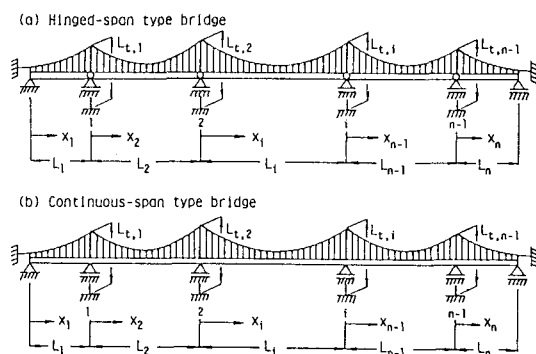


北海道大学工学部 正員 林 川 俊 郎
北海道大学工学部 正員 渡 辺 昇

1. まえがき

吊橋は他の橋梁形式にくらべて比較的剛性が低いため、風荷重、地震荷重および走行荷重などによる動的な影響が問題になることが多い。吊橋の固有振動解析は静的問題の場合と同様に、簡便性のある線形化撓度理論に基づく計算方法^{1,2)}が用いられ、吊橋の動的設計に広く使用されている。しかし、従来の研究においては補剛桁のせん断変形および回転慣性の影響に対する検討はあまりなされていない。筆者らの知る限りにおいて、この問題に関する論文は西村・小松³⁾のものがあるだけである。その中で、せん断変形の影響は/Hzを越える高次振動モードに現われ、吊橋の耐風設計および耐震設計にこの影響を考慮する必要性を示唆している。

本研究の目的は吊橋の鉛直たわみ固有振動解析および走行荷重による動的応答解析を行ない、数値計算例によりせん断変形および回転慣性の影響について明らかにすることである。さらに、ここでは図一/に示すような補剛桁の支持条件および塔とケーブルとの結合条件による差異についても検討する。なお、数値計算例としては因島大橋(3径間吊橋、本州四国連絡橋公団)の断面諸元を参考にした。



図一 / 多径間吊橋の寸法と座標

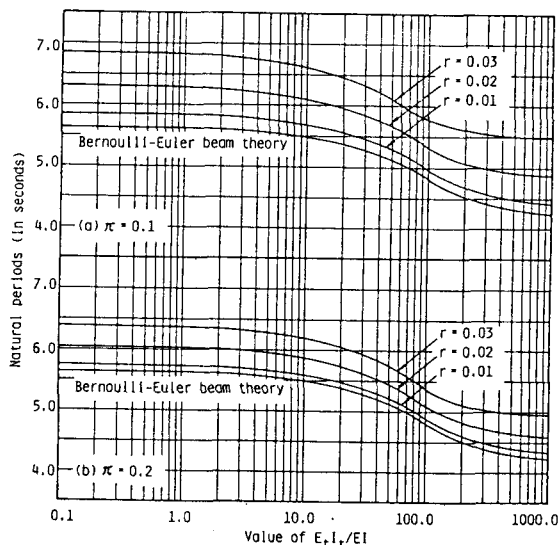
Mode types of vertical vibration	Mode order	Hinged-span type			Continuous-span type		
		Roller connection	Hinged connection (N=0)	Hinged connection (N≠0)	Roller connection	Hinged connection (N=0)	Hinged connection (N≠0)
Asymmetric mode	1st	6.8640	6.8640	6.8640	6.3763	6.3746	6.3755
	2nd	4.0821	4.0671	4.0754	3.6319	3.6214	3.6267
	3rd	2.6645	2.6645	2.6645	2.4661	2.4660	2.4660
	4th	1.4206	1.4206	1.4206	1.4333	1.4333	1.4333
	5th	0.8981	0.8981	0.8981	1.2757	1.2757	1.2757
Symmetric mode	1st	6.0397	6.0169	6.0295	5.7487	5.7280	5.7395
	2nd	4.0431	4.0411	4.0422	3.9814	3.9799	3.9807
	3rd	2.8013	2.8012	2.8013	2.6314	2.6313	2.6314
	4th	1.8830	1.8830	1.8830	1.7909	1.7909	1.7909
	5th	1.1103	1.1103	1.1103	1.3451	1.3451	1.3451

表一 / 鉛直たわみ振動の固有周期 ($\pi=0.2$, $r=0.01$)

2. 固有振動解析

動力学の問題には、変分原理としてHamilton原理が成り立つことはよく知られている。これは静力学における仮想仕事の原理に対応するものと考えられる。ここではHamilton原理により、吊橋の補剛桁のせん断変形および回転慣性の影響を考慮した基礎微分方程式を誘導する。その詳細は参考文献(4)を参照されたい。

表一/は逆対称モード、対称モード各5次まで計算した固有周期の値である。せん断変形と回転慣性の影響をよく表わすパラメータは $\pi=kG/E$ 、 $r=\sqrt{I/AL^2}$ である。ここで、 k は形状係数⁵⁾である。塔とケーブルとの結合条件による差異についてみると、低次の固有周期においては若干の差異はあるものの、高次の固有周期においてはほとんど差異はない。つまり、塔の変形を無視したローラー結合と塔の変形を考慮したヒンジ結合とで



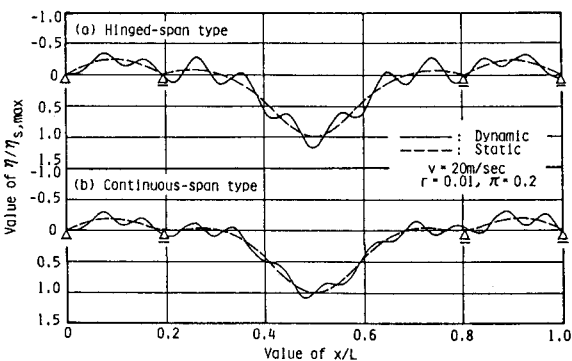
図二 対称 / 次固有周期と剛性比との関係

は顕著な差異は認められない。一方、補剛桁の支持条件による差異についてみると、各次数の固有周期において著しい差異が認められる。表一 / の数値計算結果より、一般的に2ヒンジ吊橋の固有周期の値は連続吊橋のものに比較して大きいことがわかる。図一2は対称 / 次固有周期と、塔と補剛桁との剛性比 $E_t I_t / EI$ との関係を示している。塔の曲げ剛性が固有周期に影響を与えるのは剛性比の値がおおよそ10より大きいときである。図中のBernoulli-Euler beam theory とは従来の曲げ変形のみを考慮した線形化撓度理論^{1,2)}により計算した固有周期を表わす。せん断変形と回転慣性の影響はパラメーター r が大きくなるほど、またパラメーター π が小さくなるほど大きくなることわかる。

3. 動的応答解析

走行荷重による多径間吊橋の動的応答解析は、Modal analysisによるものとする^{6,7)} 走行荷重は一定速度を有する一定集中荷重とし、吊橋の減衰の影響は無視できるほど小さいものとする。

図一3はパラメーター $r=0.01$ 、 $\pi=0.2$ としたときのHistory curve を表わしている。破線で示した静的応答値をみると、2ヒンジ吊橋では中間



図一3 動的および静的たわみ影響線

支持点に折れ角を生じている。しかし、連続吊橋では折れ角を生じることはない。走行荷重による動的な影響を動的増加率 δ で表わし、速度パラメーター α との関係を表わしたのが図一4、5である。着目点は第 / 径間の中央点である。速度パラメーター $0 \leq \alpha \leq 0.2$ の範囲では動的増加率は複雑な変化を示すが、 $\alpha > 0.2$ の範囲では単調な増加を示す。パラメーター r が大きくなるにつれて、せん断変形および回転慣性の影響は大きくなり、動的増加率は巨視的に大きくなる傾向にある。図一4、5を比較すると、せん断変形と回転慣性の影響は2ヒンジ吊橋よりも連続吊橋の方が大きく現われることがわかる。

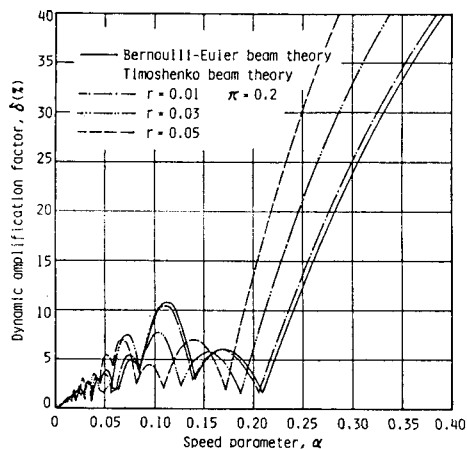
4. あとがき

本研究では走行荷重による吊橋の動的応答におけるせん断変形と回転慣性の影響について検討した。一般的に、吊橋のせん断変形と回転慣性の影響はパラメーター r が大きくなるほど、またパラメーター π が小さくなるほど大きい。なお、数値計算には北海道大学大型計算機センターのHITAC M-200Hを使用した。また、本研究のある一部分では文部省科学研究費の援助を受けた。ここに記して感謝の意を表する。

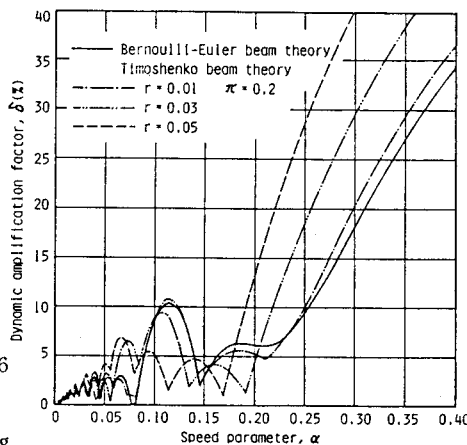
(参考文献)

- 1) 前田・林・前田, 土木学会論文報告集, 第262号, 1957
- 2) 渡辺・林川, 土木学会北海道支部論文報告集, 第36号, 1980
- 3) 西村・小松, 土木学会第35回年次学術講演会概要集, 1980
- 4) 林川, 土木学会北海道支部論文報告集, 第38号, 1982
- 5) Cowper, G. R., Journal of Applied Mechanics, Vol. 33, 1966
- 6) 林川・渡辺, 土木学会北海道支部論文報告集, 第37号, 1981
- 7) Hayashikawa, T. and Watanabe, N., Journal of Engineering

Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol. 107, EM1, 1981



図一4 動的増加率 (2ヒンジ形式)



図一5 動的増加率 (連続形式)