

斜張橋主桁に発生する非線形曲げモーメントの簡易算定法の提案

EVALUATION OF BENDING MOMENT DUE TO GEOMETRICAL NONLINEARITY IN MAIN GIRDER OF CABLE-STAYED BRIDGES

長井正嗣*・赤尾 宏**・佐野信一郎***・奥井義昭****

By Masatugu NAGAI, Hiroshi AKAO, Shin-ichiro SANO and Yoshiaki OKUI

Bending moment due to geometrical nonlinearity in a main girder should be checked on designing cable-stayed girder bridges. Even though the employment of nonlinear analysis by an electronic computer is powerful, much time is also inevitable for carrying it out.

In this paper, a formula to estimate the bending moment due to nonlinearity is proposed and also dominant parameters which have a close relation to nonlinear behavior of the girder are summarized. This simple formula is useful for designers' judgement whether nonlinear effect should be taken into account or not beforehand. In addition, it is available for selecting a bending rigidity of the girder of long-spanned cable-stayed girder bridges at preliminary design stage.

Keywords: cable-stayed bridge, geometrical nonlinearity, design

1. まえがき

斜張橋の設計にあたっては、幾何学的非線形挙動に起因して発生する断面力の算出、照査が検討課題として挙げられる。最近の設計例では、ケーブルおよびはり部材の非線形剛性方程式を用いた解析プログラムにより照査を行うのが一般的となっている。それらの検討結果によれば幾何学的非線形によって生じる断面力は実用上無視し得る程度に小さいという報告が多く、非線形解析結果は主に架設時の変形量をより厳密に算出し、架設精度の向上のために利用されるケースが多いようである。さらに、諸外国においても、一部の例を除いて非線形挙動に起因する断面力は比較的小さいという報告が多い¹⁾。しかしながら、その理由等について明解に説明がなされた報告は見当たらない。

さて、斜張橋は高次の不静定構造物であり、その力学特性として、主桁の曲げ剛性を小さく選定するに伴い発

生曲げモーメントも小さくなることが知られている²⁾。したがって、かなり小さい曲げ剛性でも設計可能と考えられる注¹⁾。海外の例をみると、Knie 橋、Rees-Kalkar 橋、Kessock 橋、Annacis 橋などは 2 主桁（I 桁）断面を採用しており、かなり小さい曲げ剛性で設計が可能になっている。このような場合には、圧縮を受ける部材の宿命として幾何学的非線形挙動に起因する主桁曲げモーメント（非線形曲げモーメントとよぶ）も大きくなると予想され注意が必要となる¹⁾。また、経済的な斜張橋の設計にあたっては、主桁曲げ剛性の小さい断面形状が提案されており³⁾、幾何学的非線形性状に対する配慮が重要になると考える。さらに、最近斜張橋は長大化する傾向にあるが、その場合ケーブルのサグに起因する断面力の増加が大きくなると予想される。しかしながら、サグに起因する断面力がどの程度発生するかについては予測もできず、唯一、Leonhardt らの論文³⁾にケーブルのサグに対する注意が喚起されているのみで、長大斜張橋の建設にあたっては解明すべき重要な課題になると考えられる。

注 1) どの程度まで小さくすればよいかについての明確な見解は存在せず、今後の課題といえる。現実には case by case で詳細設計を行う必要がある。したがって、ここではあくまで現象の一般論を述べているので実務上は誤解のないよう注意されたい。

* 正会員 工博 長岡技術科学大学助教授（当時・川崎重工業(株)) (〒940-21 長岡市上富岡町1603-1)

** 正会員 川崎重工業(株) 大橋プロジェクト室室長 (〒136 江東区南砂2-4-25)

*** 正会員 川崎重工業(株) 橋梁設計部部長 (同上)

**** 正会員 工修 川崎重工業(株) 大橋プロジェクト室 (同上)

ところで、斜張橋の非線形拳動に関する研究については、解析法に関する発表はいくつかみられるが、非線形拳動そのものの明解な説明はなされていない。さらに、以上の解析法（プログラム）を利用する場合でも、ケーブルの完成時張力の決定が必要であり、完成時内力状態がセットされた後、活荷重解析が行われるという手順が要求され、運用上も比較的繁雑な作業となる。このような観点からは、事前に幾何学的非線形拳動に起因する断面力が精度よくかつ簡単に推定できれば、基本計画上、特に主桁断面2次モーメントの選定上きわめて有益と考える。

以上より、本文では、今後主流になると予想されるマルチケーブル斜張橋を対象に、その主桁に発生する非線形曲げモーメントの算定法を提案し基本計画上の一助とする。その際、マルチケーブル斜張橋を弾性床上のはりモデルに置換した検討が行われる。従来、斜張橋の構造解析にあたっては電子計算機の使用が不可欠であったが、本文では机上で短時間に非線形曲げモーメントが算定できる。さらに、非線形曲げモーメントが式数で与えられていることから、その特性を理解するうえで有益である。

本文では、中央径間 1/4 点の設計曲げモーメントを対象とした算定法を提案する。文献 4) より、主軸の非線形曲げモーメントの分布が中央径間部でほぼ一定であること、また後述するとおり、この非線形性が主軸軸力と活荷重曲げモーメントの積に比例すると予想されたため、その積が比較的大きいと考えられる中央径間 1/4 点の正の設計曲げモーメントを対象に検討を行うこととした。なお、提案式の精度および着目位置の汎用性については数値計算結果を通して検討される。

2. 非線形断面力算定法の基本的考え方

非線形曲げモーメントの発生要因としては、ケーブルのサグ、圧縮部材の曲げ変形、形状変化に伴う作用力の方向変化等が挙げられる。本文では、ケーブルのサグおよび圧縮部材の曲げ変形を対象として、両者の非線形挙動により生じる曲げモーメントの近似算定法を考える。

さて、ケーブルにはサグが存在し、ケーブルの張力に依存して部材端の力と変位の関係が非線形となる。有限変位解析ではケーブル形状をカテナリーとした剛性方程式⁵⁾を用いた計算が行われるが、設計上はErnstの接線ヤング係数を利用するケースもみられる。本文では、マルチケーブル斜張橋を弾性床上のはりモデルに置換して検討を行うが、その際、ケーブルのヤング係数として素線の値とErnstの接線弾性係数値を用いてばね定数を算出し、それぞれのモデルで得られる設計曲げモーメントの差からケーブルサグに起因する曲げモーメントを算出

する。すなわち、Ernst のヤング係数を用いたばね定数は素線のそれを用いた場合より小さくなつており、したがつて相対的に主軸曲げ剛性が大きくなり、発生曲げモーメントも大きくなる。これを、ケーブルのサグに起因する曲げモーメントとみなす。

周知のとおり、Ernst のヤング係数は接線弾性係数で実際には新しい荷重載荷（活荷重載荷）に伴いヤング係数は上昇する。割線弾性係数を利用して収束計算を行う手法が考えられるが、計算の便を考えて死荷重時のケーブル応力より計算した Ernst のヤング係数を用いた線形解析を行うこととした。

次に圧縮部材の変形に起因する非線形挙動の解析法として、以下の付加力、

- ① ケーブル初期張力の作用方向変化に伴う付加力
 - ② 変形後のつり合いを考慮して求まる付加力 (a)

を作用させる付加荷重法^{6),7)}を考える。その際、桁の縦断勾配は無視する。ここに、 N は死荷重および活荷重による軸力、 M は活荷重による曲げモーメント、 E_c は主桁のヤング率、 I_c は主桁の断面 2 次モーメント、 N_t は活荷重による軸力、 v は活荷重たわみで、 $(\)'$ は橋軸方向座標に関する一回微分である。

さて、(1)の付加力および式(1)の右辺第2項を算出するうえで、主塔および主桁のたわみを求める必要があるが、一般に困難を伴う。さらに、活荷重載荷に伴うたわみはあまり大きくないと予想されるため、計算の便を考えて本文では以上の付加力は無視することとした。したがって、式(1)の右辺第1項のみを考慮することとし、この付加荷重によって生じる曲げモーメントについて収束計算を行うこととする。なお、このような取り扱いの妥当性は数値計算により検討される。

以上、ケーブルサグおよび圧縮部材の変形の両者の影響の合計として、斜張橋主桁の非線形曲げモーメントを算出する。

3. ケーブルサグの影響

Ernst のヤング係数 (E_y) は以下のとおり定義される⁸⁾

$$E_t = E_c / \left(1 + \frac{\gamma_c^2 l^2}{l_0^2 \alpha_c^3} E_c \right) \dots \dots \dots \quad (2)$$

ここに、 E_c はケーブル素線のヤング係数、 γ_c はケーブルの単位体積重量、 l はケーブルの水平投影長、 σ_0 はケーブルの作用応力で、斜張橋完成時の応力（以下、初期応力とよぶ）である。

さて、式(2)の σ_0 の近似算定法を考える。いま、ケーブルの設計（最大）応力を $\bar{\beta}\sigma_a$ とすると、まず、着目位置（中央径間 1/4 点）のケーブル初期応力は活荷重分

のケーブル応力を全応力 ($=\bar{\beta}\sigma_a$) から差し引いて,

$$\sigma_0 = \left(1 - \frac{1.1\omega}{1+1.3\omega}\right)\bar{\beta}\sigma_a = \frac{1+0.2\omega}{1+1.3\omega}\bar{\beta}\sigma_a \quad (3)$$

となる⁹⁾.

ここに, σ_a はケーブルの許容応力, $\bar{\beta}$ は許容応力に対する余裕, $\omega (=p/w_d)$ は分布活荷重強度 (p) と死荷重強度 (w_d) の比である.

また, 側径間最上段ケーブルについては, 死荷重の占める役割を, $1-\alpha$ ($\alpha < 1.0$) とすれば,

$$\sigma_0 = (1-\alpha)\bar{\beta}\sigma_a \quad (4)$$

となる.

ここに, α は側径間最上段ケーブルのうち活荷重 (中央径間満載時) の占める割合で Fig. 1⁹⁾ に示すものである.

ここに, l_c/l_s は中央径間長と側径間長の比.

式 (3), (4) を式 (2) に代入すると, Ernst のヤング係数の算定図として, Fig. 2, 3 を得る. このとき, $\bar{\beta}$ としては 0.9 を採用している. ケーブルの設計張力には, 死活荷重による張力以外に, 誤差張力, 支点沈下に

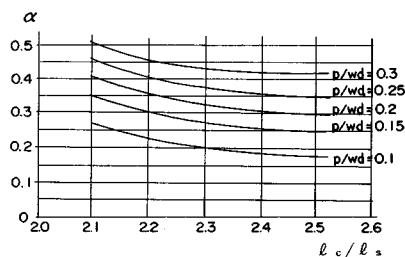


Fig. 1 Estimation of α value.

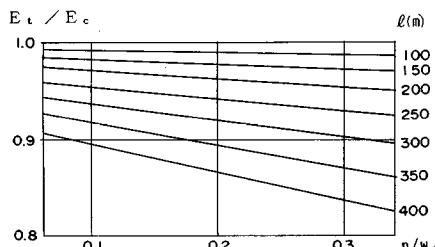


Fig. 2 Ernst's modulus of elasticity. (in main span)

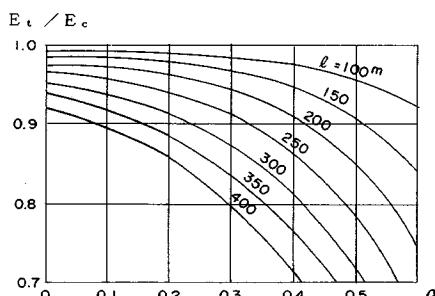


Fig. 3 Ernst's modulus of elasticity. (in side span)

よる張力が考慮されるが, その考え方は各橋梁でまちまちであることから, 一応の目安として 0.9 を採用した. また, $E_c = 2.0 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$, $\sigma_a = 64000 \text{ tf/m}^2$ としている. 事前に σ_0 が既知の場合は直接式 (2) より E_t を求めればよい.

次に, 着目位置のケーブルばね定数 (k) を求める. Fig. 4 に示す荷重載荷に対する着目位置でのたわみ (δ) は, ケーブルの伸びに支配されたとした次式で求まるものとする²⁾.

$$\delta = \left(\frac{2L_{cb}}{l_c} \alpha \right) \left(\frac{\bar{\beta}\sigma_a}{E_c} \right)_s \frac{L_s L_x}{h} + \frac{\omega}{1+1.3\omega} \left(\frac{\bar{\beta}\sigma_a}{E_c} \right)_s \frac{L_x^2}{h} \quad (5)$$

ここに, $(E_c)_s$, $(E_c)_s$ はそれぞれ側径間最上段ケーブルおよび着目位置ケーブルのヤング係数, α は中央径間に活荷重が満載された状態で定義されているが, いま L_{cb} 区間の荷重載荷を考えるため係数 $(2L_{cb}/l_c)$ が乗せられている²⁾. l_c は中央支間長, L_{cb} は隣接ケーブル間隔の平均値である. その他の記号は Fig. 4 を参照されたい. なお, ケーブル断面積の影響は $\bar{\beta}\sigma_a$ で考慮される. すなわち, ケーブル断面積が応力レベルで $\bar{\beta}\sigma_a$ (本文では $\bar{\beta}=0.9$) となるように設計される場合を対象としており一般的な取り扱いと考えられる.

これより, ばね定数として,

$$k = pL_{cb}/\delta / L_{cb} = p/\delta \quad (6)$$

を得る.

ケーブルのサグを考慮する場合, 式 (5) のケーブルヤング係数として Fig. 2, 3 で求まる Ernst のヤング係数を代入してたわみ (δ_c) を求める. これより, ケーブルのばね定数 (k_c) が以下のとおり求まる.

$$k_c = p/\delta_c \quad (7)$$

さて, 線形の設計曲げモーメント (M_L) は,

$$M_L = \frac{p\pi}{16\beta^2} + \frac{P}{4\beta} \quad (8)$$

と定義できる²⁾.

ここに, P は集中活荷重強度, β はケーブルの伸び剛性と主桁の曲げ剛性の比を表わすパラメーターで

$$\beta = \sqrt{\frac{k}{4E_c I_c}} \quad (9)$$

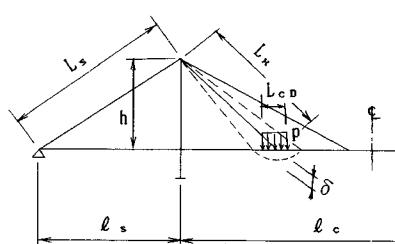


Fig. 4 Calculation of deflection.

ントの値が比較的近いことがわかった。そこで、曲げモーメントの分布形状を放物線と仮定する。

最後に、集中荷重による曲げモーメントは Fig. 5(c) に示すとおりで、分布形状は直線分布と仮定する。

(2) 軸力

死荷重状態での主桁軸力分布は Fig. 7 のとおり与えられている²⁾。また、活荷重による軸力分布は以下の式を利用すれば、

$$H = \int \frac{p}{h} x dx \quad \dots \dots \dots (17)$$

Fig. 8 のとおり求まる。

ここに、 H は任意の位置の軸力、 \bar{h} は塔のケーブル定着区間の中点から桁上までの距離、 x は橋軸方向の座標、 dx はその増分を意味する。

以上より、死荷重および活荷重による軸力の合計は次節の Fig. 9 に示すとおりとなる。

5. 付加荷重による曲げモーメント

得られた付加荷重による曲げモーメントを求める。

Fig. 10 に示す付加荷重 (q_1) を影響線の正の領域のみに載荷させて積分計算を行う。

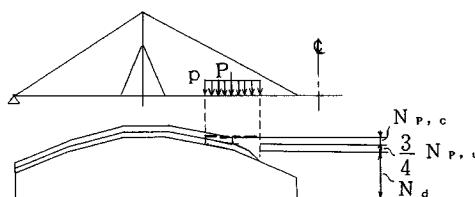


Fig. 9 Axial force in main girder by both dead and live load.

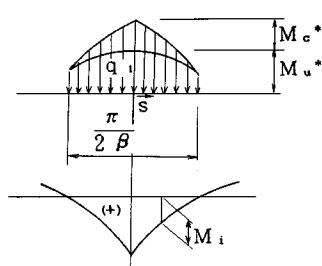


Fig. 10 Additional load and influence line.

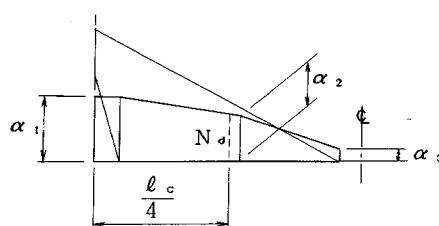


Fig. 11 Calculation of N_d value.

ここに、

$$\left. \begin{aligned} M_c^* &= \frac{N_c}{E_c I_c} \frac{p\pi}{16\beta^2} \\ M_u^* &= \frac{N_c}{E_c I_c} \frac{P}{4\beta} \\ N_d &= N_d + \frac{3}{4} N_{p,u} + N_{p,c} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (18 \cdot a \sim c)$$

であり、軸力は計算の便を考えて、Fig. 9 の破線の値で一定と仮定している。また、 $N_{p,u}$ 、 $N_{p,c}$ は Fig. 8 で定義されており、 N_d は Fig. 11 に示すとおりである。

付加荷重による曲げモーメント (ΔM) は、

$$\begin{aligned} \Delta M &= 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} q_1 M_i ds \\ &\approx \frac{N_c}{E_c I_c} \frac{\pi}{48\beta^2} \left(\frac{5}{29} \frac{p\pi}{\beta^2} + \frac{1}{2} \frac{P}{\beta} \right) \end{aligned} \dots \dots \dots (19)$$

となる。次に設計曲げモーメント (M_L) との比をとると、

$$\frac{\Delta M}{M_L} = \frac{N_c}{E_c I_c} \frac{\pi}{3\beta^2} \frac{(5/29)p\pi + (1/2)P\beta}{p\pi + 4P\beta} \dots \dots \dots (20)$$

となる。さらに、 $p=0.3 \text{ tf/m}^2$ 、 $P=5 \text{ tf/m}$ ($l_c > 130 \text{ m}$) とすれば、式 (20) は

$$\frac{\Delta M}{M_L} = \frac{N_c}{E_c I_c} \frac{5\pi}{87} \frac{1}{\beta^2} \frac{1+16\beta}{1+21\beta} \dots \dots \dots (21)$$

と書き表わせる。

ここで、式 (21) を

$$\Delta M = F_1 M_L \dots \dots \dots (22)$$

と書き改めておく。

ところで、 ΔM により新たに付加曲げモーメントが発生する。いま、 ΔM を $\pi/2\beta$ の区間で一定と仮定しう²⁾、式 (19) と同様の積分計算を行うと、

$$\begin{aligned} \Delta M' &= \frac{N_c}{E_c I_c} \frac{\pi}{16\beta^2} \Delta M \\ &= \frac{N_c}{E_c I_c} \frac{\pi}{16\beta^2} F_1 M_L \end{aligned} \dots \dots \dots (23)$$

を得る。

これより、

$$\frac{\Delta M'}{M_L} = \frac{N_c}{E_c I_c} \frac{\pi}{16\beta^2} F_1 \dots \dots \dots (24)$$

となり、順次同様の繰り返し計算を行うとすれば、

$$\frac{\Delta M'_i}{M_L} = \left[\frac{N_c}{E_c I_c} \frac{\pi}{16\beta^2} \right]^{i-1} \cdot F_1 \dots \dots \dots (25)$$

を得る。

以上を整理すると、非線形挙動に起因する曲げモーメント

注2) ばね定数を一定とした弾性床上はりモデルでの計算では、付加荷重による曲げモーメントの分布と、それにより得られる新たな付加荷重による曲げモーメントの分布は同様の分布を示すことがわかった。しかしながら、計算がきわめて繁雑になること、また安全側の取り扱いと予想されたため本文の取り扱いとした。ただし、軸力は一定と仮定している。

ントと線形曲げモーメントの比は、

$$\frac{\Delta M}{M_L} = F_1 \left(1 + \sum_{j=2}^{\infty} F_j^{j-1} \right)$$

$$F_1 = \frac{N_c}{E_c I_G} \cdot \frac{5\pi}{87\beta^2} \cdot \frac{1+16\beta}{1+21\beta}$$

$$F_2 = \frac{N_c}{E_c I_G} \cdot \frac{\pi}{16\beta^2}$$

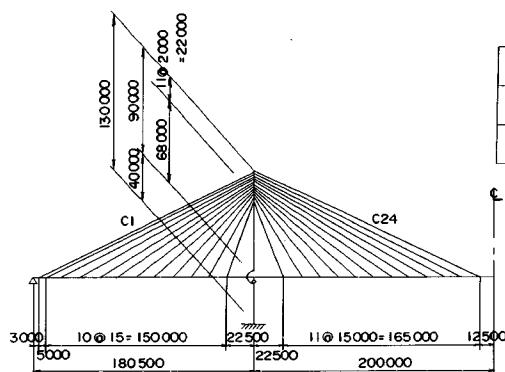
と定義できる。式(26)の収束計算については、数回の繰り返しで収束することを付記しておく。

以上、主桁に発生する非線形曲げモーメントと設計曲げモーメントの比は式(14)と式(26)の和として求ま

ることになる。また、設計曲げモーメント(M_L)が式(8)で定義されているため、非線形曲げモーメントの算定も可能である(ただし、衝撃係数を別途考慮する必要がある)。

6. 数値計算結果と考察

Fig.12(a), (b), (c) に示す中央支間長がそれぞれ 400 m, 600 m および 800 m の 3 径間連続マルチケーブル斜張橋について非線形解析を行い、本算定式の精度に関する検討とともに非線形挙動に起因する主桁曲げモーメントについて考察を行う。

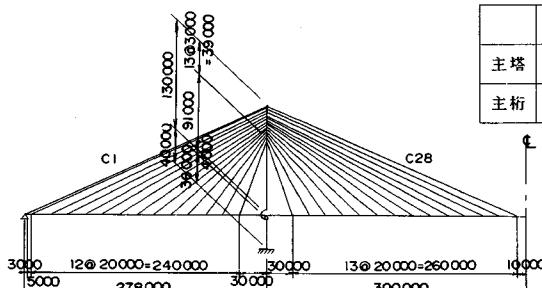


	A (m ²)	I (m ⁴)
主塔	0.4	3.0
主桁	0.36	0.6, 1.2, 2, 4, 4.8

死荷重	6.5 (t/m)	
	等分布	1.6 (t/m)
活荷重	集中	26.7(t)

ケーブル No.	A (m ²)	ケーブル No.	A (m ²)
C1 ~ C2	0.008449	C15 ~ C16	0.002809
C3 ~ C4	0.004656	C17 ~ C18	0.003502
C5 ~ C6	0.004194	C19 ~ C20	0.004194
C7 ~ C8	0.003502	C21 ~ C23	0.004656
C9 ~ C10	0.002809	C24	0.007196
C11 ~ C14	0.002347		

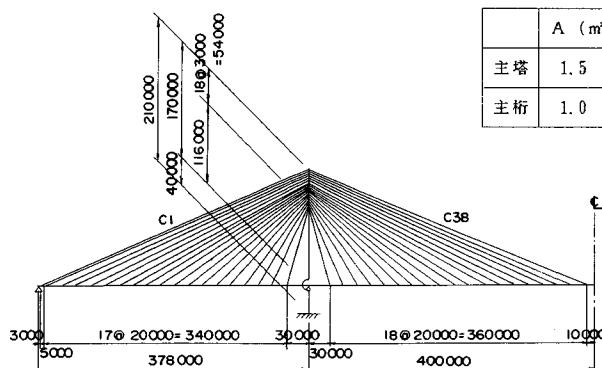
Fig.12(a) Cable-stayed girder model-A. ($l_c=400$ m)



	A (m ²)	I (m ⁴)
主塔	0.94	5.7
主桁	0.69	0.6, 1.2, 2, 4, 4.8

死荷重	10.0 (t/m)	
	等分布	1.6 (t/m)
活荷重	集中	26.7(t)

Fig.12(b) Cable-stayed girder model-B. ($l_c=600$ m)



	A (m ²)	I (m ⁴)
主塔	1.5	10.0
主桁	1.0	0.6, 1.2, 2, 4, 4.8

死荷重	15.0 (t/m)	
	等分布	1.6 (t/m)
活荷重	集中	26.7(t)

ケーブル No.	A (m ²)	ケーブル No.	A (m ²)
C1 ~ C2	0.018086	C24 ~ C25	0.008119
C3 ~ C5	0.014584	C26 ~ C27	0.009274
C6 ~ C7	0.012044	C28 ~ C29	0.010197
C8 ~ C9	0.011580	C30 ~ C31	0.011580
C10 ~ C11	0.010197	C32 ~ C33	0.012044
C12 ~ C13	0.009274	C34 ~ C36	0.013430
C14 ~ C15	0.008119	C37 ~ C38	0.014584
C16 ~ C23	0.007196		

Fig.12(c) Cable-stayed girder model-C. ($l_c=800$ m)

各モデルの断面性能および荷重強度は図中に示すとおりで、いずれも片面当たりの値である。また、それぞれ主桁断面2次モーメントを変化させて計算を行うこととし、主塔と主桁の曲げ剛性の比は0.1~1.0程度となっている。

比較の対象とする解析法は、

- ケーブルをカテナリー要素とした有限変位解析(解法I)¹⁰⁾
- ケーブルを軸力要素とした有限変位解析(解法II)
- ケーブルのヤング係数として、Ernstのヤング係数を用いた線形解析(解法III)

の3種類を考える。また解析にあたっては以下の点が考慮されている。

i) 解法I, IIでは、完成時の断面力が内力として考慮され、活荷重解析が行われる。また、完成時のケーブル張力決定法は以下のとおりである。中央径間部ではケーブルの桁取り付け位置を支点とする連続桁の反力を対応するケーブル張力を設定し、塔に曲げモーメントを発生させない条件から側径間部のケーブル張力を求める。本モデルでは、ケーブルは塔を挟んで極力対称配置されていることから、完成時主桁曲げモーメントは小さい。

ii) 設計曲げモーメントに対する非線形性を考えることから、活荷重は影響線載荷が行われる。すなわち、各モデルについて逐一影響線を求め、影響線の同一符号の全区間に活荷重が載荷される。

(1) 算定式の精度と非線形挙動に関する考察

Fig. 13(a), (b), (c)に中央径間長400 m, 600 mおよび800 mの各モデルについて、中央径間1/4点に着目した解析値と算定式による値の比較結果を示す。図中、縦軸は非線形に起因する曲げモーメントの増分と最大設計曲げモーメントの比、横軸は主桁断面2次モーメント(I_c)である。また、○印は算定式による値、●印、■印および▲印はそれぞれ解法I, II, IIIによる値を表わす。

Fig. 13よりわかることを列挙すると以下のとおりである。

a) ケーブルにカテナリー要素を用いた有限変位解析結果(●印、解法I)と本算定式による値(○印)は支間長、主桁断面2次モーメントを変化させたすべてのケースについて比較的よい一致を示しており、本法により非線形曲げモーメントを精度よく推定できることがわかる。

b) ケーブルを軸力部材とした有限変位解析結果(■印、解法II)とケーブルのサグを考慮した有限変位解析結果(●印、解法I)とはかなり差が生じており、斜張橋の非線形解析にあたっては、ケーブルサグの影響を考

慮する必要性がわかる。仮に、解法IIの結果に、Ernstのヤング係数を用いた線形解析結果(▲印、解法III)を加算すれば解法Iの結果に近くなるものの多少小さめの値を抑えることになる。ところで、本算定式の結果は解法IIと解法IIIの結果を加算したものと対応していると考えられる。本算定式の結果がより解法Iによる値に近いのは、算定式誘導の過程で、軸力評価等若干安全側の取り扱いを行ったためと考えられる。

次に、主桁の非線形曲げモーメントについては以下のことがいえる。

a) 支間長が増大するにつれて、また主桁断面2次モーメントが小さくなるにつれて非線形曲げモーメントは大きくなる。前者については、主桁軸力が相対的に増加するため、また後者については式(15)からも明らかである。本算定式により以上の変化を定量的に検討する

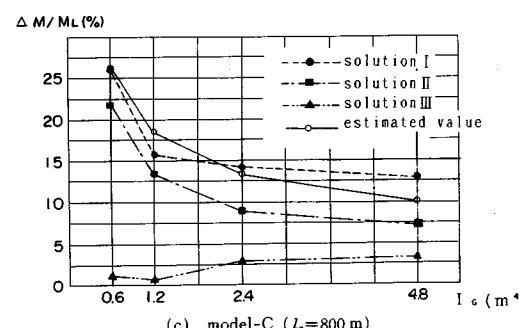
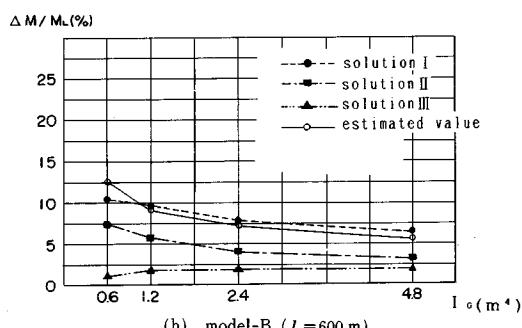
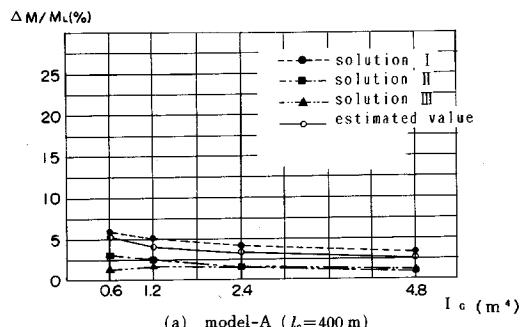


Fig. 13 Geometrical nonlinear bending moment with variation of I_c .

ことが可能となる。ところで、本モデルでは支間長を大きくするにつれて意図的に死荷重強度を大きくしているので、この点について説明する。主桁の最大軸力は Fig. 7 より、

$$N_{\max} = \frac{(w_a + p) l_c^2}{8 h} = \frac{(w_a + p) l_c}{8} \left(\frac{l_c}{h} \right)$$

と与えられる。 l_c/h を一定と仮定すれば、最大軸力は $(w_a + p) l_c$ に比例することになる。 $(w_a + p)$ を常に一定と仮定しても、中央支間長 l_c が大きくなるに伴い軸力は増加する。したがって、支間長が大きくなるに伴い非線形曲げモーメントが大きくなるという本文の議論は一般性を失わないと考える。

b) ケーブルサグの影響は支間長が大きくなるにつれて増加する傾向にあるが、いずれのモデルも小さかった。この原因として、サグに起因して発生する非線形曲げモーメントは、ヤング係数の低下すなわち弾性床上はりモデルのばね定数の低下 ($k \rightarrow k_c$) に直接比例して発生しないためと考えられる。すなわち、主桁曲げモーメントが式(8)で定義できるものとし、 I_c を一定とすれば、曲げモーメントは、分布荷重に対して $\sqrt{k/k_c}$ 、集中荷重に対して $\sqrt[4]{k/k_c}$ に比例するためと考えられる。

ところで、式(14)で求めたサグに起因する曲げモーメントの増分は計算結果(▲印)とよい一致を示すことを別途確認している。これより、サグに起因してケーブルの伸び剛性が桁の曲げ剛度に比して相対的に低下し、したがって桁曲げモーメントが増加するという、本文の立場は妥当なものと考える。また、Ernst のヤング係数を用いた線形解析による設計曲げモーメントの算出は、非線形曲げモーメントの一部が考慮できるのみで意味がないことがわかる。

(2) 非線形曲げモーメントの橋軸方向の変化

本算定式は、中央径間 1/4 点を対象として提案されたものである。そこで、本算定式により橋軸方向の各位置で生じる非線形曲げモーメントの算定が可能であるかについて、数値計算に基づき検討する。

Fig. 14(a), (b), (c) に、それぞれ支間長 400 m, 600 m および 800 m のモデルで、主桁断面 2 次モーメント (I_c) を 1.2 m^4 とした場合の結果を示す。縦軸は Fig. 13 と同様、非線形に起因する曲げモーメントの増分と最大設計曲げモーメントの比を表わす。横軸は、着目点を表わし、図中に示す 8 点について計算を行っている。図中の●印は計算結果(解法 I)，横太実線が本算定式による値である。

中央径間側に着目すると、中間支点上および支間中央を除いて、非線形の程度はほぼ一定と考えられる。したがって、本算定式は中央径間については全区間に適用可能と考えられる。

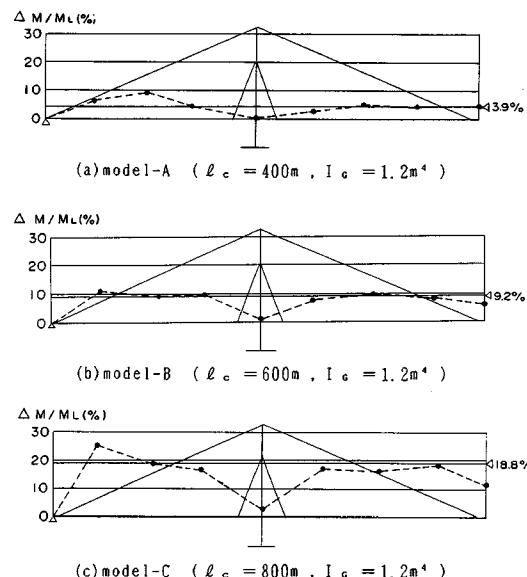


Fig. 14 Distribution of geometrical nonlinear bending moment.

側径間部については、本算定式より得られる値よりも大きな値を示す箇所がみられる。この原因として、側径間部、特に端支点近傍では設計曲げモーメントの算定式自体が式(8)と異なることが考えられるが、詳細な原因究明は困難であった。

次に、曲げモーメントの絶対値について比較を行うこととした。Fig. 15(a), (b), (c), (d) に比較結果を示す。図中に、線形解、非線形解(解法 I) および本算定式による値を示す。なお支間 800 m のモデルについては $I_c = 4.8 \text{ m}^4$ の結果もあわせて示す。曲げモーメントの絶対値の比較からは、側径間部においても有意な差はみられない。算定式の精度の面からは、危険側の評価は問題となるものの、絶対値比較からは実用性が極端に損なわれることはなさそうである。

7. ま と め

3 径間連続マルチケーブル斜張橋を対象として、幾何学的非線形挙動に起因して発生する中央径間 1/4 点の主桁曲げモーメントの簡易算定法を提案した。あわせて、非線形曲げモーメントの発生要因について考察を加えた。本文で得られた結果を要約すると以下のとおりである。

(1) ケーブルのサグを考慮した非線形解析結果との比較から、本算定式が十分な精度を有することが確認できた。

(2) 本算定式は、中央径間 1/4 点に着目して提案されたものであるが、数値計算結果から中央径間の全域に

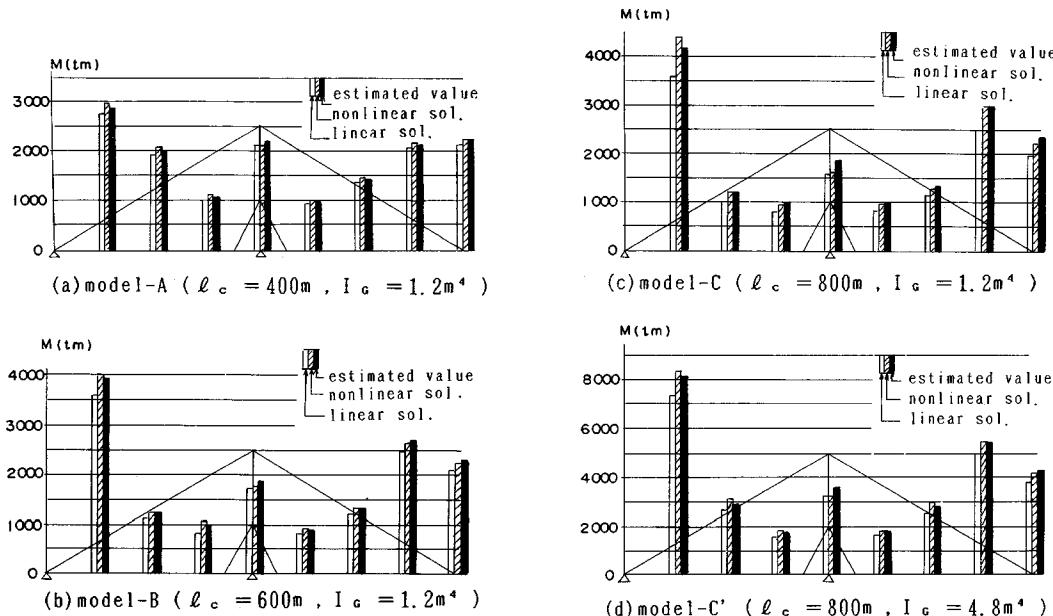


Fig. 15 Comparison of bending moment.

わたって適用可能であることがわかった。

(3) 側径間部では、本算定式による値は危険側の評価をする箇所がある。しかしながら、曲げモーメント絶対値の比較では有意な差とは考えられず、基本計画上は側径間部に適用してよいと考えられる。

(4) 中央径間長の増大に伴い、また主桁断面2次モーメントを小さくするに伴い、主桁非線形曲げモーメントは大きくなる。本推定式により定量的な検討が可能になる。

(5) ケーブルサグの影響は、設計曲げモーメントを算定するうえでは、支間800m級の斜張橋でも、中央径間部についてはあまり大きくなことがわかった。また、実務上利用されるErnstのヤング係数を用いた線形解析は意味がなく注意を要する。

本手法では、基本的な形状が決定され、死荷重強度を仮定した段階で、ケーブル断面積が式(5)のごとく、応力レベルが $\bar{\beta}\sigma_a(\bar{\beta}=0.9)$ となるよう設計されることを条件とすれば、仮定した主桁断面2次モーメントに対し非線形曲げモーメントの算定が可能となる。さらに、概略断面諸量が決定された段階での適用も可能である。

以上、従来大型計算機によってのみ解明が可能であった主桁非線形曲げモーメントの算定が精度よくしかも簡単に行えることを示した。これらの成果は、基本計画上、特に非線形曲げモーメントを設計時に考慮すべきか否かの判定に、さらに長大化する斜張橋の主桁断面2次モーメントの選定にあたり貴重な資料になるものと考える。

8. あとがき

本算定式の誘導にあたっては、斜張橋のたわみが小さい(少なくとも $\ell_c/400$ 以下)場合を対象としているので、より大きな変形が予想される場合の適用性については検討の余地がある。このことと関連して、本手法により斜張橋主桁の耐荷力が判定されているわけではないので、主桁断面2次モーメントを小さくする場合等、耐荷力の検討は別途行う必要がある。

主桁軸力については、見掛けのケーブルヤング係数が低下すると考えれば、ケーブルの荷重分担が少くなり線形解に比して小さくなると考えられる。また、死荷重張力についても、活荷重載荷による主桁変位があまり大きくなないことから、張力水平成分の変動も大きくないと考えられるため、非線形性は小さいと考えられる。

このほかに、最大たわみおよび主塔曲げモーメントに関する検討は実務上重要である。

参考文献

- 1) 川入達男・長井正嗣：斜張橋の照査事項、橋梁と基礎—斜張橋特集号一、1985年8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。
- 3) Leonhardt, F. and Zellner, W. (成井 信訳)：斜張橋—近年の発達について—、(その1, 2), 土木施工、第21卷、11号、12号、1980年10月、11月。
- 4) Saul, R., Svensson, H., Andrä, H. P. and Selchow,

- H. J. : Die Sunshine-Skyway Brücke in Florida, USA-Entwurf einer Schrägkabel Brücke mit Verbundüberbau, Bautechnik, 1984. 7 and 9.
- 5) 後藤茂男：柔ケーブル部材の接線剛性方程式について，土木学会論文報告集，No. 270，1978年2月。
 - 6) 小松定夫：都市沿岸地帯における大規模橋梁の上部構造の設計と施工—（その1）斜張橋の設計理論—，土木学会関西支部講演会テキスト，1980年10年。
 - 7) Roik, K., Albrecht, G. and Weyer, U. : Schrägseilbrücken, Ernst & Shon, Berlin, 1986年。
 - 8) Ernst, H. J. : Der E-Modul von Seilen unter Brücksichtigung des Durchhang, Bauingenieur, 1965. 2.
 - 9) 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一考察，土木学会論文集，第362号，1985年10月。
 - 10) 森 翠・佐野信一郎・森本千秋・長井正嗣・遠藤秋主・大南亮一・谷沢 正：ケーブル部材を含む骨組構造の立体非線形解析—斜張橋への適用—，川崎重工技報，第88号，1985年4月。

(1987.7.20・受付)