_u "	91.6
		σ_l "	0.0	-13.5	-29.3	-51.7			σ_l "	1.1

(5) 設計荷重

主げたの設計荷重は、TL-20、TL-14 の2種類としている。図-1 に橋りょう断面図を示す。

(6) 緊張力の有効係数

コンクリートのクリープ係数を 2.6、乾燥収縮率を 2

$\times 10^{-4}$ 、および間詰コンクリートと橋面荷重の半分が死荷重強度として有効と仮定して、有効係数を計算した。

(7) 破壊安全度検討荷重

破壊安全率の計算には、次式の荷重の大きい方を破壊荷重として採用した。

Structural Dimensions and Economy of Partial Prestressed Concrete T-Beam Highway Bridge

By Yuhsuke Kajimura

Concrete Journal, Vol. 21, No. 4, pp. 23~28, April 1983

Synopsis As for the prestressed concrete structure permitted crack formation under the service load, its general idea and also design method are clearly developed. But its actual structural image for design is not yet clear. Then, in case of post-tensioned concrete T-beam bridge, the structural dimensions and economy are investigated for various load intensity, span length and allowable concrete tensile strength. For design of partial prestressed concrete T-beam bridge, traditional design method are available mostly. Economic benefit obtained from employing this structure are about five percent reduction of the direct construction cost of full prestressed concrete structure.

Keywords : prestressed concrete highway bridge, allowable tensile stress, design permitted crack formation, economy

の変化 (TL-20)

設計荷重作用時の許容引張応力度			支 間	項 目		設計荷重作用時の許容引張応力度			
-15 kg/cm ²	-35 kg/cm ²	-55 kg/cm ²				0 kg/cm ²	-15 kg/cm ²	-35 kg/cm ²	-55 kg/cm ²
1.45	1.40	1.30	日 笠	けた高 (m)		1.90	1.80	1.70	1.60
12T12.4-4	12T12.4-4	12T12.4-4		P C 鋼 材 (本)		12T12.4-4	12T12.4-4	12T12.4-4	12T12.4-4
193.86	190.76	184.56		主げた中央 曲げ モーメント (t・m)	主げた自重	303.75	295.17	286.59	278.00
10.29	10.14	9.23			間 詰	15.17	14.80	14.42	14.05
127.55	127.61	127.75			橋 面	170.53	170.59	170.66	170.74
122.40	122.36	122.28			活 荷 重	159.15	159.11	159.06	159.01
108.0	106.0	106.0		初期緊張力 (kg/mm ²)		120.0	115.0	114.0	110.0
0.776	0.780	0.784		有効係数		0.796	0.801	0.805	0.811
9.2	11.7	15.6		作用 応力	導入時	σ_n (kg/cm ²)	12.6	17.0	20.5
186.8	182.3	183.1				σ_l "	170.1	163.0	160.1
99.8	106.4	119.7			設計時	σ_u "	93.2	102.5	112.6
-12.9	-24.3	-42.1				σ_l "	0.7	-14.9	-30.5

の変化 (TL-14)

設計荷重作用時の許容引張応力度			支 間	項 目		設計荷重作用時の許容引張応力度			
-15 kg/cm ²	-35 kg/cm ²	-55 kg/cm ²				0 kg/cm ²	-15 kg/cm ²	-35 kg/cm ²	-55 kg/cm ²
1.35	1.30	1.25	日 笠	けた高 (m)		1.80	1.70	1.60	1.50
12T12.4-4	12T12.4-4	12T12.4-4		P C 鋼 材 (本)		12T12.4-4	12T12.4-4	12T12.4-4	12T12.4-4
187.66	184.56	181.46		主げた中央 曲げ モーメント (t・m)	主げた自重	295.17	286.59	278.00	269.42
9.98	9.23	9.67			間 詰	14.80	14.42	14.05	13.67
127.67	127.75	127.82			橋 面	170.59	170.66	170.74	170.83
94.83	94.80	94.77			活 荷 重	123.73	123.70	123.64	123.64
107.0	108.0	101.0		初期緊張力 (kg/mm ²)		116.7	116.5	115.0	110.0
0.781	0.789	0.794		有効係数		0.798	0.803	0.805	0.818
12.9	14.9	20.1		作用 応力	導入時	σ_u (kg/cm ²)	16.3	19.4	23.0
186.0	186.8	168.7				σ_l "	167.3	166.4	169.8
103.3	109.5	119.4			設計時	σ_u "	94.5	103.4	113.9
-15.3	-22.5	-45.7				σ_l "	0.1	-12.2	-22.5

(a) $1.3D + 2.5(L+I)$

(b) $1.7(D+L+I)$

ここに、 D : 死荷重断面力

$L+I$: 活荷重+衝撃荷重による断面力

3. 設計結果および考察

3.1 橋りょう諸元の変化

表—1, 2 に、設計条件変化に対する 橋りょう諸元の変化を示す。

(1) けた高および P C 鋼材量

けた高については、3.4 においても説明するように、経済性の理由もあり、設計条件変化に対応して、P C 鋼材量をほぼ一定に保ち、けた高変化を行った。すなわち、フルプレストレス状態の P C 鋼材量を基準として、けた高の変化により設計荷重作用時のコンクリートの見掛けの許容引張応力度の変化に対応している。このことによって、破壊安全率の確保に対して、あるいはせん断補強に対して鉄筋の配置が太径のものを必要としない利点が確保され、ウェブ厚 約 20 cm、約 50×40 cm の下

フランジ断面の寸法的な制約に合う配筋状態が得られる。

けた高の変化によって、主げた作用曲げモーメントは自重減分だけ減少し、その他はあまり変化しない。けた高の減少率は、フルプレストレスの場合に比べると、-55 kg/cm² の許容引張応力の場合、おおよそ 15% になっている。これによる自重減は、主げた 1 本当り 表—3 に示すようであり、全体自重に換算すれば約 4~5% 程度は期待できよう。

けた高の低下に応じて、けた下縁のプレストレスは、P C 鋼材量一定の条件下で偏心量減のため少なくなっており、それと対応して導入張力の有効係数は増大することになる。けた高については 5 cm 単位で考えているため、許容引張応力と実応力あるいは初期プレストレス力は必ずしも整然と対応していない。

表—3 主げた当りの自重軽減割合

支 間	荷 重	
	TL-20	TL-14
25 m	0.943	0.942
30 m	0.912	0.927
35 m	0.905	0.902

注) $\left(\frac{\sigma_{ta} = -55 \text{ kg/cm}^2 \text{ の場合}}{\sigma_{ta} = 0 \text{ kg/cm}^2 \text{ の場合}} \right)$

表-4 全死荷重作用時の下縁応力度 (kg/cm²)

荷重	支 間	項 目	コンクリートの見掛けの許容応力度			
			0 kg/cm ²	-15 kg/cm ²	-35 kg/cm ²	-55 kg/cm ²
TL-20	25 m	けた 高 下縁応力度	1.30 56.8	1.25 45.8	1.20 33.8	1.15 14.9
	30 m	けた 高 下縁応力度	1.55 55.7	1.45 49.4	1.40 41.8	1.30 32.3
	35 m	けた 高 下縁応力度	1.90 52.5	1.80 41.2	1.70 31.7	1.60 18.6
TL-14	25 m	けた 高 下縁応力度	1.25 45.8	1.20 35.5	1.15 23.7	1.10 11.8
	30 m	けた 高 下縁応力度	1.45 49.4	1.35 39.1	1.30 36.0	1.25 16.1
	35 m	けた 高 下縁応力度	1.80 43.7	1.70 36.1	1.60 30.5	1.50 7.7

図-2 計 算 断 面

表-5 設計荷重作用時の部材応力度とひびわれ幅

(a) TL-20

項 目		支 間 長		
		25 m	30 m	35 m
作用曲げ	死荷重 (t・m)	218.29	321.54	462.79
	活荷重 (t・m)	89.45	122.28	159.01
プレ ス ト レ ス 力 (t)		277.14	370.58	397.80
け た 高 (m)		1.15	1.30	1.60
中 立 軸 位 置 x/d		0.417	0.512	0.460
応 力 度	コンクリート (kg/cm ²)	137	132	140
	鋼材 (kg/cm ²)	1090	719	939
ひ び わ れ 幅 (mm)		0.12	0.06	0.12
PC鋼材応力度 (kg/cm ²)		87.5	90.3	98.6

注) 12φ8 ≤ 96 kg/mm², 12 T 12.4 ≤ 105 kg/mm²

(b) TL-14

項 目		支 間 長		
		25 m	30 m	35 m
作用曲げ	死荷重 (t・m)	216.23	318.95	453.92
	活荷重 (t・m)	69.13	94.77	123.64
プレ ス ト レ ス 力 (t)		291.0	369.43	401.24
け た 高 (m)		1.10	1.25	1.50
中 立 軸 位 置 x/d		0.495	0.540	0.477
応 力 度	コンクリート (kg/cm ²)	127	130	140
	鋼材 (kg/cm ²)	738	630	876
ひ び わ れ 幅 (mm)		0.08	0.05	0.12
PC鋼材応力度 (kg/mm ²)		87.6	86.5	98.7

注) 1) コンクリートの見掛けの許容引張応力度は -55 kg/cm²。

2) 鉄筋量, PC鋼材量については 表-6 参照のこと。

(2) 全死荷重作用時のけた下縁応力度

PC鋼材および鉄筋の腐食に対する検討の1つとして, 全死荷重作用時のけた下縁応力度の値を表-4に示す。いずれの場合においても, 全死荷重作用状態ではけた下縁に圧縮応力度が残っており, 鋼材の腐食への対処も問題ないと考えられる。

3.2 設計荷重作用時の鋼材応力とひびわれ幅

見掛けの下縁引張応力度が -55 kg/cm² の場合について, 設計荷重作用時の鋼材およびコンクリートの実応力度, さらにひびわれ幅を計算した。結果を表-5に示す。

断面応力度については, 図-2に示す断面形状を用いて次式により計算を行った²⁾。

$$\begin{aligned} & \left(\frac{x}{d}\right)^3 + 3\left(\frac{M}{P_0 d} - 1\right) \cdot \left(\frac{x}{d}\right)^2 \\ & + 3\left(\frac{b}{b_w}\right) \cdot \left[2\left\{\left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(\frac{t}{d}\right) + n \cdot \frac{A_p + A_s}{b \cdot d}\right\} \frac{M}{P_0 d} \right. \\ & - \left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(2 - \frac{t}{d}\right)\left(\frac{t}{d}\right) \cdot \left(\frac{x}{d}\right) \\ & - \left(\frac{b}{b_w}\right)\left[3\left\{\left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(\frac{t}{d}\right)^2 + 2n \cdot \frac{A_p + A_s}{b \cdot d}\right\} \frac{M}{P_0 d} \right. \\ & \left. \left. - \left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(3 - 2\frac{t}{d}\right)\left(\frac{t}{d}\right)^2\right] = 0 \right. \end{aligned} \quad (1)$$

$$\sigma_s = \Delta \sigma_p =$$

$$\begin{aligned} & 2n \cdot \frac{P_0}{b \cdot d} \left(1 - \frac{x}{d}\right) \\ & \frac{b_w}{b} \left(\frac{x}{d}\right)^2 + 2\left\{\left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(\frac{t}{d}\right) + n \cdot \frac{A_p + A_s}{b \cdot d}\right\} \left(\frac{x}{d}\right) \cdot \\ & \cdot - \left\{\left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(\frac{t}{d}\right)^2 + 2n \cdot \frac{A_p + A_s}{b \cdot d}\right\} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{x}{d - x} \quad (3)$$

一方, ひびわれ幅については, CEB-FIP (1978) Model Code によって求めた³⁾。

$$\begin{aligned} w_{\max} &= 1.7 \left\{ 2 \left(C + \frac{S}{10} \right) + \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \right\} \cdot \\ & \times \frac{\sigma_s}{E_s} \left\{ 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right\} \end{aligned} \quad (4)$$

ここに,

C : かぶり厚

S : 鉄筋間隔 $S > 15\phi \rightarrow S = 15\phi$

$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$: 鉄筋がひびわれ制御上有効に作用できるコンクリート断面積, 鉄筋中心より 7.5ϕ 以内

σ_s : 検討荷重下でのひびわれ断面の鉄筋応力度

σ_{sr} : ひびわれモーメントを作用させた場合のひびわれ断面の鉄筋応力度, コンクリートの引張

応力度は、それぞれ $34 \text{ kg/cm}^2 / 400 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した。

ひびわれ幅計算値は $0.05 \sim 0.12 \text{ mm}$ と幅があるが、ほぼ 0.1 mm 以下に抑えることが可能と思われる。

ひびわれ幅の許容値については、CEB-FIP 規定値あるいは BS-CP 110 規定値で示すと表-6 のようである。

ひびわれ幅 0.1 mm の値および全死荷重時における全断面圧縮応力状態は、環境条件が非常に厳しく、鋼材の腐食に対する安全性が強く求められる場合についても適用可能と判断できよう。

コンクリート応力は $130 \sim 140 \text{ kg/cm}^2$ に達しており、 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ の許容値一杯であり、間詰コンクリートの示方強度としては、したがって 400 kg/cm^2 が必要となる。許容引張応力度が $0, -15 \text{ kg/cm}^2$ の場合には、表-1, 2 に示すようにコンクリート応力度は 100 kg/cm^2 程度であり、 $\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ の間詰コンクリートで十分である。

鋼材応力度に関しては、作用応力はさほど高くなく、 1000 kg/cm^2 程度である。異形棒鋼の疲労強度は、片振り条件で 200 万回に対して約 2000 kg/cm^2 (SD 30)⁴⁾ であり、安全率を見込んでも、表示の棒鋼応力は問題ないと思われる。

PC 鋼材の応力度は、棒鋼の片振り疲労条件と異なり有効プレストレスからの応力増であり、条件としては片振り条件よりはるかに緩やかである。 $12\phi 8 \text{ mm}$ に対しては応力変動振幅が $80 \sim 90 \text{ kg/mm}^2$ 程度、また $12 \text{ T } 12.4 \text{ mm}$ に対しては $90 \sim 100 \text{ kg/mm}^2$ 程度となっており、いずれも供用状態での鋼線応力の許容値以内 ($12\phi 8 \text{ mm} : 96 \text{ kg/mm}^2, 12 \text{ T } 12.4 \text{ mm} : 105 \text{ kg/mm}^2$) であり、疲労に対しては問題ないと言える⁴⁾。

表-6 ひびわれ幅規定値 (mm)

規 準	環境, 荷重条件	鋼 材 の 腐 食 感 度	
		特に敏感	通 常
BS-CP 110 (1972)	侵食性の厳しい環境	$w_{\max} \leq 0.1$	
	その他, 一般屋外構造物	$w_{\max} \leq 0.2$	
CEB-FIP (1978)	緩やかな環境	荷重 (I)	$w_{\max} \leq 0.2$
		荷重 (II)	$w_{\max} \leq 0.3$
	普通環境	荷重 (I)	≤ 0.1
		荷重 (II)	≤ 0.2
	厳しい環境	荷重 (III)	≤ 0.1
		荷重 (I)	または ≤ 0.1

注) 荷重 (I): しばしば作用する荷重組合せ
荷重 (II): 永久, 半永久荷重
荷重 (III): まれな荷重作用

表-7 破 壊 安 全 率

荷 重	支 間	項 目	許 容 引 張 応 力 度			
			0 kg/cm^2	-15 kg/cm^2	-35 kg/cm^2	-55 kg/cm^2
TL-20	25 m	PC 鋼材 (本)	$12\phi 8-7$	$12\phi 8-6$	$12\phi 8-6$	$12\phi 8-6$
		破壊曲げモーメント (t・m)	534.12	530.47	526.83	523.16
		破壊安全率	1.28	1.08	1.11	1.06
	30 m	PC 鋼材 (本)	$12 \text{ T } 12.4-4$	$12 \text{ T } 12.4-4$	$12 \text{ T } 12.4-4$	$12 \text{ T } 12.4-4$
		M_u (t・m)	782.99	771.97	766.48	754.49
		α	1.26	1.18	1.26	1.12
TL-14	25 m	PC 鋼材 (本)	$12\phi 8-6$	$12\phi 8-6$	$12\phi 8-6$	$12\phi 8-6$
		M_u	495.89	492.30	495.89	485.11
		α	1.16	1.11	1.12	1.09
	30 m	PC 鋼材 (本)	$12 \text{ T } 12.4-4$	$12 \text{ T } 12.4-4$	$12 \text{ T } 12.4-4$	$12 \text{ T } 12.4-4$
		M_u	725.19	714.24	707.78	703.32
		α	1.26	1.18	1.19	1.14
TL-8	25 m	PC 鋼材 (本)	$12 \text{ T } 12.4-4$	$12 \text{ T } 12.4-4$	$12 \text{ T } 12.4-4$	$12 \text{ T } 12.4-4$
		M_u	1027.29	1012.23	996.98	981.85
		α	1.14	1.08	1.07	1.03

注) $\alpha = M_u / (1.7(M_d + M_l + M_i))$ または $1.3 M_d + 2.5(M_l + M_i)$
許容引張応力度 $0, -15 \text{ kg/cm}^2$ の場合には、引張側鉄筋は無視して計算している。

3.3 破壊安全率

表-7 に、破壊安全率の計算値を示す。下フランジに配置される鉄筋としては、配置空間が狭いこともあり、 $D 19 \text{ mm}$ 以下としている。許容引張応力が大きくなるにつれて、けた高を小さく設計しているため、破壊安全率は小さくなっているが、 $D 16 \text{ mm}$ または $D 19 \text{ mm}$ の

表-8 概略工費内訳 (百万円)

許 容 引 張 応 力 度	種 別	支 間		
		25 m	30 m	35 m
0 kg/cm^2	主げた製作工	13.7	18.1	22.8
	” 架設工	4.5	5.9	7.8
	横組工	3.6	4.3	5.0
	合 計	21.8	28.3	35.6
-15 kg/cm^2	主げた製作工	13.0	17.7	22.3
	” 架設工	4.4	5.7	7.5
	横組工	3.5	4.2	5.0
	合 計	20.9	27.6	34.8
-35 kg/cm^2	主げた製作工	12.8	17.4	21.7
	” 架設工	4.3	5.6	7.3
	横組工	3.5	4.2	4.9
	合 計	20.6	27.2	33.9
-55 kg/cm^2	主げた製作工	12.7	17.0	21.1
	” 架設工	4.2	5.4	7.0
	横組工	3.5	4.1	4.9
	合 計	20.4	26.5	33.0

注) 荷重条件: TL-20

表—10 フルプレストレスの場合と同一けた高で設計した場合（パーシャルプレストレス）

項 目		支 間		
		25 m	30 m	35 m
け た 高 (m)		1.30	1.55	1.90
P C 鋼 材 (本)		12φ8-5	12T12.4-3	12T12.4-3
作 用 モ ー メ ン ト (t・m)		$M_d=224.5, M_l=89.7$	$M_d=338.9, M_l=122.5$	$M_d=489.5, M_l=159.2$
作用応力度 (kg/cm ²)	ブ レ 導 入 時 設 計 荷 重 時	$\sigma_u=17.6, \sigma_l=110.1$ $\sigma_u=90.7, \sigma_l=-43.2$	$\sigma_u=17.5, \sigma_l=114.6$ $\sigma_u=95.7, \sigma_l=-42.0$	$\sigma_u=25.8, \sigma_l=93.5$ $\sigma_u=99.5, \sigma_l=-49.4$
破壊安全率	補 強 筋 $\alpha=M_f/M_u$	D16-6 本 549.7/534.1=1.03	D16-6 本 812.0/783.0=1.04	D29-6 本 1149.7/1102.6=1.04
実 応 力 (kg/cm ²)	鉄 筋 応 力 度 コンクリート応力度	869 104	934 113	769 113
ひ び わ れ 幅 (mm)		0.17	0.19	0.15
概略直接工費 (百万円)	主 げ た 製 作 費 主 げ た 架 設 費 横 組 工 費	12.4 4.5 3.6 } 20.5	16.6 5.9 4.3 } 26.8	21.4 7.8 5.0 } 34.2
フルプレストレスとの比率		20.5/21.8=0.94	26.8/28.3=0.95	34.2/35.6=0.96

注) 荷重条件: TL-20

鉄筋を配置することにより十分に対処可能である。

3.4 経 済 性

表—8 に、昭和 57 年度単価による橋体工の概略直接工費*を示す。けたは3連とし、架設はトラッククレーン架設を仮定した⁵⁾。

見掛けの許容引張応力度の変化に対して直接工費の低下をもたらしている理由は、けた高減少によるコンクリート体積、型わく面積、および鉄筋重量の減少によるものであり、また、架設重量の減少によって架設量も少なくなっている。横組工費については、ほとんど変化していない。

本試算では、P C 鋼材量を減少させずに、けた高を減少させて許容引張応力度の変化に対応させているが、もう1つの考え方として、けた高を高くし、あるいはそのまま P C 鋼材量を減少させる方法もある。表—10 に、フルプレストレスの場合と同一けた高で設計した場合の、パーシャルプレストレスの場合の設計諸元を示す。ひびわれ幅は、けた高減少で設計した場合に比べて小さくなっているが、約 0.2mm 以内に納まっている。工費については、けた高減少の場合とほぼ同じである。し

かし、橋りょう本体だけでなく、下部工あるいは取付部分の工費も考慮に入れば、けた高を減少させた方が経済的に有利となる。

表—9 に、許容引張応力が 0, -55 kg/cm² の場合についての直接工費の比較を示す。フルプレストレスとⅢ種 P C 構造との工費減少率は 4~7% 程度となっている。

4. あ と が き

Ⅲ種 P C 構造に対するイメージを具体的にするため、設計面からの接近を試みた。対象が橋りょうで、しかも単純げた形式のものであるため、全体的なものにはなり得ないが、関心ある読者の参考になればと思う。

Ⅲ種 P C 構造の経済性の検討は、同一対象であっても、構造形式の選択範囲が広いため、多方面からのアプローチが必要と思われる。本報は、その点については十分の検討を行っていないので、試算例と考えていただければ幸いである。

参 考 文 献

- 1) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第 13~17 巻の手引き、昭和 54 年度改訂版
- 2) 猪股俊司：プレストレストコンクリートの設計に関する各国の規定、プレストレストコンクリート技術の現況、プレストレスト技術協会、pp. 1~25, 1982
- 3) CEB-FIP Model Code; Limit States of Cracking, pp. 151~164, 1978
- 4) 石橋・大坪・青木：コンクリート構造物の疲労設計 (1)、構造物設計資料、No. 70, pp. 3~8, 1982.6
- 5) プレストレストコンクリート建設業協会：プレストレストコンクリート標準積算例とその解説、1982

(投稿：昭和 57 年 11 月 17 日受付)

表—9 直接工費と低減率（百万円）

荷 重	許 容 引 張 応 力 度	支 間		
		25 m	30 m	35 m
TL-20	0 kg/cm ²	21.8	28.3	35.6
	-55 kg/cm ²	20.4	26.5	33.0
	比 率	0.94	0.94	0.93
TL-14	0 kg/cm ²	21.0	27.6	34.8
	-55 kg/cm ²	20.1	26.1	32.2
	比 率	0.96	0.95	0.93

注) * 橋りょう上部工費=橋体工直接工費+橋面工直接工費+諸経費