

吊橋のねじれ振動における重力剛性とその固有振動数への影響

GRAVITATIONAL STIFFNESS IN TORSIONAL OSCILLATION OF SUSPENSION BRIDGES AND ITS EFFECT ON NATURAL FREQUENCY

山口宏樹*・辰巳正明**・宮田利雄***

By Hiroki YAMAGUCHI, Masaaki TATSUMI and Toshio MIYATA

Gravitational stiffness in torsional oscillation of suspension bridge is discussed, and its effect on the fundamental frequency of torsional mode is investigated theoretically with a parameter of span length. It is found that the effect of gravitational stiffness becomes larger with the increase of span length and that the gravitational stiffness should be taken into account in order to estimate accurately natural frequencies of extremely long-spanned suspension bridges. The three dimensional frame model with gravitational stiffness is also discussed for the analysis of suspension bridges.

Keywords : suspension bridge, torsional oscillation, gravitational stiffness

1. ま え が き

明石海峡大橋は中央スパン長1990mに及ぶ今までにない超長大吊橋であることから、その耐風性の確保がより重大となり、耐風設計法が再検討されている¹⁾。その際、吊橋の動的耐風安定性を照査するうえで最も基本となる固有振動解析についても、いかなる解析モデルとすべきか等について検討を行った。解析モデルの検討過程において、ねじれ固有振動数をいかに精度よく推定するかが1つのポイントとなり、既往の理論、および解析において無視されていた桁自重による復元モーメント；重力剛性が、スパン増大に伴い影響を及ぼす可能性のあることが明らかになりつつある。本論文ではこの点に関し、吊橋のねじれ振動理論から理論的に考察を加えるとともに、立体骨組モデルにおける初期軸力の導入がこの重力剛性を考慮することにほかならないことを示す。

本論文でいう重力剛性とは、後に詳述するように、吊橋の補剛桁が重心位置で吊られていないことによりもた

らされる、桁ねじれ変位に対する桁自重の復元力を意味する。従来の吊橋ねじれ振動解析法には、いわゆる撓度理論に基づく古典的ねじれ振動解析^{2),3)}およびその応用理論^{4)~6)}、吊橋要素を用いる有限要素解析^{7),8)}、汎用骨組解析プログラムに基礎を置く立体骨組解析⁹⁾など、種々存在するが、いずれも重力剛性については十分な検討のないままに無視している。本論文の目的は、この重力剛性の存在の明確化と重力剛性の及ぼすねじれ固有振動数への影響把握を理論的に行うことにある。また、吊橋の耐風設計においては固有振動解析に立体解析の適用が多いことから、立体骨組モデルのあり方について言及することも本研究の主要目的の1つである。

2. 桁のねじれ変位に伴う重力剛性と運動方程式

吊橋の撓度理論に基づく古典的ねじれ振動理論^{2),3)}では、Fig.1(a)に示すようなねじれ変形状態を考え、その位置でのつり合い条件から支配方程式を誘導している。このような変形状態で暗黙のうちに仮定されていることは、補剛桁の回転中心とハンガー一定着点との鉛直距離が十分小さいということである。したがってハンガー一定着点の水平方向移動は無視でき、ハンガー張力における桁自重分($m_s g$)が回転中心まわりにつくる復元モー

* 正会員 工博 埼玉大学助教授 工学部建設基礎工学科
(〒338 浦和市下大久保 255)

** 正会員 工修 本州四国連絡橋公団設計部
(〒105 港区虎ノ門 5-1-5)

*** 正会員 工博 横浜国立大学教授 工学部建設学科
(〒240 横浜市保土ヶ谷区常盤台 156)

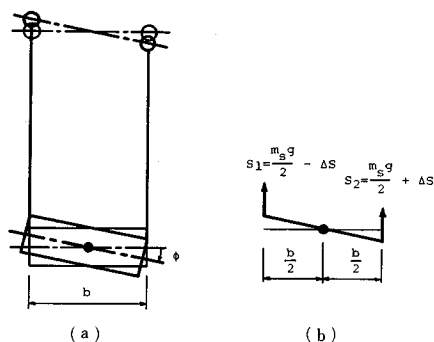


Fig.1 Classical Theory of Tension in Suspension Bridge.

メントは0となる (Fig.1(b)). つまりハンガー張力が桁の回転中心まわりにつくるモーメント M は、桁幅を b , 変形に伴うハンガー張力の変動分を Δs とすれば,

$$M = \left(\frac{m_s g}{2} - \Delta s \right) \frac{b}{2} - \left(\frac{m_s g}{2} + \Delta s \right) \frac{b}{2} = -\Delta s \cdot b \quad \dots\dots\dots (1)$$

となり、重力剛性はこの場合存在しない。しかし、ハンガー取付レベルと回転中心レベルとが一般には異なることを忠実に考慮すれば、桁が重心位置で吊られていないことによって、桁のねじれ変位に対し、重力剛性が復元力に関与してくる。このことを以下に示そう。

Fig.2(a) に示すように、ハンガー取付点と重心との鉛直距離が d である補剛桁の、重心 O まわりの微小ねじれ変位 ϕ を考えるものとしよう。このとき、ハンガー取付点 A, B の水平変位 u_A, u_B , および鉛直変位 v_A, v_B は、桁の断面変形を無視すれば、

$$u_A = u_B = d \sin \phi \doteq d\phi \quad \dots\dots\dots (2 \cdot a)$$

$$v_A = -\frac{b}{2} \sin \phi \doteq -\frac{b}{2} \phi, \quad v_B \doteq \frac{b}{2} \phi \quad \dots\dots\dots (2 \cdot b, c)$$

となる。

ハンガーは吊橋断面内で傾斜し、その大きさはケーブルが水平方向に変位しないとして、最大

$$\frac{u_A}{h} = \frac{u_B}{h} = \frac{d}{h} \phi \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。式 (3) で h はハンガー長であるが、吊橋の d/h は多くの部分できわめて小さいものの、対称振動で重要となる中央径間中央部で大きく、たとえば明石海峡大橋では、中央径間の中央部 30% での d/h の値が 0.2~1.9 である。実際にはケーブルの水平変位が生ずるため、式 (3) で評価される値より小さくなるが、上述のことからハンガー傾斜角を考慮する必要が厳密にはあろう。しかし、ハンガー傾斜角を考慮するという事は横たわみとの連成を考慮したねじれ理論を考えることになり、その定式化は難しくはないものの、本論文の目的である重力剛性の存在の明確化およびその影響の把握

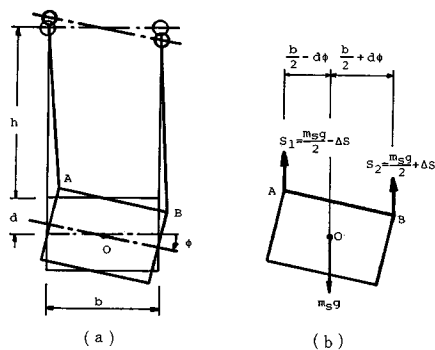


Fig.2 Torsional Deformation of Suspension Bridge with Deck of Finite Depth.

のためには、非連成のねじれ簡易理論とした方がわかりやすく、ある程度の定量的検討も可能であると考え、本論文ではハンガー傾斜角を無視した近似理論を扱うこととする。

ハンガー傾斜角を無視した場合、桁のねじれ変位によって生ずるケーブルの変位としては鉛直変位 η_1, η_2 のみを考えればよく、通常仮定されるようにハンガーの伸びを無視すれば、以下のようなになる。

$$\eta_2 = \mp \frac{b}{2} \phi \quad \dots\dots\dots (4)$$

ケーブルが変位することにより、ケーブルの水平張力、およびハンガー張力が変化するが、橋軸方向単位長さ当たりのハンガー張力 s_i , ケーブル水平張力 H_i , およびケーブル鉛直変位 η_i の関係式は、変位後のケーブルのつり合いを考えることにより容易に導かれ、次式となる。

$$s_i + m_c g = -H_i \left(\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{\partial^2 \eta_i}{\partial x^2} \right), \quad i=1, 2 \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $m_c g$ はケーブル 1 本の単位長さ当たりの重量、 y はケーブルの初期形状、 x は橋軸方向座標である。変位後の片側各ケーブルの水平張力 H_i は、吊橋自重による初期水平張力 H_w , および桁のねじれ変位に伴う付加変動水平張力 ΔH とから成り、

$$H_i = H_w \mp \Delta H \quad \dots\dots\dots (6)$$

と表わされる。ここで変動張力 ΔH は、いわゆるケーブル方程式²⁾、つまりケーブルの橋軸方向変位をケーブル定着点間で積分して 0 となる条件より導かれ、桁のねじれ変位で次のように表わされる。

$$\Delta H = -\frac{E_c A_c}{L_E} \frac{b}{2} \sum_j \frac{d^2 y}{dx^2} \int_0^{l_j} \phi dx \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $E_c A_c$ はケーブルの伸び剛性 (1 本当たり)、 l_j は j スパンのスパン長、 L_E はケーブル傾斜角 $\phi(x)$ をケーブル定着間 (距離 L) で積分した値で次式で定義する。

$$L_E = \int_L \sec^3 \varphi(x) dx \dots\dots\dots (8)$$

式(4)および(6)を式(5)に代入し、変位前のケーブルのつり合い式;

$$H_w \frac{d^2 y}{dx^2} = -\left(\frac{m_s}{2} + m_c\right)g \dots\dots\dots (9)$$

を考慮、2次の微小項を無視すれば、ハンガー張力が最終的に次式のように書き直される。

$$s_2 = \frac{m_s g}{2} \pm \left(\frac{H_w b}{2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \Delta H \frac{d^2 y}{dx^2}\right) \dots\dots\dots (10)$$

したがって、ハンガー張力が作る桁重心まわりのモーメント、つまり桁のねじれ変位に対する復元モーメント M は、Fig. 2(b)を参照して、次式のようになる。

$$\begin{aligned} M &= s_1 \left(\frac{b}{2} - d\phi\right) - s_2 \left(\frac{b}{2} + d\phi\right) \\ &= -m_s g d\phi + \frac{H_w b^2}{2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \Delta H b \frac{d^2 y}{dx^2} \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

すなわち、桁の自重 $m_s g$ も復元力として作用することがわかる。重心とハンガー取付点との鉛直距離 d が0である場合、式(11)は $M = -\Delta s \cdot b$ となって既往の吊橋理論式(1)と一致する。

補剛桁がねじれ振動するとき、桁には式(11)で表わされる、ハンガー張力がもたらす復元モーメントが作用するわけで、吊橋のねじれ自由振動に対する運動方程式の誘導には桁のねじれ振動方程式に式(11)の復元力を加味すればよい。補剛桁断面の重心とせん断中心とが一致しない一般的な場合を考え、その間隔(鉛直距離)を y_m とすれば、吊橋のねじれ振動に対するより厳密な運動方程式が容易に、以下のように導かれる。

$$\begin{aligned} I_0 \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + EC_w \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} - \left(GJ + \frac{H_w b^2}{2}\right) \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \\ + m_s g d\phi + \frac{E_c A_c}{L_E} \frac{b^2}{2} \sum_j \frac{64 f_j^2}{l_j^3} \int_0^L \phi dx \\ + EI_h y_m \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = 0 \dots\dots\dots (12 \cdot a) \end{aligned}$$

$$m_s \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + EI_h \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + EI_h y_m \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} = 0 \dots\dots\dots (12 \cdot b)$$

ここで、 w は水平横たわみ、 I_0 、 EC_w 、 GJ 、 EI_h はそれぞれ、補剛桁の極慣性モーメント、曲げねじれ剛性、ねじれ剛性、横曲げ剛性であり、 f_j は j スパンのケーブルサグである。なお、式(12・a)を導くにあたっては、式(11)に式(7)を代入、さらに式(9)から導かれる関係式;

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{\left(\frac{m_s}{2} + m_c\right)g}{H_w} = -\frac{8 f_j}{l_j^3} \dots\dots\dots (13)$$

を用いた。以上のようにして導かれた吊橋のねじれ振動

方程式(12・a)で下線部 $m_s g d\phi$ が重力剛性項であり、この部分以外は既往の運動方程式と全く同じである。

3. 固有振動数に及ぼす重力剛性の影響

本研究で新たに考慮した重力剛性が吊橋のねじれ固有振動にどの程度の影響を及ぼすかを調べよう。簡単のため、補剛桁の重心とせん断中心とが一致すると仮定し、桁のねじれ変位のみを自由度とする運動方程式;

$$\begin{aligned} I_0 \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + EC_w \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} - \left(GJ + \frac{H_w b^2}{2}\right) \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + m_s g d\phi \\ + \frac{E_c A_c}{L_E} \frac{b^2}{2} \sum_j \frac{64 f_j^2}{l_j^3} \int_0^L \phi dx = 0 \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

を考える。吊橋のねじれ固有振動は本来、単純な桁のねじれ振動ではなく、他の変位成分が連成する複雑なものであって⁸⁾、吊橋の耐風安定性を考える場合にその連成振動がもたらす影響は大きい^{9),10)}ことを考えると、重心とせん断中心とが一致するという仮定の導入は好ましいものではない。つまり、厳密には後に論ずる吊橋の立体骨組解析モデルを用いた解析によって重力剛性の影響を調べるべきものである。しかし、複雑な数値解析に基づき基本的考察を加えることは、必ずしも見通しのよいものではないことから、本研究では式(14)に基づいて、重力剛性の及ぼすねじれ固有振動数への影響を論ずることとする。

構造力学公式集¹¹⁾に示されている吊橋のねじれ振動解析法と同様、運動方程式(14)の解を

$$\phi(x, t) = \Phi(x) \cdot \sin(\omega t + \theta) \dots\dots\dots (15)$$

とおき、振動形 $\Phi(x)$ を正弦波の重ね合わせで表わす。つまり、たとえば対称振動に対して

$$\begin{aligned} \Phi(x) = \begin{cases} a_{11} \sin \frac{\pi x}{l_1} & \text{(側径間)} \\ a_{21} \sin \frac{\pi x}{l_2} + a_{23} \sin \frac{3\pi x}{l_2} \\ \quad + a_{25} \sin \frac{5\pi x}{l_2} & \text{(中央径間)} \\ a_{31} \sin \frac{\pi x}{l_3} & \text{(側径間)} \end{cases} \dots\dots\dots (16 \cdot a) \end{aligned}$$

とおき、逆対称振動に対しては側径間との連成がないことから、

$$\Phi_n(x) = a_{2n} \sin \frac{n\pi x}{l_2}, \quad n=2, 4, 6 \dots \text{(中央径間)} \dots\dots\dots (16 \cdot b)$$

とおく。式(15)、(16・a, b)を式(14)に代入し、Galerkin 法等を用いれば、以下の振動数方程式が求められる。

$$|A - \lambda E| = 0 \quad (E: \text{単位マトリックス}) \dots\dots\dots (17)$$

Table 1 Torsional and Structural Properties of Suspension Bridges, and Effects of Gravitational Stiffness on Fundamental Frequencies of Torsional Oscillation.

No.	Bridge	Span	$f_{\phi 1}$	I_{θ}	m_s	d (H)	$\sqrt{1 + \frac{m_s g d}{\omega^2 I_{\theta}}}$	Δf
		m	1/sec	tm^2/m	t/m	m (m)		%
1	Messina Br.	3300	0.077					
2	Akashi Br.	960+1990+960	0.135	9790.	27.57	4(14)	1.074	+7.4
3	Minami-Bisan Br.	274+1100+274	0.324	8007.	32.55	4(13)	1.019	+1.9
4	Kita-Bisan Br.	274+ 990+274	0.355	9398.	32.34	4(13)	1.013	+1.3
5	Shimotsui Br.	940	0.372	6929.	32.41	4(13)	1.017	+1.7
6	Ohnaruto Br.	330+ 876+330	0.308	6390.	29.66	4(12.5)	1.024	+2.4
7	Innoshima Br.	250+ 770+250	0.374	2249.	15.69	2.5(9)	1.015	+1.5
8	Ohshima Br.	560	0.541		7.18			

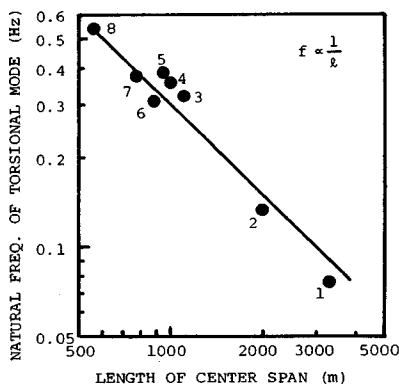


Fig. 3 Natural Frequency of 1st Symmetric Torsional Mode versus Center-Span Length.

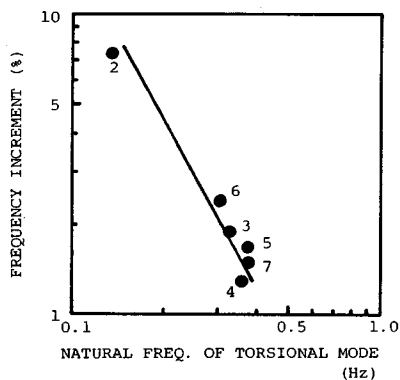


Fig. 4 Frequency Increment due to Gravitational Stiffness versus Natural Frequency.

逆対称振動の場合、式 (17) は解析的に解け、固有振動数 ω は陽な形で書き表わされる¹¹⁾が、対称、逆対称振動を区別することなく考察するため、式 (17) のままとする。式 (17) で係数マトリックス A は既往の理論、つまり重力剛性を考慮しない場合と全く同じもの¹¹⁾であるが、 χ は既往理論で $\omega^2 I_{\theta}$ であるのに対し、重力剛性を考慮した場合、 $\omega^2 I_{\theta} - m_s g d$ となる。したがって、マトリックス A の固有値を λ とすれば、固有振動数は既往理論で $\omega^* = \sqrt{\lambda / I_{\theta}}$ 、本理論で $\omega = \sqrt{(\lambda + m_s g d) / I_{\theta}}$ となり、重力剛性を考慮することでねじれ固有振動数が大きくなる。その割合は次式で評価される。

$$1 + \Delta f = \frac{\omega}{\omega^*} = \sqrt{1 + \frac{m_s g d}{\omega^{*2} I_{\theta}}} \dots \dots \dots (18)$$

Table 1 は本州四国連絡橋の主な吊橋につき、式 (18) により重力剛性のねじれ対称 1 次固有振動数に及ぼす影響を概算したものである。表中のデータは文献 1), 12) によったが、ねじれ対称 1 次固有振動数 $f_{\phi 1}$ は重力剛性が考慮されていない解析の結果とみなした。また、 d は簡単のため、すべて桁高の 1/4 程度に仮定している。**Table 1** の最右欄に示した固有振動数増加率 Δf を比較すると、スパンの比較的短い既存の吊橋では増加率が

2% 程度であるのに対し、スパンのきわめて長い明石海峡大橋では重力剛性の影響が顕著となり、増加率が 7.4% にもなることがわかる。これは **Table 1** からわかるように、スパンの増大により、式 (18) の分母の固有振動数 ω^* がかなり減少するため、 Δf の値が増大したと考えられる。**Fig. 3** はねじれ対称 1 次固有振動数とセンタースパン長との関係を **Table 1** のデータを用いて図示したものであるが、吊橋のねじれ固有振動数はスパン長にはほぼ逆比例することがわかる。図には Messina 橋の値も参考として示してあり、図中の番号は **Table 1** での番号に対応する。また、**Fig. 4** は重力剛性の影響による振動数増加率とねじれ固有振動数との関係を図示したもので、固有振動数の減少に伴い、重力剛性の影響が急に大きくなることがみてとれる。いずれの図においても、既存の吊橋に比べて明石海峡大橋のプロット点はかけ離れており、既存の吊橋程度のスパンでは重力剛性の影響はほとんどないが、明石海峡大橋クラスの超長大吊橋では一般化ねじれ剛性が小さくなって重力剛性が効いてくるといえる。

4. 重力剛性を考慮した立体骨組解析モデル

吊橋の耐風安定性照査のためには桁とケーブルの連成

を含めた詳細な解析が必要となるため、固有振動解析には Fig. 5(a) に示す立体骨組モデルが用いられることが多い。吊橋を立体骨組にモデル化する際には、質量分布および剛性分布が等価になるようにモデル化することが基本であるが、吊橋の場合、重力に起因する種々の幾何剛性が重要となることから、各部材の相対位置についても等価となるよう配慮しなければならない。したがって、補剛桁のせん断中心に配置したはり要素と、軸力要素でモデル化されたハンガーとを連結するための剛曲げ要素①③ (Fig. 5(a) 参照)、および重心位置に配置した質点をはり要素と連結するための剛曲げ要素②を導入する必要がある。このような吊橋の立体骨組モデルに対して本研究でその存在を指摘した重力剛性を取り込むためには、相対位置を確保するための連結要素①②③に死荷重による初期軸力を導入すればよいことは、以下のように容易に示される。

Fig. 5(b) に示すように、初期状態 (ねじれ変位前) において桁断面に作用する荷重は、ケーブル張力の鉛直成分、各 $m_s g l / 2$ (l は補剛桁要素長)、および重心位置 O に作用する補剛桁死荷重 $m_s g l$ であり、連結部材としての剛曲げ要素に導入すべき初期軸力は、Fig. 5(c) のように連結要素を切断、断面力を考えてつり合い条件より算出すればよい。その結果、各連結要素①②③の初期軸力 N_1, N_2, N_3 として容易に次式が得られる。

$$N_1 = N_3 = \frac{m_s g l}{2} \sin \beta \dots \dots \dots (19 \cdot a)$$

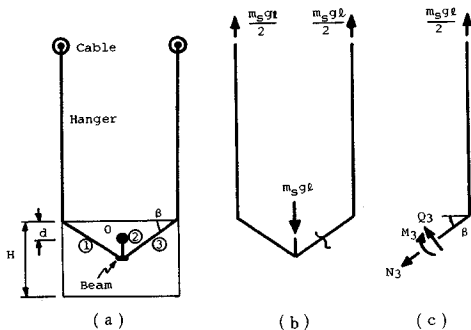


Fig. 5 Three Dimensional Frame Model of Suspension Bridge.

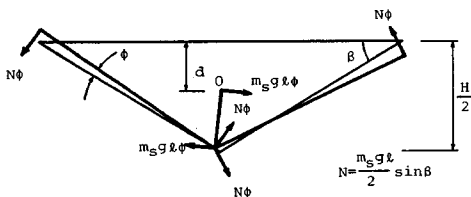


Fig. 6 Restoring Forces due to Initial Tension in Frame Model.

$$N_2 = -m_s g l \dots \dots \dots (19 \cdot b)$$

ここで注意すべきは、連結要素は曲げ部材であってつり合いにはせん断力、曲げモーメントが関係することであろう。ただし、幾何剛性をもたらすのは初期軸力のみである。このようにして連結要素に導入された初期軸力が、補剛桁が微小変位 ϕ だけねじれたときにもたらす復元モーメントを考えると、Fig. 6 を参照して、たとえば重心 O 点まわりのモーメントを計算すれば、

$$M = (m_s g l \phi - 2 N \phi \sin \beta) \left(\frac{H}{2} - d \right) - 2 N \phi \sin \beta \cdot d - 2 N \phi \cos \beta \cdot \frac{H}{2} \cot \beta = -m_s g l d \cdot \phi \dots \dots \dots (20)$$

となり、2. において示した重力による復元モーメント (式 (11) に対応) と一致する。

以上、立体骨組モデルにおいて連結要素に初期軸力を導入することは重力剛性を考慮することにほかならないことが示された。立体骨組モデルを用いた詳細解析において、重力剛性がどの程度、ねじれ固有振動数に影響するかは、3. における古典的非連成簡易理論をもととしたものとは多少異なると考えられる。つまり、立体骨組解析ではねじれ変位以外の変位成分との連成を考慮することから、非連成簡易理論で考慮されるねじれ剛性以外の剛性が付加され、したがって重力剛性の影響が相対的に小さくなるといえる。立体骨組解析における重力剛性の影響については明石海峡大橋旧設計案について調べられており¹⁾、固有振動数増加率は約 3% と小さい。しかし、旧設計案のねじれ振動数は 0.156 Hz と大きく、本論文での非連成理論による振動数増加率 (式 (18)) を概算しても 4.6% であって、両者の増加率の差はそれほど大きくはない。したがって、Table 1 に示した現在の明石海峡大橋設計案に対して立体解析を行ったとしても、重力剛性の考慮によって 5% 程度の有意な固有振動数上昇は予想される。

吊橋の既往の立体解析では、重力剛性をもたらす初期軸力の連結要素への導入はなされていないものがほとんどであるが、最近、軸力導入が必要か否かが論点となりつつあった。明石海峡大橋クラスの超長大吊橋では軸力導入により、わずかではあるが有意な大きさのねじれ固有振動数上昇が認められること、および解析モデルとしては初期状態のつり合いを満足する方が整合性があることから、立体骨組モデルにおける軸力導入は必要であると結論されよう。ただし、既存の吊橋程度のスパンではその影響は無視し得るものであると考えられる。また、超長大スパンの吊橋といえども桁が極端に軽い場合、あるいは桁高がきわめて小さい場合等には、重力剛性の影響が無視し得る程度に小さくなることは、式 (18) より

明らかである。

5. 結 論

吊橋の補剛桁は、一般に重心位置で吊られていないため、桁のねじれ変位に対して自重が復元力をもたらす、いわゆる重力剛性を有する。しかし、吊橋の従来のねじれ振動解析においては、撓度理論に基づく古典的解析にせよ、立体骨組モデルを用いた立体解析にせよ、その重力剛性がいわば無意識のうちに無視されていた。本論文では、この重力剛性を考慮した古典的ねじれ振動理論の定式化を行い、それを通じて桁ねじれ変位に対する重力剛性の意味を明確にすると同時に、ねじれ固有振動数に及ぼす重力剛性の影響を理論的に把握した。さらに、耐風設計の際に用いられることの多い立体解析骨組モデルにおいて、重力剛性を考慮するためのモデル化手法を論じ、立体解析での固有振動数に及ぼす重力剛性の影響についても言及した。本研究を通じて得られた結論を要約すると以下のようなものである。

(1) 吊橋補剛桁のねじれ変位に対し、桁自重が復元モーメントをもたらす、重力剛性が存在する。

(2) 重力剛性のねじれ固有振動数に及ぼす影響は、既存の吊橋程度のスパンを有する吊橋では非常に小さいものの、スパンの増大とともに大きくなり、明石海峡大橋クラスの超長大吊橋では有意な大きさとなる。

(3) 吊橋の立体骨組モデルにおいて、補剛桁をモデル化したはり要素とハンガー要素とを連結するための剛棒要素に初期軸力を導入することは、重力剛性を考慮することにほかならず、重力剛性の影響が有意となるような超長大吊橋のねじれ振動立体解析モデルには初期軸力の導入が必要である。

なお、本研究の一部に関しては、本州四国連絡橋公団より海洋架橋調査会に委託された耐風委員会の委員の

方々から貴重なご意見を頂いた。末尾ながらここに記し、深謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会昭和62年度報告書, 1988年3月.
- 2) 平井 敦: 鋼橋Ⅲ, 技報堂出版, pp.435~439, 1967.
- 3) 川田忠樹: 現代の吊橋, 理工図書, pp.33~34, 1987.
- 4) Hayashi, Y. and Murata, M.: Torsional oscillation analysis of suspension bridges by a displacement method, Proc. JSCE, No.258, pp.133~144, Feb. 1977.
- 5) 高橋和雄・室井智文・平野 巖: 連成を考慮した吊橋の基礎方程式および風荷重を受けた場合への応用, 土木学会論文報告集, 第277号, pp.25~40, 1978年9月.
- 6) Abdel-Ghaffar, A.M. and Rubin, L.I.: Torsional earthquake response of suspension bridges, J. Eng. Mechanics, ASCE, Vol.110, No.10, pp.1467~1484, Oct. 1984.
- 7) Abdel-Ghaffar, A.M.: Free torsional vibrations of suspension bridges, Proc. of ASCE, Vol.105, No.ST4, pp.767~788, April 1979.
- 8) Yamaguchi, H. and Arakawa, K.: Nonlinear-coupled free oscillation analysis of suspension bridges, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3, No.2, pp.383s~393s, Oct. 1986.
- 9) たとえば, Miyata, T. and Yamada, H.: Coupled flutter estimate of a suspension bridge, J. Wind Eng., No.37 (Proc. ICBBA), pp.485~492, Oct. 1988.
- 10) 山口宏樹・松本一彦: 吊橋の耐風安定性に及ぼすケーブル振動の影響, 構造工学論文集, Vol.34A, 1988年3月.
- 11) 土木学会: 構造力学公式集(第2版), 技報堂出版, pp.309~311, 1986.
- 12) 瀬戸大橋開通記念特集一本四連絡橋第3回特集号, 完成した橋のプロファイル, 橋梁と基礎, 第22巻, 第8号, pp.15~69, 1988年8月.

(1989.4.26・受付)