

ファジィ理論を用いた斜張橋ケーブルの 最適プレストレス力決定法

古田 均¹・亀井正博²・金吉正勝³・田中 洋⁴

¹正会員 工博 関西大学教授 総合情報学部 (〒569-11 高槻市霊仙寺町2-2-1)

²正会員 工修 大阪長堀開発株式会社 工務部 (〒550 大阪市西区新町2-4-2)

³正会員 日立造船株式会社 橋梁設計部 (〒592 堺市築港新町1-5-1)

⁴正会員 工博 日立造船株式会社 橋梁設計部 (〒592 堺市築港新町1-5-1)

斜張橋は、一般に、ケーブルに最適なプレストレス力を導入して、主桁の断面力を小さく、かつ均一化して、断面の軽量化を図っている。しかし、既存の一般的な最適プレストレス力決定法では断面の再設定が必要である。本文では、これらの繰返し計算を省き、かつ合理的なプレストレス力を得るために、ファジィ理論を導入し、プレストレス力を導入した後の断面力、及び、プレストレス力をファジィ量として扱いその定式化を試みた。続いて、本研究で得られた最適プレストレス力決定法を既設の斜張橋に適用し、実施設計ならびに既存のプレストレス力決定法の結果と比較・検討した。さらに、複雑な構造を有する部定式斜張橋にも適用できることを示した。

Key Words : cable-stayed bridge, fuzzy regression analysis, cable pre-stress

1. まえがき

斜張橋は、経済性に加えて、シンプルな機能美を合わせ持つことから、わが国においても、近年採用例が増えてきている。今後とも、スパンの長大化に伴って斜張橋の適用範囲は、ますます広がっていくものと期待されている。特に、最近の傾向として、マルチケーブルタイプの斜張橋が増加してきている。その理由としては、張り出し架設が可能なこと、ケーブル断面が小さくなることから、現場におけるケーブルの取扱いが容易なことや、それに付随してケーブル定着部がコンパクトにでき、設計や施工を単純化できることなどが挙げられる。その他にも、ケーブル本数が多いことから、将来ケーブルを取り換える際の工法が容易なことなども、特徴の一つと言えるであろう。

ところで、斜張橋は、構造的には、高次の不静定構造物であり、そのケーブルにプレストレス力を導入することにより、主桁の断面力を小さくすることが可能となり、よって軽量化を図ることができる。ただし、プレストレス力の値は設計者が任意に与えることができることから、ケーブル本数の多いマルチケーブルタイプの斜張橋においては、最適なプレ

ストレス力を決定する解析に、かなり熟練した技術が必要となる。これは、完成系だけでなく架設時において採用される工法（ベント工法、バランシング工法など）に付随して生じる各種の条件に対しても配慮しなければならないため、場合によってはケーブル断面を変更するなど、設計の基本にフィードバックすることも希ではない。このケーブルの最適プレストレス力を求める手法については、現在までに種々の方法が開発されている^{1)~4)}。

このうち、設計者に広く受け入れられている考え方は、山田・古川らが提案する「ひずみエネルギー最小規準」（以下ひずみエネルギー法と呼ぶ）¹⁾に基づくもので、「完成系における主桁の断面力分布を均一にし、その絶対値を極力小さくすること」を目標にしている。しかしながら、この方法では、あらかじめ決めておいた主桁断面と無関係に断面力が決定されることから、断面を再度設定し直す必要がある。

筆者らは、ここ数年、現在脚光を浴びているファジィ理論を土木技術に応用することに着目し、研究を重ねてきた^{5), 6)}。その着手にあたっての動機の一つは、上述した最適プレストレス力の決定作業を省力化しようとするもので、技術的な判断をコンピュータに受け持たせることを最終目標に置いている。

本文では、まず斜張橋のプレストレス力の決定にファジ理論を応用するための基本について述べる。ここでは、ファジ理論の中のファジ線形回帰分析⁷⁾の適用を試みており、このファジ線形回帰分析によるプレストレス力決定法の定式化（以下、この方法をファジプレストレス力決定法と呼ぶ）を示す。さらに、ファジプレストレス力決定法を実際に施工された斜張橋に適用し、既存の方法と比較・検討した結果について述べる。また、主桁部分にヒンジを配置した、いわゆる部定式斜張橋⁸⁾などの複雑な構造にも、十分適用できることを示す。

なお、本研究は、参考文献5)および6)において発表した手法に改良を加え、さらに実橋などの数値計算例を追加してまとめたものである。

2. ファジ理論の応用

(1) ファジプレストレス力決定法

本論文で提案する方法では、設計者が主桁や塔ならびにケーブル張力などの断面力として実現してほしい設計値（以下、設計目標値と呼ぶ）の上下限値を入力すれば、ファジ線形回帰分析により、最適なプレストレス力が自動的に決定される。

ここで、設計目標値は設計者の経験や工学的判断によって与えられる。しかしながら、経験や工学的判断といっても、その値は上下限値を持つ範囲として与えることができ、しかもその範囲としては、かなり広い領域を与えさえすればよく、一般の橋梁技術者であれば、常識的な知識で設定することが可能である。仮定した断面が許容しうる範囲の適切な設計目標値を与える限り、基本的には断面の再設定などの必要はなくなる。もちろん、本法によっても活荷重などに対する照査が必要となるが、これは一般的な設計作業と同様である。以下ではファジプレストレス力決定法の定式化の誘導を行う。

まず、死荷重時の断面力を F_0 、プレストレス力導入後の断面力を $\tilde{F}_0 = (F_0, \Delta F)$ とする。ここに、 F_0 は、設計目標値の中央値、 ΔF は、設計目標値の幅、すなわちあいまい度の幅を示す。また、記号 $\tilde{\cdot}$ は、ファジ集合を表わす。ここで、 \tilde{F}_0 は、 F_0 とプレストレス力 \tilde{X}_i を用いて、以下のように表される。

$$\tilde{F}_0 = F_0 + \sum_{i=1}^N \tilde{X}_i \cdot K_i \quad (1)$$

ここに、

- \tilde{X}_i : 図-1に示す中央値 α_i と幅 c_i をパラメータとするメンバーシップ関数を持つファジ量
- K_i : 単位プレストレス力による断面力の影響値

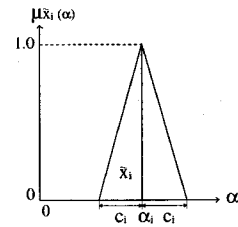


図-1 \tilde{X}_i のメンバーシップ関数

このとき、ファジプレストレス力 \tilde{X}_i を求めることは、メンバーシップ関数のパラメータである未知数の c_i 、 α_i を決定することであり、以下の式(2)~(6)のファジ線形回帰モデルの、最大値問題を解くことに帰着される。

すなわち目的関数

$$J(c_i) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M c_i \cdot |k_{ji}| \quad (2)$$

を、最大ならしめる。

制約条件は、次のとおりとする。

$$F_{0j} \geq F_{0j} + (1-h) \sum_{i=1}^N c_i |k_{ji}| - (1-h) \Delta F_j + \sum_{i=1}^N \alpha_i k_{ji} \quad (3)$$

$$-F_{0j} \geq -F_{0j} + (1-h) \sum_{i=1}^N c_i |k_{ji}| - (1-h) \Delta F_j - \sum_{i=1}^N \alpha_i k_{ji} \quad (4)$$

$$\min \{c_i / \alpha_i, \dots, c_n / \alpha_n\} \geq \varepsilon \quad (5)$$

$$j=1,2,\dots,M, \quad c_i \geq 0 \quad (6)$$

ここに、

M : 断面力の照査項目数

N : ケーブルの部材数

k_{ji} : ケーブル部材 i の単位プレストレス力の変化による、断面力 j 成分の影響値

F_{0j} : 断面力 j 成分の設計目標値の中央値(入力値)

ΔF_j : 断面力 j 成分の設計目標値に対する設計者が与える上下限値の幅(入力値)

c_i, α_i : メンバーシップ関数(図-1参照)のパラメータ

ε : 実行可能解を捜すパラメータ

h : 適合度を計る基準パラメータ ($0 \leq h \leq 1$)

ここで、式(2)の目的関数を最大にすることは、ファジ出力が設計目標値の中央値に近づくことを意味している。式(3)は、設計目標値の上限値に対する制約条件に対応し、式(4)は、下限値に対応している。ところで、文献5)、6)では、求められ

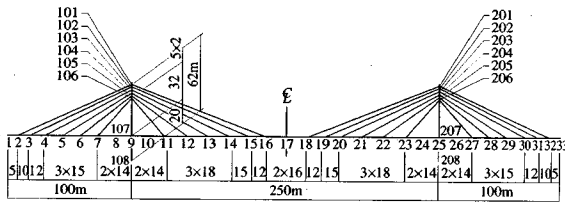


図-2 主要寸法, および格点番号

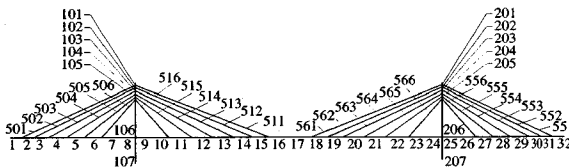


図-3 部材番号

た断面力やケーブル張力の一部のみが幅を有するという結果が得られている。ファジィ理論が本来あいまいさを有する問題を取扱うことが前提であるならば、このことは必ずしも現実的とは言えない。そこで、これを改良するために、全てのファジィ係数に幅を持たせるべく、式(5)の制約条件式を追加した^{9), 10)}。式(5)を追加したことで、曲げモーメントならびにケーブル張力すべてに幅を有した結果が得られている。なお、 h は、データ値がモデル式による推定値にどの程度含まれるかを示す指標となるもので、両者が完全に一致すれば0となる。通常は、データの半分を考慮して0.5の値をとることが多い。しかし、ここでは設計目標値を入力することから、 $h = 0$ とする。

以上のような定式化を行うことによって、線形計画(LP)問題に帰着され、通常のコンピューターに備えられているLP問題が利用できることから、本方法は非常に実用的である。

3. 数値計算例とその考察

(1) 解析モデル

図-2に示す簡単な斜張橋のモデルを用いて、各方法による数値計算例を示す。モデルの主要寸法、格点番号および部材番号を、図-2および図-3に示す。断面諸量および死荷重強度は、過去の実施例を参考に表-1のように仮定した。主桁の断面性能は橋軸方向に変化させ、ケーブルのうち下段の4本までは同一断面とし、他の2本はそれらより断面を大きくした。

表-1 断面諸量および死荷重強度

	(a) 断面諸量			(b) 死荷重強度	
	A(m ²)	I(m ⁴)	E(tf/m ²)		W(tf/m)
桁	0.3~0.4	0.25~0.35	2.1×10 ⁷	桁, 舗装地	7.0
塔	0.3	0.25	〃	塔	5.0
ケーブル	0.0055~0.012	—	2.0×10 ⁷	ケーブル	0.05~0.10

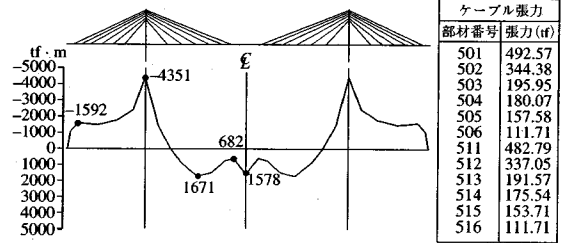


図-4 プレストレス導入前の曲げモーメント分布

表-2 設計目標値

項目	部材番号	範囲	
		ケース1	ケース2
プレストレス量	全ケーブル	-150 ~ +150tf	-150 ~ +150tf
モーメント	3	-3000 ~ +3000tfm	-1400 ~ +1000tfm
〃	9	-3000 ~ +3000〃	-1600 ~ +1500tfm
〃	13	-3000 ~ +3000〃	-500 ~ +1200tfm
〃	16	-3000 ~ +3000〃	-1000 ~ +1000tfm
〃	17	-3000 ~ +3000〃	-500 ~ +500tfm
張力	501	350 ~ 650tf	550 ~ 650tf
〃	502	300 ~ 350〃	300 ~ 350〃
〃	503	170 ~ 250〃	170 ~ 250〃
〃	504	170 ~ 250〃	170 ~ 250〃
〃	505	170 ~ 250〃	170 ~ 250〃
〃	506	170 ~ 250〃	170 ~ 250〃

(2) ファジィプレストレス力決定法の応用

プレストレス力を導入する前の、死荷重状態での主桁曲げモーメント分布およびケーブル張力を、図-4に示す。

表-2は設計目標値の上下限值(以下制限値と呼ぶ)を示したもので、ケース1は曲げモーメントなどの制限値の範囲をかなり大きくとった場合を示し、ケース2は制限値の範囲を小さくした場合である。具体的には、最小必要断面や、活荷重載荷時の曲げモーメント分布の状態を想定し、また架設時の条件などを考慮して、制限値を決定している。ケース2の方がより現実的な場合に対応する。両ケースを比較することにより、設計目標値の計算結果への影響を調べることができる。

これらの制約条件をもとに、本方法を適用して求められた主桁の曲げモーメント、ならびにケーブル張力の中央値を、図-6に示す。

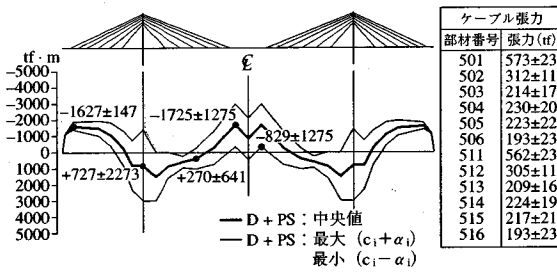


図-5 プレストレス力導入後の曲げモーメント分布 (ケース1)

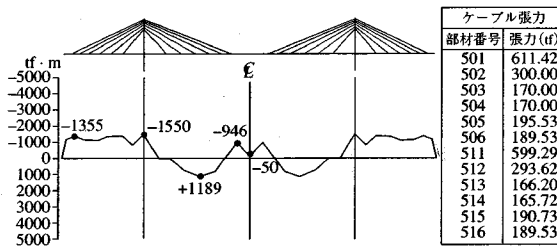


図-6 プレストレス力導入後の曲げモーメント分布 (ケース2)

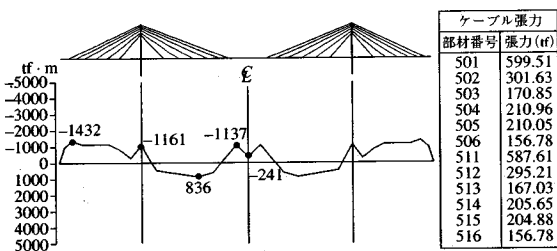


図-7 プレストレス力導入後の曲げモーメント分布 (ひずみエネルギー法)

ひずみエネルギー法により求めた解を、比較のために図-7に示す。曲げモーメント形状の滑らかさは両方法ともよく類似しているが、ひずみエネルギー法で求めた主桁の曲げモーメントは、部材番号3 (-1432tf)と16 (-1137tf)において制限値を越えている。これは、主桁のひずみエネルギーを最小にすることだけが計算の前提となっているためで、主桁断面とは無関係に断面力が定まること因って

いる。もちろん、主桁断面を設定し直して、再度プレストレス力を求めればよいわけであるが、このためには繰返し計算が必要になる。また、主桁の曲げモーメントは、ひずみエネルギー法による結果の方が中央径間部は小さいものの、中間支点上 (-1161tf)よりも側径間の曲げモーメント値 (-1432tf)が大きくなっており、通常の設計では側径間の曲げモーメントが小さくなることが多いので、異なった傾向を示している。これに対し、本方法では、設計目標値を調整することにより、自由に曲げモーメント分布の形状を変えることができる。その結果、図からもわかるように、側径間の方が支点上よりも小さくなっている。また、同じ径のケーブル部材(部材番号503～506)は、ほぼよく似たケーブル張力となっており、より実用的であることがわかる。もちろん設計目標値を修正することによって、さらに均一なケーブル張力にすることも可能である。

このように、本方法によれば、適切な設計目標値を設定することにより、設計者の意図が反映された解をエンジニアリングワークステーション(EWS)を使用すれば、検討時間を除くと、待ち時間なしのほぼ瞬時に得ることができる。そこで、例えば、PC桁と鋼桁とが結合された複合斜張橋において、連結部の曲げモーメント値を特定の値に制御したり、下部構造との関係から支点反力を一定値に納めたい場合などにも、本方法はきわめて有効である。もちろん得られた値が真の最適値であるという保証はない。言えることは、後述するように過去の実施例に本法を適用すると、ほぼ同一の結果が得られるという事実のみである。つまり、通常、設計時点では種々の検討を行って最適な断面を追求しているはずであり、その結果と一致することから、逆に本法の有効性が証明されていると考えるわけである。これは、一般にファジィ理論を適用した時の一方での弱点ともなるもので、最適かどうかの証明を数値的に行うことは、基本的には不可能である。

なお、今回の数値計算例では、ケース1のように最初に制限値を大きくした場合には、曲げモーメント分布の絶対値の幅は大きくなる。この幅が工学的に十分であると認められる場合は、これでよいが、もう少し幅を小さくする必要がある場合には、この結果に基づき、設定をやり直すことが必要となる。今回の数値計算では、2段階の手順を踏んでいるが、多段階に及ぶこともある。しかし、最初の制限値が技術者の経験、または、過去の類似の橋梁の実施例をもとに適切な設計目標値を与えると、一度で解が得られる可能性が高くなる。

表-3 断面諸元, 断面諸量

橋長	440m (100m+240m+100m)	
幅員	20.5m (車道7.25×2=14.5m, 歩道2.5m)	
桁高	3.1m	
ケーブル	2×PWS271 (φ5) 上から4段 2×PWS184 (φ5) 4段 2×PWS114 (φ5) 2段	
主桁 A, I	A=0.54~0.62m ² I=0.87~1.13m ⁴	
塔 A, I	A=0.47~0.54m ² I=0.45~0.53m ⁴	
前死荷重	7.371tf/m	
後死荷重	6.244tf/m	

4. 実橋でのファジィプレストレス力決定法の適用例

ファジィプレストレス力決定法の有効性を示すために、実際に架設された斜張橋に本法を適用し、実施設計との比較を行った。対象とした橋梁は、大阪市内に架設されたマルチケーブルタイプの斜張橋で、昭和52年に完成している。断面諸元や断面諸量を、表-3に示す。ここで、ケーブルの最大張力は、当時のケーブル製作能力からPWS271(φ5)が最大規格となっているので、2本当り539tfと定められている。

ファジィプレストレス力決定法では、設計目標値を適宜定めることができるので、ケーブルについては、当時のケーブル断面から求められる最大張力を設計目標値として計算することにした。また、過去の設計経験に基づき、より妥当と思われる設計目標値を定めて、このような意味で最適なプレストレス力についても求めている。一方、ひずみエネルギー法については、本方法と比較しやすいように、ケーブルの最大張力の条件は考慮せずに、最適なプレストレス力のみを求めている。表-4は、原設計、ファジィプレストレス力決定法、ならびにひずみエネルギー法¹⁾によって求められた、それぞれのケーブル張力(死荷重+プレストレス力)を示したものである。ここで、ファジィプレストレス力決定法で得られたケーブル張力のうち、PS1は設計最大張力を設計目標値としており、PS2は、その条件を除いたものである。

表からもわかるように、本法のPS1の結果は、原設計とほぼ一致している。また、PS2とひずみエネルギー法の結果とを比較すると、一部のケーブルを除いてよく合っている。図-8(a)~(d)に、プレストレス力導入時の主桁の曲げモーメントを示す。上記で述べたケーブル張力以上に、ファジィプレストレス力決定法によって求められた図-8(b)の曲げモーメント(PS1)は、図-8(a)の原設計のそれと良好に一致している。なお、原設計は最適値ではないが、実設計で用いられた数値であり、設計条件・架設条件等を満足している工学的な観点から有意義な

表-4 ケーブル張力(西側) 単位(tf)

ケーブル番号	原設計	本 法		ひずみエネルギー法	
		PS1	PS2		
側径間	1	331.0	334.7	1406.2	1598.0
	2	356.2	363.1	103.8	103.9
	3	382.2	391.9	104.0	104.1
	4	406.1	419.0	104.2	104.3
	5	285.7	277.0	104.4	104.5
	6	290.6	284.9	104.7	104.7
	7	289.7	287.0	105.0	105.0
	8	287.2	283.6	105.3	105.4
	9	175.0	169.5	52.9	52.9
	10	168.6	152.0	1098.2	697.6
中央径間	1	319.3	322.9	1356.9	1541.0
	2	393.1	349.7	100.0	100.0
	3	367.4	376.8	100.0	100.0
	4	389.7	402.1	100.0	100.0
	5	273.5	265.3	100.0	100.0
	6	277.6	272.2	100.0	100.0
	7	276.0	273.4	100.0	100.0
	8	272.7	269.3	100.0	100.0
	9	165.5	160.3	50.0	50.0
	10	158.7	143.1	1031.6	656.0

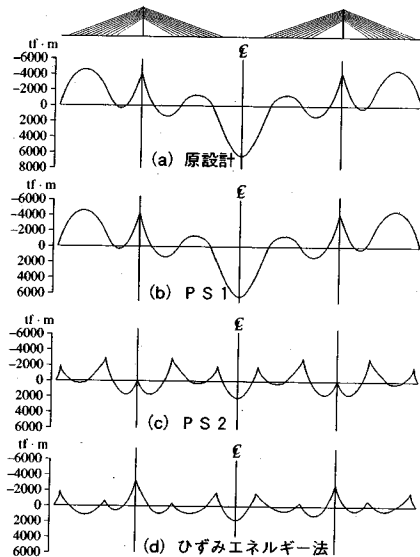
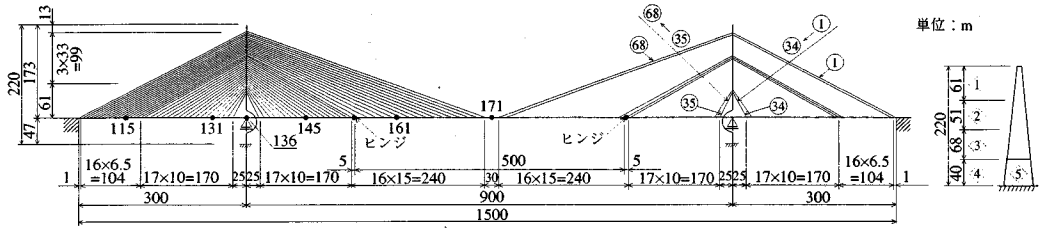


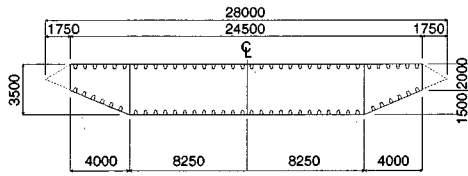
図-8 主桁の曲げモーメント分布(D+PS)

ものと考えられる。図-8(a)の原設計、ならびに(b)の本方法においては、側径間の負曲げモーメントと中央径間の正曲げモーメントとが大きくなっている。これは、ケーブル張力が制限を受けたためである。プレストレス力をさらに導入すると、図-8(c)のPS2のように、曲げモーメントの値はかなり小さくなる。また、図-8(c)のPS2と、(d)のひずみエネルギー法による結果とでは、全般的に良好な一致が認められるものの、中間支点上の曲げモーメントの大きさがかなり異なっている。これは、PS2の方では、活荷重の影響を考慮して中間支点上の負曲げモーメントを小さ目しているためである。いずれにしても、以上の計算結果より、本方法が十分な妥当性を有していることが証明できた。

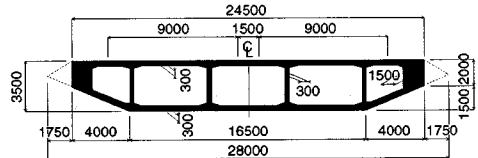


(a) 側面図

(b) 立面図



鋼桁部 (中央径間中央部のヒンジ間)



PC桁部

(c) 断面図

図-9 一般図

表-5 断面諸量および死荷重強度

(a) 断面諸量

部	材	A (m ²)	I (m ⁴)
主桁	鋼桁	1.13	2.52
	P C 桁	20.00	30.00
塔	1	1.32	9.1
	2	2.08	15.9
	3	2.24	18.8
	4	2.58	23.3
ケーブル	C1~C8, C66~C68	0.024	—
	C9~C12, C60~C65	0.022	—
	C13~C16, C53~C59	0.020	—
	C17~C20, C49~C52	0.024	—
	C21~C24, C45~C48	0.022	—
	C25~C34, C35~C44	0.020	—

(b) 死荷重強度

部	材	死荷重強 (t/m)	
主桁 (橋面工含)	鋼桁	18	
	P C 桁	60	
塔	塔柱	1	22
		2	34
		3	34
		4	42
	支材	5	21
ケーブル	C1~C8, C66~C68	0.19	
	C9~C12, C60~C65	0.17	
	C13~C16, C53~C59	0.16	
	C17~C20, C49~C52	0.19	
	C21~C24, C45~C48	0.17	
	C25~C34, C35~C44	0.16	

5. 部定式斜張橋による検討

近年、スパンの長大化に伴って、例えば、中央径間に鋼桁を、側径間にコンクリート桁を採用した複合斜張橋が採用されたり、主桁の軸方向力を低減させるために、主桁の一部に軸力を伝達しないヒンジ部を設ける、部定式斜張橋の研究が積極的に行われているようである。

ここでは、上記のような複雑な構造物にも、本文で示したファジィプレストレス力決定法が十分有効であることを、数値計算によって明らかにする。対象とした斜張橋は、参考文献8)で検討された部定式斜張橋で、しかも側径間にPC桁を有するという非常に複雑な構造となっている。ひずみエネルギー法についても計算を実行してみたが、今回のような

多段ケーブルで、しかも複雑な構造の場合は、制約条件が多すぎ、収束した解が得にくかったことから、ここでは省略している。

(1) 構造諸元

図-9に一般図を、表-5に主要な断面諸量を、また表-6には、主桁の曲げモーメントならびにケーブル張力などの制約条件を示す。今回は、数値計算ということもあり、参考文献8)の構造諸元などをそのまま使用している。なお、鋼桁部は中央径間中央部のヒンジ間である。しかしながら、考察でも述べるように、ケーブル配置や部材断面などについては十分な検討を加えておらず、このため、一部の計算結果では、若干妥当性を欠いている。

表-6 制約条件

			下限値	上限値
主桁 曲げ モーメント (tf·m)	格点 番号	115	2000	15000
		131	-4000	10000
		136	-30000	-10000
		145	-8000	8000
		161	-8000	8000
	171	1000	30000	
ケーブル 張力 (tf)	C 1~C 8		300	800
	C 9~C16		400	900
	C17~C20		600	1100
	C21~C34		500	1000

注) 上表は、構造左半分のみ示している。

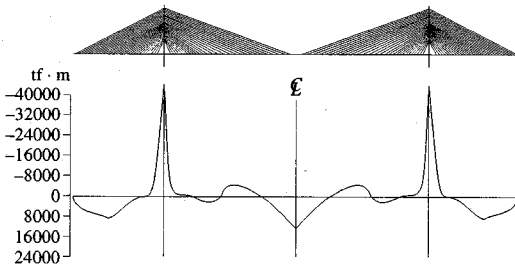


図-10 死荷重による曲げモーメント分布

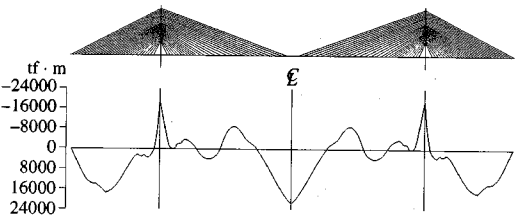


図-11 プレストレス力導入後の曲げモーメント分布

(2) 数値計算の結果と考察

図-10 に、死荷重による曲げモーメントを、図-11に、プレストレス力を導入したときの主桁の曲げモーメント分布を示す。表-7 は、主要なケーブル張力である。図-10 と図-11 とを比較すると、支点上の曲げモーメントが大きく減少している。その分側径間と中央径間中央曲げモーメントが増加しており、プレストレス力の導入により、最大値と最小値の絶対値が均等な曲げモーメント形状に近づいていることがわかる。側径間の曲げモーメントはかなり大きくなっているが、これは側径間がコンクリート桁であり、剛性が高いことによる。また、表-7からもわかるように、一部のケーブルでは死荷重状態で、C34のように極端に張力の小さいものが見られる。これはケーブルが不要であることを示しているが、今回は、数値計算ということもあり、あえて修正は加えていない。

表-7 ケーブル張力

ケーブル番号	ケーブル張力 (tf)	
	D	D + P S
C 1	682.2	686.0
C 2	701.7	800.0
C 3	721.8	800.0
C 4	742.3	800.0
C 5	763.0	800.0
C 6	783.8	800.0
C 7	804.5	800.0
C 8	825.3	800.0
C 9	775.4	900.0
C 10	794.3	603.3
C 11	813.0	613.0
C 12	831.7	631.7
C 13	772.9	900.0
C 14	789.5	900.0
C 15	805.7	900.0
C 16	821.1	900.0
C 17	1002.4	873.9
C 18	1043.1	1100.0
C 19	1080.0	1100.0
C 20	1111.8	1100.0
C 21	1043.2	1000.0
C 22	1061.5	1000.0
C 23	1073.4	1000.0
C 24	1078.8	1000.0
C 25	979.0	1000.0
C 26	969.4	960.2
C 27	950.3	750.3
C 28	919.1	1000.0
C 29	871.6	1000.0
C 30	801.4	1000.0
C 31	698.5	500.0
C 32	549.3	562.3
C 33	338.3	1000.0
C 34	57.8	500.0

結局、本橋のように過去に実績の無い構造物では、若干の概略検討を行い、構造の特性を十分把握し、しかるのちに制限値を順次狭めていくという方法をとらざるを得ないようである。このため、本法によった場合でも、一般的な斜張橋の場合と比較して、5~6段階の検討が必要となり、検討時間を含めてかなりの計算時間(半日程度)を要した。

6. あとがき

本文中では、斜張橋のケーブルの最適プレストレス力の決定にファジィ理論を応用する手法について述べた。もちろん、本方法によって得られたプレストレス力が、真に最適な値になっているか否かの保証はない。これは、ファジィ理論そのものが確定量を扱うのではなく、対象とする変数を、もともとある程度の幅を有するものとして処理していることに起因している。そして、実際に施工された斜張橋に適用して、その実施設計の計算結果との比較から、逆に本方法の妥当性を確認しているわけである。そして、設計目標値の中央値や幅を決める際に、構造諸元が類似した過去の施工例を参考にして的確に設定できれば、得られた結果はより最適解に近づくことになる。

数値計算例から、本法の実問題への適用時の注意点として以下のものが挙げられる。

過去の事例,あるいは,経験工学的判断を基に,適切な設計目標値の上下限値を設定することが重要である。ただし,十分な知識・経験がない場合には,設計範囲を大きくとり,その結果に基づき徐々にその幅を狭めていく多段階決定法が有用である。

上記の多段階決定法は,経験が不十分な設計者,あるいは,架設実績のない新しい形式の橋梁に対し有効である。

謝辞: 部定式斜張橋のプレストレス力の決定については,部定式斜張橋研究会(委員長:大塚久哲・九州大学工学部助教授(当時))で熱心に討議を賜った。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 山田善一,古川浩平,江草 拓,井上幸一:斜張橋ケーブルの最適プレストレス量決定に関する研究,土木学会論文集, No. 356 / I - 3, pp.415 - 423, 1985年4月。
- 2) 星埜正明:斜張橋の力学的特性と設計の基本的考え方(上),橋梁と基礎, Vol.17, No.4 pp.16 - 23, 1983年4月。
- 3) 長井正嗣,赤尾 宏,佐野信一郎,井澤 衛:3径1間連続マルチケーブル斜張橋の基本形状決定に関する

一考察,土木学会論文集, No.362 / I - 4, pp.343 - 352, 1985年10月。

- 4) 中崎俊三,片山哲夫,内海靖,越後滋,齊藤道生,谷脇一弘:斜張橋の最適ケーブルプレストレス自動決定システム,川田技報, Vol.7, pp.155 - 159, 1988年1月。
- 5) 古田 均,亀井正博,金吉正勝,田中 洋:ファジィ理論を応用したケーブル張力の最適調整法,システム最適化に関するシンポジウム講演論文集,土木学会, pp.147 - 154, 1989年11月。
- 6) M.Kaneyoshi, H.Tanaka, M.Kamei and H.Furuta, : Optimum Cable Tension Adjustment Using Fuzzy Regression Analysis, 3rd IFIP Working Conference, Berkeley, U.S.A. pp.197 - 209, March, 1990.
- 7) 寺野寿郎,浅居喜代治,菅野道夫:ファジィシステム入門,オーム社, pp.67 - 81, 1987年。
- 8) 大塚久哲監修:長大斜張橋の解析と設計,部定式斜張橋研究会編,九州大学出版会, pp.20 - 22, 1991年4月。
- 9) 石淵久生,田中英夫,黄 承国:作業時間解析におけるファジィ回帰手法の比較,システム制御情報学会論文集, Vol.3, No.3, pp.90 - 92, 1990年。
- 10) 亀井正博,金吉正勝,古田 均,田中 洋:ファジィ S I 法によるケーブル張力調整法の改良について,第45回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-314, pp.658 - 659, 1990年9月。

(1996. 3. 1 受付)

DETERMINATION METHOD OF OPTIMUM PRE-STRESS IN CABLES OF CABLE-STAYED BRIDGES BY USING FUZZY SETS THEORY

Hitoshi FURUTA, Masahiro KAMEI, Masakatsu KANEYOSHI and Hiroshi TANAKA

It is common to reduce the weight of cable-stayed bridges by introducing the optimum pre-stress into their cables. However it is time-consuming procedure by the conventional methods because they need setting up cables' dimension to correspond to the assumptions. The authors propose the very practical and time-saving method to determine optimum pre-stress by using fuzzy sets theory. First the formulation is introduced. Secondly the results of the method are compared with those of the conventional one in the application of the assumptive and existing cable-stayed bridges. Finally the method is applied to the partially anchored cable-stayed bridge. The rational design of cable-stayed bridges may be possible by the proposed method.