

北海道大学 正員 工博 渡辺 昇
 日立造船 正員 工修 多田和夫
 北海道大学 学生員 工修 ○宮本 裕

1. まえがき.

すでに、図-1のような、塔が地球と固定されたハープ型およびからかさ型の斜張橋について、角度 α 、 β を変えたとき、各断面力がどのように変るかを明らかにしたが、本報告は図-2のような、塔の下端がヒンジ構造のハープ型およびからかさ型の斜張橋について、断面積、斜索の取付け位置を変えたとき、各断面力がどのように変るかを、電子計算機を用いて明らかにしたものである。

計算例の1つとして、尾道大橋の断面を用いて、塔の下端が固定構造の斜張橋とヒンジ構造の斜張橋の断面力とを比較した。また、模型実験を行なって、理論の妥当性を検討した。

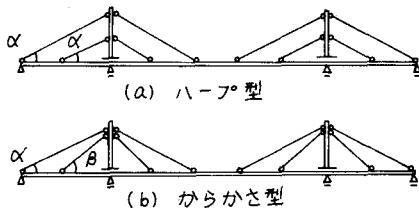


図-1 固定塔

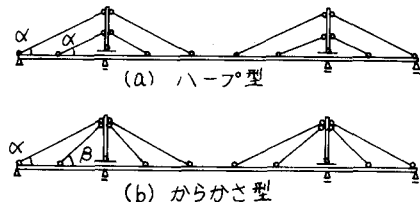


図-2 ヒンジ塔

2. 断面力および変形を求めるための理論式.

図-2の斜張橋は、8次不静定構造物である。この斜張橋の断面力および変形を求めるために、図-3(a)のように2本の斜索を残し、あとの斜索をすべて切断し、中間支点上の桁の中にヒンジを挿入したものを基本系にえらぶ。そして、その基本系に図-3(c)から(i)までのような6個の不静定斜索軸力($X_2, X_3, X_5, X_6, X_7, X_8$)と図-3(b)と(e)のような2個の不静定支点曲げモーメント(X_1, X_4)が働くと考える。図-2(a)において $P=1$ が桁の上を動くときの、8個の不静定力の影響線 $\cdot X_1^{\cdot}, \cdot X_2^{\cdot}, \dots, \cdot X_8^{\cdot}$ は、次の8元連立方程式を解けば求められる。

$$\left. \begin{array}{ccc|c} \cdot X_1^{\cdot} & \cdot X_2^{\cdot} & \cdot X_8^{\cdot} & -1 \\ \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{18} & \delta_{10} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{28} & \delta_{20} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 δ_{mn} は状態 $X_m=1$ の不静定力と状態 $X_n=1$ の変形との間になす仕事であり、 δ_{m0} は状態 $X_m=1$ の不静定力が働くときの基本系の主桁のたわみ曲線である。桁の任意点 x における断面力または変形の影響線 $\cdot S_x^{\cdot}$ は次の式で求める。

$$\cdot S_x^{\cdot} = \cdot S_x^{\cdot} + \sum_{m=1}^8 S_{xm} \cdot X_m^{\cdot} \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 S_{α}^0 は基本系の点 α における断面力または変形の影響線である。また $S_{\alpha m}$ は状態 $X_m = 1$ の不静定力が働くときの基本系の断面力図における点 α の値、または変形図における点 α の値である。

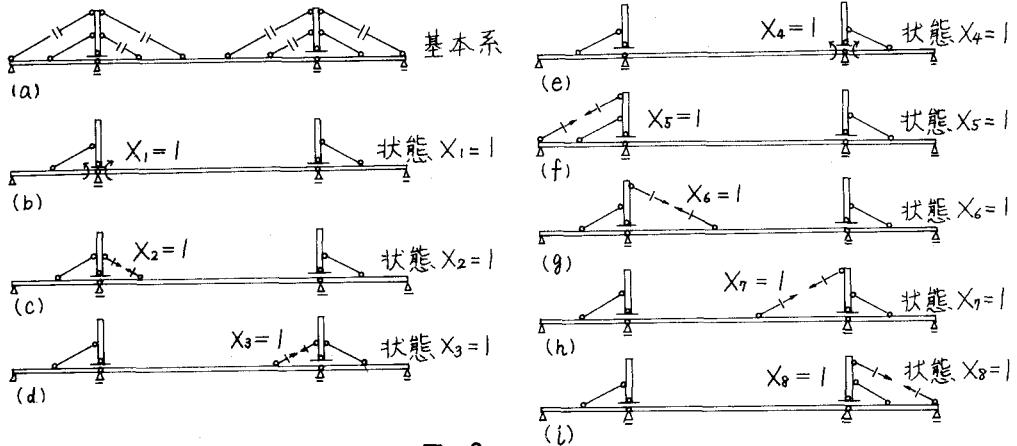


図 - 3

3. 解析結果と考察.

この計算に用いた断面は図-4と表-1とによって表わされるものである。

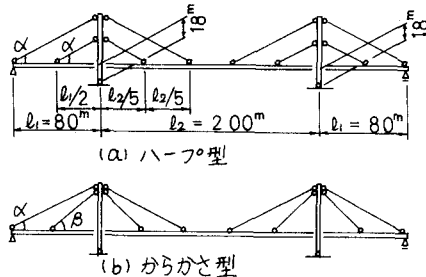
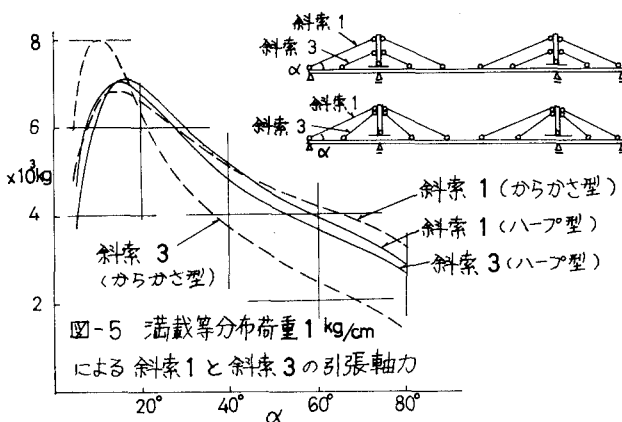


図 - 4

主桁	E	$2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
	I	23 885 772 cm^4
塔	E_t	$2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
	I_t	6 210 540 cm^4
斜索	E_c	$1.6 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
	A_c	44.1773 cm^2

表 - 1 断面諸元



3.1 斜索角度 α を変えたときの斜索軸力の特性.

図-5と図-6は等分布荷重 1 kg/cm がのったときの斜索の軸力が、斜索角度 α を変えると、それぞれどのように変わるかをあらわしたものである。これから次のことが言える。

(1) 斜索の引張軸力は、一般に $\alpha = 20^\circ$ くらい のとき最大となる。

(2)ハープ型は、からかさ型にくらべて、 α の値にかかわらず外側の斜索(斜索1と斜索2)と内側の斜索(斜索3と斜索4)の軸力の値はほぼ等しい。

(3)からかさ型では、外側の斜索、斜索2の軸力は α が 35° 以下では内側の斜索、斜索4よりはるかに小さい。そして、 α が 35° 以上になると外側の斜索の軸力のほうが内側の斜索より大きくなる。

(4)この計算では、からかさ型では $\alpha = 25^\circ$ くらいのとき、外側の斜索と内側の斜索の軸力がだいたい等しくなる。

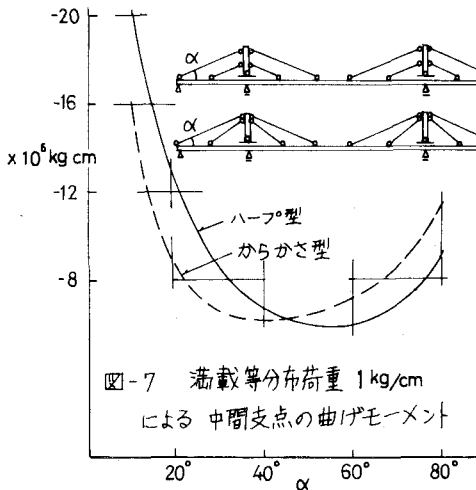
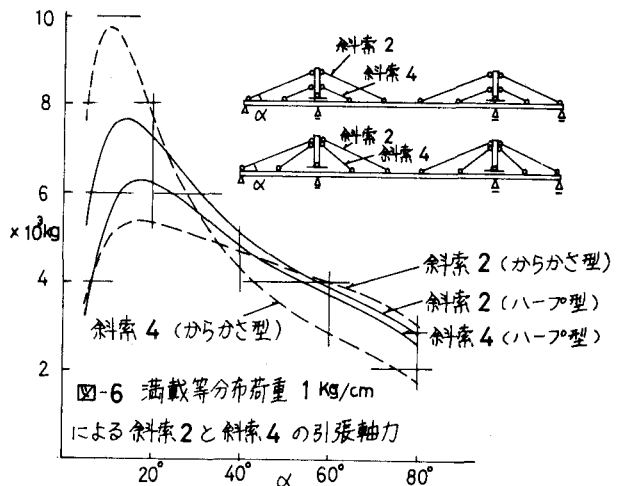


図-8は等分布荷重 1 kg/cm がのったときの塔の最下端の反力が、斜索角度 α を変えたとき、どのように変化するかをあらわしている。図-7と図-8とを合わせて考えるとからかさ型では $\alpha = 40^\circ$ のとき、塔のうけもつ反力は最大となり、主桁の曲げモーメントは最小となる。ハープ型についても $50^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ のとき同じことが言える。

3. 4 塔の下端がヒンジ構造の斜張橋と固定構造の斜張橋の比較。

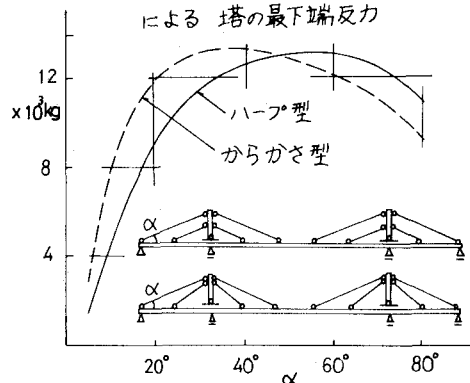
3. 2 斜索角度 α を変えたときの中間支点の曲げモーメント。

図-7は等分布荷重 1 kg/cm がのったときの中間支点の曲げモーメントが、斜索角度 α を変えたときどのように変化するかをあらわしたものであるこれから次のことが言える。

中間支点の曲げモーメントは、からかさ型では $\alpha = 40^\circ$ のとき最小になり、ハープ型では $50^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ のとき最小になる。

3. 3 斜索角度 α を変えたときの塔の最下端反力。

図-8 満載等分布荷重 1 kg/cm による 塔の最下端反力



ヒンジ塔のときの計算結果と、すでに発表した固定塔の計算結果とをてらし合わせると、ヒンジ塔と固定塔の断面力はほとんど等しい。 それゆえ、3.1 から 3.3 までは述べたヒンジ塔の特性

は、固定塔の特性でもある。

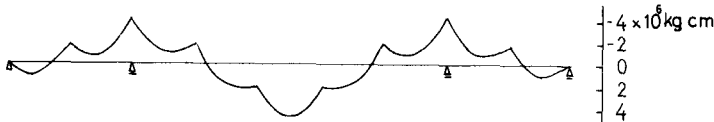
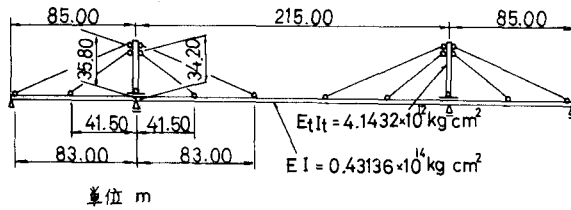


図-9 尾道大橋 満載等分布荷重 1 kg/cm による主桁の曲げモーメント図
(ヒンジ塔も固定塔も ほとんど同じ数値になる)

5. 模型実験.

理論式の正しさを検討するため、図-10のような断面の模型で実験を行なった。塔は固定塔となる

場合であり、荷重はすべての斜索に張力が働くような、12個の実験荷重をのせた。

主桁のひずみの理論値を実線であり、実験値を点でのせてある。

この実験の結果は、理論式とよくあっていた。

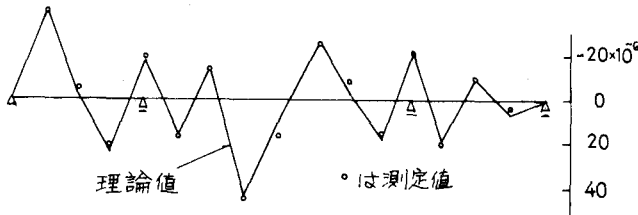
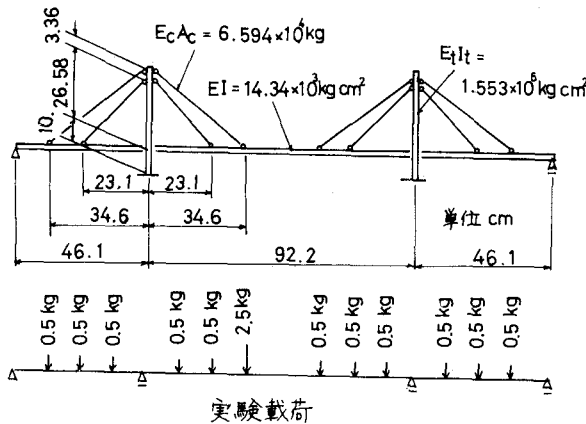


図-10

6. 結論.

結論として次のことが言えるであろう。

(1) 少くともこの論文であつがったような、斜索の張り方が塔について対称であるときは、ヒンジ塔も固定塔も断面力はほとんど同じである。

(2) 斜索の角度 α を変えてゆき、主桁の曲げモーメントが最小と

なるときは、塔のうけもつ反力は最大となる。

参考文献 (1) 渡辺 昇 橋の影響線の理論と計算法 現代社

(2) 渡辺 多田 宮本 斜張橋の構造特性について 北海道支部論文集 第24号