

Ⅲ-18 経済性・耐風性に優れた超長大橋の上部構造に関する調査

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平11～平17

担当チーム：橋梁構造チーム

研究担当者：村越 潤、麓 興一郎、
高橋 実、稲垣 由紀子

【要旨】

新交通軸の一部を形成する超長大橋を経済的に建設するためには、従来の長大橋を超える新たな技術開発が必要である。とりわけ、超長大橋においては、耐風安定性の確保が重要な課題の一つとなっている。本調査は、耐風性・経済性に優れた超長大橋上部構造を提案することを目的とする。

現重点プロジェクト研究以前に、経済性・耐風性に優れた上部構造として、追越し車線部にグレーチング床版を設けた二箱桁形式を有する超長大吊橋を提案しているが、さらなるコスト縮減の可能性が高い構造形式として、支間中央部に空力特性の優れた二箱桁を配置するとともに、主塔近傍では桁幅を絞り主塔基礎の軽減の図れる二箱桁と一箱桁を併用した桁構造を有する斜張吊橋を提案した。同構造については、試設計、全橋模型の設計・製作、模型の妥当性の検証を行った後、全橋模型風洞試験を実施し、断面改良を加え十分な耐風性が確保されることを確認した。同時に本橋に対して3次元フラッタ解析手法の適用性について検討を行った。また、維持管理に配慮し、取替え可能な2層式オープングレーチング床版構造を提案するとともに、一連の輪荷重走行試験結果を基に、疲労耐久性の高い構造ディテールを明らかにした。

キーワード：超長大橋、耐風安定性、斜張吊橋、グレーチング床版、疲労、輪荷重試験

1. はじめに

超長大橋を実現する上で最も重要な課題の一つに耐風安定性の確保が挙げられる。耐風安定性を確保し、かつ経済的な桁形式として、これまでにオープングレーチングを有する二箱桁断面の構造形式（以下、二箱桁形式）等の吊橋が提案され、その耐風安定性については全橋模型による風洞実験により確認してきた^{1,2)}。

本研究では、さらなるコスト縮減の可能性が高い構造形式として、支間中央部に空力特性の優れた二箱桁を配置するとともに、主塔近傍では桁幅を絞り主塔基礎の軽減の図れる二箱桁と一箱桁を併用した桁構造を有する斜張吊橋（以下、斜張吊橋）を提案した。斜張吊橋については、斜ケーブルを利用することで吊橋に比べ主ケーブル数量や吊橋アンカレッジ数量の軽減が図れる特徴がある。本構造については、試設計、全橋模型の設計・製作、模型の妥当性の検証を行った後、

全橋模型風洞試験を実施し、耐風性の検討を行った。同時に従来から実績のあるフラッタ解析手法を用いて本橋梁に対しての適用性について検討を行った。

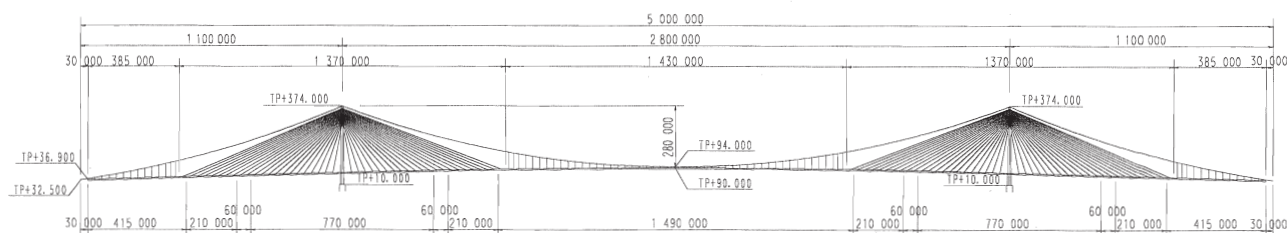
また、維持管理に配慮し、取替え可能な2層式オープングレーチング床版構造を提案するとともに、一連の輪荷重走行試験結果を基に、疲労耐久性の高い構造ディテールについて検討を行った。

2. 超長大斜張吊橋の耐風安定性に関する検討

本章では、提案した超長大斜張吊橋の概要と構造特性に関する検討結果と全橋模型試験による耐風安定性の検証結果について述べる。

2.1 構造特性の検討

吊橋と斜張橋の両者の特徴を兼ね備えた複雑なケーブルシステムを有することから、同ケーブルシステムに着目し、斜張橋区間、ケーブル吊構造形式の相違



等が耐風安定性を評価する上で重要となる振動特性に与える影響について検討するとともに、工費の概略試算を行った。

(1) 斜張吊橋の構造諸元

図-1に検討対象として想定した斜張吊橋（側面図）を示す。主要な構造諸元（橋長 5,000m、中央径間長 2,800m、4車線、主ケーブルのサグ比 1/10）については、現重点プロジェクト以前の調査研究により提案してき超長大吊橋¹⁾を基本型とした（表-1参照）。支間中央部の吊橋区間には、耐風性に優れた二箱桁を、斜張橋区間には構造力学的に優れた一箱桁を配置している。これら箱桁の断面が変化する区間を写真-1に示す。

(2) 解析モデル

固有値解析及びフラッタ解析に用いた解析モデルは立体骨組みモデルである（図-2）。主桁・横桁・主塔を梁要素で、主ケーブル・斜張ケーブル・ハンガーを棒要素でモデル化した³⁾。主桁の梁要素は補剛桁断面のせん断中心位置に配置し、桁に作用する静的及び動的空気力は横桁の中央に節点を設けて作用させた。主塔・ケーブル・ハンガー及び補剛桁の初期応力は、格点座標の上げ越し計算後に自重と釣り合わせた。

(3) 斜張橋区間の検討

中央径間長が長くなるにつれて、風による横たわみ変形と負迎角が大きくなるとともに、フラッタ特性に影響を与えるねじれ固有振動数が著しく低下する⁴⁾。そこで、横たわみ変形を拘束し、ねじれ固有振動数を高くするために、斜張橋区間（斜ケーブルを桁に配置する区間）を支間中央にのぼして配置することが望ましい。斜張橋区間を長く設定した場合、ねじれ振動モードに対する見かけの吊橋径間長を短くする効果があるが、その反面、ケーブルまたは桁軸力が大きくなるため、主塔を高くするか、桁断面積を増加させる等の対策が必要となり、斜張橋としての長所を活かせなくなる恐れがある。ここでは、塔高（サグ比 1/10として設定）を変えずに、斜張橋区間を主塔から中央径間側 1/4 支間および 1/8 支間とする 2 案について、耐風安

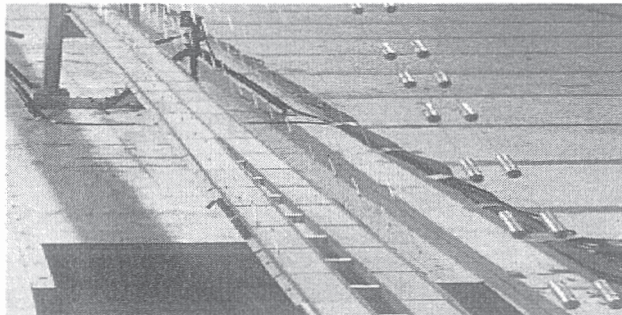


写真1 一箱桁と二箱桁の断面変化区間

定性の観点から比較検討を行った⁴⁾。これは、中央径間としては 800m 級径間の多々羅大橋クラスの斜張橋と、その 2 倍の 1600m の径間長を有する斜張橋を想定したものである。

表-2に固有振動数の比較結果を示す。斜張橋区間を長くすると、鉛直対称 1 次の固有振動数を変化させることなく、ねじれ対称 1 次の固有振動数を高くすることができる。これより、連成フラッタ性能に影響を及ぼすねじれ振動数と振動数比を 10%以上高くすることができることから、斜張橋区間 1/4 案を採用した。

		実橋値
二箱桁部	断面積 : A	0.60 m ² /片側当り
	鉛直剛性 : I_v	0.88 m ⁴ /片側当り
	水平剛性 : I_h	11.22 m ⁴ /片側当り
	ねじり剛性 : J	1.90 m ⁴ /片側当り
	質量 : m	17.60 t/m
質量慣性モーメント : I		2026.29 t・m ² /m
一箱桁部	断面積 : A	2.48 m ²
	鉛直剛性 : I_v	3.13 m ⁴
	水平剛性 : I_h	237.16 m ⁴
	ねじり剛性 : J	7.96 m ⁴
	質量 : m	21.72 t/m
質量慣性モーメント : I		1437.01 t・m ² /m
主ケーブル	断面積 : A_c	0.428 m ²
ハンガー	断面積 : A_h	0.007 m ²
		0.017 m ²
斜ケーブル	断面積 : A_s	0.015 m ²
		0.010 m ²

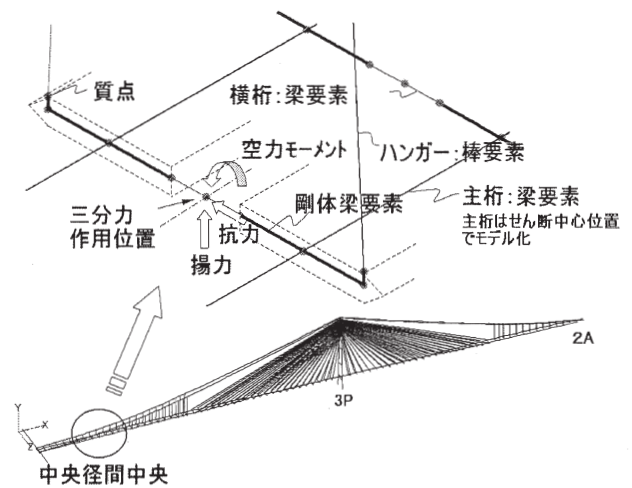


図-2 解析モデル（外吊形式の例）

振動モード形状	斜長区間	斜長区間
	1/4支間	1/8区間
鉛直対称1次①	0.067 Hz	0.065 Hz
ねじれ対称1次②	0.135 Hz	0.119 Hz
振動数比②/①	2.024	1.834
鉛直逆対称1次	0.059 Hz	0.066 Hz
ねじれ逆対称1次	0.239 Hz	0.197 Hz

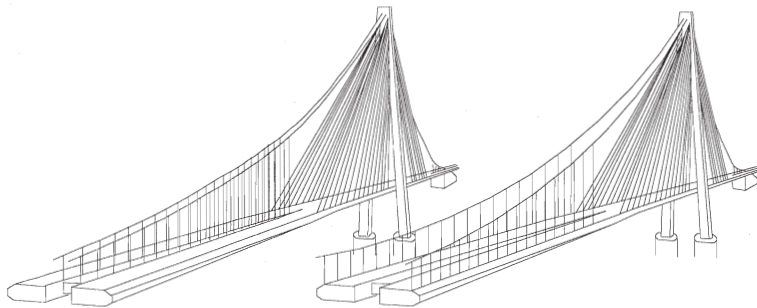
(4) ケーブル吊構造形式の検討

超長大橋では、フラッタに代表される動的不安定問題のほかに静的不安定問題を考慮する必要がある。箱桁形式の補剛桁では揚力や空力モーメントの作用によるねじれ変形がダイバージェンスを起こさせる可能性がある。そこで、有風時のねじれ変形を抑制するために、主ケーブルの吊構造形式が耐風安定性に及ぼす影響を検討した。

A型主塔とした場合に、主ケーブルの吊り構造形式は、図-3に示す二箱桁の開口部内側で並行に吊る内吊形式と、中央径間吊橋区間のみを二箱桁の外側で吊る外吊形式（以下、モノデュオ形式）の2通りが考えられる。これらについて固有値振動数を比較した。表-3にケーブル吊構造形式の相違が振動特性に及ぼす影響を数値として示す。特にフラッタ特性に影響が大きい鉛直とねじれの最低次固有振動数と等価極慣性モーメントに着目すれば、ねじれ対称1次の振動数および等価極慣性モーメントは外吊形式の方が大きく、内吊形式に対して振動数で12.8%増となっていることがわかる。これらの値を用いて Selberg 式によるフラッタ発現風速を求めると、モノデュオ形式では内吊形式に比べて10m/s以上耐風安定性が向上していることから、同形式を採用した。

(5) 全体工費の概略試算

上記モノデュオ形式の全体工費の概略試算を行い、これまでに提案しているオープングレーチング床版を有する二箱桁吊橋¹⁾との比較を行った。その結果、モノデュオ形式は、二箱桁吊橋と比較して、5%程度工費の軽減となる可能性があることが確認された。



(a)内吊形式 (b) 外吊形式 (モノデュオ形式)

図-3 ケーブルシステムの比較

表3 ケーブル形式の比較

固有振動モード		内吊形式	外吊形式
鉛直対称1次	振動数	0.067 Hz	0.067 Hz
	等価質量	26.93 t/m/Br	27.31 t/m/Br
ねじれ対称1次	振動数	0.135 Hz	0.153 Hz
	等価極慣性モーメント	2932 tm/Br	5125 tm/Br
振動数比		2.02	2.28

2.2 全橋模型試験による斜張吊橋耐風安定性の検討

2.1 節で提案した斜張吊橋に対して、全橋模型の設計・製作、模型の妥当性の検証を行うとともに、全橋模型風洞試験により耐風安定性の検討を行った。

(1) 全橋模型の概要

全橋模型の縮尺は、大型風洞実験施設の試験条件(幅41m×高さ4m)より、図-1の超長大橋の1/125スケールとしている。一箱桁と二箱桁を併用した桁構造については、各箱桁のせん断中心に剛性棒（以下、箱桁剛性棒）を配置し、この2本の箱桁剛性棒を横梁（以下、横梁剛性棒）で連結するフィーレンディール（梯子）構造としている。

桁部材については全ての剛性を相似させることが困難なため、耐風安定性に与える影響が最も大きいと考えられる純ねじり剛度を優先して相似させた。なお、桁には、図-4に示す台形フェアリング断面、耐風安定化部材（中央径間の中央部：模型上約11.4m区間）を設置した。

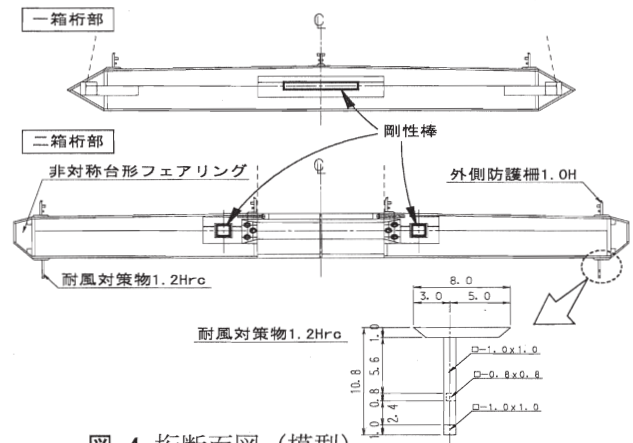


図-4 桁断面図 (模型)

表-4 理想模型と実施模型による固有振動数の比較

固有振動モード	解析モデル		偏差 (②-①)/①
	理想模型① (Hz)	実施模型② (Hz)	
水平曲げ対称1次	0.339	0.352	3.8%
水平曲げ逆対称1次	0.520	0.504	-3.0%
鉛直曲げ対称1次	0.752	0.740	-1.6%
鉛直曲げ対称2次	1.339	1.378	2.9%
鉛直曲げ逆対称1次	0.654	0.647	3.2%
鉛直曲げ逆対称2次	1.104	1.180	6.9%
ねじれ対称1次	1.702	1.724	1.3%
ねじれ逆対称1次(1)	1.924	2.002	4.0%
ねじれ逆対称1次(2)	2.605	2.644	1.5%

※理想模型：実橋に忠実に1/125した解析モデル
実施模型：実際に作成した1/125全橋模型の解析モデル

ケーブルについては、過去の全橋模型試験を参考に、ケーブル全体にかかる抗力が実橋と相似となるような部材を離散的に取り付け、重錘や寸法を調整することで質量や抗力を相似させた。ただし、空力的な干渉が問題となる中央径間の中央付近では、形状相似とした⁵⁾。

表-4 にモノデュオ形式にした模型の解析モデルと実際の橋梁を忠実に 1/125 にした場合の理想模型の解析モデルとの固有振動数を示す。各 1 次の振動数については-3%~+4%で調整できており、模型設計では実橋梁を適切に表現できている。また、全橋模型の製作精度を確認し、耐風性能で問題となるねじれモードの振動数の差は 2%以内である等、ほぼ設計通りに製作されていることを確認した。

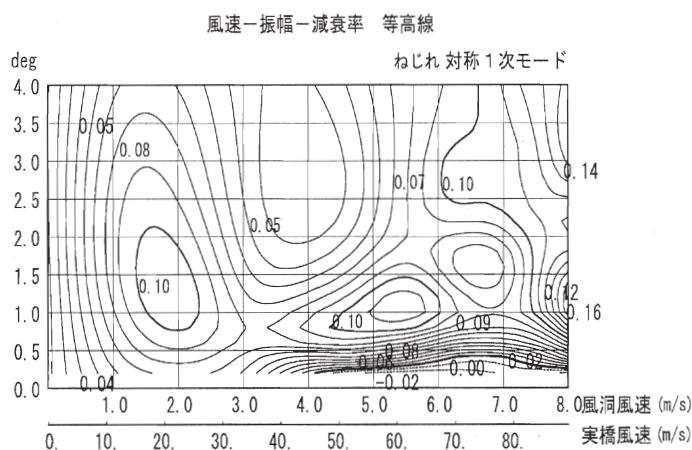
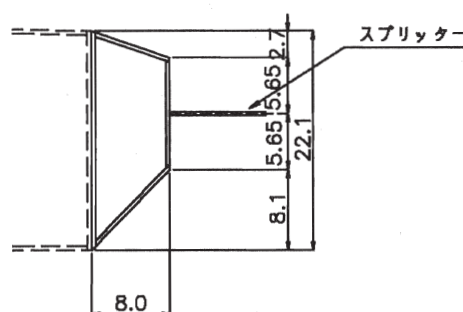
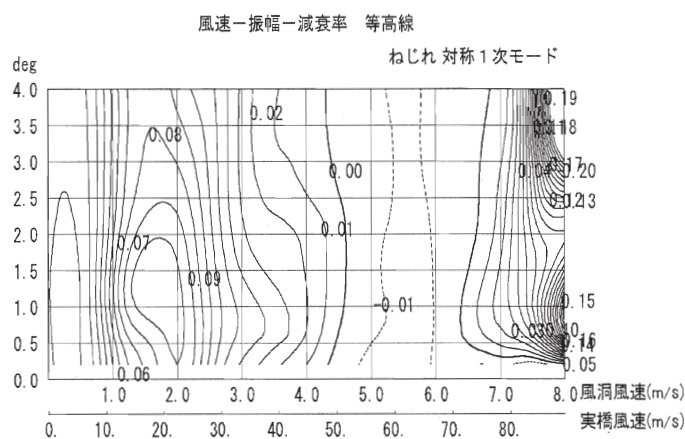
(2) 全橋模型の対風応答試験

試験条件は気流傾斜角 0 度の一様流とした。試験では全橋模型を加振して、その振動状況を設定した風速毎にビデオトラッカーで計測した。図-5 に風速-振幅-対数減衰率の関係を示す。風洞風速 4.5~6.0m/s (実橋風速 50~70m/s) 程度において、フラッターが生じたことから、比較的簡易に設置が可能でフラッター制御に実績のあるスプリッター板を非対称台形フェアリングに設置することとした (図-6 参照)。図-7 にねじれ対称 1 次振動モードの風速-振幅-対数減衰率の関係を示す。対数減衰率は、風速 2m/s 程度まで上昇した後、一旦下がり気味で再度 6m/s 程度から上昇しており、耐風安定化部材の設置により、良好な耐風安定性を有する (照査風速 7.2m/s = 実橋風速 80m/s を満足する) ことが確認された

(3) フラッタ解析結果による実験結果の分析

全橋模型試験は耐風安定性を検証するには信頼性が高い手法であるが、試験には費用と時間を要することから、解析的手法で精度良く耐風性を推定するため、これまでに 3 次元フラッター解析手法を開発している。3 次元フラッター解析では、各振動モード毎の運動方程式を立て、静的変形によって生じる迎角に対応した非定常空気力を外力として用い、複素固有値解析により振動数ならびに減衰を求める。ここでは、3 次元フラッター解析手法を全橋模型に適用し、風洞試験結果との比較分析を行った。

フラッター解析は、スプリッター板設置前後の桁断面について実施した。解析条件を表-5 に示す。解析は低風速域で風速 1m/s 毎に、高風速域では風速間隔を狭めて実施している。



項目	解析条件			
	計測値	空気密度 1.2N/m ³	構造減衰率: 0.02	
主桁非定常空気力係数		鉛直	ねじれ	水平
	揚力	○	○	△
	モーメント	○	○	△
	抗力	○	○	△
○: 非定常空気力試験結果を使用 △: 準定常理論を用いて算出				

図-8 は、スプリッター板設置前の風洞試験結果風速と減衰率の関係を求め、これに3次元フラッター解析結果を合わせてプロットしたものである。図-9にはフラッター解析で得られる振動数の変化を示す。

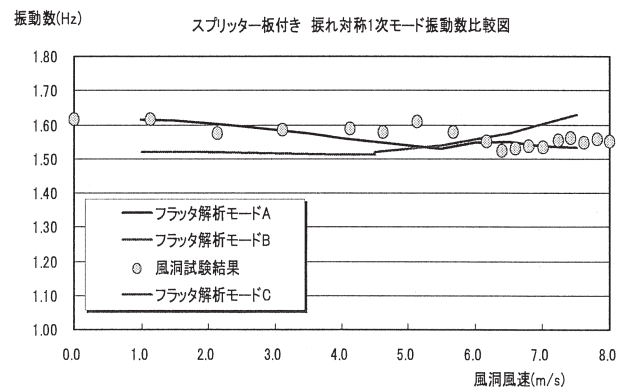
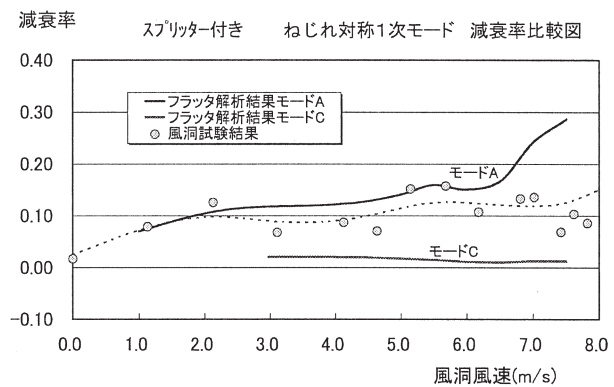
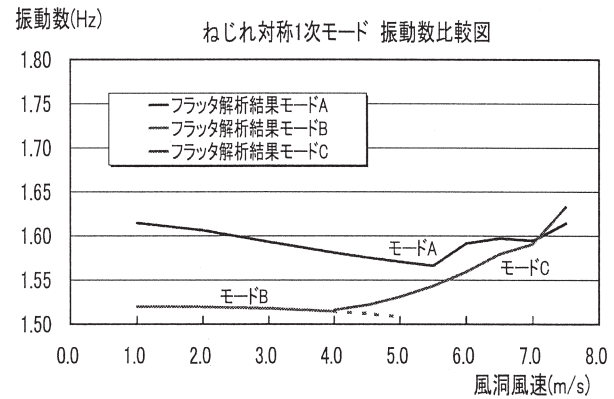
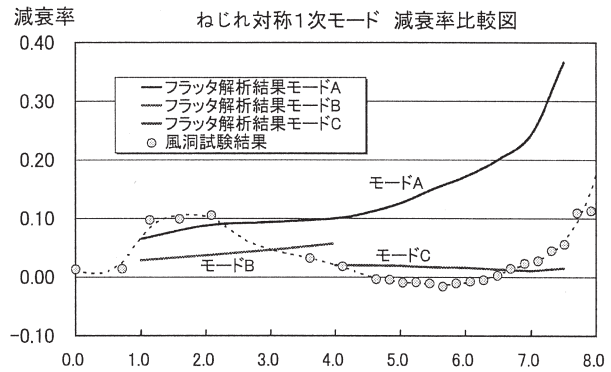
フラッター解析の結果、桁のねじれ対称1次モードを含む振動モードとして3モード（モードA、B、Cと呼ぶ）存在することが確認された。モードAは桁のねじれ対称1次モードに鉛直曲げモードが連成した代表的な振動モードである。モードBは桁のねじれ対称1次モードに桁の水平振動モードが連成したモードであるが、高風速域では桁のねじれ対称1次の振動モードの成分が小さくなる。モードCは桁のねじれ対称1次モードにケーブルの水平振動モードが連成したモードであるが、モードBと異なり、ねじれ対称1次の振動モードが、低風速ではケーブルの水平振動主体のため認められないが、高風速では発生する。

図から、風洞試験結果の減衰率は風洞風速 4m/s 以上で、少し推定値より低いフラッター解析のモードCの値に近い。しかし、モードAとモードCの振動数が近接している風洞風速 7m/s 前後から、減衰率は負から正に反転し、より大きな値を示していることがわかる。

一方、図-10及び図-11には、スプリッター板付き模型の風洞試験の結果とフラッター解析結果を比較して示す。図-8と図-10より、スプリッター板の有無に関わらずモードAとモードCの減衰率には大差がない。しかし、図-9と図-11より、振動数では低風速域より存在するモードAの振動数が低下することで、風洞風速 5.5m/s 前後でモードA、Cの応答振動数が近接するが、スプリッター板設置の有無でその傾向は異なり、図-11ではモードCより、構造減衰の大きいモードAの振動数が低くなっている。また、風洞試験による振動数もモードAの振動数に比較的近いことから、スプリッター板有りの場合、フラッター発現に至らなかったと考えられる。以上、本橋のように複雑な振動特性を持つ斜張吊橋に対して、3次元フラッター解析を適用した結果、風洞試験における振動特性（減衰率、振動数）の傾向を概ね表現できることが確認された。ただし、フラッター発現風速の推定に適用するには今後精度の向上を図っていく必要がある。

3. オープングレーチング床版の疲労耐久性に関する検討

オープングレーチング床版に関する車両の走行安全性に関する調査研究結果⁶⁻¹¹⁾を踏まえ、主に表面部材の構造ディテールの異なる実物大の供試体を用いた



輪荷重走行試験を行い、グレーチング床版の疲労挙動を行った。

3.1 対象構造と検討方法

図-12に対象とする床版構造と代表的な供試体(A R供試体)の寸法形状を示す。この構造の特徴は、維持管理を考慮して、自動車荷重を直接受ける部材(以下、表面部材)の取替えが容易にできるように、表面部材とそれを支持する桁(以下、構造桁)で構成される二層構造形式としている点である。図-13に供試体の構造詳細を示すが、表面部材は平鋼同士を橋軸方向とその直角方向に交差配置している。なお、同床版構造を

鋼桁橋に適用した場合(供試体Bの表面部材を使用した場合)、総工事費は連続桁の場合で1~10%低減する結果が得られている。

試験は、輪荷重走行試験機を用いて行った。荷重は、供試体上に一列に連続させて並べた500mm×200mmの荷重ブロックの軌道上を幅500mmの鋼製車輪が±1.5m往復するように行った。供試体は、受桁全体を受桁と同じ支間長の支持桁に高力ボルトにて取付けて一体構造とし、その支持桁の両端を試験機の架台に固定支持した。

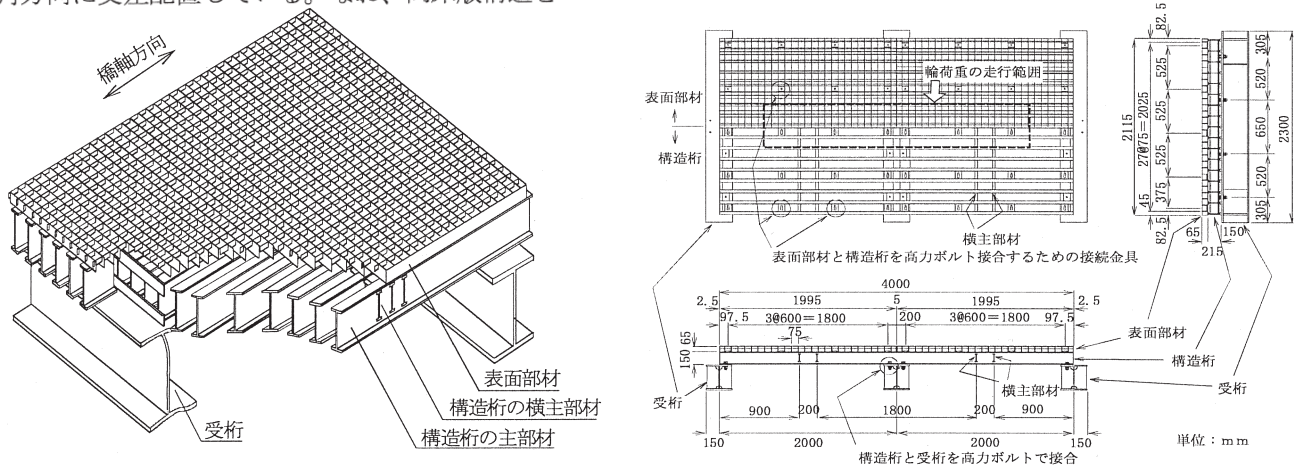


図-12 検討対象のオープングレーチング床板

名称		AR	B	C
特徴	表面部材	主部材:FB65×6 横部材:FB25×6	主部材:FB44×4.5 横部材:SB6×6	主部材:FB65×6 横部材:FB19×6
	構造桁	平鋼の格点は、主部材を切欠て横部材を通した構造に片側すみ肉溶接	格点は平鋼にスクルーバーを圧接溶接	平鋼の格点は、主部材を切欠て横部材を通した構造に片側すみ肉溶接
構造図	表面部材	主部材 : I-150×35×35×4.8 横主部材 : I-105×30×35×4	主部材 : I-150×35×50×5 横主部材 : I-105×30×35×4	
	構造桁(横断面)			

* : B 供試体では、道路構造令の縦すべり摩擦係数の規定値を満足する部材間隔は101.6mmであるが、実験では50.8mmとした。

図-13 供試体の種類

3.2 検討結果

(1) 輪荷重疲労試験結果

図-14に輪荷重走行試験の結果を示す。図中の階段状の実線は本試験における階段状載荷（輪荷重と走行回数との関係）を示している。試験は亀裂がある程度発生・進展した状態で適宜終了することとした。

B供試体を除いたいずれの供試体においても、表面部材の亀裂は比較的少ない走行回数で発生している（B供試体の表面部材には亀裂は発生しなかった）。その後、

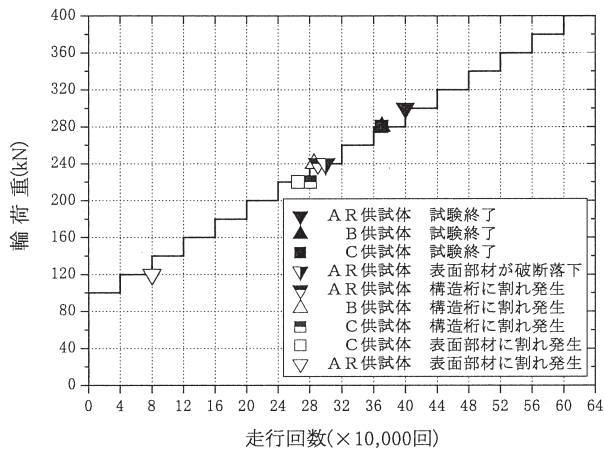


図-14 輪荷重走行試験結果
(階段状載荷時の輪荷重-走行回数関係)

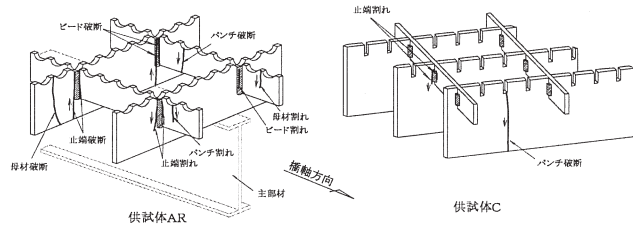


図-16 表面部材の損傷形式

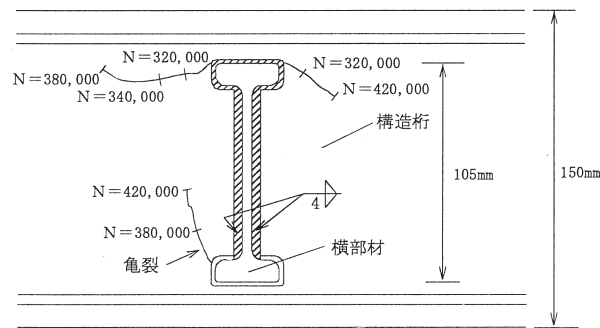


図-18 構造桁の主部材と横主部材の交差部の亀裂の例 (AR 供試体)
(図中の記号 N は亀裂が確認されたときの走行回数を示す)

走行回数が約25~30万回まで増加した段階で、いずれの供試体においても構造桁に亀裂が発生している。従って、亀裂発生に至るまでの走行回数は、表面部材より構造桁の方が多結果となっている。また、構造桁ではほぼ同程度の走行回数（走行回数約28万回）で亀裂が発生している。なお、A供試体は約24万回で試験を終了したが、構造桁に亀裂は発生しなかった。

1) 表面部材の亀裂発生状況

図-15に表面部材の中央たわみと走行回数の関係を示

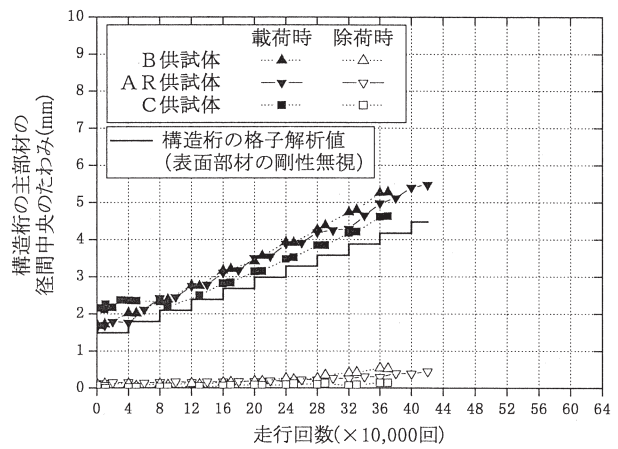


図-15 表面部材(構造桁)の中央たわみと走行回数の関係

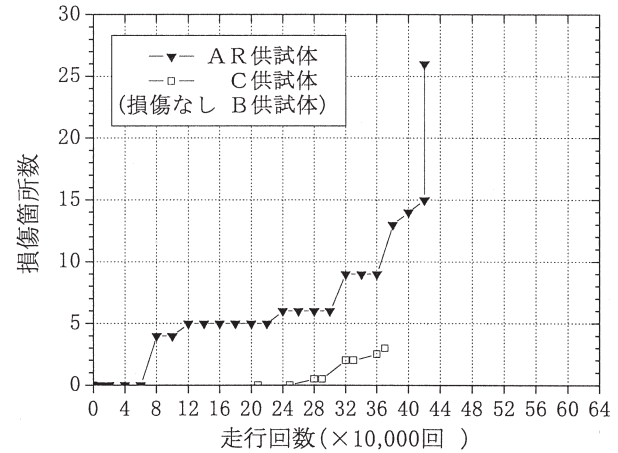


図-17 表面部材の損傷箇所数-走行回数の関係

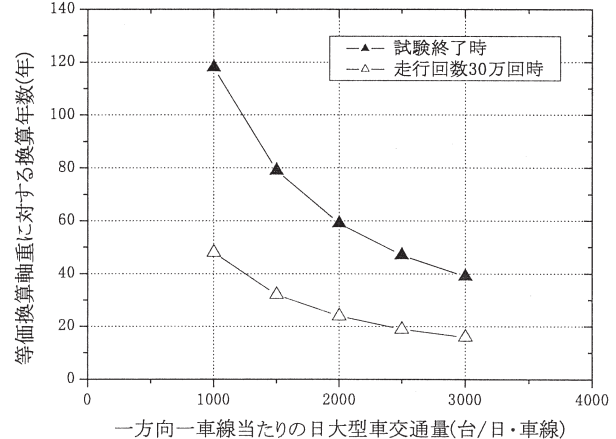


図-19 等価換算軸重に対する換算年数

す。図中の実線は表面部材の剛性を無視して構造桁のみを格子解析したときの活荷重たわみ(除荷時の残留たわみを含まないたわみ)である。たわみは試験終了時まで格子解析値とほとんど変わらず床版構造としての剛性は確保されている結果となっている。

図-16に表面部材の損傷形式を示す。また、図-17に表面部材の亀裂の損傷箇所数と走行回数との関係を示す。ここで、亀裂の損傷度箇所数は、 2m^2 (一番小さいパネルの面積に相当) のパネル当たりの損傷箇所数に単純換算している。各供試体の疲労耐久性を相対比較すると、走行回数に対して亀裂の発生が少なく、すなわち疲労耐久性が高い順に概ね供試体B、C、A Rの順となっている。

2) 構造桁の亀裂発生状況

図-18に構造桁の亀裂発生箇所を示す。亀裂はいずれも主部材側の上下のスカラップ部分または近傍溶接部から発生した。また、損傷分布は、ほぼ輪荷重の走行範囲直下に見られているが、供試体毎の表面部材の違いによる亀裂の発生分布の傾向は特に見られなかった。

(2) 累積損傷被害則を用いた疲労寿命の検討

疲労試験結果を基に、A R供試体を対象として、累積損傷被害則を適用し、換算年数の試算を行った。ここでは既存の大型車の軸重分布データを用いて、疲労試験時の走行回数と等価な疲労損傷度を与える供用年数を試算した。大型車の軸重分布としては、文献 11) の計測結果(昭和 59 年度に国道 357 号有明地先にて 48 時間計測)を用いた。構造桁の主部材の下フランジ下面における影響線形状より、各軸重の通過により 1 回の応力変動が生じると仮定した。この軸重分布に対する等価換算軸重 P_{eq} (3 乗平均値の 3 乗根) は 33kN となる。また、平均軸数は 2.6 軸/台(大型車の総軸数 55,278 軸/大型車交通量 21,082 台)であることから、この等価換算軸重と車両 1 台当たりの平均軸数を基に、大型車交通量に対する換算年数を求めると図-19 のようになる。ここで疲労試験における走行回数としては、表面部材と構造桁の亀裂の発生状況を考慮し、30 万回時と試験終了時を対象とした。30 万回時は図-17 に示すように表面部材には 5 箇所程度の亀裂が発生した時点、構造桁には最初の亀裂が発生した時点に対応する。試験終了時の回数には特段の意味はないが、少なくともその時点では図-15 に示すとおり走行回数-たわみ関係(走行回数が荷重に比例するため荷重-たわみ関

係と同じ)はほぼ線形関係であり、耐荷性能を失っていない状態にある。

図-19 より、大型車交通量 2,000~3,000 (台/日・車線) では、30 万回時に対し概ね 20 年程度、試験終了時に対し 40~60 年程度の換算年数となっている。30 万回時に対する換算年数は比較的短い、表面部材は交換可能な構造としており、取替を前提とすれば、前者の発生年数内であれば維持管理による対応は可能と考えられる。一方、構造桁に関しては例えば 100 年程度健全な状態で供用させることを考えると、構造の改良が必要と考えられるが、大型車交通量の多くない場合には現行ディテールでも十分適用可能と考えられる。また、重交通下の場合や表面部材の維持管理負担を軽減する場合には、海外の事例に見られるように、オープングレーチング床版構造部の大型車走行を制限することも一対策と考えられる。

4. まとめ

4.1 超長大斜張吊橋の耐風安定性に関する検討

経済性・耐風性に優れた上部構造に関して、本研究以前に提案している二箱桁形式を有する超長大吊橋(支間長 2,800m、4 車線の超長大橋を想定)に対して、さらなるコスト削減の可能性が高い新構造として、支間中央部に空力特性の優れた二箱桁を配置するとともに、主塔近傍では桁幅を絞り主塔基礎の軽減を図れる二箱桁と一箱桁を併用した桁構造を有する斜張吊橋を提案した。同構造については、試設計、全橋模型の設計・製作、模型の妥当性の検証を行った後、全橋模型風洞試験を実施し、断面改良(スプリッター板の設置)を加え、十分な耐風性が確保されることを確認した。また、風洞試験結果と 3 次元フラッター解析結果との比較を行い、断面改良が高風速域における振動モード、振動数に与える影響について解析的に明らかにした。

なお、本構造形式については国際特許を出願している。

4.2 オープングレーチング床版構造の疲労耐久性に関する検討

細部構造の異なる実大オープングレーチング床版供試体を用いて、輪荷重走行試験を行い、疲労耐久性の比較検討を行った。その結果、細部構造の異なる複数の表面部材の亀裂発生の特徴を明らかにし、疲労耐久性の高い構造ディテールを明らかにした。また、実交通を想定した疲労寿命試算を行い、表面部材の取替えを前提とした適切な維持管理を実施することにより同

床版構造を十分適用可能であることを確認し、取替え可能な2層式グレーチング床版構造を提案した。

【参考文献】

- 1) 経済性を考慮した超長大橋の耐風設計法に関する共同研究報告書(その1), 土木研究所共同研究報告書 第264号, 2001.3.
- 2) 佐藤, 楠原, 大儀, 北川, 伊藤, 大廻: 超長大橋の一様流中における耐風性, 第16回風工学シンポジウム論文集, 日本風工学会, pp.351-356, 2000.11.
- 3) 村越, 麓, 吉岡他: 超長大吊橋の対風応答解析の精度向上に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.937-942, 2004.3.
- 4) 麓, 村越, 秦, 須澤, 白井, 斉藤, 下土居: 新形式長大橋(斜張橋吊橋)の耐風性に着目した研究, 第18回風工学シンポジウム論文集, 日本風工学会, pp.485-491, 2004.12.
- 5) 本州四国連絡橋耐風設計基準・同解説, 本州四国連絡橋公団, 2001.8.
- 6) 建設省土木研究所他: グレーチングの走行安全性に関する共同研究報告書(その1), 共同研究報告書, 第231号, 1999.8.
- 7) 濱田, 池原: オープングレーチングのすべり摩擦特性, 土木技術資料, Vol.42, No.2, pp.10-11, 2000.2.
- 8) 常田, 森山, 池原: オープングレーチング床版橋の技術研究開発の動向, 土木技術資料, Vol.42, No.4, pp.52-57, 2000.4.
- 9) 常田, 濱田, 森山, 池原, 奥田, 山田, 杉町: オープングレーチングの走行特性に関する試験, 土木技術資料, Vol.42, No.8, pp.20-25, 2000.8.
- 10) 葛西, 佐藤, 広沢: オープングレーチング鋼床版を用いた今別橋の追跡調査, (財)海洋架橋調査会, 海峡横断, Vol.19, pp.43-54, 2003.11.
- 11) 藤原, 岩崎, 田中: 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討, 土木研究所資料, 第2539号, 1988.1.
- 12) 村越, 高橋, 徳橋, 鈴木, 貴志: 走行荷重に対するオープングレーチング床版の疲労耐久性に関する一検討, (社)土木学会, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.857-866, 2003.3.

