

長大吊橋の架設時における耐風安定性に関する一考察

A STUDY OF WIND STABILITY ON A LONG SPAN
SUSPENSION BRIDGE DURING ERECTION

白石 成人*・浦田 昭典**・酒井 甚一郎***

By Naruhito SHIRAISHI, Akisuke URATA and Jinichiro SAKAI

1. ま え が き

わが国において本州四国連絡橋の架設が計画されて以来、長大吊橋の耐風安定性に関する研究が活発に行われるようになった。最近では、斜張橋も多く架設され、かなりの長径間斜張橋も架設されているが、閉断面構造に特有な限定振動や桁の自重などの問題により、1000 m 級の長大橋になるとトラス補剛桁を有する吊橋が採用されている。また、吊橋は特有の柔構造性により、たわみ・ねじり二自由度フラッター、または、ねじり一自由度フラッターの発生する可能性があり、本州四国連絡橋耐風設計基準（1972）において風洞実験による耐風安定性の検証が要求されている。

従来より、吊橋の耐風安定性の研究に関しては、主として吊橋完成後の形状について研究されていたが、架設時の吊橋の耐風安定性に関しては、参考文献に示す数例が見られるだけでようやく注目されつつあるのが現状で

ある。吊橋の架設においてブロック工法を採用すれば架設に要する工期も他の工法に比較して短縮されるが、その場合においても、台風または季節風の影響を受け、架設作業が中断される可能性がある。また、架設中に危険な振動が発生することによって吊橋の落橋事故の発生も予想される。したがって、補剛桁の閉合されていない状態での吊橋の振動性状を明確にし、危険な振動が発生しない架設方法を検討する必要がある。

著名な長大吊橋の工事例を示すと表-1 のようであるが単材架設、面材架設を問わず、ほとんどが上弦材の上フランジのみを添接するヒンジ結合方式であり、また、ブロック工法を取り入れ逐次剛結方式を採用する場合でも、十分な耐風対策を考慮する必要性があり、床組を同時に架設する場合にはさらにその必要性は高い。

本論文においては対象断面を本州四国連絡橋の一橋とし、吊橋の架設時の耐風安定性について実験的な検討を行い、強風時において架設中の吊橋に不安定振動が発生しないような架設方法を実験的に検討するものである。

表-1 長大橋の工事例

橋名	主径間長 (m)	架設方法	架設順序	架設ヒンジ	耐風対策
ベラザノ・ナロウズ	1198	パーティ、リフティング・ストラットによるブロック架設	主径間：スパン中央から塔へ 側径間：アンカーから塔へ	4 パネルごとにヒンジ結合	塔の両側の弦材は風による横方向応力調整のためヒンジにされている。
ゴールデン・ゲイト	1280	つり上げジブクレーンを使用し、部材を運搬台車によりはこび移動クレーンを使用した面材架設	塔から補剛桁を両側に張り出す	2 パネルごとにヒンジ結合	横方向の安定のために桁の架設と同時に横構をリベット結合している。
マキナック	1158	パーティ、リフティング・ストラットによるブロック架設	塔から補剛桁を両側に張り出す。	2 パネルごとにヒンジ結合	オープングレーチングを広く設置している。
フォース道路橋	1006	つり上げジブクレーンを使用し、部材を運搬台車によりはこび移動クレーンを使用した単材架設	塔から補剛桁を両側に張り出す。	各パネルごとにヒンジ結合	主径間、側径間ともに 4, 5, 6 パネル日に補剛桁とケーブルをワイヤでクロスに結ぶ
関門橋	712	つり上げ用ジブクレーンを使用し、運搬台車にて架設箇所まで運搬し架設用移動クレーンで架設する面材架設	塔から補剛桁を両側に張り出し逐次剛結する方法	中央径間パネル目にヒンジを設けている	ヒンジ部分は強風時仮部材で連結できるようにしており、塔に隣接する桁端部には防衝用のゴムが装着されている。

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工博 日立造船(株) 陸機管理本部

*** 正会員 工博 日立造船(株) 鉄構設計部

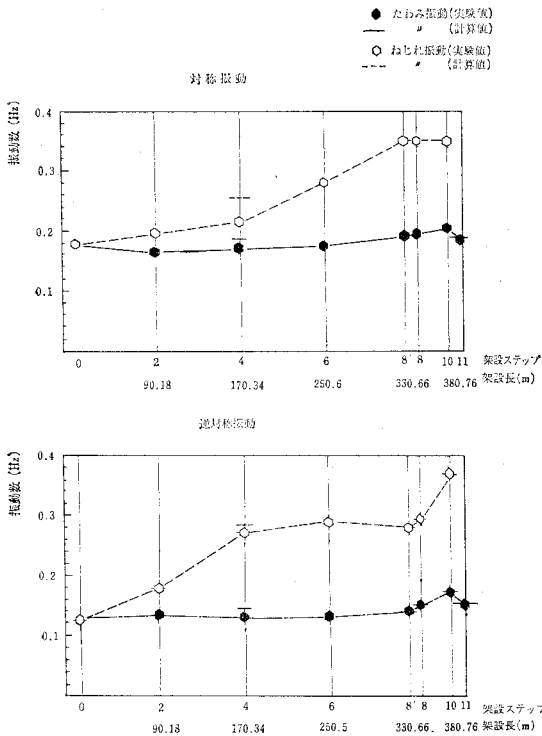


図-3 架設長と固有振動数の関係

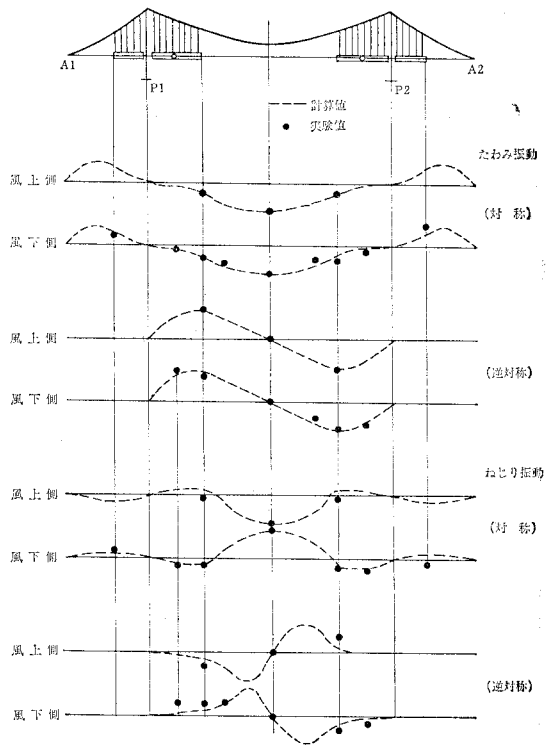


図-4 振動モードの一例(架設ステップ4)

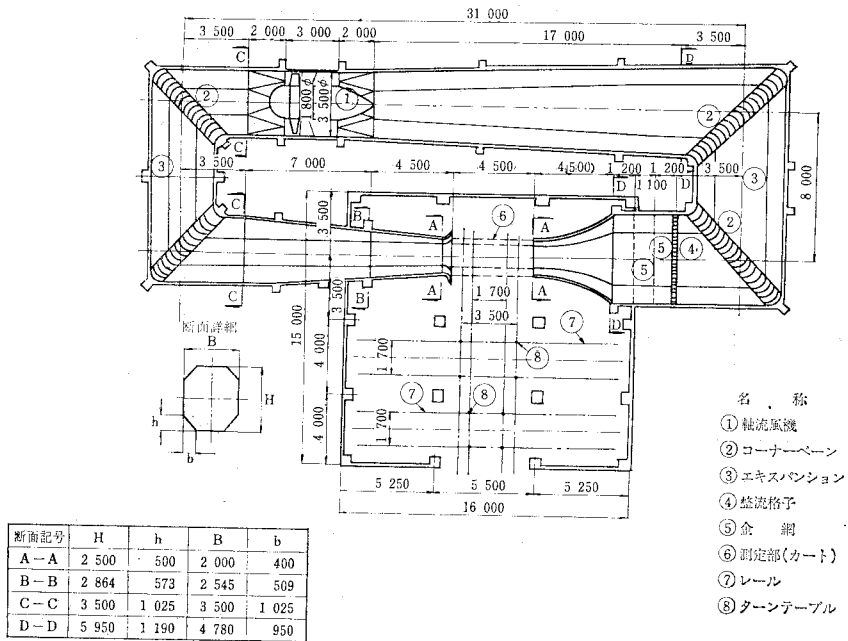


図-5 風洞装置一般図

造給(株)所有のゲッチング型風洞であり、風路長は約73m、最大風速は約30m/sである。風洞の一般図を図-5に示す。また、実験に用いた吊橋の二次元模型は、図-2に示す実橋想定断面の1/60縮尺模型であり、架設時の耐風安定性を検証する際に、模型を一部変形させて実験した(図-6参照)。

床組鋼床板同時架設方式(表-3参照)を採用する場

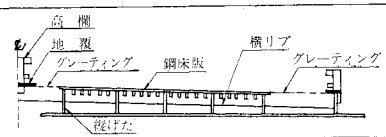
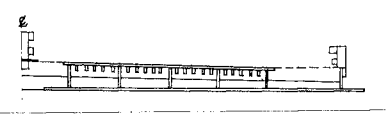
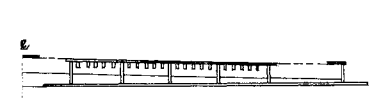
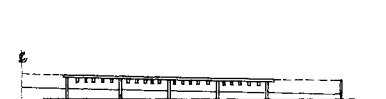
模 型	Type	名 称
	CT1 地覆・高欄付	
	CT2 中央分離帯側の 地覆のみ有	
	CT3 高欄除去 地覆付	
	CT4 地覆・高欄共 に除去	

図-6 床組鋼床板同時架設方式

表-3 架設方法と対応する模型名称

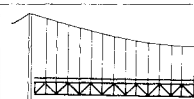


架 設 方 法		模型対応 名 称
床組鋼床板 同時架設	主構部に床組を組込んでタワー側から主構部を張り出す。 	CT 型
床組鋼床板 断続架設	主構部の張り出しと同時に床組を架設するが主構部の2パネルごとに床組を除去して架設する方法。 	ET1 型
		ET2 型

表-4 実橋-模型諸元

	実 橋	相 似 律	所 要 値	計 画 値 kg/model
重 量	20.9 t/m	1/m ³	5.81 kg/m	9.29
極慣性モーメント	227.5 kg sec ² /m	1/m ³	1 755.60 gsec ² /m	2 809 gsec ² /model
振動数	たわみ振動	0.180 Hz		2.00 Hz
	ねじれ振動	0.385 Hz		4.27 Hz
振 動 数 比	2.14			2.14
風 速 倍 率				7.80

合を CT 型模型と称し、たとえば、架設ステップ4の場合で、地覆・高欄付の場合ならば、CT1-S4のように示す。床組鋼床板断続架設方式を採用する場合は ET 型模型と称し、架設ステップによる区別は、CT 型模型と同様であるが、床組の張り方により ET1 型、ET2 型の2種類のタイプを作成した。実橋-模型諸元と実験時に考慮した架設機材を表-4、表-5に示し、減衰を表-6に示す。減衰はオイル・ダンパーを使用し、架設時の減衰は関門橋の実測結果を参考にして完成時の値よ

表-5 架設機材重量

架 設 機 材 名 称	実 橋 重 量	実 験 計 画 値
キャット・ウォーク	側 径 間	0.1700 t/m
	中 央 径 間	0.1555 t/m
ク ロ ス ・ ブ リ ッ ジ	5 t	0.00182 kg/m
リフティング・ストラット(1台)	64 t	0.02330 kg/m
足 場 保 護 設 備	0.3620 t/m	0.10100 kg/m
先 端 足 場 保 護 設 備	7.5 t	0.00270 kg/m

(片主構当り)

表-6 架設ステップ-構造減衰の関係(対数減衰率)

架 設 ス テ ッ プ	床組鋼床板同時架設方式		床組鋼床板断続架設方式	
	CT 型	ET1 型	ET2 型	
4	0.020	0.015	0.015	
10	0.027	0.025	0.025	
11(完成系)	0.027	—	—	—

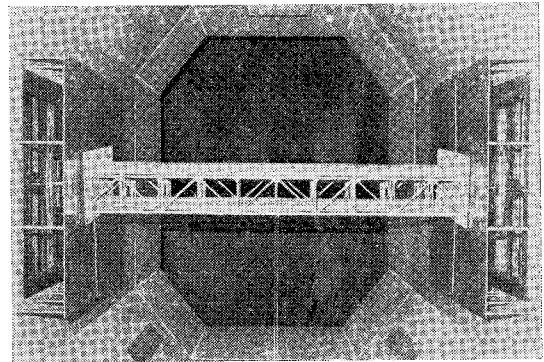


写真-1 CT 型 模 型

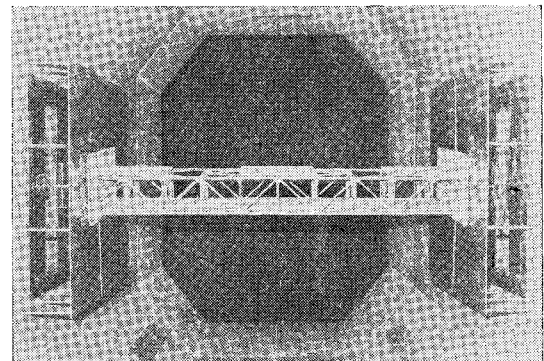


写真-2 ET 1 型 模 型

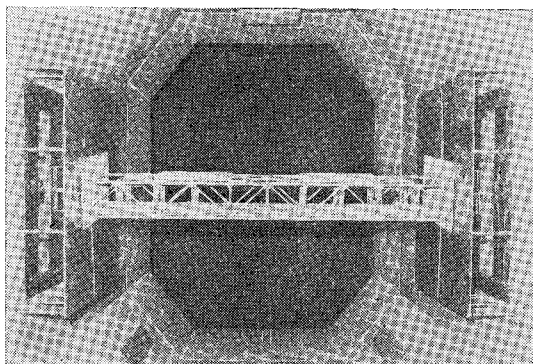


写真-3 ET2型模型

り小さくした。また、模型名称を図-6、写真-1~3に示す。

(2) 実験結果

ブロック式架設工法を採用する場合には、

- 1) 床組を主構トラスと同時に架設する。
- 2) 主構を最初に架設し、その後床組を架設する。
- 3) 主構の架設時に床組を適当な間隔で抜いて架設する。

など、種々の架設方法が考えられる。しかしながら、おのおのの場合についてそれぞれ耐風性が良好であるとはかぎらない。したがって、架設順序を適当に変化させるか、または、適当な制振方法を考案することにより強風の影響を少なくし、作業の安全性を確保する必要がある。

a) 床組鋼床板同時架設方式

長大吊橋の耐風安定性を議論する場合に、最初に問題とされるのは限界風速であり、これは断面形状、迎角により異なった値を示す。

架設時の耐風安定性を検証するにあたり、架設の方法を変化させれば、耐風安定性も変化すると推定される。すなわち、地覆・高欄のある場合とない場合でさえも、限界風速に影響が見られるであろうし、また、床組を除去すれば、限界風速は高くなると予想される。

まず、架設時の耐風安定性を検証するに先立ち、完成時の断面形状(地覆・高欄付)で架設した場合を想定しステップ4、ステップ10、ステップ11(完成系)について、それぞれの耐風安定性を検討した。その結果を図-7に示す。

図-7に示すように、斜線で囲まれた枠は、耐風設計基準に規定されている迎角と限界風速の関係である。

完成時の断面形状については、□印で示すように、限界風速は規準枠外にあり、耐風性は良好である。また、ステップ10においては、迎角+5度の場合に限界風速が極度に低下しており、発散振動の可能性を含んでい

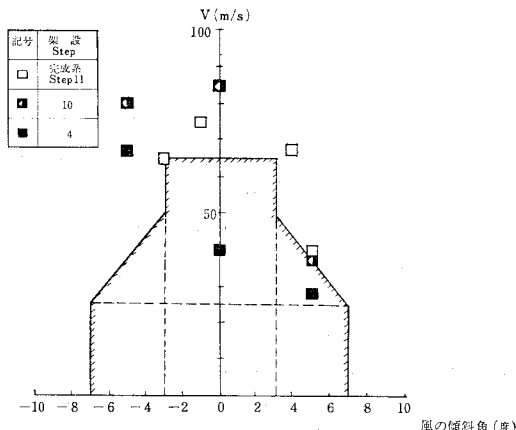


図-7 実橋限界風速と風の傾斜角の関係
CT1型(地覆・高欄付)模型使用

る。しかしながら、0度、-5度に対しては安定である。補剛桁が約1/4張り出した状態のステップ4においては、迎角0度、+5度の場合に規準を満たしていないことがわかる。

以上の結果からわかるように、床組に地覆・高欄を取り付けた状態で補剛桁をタワー側から張り出していく方法は、図-7で示したように、架設ステップ4において危険であり、他の耐風性の良好な架設方法を考える必要がある。したがって、架設時に地覆・高欄を取りはずした状態で架設すれば、耐風性が向上するかどうかを検討した。

表-7 ステップ11(完成系)における迎角と限界風速の関係
(記号—は発散振動が発生しなかったことを意味する)

迎 角	風 速 (m/s)	迎 角	風 速 (m/s)
+5°	40	0°	—
+4°	68	-1°	75
+3°	—	-3°	65
+2°	—	-5°	—
+1°	—		

① 架設系ステップ4について

架設系ステップ4において、振動数比(ねじれ振動数÷たわみ振動数)が1.26とかなり1に近い振動数比を持つ振動系であり、たわみ・ねじり2自由度フラッター、または、ねじり1自由度フラッターの発生が予想された。実験結果は、表-8に示すようである。

表-8 からわかるように、CT1-S4型の場合は、各

表-8 架設ステップ4における迎角と限界風速の関係

迎 角	Type	CT1-S4	CT2-S4	CT3-S4
+5°		28	24	27
0°		40	68	71
-5°		67	52	71

(単位: m/s)

迎角において限界風速は低い値を示しているが、迎角+5度においては、CT1-S4, CT2-S4, CT3-S4の各タイプで限界風速に変化は見られなかった。しかしながら、迎角0度、-5度の場合には、地覆・高欄の影響が見られ、CT1-S4型の迎角0度、-5度と比較して限界風速は高い値を示している。

以上の結果からわかるように、迎角+5度における限界風速は地覆・高欄の有無に関係なく、かなり低い値を示している。

② 架設系ステップ10について

地覆・高欄の影響については、ステップ4の場合と同様な傾向を示しているが、いずれの迎角においても、限界風速はステップ4に比べて高くなっている。これはステップ4の振動数比が1.26であるのに比べて、ステップ10においては、1.69となり、振動数比が大きくなれば限界風速も高くなるという傾向が見られる。

また、表-9からわかるように、迎角+5度における限界風速はステップ4と比較すれば、各タイプともほぼ同じ風速値を示し、急激な限界風速の増加は認められない。しかしながら、迎角0度、-5度における限界風速は、かなり変化しており、地覆・高欄の影響が認められる。

以上の結果を各模型タイプ別に整理した図を、図-8～図-11に示す。

図-8～図-11からわかるように、かなり類似した傾向が見られる。すなわち、いずれの模型タイプも迎角+

表-9 架設ステップ10における迎角と限界風速の関係
(記号-は発散振動が発生しなかったことを意味する)

迎角 \ Type	CT1-S10	CT2-S10	CT3-S10	CT4-S10
+5°	37	36	40	32
0°	85	122	—	—
-5°	80	85	96	—

(実橋換算風速単位：m/s)

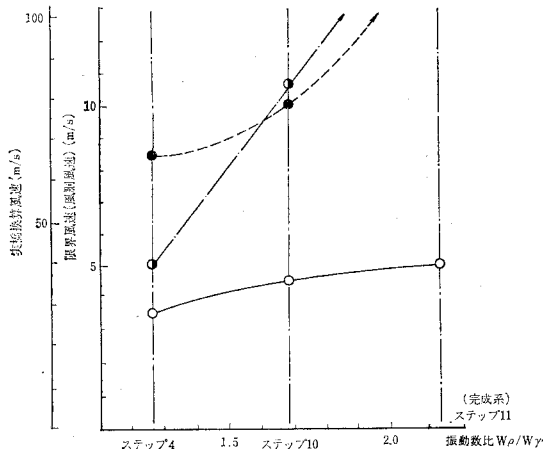


図-8 振動数比と限界風速の関係 CT1型

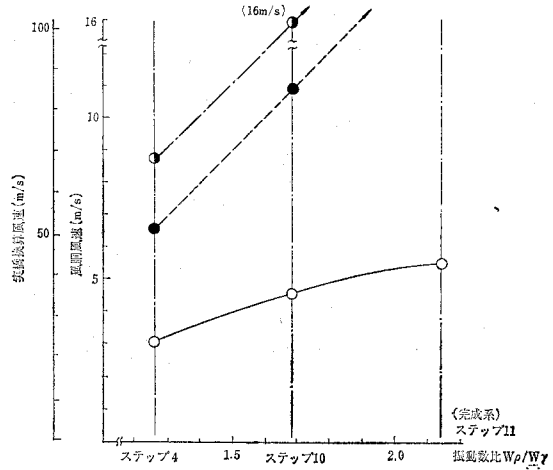


図-9 振動数比と限界風速の関係 CT2型

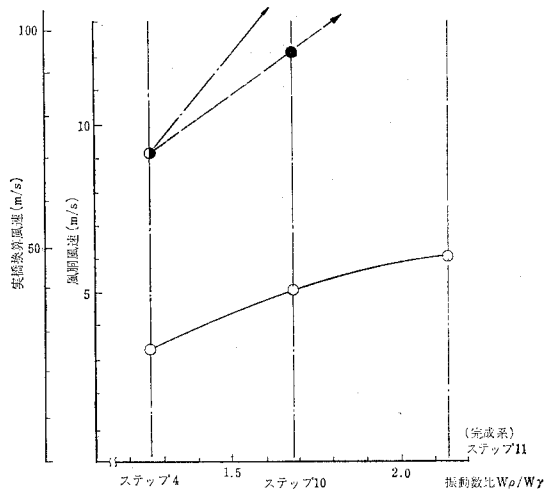


図-10 振動数比と限界風速の関係 CT3型

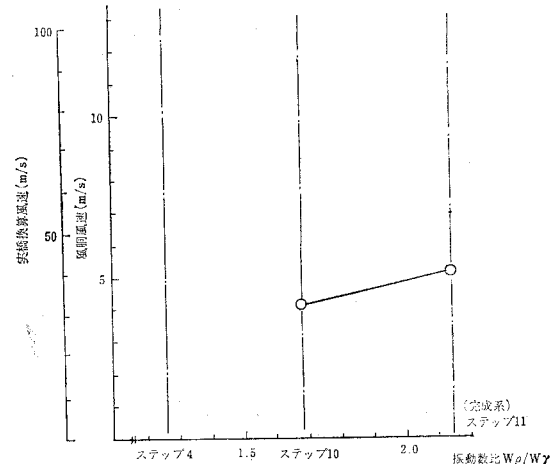


図-11 振動数比と限界風速の関係 CT4型

5度においては、限界風速の増加率は低い、0度、-5度では架設長の増加にしたがい限界風速は急激に増加している。また、迎角+5度については、いずれの模型タイプも振動数比が増加しても、急激な限界風速の増加は見られないが、振動数比の増加と限界風速の増加はほぼ比例した関係になっている。

b) 床組鋼床板断続架設方式

床組鋼床板同時架設方式で考察したように、床組を主構と同時に架設すれば、限界風速は迎角+5度において約28m/sとなり、架設系ステップ4において危険であることがわかった。

したがって、架設時の限界風速を高めるために、床組を主構トラスの2パネルを1ブロックとして、1ブロックごとに抜いた断続架設方式を実験的に考察した。

風洞実験は、3.(1)の写真-2, 3で説明したように、ET1型, ET2型模型について実験を行った。実験に採用した架設ステップは、床組鋼床板同時架設方式と同様であり、ステップ4, ステップ10について実験を行った。また、迎角は±5度, 0度の3ケースであり地覆・高欄は取りはずした形状で行った。実験結果は表-10のようであり、床組開床率を表-11に示す。

表-10からわかるように、ET1型模型を使用した場合には、ステップ4の迎角+5度において限界風速が55m/sとなり、これは床組鋼床板同時架設方式のステップ4における迎角+5度の場合の限界風速が28m/sであることと比較すれば、約2倍の限界風速となり、耐風安定性は向上している。床組開床率-限界風速-架設ステップの関係を迎角+5度について整理したのが図-12である。

図-12からわかるように、床組開床率が45.7% (ET1型)の場合には、ステップ4において限界風速が55m/sとなるが、床組開床率が54.3% (ET2型)においては、発散振動は生じなかった。また、ステップ10において床組開床率が45.7%の場合でも、限界風速が105m/sとなり安全であるといえる。

以上、今回行った実験結果より耐風性の良好な架設方法を提案すれば以下ようになった。

1) 限界風速が低下している架設系、すなわち主構部がタワーより約1/4張り出した状態のステップ4までは、図-13(1)に示すように床組鋼床板断続架設方式で架設を進める。2パネルごとに抜いた床組は、主構と

床組を同時に架設するブロックの上に仮留めしておく。

2) ステップ4以後は、床組鋼床板同時架設方式で架設を行い補剛桁を閉合する。閉合時の状態を図-13(2)に示す。

表-10 ET型模型による実橋換算限界風速と迎角の関係 (記号-は発散振動が発生しなかったことを意味する)

模型 Type \ 迎角	+5°	0°	-5°
ET1-S 4	55 m/s	—	—
ET1-S10	105 m/s	—	—
ET2-S 4	—	—	—
ET2-S10	—	—	—

表-11 床組開床率

模型	面積比	開床率 (%)
CT型	1	0
ET1型	0.543	45.7
ET2型	0.457	54.3

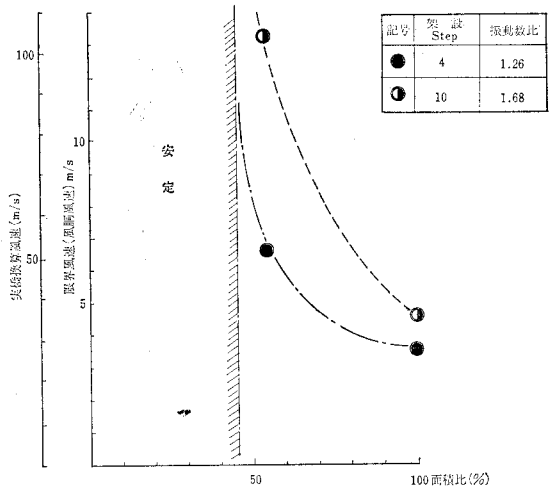


図-12 面積比-限界風速の関係 迎角5度

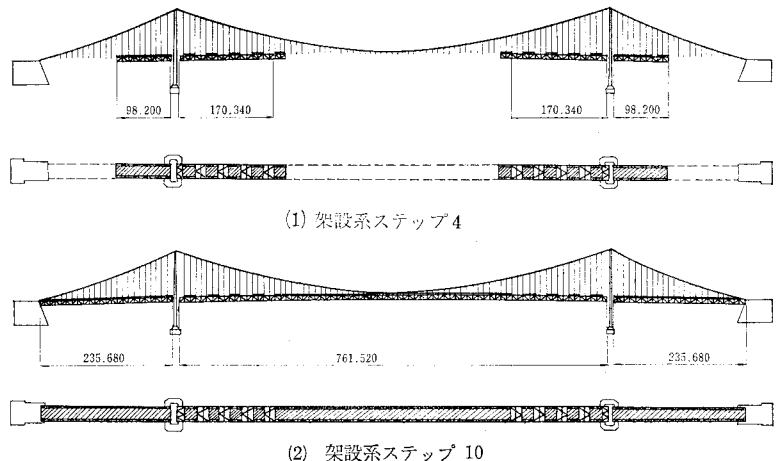


図-13

3) 補剛桁閉合後、リフティングストラットをタワー側に移動させ、あらかじめ仮留めされている残りの床組を取り付け、工事を完了する。

4. あとがき

実験結果を要約すれば以下のようである。

(1) 各架設ステップについて、地覆・高欄の影響を検討したが、迎角0度、-5度において限界風速に与える影響は大きい、迎角+5度においては、ほとんど影響はない。

(2) 床組鋼床板同時架設方式を採用した場合の耐風安定性は、架設ステップ4においては限界風速が約28 m/sとなり、かなり低い値を示し強風時には不安定振動が生じる可能性がある。

(3) 床組鋼床板断続架設方式について検討したが、架設ステップ4において、迎角+5度の場合には、限界風速が55 m/sとなり、床組鋼床板同時架設方式の場合と比較すれば、約2倍の限界風速となり耐風性は良好である。

(4) 今回の実験結果から耐風性の良好な架設方法を検討すれば、架設ステップ4までは床組鋼床板断続架設方式で架設を進め、ステップ4以後の補剛桁閉合までは、床組鋼床板同時架設方式で架設する。閉合後、リフティングストラットをタワー側に移動させ、仮留めされている残りの床組を取り付け補剛桁の工事を完了する。

以上のような結論が得られたが、吊橋の構造形式により耐風性が左右されると考えられる。したがって、今後の検討すべき課題としては、

- (1) 今回橋軸直角方向に床組のジョイントを設けた形式で実験したが、橋軸方向にもジョイントを設けた形式で架設する場合の耐風安定性
- (2) 補剛桁架設時の水平振動の発生が予想されるので、架設時の水平振動とたわみまたはねじれ振動との連成の問題
- (3) 架設時の突風の影響
- (4) 3径間連続桁を有する吊橋の架設における本研究結果の有効性

以上のものであるが、上記の課題については、今後研究するしだいである。

最後に本研究の解析および原稿作成にあたり、終始ご指導いただいた京都大学土木工学科 松本 勝講師、ならびに日立造船(株)鉄構設計部 榎木通男氏に謝意を表す。

参考文献

- 1) 大橋・白木ほか：関門橋の架設時における振動特性，三菱重工技報，Vol. 11, No. 1, 1974-1.
- 2) 伊藤 学ほか：架設中の吊橋の耐風性，土木学会第29回年次学術講演会講演集，1974-10.
- 3) 長大橋技術研究会：長大橋の架設資料（海外の吊橋），1972-12.

(1975.5.16・受付)