

PC 斜張橋の終局荷重作用時の安全性の照査における “持続荷重” 状態の取扱いについて

成 井 信*
渡 部 篤**

最近の PC 斜張橋の発展^{注1)} はめざましいものがあり、スペインの Barrios de Luna PC 斜張橋 (中央支間長 440 m, 1983 年完成) は、今まで一番長い支間長を有していた St. Nazaire 鋼斜張橋 (中央支間長 404 m, 1975 年完成) を追い抜いた形となっている。日本でも PC 斜張橋の計画が数多くあり、規準の整備や補充、研究等が関係機関において精力的に行われている。これら近代 PC 斜張橋は、単に主桁の径間部を斜材で吊り上げているだけでなく、死荷重による主桁および塔に作用する断面力を軽減するために、斜材に強制的張力 (調整力) を与えることに特徴がある。この調整力は、死荷重による断面力に比例するものであるが、主要断面におい

て特に死荷重曲げモーメントと異符号の、絶対値のほぼ等しい曲げモーメントを与えるため、終局荷重作用時の曲げモーメントの算出に大きな影響を及ぼし、調整力に乗ずる安全係数の取り方によっては、曲げ破壊安全度の評価が過小になったり、逆に過大になったりすることが考えられる。

最近、著者らのもとにこの問題に関する大変重要な論文が翻訳許可と共に送られてきたので、初めにこれを紹介し、最後に著者らの検討を加え、PC 斜張橋の終局荷重作用時の照査法に対する問題点を提起している。本文が今後の PC 斜張橋の合理的な設計に役立つことを願うものである。

1. Saul, Svensson 氏らの検討と提案³⁾

1.1 持続荷重状態の一般的な取扱いについて

斜張橋の場合、持続荷重による断面力は、任意であるか、または以下のような方法で計算されている。この方法では、例えばケーブル断面等を仮定し、すべての断面が有効に利用されるように設計される。ここでは持続荷重状態における断面力は、弾性系における死荷重とケーブルの長さ調整によるそれぞれの断面力の合計として得られる。

終局荷重作用時の持続荷重状態の上記断面力の取扱いにおいては次のような2つの異なった見解があり、構造物全体の安全性や断面寸法に大きな影響を与えている。

西ドイツ国内⁵⁾、国外の鋼斜張橋⁶⁾、それに国外の数多くのコンクリート斜張橋^{7), 8)} では、弾性系における死荷重とケーブルの長さ調整による断面力に対して同じ安全係数 γ を乗じている。以下においてこの方法を手法1と呼ぶことにする。

一方、西ドイツでは、今までに建設されたコンクリー

ト斜張橋は数少ないが、死荷重の項には安全係数 $\gamma=1.75$ 、ケーブルの長さ調整の項には $\gamma=1.0$ を乗じている (DIN 4227)。便宜上この方法を手法2と呼ぶことにする。

持続荷重状態の取扱い^{注2)} の相違による全体安全性の評価は、以下のような単純なモデルによって、一般的な形で表現できる。すなわち微小変形理論に基づき、主桁の曲げモーメントとケーブルの張力の比較で表わされる。

以下において斜張橋の2つの異なる見解に対する安全性の評価について比較してみる。

(1) 主桁の曲げモーメント

記号の説明

$M_{el} = \alpha \cdot g \cdot l^2$ 弾性系での死荷重によるモーメント

$M_{KV} = \kappa \cdot M_{el}$ ケーブルの長さ調整によるモーメント

注2) 斜張橋上部工設計指針 (案) (海洋架橋調査会, PC 斜張橋に関する調査研究委員会, 昭和 56 年 3 月) では、終局荷重作用時の断面力の算出は、構造系の線形性が保持されることを前提とし、外的荷重 (死荷重, 活荷重, 衝撃) については、荷重の割増しを行い、内的な拘束力 (主桁内プレストレス, 斜張ケーブルの調整力) については、割増しを行わないこととしている。すなわち日本での PC 斜張橋の設計は手法2で行われることになる。

* 本州四国連絡橋公団第2建設局坂出工事々務所第5工事長 Dr.-Ing.

** オリエンタルコンクリート (株) 本社技術部主任研究員
注1) PC 斜張橋の設計に関する詳細は文献 1), 2) を参照されたい。

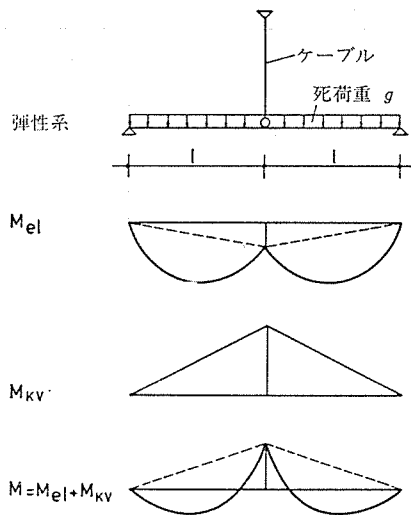


図-1 使用荷重作用時のケーブルで吊られた主桁のモーメント

使用荷重作用時のモーメント

$$M = M_{el} + M_{KV} = \alpha \cdot g \cdot l^2 (1 + \kappa) \quad (\text{図-1 参照})$$

終局荷重作用時のモーメント

手法1の場合は、両方のモーメントが同じ安全係数で r 倍される。

$$M_{u①} = r(M_{el} + M_{KV}) = \alpha \cdot g \cdot l^2 \cdot r(1 + \kappa)$$

手法2の場合は、弾性系での死荷重によるモーメントのみ安全係数 r が乗せられる。

$$M_{u②} = r \cdot M_{el} + M_{KV} = \alpha \cdot g \cdot l^2 (r + \kappa)$$

表-1 には安全係数 $r=1.75$ に対して以下の関係が示されている。

$$\begin{aligned} \kappa &= \frac{\text{ケーブルの長さ調整によるモーメント}}{\text{弾性系での死荷重によるモーメント}} \\ &= \frac{M_{KV}}{M_{el}} \end{aligned}$$

手法1と手法2の比

表-1 手法1と2による主桁モーメントと全体安全率

κ	$M/\alpha \cdot g \cdot l^2 = 1 + \kappa$	$M_{u①}/\alpha \cdot g \cdot l^2 = r(1 + \kappa)$	$M_{u②}/\alpha \cdot g \cdot l^2 = r + \kappa$	$\beta = \frac{M_{u②}}{M_{u①}}$	$r① = r$	$r② = \beta \cdot r①$
3.0	4.0	7.0	4.75	0.679	1.75	1.19
2.0	3.0	5.25	3.75	0.714		1.25
1.0	2.0	3.5	2.75	0.786		1.38
0	1.0	1.75	1.75	1		1.75
-0.5	0.5	0.875	1.25	1.429		2.50
-0.75	0.25	0.4375	1.0	2.286		4.00
-1.0	0	0	0.75	∞		∞
-1.25	-0.25	-0.4375	0.50	-1.143		-2.00
-1.5	-0.5	-0.875	0.25	-0.286		-0.50
-1.75	-0.75	-1.3125	0	0		0
-2.0	-1.0	-1.75	-0.25	0.143	0.25	
-3.0	-2.0	-3.5	-1.25	0.357	0.63	

$$\beta = \frac{M_{u②}}{M_{u①}}$$

手法1の全体安全率

$$r① = \frac{M_{u①}}{M} = 1.75 = \text{一定}$$

手法2の全体安全率

$$r② = \frac{M_{u②}}{M} = r① \cdot \beta = 1.75 \beta$$

手法1と手法2の全体安全率を図-2に示すが、これから以下のことがわかる。

手法1では全体安全率は定義どおり1.75で、 κ に無関係である。手法2による全体安全率は κ に関係し、かなり変動する。その際、設計上特に重要な範囲 $\kappa = -1$ 、すなわち弾性系での死荷重によるモーメントが同じ大きさで異符号の場合、安全率は $-\infty$ から $+\infty$ へと大きく変化する。 $\kappa < -1$ の範囲では、すなわち異符号で M_{KV}

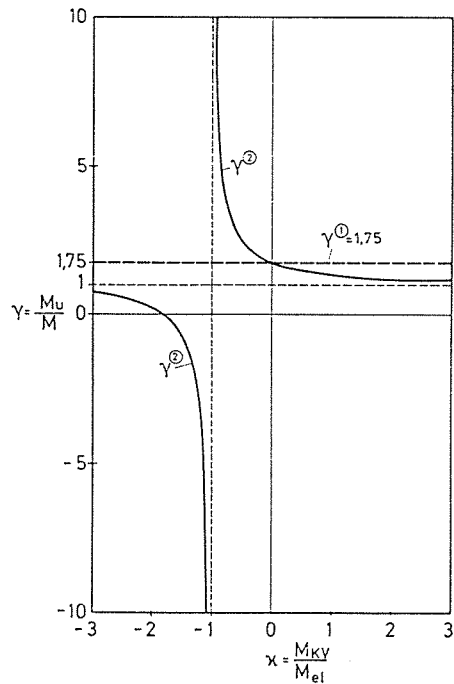


図-2 手法1と2による終局荷重作用時における主桁モーメントに関する全体安全率

が M_{el} より大きい場合、安全率は負となる。これは次のことを意味する。終局荷重作用時においてこの領域では、使用荷重作用時で引張状態なのが反転し、圧縮状態となることである。このような結果は、終局荷重作用時の照査の目的と相反し、使用荷重作用時の断面力で部材が設計されることになり、曲げ破壊安全度が過小評価されることになる。

(2) ケーブル張力

前述と同じ記号を使用し、

$$K = g \cdot l - \frac{2M}{l}$$

表-2 手法1と2によるケーブル張力と安全率

α	κ	$K/g \cdot l = 1 - 2\alpha(1 + \kappa)$	$K_{u①}/g \cdot l = r - 2\alpha(r + \kappa)$	$K_{u②}/g \cdot l = r[1 - 2\alpha(1 + \kappa)]$	$\beta = \frac{K_{u②}}{K_{u①}}$	$r① = r$	$r② = \beta \cdot r①$
0.3	3	-1.40	-2.45	-1.10	0.45	1.75	0.79
	0	0.4	0.70	0.70	1		1.75
	-3	2.20	3.85	2.50	0.65		1.14
0.1	3	0.2	0.35	0.80	2.29		4.0
	0	0.8	1.40	1.40	1		1.75
	-3	1.4	2.45	2.00	0.82		1.43
0	3	1	1.75	1.75	1		1.75
	0	1	1.75	1.75	1		1.75
	-3	1	1.75	1.75	1		1.75
-0.1	3	1.8	3.15	2.70	0.86		1.50
	0	1.2	2.10	2.10	1	1.75	
	-3	0.6	1.05	1.50	1.43	2.50	
-0.3	3	3.40	5.95	4.60	0.77	1.35	
	0	1.6	2.80	2.80	1	1.75	
	-3	-0.2	-0.35	1.00	-2.86	-5.00	

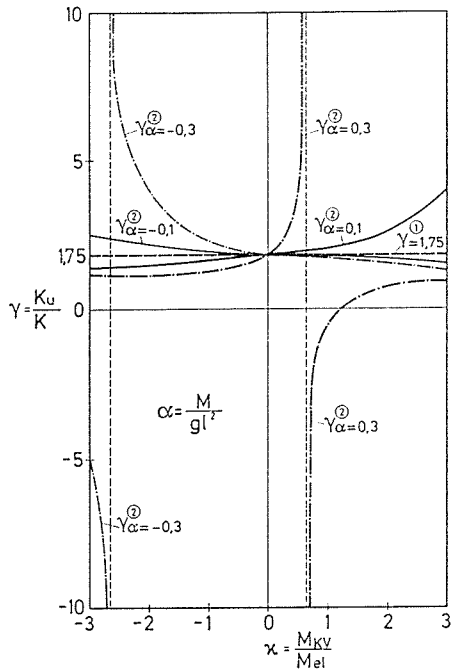


図-3 手法1と2による終局荷重作用時におけるケーブル張力に関する全体安全率

$$= g \cdot l [1 - 2\alpha(1 + \kappa)]$$

$$K_{u①} = g \cdot l [r - 2\alpha(r + \kappa)]$$

$$K_{u②} = g \cdot l \cdot r [1 - 2\alpha(1 + \kappa)]$$

表-2 は、2つの手法によるケーブル張力と全体安全率の比較を示している。また図-3には全体安全率の変化を示している。

$\alpha = -0.1$ と $\kappa = -1$ の代表的な組合せでは、手法2の全体安全率は手法1とあまり差がない。 α と κ の他の場合では、手法2の全体安全率は $-\infty < r② < \infty$ の範囲で大きく変動している。

1.2 実施例

(1) Rheinbrücke-Mannheim—Ludwigshafen 橋⁶⁾

1968年から1971年にかけて建設された Ludwigshafen 橋は、主径間が鋼桁、側径間が PC 桁から成る2径間 (287.04 m + 146.41 m) の斜張橋である。鋼製塔の基部はヒンジ構造で、斜材には平行線ケーブル (素線径 7 mm, 1ケーブル当り 295 素線) が用いられている (図-4 参照)。

手法1と手法2による主要な位置での主桁断面力とケーブル張力が表-3に示されている。

両手法による相違は、まずケーブル張力では -11% ~ +24%、主桁の核モーメント (M_{Ku}) では -37% ~ +15%、⑥断面では異符号となっている。

(2) Posadas-Encarnación 橋¹³⁾

この橋は現在建設中であり、アルゼンチンのパラナ河を渡るスパン 115 m + 330 m + 115 m の3径間連続斜張

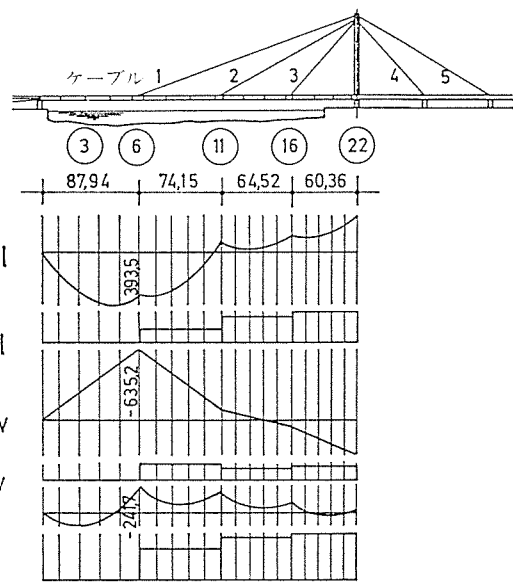


図-4 Ludwigshafen 橋の静的解析の際の構造系と断面力 (文献 3) による)

表—3 Ludwigshafen 橋 (文献 3) による)

(a) 主桁部の設計核モーメント

部 材 番 号	3	6左	6右	11左	11右	16左	16右	22
M_{el} [MNm]	366.00		393.50	-83.60		-146.15		-355.75
M_{KV}	-241.25		-635.20	-90.80		+ 61.15		+339.65
M_p	+242.87		+205.32	- 91.49	- 90.67	- 99.77	-100.03	-221.80
$M_{u①}$	551.43		-413.31	-454.67	-453.27	-315.96	-316.40	-406.81
$M_{u②}$	672.05		+263.03	-390.20	-388.80	-359.37	-359.82	-647.96
N_{el} [MN]	0		-32.37		-63.39			-77.99
N_{KV}	0		-40.58		-30.96			-33.11
N_p	0	- 19.66	- 17.55	- 31.64	- 40.15	- 43.08	- 45.10	
$N_{u①}$	0	-124.74	-154.76	-215.44	-230.00	-263.65	-267.10	
$N_{u②}$	0	-118.63	-125.94	-193.64	-208.01	-240.14	-243.53	
K [m]			0.618	0.766		0.775		0.746
$M_{Ku①}$ [MNm]	+551.43	-413.3	-490.40	-573.22	-618.30	-494.21	-520.73	-606.07
$M_{Ku②}$ [MNm]	+672.05	+263.03	+189.72	-486.67	-537.13	-520.58	-545.93	-829.68
W [m ³]	1.766	3.091		2.265		1.787		1.979
$\sigma_{u①}$ [N/mm ²]	+312	-134	-159	-253	-273	-277	-291	-311
$\sigma_{u②}$ [N/mm ²]	+380	+ 85	+ 61	-192	-237	-291	-306	-426
κ	-0.66	-1.61		1.09		0.42		-0.95
$\beta = \frac{M_{Ku②}}{M_{Ku①}}$	1.22	-0.64	-0.39	0.85	0.87	1.05	1.05	1.37

$$M_{u①} = \begin{matrix} 1.5^a \\ 1.71^b \end{matrix} \left\{ (M_{el} + M_{KV} + M_p) \right. \quad N_{u①} = \begin{matrix} 1.5 \\ 1.71 \end{matrix} \left\{ (N_{el} + N_{KV} + N_p) \right. \quad M_{u②} = \begin{matrix} 1.5 \\ 1.71 \end{matrix} \left\{ (M_{el} + M_p) + M_{KV} \right.$$

$$N_{u②} = \begin{matrix} 1.5 \\ 1.71 \end{matrix} \left\{ (N_{el} + N_p) + N_{KV} \right. \quad M_{Ku} = \kappa N_u + M_u \quad \text{a 引張領域, b 圧縮領域}$$

(b) ケーブル張力

ケーブル番号	1	2	3	4	5
K_{el} [MN]	34.34	42.10	12.57	17.46	75.64
K_{KV}	43.00	-10.90	3.15	-1.65	39.19
K_p	20.76	25.28	9.28	10.08	43.60
$K_{u①}$	217.89	125.50	55.55	57.53	352.03
$K_{u②}$	165.34	138.82	51.70	59.54	304.14
$F \times 10^{-3}$ [mm ²]	136.2	100.1	45.4	45.4	227.1
$\sigma_{u①}^a$ [N/mm ²]	1600	1254	1224	1267	1550
$\sigma_{u②}$ [N/mm ²]	1214	1387	1139	1312	1339
α	0.27	-0.09	-0.23	-	-
$\beta = \frac{K_{u②}}{K_{u①}}$	0.76	1.11	0.93	1.03	0.86

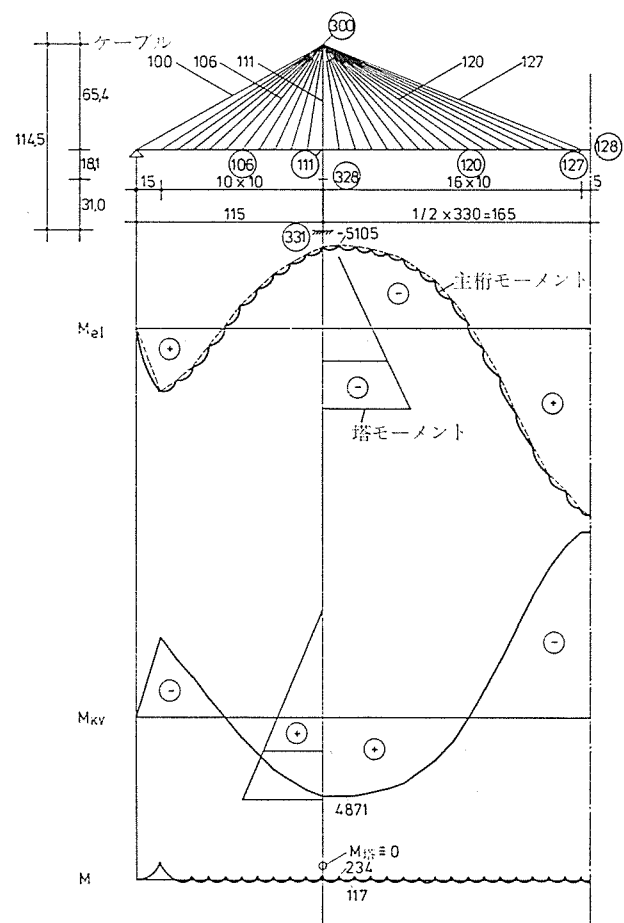
$$K_{u①} = 2.22(K_{el} + K_{KV} + K_p) \quad K_{u②} = 2.22(K_{el} + K_p) + K_{KV}$$

a $\sigma_{u①} \leq \beta_N = 1600 \text{ N/mm}^2$

橋である (図—5 参照)。主桁と塔は PC と RC から成っており、斜材には平行線ケーブルを採用している。主桁の断面形状は箱形断面で、幅員構成は道路 2 車線、上流側には鉄道が 1 軌道偏載されている。

持続荷重による主桁断面力は、ケーブル定着位置で、 $M = -g \cdot l^2 / 12$ が生ずるように設計されている ($\kappa = -1$, $\alpha = -0.1$)。両手法による主桁断面力とケーブル張力を表—4 に示す。

ケーブル張力の相違は $-4\% \sim +10\%$ 、主桁の核モーメントの相違は $-129\% \sim +2\%$ である。特に興味深いのは塔基部の拘束モーメントである。この位置の圧縮領域では設計核モーメントと 27% の差であるが、引張領域では異符号となっている。



図—5 Posadas-Encarnación 橋の静的解析の際の構造系と断面力

表一4 Posadas-Encarnación 橋

(a) 主桁部の設計核モーメント

部 材 番 号	127右	106右	111	120左
M_{el} [MNm]	112.25	- 14.15	- 50.07	- 3.23
M_{KV}	-114.59	+ 11.81	+ 47.73	+ 0.89
M_p	+ 41.00	- 29.20	- 25.90	- 29.25
$M_{u①}$	67.66	- 55.20	- 49.42	- 55.28
$M_{u②}$	153.69	- 64.05	- 85.22	- 55.95
N_{el} [MN]	+ 2.65	- 55.22	- 60.79	- 41.06
N_{KV}	- 3.65	- 5.17	- 4.86	- 6.18
N_p	0	- 17.71	- 19.32	- 11.84
$N_{u①}$	0	-136.68	-148.70	-103.39
$N_{u②}$	1.99	-132.80	-145.05	- 98.76
K [m]	0.57			
$M_{Ku①}$ [MNm]	67.66	-133.11	-134.18	-114.21
$M_{Ku②}$ [MNm]	154.82	-139.75	-167.91	-112.24
W [m ³]	5.37			
$\sigma_{u①}$ [N/mm ²]	12.60	- 24.8	- 25.0	- 21.3
$\sigma_{u②}$ [N/mm ²]	28.83	- 26.0	- 31.3	- 20.9
κ	- 1.02	- 0.83	- 0.95	- 0.28
$\beta = \frac{M_{Ku②}}{M_{Ku①}}$	2.29	1.05	1.25	0.98

$$M_{u①} = 1.75(M_{el} + M_{KV} + M_p) \quad M_{u②} = 1.75(M_{el} + M_p) + M_{KV}$$

$$N_{u①} = 1.75(N_{el} + N_{KV} + N_p) \quad N_{u②} = 1.75(N_{el} + N_p) + M_{KV}$$

$$M_{Ku} = K \cdot N_u + M_u$$

(b) 鉄道載荷側のケーブル張力

ケーブル番号	100	106	111	120	127
K_{el} [MN]	199.12	20.41	15.39	25.79	28.00
K_{KV}	13.28	0.73	- 1.23	- 3.17	11.80
K_p	87.92	7.37	7.54	10.37	11.95
$K_{u①}$	525.56	49.89	37.98	57.73	90.56
$K_{u②}$	515.60	49.35	38.90	60.11	81.71
F [mm ²]	50 030	3 502	2 809	4 195	6 273
$\sigma_{u①}$ [N/mm ²]	1 050	1 425	1 352	1 376	1 444
$\sigma_{u②}$ [N/mm ²]	1 031	1 409	1 385	1 433	1 303
α	-	- 0.50	- 1.78	- 0.11	4.00
$\beta = \frac{K_{u②}}{K_{u①}}$	0.98	0.99	1.02	1.04	0.90

$$K_{u①} = 1.75(K_{el} + K_{KV} + K_p); \quad K_{u②} = 1.75(K_{el} + K_p) + K_{KV}$$

(3) Ludwigshafen 橋 (塔基部を拘束した場合)

Ludwigshafen 橋の塔基部はヒンジ構造であるが、これを回転拘束とした場合を考えてみる。その時の変形と断面力を表一5に示す。

比較的スレンダーな鋼製塔の場合、両手法による差はあまりない。コンクリート製塔の場合、手法2は手法1より54%大きな核モーメントが得られ、応力も同様に大きい。

1.3 PC 連続桁と PC 斜張橋の比較および安全性に対する考え方

持続荷重に対する一般的な取扱い、すなわち合計荷重に関する2つの異なる考え方は、部分的に(部材の位置)相異なる安全率をもたらす、PC 斜張橋の場合、どちらの方法がより適切に計算できるかを示した。

外的荷重による断面力のみならず安全係数を乗ずる DIN

(c) 塔基部における設計核モーメント

部 材 番 号	328	331
M_{el} [MNm]	-189.70	-270.45
M_{KV}	+189.70	+270.45
M_p	-104.48	-153.54
M 風荷重, 制動荷重, etc.	- 18.29	- 37.20
$M_{u①}$	-214.85	-333.80
$M_{u②}$	-357.12	-536.63
N_{el} [MN]	-143.65	-173.69
N_{KV}	- 2.06	- 2.06
N_p	- 25.33	- 25.33
N 風荷重, 制動荷重, etc.	0	0
$N_{u①}$	-299.32	-351.89
$N_{u②}$	-297.78	-350.35
圧縮 K [m]	1.09	1.62
$M_{Ku①}$ [MNm]	-541.11	-903.86
$M_{Ku②}$ [MNm]	-681.70	-1104.20
W [m ³]	21.2	318
$\sigma①$ [N/mm ²]	- 25.5	- 2.48
$\sigma②$ [N/mm ²]	- 32.2	- 3.47
$\beta = \frac{M_{Ku②}}{M_{Ku①}}$	1.27	1.22
引張 $M_{Ku①}$	-111.41	-236.26
$M_{Ku②}$	32.54	- 30.94
$\sigma①$	- 5.3	- 0.74
$\sigma②$	+ 1.5	- 0.10
$\beta = \frac{M_{Ku②}}{M_{Ku①}}$	- 0.29	0.13

(d) 変位 [m]

部 材 番 号	主 桁 128	塔 300
δ_{el}	1.795	0.322
δ_{KV}	-1.795	-0.322
δ_p	0.644	0.152
$\delta① = 1.75(\delta_{el} + \delta_{KV} + \delta_p)$	1.127	0.266
$\delta② = 1.75(\delta_{el} + \delta_p) + \delta_{KV}$	2.473	0.508
$\delta②/\delta①$	2.19	1.91

4227 の方法は、計算上の取扱いは簡単であるが、多くの場合について構造物の安全性の照査が必要である。その際、応力と荷重は互いに比例関係にない。DIN 4227 のような方法は、主桁内プレストレスによる内的な拘束力の影響は小さいのでほぼ正しい結果が得られる注3)。

PC 斜張橋で特徴的なのは、死荷重が作用する前に拘束力(プレストレス)が作用していることであり、その拘束力の大きさは、あとから修正できないことである。すなわち死荷重あるいはプレストレスの誤差による縦断勾配の形状差は2次的な荷重によっても修正できない。スパン 50 m, 桁高 3.5 m の代表的な PC 連続桁の場合、死荷重の 20% 誤差でも 2 mm の変形誤差しか生じない。

注3) 不静定構造物の場合の終局荷重作用時における拘束力の取扱いについては文献 14) を参照されたい。

表—5 Ludwigshafen 橋 (塔基部を拘束した場合)

(a) 塔頂部における変形 [m]

δ_{el}	0.267
δ_{KV}	-0.267
δ_p	0.113
$\delta_{\textcircled{1}}=1.71(\delta_{el}+\delta_{KV}+\delta_p)$	0.193
$\delta_{\textcircled{2}}=1.71(\delta_{el}+\delta_p)+\delta_{KV}$	0.383
$\delta_{\textcircled{2}}/\delta_{\textcircled{1}}$	0.198

(b) 塔基部における設計核モーメント

材 料	鋼 製 塔	コンクリート製塔 (仮定)
	2.8×1.2 m	6×4 m
	$t=0.06$ m	$t=1$ m
F [m ²]	0.95	32
J [m ⁴]	1.00	123
W [m ³]	0.71	40.9
K [m]	0.75	1.28
M_{el} [MMm]	- 29.16	- 695.5
M_{KV}	+ 29.16	+ 695.5
M_p	- 10.32	- 293.4
$M_{H\textcircled{1}}$	- 17.66	- 513.5
$M_{H\textcircled{2}}$	- 38.35	-1035.1
N_g [MN]	- 95.00	-118.00
N_{KV}	- 29.20	- 29.20
N_p	- 40.03	- 40.03
$N_{H\textcircled{1}}$	-280.83	- 327.65
$N_{H\textcircled{2}}$	-260.10	- 305.75
$M_{KH\textcircled{1}}$ [MNm]	-228.28	- 932.9
$M_{KH\textcircled{2}}$ [MNm]	-233.43	-1426.4
$\sigma_{\textcircled{1}}$ [N/mm ²]	-322	- 22.8
$\sigma_{\textcircled{2}}$ [N/mm ²]	-329	- 34.9
$\beta = \frac{M_{KH\textcircled{2}}}{M_{KH\textcircled{1}}}$	1.02	1.54

しかし PC 斜張橋の場合、不正確な死荷重あるいはケーブル長の誤差による変形は非常に大きくあらわれる。

Posadas-Encarnación 斜張橋の場合、20% の死荷重誤差はスパン中央で 360 mm、塔先端で 65 mm の変形が生ずる (表—4 (d) 参照)。もしそのような誤差が生じた場合、架設中あるいは架設後期に、ケーブルの 2 次的な長さ調整により修正され、所定の縦断勾配が得られることになるが、設計断面力とは 20% も異なることになる。上記斜張橋の位置 127 での表—4 (a) は以下の値となる。

$$\Delta M = (112.25 - 114.59) \times 0.2 = -0.47 \text{ MNm}$$

しかし次の値にはならない。

$$\Delta M = 1.2 \times 112.25 - 114.59 = +20.11 \text{ MNm}$$

PC 桁の場合、死荷重と拘束力間の作用は無関係であるが、PC 斜張橋の場合の持続荷重は両者の合計された値である。それゆえ、弾性系での死荷重による断面力とケーブルの長さ調整による断面力の両項に同じ安全係数を乗じて破壊安全度の照査を行うことは意にかなっていない。

1.4 ま と め

本文は PC 斜張橋の場合の終局荷重作用時断面力の算

出方法、すなわち持続荷重に対する安全係数の取扱いについて提案したものである。鋼斜張橋の設計では——外国ではコンクリート斜張橋でも——弾性系での死荷重とケーブルの長さ調整による断面力には同じ安全係数を乗じて設計されているが、西ドイツにおけるコンクリート斜張橋の場合は、それとは違い別々の安全係数で評価されている。

これら設計手法の相違は部分的に大きな断面力の違いをもたらす、例えば塔付近の主桁の曲げモーメントの差は 2 倍にもなる。例としてあげたコンクリート製塔の場合でも両手法の差により設計核モーメントでは 54% も違い、更に曲げモーメントでは 100% にもなる (表—5 (b))。

死荷重およびケーブル長さの誤差あるいは計算間違いは斜張橋の場合、大きな変形としてあらわれる。これらは鋼斜張橋の場合、架設後期において 2 次的なケーブルの長さ調整により修正され、正しい縦断勾配と所定の断面力が得られる。しかしながら、PC 斜張橋の場合、ケーブル長さ調整による変形は、わずかしかできず、あとの 2 次的な修正は困難となる。

それゆえ PC 斜張橋は手法 1 により終局荷重作用時の断面力の算出を行うべきである。それにより、この種の橋の構造特性はより適切に、合理的に評価されることになる。

2. 著者らの検討

2.1 我が国における PC 斜張橋の終局荷重作用時の安全度の照査

我が国では、コンクリート道路橋の設計に対して「道路橋示方書・同解説」I 共通編・III コンクリート橋編があり、従来のコンクリート橋はこれによって設計が可能である。しかし、これには PC 斜張橋特有の諸問題に関する規定がなく、これのみによって PC 斜張橋の設計を行うことに無理がある。

PC 斜張橋を対象としたものに先にあげた「PC 斜張橋上部工設計指針 (案)」¹⁾がある。これは支間 200 m 以上 300 m 以下の PC 斜張橋を対象に上部工の設計に適用できるように作成されたものである。

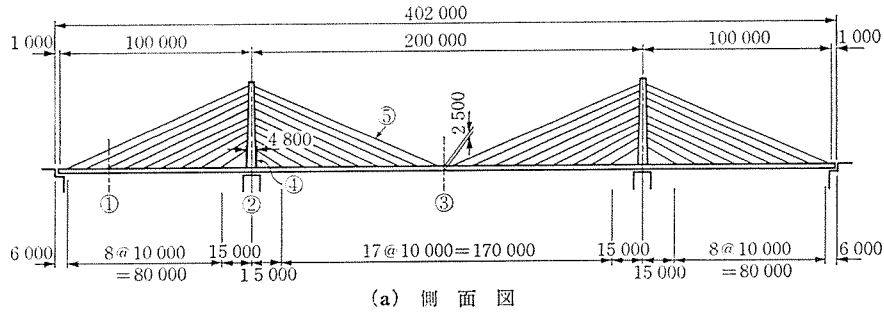
今日、PC 斜張橋の設計に際しては、上記の示方書および指針 (案) が主として使用されている。

終局荷重作用時の荷重の組合せについては、西ドイツと異なり、道示 III.2.1.1 によって以下のように規定されている。ただし、ここでは地震の影響の項を省く。

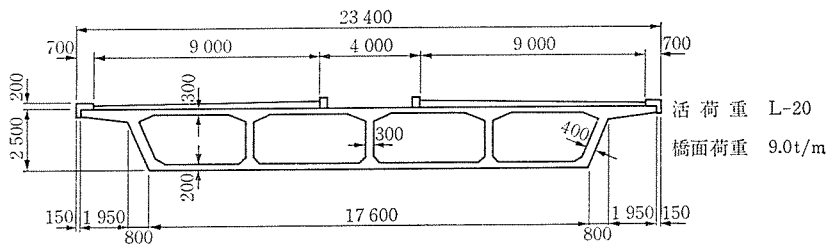
(a) $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 (\text{活荷重} + \text{衝撃})$

(b) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 (\text{活荷重} + \text{衝撃})$

(c) $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$



(a) 側面図



(b) 主桁断面図

図-6 PC斜張橋の構造概要 (単位: mm)

また前述の指針(案)では、支間が200m以上では、活荷重に対し死荷重の割合が大きくなり、設計荷重作用時の許容応力度法による材料の安全係数で十分に考慮される、として(c)の項を削除している。

ここで、斜張橋特有の荷重である“斜材の調整力”荷重をどのように扱うかが問題となるが、Saul, Svensson氏らの検討に準じ、参考までに日本の規定ではどのような相違があらわれるかを、図-6に示すマルチケーブル方式のPC斜張橋について検討を行うものとする。

終局荷重作用時の荷重の組合せは次の5ケースについて行う。

- ケース-1 $1.3 \times (\text{死荷重} + \text{斜材調整力}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
- ” -2 $1.0 \times (\text{死荷重} + \text{斜材調整力}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
- ” -3 $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{斜材調整力} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$
- ” -4 $1.3 \times (\text{死荷重}) + 1.0 \times (\text{斜材調整力}) + 2.5 (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
- ” -5 $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃}) + 1.0 \times (\text{斜材調整力})$

表-6は図-4(a)に示した各断面に作用する設計荷重作用時および終局荷重作用時の断面力を示している。また表-7は、設計荷重作用時断面力に対する終局荷重作用時断面力の比を示したものである。検討断面は、主桁、塔および斜材の主な位置とした。コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響は、問題の本質に関わるもので

はないとして除外した。斜材調整力は、死荷重作用時にすべての斜材の主桁定着位置におけるたわみがほぼゼロとなるように決定した。この結果、主桁の主要断面における弾性系での死荷重曲げモーメントに対する斜材調整力による曲げモーメント比は、平均で-1.036となった。

表-7では、便宜上死荷重と斜材調整力に乗ずる係数を同じにした場合のケースをAグループとし、両者の係数を変えた場合のケースをBグループとした。

表-7より主桁部については次のことがわかる。Aグループの活荷重曲げモーメントMax作用時における曲げモーメント比は0.96~2.73、活荷重曲げモーメントMin作用時では、1.70~2.67の範囲である。また活荷重曲げモーメントMax作用時の軸力比は0.97~1.85、活荷重曲げモーメントMin作用時における軸力比は、0.72~1.70の範囲である。これに対しBグループでは、活荷重曲げモーメントMax作用時における曲げモーメント比は、3.15~30.62、活荷重曲げモーメントMin作用時では-26.88~6.73の範囲である。活荷重曲げモーメントMax作用時における軸力比は1.18~3.53、活荷重曲げモーメントMin作用時における軸力比は1.27~5.73の範囲である。ちなみに同規模のPC有鉸ラーメン橋の橋脚上の曲げモーメント比は、活荷重曲げモーメントMax作用時で0.99~1.70、活荷重曲げモーメントMin作用時で1.13~1.70の範囲である。

以上の結果から主桁の曲げ破壊安全度の照査においては、BグループはAグループよりも、過大または過小評

表一6 設計荷重作用時, 終局荷重作用時の断面力

断面位置		主 桁 断 面			塔	斜材	
		① (側径間 径間部)	② (橋脚上)	③ (中央径 間中央)	④ (塔基部)	⑤ (中央 径間最 上段)	
設計 荷重 作用 時	死荷重	M_D	6 739	-29 576	21 044	28 864	0
		N_D	2 307	5 906	-1 650	6 503	747
	調整力	M_{KV}	-7 269	28 835	-20 987	-29 345	0
		N_{KV}	998	3 053	1 368	2 501	462
	活荷重	M_{Lmax}	4 029	43	3 437	8 590	0
		N_{Lmax}	-79	83	-235	572	-20
		M_{Lmin}	-2 247	-3 276	-571	3 791	0
		N_{Lmin}	325	575	44	744	101
	合 計	M_{max}	3 499	-698	3 494	8 109	0
		N_{max}	3 226	9 042	-517	9 576	1 189
		M_{min}	-2 777	-4 017	-514	3 310	0
		N_{min}	3 630	9 534	-238	9 748	1 310
終 局 荷 重 作 用 時	ケース 1	$M_{umax①}$	9 384	-852	8 667*	20 850	0
		$N_{umax①}$	4 098	11 855	-955*	13 135	1 522
		$M_{umin①}$	-6 307*	-9 150*	-1 354	8 853	0
		$N_{umin①}$	5 109*	13 085*	-257	13 565	1 825
	ケース 2	$M_{umax②}$	9 543*	-633	8 650	20 994*	0
		$N_{umax②}$	3 107*	9 167	-870	10 434*	1 300
		$M_{umin②}$	-6 148	-8 934	-1 371*	8 987	0
		$N_{umin②}$	4 118	10 397	-172*	10 864	1 603
	ケース 3	$M_{umax③}$	5 948	-1 186	5 940	13 785	0
		$N_{umax③}$	5 482	15 371	-879	16 279	2 021
		$M_{umin③}$	-4 727	-6 828	1 068	5 627	0
		$N_{umin③}$	6 172	16 208	-404	16 572	2 227*
	ケース 4	$M_{umax④}$	11 565*	-9 506	14 963	29 653	0
		$N_{umax④}$	3 799*	10 939	-1 365	12 385	1 383
		$M_{umin④}$	-4 126*	-17 804	4 942	17 656	0
		$N_{umin④}$	4 810*	12 169	-667	12 815	1 686
	ケース 5	$M_{umax⑤}$	11 036	-21 371	20 631*	34 242*	0
		$N_{umax⑤}$	4 908	13 234	-1 837*	14 528*	2 079
		$M_{umin⑤}$	367	-27 013*	13 817	26 169	0
		$N_{umin⑤}$	5 457	14 071*	-1 362	14 821	2 285*

注) * 印は終局荷重作用時の曲げ破壊安全度に用いた断面力。
単位: 曲げモーメント (tm), 軸力 (t)

価される可能性があることを示すものと思われる。

塔の断面力比は, マイナスとなるケースはないが, 主桁部と同様に, AグループよりもBグループのケースの方が, 曲げ破壊安全度の照査において過大評価される可能性を示している。

斜材の張力比では, AグループとBグループの値に大きな差は見られない。

主桁, 塔および斜材の断面力比から, 部材に作用する軸力(斜材張力も含む)は, 死荷重による軸力の符号と斜材調整力による軸力のそれとは同符号となるため, 曲げモーメントに対して生ずるような, 設計荷重作用時の断面力の符号と終局荷重作用時の符号が変わる, という矛盾や, 安全係数の取り方による極端な違いは生じないことがわかる。

表一8 は, 設計荷重作用時および終局荷重作用時に必要とする主桁の PC 鋼材数の概算数量を示している。

表一7 設計荷重作用時断面力に対する終局荷重作用時断面力の比

断面位置		断面力比					
		①	②	③	④	⑤	
A グ ル ー プ	ケース 1	$M_{umax①}/M_{max}$	2.682	1.221	2.481	2.571	0
		$N_{umax①}/N_{max}$	1.270	1.311	1.847	1.372	1.280
		$M_{umin①}/M_{min}$	2.271	2.278	2.634	2.675	0
		$N_{umin①}/N_{min}$	1.407	1.372	1.080	1.391	1.393
	ケース 2	$M_{umax②}/M_{max}$	2.727	0.960	2.476	2.589	0
		$N_{umax②}/N_{max}$	0.960	1.013	1.682	1.089	1.093
		$M_{umin②}/M_{min}$	2.213	2.224	2.667	2.715	0
		$N_{umin②}/N_{min}$	1.134	1.091	0.722	1.114	1.223
	ケース 3	$M_{umax③}/M_{max}$	1.700	1.700	1.700	1.700	0
		$N_{umax③}/N_{max}$	"	"	"	"	1.700
		$M_{umin③}/M_{min}$	"	"	"	"	0
		$N_{umin③}/N_{min}$	"	"	"	"	1.700
B グ ル ー プ	ケース 4	$M_{umax④}/M_{max}$	3.305	13.619	4.282	3.656	0
		$N_{umax④}/N_{max}$	1.178	1.209	2.640	1.293	1.163
		$M_{umin④}/M_{min}$	1.485	4.432	-9.615	5.334	0
		$N_{umin④}/N_{min}$	1.325	1.267	2.802	1.314	1.287
	ケース 5	$M_{umax⑤}/M_{max}$	3.154	30.617	5.905	4.223	0
		$N_{umax⑤}/N_{max}$	1.521	1.463	3.533	1.517	1.748
		$M_{umin⑤}/M_{min}$	-0.132	6.725	-26.881	7.906	0
		$N_{umin⑤}/N_{min}$	1.503	1.475	5.727	1.520	1.744

表一8 主桁の所要 PC 鋼材数

断面位置		①	②	③
作用荷重				
設計荷重作用時	上縁	0	0	18
	下縁	14	0	42
	合計	14	0	60
Aグループ 終局荷重作用時	上縁	0	0	11
	下縁	41	0	62
	合計	41	0	73
Bグループ 終局荷重作用時	上縁	0	66	0
	下縁	49	0	146
	合計	49	66	146

設計荷重作用時の PC 鋼材数の概算では表一6 の断面力より求めた曲げ応力度と有効プレストレスの合成応力度が引張縁でほぼゼロとなるように PC 鋼材数を求めた。また終局荷重作用時の PC 鋼材数は, Aグループ, Bグループから選んだ最大曲げモーメント, 最小曲げモーメントに対し, 曲げ破壊安全度がほぼ 1.0 となるような値である。実際の設計では②断面および①断面上縁に対しても架設時の断面力に対して PC 鋼材を配置するが, ここでは両者の相違を明らかにするために, 架設時の PC 鋼材を考慮していない。PC 鋼材は, PC 鋼棒 ϕ 32(SBPR 80/105) を使用し, 有効プレストレス力は $P_c = 48$ t/本とした。断面の諸常数は次のとおりである。

$$A_c = 15.31 \text{ m}^2 \quad Y_c' = 1.06 \text{ m} \quad Y_c = -1.44 \text{ m}$$

$$I_c = 15.10 \text{ m}^4 \quad W_c' = 14.21 \text{ m}^3 \quad W_c = -10.50 \text{ m}^3$$

表から A, B グループとも設計荷重作用時に比べ終局荷重作用時の PC 鋼材数が多くなっている。特に B グループの②断面では, 設計荷重作用時に PC 鋼材を必要と

報 告

しなくとも、終局荷重作用時の斜材調整力に乗ずる安全係数を 1.0 とした場合、66 本の PC 鋼材が必要となっている。また③断面では終局荷重作用時に必要とする PC 鋼材数は設計荷重作用時のそれに比べ、Aグループでは 22%，Bグループでは 143% 増となっている。

設計荷重作用時と終局荷重作用時における所要 PC 鋼材数のこのような大きな相違は、単に安全係数の取扱いのみに関係していることに注意しなければならない。すなわち許容応力度設計法と終局強度設計法の相違によるものではないことである。

2.2 実施例に対する検討

図-7 は、北九州市の紫川に架かる豊後橋（ぶんごばし）道路橋であり、1983 年 6 月に完成している。本橋は斜材が 2 面平行吊り 3 段ハープ形の 2 径間連続 PC 斜張橋である。主桁は、桁高を低くするため中空 PC 床版形式としており、桁高は 70 cm である。全幅員は 16.80 m である。

2.1 での検討と同様に、Aグループ、Bグループについて、終局荷重作用時の曲げモーメントを試算してみた。図-8 は、設計荷重作用時の各荷重による曲げモーメント図、図-9、図-10 は、設計荷重作用時の合計曲げモーメントと終局荷重作用時の曲げモーメント図を示

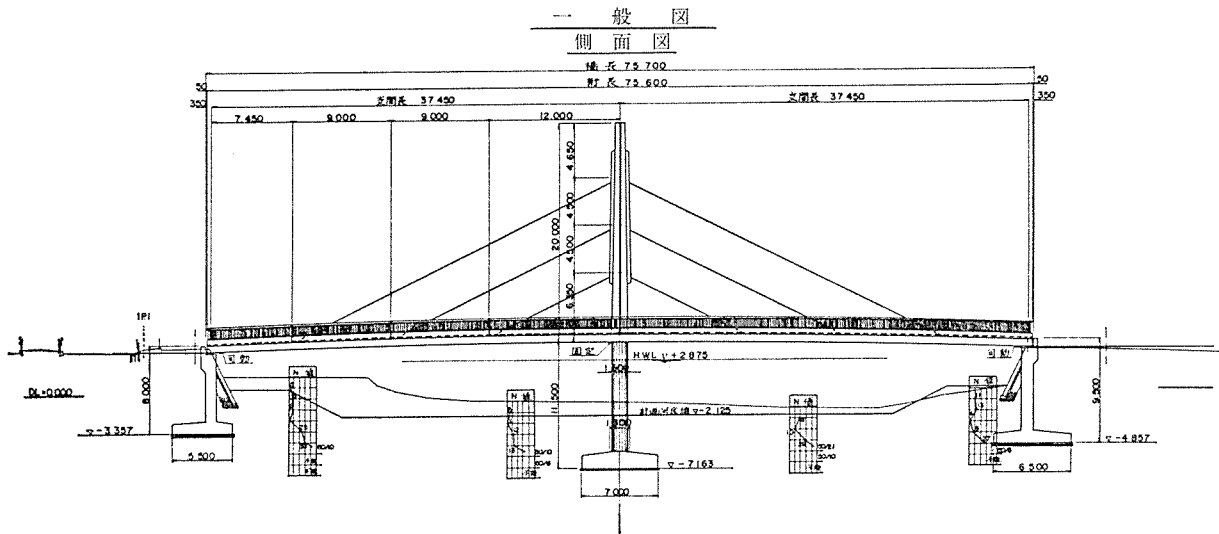


図-7 豊後橋 PC 斜張橋

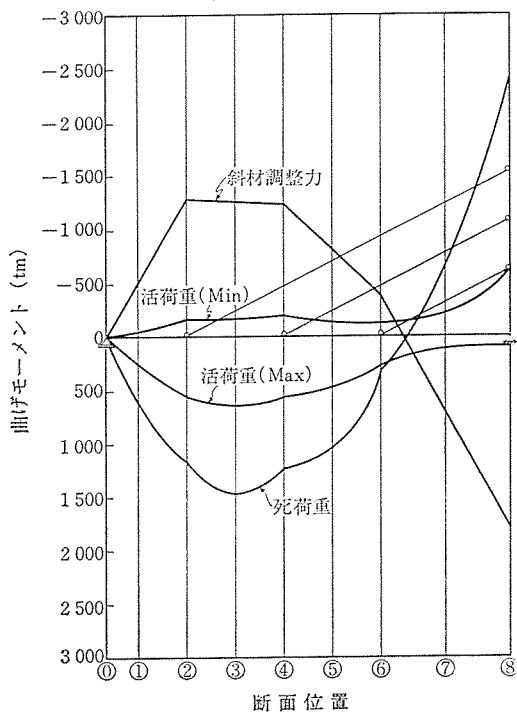


図-8 設計荷重作用時曲げモーメント

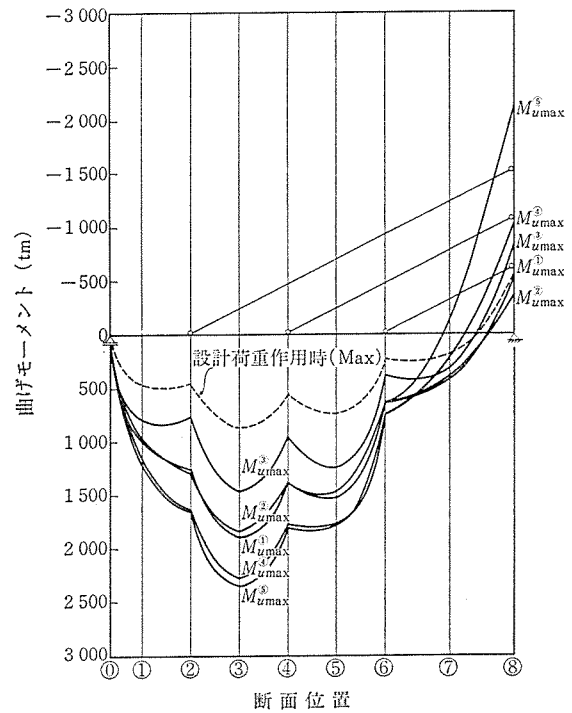


図-9 終局荷重 Max 作用時曲げモーメント

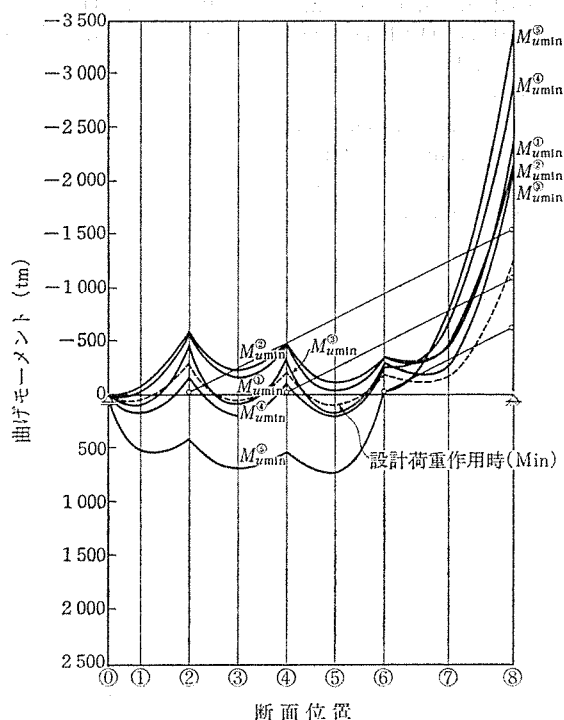


図-10 終局荷重 Min 作用時曲げモーメント

したものである。終局荷重作用時の曲げモーメントの記号における番号は、2.1の荷重の組合わせに対するケース番号と対応している。

主要断面の設計荷重作用時の死荷重曲げモーメントに対する斜材調整力による曲げモーメント比は、 $-0.75 \sim -1.18$ の範囲となっている。

また③断面および⑧断面の主要断面における、設計荷重作用時曲げモーメントに対する終局荷重作用時曲げモーメント比を求めると次のようになる。

③断面の活荷重曲げモーメント Max 時の曲げモーメント比は、Aグループで $1.70 \sim 2.19$ 、Bグループで $2.63 \sim 2.71$ 、活荷重曲げモーメント Min 時の曲げモーメント比は、Aグループで $-5.69 \sim 1.70$ 、Bグループで $5.26 \sim 23.42$ の範囲である。

⑧断面の活荷重曲げモーメント Max 時の曲げモーメント比は、Aグループで $0.70 \sim 1.70$ 、Bグループで $2.13 \sim 4.20$ 、活荷重曲げモーメント Min 時の曲げモーメント比は、Aグループで $1.70 \sim 1.91$ 、Bグループで $2.35 \sim 2.73$ の範囲である。

この結果から、曲げモーメント比 1.70 を基準にして考えると、終局荷重作用時の曲げ破壊安全度は、Aグループでは過小評価され、Bグループでは過大評価される傾向があることがわかる。

3. あとがき

これまでに建設された多くのPC橋は、ほとんどが単

純桁橋か連続桁橋である。このような形式の橋梁では、主要な荷重の作用方向が同一方向なので、終局荷重作用時の断面力の符号は、設計荷重作用時断面力に安全係数を乗じて符号が変わる、という矛盾が顕在化しなかったのである。しかし、斜張橋では、死荷重断面力を軽減するために、斜張ケーブルの長さ調整により死荷重と逆方向の力を与えている。このために、終局荷重作用時の断面力を求める際に、この調整力に乗ずる安全係数の取扱いいかんによって上記のような矛盾が生じたり、設計荷重作用時の断面力に対して必要とするPC鋼材数の2倍以上ものPC鋼材を使用しなければ曲げ破壊抵抗モーメントを確保できない、という、これまでに考えられなかったような事態が生ずることになる。

この問題は終局荷重または破壊荷重へ移行する際の構造物の挙動に起因するものである。すなわち外的荷重の増加に伴って、内的拘束力がどのように変化するかが問題となるが、破壊荷重に至るまでの研究はまだ発展途上にあり、残念ながら良く知られていないのが現状である。今後、破壊に至るまでの不静定構造物の挙動が明らかにされれば、斜材調整力に関する安全係数が設定され、より合理的な設計が可能になると思われる。

Saul, Svensson 氏らの西ドイツの安全係数を用いての検討および著者等の日本の示方書に従った安全係数を用いての検討から明らかなように、各荷重に対する安全係数を同一とすることにより、上記のような矛盾の生じない設計が可能となる。関係者のご検討、ご批判を仰ぐ次第である。

参 考 文 献

- 1) PC斜張橋に関する調査研究報告書、海洋架橋調査会、PC斜張橋に関する調査研究委員会、昭和56年3月
- 2) 田島、成井、鈴木：“PC斜張橋の設計法”、橋梁 1981、12
- 3) Saul, R., Svensson, H.: Zur Behandlung des Lastfalls “ständige Last” beim Tragsicherheitsnachweis von Schrägkabelbrücken, Bauingenieur 58 (1983), 329-335
- 4) Scheer, J.: Zur Definition von Vorspannung. TH Darmstadt, Schriftenr. Wissenschaft und Technik 16 (1980) 235-246
- 5) Volke, E., Rademacher, C.-H.: Nordbrücke Mannheim-Ludwigshafen. Stahlbau 42 (1973), 97-105; 138-152; 161-172
- 6) Leonhardt, F., Zellner, W., Saul, R.: Zwei Schrägkabelbrücken für Eisenbahn- und Straßenverkehr über den Rio Paraná (Argentinien). Stahlbau 48 (1979), 225-236; 272-277
- 7) Leonhardt, F., Zellner, W., Svensson, H.: Die Spannbeton-Schrägkabelbrücke über den Columbia zwischen Pasco und Kennewick im Staat Washington, USA. Beton- und Stahlbetonbau 75 (1980), 29-36; 64-70; 90-94, (成井訳、橋梁 1987, 8~9)
- 8) Zellner, W., Svensson, H.: Zur Entwicklung der Schrägkabelbrücken aus Beton. In: Spannbetonbau

- in der Bundesrepublik Deutschland 1978-1982. (Hrsg. Deutscher Betonverein e.V.), 9. Internationaler Kongreß der FIP, Stockholm, (1982), 81-85
- 9) Schambeck, H., Kroppen, H.: Die Zügelgurtbrücke aus Spannbeton über die Donau in Metten. Beton- und Stahlbetonbau 77 (1982), 131-136; 156-161
- 10) Dittmann, G., Bondre, K.G.: Die neue Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe/Neuss-Uedesheim. Statische Berechnung des Gesamtsystems. Bauingenieur 54 (1979), 59-66
- 11) Schambeck, H., Foerst, H., Honnefelder N.: Der Betonpylon der Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe/Neuss-Uedesheim. Bauingenieur 54 (1979), 111-117
- 12) Bertram, D.: Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton, Ausg. Dezember 1979. Deutsch. Ausschuß für Stahlbeton, H. 320, Berlin 1980
- 13) Cabjolsky, H.: Die Paraná-Brücke zwischen Posadas (Argentinien) und Encarnación (Paraguay). Vortrag, gehalten auf dem 9. Internationalen Kongreß der FIP, Stockholm (1982)
- 14) 横道英雄監訳, 成井, 上阪, 本間共訳: レオンハルトのコンクリート講座第5巻, プレストレストコンクリート, 192-193, 鹿島出版会

【昭和 59 年 3 月 12 日受付】

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状

本書は第 11 回 PC 技術講習会のためのテキストとして編纂したもので、PC 構造物の設計・施工の現状について、我が国のみならず、諸外国の現状にまで言及・解説しています。また、耐久的な PC 構造物作製のための注意点や、新しい建築設計規準法の解説なども盛り込み、大いに参考になることと思います。

ご希望の方は、代金を添えて(社)プレストレストコンクリート技術協会宛お申し込みください。

体 裁: A 4 判 112 頁

定 価: 3,500 円 送 料: 450 円

内 容: (A) 諸外国における PC 橋梁設計・施工の発展 (第 9 回 FIP ストックホルム大会セミナー報告) 1) 架設工法の発展, 2) プレキャスト技術応用範囲の拡張, 3) 断面形状とその構成, 4) 複合構造物, 5) 結論。(B) PC 構造物の設計基本—考え方 1) まえがき, 2) 許容応力度設計方法から限界状態設計法へ, 3) 限界状態, 4) 水準-1 の安全検証法, 5) プレストレストコンクリートの限界状態, 6) 断面応力の計算, 7) 曲げ破壊に対する安全度の検討, 8) せん断。(C) 耐久的な PC 構造物構築のための注意点 1) まえがき, 2) 橋梁における PC 構造物に関して, 3) 建築における PC 構造物に関して, 4) 構造物の欠陥に対する一般的注意, 5) あとがき。(D) PC 建築構造物の新しい設計法について 1) まえがき, 2) 新耐震設計法の概要, 3) PC 造建築物に対する新耐震設計法の適用, 4) PRC 造の設計, 5) 結語。(E) 最近施工された PC 橋 1) 新プレストレストコンクリート鉄道橋設計標準の概要, 2) 注目される施工法, 3) 実施例。