

日本道路公団東京支社 正会員 菅生 直孝

建設省土木研究所 ◇ ○大久保忠良

◇ 榎波 義幸

1. まえがき

最近わが国においても斜張橋の架設が各所で進められるとともに、その支間長も増加している。元来斜張橋はその形態からも明らかなように、けた橋と吊橋との中間的性格を有するものであり、支間が短い場合にはけた橋に、また長支間の場合には吊橋に近い挙動を示すものと予想される。したがって、長支間の斜張橋については吊橋同様、その設計上耐風安定性の検討が重要な要素の一つになるであろう。著者らは日本道路公団が広島県尾道市と向島との間に建設した尾道大橋の耐風性に関し、部分模型による風洞実験、完成後の実橋振動試験等を実施した。ここにその結果を紹介し、今後における斜張橋設計上の一資料とすることにした。なお、風洞模型実験は二期にわけて行なわれたが、その前半は、同橋の製作・架設にたずさわった日立造船株式会社の技術研究所職員が、建設省土木研究所の風洞を使用して実施したものである。実験資料の引用を快諾された同社関係者に対し、ここに厚く感謝する次第である。

2. 尾道大橋の概要

尾道大橋は尾道水道をまたいで建設された、橋長386.45m、中央径間長215m、側径間長85mの2面吊り3径間連続2主げた鋼床版斜張橋であつて、路面中央に有動幅員8mの2車線の車道、両側にそれぞれ歩道を有する。主げたは高さ3.2mのプレートガーダーからなり、主げた間隔は10.2mである。ケーブルは扇形で塔頂および補剛げたに碇着され、補剛げた上の碇着点は主塔からそれぞれ41.5mおよび83mである。主塔は高さ33.3mのコンクリート橋脚上に立ち、長方形断面の鋼製門型ラーメン構造で、下端に橋軸方向に可傾のヒンジを有し、橋脚頂面からの高さは38.5mである。

橋格は一等橋で設計は「鋼道路橋設計示方書」に準拠して行なわれた。

3. 設計風速

尾道大橋は「鋼道路橋設計示方書」に準拠して設計されたので、静的風荷重（抗力）は、同示方書解説によれば、55m/s程度の風速を考慮したことになる。一方同橋の耐風安定性を検討するに当たって、架橋地点の再現期待値を考慮した設計風速を算定することが必要となつた。架橋地点の風速推定の資料としては、約5kmへだたつた松永測候所の風速観測値と、本州四国連絡橋調査の一環として実施された重回帰分析値があり、検討の結果前者にもとづいて風速を推定することとなつた。尾道大橋の重要性和耐用年数を考慮して風速の再現期間を100年とすることになつた。

松永測候所には1943年以降の風速観測資料があり、これから求めた50年間および100年間

の10分間風速の期待値はそれぞれ21.5および22.8 m/sとなる。架橋地点は水路状をなし地形による風の収束が予想されるので、松永測候所における期待値の1.2倍を架橋地点の基本風速とすることにした。また、風速の鉛直分布に関するべき法則の指数は、地形の影響を考慮して1/4をとることにした。この場合、補剛げた中央点下面（海面上約36m）における風速倍率は1.377となる。また土木学会「本州四国連絡橋耐風設計指針」によれば、高さ36mにおける水平長215mに対する風速補正率は1.208である。これらに基づいて架橋地点の設計風速を求めると45.5 m/sとなる。

4. 補剛げたの曲げねじれ座屈および連成フラッター現象の限界風速の検討

尾道大橋の静的ならびに動的耐風安定性の傾向を知るため、補剛げたの曲げねじれ座屈ならびに連成フラッター現象の限界風速を求めた。曲げねじれ座屈の限界風速としては、岡内の計算式に後述する風洞実験による空力3分力測定値を代入し、148.5 m/sを得た。また、本橋の場合風によって励起される振動は、跳躍振動またはねじれフラッターであり、かつポテンシャル流理論を適用できるものでもないが、参考のために求めた連成フラッターの限界風速は78 m/sとなつた。これらの限界風速は、いずれも上述の設計風速をはるかに上廻っている。

5. 部分模型による風洞実験

風洞実験には建設省土木研究所の風洞を用い、縮尺1/25.6の部分模型につき、剛模型による空力3分力の測定と、バネ支持模型による自励振動の限界風速および空力減衰の測定を行なつた。

模型実験においては、幾何学的形状の相似のほか、質量および極慣性モーメントを相似させた。またバネ支持模型の風速の相似則としては、換算風速を用いた。なお実橋の構造減衰に関して、信頼すべき資料がなかつたので、鉛直たわみ振動およびねじれ振動における実橋の構造減衰の値を、それぞれ0.06および0.05と仮定し、模型の初期減衰をできる限り低くするよう心がけた。また後半の実験においては電磁ダンパーにより付加減衰を与えた。

風洞実験の結果、原設計は比較的低風速で発振し、限界風速も設計風速を下廻ることが判明し、断面形状の変更が必要となつたが、補剛げたの工場製作が模型実験と平行して進められていたため、大幅な変更は許されなかつた。このため数種の代案について風洞実験を行ない、比較的に良好な耐風安定性を示した、路面中央に幅0.6mのオープングレーチングを挿入する案が採用された。この報告では原設計案と最終案についての風洞実験結果を紹介する。

相似則から模型に要求される諸量および模型の実際の値は表-1に示すとおりである。

表-1 模型の諸量

模 型	重 量		極慣性モーメント		振動数 (c/s 実際値)		振 動 数 比		構増減衰 (実際値)	
	gr		gr-cm-c ²		Nh	Nα	Nα/Nh		δh	δα
	必要値	実際値	必要値	実際値	鉛直たわみ	ねじれ	必要値	実際値	鉛直たわみ	ねじれ
原設計案	7667	7648	3620	3430	1.55	3.48	2.93	2.25	0.060	0.022
最終案	7667	7679	3620	3650	1.80	3.90	2.93	2.17	0.029 0.065*	0.008 0.050*

ただし*は付加減衰を与えた場合の値

迎角と空力3分力の関係は図-1に示すとおりである。図にみるように、原設計案においては揚力係数の負勾配が著しかった。最終案においてもこの負勾配を消失させることはできなかったが、その値はかなり緩和されている。またバネ支持模型による風速と振幅の関係の比較を図-2に示す。この場合、原設計案と最終案とでは模型の振動数が異なるので、風速軸には実橋に換算した風速をとった。原設計案は 9.6 m/s で鉛直たわみ振動を生じ、その振幅は風速とともに漸次増加して 3.5 m/s をこえると急激に発達するにいたる。この場合の限界風速は約 3.8 m/s と推定された。一方最終案の模型は付加減衰がない場合とある場合について実験を行なった。付加減衰がない場合には約 1.3 m/s で鉛直たわみ振動を生ずるが、この振動は風速が 1.7 m/s をこえると消失し、 4.1 m/s 以上で急激に発達する鉛直たわみ振動を生ずる。また付加減衰を与えて、実橋に想定される減衰に近づけると、第一の小振幅の振動は振幅・風速範囲の両者とも減小し、第2の急激に振幅の発達する振動の限界風速は 4.8 m/s 程度まで上昇する。

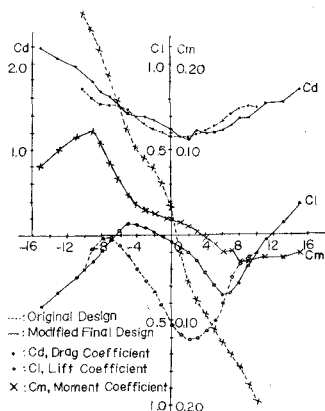


Figure-1 Aerodynamic Coefficients of Girder Section

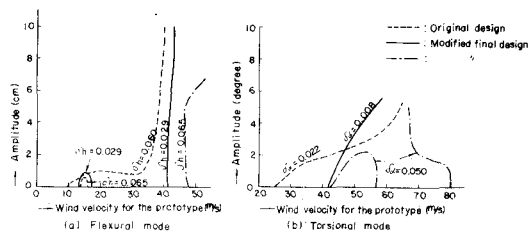


Figure-2 Amplitude and wind velocity of model vibration

一般に気流中におかれた構造物の減衰は、構造減衰と空力減衰とからなり、特定の断面形状の構造物の空力減衰は、風速、振幅、迎角により異なるとされている。もちろん、構造減衰と空力減衰とは線形的に加算されるものではないが、構造減衰が増加すれば、一般的に減衰も増加することが知られている。その程度を検討するため、構造減衰を異にした二つの最終案について求めた等減衰値線を図-3に示す。図中の減衰0の線は図-2の振幅-風速曲線に対応するものである。図-3に示した2つの模型の構造減衰の差は約0.035であるから、もし構造減衰を線形的に加減することが許されるならば、図-3、aの-0.035の等減衰値線は同bの減衰値ゼロの線と一致しなければならない。図-3でみる限り、風速 2 m/s 前後にあらわれる小振幅の振動では近似的に上記の関係がみられるが、風速 5 m/s 付近であらわれる大振幅の振動の等減衰値線は、構造減衰の差以上に移動している。しかしながら構造減衰の影響の程度を近似的に推定する資料として用いることはできよう。実橋の構造減衰の値を完成

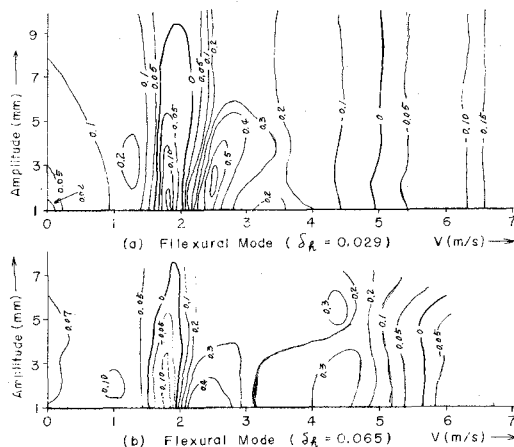


Figure-3 Contour of Aerodynamic Damping

前に知ることとはできない。したがって完成後に測定された構造減衰が、模型実験で想定した値と異なる場合に、等減衰値曲線は実橋の風に対する動的挙動を推定するための有力な一手段となることができよう。また Selberg も指摘しているように、実用的には特定の振幅において限界風速を規定することが必要となろうが、この場合にも等減衰値線を有力な補助手段とすることができる。

6. 完成後の実橋振動試験

既往の資料が皆無に等しい斜張橋の構造減衰の値を求め、併せて振動数、振動モードの計算値と実測値を比較するため、尾道大橋の完成後振動試験を実施した。振動試験は双子型起振機を用いて行なった。この起振機は15トンの出力の起振機2基を連動させたもので、出力位相を変えることによりたわみ振動またはねじれ振動を励起することができる。また起振機運転中に不平衡重錘の位置をかえることができるので、振動数に関らず一定の起振力を保持することができ、あるいは起振力を急速に遮断する（全出力で10秒以内）ことができる。従来行なわれた振動試験では純ねじれ振動を励起することが困難であったが、双子型起振機はこの点を解決するために考案されたものである。

構造減衰の値は出力を急速遮断した後の自由減衰振動を利用して測定した。その値はつぎのとおりで当初の想定値より若干小さかった。

表-2. 固有周期の計算値と実測値

振動モード	区 分	対 称 波 形		逆対象波形	
		1 次	2 次	1 次	2 次
鉛 直 た わ み 振 動	計算値	0.581 ^s	1.385 ^s	0.914 ^s	1.562 ^s
	実測値	0.58	1.38	0.92	1.62
ね じ れ 振 動	計算値	1.706	3.942	3.055	3.978
	実測値	1.66	—	2.94	—

対 称 1 次鉛直たわみ振動 $\delta_h \approx 0.05$
 逆対称 1 次 " $\delta_h \approx 0.045$
 対 称 1 次ねじれ振動 $\delta_a \approx 0.035$
 逆対称 1 次 " $\delta_a \approx 0.03$

また振動数および振動モードの測定結果は、計算値とよく一致した。固有周期についての両者の比較を表-2に示す。

なお実橋試験中にたまたま約13m/sの風が吹き、起振機の運転停止中にも約20ガルの加速度振幅の対称1次鉛直たわみ振動を記録した。この振動は図-2の小振幅振動に相当するものである。尾道大橋には完成後風速計と連動した加速度計を設備したので今後の観測結果が期待される。

7. むすび

以上の実験および試験の結果、i)斜張橋についても吊橋同様耐風安定性に関する検証を必要とすること、ii)補剛げたの断面形状によってはねじれ振動より低風速で大振幅の鉛直たわみ振動を生ずること、iii)斜張橋の構造減衰は一部に報じられている程大きくはないと考えられること、iv)構造減衰の値は風により励起される振動の振幅と風速の両者に影響すること、v)前項の影響の程度は等減衰値曲線により近似的に推定することができること、vi)固有振動数および振動モードは解析計算により十分な精度で推定できることなどを示すことができた。今後における斜張橋の設計に少しでも資することができれば著者らの望外の喜びである。最後に実橋試験に各種の御協力をいただいた日本道路公団尾道大橋建設事務所ならびに日立造船株式会社の各位、風洞実験と実橋試験を担当された建設省土木研究所構造研究室の皆さんに心からの感謝を捧げたい。