

超長大斜張吊橋の構造・耐風特性の解析

横浜国立大学 学生員 ○藤井 美久 横浜国立大学 正会員 勝地 弘
 横浜国立大学 フェロー 山田 均 横浜国立大学 正会員 西尾 真由子

1. はじめに

世界各地で大型橋梁プロジェクトが進められており、従来の実績を上回る超長大橋が必要となってきた。海峡を橋梁で渡すには経済性、耐風性に優れた超長大橋の開発が不可欠となっている。現在、建設が進められている「第三ボスポラス橋」は斜張橋と吊橋を複合させた斜張吊橋を初めて本格的に採用して、超長大橋に適用できる形式の候補となった。斜張吊橋は大きなアンカレイジを必要としないため吊橋より経済的であり、主塔付近が斜張区間となっているため耐風性や耐震性にも優れているため、斜張橋と吊橋の長所を生かして短所を補った合理的な構造システムとなっている。しかし、超長大橋での本格的な実績がなく構造特性に不明確な点が多いことが問題である。そこで本研究では超長大斜張吊橋の構造特性を把握するためにモデルの試設計を行い構造、耐風特性の解析を行った。

2. 研究方法

本研究で用いたモデルは構造解析ソフト midas Civil 2010(Ver.780)により作成した。既往研究^[1]を参考に作成した斜張吊橋のモデル(図 1, 2)を元に、中央支間長を 2800m, 2400m, 2000m と変化させた吊橋と斜張吊橋、斜張区間を 400m, 500m, 600m と変化させた斜張吊橋、斜張区間と吊区間を 100m, 200m ラップさせた斜張吊橋、桁幅を 24m, 48m と変化させた斜張吊橋を作成した。中央支間長ごとの断面緒元を表 1 に示す。作成の手順は自重を作用させた状態で最初に設定した座標になるように、主ケーブル、斜張ケーブル、ハンガーにプレテンションを設定して主桁にプレストレスを設定した。その後、活荷重を載荷させたときに各部材の応力が許容値以下となるように断面積を決定し、再び重力の釣り合いをとることで解析に用いるモデルとした。静的解析では全体の鋼重、主桁の中央径間に鉛直方向の活荷重を載荷させたときの変形、主桁と主ケ

ーブルに橋軸直角方向の風荷重を載荷させたときの変形の比較を行った。動的解析では固有値解析により得られる固有振動数、フラッター解析とゼルベルグ式により得られるフラッター発現風速の比較を行った。フラッター解析では主桁に平板空気力を作用させ、固有振動モードに関する複素固有方程式を解くことで定まる、各換算振動数に対するフラッター振動数、風速、減衰率、振動モード形からフラッター発現風速を算出した。

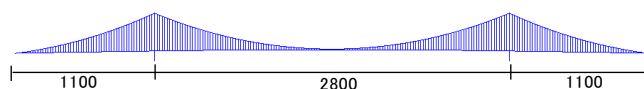


図 1 吊橋

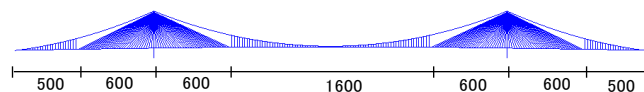


図 2 斜張吊橋

表 1 断面緒元

中央支間長(m)	2800	2400	2000
サグ比	1/10	1/10	1/10
主塔の高さ(m)	374	365	288
桁幅(m)	24 48	24	24
ケーブル間隔(m)	20	20	25

3. 実験結果

3. 1 固有振動数

ねじれ振動数は吊橋より斜張吊橋の方が高く、斜張区間が長くなるにつれて高くなった。これは斜張ケーブルの拘束によるもので、斜張区間の長さ按比例して高くなると考えられる。ラップ区間を変化させたモデルではラップ区間が長くなるにつれて全体の鋼重が大きくなるのに伴い固有振動数も高くなった。全体の鋼重が大きくなった桁幅 48m の斜張吊橋では固有振動数は最も小さくなっており、他のモデルにおいても鋼重が大きいモデルほど固有振動数は小さくなる結果となった。

キーワード： 超長大橋、斜張吊橋、フラッター解析

連絡先： 〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5 TEL 045-339-4243, FAX 045-348-4565

表 2 固有振動数

形式		水平 (Hz)	鉛直 (Hz)	ねじれ (Hz)
支間長2800m	吊橋	0.033	0.061	0.152
	斜張吊橋	0.036	0.066	0.164
支間長2400m	吊橋	0.039	0.074	0.176
	斜張吊橋	0.042	0.077	0.197
支間長2000m	吊橋	0.050	0.082	0.215
	斜張吊橋	0.049	0.081	0.223
斜張区間	400m	0.035	0.067	0.152
	500m	0.036	0.066	0.157
	600m	0.036	0.066	0.164
ラップ区間	0m	0.036	0.066	0.164
	100m	0.036	0.067	0.162
	200m	0.035	0.067	0.161
桁幅	24m	0.036	0.066	0.164
	48m	0.027	0.051	0.129

3. 2 静的・動的解析結果

全体の鋼重は、吊橋では主ケーブルの張力が大きく断面面積も大きくなったため、斜張吊橋より大きくなった。斜張吊橋では斜張区間が長くなるほど主ケーブルの張力が小さく断面面積も小さくなったがそれを上回る程、斜張ケーブルの重量が大きくなり、結果的に斜張区間が 400m のモデルが最も小さな重量となった。

活荷重載荷時の主桁の変位は、支間長 2800m と 2000m のモデルにおいて吊橋の方が小さくなった。斜張区間を変化させたモデルでは、吊橋のたわみが最も小さく斜張区間が増大するにつれて変位が大きくなり、ラップ区間を変化させたモデルでは、ラップ区間を設けた方が変位は減少する結果となった。

風荷重載荷時の主桁の変位は支間長 2000m では吊橋と斜張吊橋で大きな差はなかったが、支間長 2800m では吊橋の方が 15% 増大した。吊橋ではハンガーが主桁と主ケーブルを繋いでいるため主ケーブルが変位すると、変位が桁に直接伝わり主桁も同時に変位したが、斜張吊橋では斜張ケーブルが主桁と主塔に繋がれているため、変位が小さくなった。斜張区間の変化による変位の差は小さかったが、ラップ区間を変化させたモデルではラップ区間が長くなるにつれて作用風荷重が大きくなり変位も大きくなった。

フラッター発現風速は支間長 2800m と 2400m では斜張吊橋より吊橋の方が高くなったが、支間長 2000m では斜張吊橋の方が高くなっており、支間長が短い場合には斜張吊橋の方が優位であるという結果になった。斜張区間を変化させたモデルでは 500m と 600m ではほぼ同じ結果となり、400m ではねじれ振動数が大きくフラッター発現風速も高くなった。ラップ区間を変化

させたモデルではラップ区間を設けた方が鋼重は大きくなり、振動数が小さくなるためフラッター発現風速は低くなった。桁幅を変化させたモデルでは桁幅が 48m の斜張吊橋の方が扁平になり、フラッター発現風速は高くなった。

表 3 解析結果

形式		鋼重 (t)	活荷重載荷時 主桁鉛直変位 (m)	風荷重載荷時 主桁水平変位 (m)	フラッター 発現風速 (m/s)
支間長2800m	吊橋	24.6	-5.7	47.8	41.4
	斜張吊橋	23.4	-11.6	42.1	37.3
支間長2400m	吊橋	18.0			48.6
	斜張吊橋	14.6			45.2
支間長2000m	吊橋	13.7	-5.8	25.3	45.2
	斜張吊橋	12.3	-7.7	24.5	51.5
斜張区間	400m	20.9	-7.8	42.3	38.1
	500m	21.7	-8.0	41.7	37.2
	600m	23.4	-11.6	42.1	37.3
ラップ区間	0m	23.4	-11.6	42.1	37.3
	100m	22.2	-8.0	43.2	36.9
	200m	22.8	-7.6	46.1	36.8
桁幅	24m	22.8			37.3
	48m	36.6			39.6

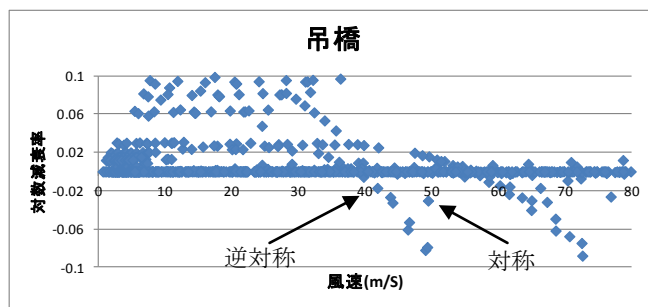


図 3 風速 - 対数減衰率図

4. 結論

斜張吊橋では鋼重と活荷重載荷時の変位が小さく、フラッター発現風速が高くなった斜張区間を 400m としたモデルが最適な形状といえる。支間長 2000m においては鋼重が小さくなりフラッター発現風速が高くなるため斜張吊橋の方が優位であることが示された。支間長 2800m と 2400m のモデルにおいては斜張吊橋の方が鋼重は小さくなるものの、フラッター発現風速は低くなり耐風性が低下するため超長大斜張吊橋の実現にはさらに検討が必要である。

参考文献

- 1) 本州四国連絡高速道路：海峡横断道路耐風委員会 報告書，PP.6-51，2008.3
- 2) 前田，中村，野村，成田：超長大斜張吊橋の静的・動的構造特性の経済性，土木学会論文集 No.707，pp.177-194，2002.06