

斜張橋の最適基準設計に関する研究

OPTIMUM DESIGN OF CABLE STAYED BRIDGES USING OPTIMALITY-CRITERIA

山田 善一*・大宮 司 尚**

By Yoshikazu YAMADA and Hisashi DAIGUJI

1. ま え が き

土木構造物の計画を合理的に行い、与えられた条件に対して、最適な設計を追求することは、技術者にとって重要な任務である。しかし、支間割や使用鋼材の決定している橋梁などについては、全応力設計法 (Fully Stressed Design), あるいは、最適設計法によって決定される建設コスト差が僅少になるような場合も多いと考えられる。したがって、橋梁の設計においては、全応力設計法が最も一般的で常識的な設計概念となっている。

近年、経済的な形式の橋梁として、斜張橋が建設される機会が多くなり、それに伴って、多くの定性的な考察が行われ^{5)~8)}、力学的な特性などはほぼ明らかにされている。しかし、斜張橋の場合は、鋼部材とケーブル部材の許容応力度と建設コストが著しく異なるので、全応力設計法によって合理的な設計を行うためには、かなりの経験や比較設計が必要になると考えられる。なぜならば、この方法において基準となるのは、安全度確保のための許容応力度であって、部材間の最適な関係を保証できるような基準は何も存在しないからである。

したがって、安全でかつコストミニマムに近い斜張橋を設計していくためには、何らかの最適設計の手法によらなければならないわけであるが、非線形計画法を用いて、補剛桁、ケーブル、塔、プレストレスなどの合理的な設計を行うためには、多数の設計変数について最適化を試みなければならず、設計変数が増えるに従って、収束値に対する信頼性は乏しくなり、計算時間が著しく増加することになる。また、ケーブル定着点の応力集中、曲げねじり応力、せん断応力なども考慮した最適化を非線形計画法によって行うことは複雑な問題となるので、この方法による最適設計法を確立していくことはかなり

困難である。

斜張橋は、架設条件により程度の大小はあるが、プレストレスの導入によって補剛桁の応力を調整する場合が多い。そのような場合、導入されるプレストレス量を的確に把握し、プレストレスの分だけケーブル断面の余裕があるような計画を行って、ケーブルと桁の剛性を決定していかなければならない。また、定性的な傾向として、ケーブルの伸び剛性と補剛桁の曲げ剛性の比率によって断面力が著しく変化するので、最適な剛比を推定することはかなりの経験がないと困難であろう。そういった意味で、コストと強度の著しく異なる部材で構成される構造物については、部材の最適な配分を決定できるような基準を定めることができれば、安全性と経済性が同時に保証されるようになり、実用的な最適設計が可能になると考えられる。

この研究は、斜張橋の静力学的な特性を利用することによって、剛比基準パラメーターを用い、プレストレス導入前の概略設計を能率よく行い、基本剛性を決定した後、プレストレスが合理的に導入された場合の最適基準パラメーターを求め、許容応力度による制約と最適基準を同時に満足させた設計を行うことによって、斜張橋のケーブル・補剛桁系の近似的な最適設計を試みるものである。

以下 2. では、最適基準決定のための諸条件を明らかにし、3. においては、補剛桁コストを評価するために、Element Optimization の考えを述べる。次に、4. においては、最適基準パラメーターを求めるまでの手順について説明し、5. では、数値計算によって 2 径間および 3 径間斜張橋モデルを設定し、それらに対する最適基準パラメーターを求め、6. において、5. で求めたパラメーターを参考にして最適基準値を決定し、最適基準設計を試みる。最後に、7. においては、本研究で得られた成果や、今後の問題点について考察する。

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 M.S. (株)春本鉄工所

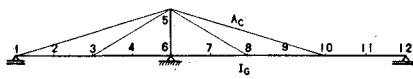
2. 最適基準決定のための諸条件

最適基準を決定する過程においては、種々の前提条件を定め、構造物の有する力学的な特性を利用することが重要になる。

(1) 対象とする構造系に関する条件

モデルは、1支固定、他支可動のラディアルタイプの斜張橋で、塔と桁は剛結されており、格点の断面力は変形法による影響線解法で算出される。

図-1~3は、ケーブルと補剛桁の剛比 $r = E_G I_G / E_C A_C$



—	$A_c = 0.026$	$I_G = 0.555$	$\gamma_1 = 22.08$	$K_{cont} = 1.001$
- - -	$A_c = 0.045$	$I_G = 0.950$	$\gamma_2 = 22.04$	

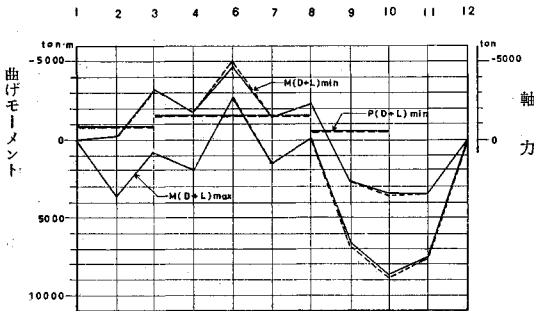
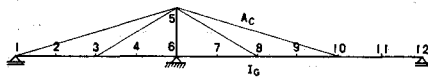


図-1 2 径間モデルの γ -断面力特性 (その1)



—	$A_c = 0.031$	$I_G = 0.684$	$\gamma_1 = 23.22$	$K_{cont} = 0.973$
- - -	$A_c = 0.071$	$I_G = 1.145$	$\gamma_2 = 23.85$	

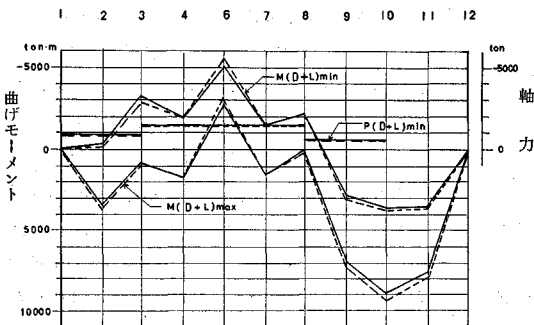
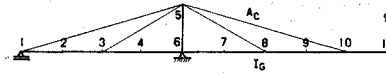


図-2 2 径間モデルの γ -断面力特性 (その2)



—	$A_c = 0.031$	$I_G = 0.684$	$\gamma_1 = 23.22$	$K_{cont} = 0.973$
- - -	$A_c = 0.071$	$I_G = 1.145$	$\gamma_2 = 23.85$	

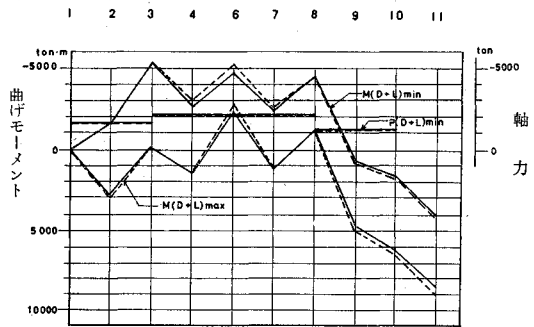


図-3 3 径間モデルの γ -断面力特性 (その3)

の値に対する補剛桁格点の断面力を描いたものである。ここで I_G, A_C は全長にわたって一定としている。図-1 と図-2 は、2 径間斜張橋、図-3 は、3 径間斜張橋に関するものである。これにより、支間長ならびに塔高が同じ構造系においては、ケーブルの伸び剛性 $E_C A_C$ や補剛桁の曲げ剛性 $E_G I_G$ の個々の値が異なっても r 値が同じであれば、ほぼ等しい格点断面力が得られることがわかる。補剛桁の断面力に大きな影響を与えるのが、この r 値と塔高であり、塔の剛性の影響は比較的小さいことがわかったので、塔のコストは研究の対象外とし、 r 値の特性を利用することによって、ケーブル・補剛桁系を対象とした数値計算を行う。

(2) 設計のための条件

ケーブル・補剛桁系の設計法としては、全応力設計法と r 特性を利用した剛比基準設計 (2. (3)) の2法によるものとし、この2法に共通な条件は次のようなものである。

- (a) 支間長 100~250 m の斜張橋を想定して、補剛桁高さは 2~4 m、ケーブル直径は 150~300 mm の制限とする。
- (b) コストの評価は、ケーブルと補剛桁の重量に評価係数を乗じた数量によって行いが、製作、架設費を含む経済性を把握するために、評価比率を SS 41 : SM 50 : ケーブル = 1.0 : 1.15 : 2.0 と仮定する。
- (c) ケーブルの許容応力度は $\sigma_{cable} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ とする。
- (d) 部材応力の照査は、曲げ応力と軸方向応力についてのみ行い、曲げねじり応力、せん断応力、応力

集中は考慮しない。

(e) 塔の断面 2 次モーメントは全長にわたって一定とする。

(f) 補剛桁の断面は、鋼床版構造とし、Element Optimization によって経済断面を決定する。

(g) 活荷重たわみの制約は考慮しない。

(3) 剛比基準設計のための条件

全応力設計法では、数回の繰り返し設計によって仮定断面と実断面の剛比のくい違いを修正するが、この場合は、各断面応力が許容応力度に近い状態になる。

剛比基準設計では、剛比基準 K_{cont} によって強制的にケーブルか補剛桁の実断面が修正されることになるが、これは、仮定剛度系と実剛度系の格点断面力を同じにしようというものであり、2. (1) における考えが前提になっている。この場合でも、許容応力度による制限は守られるので、ケーブルか補剛桁のどちらかが余裕のある断面になる。

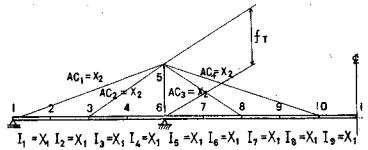


図-4 仮定剛度による系 (等断面)

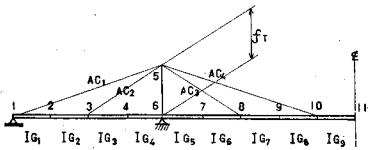


図-5 実剛度による系 (変断面)

図-4 は仮定断面による系であり、図-5 は実断面の系である。実断面は変断面となるので、ならした r_{real} と仮定断面系の r_{try} を用いることにする。

$$K_{cont} = r_{try} / r_{real} \dots \dots \dots (1)$$

$$r_{try} = E_C X_1 / E_C X_2 \dots \dots \dots (2)$$

$$r_{real} = \frac{E_C / N_C \cdot \sum_{n=1}^{N_G} I_{Gn}}{E_C / N_C \cdot \sum_{n=1}^{N_C} A_{Cn}} \dots \dots \dots (3)$$

ここで X_1 : 補剛桁仮定断面 2 次モーメント, X_2 : ケーブル仮定断面積, N_C, N_G : ケーブル本数, 補剛桁格間部材数, I_{Gn} : 補剛桁格間断面 2 次モーメント, A_{Cn} : ケーブル断面積, 実断面は次の剛比基準を満足するように決定される。

$$0.9 < K_{cont} < 1.1 \dots \dots \dots (4)$$

この方法を使用する場合、全長にわたって均一な実剛度が得られることが必要である。全応力設計法の場合

は、仮定剛度と実剛度を一致させるための繰り返し回数だけ、格点断面力を求めるための計算を行うわけであるが、剛比基準設計では、実断面の剛比を仮定断面の剛比に強制的に合わせることによって、格点断面力の算出は 1 回ですませようとするものである。

3. 補剛桁の Element Optimization

与えられた断面力に対して経済的な部材断面を決定し、コストを評価するために、Element Optimization という考えを適用する。

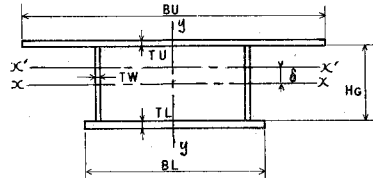


図-6 補剛桁断面形状

図-6 は、補剛桁の断面形状であり、断面性能は次式で与えられる。

断面積

$$A = BU \cdot TU + BL \cdot TL + 2 TW \cdot HG \dots \dots (5)$$

x 軸に関する断面 2 次モーメント

$$I_x = 0.25 HG^2 (BU \cdot TU + BL \cdot TL) + TW \cdot HG^2 / 6 \dots \dots \dots (6)$$

y 軸に関する断面 2 次モーメント

$$I_y = 0.5 BL^2 \cdot TW \cdot HG + (TU \cdot BU^3 + TL \cdot BL^3) / 12 \dots \dots \dots (7)$$

x 軸より中立軸までの距離

$$\delta = 0.5 HG (BU \cdot TU - BL \cdot TL) / A \dots \dots \dots (8)$$

中立軸より上フランジまでの距離

$$y_u = 0.5 HG - \delta \dots \dots \dots (9)$$

中立軸より下フランジまでの距離

$$y_l = 0.5 HG + \delta \dots \dots \dots (10)$$

中立軸まわりの断面 2 次モーメント

$$I_x' = I_x - A \delta^2 \dots \dots \dots (11)$$

中立軸・Y 軸に関する断面 2 次半径

$$R_{x'} = \sqrt{I_x' / A}, R_y = \sqrt{I_y / A} \dots \dots \dots (12)$$

面内方向の細長比

$$SL_x = L_x / R_{x'} \quad (L_x: \text{有効座屈長}) \dots \dots \dots (13)$$

面外方向の細長比

$$SL_y = L_y / R_y \quad (L_y: \text{有効座屈長}) \dots \dots \dots (14)$$

部材断面の応力については、影響線解析の結果得られる最大、最小軸力 $P(D+L)_{max}, P(D+L)_{min}$, 最大、最小曲げモーメント $M(D+L)_{max}, M(D+L)_{min}$ によって以下の 6 式が考慮される。

軸方向応力

$$\sigma_{N1} = P(D+L)_{\max} / A \dots\dots\dots (15)$$

$$\sigma_{N2} = P(D+L)_{\min} / A \dots\dots\dots (16)$$

曲げ応力

上フランジ

$$\sigma_{u1} = M(D+L)_{\max} y_u / I_x' \dots\dots\dots (17)$$

$$\sigma_{u2} = M(D+L)_{\min} y_u / I_x' \dots\dots\dots (18)$$

下フランジ

$$\sigma_{l1} = M(D+L)_{\max} y_l / I_x' \dots\dots\dots (19)$$

$$\sigma_{l2} = M(D+L)_{\min} y_l / I_x' \dots\dots\dots (20)$$

上フランジ厚 TU と下フランジ厚 TL については、次の制限をもうけることにした。

$$18 < TU < 30, 13 < TL < 50 \text{ (mm)} \dots\dots\dots (21)$$

この板厚はリブ断面もならして考慮する。

式 (21) の範囲で、式 (15)~(20) の各応力の制約として、次の4式が考慮されて TU と TL が決定される。

上フランジ応力の制約

$$|\sigma_{N2} / \sigma_{Ca} - \sigma_{u1} / \sigma_{Ma}| - 1 < 0 \dots\dots\dots (22)$$

$$|\sigma_{N1} / \sigma_{Ca} + \sigma_{u2} / \sigma_{Ma}| - 1 < 0 \dots\dots\dots (23)$$

下フランジ応力の制約

$$|\sigma_{N1} / \sigma_{Ca} + \sigma_{l1} / \sigma_{Ma}| - 1 < 0 \dots\dots\dots (24)$$

$$|\sigma_{N2} / \sigma_{Ca} - \sigma_{l2} / \sigma_{Ma}| - 1 < 0 \dots\dots\dots (25)$$

ここで、 σ_{Ca} と σ_{Ma} は許容応力度で、次式で与えられる。

許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)

$$SS 41 : \sigma_{1a} = 1400 - 8.4 \{ (SL_x \text{ or } SL_y) - 20 \} \dots\dots\dots (26)$$

$$SM 50 : \sigma_{Ca} = 1900 - 13 \{ (SL_x \text{ or } SL_y) - 15 \} \dots\dots\dots (27)$$

許容曲げ応力度 (kg/cm²)

$$SS 41 : \sigma_{Ma} = 1400, SM 50 : \sigma_{Ma} = 1900 \dots\dots\dots (28)$$

図-7 は、材質の組み合わせによるタイプであり、タイプ $I=1, 2, 3$ における上フランジ厚 $TU(I)$ 、下フランジ厚 $TL(I)$ 、コスト係数 $K(I)$ が上記の手順によって求められるので、補剛桁断面のコストの評価は次式で行われる。

$$F(I) = K(I) \{ BU \cdot TU(I) + BL \cdot TL(I) + 2TW \cdot HG \} \dots\dots\dots (29)$$

この方法では、いかなる最適化の手法も用いられていないが、式 (29) によって経済的な材質の組み合わせと板

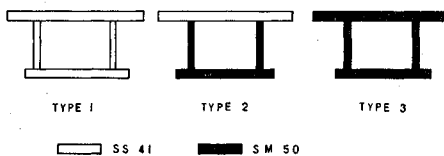


図-7 補剛桁材質組み合わせ

厚が決定されることになる。

4. 最適基準パラメーター決定までの手順

(1) 基本剛性の決定

2.(2) における設計条件のもとに、補剛桁の断面2次モーメントの最大値、最小値を $I_{G\max}$ 、 $I_{G\min}$ 、ケーブル断面の最大値、最小値を $A_{C\max}$ 、 $A_{C\min}$ として、25ポイント探索を行う場合の設計変数は式 (30) で与えられ、各ポイントにおけるコストは図-8 の形で求まる。

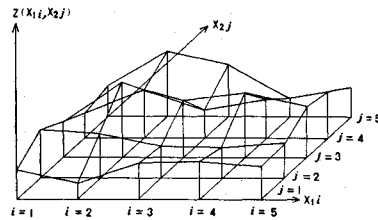


図-8 (設計変数-コスト) 曲面

$$\left. \begin{aligned} X_{1i} &= I_{G\min} + \frac{(i-1)(I_{G\max} - I_{G\min})}{4} \\ X_{2j} &= A_{C\min} + \frac{(j-1)(A_{C\max} - A_{C\min})}{4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (30)$$

ここで、桁高は断面2次モーメントの従属変数とすることにより、桁高の経済性も同時に考慮することができる。このようにして、格子点 X_{1i} 、 X_{2j} 上におけるコストの評価式は次式で表わすことができる。

$$Z(X_{1i}, X_{2j}) = \sum_{m=1}^{N_G} \text{COST } G(X_{1i}, X_{2j}) + \sum_{n=1}^{N_C} \text{COST } C(X_{1i}, X_{2j}) \dots\dots\dots (31)$$

ここで、 N_G は補剛桁格間部材数であり、 N_C はケーブル本数である。COST G は、式 (29) に格間長を乗ずることによって求められ、COST C はケーブル断面積に単位鋼重、部材長、評価係数2を乗じて求められる。

最適値の精度は、設計変数の上下限を変えて、最適化の領域を狭くしながら、同じ手順を繰り返すことによって向上する。しかし、本研究では随所に近似的な設計法や仮定を設けているので、そのような操作は無意味と考え、1回の探索で打ち切ることにした。

(2) プレストレスの最適導入量の決定

この研究においては、所定のプレストレス張力が導入されるような解析プログラムが開発されていないので、プレストレスを荷重として与えることにした。ケーブルに与える荷重と導入される張力とは異なるものであるが、以後、プレストレスとはこの荷重のことを示してい

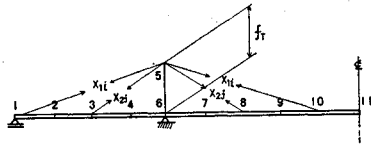


図-9 プレストレスの導入

る。

プレストレスを、図-9 に示すように X_{1i} , X_{2j} とすると、コストの評価は次式で行われる。

$$Z(X_{1i}, X_{2j}) = \sum_{m=1}^{N_G} \text{COST } G(X_{1i}, X_{2j}) + \sum_{n=1}^{N_C} \text{COST } C(X_{1i}, X_{2j}) + K_P(X_{1i}, X_{2j}) \dots (32)$$

ここで、 K_P はプレストレス導入のためのコスト係数であるが、不確定な要因が多いので本文では考慮していない。基本剛性の断面力に、プレストレスによる調整を行った断面力を加算して、補剛桁の Element Optimization を行い、コストの評価数量を求める。今回の研究では、設計変数は上段と下段のプレストレスとし、格子点探索を行うことにした。設計変数が3個以上になる場合は、SUMT による探索が行われる。

(3) 構造特性パラメーターと最適基準パラメーターの定義

式 (31), (32) によって設計変数に応じたコストの評価数量が計算され、それに対応する形でケーブル・補剛桁系の無次元化された剛比が次式で求められる。

$$K_E = E_C I_G / E_C A_C H_G^2 \dots (33)$$

ここで、 I_G : 補剛桁断面 2 次モーメント、 H_G : I_G に従属して変わる桁高、 A_C : ケーブル断面積、 E_C, E_G : ヤング係数。

K_E は、ケーブル・補剛桁系の構造特性を表わしているのので、構造特性パラメーターとする。次に、コストが最小になる場合の式 (33) で得られるパラメーター値を最適基準パラメーターとし、次式で示す。

$$K_{OPT} = E_G I_{GOPT} / E_C A_{COPT} H_{GOPT}^2 \dots (34)$$

ここで、 I_{GOPT} : コスト最小における補剛桁断面 2 次モーメント、 H_{GOPT} : 同桁高、 A_{COPT} : 同ケーブル断面積。

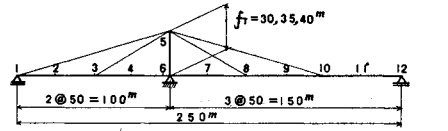
5. 数値計算による最適基準パラメーターの決定

数値計算は、2 径間と 3 径間斜張橋の合計

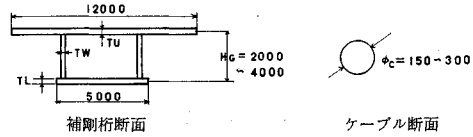
9 ケースのモデルについて行い、その結果を考慮して最適構造系を推定する最適基準パラメーターを求める。

(1) 2 径間斜張橋モデルの数値計算

図-10 は 2 径間モデルの一般図、断面形状、荷重条



一般図



	荷重	
死荷重	鋼重	3.3 t/m
	舗装	2.2 t/m
	合計	5.5 t/m
活荷重	線荷重	43.7 t
	等分布荷重	3.0 t
	衝撃係数	0.2

図-10 2 径間モデルの設計条件

表-1 ケース 1 の計算結果

(1) 全応力設計

$X_{1i} (m^4) / (H_G) (m)$	$X_{2j} (m^2)$		1		2		3		4		5	
	0.018		0.031		0.044		0.057		0.071			
	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.223(2.0)	4.44	984	4.33	974	4.23	964	4.18	960	4.16	954	
2	0.684(2.5)	4.68	974	4.58	968	4.56	964	4.43	954	4.43	951	
3	1.145(3.0)	4.96	972	4.77	953	4.72	951	4.68	948	4.68	945	
4	1.605(3.5)	5.04	962	4.93	954	4.82	945	4.76	944	4.74	943	
5	2.066(4.0)	4.90	958	4.90	954	4.85	953	4.83	945	4.79	942	

(2) 剛比基準設計

$X_{1i} (m^4) / (H_G) (m)$	$X_{2j} (m^2)$		1		2		3		4		5	
	0.018		0.031		0.044		0.057		0.071			
	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.223(2.0)	3.68	950	2.11	962	1.47	1018	1.13	1082	0.92	1153	
2	0.684(2.5)	5.03	1003	3.78	936	2.89	929	2.22	943	1.81	965	
3	1.145(3.0)	6.03	991	4.55	937	3.36	933	2.58	946	2.10	963	
4	1.605(3.5)	7.04	972	4.94	934	3.46	945	2.66	958	2.16	974	
5	2.066(4.0)	7.56	960	4.87	943	3.41	952	2.62	966	2.13	986	

(3) プレストレス導入後 ($i=2, j=3$)

$X_1 (t)$	$X_2 (t)$		1		2		3		4		5	
	0		250		500		750		1000			
	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0	2.89	929	2.89	926	2.80	923	3.04	926	3.31	926	
2	250	2.76	904	2.78	904	2.75	901	2.91	901	3.15	899	
3	500	2.64	884	2.63	880	2.61	878	2.75	879	2.83	883	
4	750	2.56	875	2.51	866	2.49	863	2.62	863	2.73	871	
5	1000	2.49	865	2.52	859	2.47	855	2.55	854	2.60	860	

件である。数値的な解析は次の6つのケースについて行う。

ケース	塔高	腹板厚	鋼重仮定	その他
1	30 m	10 mm	3.3 t/m	Knie タイプ
2	30 m	14 mm	3.3 t/m	
3	30 m	10 mm	3.3 t/m	
4	30 m	10 mm	5.3 t/m	
5	35 m	10 mm	3.3 t/m	
6	40 m	10 mm	3.3 t/m	

表-1 は、25 ポイントの格子点上でコスト(評価数量)と構造特性パラメーター K_E を算出したものである。全応力設計によってケーブル・補剛桁系の設計を行う場合の K_E の値は、約 4.0~5.0 の範囲にあり、コストのばらつきも比較的少ないが、剛比基準 K_{cont} を利用した設計では 0.9~7.6 までの大きな範囲にあり、コストのばらつきも大きい。

表-1 (2) の $i=2, j=3, K_E=2.89$ の基本剛性を有する系に 0~1000 t のプレストレスを与えた結果が表-1 (3) である。コストも相当減少するが、 K_E の値も 15% 程度減少することがわかる。

図-11 中の *1 で示す結果は、表-1 (1) の $i=5, j=5, K_E=4.79$ における断面力図ならびに断面構成図である。同様に *2 は、表-1 (2) の $i=2, j=3, K_E=2.89$ における断面力図と断面構成図であり、*3 は表-1 (3) の $i=5, j=4$ における断面力図と断面構成図である。

表-2~6 は、ケース 2~ケース 6 のタイプについて剛比基準設計を行った結果である。表-2 は、実際の斜張橋の補剛桁に近づけるために、腹板厚を 14 mm に仮定してコストと構造特性パラメーターを算出したものである。コストは明らかに増加するが、パラメーター値の変動は小さい。表-3 は、ケース 1 の諸元のままで、図-10 の格点 3 に杓を取り付ける場合である。プレストレス導入後のコストが 2% 強減少しているが、杓や基礎に要するコストを考慮すると、この程度の橋梁では Knie タイプは不経済になると考えられる。表-4 は、ケース 1 の断面や一般寸法のままで、鋼自重を 3.3 t/m から 5.3 t/m とした時の結果である。荷重が増えてもパラメーター値はほとんど変化しないことがわかる。表-5, 6 は、塔高をそれぞれ 35 m, 40 m とした場合の結果である。塔高 30 m の場合では、 K_E はほとんど変わらないが、コストは

表-2 ケース 2 の計算結果

(1) 剛比基準設計

X_{ij} (m ²)		1		2		3		4		5	
		0.0177		0.031		0.044		0.057		0.071	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.232(2.0)	3.76	978	2.19	990	1.53	1041	1.18	1102	0.96	1169
2	0.701(2.5)	4.84	1040	3.94	976	2.96	963	2.28	974	1.85	995
3	1.170(3.0)	6.00	1039	4.51	980	3.43	968	2.64	977	2.15	991
4	1.640(3.5)	6.88	1023	4.95	978	3.53	975	2.72	981	2.21	998
5	2.109(4.0)	7.88	1014	4.97	984	3.48	986	2.68	999	2.18	1015

(2) プレストレス導入後 ($i=2, j=3$)

X_{ij} (t)		1		2		3		4		5	
		0		250		500		750		1000	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0	2.96	963	2.96	961	2.93	958	2.99	956	3.00	959
2	250	2.84	938	2.82	934	2.80	931	2.85	934	2.88	934
3	500	2.79	917	2.67	910	2.65	908	2.68	912	2.75	914
4	750	2.71	907	2.58	899	2.59	895	2.59	896	2.69	900
5	1000	2.74	898	2.61	889	2.54	885	2.49	883	2.62	891

表-3 ケース 3 の計算結果

(1) 剛比基準設計

X_{ij} (m ²)		1		2		3		4		5	
		0.018		0.031		0.044		0.057		0.071	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.223(2.0)	3.68	903	2.11	936	1.47	992	1.13	1055	0.92	1122
2	0.684(2.5)	4.91	972	3.90	903	2.89	901	2.22	918	1.81	942
3	1.144(3.0)	5.90	967	4.46	914	3.36	896	2.58	913	2.10	928
4	1.605(3.5)	6.79	953	4.94	915	3.46	911	2.66	920	2.16	937
5	2.066(4.0)	7.73	941	4.87	918	3.41	920	2.62	932	2.13	951

(2) プレストレス導入後 ($i=2, j=3$)

X_{ij} (t)		1		2		3		4		5	
		0		500		1000		1500		2000	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0	2.90	901	2.86	895	2.78	886	2.74	882	2.71	877
2	500	2.77	880	2.72	876	2.65	867	2.64	866	2.62	865
3	1000	2.69	869	2.61	862	2.55	854	2.53	853	2.53	852
4	1500	2.61	860	2.50	849	2.53	847	2.48	842	2.49	843
5	2000	2.53	850	2.52	842	2.47	839	2.43	835	2.45	838

表-4 ケース 4 の計算結果

(1) 剛比基準設計

X_{ij} (m)		1		2		3		4		5	
		0.018		0.031		0.044		0.057		0.071	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.223(2.0)	3.48	1050	2.11	1073	1.47	1143	1.13	1210	0.92	1299
2	0.684(2.5)	4.52	1126	3.56	1045	2.89	1017	2.22	1030	1.81	1049
3	1.145(3.0)	5.42	1111	3.92	1040	3.36	1001	2.58	1003	2.10	1014
4	1.605(3.5)	6.19	1081	4.42	1023	3.46	994	2.66	997	2.16	1010
5	2.066(4.0)	7.03	1048	4.79	1004	3.41	996	2.62	1000	2.13	1014

(2) プレストレス導入後 ($i=2, j=3$)

$X_{ij}(t)$		1		2		3		4		5	
		0		250		500		750		1000	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0	2.89	1017	2.93	1013	2.90	1007	2.87	1002	2.84	1001
2	250	2.81	993	2.82	985	2.82	979	2.80	977	2.77	976
3	500	2.70	970	2.70	960	2.71	955	2.70	952	2.69	956
4	750	2.62	954	2.61	946	2.61	936	2.60	932	2.61	939
5	1000	2.53	949	2.53	934	2.54	927	2.55	924	2.52	928

表一5 ケース5の計算結果

(1) 剛比基準設計

$X_{ij}(m^2)$ $(H/G)(m)$		1		2		3		4		5	
		0.018		0.031		0.044		0.057		0.071	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.223(2.0)	3.68	906	2.11	931	1.47	991	1.13	1050	0.92	1123
2	0.684(2.5)	4.88	958	3.96	896	2.89	896	2.22	917	1.81	934
3	1.145(3.0)	5.70	962	4.51	907	3.36	895	2.58	907	2.10	921
4	1.605(3.5)	6.72	951	4.89	901	3.46	899	2.66	908	2.16	925
5	2.066(4.0)	7.05	940	4.87	907	3.41	909	2.62	920	2.13	940

(2) プレストレス導入後 ($i=2, j=3$)

$X_{ij}(t)$		1		2		3		4		5	
		0		250		500		750		1000	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0	2.89	896	2.86	891	2.85	892	2.93	894	2.99	903
2	250	2.77	876	2.71	869	2.69	867	2.81	874	2.87	882
3	500	2.71	863	2.60	854	2.57	851	2.66	858	2.72	863
4	750	2.68	853	2.52	845	2.51	839	2.52	842	2.62	847
5	1000	2.62	843	2.51	836	2.45	832	2.41	833	2.54	840

表一6 ケース6の計算結果

(1) 剛比基準設計

$X_{ij}(m^2)$ $(H/G)(m)$		1		2		3		4		5	
		0.018		0.031		0.044		0.057		0.071	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.223(2.0)	3.69	868	2.11	910	1.47	973	1.13	1036	0.92	1110
2	0.684(2.5)	4.96	917	4.13	868	2.89	875	2.22	891	1.81	918
3	1.145(3.0)	5.92	932	4.71	883	3.36	874	2.58	888	2.10	900
4	1.605(3.5)	6.82	929	4.94	883	3.46	884	2.66	895	2.16	913
5	2.066(4.0)	7.50	918	4.87	891	3.41	896	2.62	913	2.13	928

(2) プレストレス導入後

$X_{ij}(t)$		1		2		3		4		5	
		0		250		500		750		1000	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0	2.89	875	2.82	871	2.82	873	2.92	877	3.0	887
2	250	2.76	860	2.68	855	2.66	852	2.76	857	2.84	867
3	500	2.74	846	2.61	842	2.62	835	2.68	842	2.74	850
4	750	2.70	837	2.60	833	2.46	825	2.55	828	2.62	837
5	1000	2.54	832	2.60	830	2.48	823	2.41	823	2.49	825

35mで2%強, 40mで3%強減少している。この場合, 補剛桁の重量は減少するが, 塔の重量は増加するので, 最適塔高の決定のためには, 塔のコストを含む全体コストを算出する必要がある。

今回の研究で行った, 2径間モデルの数値計算の範囲内では, プレストレスが合理的に導入された場合の K_{OPT} は $2.5 \pm 15\%$ であることがわかる。

(2) 3径間斜張橋モデルの数値計算

図一12は, 3径間モデルの一般図, 断面形状, 荷重条件である。数値計算は次の3つのタイプについて行う。

ケース	塔高	腹板厚	その他
7	30m	10mm	$K_E=2.58$ の系に プレストレス導入
8	30m	14mm	$K_E=2.64$ の系に プレストレス導入
9	30m	14mm	$K_E=2.96$ の系に プレストレス導入

表一7は, ケース7に関する結果でコストと K_E を算出したものである。図一13 *1で示す結果は, 表一7(1)の $i=2, j=5, K_E=3.41$ における断面力図ならびに断面構成である。この図中の *2は, 表一7(2)の $i=3, j=4, K_E=2.58$ における断面力であり, *3は, *2の系にプレストレスを導入した後の断面力図と断面構成である。プレストレスを導入する場合としない場合では, この程度の橋で7%程度のコスト差があることがわかる。

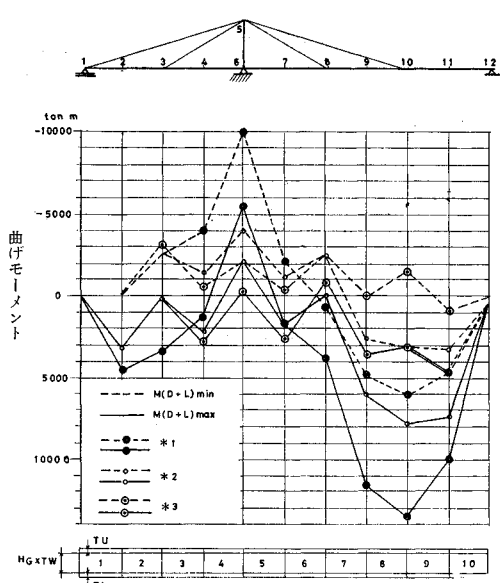
表一8は, 図一13における系に対して腹板厚のみを14mmにして計算した結果である。表一9は, 表一8の系でプレストレスを導入する基本構造系を $i=2, j=3, K_E=2.96$ に選んで計算した結果である。

3径間の場合でも, 最適基準パラメーター K_{OPT} は2.5近傍という結果になった。

(3) 最適基準パラメーターの決定

表一10は, 9ケースの数値計算結果より最適基準パラメーターについてまとめたものである。2径間斜張橋の K_{OPT} の平均値は2.48, 3径間斜張橋の平均値は2.46が得られたので, これを参考にして K_{OPT} を決定する。

実橋における K_{OPT} の値は, 淀川新橋が2.87, 末広大橋が2.89, 尾道大橋が2.4と

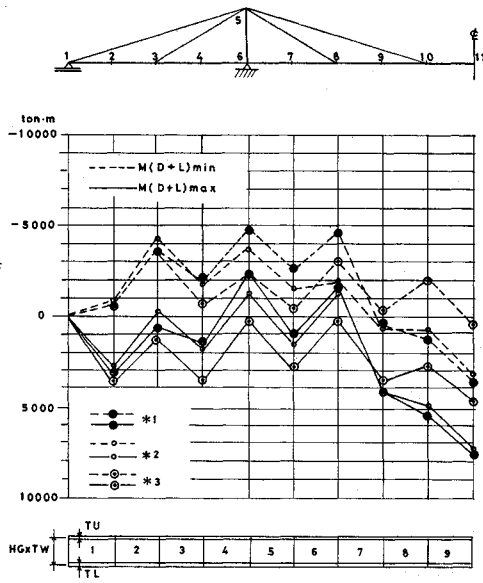


補剛桁板厚構成 (mm)

SS41: NO MARK
SM50: *

SECTION NO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
*1 TU	18	18	18	18	18	18	19	18	21	18
HG-TW				4000*	X10*		*	*	*	*
TL	13	13	13	27*	27*	13	27*	32*	32*	23*
*2 TU	18	18	18	18	18	18	18	18	20	18
HG-TW				2500*	X10*	*	*	*	*	*
TL	16	14*	16*	22*	22*	14*	22*	30*	30*	28*
*3 TU	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
HG-TW				2500*	X10*	*	*	*	*	*
TL	13	16*	20*	15*	15*	18*	14*	14	18*	18*

図-11 2 径間モデルの断面力・断面構成

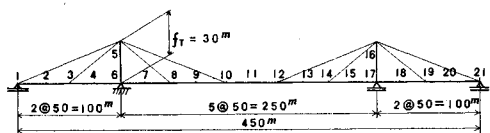


補剛桁板厚構成 (mm)

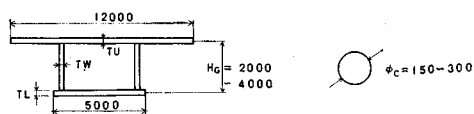
SS41: NO MARK
SM50: *

SECTION NO	1	2	3	4	5	6	7	8	9
*1 TU	18	18	18	18	18	18	18	18	19
HG-TW				2500*	X10*		*	*	*
TL	15	20*	23*	30*	30*	28	22*	18*	31*
*2 TU	18	18	18	18	18	18	18	18	18
HG-TW				2500*	X10*	*	*	*	*
TL	13	24*	26*	24*	24*	26*	26*	17*	29*
*3 TU	18	18	18	18	18	18	18	18	18
HG-TW				2500*	X10*	*	*	*	*
TL	13	17*	20*	13*	13*	17*	13*	13	14*

図-13 3 径間モデルの断面力・断面構成



一般図

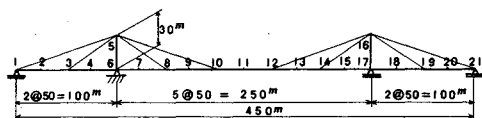


補剛桁断面

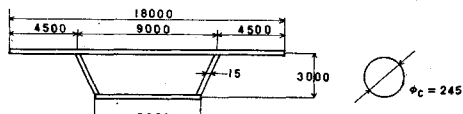
ケーブル断面

荷重	
死荷重	鋼重 3.3t/m
	舗装 2.2t/m
	合計 5.5t/m
活荷重	線荷重 43.7t
	等分布荷重 3.0t
	衝撃係数 0.2

図-12 3 径間モデルの設計条件



一般図



補剛桁断面

ケーブル断面

荷重	
死荷重	10.0t/m
線荷重	50.0t
等分布荷重	3.5t/m
衝撃係数	0.2
最適基準パラメーター	$K_{OPT}=2.5$
補剛桁仮定断面2次モーメント	$I_G=1.0m^4$
ケーブル仮定断面積	$A_C=0.046m^2$

図-14 3 径間斜張橋の最適基準設計条件

表-7 ケース 7 の計算結果

(1) 全応力設計

X_{2j} (m ²)		1		2		3		4		5	
		0.018		0.031		0.044		0.057		0.071	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.223(2.0)	3.39	1767	3.25	1733	3.24	1733	3.22	1733	3.22	1732
2	0.684(2.5)	3.77	1791	3.61	1769	3.52	1751	3.45	1733	3.41	1723
3	1.145(3.0)	4.07	1820	3.87	1789	3.78	1764	3.70	1749	3.63	1740
4	1.605(3.5)	4.32	1855	4.09	1816	3.96	1793	3.88	1779	3.81	1768
5	2.066(4.0)	4.73	1890	4.33	1849	4.18	1833	4.10	1813	4.01	1801

(2) 剛比基準設計

X_{2j} (m ²)		1		2		3		4		5	
		0.018		0.031		0.044		0.057		0.071	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.223(2.0)	3.12	1797	2.11	1785	1.47	1905	1.13	2031	0.92	2189
2	0.684(2.5)	4.38	1938	3.44	1782	2.89	1716	2.22	1753	1.81	1797
3	1.145(3.0)	4.88	2001	3.88	1791	3.36	1734	2.58	1730	2.10	1763
4	1.605(3.5)	5.30	2003	4.06	1818	3.46	1737	2.66	1734	2.16	1763
5	2.066(4.0)	5.67	1995	4.24	1836	3.41	1740	2.62	1758	2.13	1780

(3) プレストレス導入後

X_{2j} (t)		1		2		3		4		5	
		0		250		500		750		1000	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0	2.58	1730	2.61	1738	2.60	1740	2.64	1758	2.75	1781
2	250	2.44	1690	2.46	1695	2.48	1701	2.51	1715	2.60	1729
3	500	2.36	1660	2.39	1666	2.39	1669	2.41	1675	2.50	1688
4	750	2.28	1633	2.27	1637	2.25	1632	2.28	1640	2.39	1654
5	1000	2.28	1619	2.19	1609	2.14	1604	2.15	1606	2.28	1624

表-8 ケース 8 の計算結果

(1) 剛比基準設計

X_{2j} (m ²)		1		2		3		4		5	
		0.018		0.031		0.044		0.057		0.071	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.232(2.0)	3.19	1850	2.19	1823	1.53	1933	1.18	2045	0.96	2167
2	0.701(2.5)	4.43	2008	3.47	1845	2.96	1777	2.28	1801	1.85	1851
3	1.170(3.0)	4.95	2073	3.94	1869	3.38	1806	2.64	1794	2.15	1822
4	1.640(3.5)	5.39	2094	4.12	1909	3.53	1817	2.72	1817	2.21	1841
5	2.109(4.0)	5.81	2107	4.32	1941	3.48	1850	2.68	1854	2.18	1871

(2) プレストレス導入後

X_{2j} (t)		1		2		3		4		5	
		0		250		500		750		1000	
		K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0	2.65	1794	2.67	1802	2.67	1805	2.81	1826	2.85	1853
2	250	2.57	1763	2.55	1766	2.55	1768	2.68	1787	2.68	1796
3	500	2.46	1725	2.45	1731	2.46	1735	2.51	1749	2.59	1755
4	750	2.36	1701	2.36	1698	2.33	1701	2.57	1713	2.45	1717
5	1000	2.40	1684	2.36	1679	2.27	1675	2.25	1682	2.33	1683

なっている。本研究では、実設計における設計条件をすべて考慮していないので、 K_{OPT} の真値がどこにあるか判断できないが、真の最適基準パラメーターを求めることは今後の問題としたい。

6. 最適基準設計法による計算例

最適基準設計法においては、経済基準としての最適基準パラメーターに、安全基準としての許容応力度と同様な拘束力を持たせることが重要になる。最適基準パラメーターが、斜張橋のケーブル・補剛桁系の経済基準としての役割を果たすためには次の条件が必要である。

- (1) プレストレスの導入計画に応じたケーブル・補剛桁系の最適剛比が決定される。
- (2) 仮定剛比と実剛比が式(4)の条件を満足している。

式(34)は、この2つの条件を満たしていると考えられる。ここに、以下の設計条件を与え、最適基準設計を行ってみる。

(1) 設計条件

- a) 5.での数値計算結果を参考にして、最適基準値(K_{OPT})は2.5とする。
- b) $K_{OPT}=2.5$ ということ considering、補剛桁の仮定断面2次モーメント $I_C=1.0\text{ m}^4$ 、ケーブル仮定断面積 $A_C=0.046\text{ m}^2$ とする。
- c) 補剛桁の設計は Element Optimization によって行う。
- d) その他の設計条件は 図-14 に示す。

(2) 計算例

図-15 は、上記条件を有する系による断面力と断面構成図である。図-16 ~ 18 は、図-15 における系に 500 t, 1 250 t, 2 000 t のプレストレスによる組み合わせを考慮した断面力と断面構成図、ならびにプレストレス導入に必要な変位である。合理的なプレストレスのタイプは、図-17 P 7, 図-18 P 8 であり、この場合は K_{cont} 値は 1.05 であり、剛比基準式(4)も十分満足していることがわかる。

7. 結 論

本論文は、斜張橋の設計を行うにあたって、最適なケーブルと補剛桁の剛比を決定するためには、経済基準と

表-9 ケース 9 の計算結果

(1) 剛比基準設計

X_{ij} (m ²)	1		2		3		4		5	
	0.018		0.031		0.044		0.057		0.071	
	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0.232(2.0)	3.19 1850	2.19 1823	1.53 1933	1.18 2045	0.96 2167				
2	0.701(2.5)	4.43 2008	3.47 1845	2.96 1777	2.28 1802	1.85 1851				
3	1.170(3.0)	4.95 2073	3.94 1869	3.38 1806	2.64 1794	2.15 1822				
4	1.640(3.5)	5.39 2094	4.12 1909	3.53 1817	2.72 1817	2.21 1841				
5	2.109(4.0)	5.81 2107	4.32 1941	3.48 1851	2.68 1854	2.18 1870				

(2) プレストレス導入後

X_{ij} (t)	1		2		3		4		5	
	0		250		500		750		1000	
	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト	K_E	コスト
1	0	2.96 1777	3.01 1787	3.02 1805	3.07 1828	3.14 1842				
2	250	2.82 1736	2.85 1743	2.85 1748	2.76 1764	2.99 1788				
3	500	2.75 1706	2.77 1711	2.76 1712	2.77 1719	2.90 1738				
4	750	2.67 1679	2.63 1675	2.64 1680	2.64 1683	2.76 1698				
5	1000	2.55 1661	2.53 1652	2.55 1654	2.53 1656	2.68 1678				

表-10 最適基準パラメーター総括

ケース	設計法	構造特性パラメーター	K_{OPT}	K_{OPT} 平均値
2 径間斜張橋	a 全応力設計	4.0 ~ 5.0	2.55	2.48
	b 剛比基準設計	0.92 ~ 7.56		
	c プレストレス調整	2.47 ~ 2.89		
	b 剛比基準設計	0.96 ~ 7.88	2.49	
	c プレストレス調整	2.54 ~ 2.96		
	b 剛比基準設計	0.92 ~ 7.73	2.43	
c プレストレス調整	2.43 ~ 2.90			
b 剛比基準設計	0.92 ~ 7.03	2.55		
c プレストレス調整	2.53 ~ 2.89			
b 剛比基準設計	0.92 ~ 7.05	2.45		
c プレストレス調整	2.41 ~ 2.89			
b 剛比基準設計	0.92 ~ 7.50	2.41		
c プレストレス調整	2.41 ~ 2.89			
3 径間斜張橋	a 全応力設計	3.22 ~ 4.73	2.58	2.46
	b 剛比基準設計	0.92 ~ 5.67		
	c プレストレス調整	2.14 ~ 2.58		
b 剛比基準設計	0.96 ~ 5.81	2.27		
c プレストレス調整	2.25 ~ 2.65			
b 剛比基準設計	0.96 ~ 5.81	2.53		
c プレストレス調整	2.53 ~ 2.96			
淀川新橋	支間 80.5+216+80.5 (PWS)			2.87
末広大橋	支間 109.25+250+109.25 (PWS)			2.89
尾道大橋	支間 85+215+85 (ロックドコイル)			2.39

もうべき最適基準パラメーターを考慮した設計が実用的に可能であるということを指摘し、基礎的な研究を行った結果を報告するものである。

斜張橋の最適基準の決定にあたっては、近似的な剛比基準設計と、格子点法による最適化によって、最適基準パラメーターを導く手順を述べ、さらに、数値計算を行って算出されたパラメーターを用いた最適基準設計を試みたが、その結果得られた結論は次のようにまとめられる。

(1) ケーブルと SS 41 材の製作・架設コストの比率が、2:1 から著しくかけ離れない場合の、ケーブル・補剛桁系の最適基準パラメーター K_{OPT} は 2.0~3.0 にあることが推定される。

(2) 最適基準パラメーターは構造特性と密接な関係があり、斜張橋の場合はプレストレス導入後のケーブル・補剛桁系の実剛比を推定できるものでなければならないが、そのためには 2. (1) における特性の裏付けが前提となる。

(3) 斜張橋のケーブル・補剛桁系の静力学的な特性に基づいて、最適基準パラメーター K_{OPT} が用いられるためには、補剛桁の

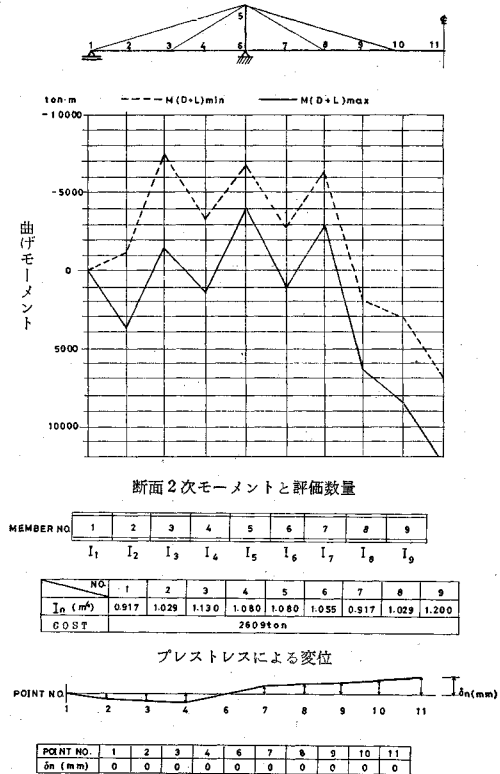
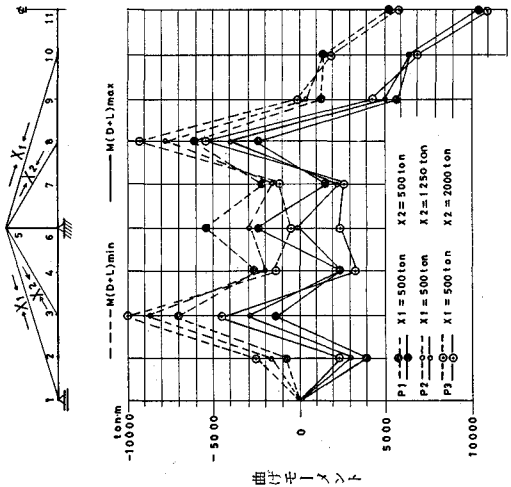


図-15 3 径間斜張橋の最適基準設計 (基本剛性)



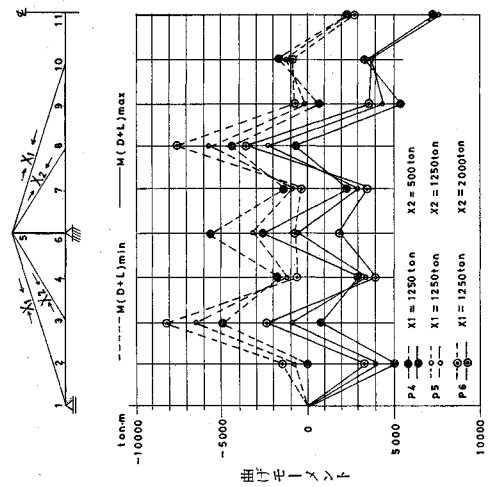
断面2次モーメントと評価数量

MEMBER NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
P1	In (m ⁴)	0.917	1.002	1.105	0.974	0.974	1.029	0.917	0.917	1.080
	C.O.S.T.			24481ton						
P2	In (m ⁴)	0.917	1.130	1.244	0.917	0.917	1.177	1.029	0.917	1.105
	C.O.S.T.			2579ton						
P3	In (m ⁴)	0.917	1.222	1.413	0.917	0.917	1.315	1.130	0.946	1.105
	C.O.S.T.			2664ton						

プレストレスによる変位

POINT NO.	1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	
P1	δ _n	0	14	24	24	0	-80	-143	-201	-296	-319
	(mm)										
P2	δ _n	0	-17	-14	11	0	-85	-229	-338	-393	-412
	(mm)										
P3	δ _n	0	-49	-59	-2	0	-132	-314	-434	-489	-505
	(mm)										

図-16 3径間斜張橋の最適基準設計(プレストレス導入)



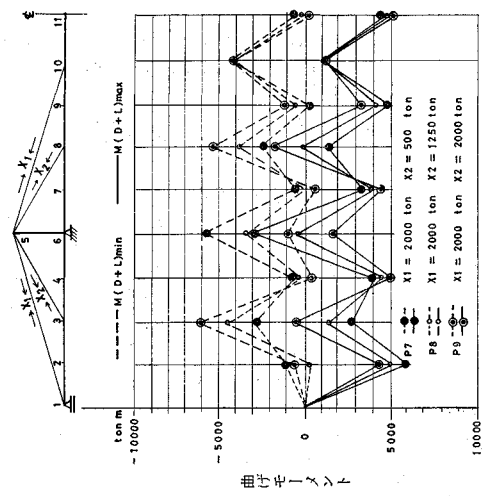
断面2次モーメントと評価数量

MEMBER NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
P4	In (m ⁴)	0.917	0.917	0.917	1.002	0.917	0.946	0.917	0.917
	C.O.S.T.				2481ton				
P5	In (m ⁴)	0.917	0.974	1.080	0.974	0.974	1.029	0.917	0.917
	C.O.S.T.				2496ton				
P6	In (m ⁴)	0.917	1.105	1.222	0.917	0.917	1.154	1.002	0.917
	C.O.S.T.				2554ton				

プレストレスによる変位

POINT NO.	1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	
P4	δ _n	0	121	175	124	0	-165	-401	-723	-933	-886
	(mm)										
P5	δ _n	0	89	135	111	0	-202	-487	-824	-1089	-1161
	(mm)										
P6	δ _n	0	56	98	97	0	-239	-573	-926	-1185	-1274
	(mm)										

図-17 3径間斜張橋の最適基準設計(プレストレス導入)



断面2次モーメントと評価数量

MEMBER NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
P7	In (m ⁴)	0.917	0.917	0.946	1.029	1.029	0.917	0.917	0.974
	C.O.S.T.				2442ton				
P8	In (m ⁴)	0.917	1.029	0.917	1.029	1.029	0.917	0.917	0.946
	C.O.S.T.				2444ton				
P9	In (m ⁴)	0.917	0.946	1.055	0.917	0.917	1.002	0.917	0.917
	C.O.S.T.				2463ton				

プレストレスによる変位

POINT NO.	1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	
P7	δ _n	0	85	100	74	0	-113	-279	-477	-645	-703
	(mm)										
P8	δ _n	0	36	61	61	0	-169	-358	-78	-741	-796
	(mm)										
P9	δ _n	0	4	22	47	0	-185	-443	-680	-837	-889
	(mm)										

図-18 3径間斜張橋の最適基準設計(プレストレス導入)

断面2次モーメントが全長にわたってほぼ均一になる必要があるが、そのためには、合理的にプレストレスの導入が行われなければならない。

次に、今後解決されなければならない問題としては以下のことがあげられる。

(4) 真の経済基準としてのパラメーターを決定するためには、曲げねじり応力、せん断応力、ケーブル定着点の応力集中などによる断面増加がパラメーター K_{OPT} に及ぼす影響を定量的に把握する必要がある。

(5) さらに、今後斜張橋の最適基準設計を実用的なものにしていくためには、過去に建設された資料を詳細に分析し、実設計における考えを反映させながら、種々の建設コストの比率や構造形式、諸元に応じた基準を確立するための研究が必要になる。

最適基準設計法は、構造物の特性に着目することによって、最適な特性を見出し^{11), 13)}、非線形計画法による最適化と同様の成果をあげることができるが、一般に最適性を証明できる構造物は非常に限られたものである。本研究でのパラメーターの最適値は、近似的な数値計算によって求められたが、今後の研究によって、真の値に近い最適基準パラメーターを得ることができれば、経済性を考慮した設計法が容易に確立されることになるといえよう。

おわりに、本研究をまとめるにあたり、適切な助言をいただいた京都大学 渡辺英一助教授、大阪市土木局主幹 松川昭夫氏、(株)建設技術研究所 岡田鉄三氏、(株)春本鉄工設計部長 魚谷義彦氏に深謝します。

参 考 文 献

- 1) 山田善一・大宮司 尚：斜張橋の最適設計に関する研究，

第30回年次学術講演概要集第1部，pp. 633~634，昭和50年10月。

- 2) 山田善一・大宮司 尚・太田 拓：斜張橋の最適設計に関する研究，土木学会関西支部年次学術講演会 (I-57)，昭和50年4月。
- 3) 山田善一・大宮司 尚：鋼床版床組の最適設計の実用化に関する研究，土木学会論文報告集，第233号，1975年1月。
- 4) 奥村敬恵・大久保禎二：Suboptimizationによる鋼連続桁の最適設計，土木学会論文報告集，第215号，1973年7月。
- 5) 長谷川紀夫・成岡昌夫：各種構造形式の斜張橋の曲げモーメント，たわみに関する研究，土木学会誌，Vol. 53，No. 9，昭和43年9月。
- 6) 前田幸雄・林 正：3径間連続桁を基本系とする斜張橋の形式による静力学的構造特性に関する研究，土木学会論文報告集，第175号，1970年3月。
- 7) 前田幸雄・林 正・井本賢章：斜張橋の剛性による静力学的特性に関する一考察，土木学会論文報告集，第199号，1972年3月。
- 8) 岡田哲夫・矢作 枢・大野惣平：荒川大橋(斜張橋)の設計施工，橋梁と基礎，Jan. 1971。
- 9) 田村周平・笛吹昭光・出野 宏：尾道大橋の設計について，橋梁，June 1968。
- 10) Razani, R. : The Behavior of the Fully-Stressed Design of Structures and its Relationship to Minimum Weight Design, AIAA Journal Vol. 3, No. 12, Dec. 1965.
- 11) Templeman, A.B. : "Optimization Concepts and Techniques in Structural Design", Theme IIa, Introductory Report, Tenth Congress, I.A.B.S.E., Tokyo, Sep. 1976.
- 12) Gellatly, R.A. : D.M. Dupree; Examples of Computer-aided Optimal Design of Structures, Theme IIc, Introductory Report, Tenth Congress, I.A.B.S.E., Tokyo, Sep. 1976.
- 13) Gellatly, R.A. and Berke, L. : Optimality-criterion-based Algorithms, Chapter in Optimum Structural Design, Theory and Applications, edited by R.H. Gallagher and O.C. Zienkiewicz, John Wiley and Sons, 1973.

(1976.1.10・受付)