

塔高を中央径間長の1/10とした鋼斜張橋の 試設計と自定式吊橋との比較

Comparative Study of Steel Cable-Stayed Bridges with Tower having Height of 1/10
of Center Span Length and Self-Anchored Suspension Bridge

森園 康之* ・ 長井正嗣** ・ 野上邦栄*** ・ 藤野陽三****

Yasuyuki MORIZONO, Masatsugu NAGAI, Kuniei NOGAMI and Yozo FUJINO

*工修 (株) 長大 東京支社構造事業部 (〒114-0013 東京都北区東田端 2-1-3)

**工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡 1603-1)

***工博 東京都立大学大学院助教授 工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

****フェロー Ph.D 東京大学大学院教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

This paper presents the development of steel cable-supported bridges suitable for constructing at urban area. The cable-stayed bridges with center span length of both 400-meter and 600-meter whose tower height is 1/10 of the center span length are designed and the mechanical characteristics of both bridges are clarified. Moreover, cross-sectional properties of a 600-meter self-anchored suspension bridge with same sag ratio are compared with those of the 600-meter cable-stayed bridge. From this comparative study, it is presented, even if the height of tower reduced to about half of economical height, that the cable-stayed bridges are possible to design and also competitive. On the other hand, since the larger girder size and steel weight are needed, the self-anchored suspension bridge with sag ratio 1/10 isn't recommended.

Key Words : preliminary design, steel, short tower, self-anchored, suspension bridge, cable-stayed bridges

1. はじめに

我が国では、1999年に世界最長の多々羅大橋が完成しているが、海外に目を向けると、中国ではスパン1000mを超える斜張橋が数橋計画されており、その内の1橋はまもなく詳細設計が終了する状況にある¹⁾。この他に、中国を含む海外ではPC斜張橋の代案として合成斜張橋の建設が盛んで、100mから600mと幅広いスパン領域をカバーしている²⁾。我が国における鋼製斜張橋の建設はかつてに比べて多くの例をみなくなったものの、世界的には斜張橋の建設は依然活発な状況にある。

これまでに竣工した世界の斜張橋において、3径間以上の鋼斜張橋の塔高(桁上)は、中央径間長の1/8~1/3.4の広範囲に分布しているが⁴⁾、鋼斜張橋の設計にあたっては、塔高と中央径間長の間には経済的に最適な比率が存在するとされ、標準的にはその比率として1/5を満たすように設計されてきた。一方、PC橋の分野では、PC桁橋の長スパン化を計る形式として、相対的に塔高の低い(中央径間長の約1/10~1/15)エキストラード橋が積極的に採用されている。その経済性について文献3)に記述があるが、スパン80~100mの範囲で経済性が発揮できるとされている。また、スパンが150m以上では従来タイプの斜張橋が経済的であるとしている。すなわち、従来タイプの斜張橋と桁橋の適用スパンの中間領域をうめるタイプとして期待できるとされている。

ところで、都市内での長大吊形式橋梁の建設を考え

た場合、地盤の状態が非常に悪いなどの条件から、より軽量の鋼製タイプが有利となり、またアンカレイジの設置困難といった条件が存在するため、鋼斜張橋の建設が最も適していると考えられる。しかしながら、空港が近接している場合には、航空制限の問題、建築構造物(住宅を含む)が近接している場合には、風や日照などの自然環境の確保の問題、さらに大型構造物であるため電波障害の問題などがあり、塔高をこれまでの最適高さ(経済的高さ)にできない可能性がある。このような制約条件下において、その建設実現を可能にするには、これまでの塔高を思い切って低くする必要がある。そこで、一つの代案として最適塔高の約半分とした、すなわち吊橋の塔高と同程度の短塔を有する鋼製斜張橋が考えられる。また、同じ条件下での吊橋として自定式吊橋^{5),6)}の採用も考えられる。

そこで、本研究では、都市型の吊形式橋梁の開発を目的に試設計を試みた。具体的には、まず塔高を中央径間長の1/10と短くした主塔を有する中央径間長400mの鋼斜張橋を対象に試設計を行い、その実現の可能性を明らかにする。さらに、同一塔高比を有する中央径間長600mの鋼斜張橋への拡張の可能性を示すと共に、この中央径間長において対抗できる可能性のある吊形式橋梁として自定式吊橋を取り上げてその試設計を行い、両橋梁の実現への優位性などについて比較検討する⁷⁾。

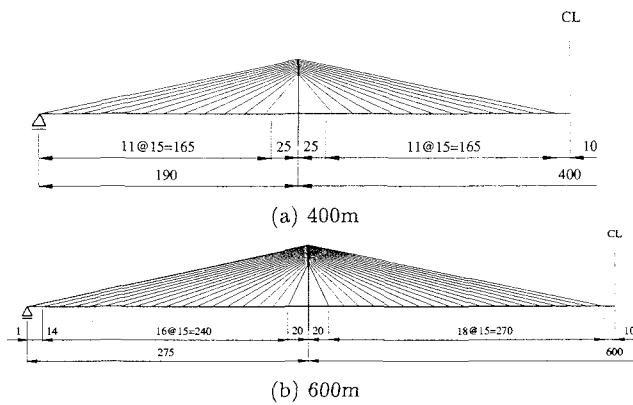


図-1 斜張橋全体系 (m)

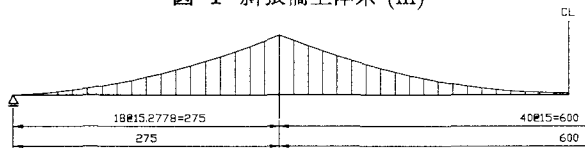


図-2 吊橋全体系 (m)

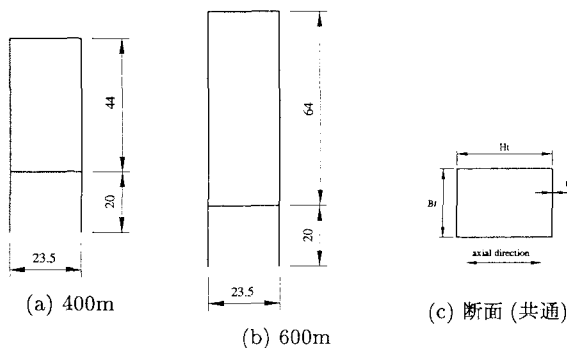


図-3 斜張橋および吊橋主塔形状と共通断面 (m)

2. 基本条件

鋼斜張橋および自定式吊橋を試設計するにあたり、次のような基本条件を設定した。

- 1) 径間割りは、図-1 および図-2 のように中央径間長が 400m の場合、側径間長を 190m、中央径間長が 600m の場合、側径間長を 275m とする (各々、スパン比=1/2.1 および 1/2.2)。また、塔高は中央径間長の 1/10 とし、桁下空間を 20m と仮定する。
- 2) 吊橋主ケーブルの許容応力度は、 $804 (=1770/2.2)$ N/mm^2 、ハンガーおよび斜張橋のケーブルは、 $708 (=1770/2.5)$ N/mm^2 を用いる。また、斜張橋ケーブル間隔および吊橋ハンガー間隔は 15m とする。
- 3) 塔の形状は、図-3(a), (b) のような 2 層ラーメン形式とする。なお、600m 斜張橋と吊橋の主塔は共通とする。また、両橋梁の塔柱断面は、共通に図-3(c) のような一室箱型、等断面 ($B_t \times H_t \times t$) とする。
- 4) 桁断面は、図-4 のように両橋梁共通に一室箱型、等断面 ($B \times H$)= $(20\text{m} \times 2.5\text{m})$ を基本値とし、その

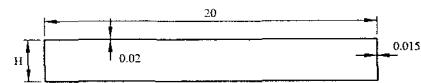


図-4 補剛桁断面 (共通) (m)

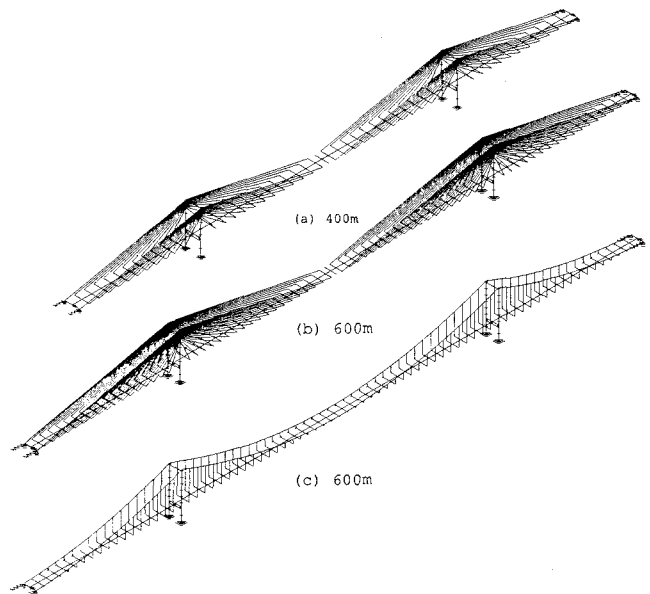


図-5 斜張橋・吊橋立体モデル

表-1 死荷重強度と許容応力度

	ケーブル 許容応力度 (N/mm^2)	死荷重強度	
		吊構造部 (kN/m)	ケーブル (kN/m)
斜張橋	708	150	0.14
吊橋	804	150	19.43

板厚は補剛材を換算した等価フランジ厚 20mm、腹板厚 15mm とする。また、桁重量は断面積に単位重量を乗じたものの 1.4 倍を考慮する。この係数は、横リブ、ダイヤフラムおよび添接などを考慮した割増係数である。

- 5) 両橋端部の支承位置には、10,000 kN/m の水平ばねを設置する。いま、斜張橋および吊橋全体系の立体図を図-5 に示す。
- 6) 地覆および高欄の重量は、4 kN/m 、付属物重量は 20 kN/m を仮定する。
- 7) 吊橋および斜張橋の吊構造部およびケーブル関係死荷重 D は、表-1 を基本値とする。
- 8) 荷重は、常時荷重 ($D+L$) とし、活荷重 L は影響線載荷であり、集中荷重に 1458 kN 、等分布荷重に 36.45 kN/m を用いる。
- 9) ケーブルプレストレスは、死荷重時において主塔及び主桁の曲げモーメントを極力ゼロに近づけるよう設定する。

上記の基本条件のもと、主塔 (B_t , H_t , t) および桁 (H) の断面寸法および鋼材の材質を変化させて、現行設計法^{8),9),10)} の応力度照査をほぼ満足するように試設計を行う。なお、構造解析は、線形化有限変位理論に基づいているが、斜張橋のケーブルのサグによる剛性

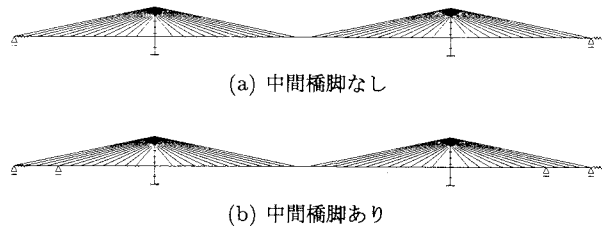


図-6 400m 斜張橋

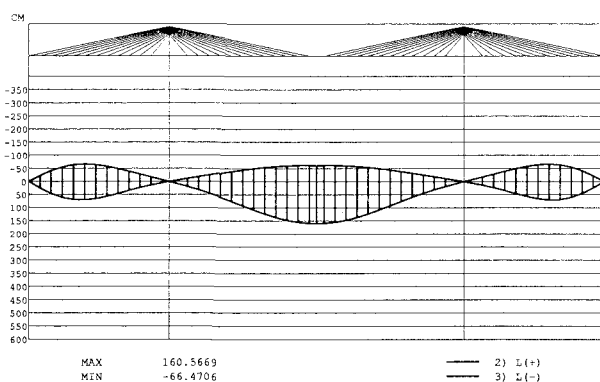


図-7 主桁鉛直変位 (中間橋脚なし)

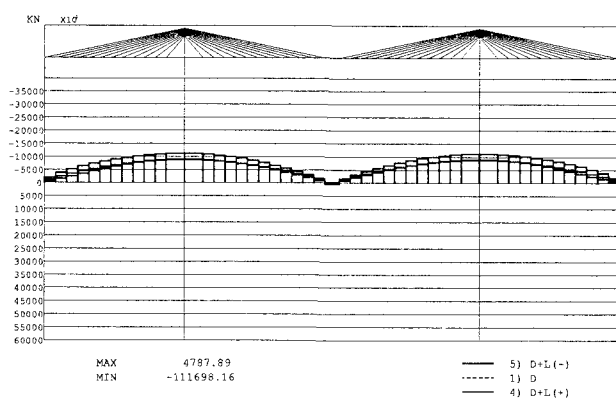


図-8 主桁軸圧縮力分布 (中間橋脚なし)

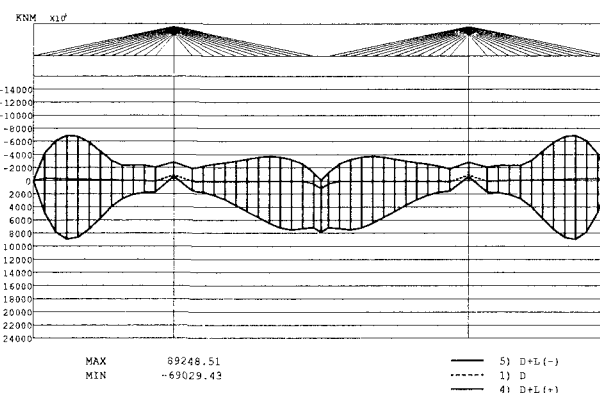


図-9 主桁曲げモーメント分布 (中間橋脚なし)

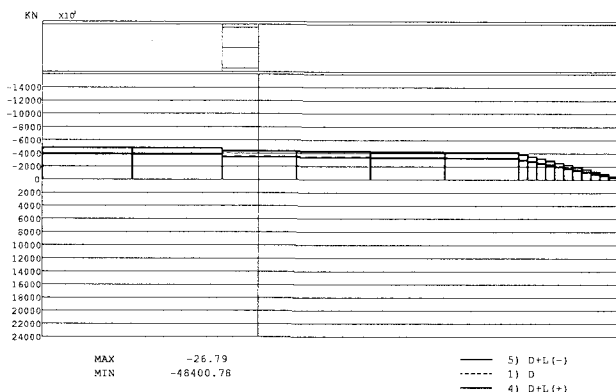


図-10 主塔軸圧縮力分布 (中間橋脚なし)

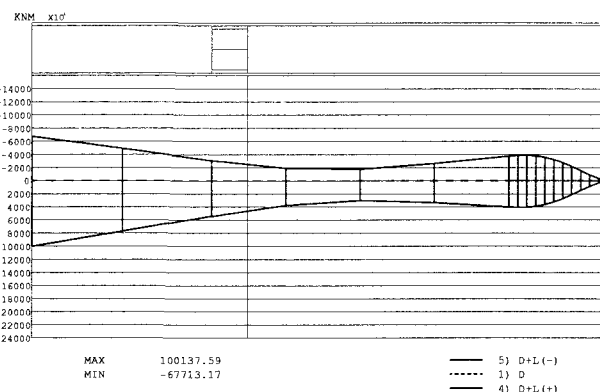


図-11 主塔曲げモーメント分布 (中間橋脚なし)

低下の影響は十分なケーブルプレストレスが導入されていることから無視している。

3. 斜張橋の試設計

3.1 400m 斜張橋

中央径間長 400m の鋼斜張橋を対象にして、図-6 のような中間橋脚を設置しない場合と側径間に 1 本設置した場合の 2 ケースについて試設計を実施し、試設計の検討を行った。まず、中間橋脚なしの斜張橋について試設計した結果、主桁は基本断面の 20m×2.5m、主塔は 5.0m×2.5m×40mm の断面が得られた。鋼材の材質は、主桁および主塔共に SM490Y を用いることによ

り応力照査を満足することができた。

図-7～図-12 は、中間橋脚なし斜張橋における主桁の鉛直たわみと主桁、主塔およびケーブルの断面力を表している。図-7 より明らかなように主桁には、中央径間の中央で 160.6cm の最大鉛直たわみが発生した。このたわみの大きさは、中央径間長の 1/250 になる。また、図-8 および図-9 は主桁の軸圧縮力と曲げモーメント分布を示している。主桁の最大軸圧縮力 111698 kN は塔位置主桁に、またその最大曲げモーメント 89249 kNm は側径間に生じていることがわかる。同様に、主塔の軸圧縮力と曲げモーメント分布を示したのが図-10 および図-11 である。最大軸圧縮力および最大曲げモーメントは塔基部に生じており、各々 48401 kN およ

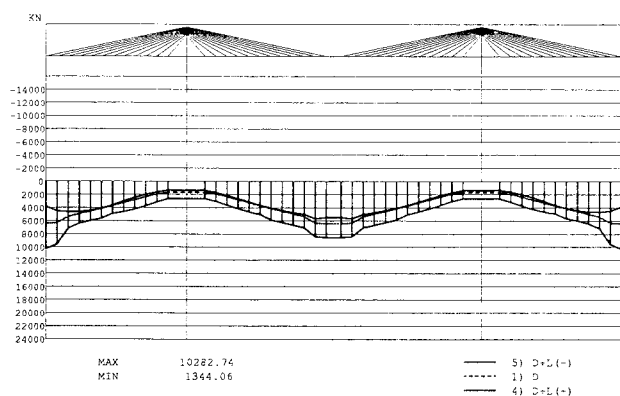


図-12 ケーブル軸力分布 (中間橋脚なし)

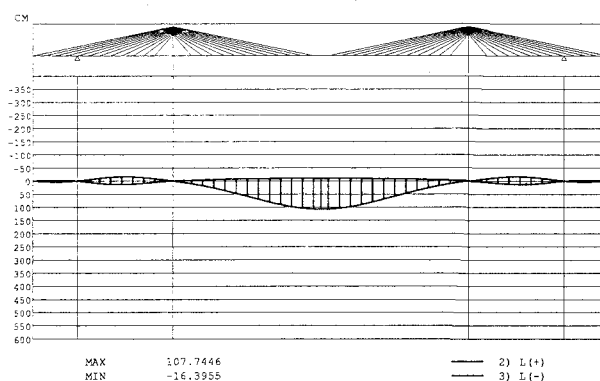


図-13 主桁鉛直変位 (中間橋脚あり)

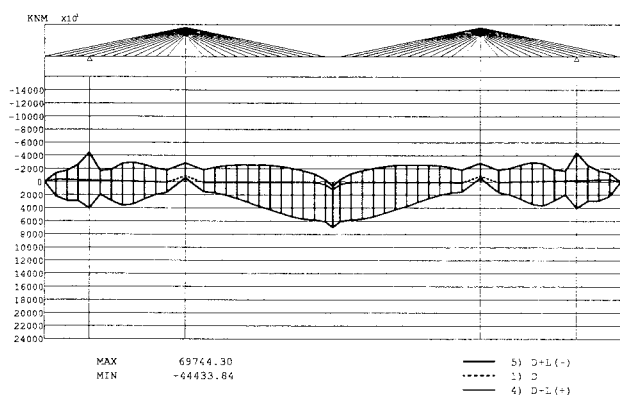


図-14 主桁曲げモーメント分布 (中間橋脚あり)

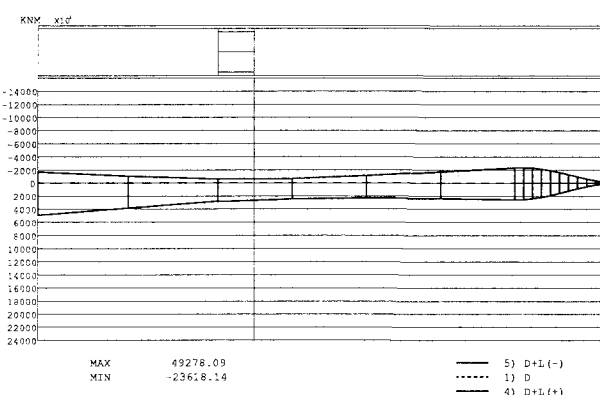


図-15 主塔曲げモーメント分布 (中間橋脚あり)

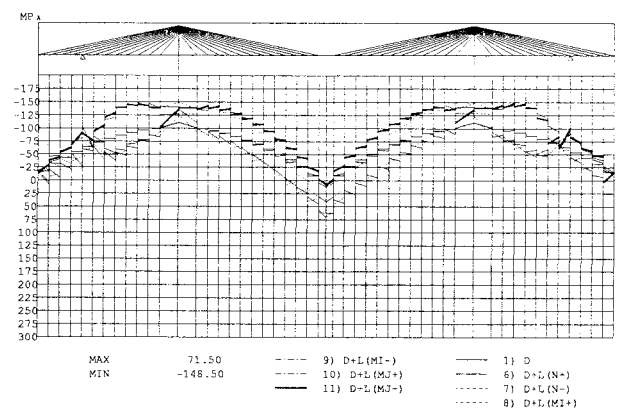


図-16 主桁応力分布 (中間橋脚あり)

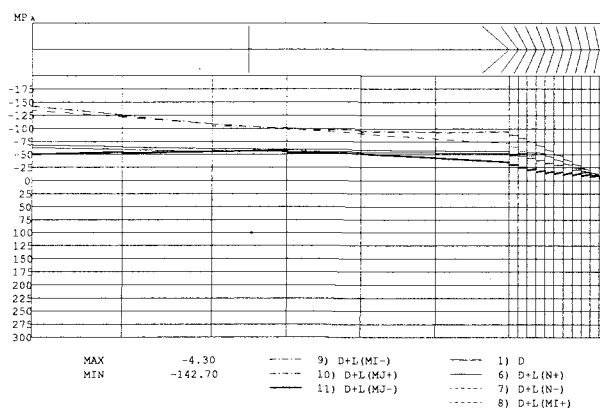


図-17 主塔応力分布 (中間橋脚あり)

び 100138 kNm の値を示した。図-12 は、ケーブルの張力分布を示しているが、側径間の最上段ケーブル (アンカーケーブル) には最大張力 10283kN が発生していることがわかる。

上述の試設計を踏まえて、主桁の鉛直たわみおよび各構成要素の断面力の低減を目的に、中間橋脚 1 本を桁端部支承位置から 60m の位置に設置した。この時の力学的特性を示したのが図-13～図-15 である。主桁の中央径間の最大たわみは 107.7cm となり、中間橋脚なしの斜張橋のそれに比較して 33% 低減し、最大たわみの中央径間長に対する比は 1/371 になった。また、主桁の最大曲げモーメントは中間橋脚なしの斜張橋のそれ

に比較して約 22% 低減し、さらに主塔の最大曲げモーメントは 51% と大幅に低減している。なお、主桁および主塔の軸圧縮力分布は、中間橋脚なしの場合と同様な値を示した。

以上の結果を基に、中間橋脚ありの主桁および主塔の応力度を計算し、各々の応力分布をまとめたのが図-16 と図-17 である。図中の MI(MJ) は、部材の I(J) 端側曲げモーメントが最大になるように活荷重を影響線載荷したときの曲げモーメントを表す。また、L(N+) および L(M+) は、軸力および曲げモーメントが正の最大となる影響線位置に活荷重を載荷した時の荷重効果 (応力度) を意味する。図-16 から明らかなように荷重 D+L(M-

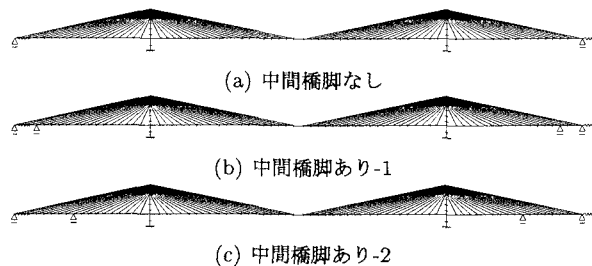


図-18 600m 斜張橋

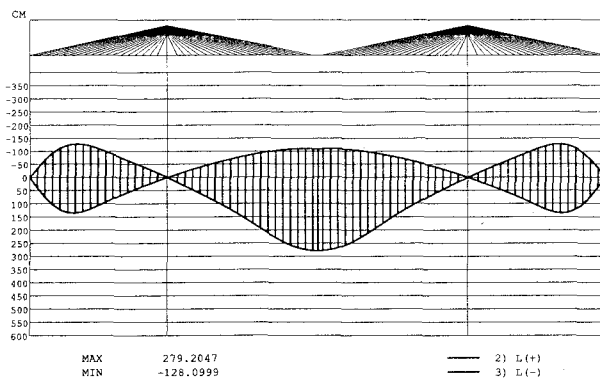


図-19 主桁鉛直変位 (中間橋脚なし)

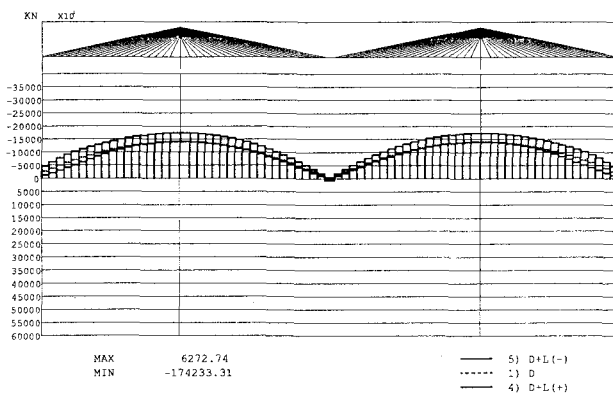


図-20 主桁軸圧縮力分布 (中間橋脚なし)

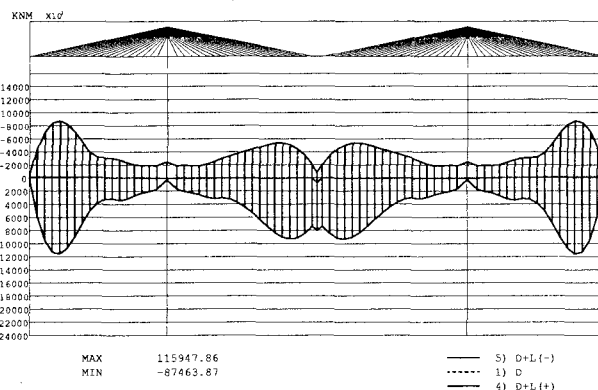


図-21 主桁曲げモーメント分布 (中間橋脚なし)

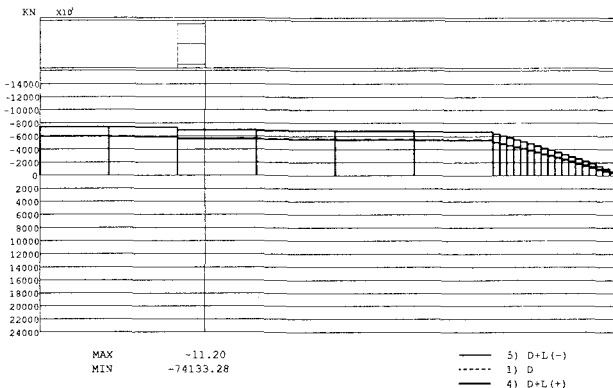


図-22 主塔軸圧縮力分布 (中間橋脚なし)

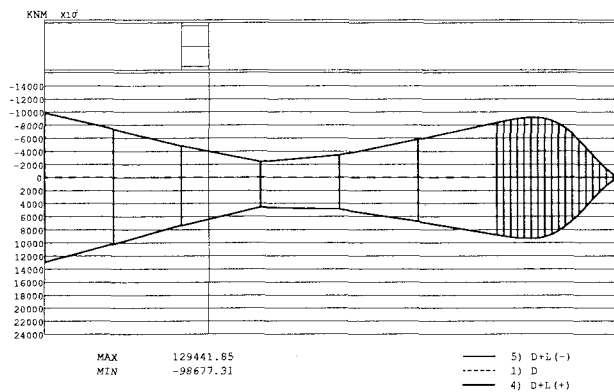


図-23 主塔曲げモーメント分布 (中間橋脚なし)

において主桁に生じる最大応力は、 $\sigma_{max} = -148.5 \text{ MPa}$ 、さらに図-17の主塔では $\sigma_{max} = -142.7 \text{ MPa}$ となり、中間橋脚なしの主桁および主塔断面と同じ断面を用いた場合、中間橋脚を設置したことにより主桁および主塔の大部分の領域に SM400 の適用が可能になっている。したがって、中間橋脚の費用の問題は残るものの、材料費の面からは塔高を最適塔高の半分に短くしても経済的な設計の可能性があると考えられる。

3.2 600m 斜張橋

次に、2. の基本条件は同一として、中央径間長を 600m に伸ばした斜張橋について試設計を行った。ここでも、図-18 のように中間橋脚を設置しない場合と側径間に 1 本設置し、その位置を変化させた 2 ケースについて試設計を実施し、試設計の検討を行った。図-18(a)の中間橋脚なしの場合は、400m 斜張橋の最適断面と同一断面の適用に対して、主桁に SM490Y、主塔は基部に SM570、その他の領域に SM490Y の鋼材を適用することにより成立することが確認できた。この場合、図-19~ 図-24 のように全体的な試設計の傾向は

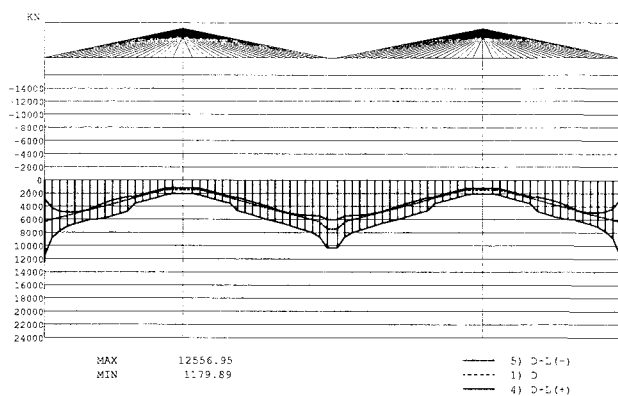


図-24 ケーブル軸力分布 (中間橋脚なし)

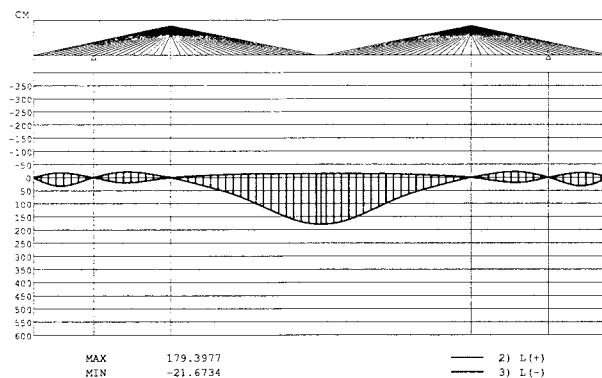


図-25 主桁鉛直変位 (中間橋脚あり)

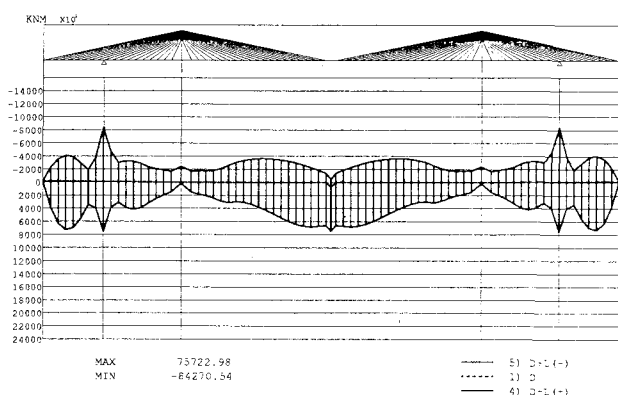


図-26 主桁曲げモーメント分布 (中間橋脚あり)

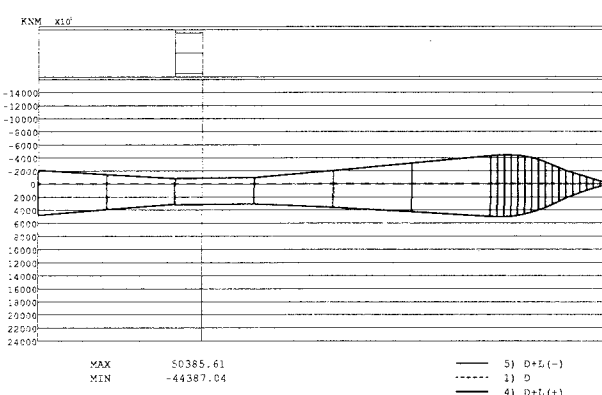


図-27 主塔曲げモーメント分布 (中間橋脚あり)

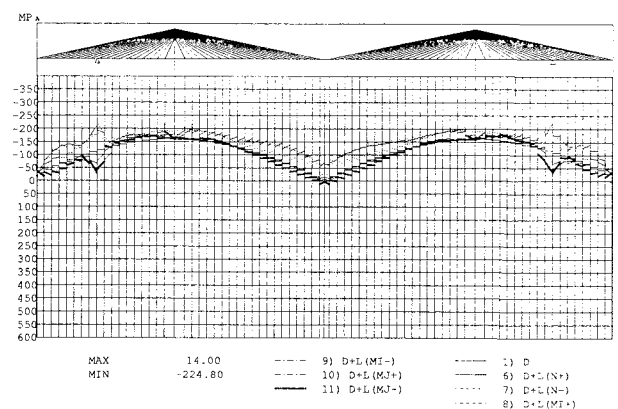


図-28 主桁応力分布

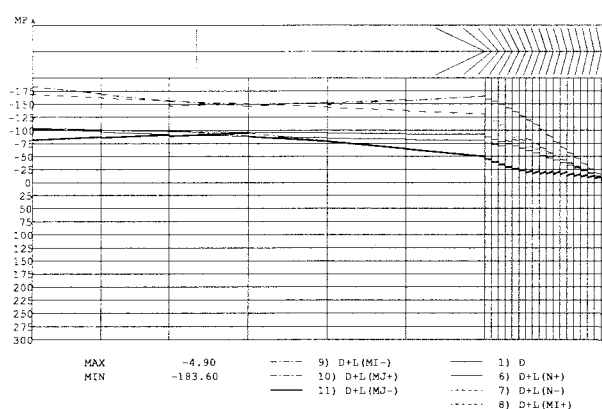


図-29 主塔応力分布

400m 斜張橋と同様な結果を示している。しかし、図-19 から明らかなように主桁の最大たわみは、279.2cm と大きな変形が生じており、その中央径間長に対する比は 1/215 となった。また、図-23 に示すように主塔のケーブル定着部中央付近の曲げモーメントは塔基部の曲げモーメントと同等の大きさになっており、その値は 400m 斜張橋主塔 (中間橋脚なし) の最大曲げモーメントより 29% 増大している。

そこで、中間橋脚なしの斜張橋に中間橋脚を設置して断面力およびたわみの改善を試みた。なお、ここでも中間橋脚を 1 本考慮しているが、図-18(b)(c) のようにその設置位置を桁端から 45m および 120m に変化

させた 2 ケースについて検討している。ここでは、特にその影響が大きく現われた中間橋脚を桁端部支承位置から 120m に設置した図-18(c) のケースについて述べる。その解析結果をまとめたのが図-25～図-27 である。

主桁の最大たわみは、中央径間長の 1/335 となり、その変形量は改善されている。主桁の最大曲げモーメントは、中間橋脚位置に発生しており、その大きさは中間橋脚なしのそれに比べて 35% 低減している。さらに、主塔の最大曲げモーメントは、ケーブル定着部に生じており、その大きさは中間橋脚なしのそれに比べて 61% と大幅に低減している。なお、主桁および主塔

表-2 600m 自定式吊橋の主桁および主塔断面

	主桁		主塔			
	H (m)	材質	B _t (m)	H _t (m)	t (mm)	材質
①	2.5	HT780 でも不可	6.0	3.0	50	HT780 でも不可
②	3.5	HT780 程度必要	5.0	2.5	50	SM490Y ~HT690
③	5.0	HT690 程度必要	3.5	2.5	40	SM490Y ~SM570
④	7.0	大半が SM570	3.5	2.5	40	SM490Y

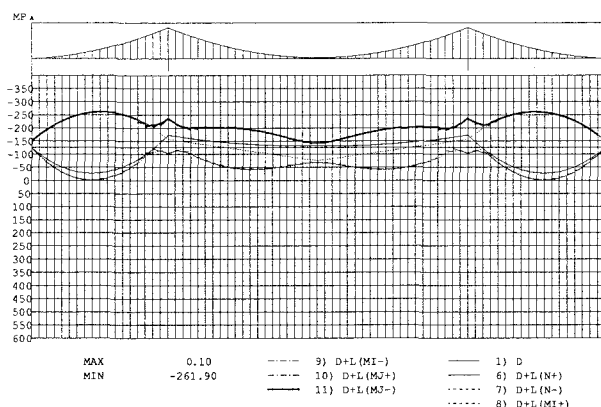


図-30 主桁応力分布

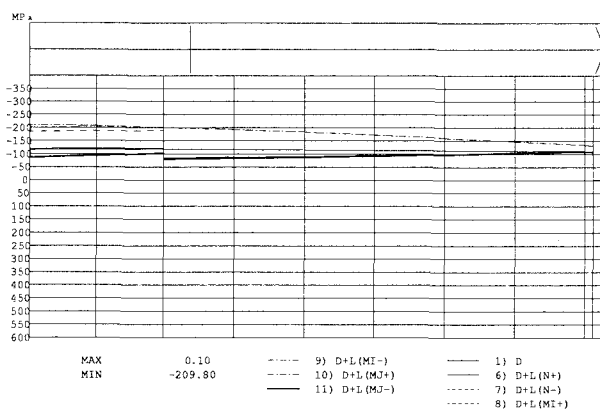


図-31 主塔応力分布

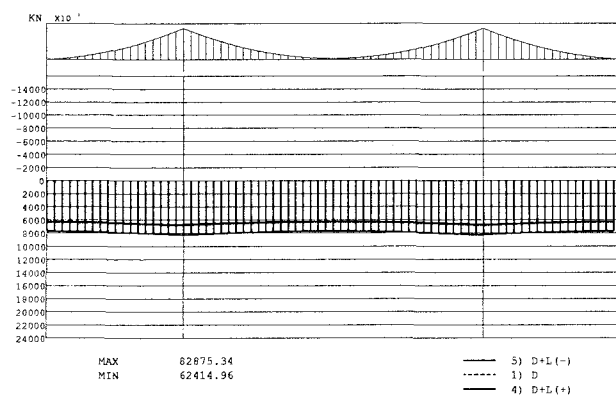


図-32 ケーブル軸力分布

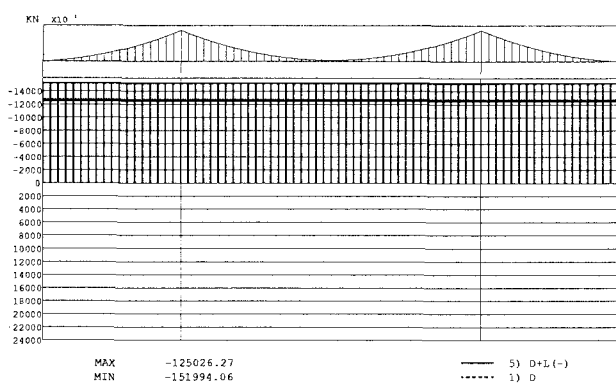


図-33 主桁軸圧縮力分布

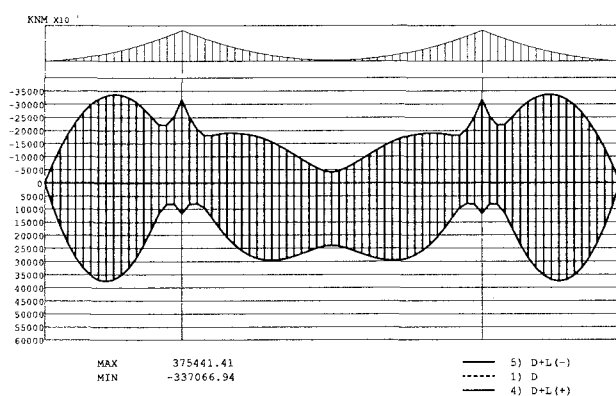


図-34 主桁曲げモーメント分布

の軸圧縮力分布は、中間橋脚なしの場合のそれらの値と同等になった。

最後に、中間橋脚ありの場合の主桁と主塔の応力度分布を表したのが図-28 と図-29 である。荷重は D+L(M+) の時に、中間橋脚設置位置および塔位置直上の主桁に最大応力度 $\sigma_{max} = -224.8 \text{ MPa}$ が生じており、この領域では SM570 が、その他の主桁の大部分には SM490Y が適用できる。さらに、最下段ケーブル定着位置から塔基部までの塔柱には、150~184MPa の範囲の応力度が生じており、大部分の領域で SM490Y を

用いることが可能である。

4. 600m 自定式吊橋の試設計

中央径間長 600m 斜張橋に対抗して競争できる可能性のある橋梁として、自定式吊橋が考えられる。そこで、ここでは 2. の基本条件の基、図-2 のような自定式吊橋を試設計してその実現性について検討した。桁高、主塔断面および材質を変化させて設計し、その代表的桁高に対して決定された主桁および主塔の断面諸

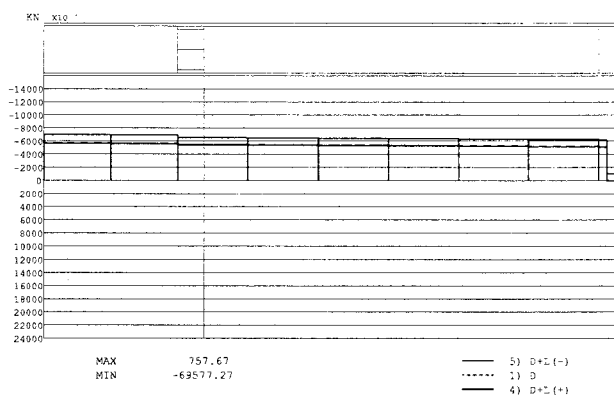


図-35 主塔軸圧縮力分布

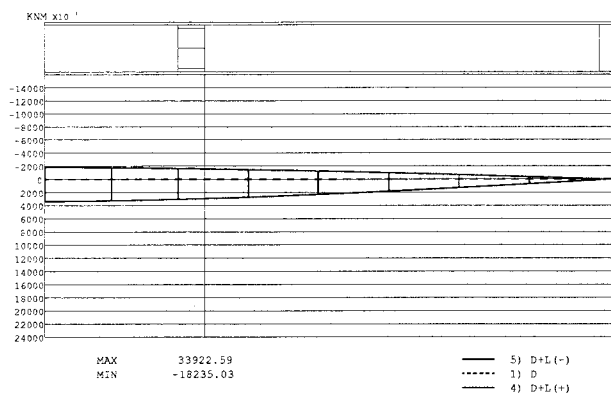


図-36 主塔曲げモーメント分布

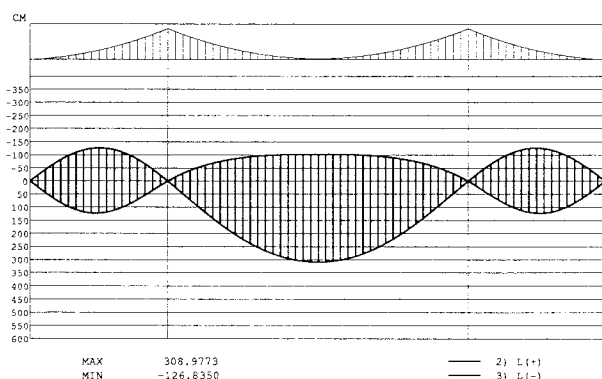


図-37 主桁鉛直変位

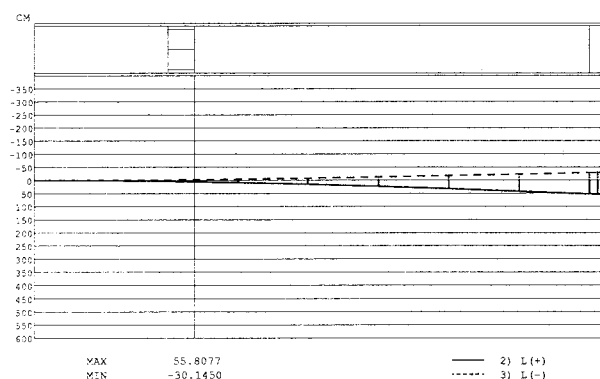


図-38 主塔橋軸方向水平変位

元およびそれらの材質をまとめたのが表-2である。

基本断面(桁高 2.5m)桁の①の場合は、その最大応力度が $\sigma_{max} = -390 \text{ N/mm}^2$ となり、さらに主塔断面に $6.0\text{m} \times 3.0\text{m} \times 50\text{mm}$ を用いて、HT780 の高張力鋼材を適用しても設計が成立しなかった。そこで、桁高を変化させて試設計を試みた結果、桁高を 3.5m に高めた②の場合は、主桁に HT780 程度、主塔断面 ($5.0\text{m} \times 2.5\text{m} \times 50\text{mm}$) に SM490Y~HT690 を用いることにより成立したが、主塔・主桁共に高張力鋼材が必要になった。さらに、桁高 5.0m の③では主桁に HT690 程度の高張力鋼材が必要となった。一方、主塔は①および②の主塔断面より小さな $3.5\text{m} \times 2.5\text{m} \times 40\text{mm}$ の断面の採用が可能になり、鋼材は SM490Y~SM570 の材質で成立した。最後に、桁高 7.0m まで増やした④の場合は、図-30 の応力分布から明らかなように側径間中央付近の主桁で最大応力度が $\sigma_{max} = -261.9 \text{ MPa}$ に達しているが、大半の領域が SM570 で照査を満足した。この場合の主塔断面は $2.5\text{m} \times 3.5\text{m}$ となり、図-31 の応力分布から明らかなようにその材質には SM490Y の適用で成立している。

いま、もっとも採用の可能性がある④の断面を有する自定式吊橋の力学的特性を示したのが図-31~図-38である。図-33 の主桁には、図-20 の斜張橋の塔位置の主桁に発生する最大軸圧縮力 174233 kN と同等の大きさの軸圧縮力 151994 kN が桁全長にわたって発生している。また、図-34 から明らかなように主桁の側径

間の中央に 375441 kNm の最大曲げモーメントが発生している。さらに、主桁の最大鉛直たわみは図-37 から明らかなように 3.09m にもなり、その中央径間長に対する比は 1/194 に達している。さらに、図-38 に示すように主塔の塔頂部橋軸方向の最大水平たわみは塔高の 1/150 になり共に大きな変形を生じていることから、使用性に問題を残している。

5. 考察と結論

今回、中央径間長 400m と 600m において塔高を中央径間長の 1/10 とした短塔を有する鋼斜張橋および自定式吊橋を対象にして試設計の検討を行った。試設計により得られた最終的な鋼斜張橋および自定式吊橋の断面諸元をまとめたのが表-3 である。まず、中間橋脚を設置した 400m 斜張橋は、中間橋脚を 1 本設置することにより主桁および主塔の大部分の領域に SM400 材の適用が可能になることがわかる。また、上部工の鋼重も我が国の中央径間長 400m クラスの名港西大橋や大和川橋梁のそれらに比べて同等かあるいはより減少している⁴⁾。これは、塔高を低くしても、側径間内の中間橋脚の設置が前提になるものの、主桁の材質をグレードアップさせることなく、また桁高を大幅に高くしたり、板厚を厚くするなどの重量増につながるサイズアップが必要ないためである。さらに、ケーブル重量は増加するものの、塔の重量が低下するためと考え

表-3 決定断面諸元

		単位	斜張橋 (中間橋脚あり)		吊橋
			400m	600m	600m
桁	断面寸法 (B×H)	m	20.0× 2.5	同左	20.0× 7.0
	板厚 (t_f , t_w)	mm	20, 15	同左	同左
	材質		SM400,SM490Y	SM490Y,SM570	SM570
	断面積 (A)	m ²	0.874	同左	1.009
	曲げ剛性 (I)	m ⁴	1.267	同左	10.59
塔	断面寸法 ($B_t \times H_t$)	m	2.5× 5.0	同左	2.5× 3.5
	板厚 (t_f , t_w)	mm	40	同左	同左
	材質		SM400,SM490Y	SM490Y	SM490Y
	断面積 (A_t)	m ²	0.594	同左	0.474
	曲げ剛性 (I_t)	m ⁴	2.024	同左	0.865
ケーブル	断面積 (A_c)	m ²	0.0049~0.0162	0.0058~0.0192	0.1056
	外径 (d)	mm	105~180	110~195	418
概算重量	桁	t	7,490	11,044	12,750
	塔	t	2,159	2,681	2,238
	ケーブル関係	t	969	2,364	2,385
	合計	t	10,618	16,089	17,373

られる。これより、塔高を最適塔高の半分に短くしても材料費の面からは経済的な設計が可能になるとともに実現性の高い斜張橋案であると言える。

次に、600m斜張橋は、桁端部から側径間長のほぼ中央の位置に中間橋脚を一本設置することにより、ごく一部の領域に高張力鋼材 (SM570 材) の適用が必要ではあるが、塔高を経済的塔高の約半分に下げても、SM490Y 材を用いて設計可能であることが確認できた。一方、吊橋の場合は全支間にわたって主桁に大きな軸圧縮力が働くため、斜張橋の桁高の 2.8 倍と高くなっている。また、鋼重の大半を占める桁に SM570 程度の高材質が必要になっており、主桁については明らかに不経済になる傾向にある。一方、主塔は斜張橋主塔断面より小さくなり、材質も大部分 SM490Y で設計できることから有利になっている。しかし、主桁のたわみが大きく、また吊橋の鋼重は斜張橋のそれよりも約 7% 大きくなっている。さらに、架設方法はステージング架設とならざるを得ず、施工性でも劣る。したがって、600m 自定式吊橋の実現性は低いと考えられる。

今回提案した短塔を有する鋼斜張橋は、現行設計規準に基づいて試設計を試みた。今後ケーブルの安全率の低減や設計法の見直しなどに積極的に取り組むことにより、一層の競争力が発揮でき、経済的な形式として建設の実現が大いに期待できる。さらに、中央径間長 150m~350m の領域についても同様の検討を行うことにより、短塔を有する鋼斜張橋の適用スパン領域の拡大に繋がるものと期待される。

参考文献

- 1) 藤野陽三：香港ストーンカッターズ橋の設計協議に参加して、橋梁と基礎，Vol.36, No.5, pp.37-39, 2002
- 2) 長井正嗣，奥井義昭，岩崎英治：合成斜張橋の動向と技術的課題，橋梁と基礎，Vol.35, No.11, pp.27-34, 2001
- 3) 大塚久哲，若狭忠雄，緒方純二，矢茸亘，竹村太佐：PC 長大橋の構造形式における耐震性および経済性について，構造工学論文集，Vol.47A, pp.1269-1276, 2001.
- 4) 野上邦栄，成田信之：鋼斜張橋主塔の構造特性と座屈設計に関する実績調査研究，構造工学論文集，Vol.38A, pp.167-180, 1992.
- 5) 松川照夫，松村博，亀井正博，長井義則：北港連絡橋（仮称）の計画と下部の施工，橋梁と基礎，Vol.20, No.7, 1986
- 6) N.J. Gimsing：Cable supported bridges Concept & design, Second ed., John Wiley & Sons, 1998
- 7) 森園康之，長井正嗣，野上邦栄，藤野陽三：塔高を同一とした 600m 鋼斜張橋と自定式吊橋の試設計，土木学会年次学術講演会講演概要集，2003
- 8) 本州四国連絡橋公団：鋼上部構造設計基準・同解説，1992
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，2002
- 10) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領（案）・同解説，1989.

(2003 年 9 月 12 日 受付)