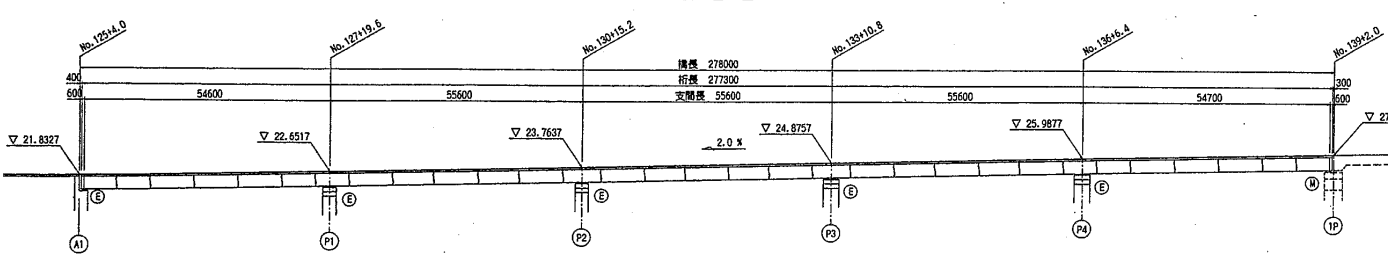
鷹島肥前大橋取付高架橋の耐風安定性に関して

長崎県田平土木事務所　本田好司　正会員　大廻　聡
三菱重工業㈱　正会員　今金真一　正会員○杉山貞人

１．はじめに

鷹島肥前大橋取付高架橋は図－１に示すように，最大支間長 55.6m の 5 径間連続（鷹島側）の PC 床版を有する二桁橋として計画されている。本橋の支間長はさほど大きくないものの，片側に歩道を有する二主桁断面が採用され，ねじれ剛性は通常の桁橋よりも大幅に低下することから，ねじれ方向の空力振動に対して特に留意する必要がある。本稿は，前年度の地形模型による設計風速，照査風速の検討[1)]に引き続き，部分模型を用いた風洞試験結果より得られた耐風安定性の概要を報告するものである。


側 面 図
No.125+4.0
No.127+19.6
No.130+15.2
No.133+10.8
No.136+6.4
No.139+2.0
橋長 278000
桁長 277300
支間長 55600
400
600
54600
55600
55600
54700
300
600
▽ 21.8327
▽ 22.6517
▽ 23.7637
▽ 24.8757
▽ 25.9877
2.0 %
A1
P1
P2
P3
P4
1P

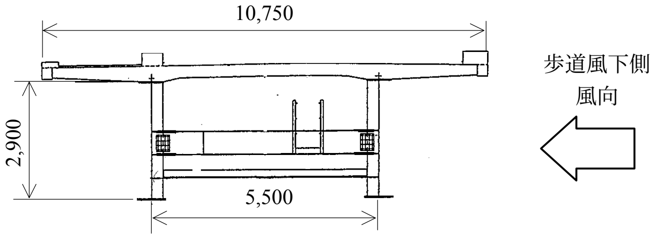
図－１　鷹島肥前大橋取付高架橋

２．風洞試験概要

本検討では，二次元剛体部分模型（縮尺 1/12）を用いて，一様流でばね支持応答試験を実施した。**表－１**に試験に用いた実橋の振動諸量を示す。尚，ばね支持応答試験はたわみ・ねじれの二自由度とし，風向（歩道風上側，歩道風下側），迎角（0，±3°），構造減衰（δ=0.02～0.06）をパラメータとして実施したが，本稿では，設計上問題となるねじれ渦励振が大きくなる歩道風下側の試験結果を示す。

表－１　実橋振動諸元

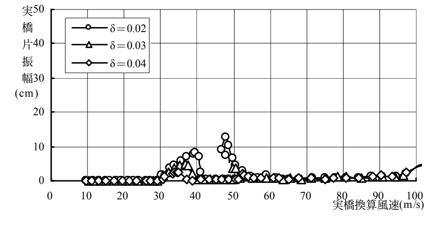
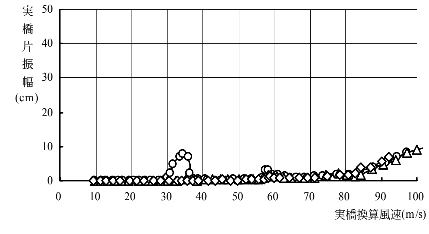
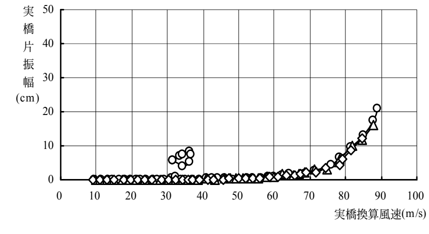
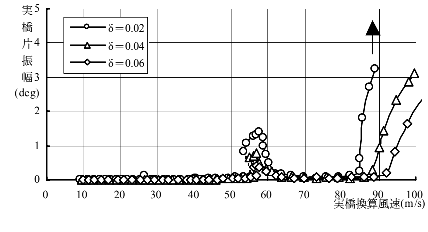
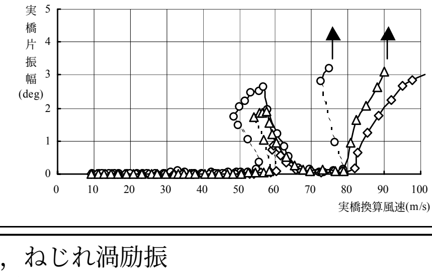
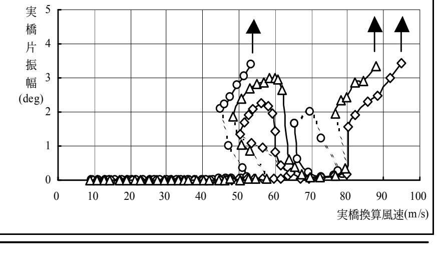
項目		数値
質量		13.9 ton/m
極慣性モーメント		146.6 $ton \cdot m^2/m$
振動数	たわみ	1.670 Hz
	ねじれ	1.897 Hz


10,750
2,900
5,500
歩道風下側
風向

図－２ 対象断面

３．風洞試験結果

表－２　ばね支持応答試験結果一覧（一様流）

	迎角 -3°	迎角 0°	迎角 +3°
たわみ			
ねじれ			

キーワード：鋼二主桁橋，部分模型風洞試験，ねじれ渦励振
三菱重工業㈱ 長崎研究所　〒851-0392　長崎市深堀町 5-717-1　Tel：095-834-2842　Fax：095-834-2385

以下に，実橋振動試験[2)3)4)5)6)]の結果より得られたδ＝0.04 を使用した耐風安定性の評価を記す。ただし，本稿では構造減衰が小さい場合も想定して，δ＝0.02 の空力特性も併せて記す。

（1）　ねじれフラッター（**図－3**参照）

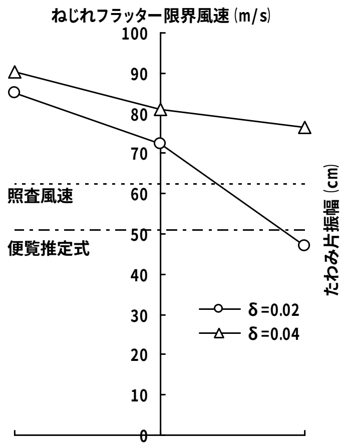
- 正の迎角でやや不安定となり，迎角 3°，δ＝0.02 ではねじれ渦励振から連続的にフラッターに移行し照査風速内でフラッターが発生する可能性があるが，評価条件をδ＝0.04 とすると安全性は確保されている。
- ねじれフラッターは概ね限界風速推定値[7)]（2.5×ねじれ振動数×桁幅）よりも高い風速で発生するが，構造減衰が低い場合には，ねじれフラッター限界風速の便覧推定値は危険側となり，注意が必要となる。

（2）たわみ渦励振振動（**図－4**参照）

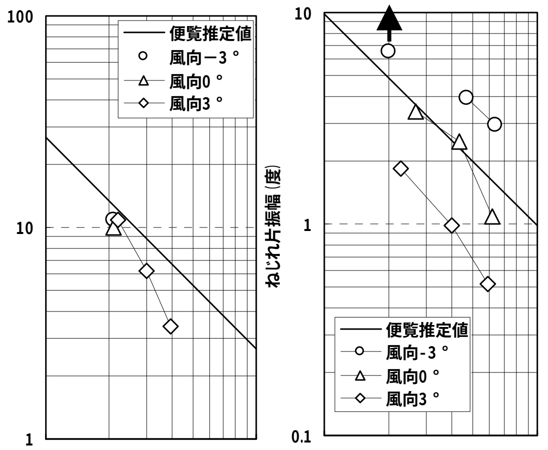
- δ＝0.02，0.04 とも片振幅 10cm（L/500）程度かそれ以下の微小振幅であり，たわみ渦励振に対して安全性は確保されている。
- 試験を実施した範囲の構造減衰において，渦励振振幅は便覧推定値より小さくなり，便覧推定値は安全側を評価している。また，減衰変化による振幅の変化度合いは実験結果の方が大きく，便覧で想定される強制振動よりも減衰に敏感な特性を有する断面である。

（3）ねじれ渦励振（**図－4，図－5**参照）

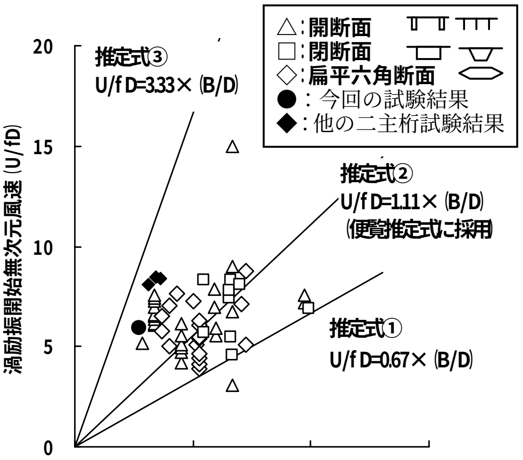
- δ＝0.02 ではねじれ渦励振がフラッターに移行しているため，ねじれ渦励振の確認は困難である。一方，照査風速内でフラッターが発生しないδ＝0.04 では，大振幅のねじれ渦励振が風速 60m/s 程度で発生し，構造的損傷を発生する可能性があるため，空力的対策あるいは構造的対策等が必要である。
- たわみ渦励振に比べ迎角による応答特性の変化が大きく，便覧推定値は風向 0°の値と同程度となるが，迎角 3°では，実験結果は便覧推定値の 2 倍程度の振幅を示し危険側の評価となる。
- 渦励振開始風速に関しては，HDL 推定値[8)]（1.11×ねじれ振動数×桁幅）よりも倍程度高く，推定式③に近い値となる。この原因として，二主桁橋の形状的な特性（B/D が小さいなど）が考えられ，過去に実施された歩道の無い二主桁橋[9)]の試験結果と同様な性状となる。



図－3 フラッターの迎角特性



図－4 渦励振 減衰－振幅特性



図－5 渦励振発生風速比較

4．あとがき

片側に歩道を有する本橋でも，過去の二主桁橋の試験同様，ねじれフラッターおよび大振幅のねじれ渦励振が発生することが確認された。上記現象を HDL および便覧推定値と比較すると，発生風速に関して，実験値は推定値に比べ 2 倍程度の風速となり推定値は安全側の評価となるが，発生振幅に関しては，実験値が推定値の 2 倍程度となり推定値が危険側の評価となった。なお，本橋では下横構を追設した構造的な対策によりねじれ振動数を上昇させ，ねじれ渦励振に対する安全性を確保する計画である。

参考文献；1）本田他，“鷹島肥前大橋架橋位置周辺の風特性について”2)水口他，“PC 床版連続合成2主桁橋（日詰平高架橋）の実橋振動試験”3）中村他，“利別川第一橋（PC 床版連続合成主桁橋）の実橋振動試験”4）橘他，“PC 床版2 主桁橋「ホロナイ川橋」の載荷試験”5）大垣他，“千鳥の沢川橋－PC 床版連続合成2 主桁橋－の実橋振動試験”6）中川他，“2 主桁橋の構造特性”7）道路橋耐風設計便覧8）阪神高速道路公団設計荷重委員会報告書（HDL）9)東田他“PC 床版鋼2 主桁断面の空力特性について”