

長岡技術科学大学 正会員 林 正
大阪大学 工学部 正会員 前田 幸雄

1. まえがき

斜張橋ではケーブルと主桁及び塔の剛比のわずかな変化が応力に敏感に影響し、また許容応力度と価格について、ケーブルと他の部材とにかなりの差があることから、経験的な手法のみで最適な設計を行うことは難しく、数学的な最適設計手法を最も必要とする橋梁形式である。しかし、多数の部材を有する斜張橋の最適設計問題において、数値計画法の解決をそのまま単純に適用したのでは計算が膨大になり、現在の超大型電子計算機を用いても計算は不可能に近い。本研究では、先に発表したSLPによる最適設計法¹⁾をさらに改良した解法²⁾とプログラムを用いて、大径間斜張橋の最適弾性設計を行った結果について報告する。

2. SLPによる最適設計

(1) 非線形最適値問題を解くためにSLPを用いる。このとき、設計変数の変換と余裕変数という無次元の状態変数を用いて制約条件式の数を大幅に減らした。解法の詳細については説明を省略する²⁾。

(2) 設計変数はトラス部材、はり部材とも板厚と板幅とし、ケーブル部材は断面積とする。

(3) 制約条件は、設計変数の寸法制限のほかは道路橋示方書³⁾の規定に基づく部材の応力制約と活荷重に対するたわみ制約とする。死荷重に対しては、変形後の形状が所定の完成形状に一致するようにした。

(4) 目的関数には使用材料の価格を考慮した換算体積(または換算重量)を用いる。単価はSM41を基準値として、SM41:SM50:SM53:SM58:PWS=1.0:1.15:1.20:1.25:2.0とした。

3. 構造解析

(1) 解法: 構造解析には、微小変位理論に基づくマトリックス変位法を用いる。

(2) 荷重: 部材の自重による前死荷重の値は、最適化計算の反復過程で変化させた。したがって、仮定鋼重と最終の実鋼重の値は完全に一致する。活荷重は初期断面の構造物について影響線解析を行い、部材応力とたわみに大きな影響を与える載荷状態を用いた¹⁾。

(3) プレストレスと無応力長計算: 設計計算では、全死荷重の載荷時に構造物は所定の完成形状を満たすことを絶対的な条件とした。したがって、最適な応力状態を与えるケーブルのプレストレス量は上記の条件を満たすとは限らないので、プレストレス量を設計変数に選ばずに変形の制約条件から決定する。すなわち、両側径間の最上段ケーブルについては塔頂の水平変位、その他のケーブルについては主桁の支持点の鉛直変位が死荷重載荷時に零となるようにプレストレスを決定した。

上記の手法によれば、死荷重による主桁の曲げモーメントは多径間連続桁の値に一致するので曲げモーメントの分布は均一化され、かつ、プレストレスによる主桁の軸圧縮力の増加はわずかであるので応力状態は大幅に改善される¹⁾。しかし、大径間斜張橋の場合は変形量が大きいため、この手法ではプレストレスが過大になることやその他の問題が生じる。すなわち、塔頂を除く塔の各節点の水平変位が零に調整されなかったために死荷重載荷時において塔に変形が生じること、塔に関して対称な位置にあるケーブルの張力差が大きくなる。マサルケーブル構造ではケーブル取付点附近で塔の曲げモーメントが大きくなること、最下段ケーブルではプレストレスにより計算上圧縮力が生じること、等である。そこで本研究では、死荷重による変形量の60~80%程度の変位をプレストレスにより調整した上で、全部材長の微調整により死荷重載荷時に所定の完成形状が得られるような無応力長計算⁴⁾を行った。この計算を併用したことにより変形に対する制約条件は完全に満たされ、かつ、プレストレスにより主桁や塔の局部に生じる過大応力がある程度緩和される利点がある。各部材の無応力長は製作長に相当し、この計算には繰り返し計算を用いる。プレストレスと無応力長計算は、SLPの各反復段階で行った。

(4) 制約条件 : 部材の応力とたわみの照査には, α_{mk} と β_{nl} を状態変数とする以下式を用いた。

$$\alpha_{mk} = \frac{\sigma_{ba}}{\sigma_t + \sigma_{bc}} \geq 1 \quad (N > 0) \quad (1)$$

$$\alpha_{mk} = \frac{\sigma_{ca} \cdot \sigma_{ba}}{\sigma_c \cdot \sigma_{ba} + \sigma_{bc} \cdot \sigma_{ca}} \geq 1 \quad (N \leq 0) \quad (2)$$

$$\alpha_{mk} = \tau_a / \tau \geq 1 \quad (3)$$

$$\beta_{nl} = \delta_{na} / \delta_{nl} \geq 1 \quad (4)$$

σ_t, σ_c : 軸力 N による引張応力度と圧縮応力度。

σ_{bt}, σ_{bc} : 曲げモーメントによる引張応力度と圧縮応力度。

σ_{ta}, σ_{ca} : 許容引張応力度と許容圧縮応力度。

σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度。

τ, τ_a : セン断応力度と許容せん断応力度。

δ_{nl}, δ_{na} : 活荷重によるたわみと許容たわみ。

ここに, 添字 m は部材番号, k は応力照査点番号, n は節点番号, l は荷重番号を表わす。はり部材では, 部材両端の上・下縁応力度を式(1)または(2), ウェブのせん断応力を式(3)を用いて5個所の応力度を照査する。

4. 数値計算例

(1) 設計変数の選択 : 板厚と板幅の設計変数の選択には製作上の条件を考慮して, ①隣接する部材の板厚は数パネル間を同一厚。②桁形式の主桁及びバトラス形式の主桁では弦材のフランジ幅とウェブ高さを全径間にくわって同一寸法。③塔のフランジ幅は全長にくわって同一寸法。とした。

(2) 計算例1 : 図-1に示すような主桁が桁形式の斜張橋について計算した。主桁を46分割, 塔を14分割したので全部材数は116である。設計変数は33個, 荷重は死荷重の他に23ケースの活荷重載荷状態を用いた。

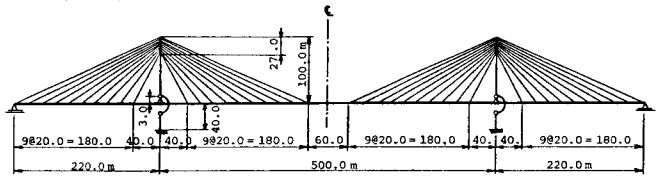


図-1 計算例1

(3) 計算例2 : 岩黒島橋²⁾をモデルとした図-2の斜張橋を計算した。部材数は337, 設計変数は58個, 活荷重は24ケースである。

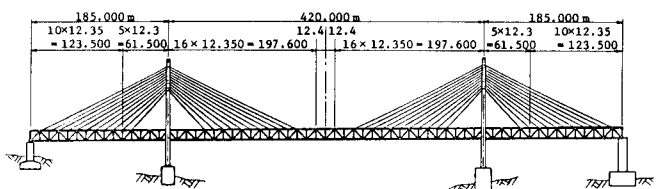


図-2 計算例2

表-1 計算結果

Ex.	Method	ϵ_x	ξ_i	η	$f^*(m^3)$	f_{opt}	$\Delta f/f_{opt}$	α_{min}	β	No.	CPU(min)
1	SLP	0.03	0.2	0.6	2738.8	1448.1	4.8×10^{-5}	0.983	1.001	34	40.9
	MSLP	0.03	0.15	0.6	2738.8	1458.9	6.8×10^{-6}	0.989	1.001	37	24.7
2	SLP	0.03	0.2	0.6	1472.1	1107.0	2.8×10^{-2}	0.972	1.062	22	83.1
	MSLP	0.03	0.15	0.6	1472.1	1094.8	1.5×10^{-3}	0.954	1.038	42*	120.0

表-2 制約条件式の数

Ex.	Ordinary SLP				Proposed SLP			
	Variable	Stress	Deflec.	Total	Variable	Stress	Deflec.	Total
1	132	206 × 23	1 × 23	4893	33	2 × 23	1	80
2	232	237 × 24	1 × 24	5944	58	2 × 24	1	107

k についての式(1)~(3)の最小値であり, β は n と l

についての式(4)の最小値である。

(5) 考察 : 許容誤差をやや大きく与えたので, SLPとMSLPによる f_{opt} の値に1%の差がある。計算例1ではMSLPの効果が発現されて計算時間は40%減少したが, 計算例2のMSLPでは3%の値もあまり減少させなかった。フラットネス現象により反復回数が増大した。本計算例のような大規模の問題では初期値に対して近似的な最適解を求め, この解を次の初期値として再度最適化計算を行う多段階最適化手法¹⁾が有効であろう。本解法では, 表-2に示すように制約条件式の数が1/60に減少されているが, さらに計算時間を短縮するためには, 全計算時間の90%を占める構造解析の計算を適宜に省略するMSLPの適用法と, 反復回数を減らすために $move\ limit$ の値の制御法を研究しなければならない。

1) 前田・林・坂本: 斜張橋の最適設計法, JSSC第13回マトリックス解析法研究発表論文集, 1979. 2) 前田・林・坂本: SLPによる最適構造設計法の実用化に関する研究, 本講演概要集. 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 丸善, 1973. 4) 土木学会・本州四国連絡橋上部構造研究委員会: アーチの解析と吊橋解析の連携, 1974, p. 88. 5) 同上: 樫石島, 岩黒島斜張橋に関する検討, 1980.