

側径間に中間橋脚を有する長大斜張橋の構造特性

STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF LONG-SPAN CABLE-STAYED BRIDGE WITH AN INTERMEDIATE PIER IN SIDE SPAN

遠藤武夫*、高城信彦**

Takeo ENDO and Nobuhiko TAKAGI

*本州四国連絡橋公団顧問(〒105 東京都港区虎ノ門5-1-5 虎ノ門45森ビル)

**本州四国連絡橋公団工務部技術管理課(〒105 東京都港区虎ノ門5-1-5 虎ノ門45森ビル)

In order to realize longer span cable-stayed bridges, it is very important to understand the influence of increasing the length of center span on the structural behavior. Since it is advantageous to have an intermediate pier in the side span, especially when much longer span is considered, this structural type is selected to investigate. In this study, the center span is altered to four different lengths such as 500m, 890m, 1400m and 2000m, and the sectional properties are decided based on the present design procedures. From this work, it can be stated that until up to the vicinity of 1000m, the structural behavior may be considered as similar to the one of those already constructed. Elastic buckling, dynamic and aerodynamic characteristics are explained for all four different cases.

Keywords: cable-stayed bridge, intermediate pier, elastic buckling

1. まえがき

斜張橋は、いろいろな構造形式が考えられる複雑な構造物であるが、高強度ケーブルの開発、施工管理技術と解析技術の急速な進歩によって建設事例が増加し、従来吊橋の領域と考えられていた長大橋にも適用されるようになってきている。現在では、中央支間長856mのノルマンディー橋が完成間近であり、中央支間長890mの多々羅大橋が工事中である。

多々羅大橋は中央支間長890m側支間長270m及び320mの非対称な鋼斜張橋である。従来の例と比較して、側径間が比較的短く、端部に負反力を生じるため、側径間の端部付近の桁はプレストレストコンクリート桁として計画し、側径間に中間橋脚を有する形式を採用している。

斜張橋を計画するにあたって、実用的に各部材の断面力を推定する方法^{1) 2)}はすでに種々提案されており、支間長1000mを超える斜張橋を対象とした静的な問題の検討結果^{3) 4)}が明らかにされている。しかし、従来の建設規模を大幅に超える900m級斜張橋の実現性を検討するうえで、500m級斜張橋との比較により概観するため中央支間長の増大に伴う主要な構造特性の変化を試設計により把握しておくことは非常に重要である。

斜張橋の構造特性は、その形式や規模に依存するため一般化した記述は困難であるが、側径間に中間橋脚を有する構造形式は橋梁全体の剛性が高く安定した構造であり、中間橋脚がない場合と比較して桁の曲げモーメント、鉛直たわみが低減され長大斜張橋に適した形式^{3) 5)}の一

つと考えられることから、本文では側径間に中間橋脚を有する支間長890mの規模を中心に、中央支間長を500mから2,000mの4橋の概略設計を行い、長大斜張橋の規模と構造特性の変化を考察する。この結果は、今後の長大斜張橋を計画するうえで、実用的で有益な情報を与えるものと考えている。

2. 計算方法

1) モデルの設定

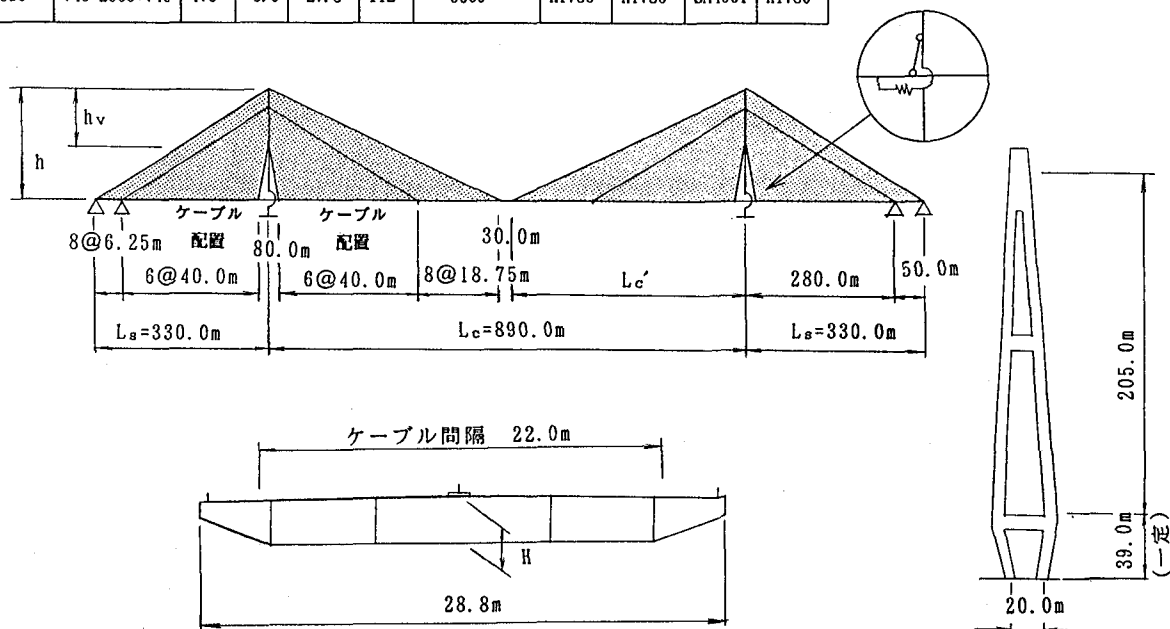
基本モデルは、桁断面として車道部20mと車道両側に管理路2.5mの幅員構成が確保できる流線型鋼箱桁とし、中央支間長890m、側径間長330mの対称形の鋼斜張橋とする。側径間端部50m区間は、塔を中心にした死荷重モーメントが一致するように設定した重量を有し中間橋脚で支持するPC桁とする。中間橋脚は側径間端部50mの位置に設ける。計算モデルは基本モデルを含め4種類とし、中央支間長は500m、890m、1,400m、2,000mである。各モデルの骨組線は相似させ、側支間長比 $L_s/L_c=0.37$ 、塔高比 $h/L_c'=0.4767$ 、塔側ケーブル定着高 $h_v/h=0.39$ は一定である。ここに L_s 、 L_c は中央支間長と側支間長を、 L_c' は塔から中央径間桁の最上段ケーブル配置位置までの距離を、 h は桁位置から塔高を、 h_v は塔のケーブル配置長を示す。

桁は塔位置で長さ10mの引張りリンクで吊り下げ支持され、同時に橋軸方向にバネにより弾性拘束されている。バネ定数は、±30度の温度変化の影響による塔基部応力

表－１ 設計モデル

単位：m

中央支間 L_c	支間割間	塔高 h	桁高 H	塔柱基部間隔	P C 桁長	水平バネ定数 $t_f/m/shaft$	桁材質		塔材質	
							主要材	最高材	主要材	最高材
500	185+ 500+185	112	1.8	17.3	28	800	SS400	SM490	SM490Y	SM490Y
890	330+ 890+330	205	2.7	20.0	50	1500	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM570
1400	520+1400+520	327	4.0	26.3	80	3500	SM570	HT780	SM490Y	HT780
2000	740+2000+740	470	5.6	27.8	112	6000	HT780	HT780	SM490Y	HT780



図－１ 基本モデル

表－２ 桁断面（一定）

諸量	500m	890m	1400m	2000m
t	12	16	23	30
A	0.944	1.300	1.838	2.502
I_x	2.08	5.83	15.75	36.08
I_y	0.582	1.85	5.91	15.21
I_z	53.80	74.80	106.70	147.50
I_θ	821.9	1001.3	1291.9	1701.3

が、許容応力度の15%程度になる大きさである。ケーブルの完成時張力は解析過程でプレストレス量を調整することにより、死荷重完成時における塔及び桁のキャンバーがほぼ0になるように設定した。

桁高は軸方向力による座屈安定性を確保できる寸法から中央支間長890mの場合を2.7mとし、各モデルの桁高は中央支間長に比例して設定した。ただし、最小桁高は現実の製作施工等の制約から1.8mを限界としている。塔柱断面は箱断面とし、同様に中央支間長に比例した外形寸法を設定した。桁高桁断面は橋長全体にわたり同一断面とした。

ケーブルは現在入手可能な製品の使用を前提とし、ケーブル配置間隔は、いずれのモデルについても図－1の基本モデルの配置間隔と同程度の配置間隔を設定した。この結果、中央径間及び側径間の最上段ケーブルの断面積は図－4に示すものとなった。

設計荷重は、活荷重として本州四国連絡橋自動車活荷重、設計基本風速として $V_{10}=37m/s$ 、地震の影響は本州四国連絡橋耐震設計基準(1977)によった⁶⁾。

設計モデルの桁、塔及びケーブルの主要寸法、水平バネ定数を図－1、表－1及び表－2に示す。

2) 計算方法

桁、塔及びケーブルの仮定断面は文献1)を用いて設定し、常時設計荷重を対象とする有限変位解析により影響線載荷時の断面力を求め、断面諸量を決定した。このとき、弾性座屈解析により得られた有効座屈長をもとに許容圧縮応力度を算出している。断面の安定照査式には、付加曲げモーメントの効果は小さいものと判断して下式を用いている。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}} \leq 1$$

ここに σ_c は軸方向力による圧縮応力度、 σ_{bcy} 及び σ_{bcz} は曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度、 σ_{caz} は弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度、 σ_{bagy} は局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度、 σ_{bao} は局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値である。

橋軸面内荷重(D、L、T、EQ(LL))による断面力解析、弾性座屈解析及び面内の振動解析には平面モデルを用い、橋軸面外荷重(W、EQ(TT))による断面力解析及び面外振動解析には立体モデルを用いた。ケーブルは、できる限り正確にモデル化するためケーブル要素としてサグ変化を考慮しているが、弾性座屈解析と振動解析の場合には見かけのヤング係数を有するロッド部材として扱った。

3. 部材力

設計モデルの桁断面面積、塔柱断面面積、最上段ケーブルの断面面積及びケーブルとの剛比は図-2～図-6のように決定した。概略設計により得られた主要な部材力を図-7～図-9に示す。

文献1) による桁軸力の簡易計算結果と今回設計モデルの桁軸力の比較は表-3に示すように良好な一致がみられる。

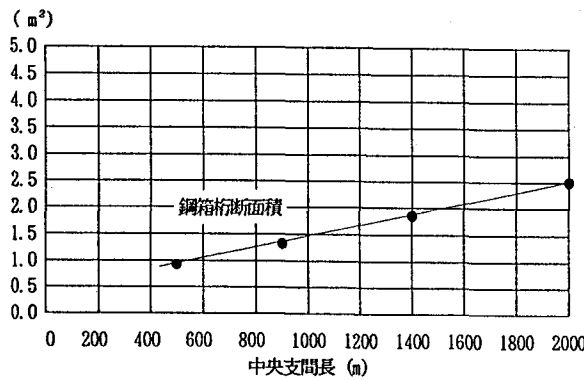


図-2 鋼箱桁断面面積

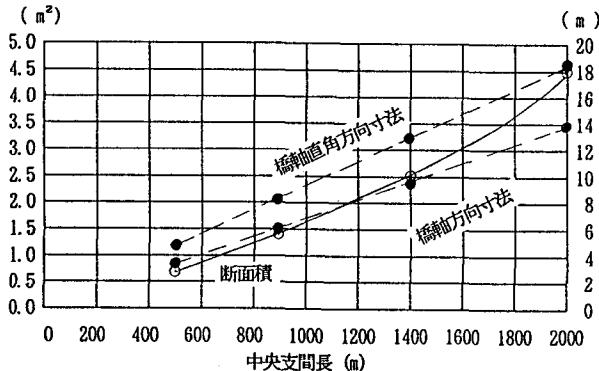


図-3 塔柱断面面積

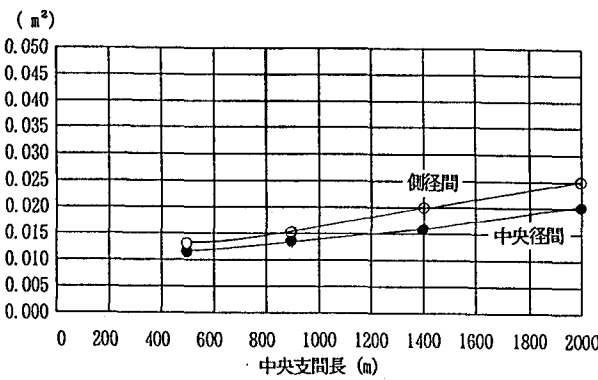


図-4 最上段ケーブル断面面積

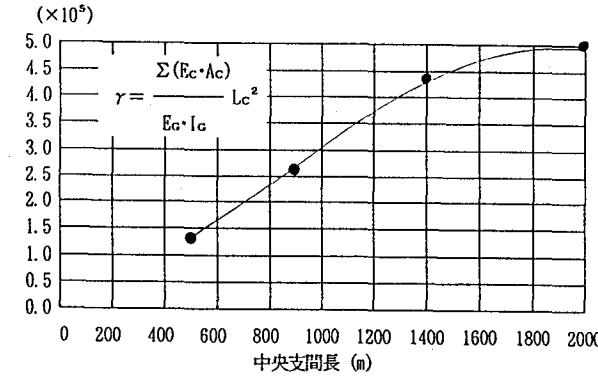


図-5 ケーブルと桁の剛比

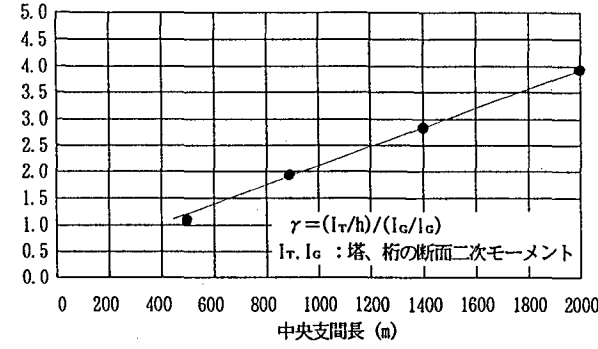


図-6 塔と桁の剛比

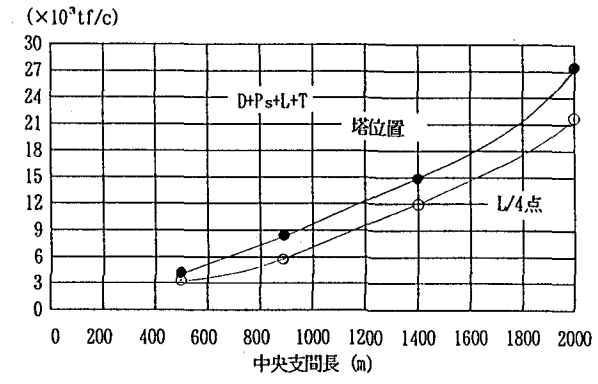


図-7 桁軸力

表-3 桁軸力 tf

計算方法	中央支間	塔位置	L/4 位置
1) 簡易計算	500	7752	6099
	890	15626	12052
	1400	30061	22958
	2000	52905	40190
今回設計	500	7855	6444
	890	15823	11702
	1400	30707	24143
	2000	55562	44042

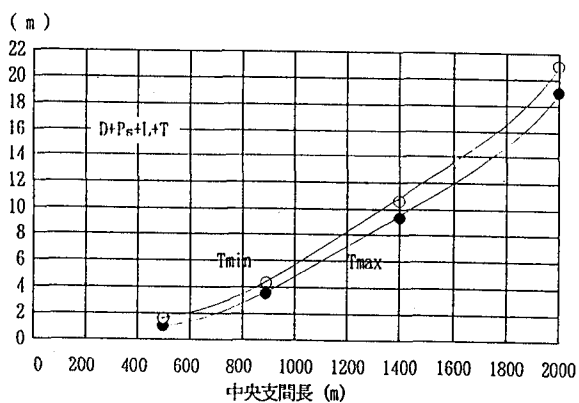


図-10 中央径間最上段ケーブルのサグ

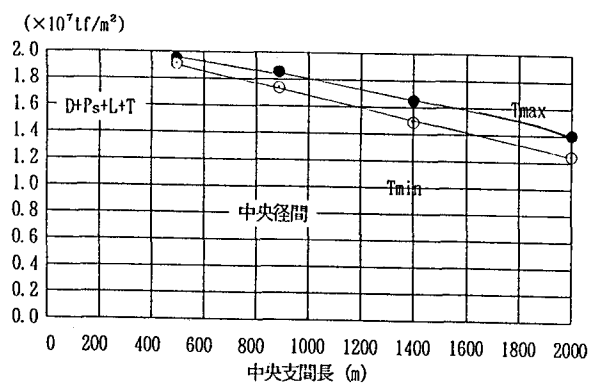


図-11 最上段ケーブルのヤング係数

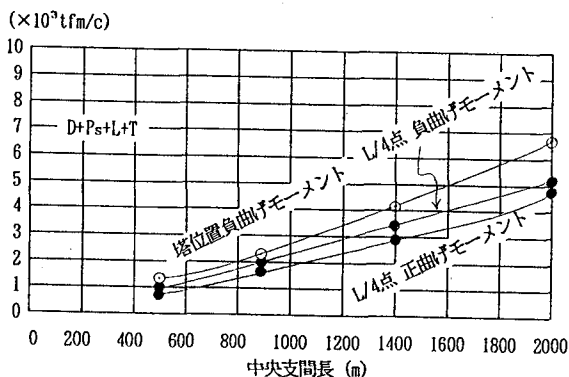


図-8 桁鉛直面内曲げモーメント

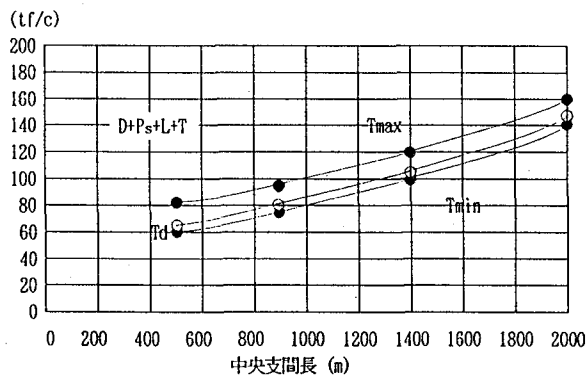


図-9 側径間最上段ケーブル張力

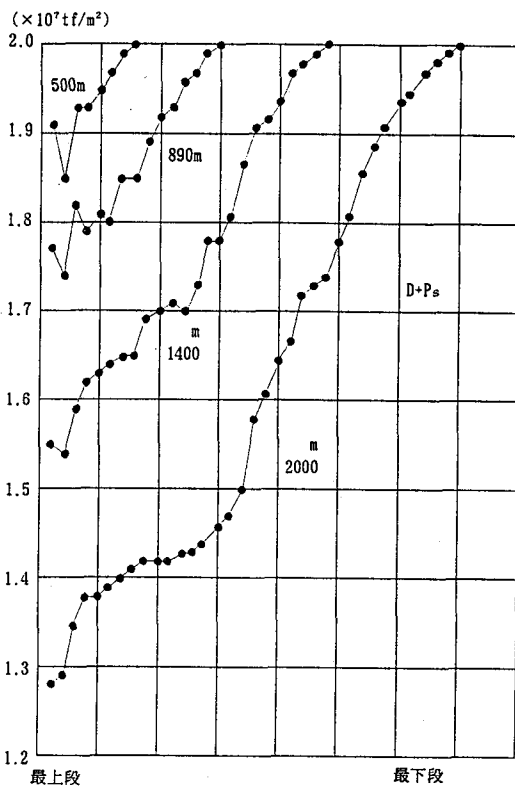


図-12 ヤング係数の分布

4. 結果と考察

1) ケーブルのヤング係数

中央径間の最上段ケーブルに発生するサグの大きさを図-10に示す。ケーブルのヤング係数の低下は、文献7)によれば支間長の限界を決定する支配的な要因であるとしている。中央支間長が500m程度ではサグは小さいものの、長大化とともに増大し、2,000mではサグが21.3m、サグ比が1/46に達している。サグの増大はケーブルの見かけのヤング係数を低下させると同時に、視覚的な問題を生じることが予想される。

ケーブルの見かけのヤング係数としてErnstの推定式

$$E_1 = \frac{E_0}{1 + \left[\frac{1}{12} \cdot \frac{(r \cdot l)^2}{\sigma^3} \right] E_0}$$

ここに、

- E_1 : 見かけのヤング係数
- E_0 : ケーブルサグを無視したヤング係数
- r : ケーブルの単位体積重量
- l : ケーブル水平投影長
- σ : ケーブルの応力度

を用いて最上段ケーブルを計算した結果によると、温度上昇を含めた場合で500mまでの範囲における低下率は10%以下であるが、890mでは低下率が15%に増加し、2,000mでは30%に達する。ケーブルのヤング係数の低下をどこまで許容するかは今後の検討課題であるが、ヤング係数の低下と鋼重の関係により判断することができると考えている。

マルチケーブルタイプの斜張橋である今回の概略設計では、最下段ケーブルのヤング係数の低下はなく、図-12に示すように最下段ケーブルから最上段ケーブルに向かってほぼ連続的に見かけのヤング係数が低下する。

2) 桁のたわみ

中央径間における桁の鉛直たわみは中央径間の長大化に伴い増加するものの、2,000mの場合で1.6m程度であり、特に問題となる大きさではない。桁のたわみの要因は、塔が橋軸方向に変形することによる影響が52%、ケーブルの伸びとサグの変化による影響が43%を占め、桁自体の曲げと温度変化による影響は5%にすぎない。この比率は、中央径間の規模にかかわらず、ほぼ一定である。

桁の橋軸直角方向のたわみは、支間長の長大化により急激に増加する。特に中央支間長が1,000mを超える領域では、非常に大きな値となり、2,000mでは中央支間長の1/43に達する。ケーブルに作用する風荷重を図-15に示すように分布換算した平均値と比較すると、890mでは桁の風荷重と同程度であるが、2,000mでは1.6倍に達する。今回の計算モデルでは、幅員を一定とし桁高を中央支間長に比例させているため、実際の設計にあたっては、桁形状の改良を考えなければならない。塔についても、

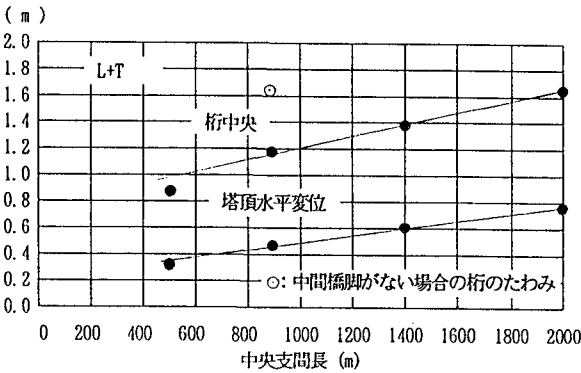


図-13 桁のたわみ

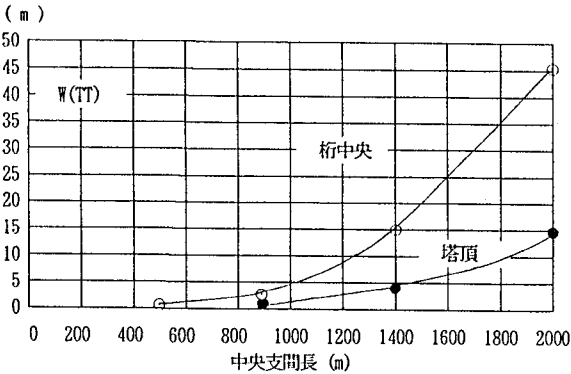


図-14 桁の橋軸直角方向たわみ

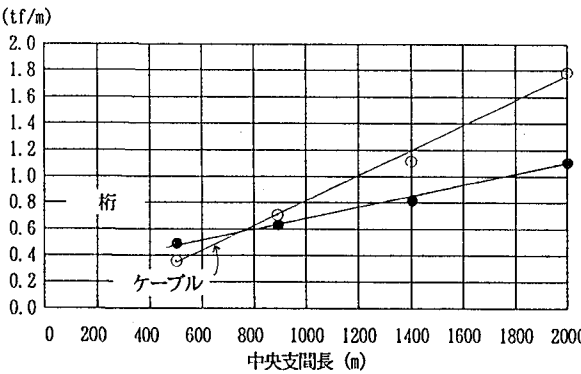


図-15 分布換算した風荷重の平均値

基部に作用する上揚力が支配的に大きくなり、中央支間長に相応する塔柱間隔を設定する必要がある。

今回の検討では、長大斜張橋の鉛直方向のたわみは小さいものの、風荷重によって橋軸直角方向に非常に大きな変形を生じる結果となったが、長大斜張橋では風荷重の橋軸方向の分布など風荷重の与え方について検討する必要があると考えられる。

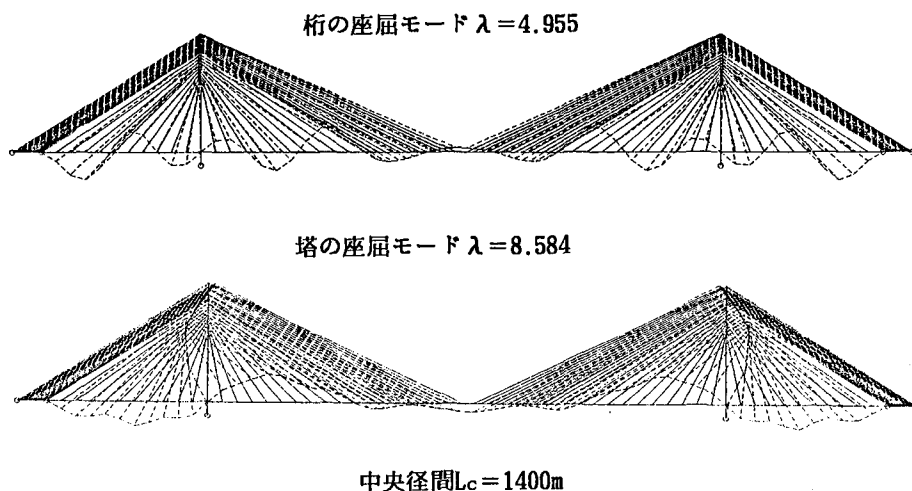


図-17 座屈モード

3) 弾性座屈解析

斜張橋は、橋軸方向の拘束条件がゆるやかな場合には、塔の座屈が桁の座屈に先行する⁸⁾。従来は、ある程度の拘束があれば、斜張橋の桁は容易に座屈しないものとする考え方があったが、500mを超える長大橋では十分な検討が必要である。死荷重と活荷重が作用する場合を基準に、2次元モデルを用いた弾性座屈固有値解析を行った結果を図-16に示す。塔の最小固有値は、中央支間長の大きさによって大きな変化は見られなかった。これに対して、桁の座屈固有値は中央径間の増加とともに大きく低下し、500mでは塔の最小固有値より大きいものの、600mを超える付近から塔の最小固有値より小さくなっていく。中央支間長1,400mでは塔の座屈モードに対する座屈固有値 $\lambda = 8.58$ に対して、桁の座屈モードの固有値は $\lambda = 4.96$ である。

このことは、500mを超える長大斜張橋では、桁の座屈が塔の座屈に先行して発生しうることを示しており、桁の座屈安全性の照査が非常に重要であることを示している。

得られた最小固有値を用いて、座屈荷重 $P_{cr} = N_0$ とし、Eulerの柱の弾性座屈式から有効座屈長を計算すると桁及び塔のいずれの場合も、支間長にほぼ比例して有効座屈長が増加する。中央径間が長くなるにつれ軸方向圧縮応力度(σ)が断面応力度全体に占める割合が多くなり、座屈に対する危険性が増加することになる。このため、現在の設計基準では高強度の厚板を用いる必要があり、著しく不経済となって事実上設計が困難となる場合がある。ただし、線形座屈解析では、変形や曲げモーメントの影響が無視されるので、実際の桁の終局強度は、線形座屈解析の座屈モードに完全に一致することはないものと考えられる。桁の最終耐荷力を照査するためには、非弾性域の挙動を考慮する必要がある。

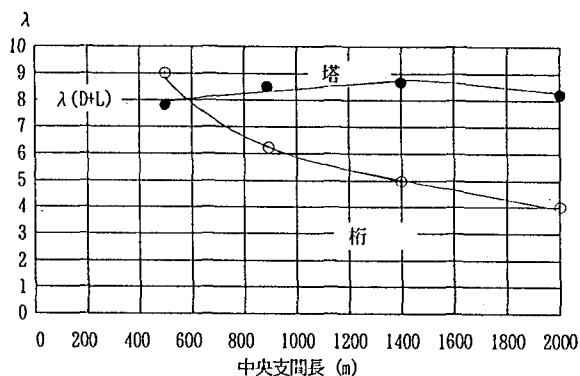


図-16 弾性座屈固有値

4) 耐風安定性

桁の鉛直たわみ振動、橋軸直角方向たわみ振動及びねじれ振動について計算した結果、図-18に示すようにいずれも支間長の増加により長周期化する。橋軸方向たわみの振動数が鉛直たわみ振動数より小さく、桁幅を一定としているため長大化により橋軸直角方向の剛性が低下していることが理解できる。概ね連続ばりの振動特性の長大化による傾向と同じものとなっている。振動数比(ω_t / ω_b)は中央支間長890mの場合で2.91、2,000mの場合で3.49と大きな値であり長大化とともに増加している(図-19)。

耐風安定性は、Selbergのフラッター限界風速推定式及び阪神公団HDL風荷重分科会報告の渦励振発生風速推定式によるほか、Bridge Aerodynamics⁹⁾のフラッター限界風速推定式と渦励振発生風速推定式を用いて推定した。ねじれフラッター限界風速、曲げねじれフラッター限界風速は、図-20に示すように中央支間長の長大

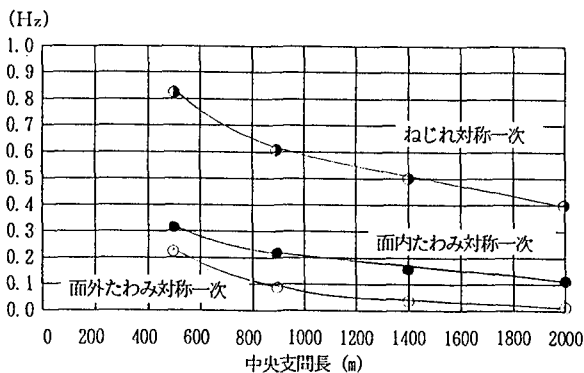


図-18 固有振動数

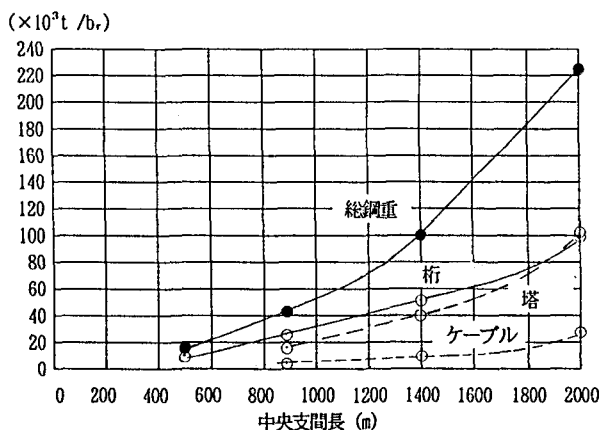


図-21 鋼重

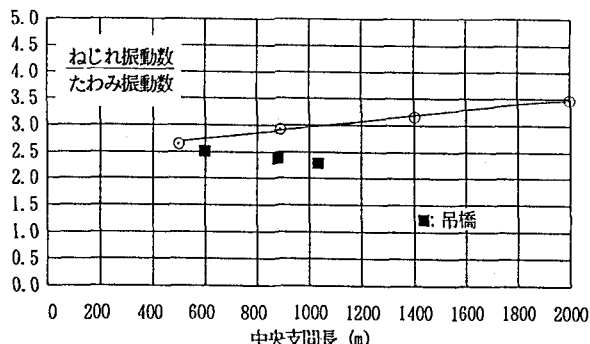


図-19 振動数比

5) 鋼重

概略設計による鋼重を図-21に示す。桁及び塔断面は、現状の設計基準により決定された表-1の主要材質で構成されている。概略設計では、中央支間長が890mの場合の桁断面はSM490Y、板厚16mmで構成できているが、1400mではHT780、板厚23mmが必要となっている。

中央支間長が1,000mの超える付近から、総鋼重が急激に増加する傾向があり、特に塔の鋼重が急激に増加している。今回の検討では塔断面は箱断面を採用しているが、超長大斜張橋では新たな塔形式を研究する余地が大きいことを示唆するものと考えている。ケーブル重量は、中央支間長が890mのときに全体鋼重の7%程度であるが、1,400mでは10%を超える。

中央支間長1,400mでは桁及び塔にHT780を使用する必要があること、1,000mを超える付近から総鋼重が急激に増加することから、現在の設計基準と今回検討した構造形式を前提にする場合、中央支間長が1,000m程度までの範囲で鋼斜張橋が成立するものと考えられる。

5. 結論

側径間に中間橋脚を有する斜張橋を対象に概略設計を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) 中央支間長の長大化につれて、ケーブルのサグは急速に増加する。中央支間長890mの場合の最上段ケーブルの見かけのヤング係数は、ケーブル材料本来のヤング係数に対して最大15%程度低下するが、設計上問題とならない範囲にある。
- (2) 活荷重による桁の鉛直方向たわみは小さく、中央支間長に対する比率は、中央支間長が890mの場合で約1/760である。中間橋脚のない場合の鉛直たわみが約1/500であり、側径間中間橋脚の効果による低減が明らかである。桁のたわみの内訳は、中央支間長の違いによらず塔頂変位に伴うものが約52%、ケーブルの伸びとサグに伴うものが約43%、桁の曲げ及び温度変化に伴うものが約5%である。

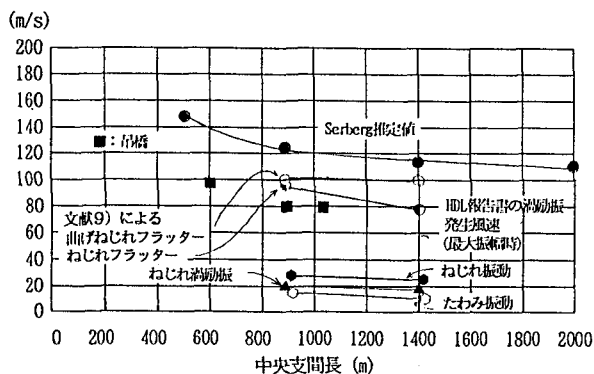


図-20 フラッター限界風速、渦励振発生風速

化とともに低下するものの、中央支間長1,000m付近までは90m/sec程度とかなり高いものとなった。渦励振の発生風速は890m以上ではあまり大きく変化せず、25m/sec程度となっている。図-20は吊橋のフラッター限界風速推定値を比較のため示しているが、斜張橋の風速は同規模の吊橋の風速を大幅に上まわっており、吊橋よりすぐれる。このことから、中央支間長が1,000m付近までの斜張橋では、耐風安定性は従来の技術の延長上の対策で確保することが可能と考えられる。

それ以上の長大斜張橋では、より詳細に耐風安定性の検討が必要である。

- (3) 風荷重による桁の橋軸直角方向のたわみは、中央支間長の増大に伴って急速に増加する。中央支間長に対する比率は、中央支間長が890mの場合で約 1/350である。中央支間長1,000m付近からの増加は著しく、風荷重が小さい断面形状の使用が必要となる。
- (4) 弾性座屈解析の結果によると、塔の座屈固有値は、中央支間長の違いによってあまり大きく変動しないが、桁の座屈固有値は中央支間長の長大化に伴い低下し、600mより長い範囲では、桁の座屈固有値は塔の座屈固有値より小さい。
- (5) 固有振動数から推定される曲げねじれフラッター限界風速、ねじれフラッター限界風速は固有振動数と同様に中央支間長の増大に伴い低下傾向を示すものの、同規模の吊橋より耐風安定性はすぐれる。
- (6) 鋼重は中央径間の長大化に伴い増加し、1,000m以上では急激に増加する。支間長の増大によりケーブルと塔の鋼重比率が増加し、桁の鋼重比率は低下する。中央支間長が1,400m以上では桁と塔に HT780を使用する必要がある。
- (7) 中央支間長500mから900m級の範囲では斜張橋の構造特性に急激な変化は現れず、現在の設計基準で設計することが十分可能である。中央支間長が1,000mを超える場合は、ケーブルサグ、桁のたわみの変化が大きくなるので、さらに詳細な検討が必要である。

なお、中央支間長が1,400mを境界として、それ以下の領域は従来設計例のように全体鋼重の中で桁鋼重の割合が50%以上を占めているが、1,400m以上の領域では、塔とケーブルが大半を占めることとなる。これは、1,000m以上の斜張橋では橋梁規模に適した塔形式の検討が非常に重要であることを示すものと考えられる。

今回の概略設計では、桁断面は橋長全体にわたり同一断面としたが、中央径間と塔付近の断面を変更することによって、ある程度鋼重の増加を抑制することが可能である。

また、今後ケーブル材として軽量で高強度な新素材ケーブルを利用することができるようになれば、斜張橋の長大化は一層促進できるものと期待される。

参考文献

- 1) 長井正嗣・赤尾宏・佐野信一郎・井澤衛：3径間連続マルチケーブル斜張橋の部材断面力算定法の提案、土木学会論文集、第362号、1985年10月
- 2) 長井正嗣・赤尾宏・佐野信一郎・井澤衛：3径間連続マルチケーブル斜張橋の基本形状決定に関する考察、土木学会論文集、第362号、1985年10月
- 3) 長井正嗣・佐野信一郎・遠藤秋主・奥井義昭：長大斜張橋に発生する垂直応力の予測と適用支間に関する検討、構造工学論文集、vol.35A、1989年3月
- 4) 長井正嗣・藤野陽三：1000mを超える自定式斜張橋の構造形態に関する主に静的挙動からの一考察、構造工学論文集、vol.38、1992年3月
- 5) 星埜正明・宮田利雄：長大斜張橋（1000m）の試設計橋梁と基礎、1990年2月
- 6) 本州四国連絡橋上部構造設計基準(1989)
- 7) N. J. Gimsing；大塚久哲訳：超長大支間の斜張橋、橋梁と基礎、1989年6月
- 8) Ito, M., Suzuki, S., Endo, T. and Takagi, N.: Long-span Cable-Stayed Bridge with Longitudinally Elastic Supports, ASCE Session, Structures Congress '91, 1991
- 9) Institution of Civil Engineers: Bridge Aerodynamics, Thomas Telford, 1981

(1994年9月14日受付)