

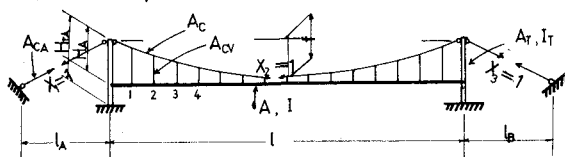
北 大 正 員 工 博 渡 辺 昇

北 大 院 学 生 員 〇 杉 田 卓 男

I. まえがき

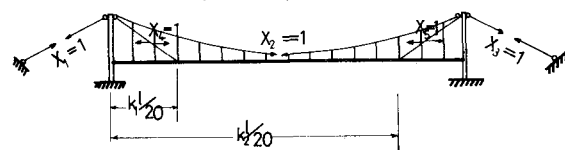
最近、デジタル及びアナログコンピュータの発達に伴い、長大径間吊橋の動的解析、特に地震応答解析に対する考え方が、あらわれてきているが、吊橋に適切な補剛方法を与えることによって、補剛桁及び主塔の振動性状が改良されると思われる。吊橋の補剛方法に關しては、従来、種々の研究成果が発表さ

図-1



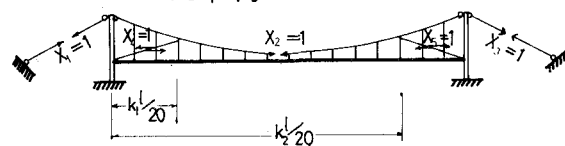
れているが、本論文は構造解析の第一報とし (b) Tower stay のある吊橋

て、基本的な単径間の吊橋を考え (図-1(a))



それを Tower Stay 又は Cable Stay で補剛した場合 (図-1(b)(c)) の効果を、電子計算機 (HARP-103) のプログラムを組んで

比較した結果であり、第二報の動的解析、第 (c) Cable stay のある吊橋



三報の撓度理論への第一歩である。ここではそれぞれの形式についての補剛桁と Cable の断面力および塔頂においての主塔のバネ定数について検討した。

II. 計算方法

従来、吊橋には微分方程式をもとにした計算法がとられているがこれは塔の変形や塔と Main Cable の取り付け条件の差などの影響が、無視されている場合が多い。これに対しここでは、従来の計算法からはなれ、すべての条件を満足させるため、主塔はもちろんすべての部材の弾性変形を考慮し、仕事連立方程式によって、解析した。すなわち図-1(a)は3次不静定構造、図-1(b)(c)は5次不静定構造であるから、補剛桁については単径桁と基本系とし、主塔については Cantilever を基本系として Cable の垂力を不静定力に選べば、Matrix 表示された次式が、成立する。すなわち

$$\{\delta_{mn}\} \cdot \{X_n''\} = -P \cdot \{\delta_{no}\} \quad \text{-----} \quad (1)$$

式 (1) について

δ_{mn} ; 状態 $X_n=1$ と状態 $X_n=1$ との向でなす仕事

δ_{no} ; 状態 $X_n=1$ における基本系の P の着力点の P の方向、変位曲線

X_n'' ; 不静定力 X_n の影響線

式 (1) により $P=1$ として X_n'' をもとめると

$$\{X_n^0\} = -1 \cdot \{\delta_{mn}\}^{-1} \cdot \{\delta_{no}^0\} \quad \text{---- (2)}$$

従って任意の断面力の影響線は

$$S_n^0 = S_n^0 + \sum S_{xn} X_n^0 \quad \text{---- (3)}$$

式(3)について

S_n^0 ; 基本系の断面力の影響線

S_{xn} ; 基本系に $X_n=1$ が作用した場合の断面力図の莫又の値

X_n^0 ; 不静定力の影響線

尚、式(1)及び式(2)中の δ_{mn} には曲げモーメントと軸力を考慮し、剪断力による仕事は無視した。計算に用いた諸元は表-1の如くであり、補剛桁の全スパンを20分割し、それぞれの莫についての値をもとめた。従って stay をとりつける莫 k_1, k_2 は格点番号で示してある。

Ⅲ. 計算結果の概要

計算において着目した莫は、それぞれの場合についての各 Cable の軸力、補剛桁の曲げモーメント及びたわみ、主塔の圧縮力及び塔頂におけるバネ定数であり、次に示すようにそれぞれの条件を変えて、その結果をもとめた。

1. stay のつけない基本的な場合 (図-1(a))

補剛桁の断面2次モーメントを $I = 0.1 \text{ m}^2$ とし、主塔のそれを変化させた場合の影響

2. Tower stay 又は Cable stay のついた場合 (図-1(b)(c))

1) Tower stay 又は Cable stay の取り付け莫 k_1, k_2 を4, 16に固定し、主塔の断面2次モーメントを変化させた場合の影響

2) 主塔の断面2次モーメントを 0.1 m^2 とし、Tower stay 又は Cable stay の断面積を変化させた場合の影響

以上の莫に着目して計算した結果の概要は次のとおりである。

1. 不静定力の影響線 (図-2)

不静定力の影響線は図の如くであるが、Tower stay のある場合には、つけない場合に比べて X_2 すなわち Main Cable の張力が著しく減少し、また Cable stay をつけた場合は、 X_4, X_5 すなわち Cable stay にかかる張力が、非常に小さく、従って Cable stay はほとんど役に立たないことがわかる。

2. 各 Cable の張力 (図-3)

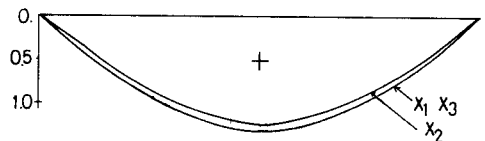
主塔の断面変化による Cable に対する影響はほとんどみられない。Tower Stay を用いた場合は用いない場合に比べて各 Cable の張力は著しく減少した stay の断面を増すと

表-1

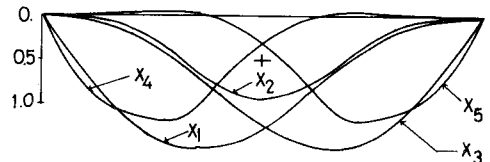
l	200 m	A_{CA}, A_C, A_{CB}	0.010 m^2
l_A, l_B	80 m	A_C	0.001 m^2
H_{TA}, H_{TB}	50 m	A_{TA}, A_{TB}	0.100 m^2
H_A, H_B	32 m	A	0.100 m^2
f	30 m	I_{TA}, I_{TB}	0.100 m^4
E	$2.1 \times 10^7 \text{ kg/cm}^2$	I	0.100 m^4
E_C	$1.6 \times 10^7 \text{ kg/cm}^2$	等分布荷重	3.0 kg/m

図-2 不静定力の影響線

(a) 基本的な場合



(b) Tower stay のある場合



(c) Cable stay のある場合

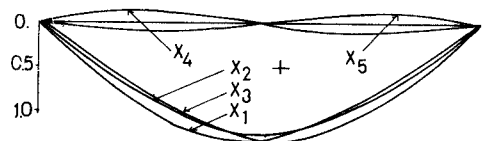
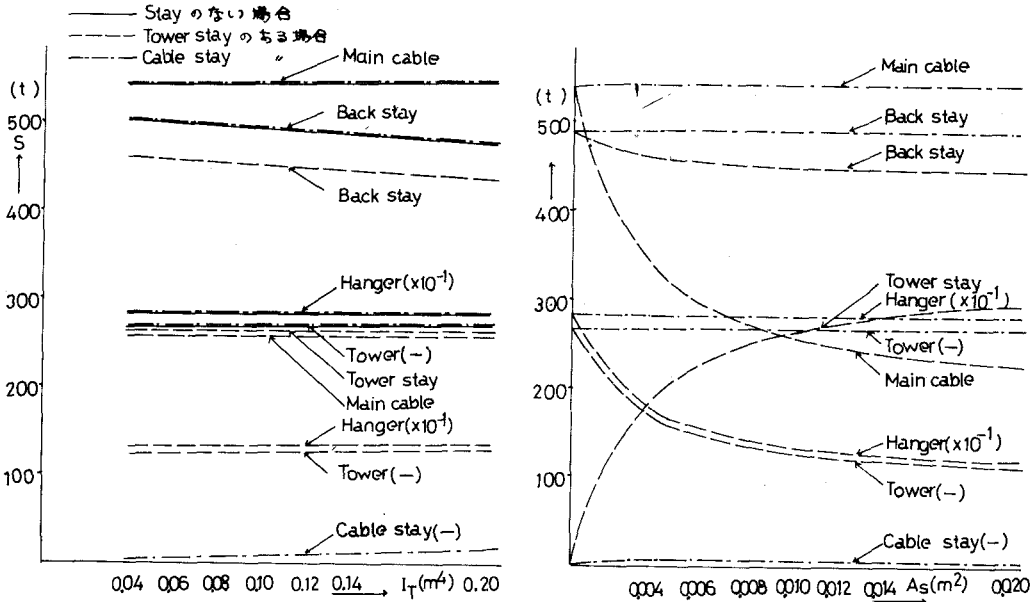


図-3 ケーブル、タワーの軸力

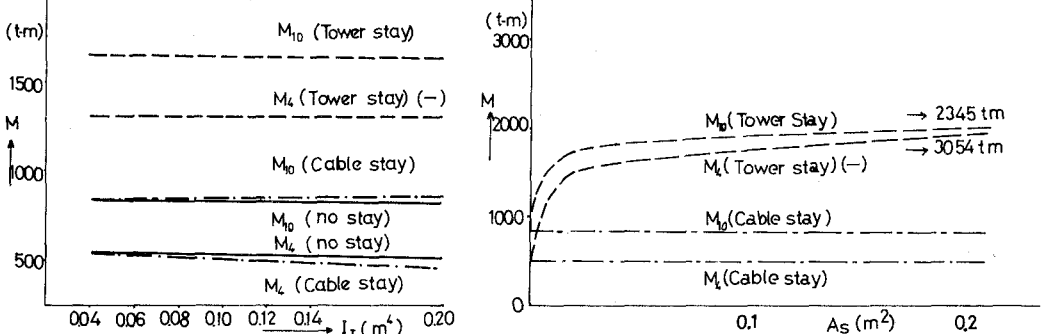


Tower stay に負担する張力が大きいため、他の Cable の張力特に Main Cable, Hanger に負担する張力が小さくなる。従って Tower stay の断面を無限にすると Tower stay の張力の鉛直方向の分力は、普通の3径間連続橋の中向支床における支床反力に漸近する。また Cable stay を用いても、図-2 からわかるように、ほとんど影響はなく、用いない場合とほとんど変わらないことがわかる。

3. 補剛橋の曲げモーメント (図-5)

Tower stay を用いた場合、そのとり付け点附近においては弾性支床の傾向を示し、曲げモーメントは負になる。従って stay の断面を無限にすると図-4 に示すように、普通の3径間連続橋の中向支床曲げモーメントに漸近する。図-5 において、格差10 図-4 曲げモーメント図 $\times 10^3 t \cdot m$ の曲げモーメントが用いない場合より大きいのは、stay の取り付け位置と断面の關係で Hanger の張力が小さくなるために、かえって吊橋としての効果を發揮しながら、ためである。Cable stay はほとんど用をなさない。

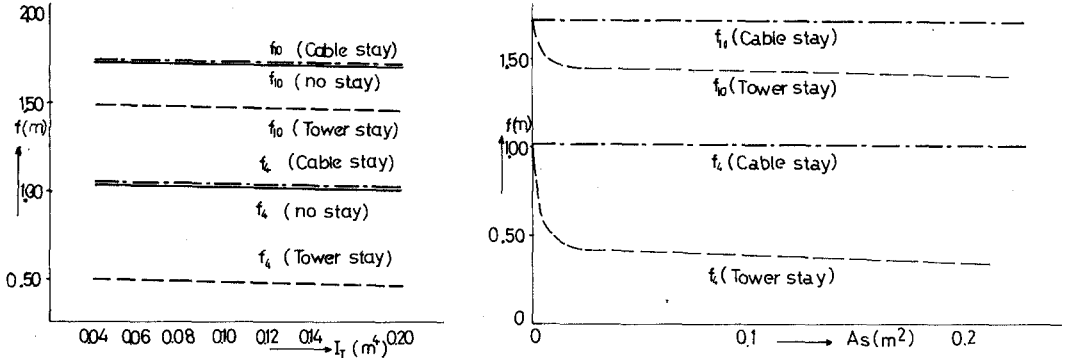
図-5 補剛橋の曲げモーメント



4. 補剛桁のたわみ (図-6)

Tower stay を用いた場合、補剛桁のたわみは非常に減少し、stay を用いない基本的な構造に比べて約 1/4 の減少を示す。そして主塔の剛性を増すに従って、また Tower stay の断面を増すに従って、たわみが減少する傾向があることから、たわみに対して Tower stay が非常に有効であることがわかる。Cable stay を用いた場合は図によってもわかるように、ほとんど効果はない。

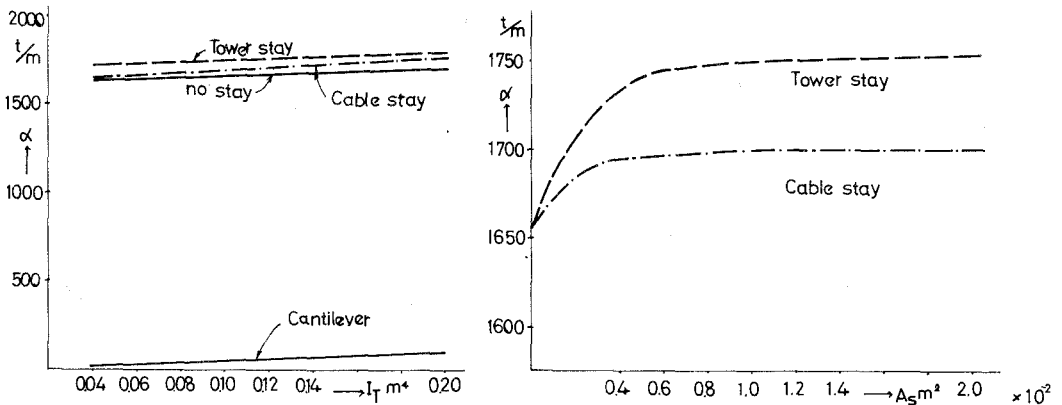
図-6 補剛桁のたわみ



5. 塔頂の水平バネ定数 (図-7)

主塔のバネ定数は主塔の地震応答解析等の必要である。すなわち主塔に直角な単位集中荷重によるたわみ影響線マトリックスの逆マトリックスを通常バネ定数のマトリックスと置いている。吊橋の主塔の場合、そのたわみ曲線の値は、Cable の張力の作用により Cantilever のたわみ曲線と、塔頂をヒンジで固定した 1 次不静定構造の塔のたわみ曲線の両にあることは明らかであるが、従来はこの値を経験的に決定していた場合が多い。ここではこの値をそれぞれの場合について理論的に決定し、塔頂における水平バネ定数を図-7 に示してある。これによって、主塔の剛性を増すと、バネ定数も大きくなり、また、stay を用いた場合の方が、用いない場合よりもバネ定数が大きくなることが、たいさめられた。

図-7 塔頂のバネ定数



以上は概略的報告であるが、連続吊橋の場合及びその他詳細については、発表当日述べる。