ISSN　0386-5878
土木研究所資料　第3982号

土　木　研　究　所　資　料

合理化鋼少数主げた橋の耐風性照査法に関する検討

平成１８年３月

独立行政法人　土木研究所
構造物研究グループ橋梁構造チーム

Copyright © (2006) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3982号　2006年3月

合理化鋼少数主げた橋の耐風性照査法に関する検討

構造物研究グループ
橋梁構造チーム　　上席研究員　村越　潤
同　　主任研究員　麓　興一郎
同　　研究員　稲垣由紀子
同　　交流研究員　吉岡　勉*

要旨

近年、コスト縮減の観点から横げた・横構等を省略し、主げた間隔を大きくし、主げた本数を減らすとともに、構造の合理化、省力化を図った鋼少数主げた橋を採用する事例が増えつつある。最近では風洞試験結果を基に100m近い長支間の主げた本数を2本とした橋も建設されてきているが、これまでの鋼げた橋と比較して、振動特性も異なってきており、長支間の場合の耐風性の評価が課題の一つとなっている。

このような背景の下、橋梁構造チームでは日本橋梁建設協会と共同研究（平成14～16年度）を行い、鋼少数主げた橋を対象として、二次元模型風洞試験および実橋における起振機振動実験を実施し、同橋の耐風性能および振動特性について系統的な調査研究を行ってきた。本資料は、これらの共同研究の成果を踏まえつつ、鋼少数主げた橋の動的耐風性照査法について検討した結果を報告するものである。

キーワード：鋼少数主げた橋、耐風性、風洞試験、振動実験

＊　交流研究員在職期間（平成15年4月～平成17年3月）
現在：大日本コンサルタント株式会社構造事業部解析技術室

目　次

1章　研究の概要 …… 1
1.1　背景と目的 …… 1
1.2　研究の内容 …… 2

2章　二次元模型風洞試験による対風応答特性の検討 …… 3
2.1　検討内容 …… 3
2.2　試験方法 …… 4
2.3　試験結果 …… 12
2.4　発現風速、発現振幅の推定式に向けての整理 …… 21
2.5　まとめ …… 37

3章　実橋振動実験による振動特性の検討 …… 39
3.1　検討内容 …… 39
3.2　A橋（最大支間長60mの鋼少数主げた橋）の振動実験 …… 40
3.2.1　実験内容 …… 40
3.2.2　実験結果 …… 42
3.3　B橋（最大支間長70mの鋼少数主げた橋）の振動実験 …… 45
3.3.1　実験内容 …… 45
3.3.2　実験結果 …… 46
3.4　C橋（最大支間長110mの鋼細幅箱げた橋）の振動実験 …… 51
3.4.1　実験内容 …… 51
3.4.2　実験結果 …… 52
3.5　考察 …… 57
3.6　固有振動数、構造減衰の推定式に向けての整理 …… 59
3.7　まとめ …… 65

4章　鋼少数主げた橋の耐風性照査法の提案 …… 67
4.1　照査の流れ …… 67
4.2　固有振動数と構造減衰の推定方法 …… 70
4.2.1　固有振動数 …… 70
4.2.2　構造減衰 …… 71
4.3　発散振動の照査方法 …… 72
4.3.1　ギャロッピング（たわみ発散振動） …… 72
4.3.2　フラッター（ねじれ発散振動） …… 74

4.4　渦励振の照査方法 …… 75
4.4.1　たわみ渦励振 …… 75
4.4.2　ねじれ渦励振 …… 79
4.4.3　気流の乱れによる渦励振振幅の低減係数 E_{th}、$E_{t\theta}$ …… 83
4.5　まとめ …… 86

5章　提案手法を用いた鋼少数主げた橋の耐風性の検討 …… 87
5.1　提案手法の適用性の検討 …… 87
5.1.1　検討内容 …… 87
5.1.2　検討条件 …… 89
5.1.3　検討結果 …… 92
5.2　渦励振に対する構造安全性の検討 …… 102
5.2.1　検討内容 …… 102
5.2.2　検討結果 …… 103
5.3　まとめ …… 107

6章　固有振動解析における鋼少数主げた橋のモデル化の検討 …… 108
6.1　検討内容 …… 108
6.1.1　解析モデル …… 109
6.1.2　感度解析ケース …… 114
6.2　検討結果 …… 115
6.3　まとめ …… 124

7章　まとめ …… 125

謝辞

参考文献

補足資料
補足資料－1　5.1節の補足資料（耐風便覧における許容振幅を用いた場合の適用支間長の試算結果） …… 補 1
補足資料－2　使用性を考慮した振動に対する許容値の設定例 …… 補 9
補足資料－3　渦励振に対する使用性、疲労耐久性の検討 …… 補 11
補足資料－4　鋼箱げた橋における渦励振に対する使用性の検討 …… 補 36

1章　研究の概要

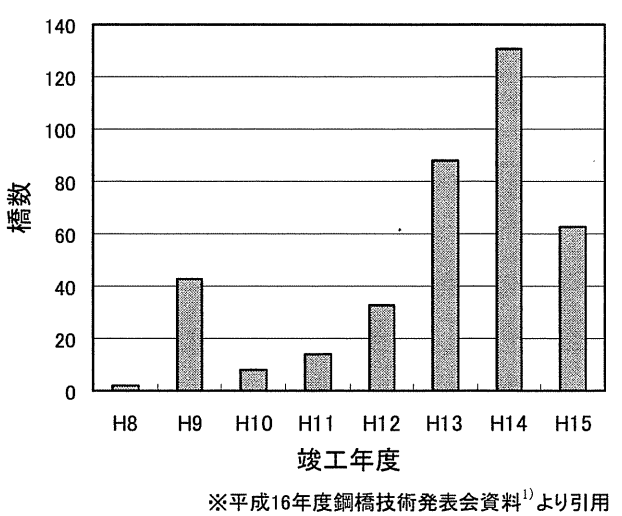
1.1　背景と目的

鋼道路橋では、近年、耐久性の高い PC 床版等を用いて床版支持間隔を大きくして主げた本数を少なくするとともに、横げた・横構等の横つなぎ部材を単純化または省略して合理化を図った橋の形式（以下、鋼少数主げた橋）を採用する事例が増えつつある。**図-1.1.1** に示すように平成 15 年時点で延べ 380 橋程度の建設実績があり[1)]、その内訳は日本道路公団が 80%程度、国土交通省管轄が 15%程度である。

この形式は当初、支間長 50m 程度までの橋に適用されていたが、最近ではさらなるコスト縮減を目的に支間を 70～90m 程度まで伸ばした事例も報告されている[2)]（**図-1.1.2**）。

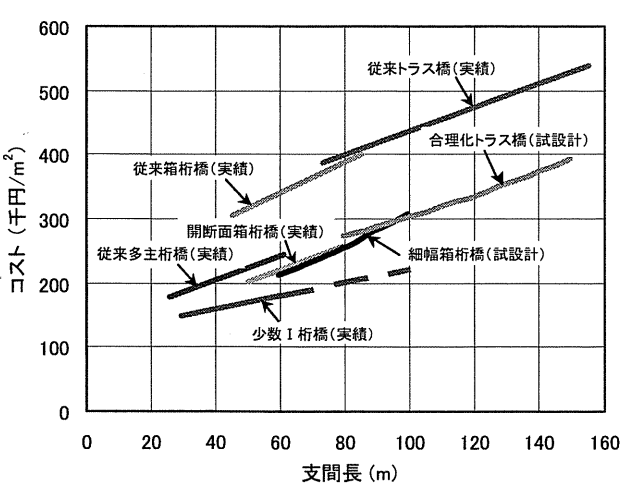
本形式の耐風性能に関して言えば、従来の鋼多主げた橋と比較して、横つなぎ部材を単純化または省略したことに伴うねじれ剛性の低下や、平成 8 年度道路橋示方書改訂以降のゴムタイプの支承の採用による構造減衰の低下により振動特性が変化してきており、長支間となった場合の耐風性の評価が課題の一つとなっている[例えば 3～5)]。これまでにも設計時に二次元模型による風洞試験を行い、耐風性の確認または橋の断面の改良を施した事例が報告されている[例えば 6～8)]。しかし、風洞試験には多くの費用と時間を要するため、風洞試験を行わずに動的耐風性を概略照査可能な手法を提示する意義は大きい。

このような背景から、橋梁構造チームでは、日本橋梁建設協会と共同研究「少数主桁橋における耐風安定性推定手法の開発（平成 14～16 年度）」（以下、共同研究）を行い、鋼少数主げた橋を対象として、二次元模型風洞試験[9～12)]および実橋における起振機振動実験[9),13)]を実施し、同橋の耐風性能および振動特性について系統的な調査研究を進めてきた。本資料は、これらの共同研究の成果を踏まえ、鋼少数主げた橋の耐風性照査法の検討結果について報告する。



※平成16年度鋼橋技術発表会資料[1)]より引用

図-1.1.1　鋼少数主げた橋の建設実績



※日本橋梁建設協会「新しい鋼橋の誕生Ⅱ」パンフレット[2)]より引用

図-1.1.2　鋼上部工の適用支間の実績とコスト

1.2 研究の内容

以下に、本資料の構成に即して各章の概要を説明する。

2章：二次元模型風洞試験による対風応答特性の検討

共同研究において、代表的な断面を有する鋼少数主げた橋の対風応答特性を把握するため、総幅、高欄形式、けた間隔、構造減衰等をパラメータとした二次元模型風洞試験（バネ支持試験）を実施している。本章では、鋼少数主げた橋における対風応答の推定式の提案に向けて、道路橋耐風設計便覧[14]（以下、耐風便覧）の推定式の考え方に従い，これら一連の風洞試験結果の整理（例えばフラッターであれば、横軸を辺長比 B/d、縦軸を無次元発現風速としたプロット図の作成）を行った。

3章：実橋振動実験による振動特性の検討

共同研究において、耐風性を照査する上で重要なパラメータである固有振動数や構造減衰等の振動特性を把握するため、ゴム支承を有する鋼少数主げた橋2橋（A橋：最大支間長60m、B橋：最大支間長70m）と鋼細幅箱げた橋1橋（C橋：最大支間長110m）の起振機振動実験を実施している。本章では、ゴム支承を有する鋼少数主げた橋における振動特性（振動数比、構造減衰）の推定式提案に向けて、これら3橋および既存の振動実験結果の整理を行った。

4章：鋼少数主げた橋の耐風性照査法の提案

二次元模型風洞試験（2章）および実橋振動実験（3章）の結果を踏まえ、耐風便覧における推定式の考え方に準じて、鋼少数主げた橋の耐風性照査法の提案を行った。

5章：提案手法を用いた鋼少数主げた橋の耐風性の検討

提案した照査法の適用性を確認するため、計測もしくは解析により固有振動数が得られている鋼少数主げた橋12橋に対して、振動の発現風速及び発現振幅についての推定式による耐風性の照査を行った。また、鋼少数主げた橋の桁断面と支間長をパラメータとして、各構造に対して推定式により耐風性を照査し、適用限界支間長の検討を行った。さらに、渦励振が発生したときの床版の状態を検討するため、3次元FEMモデルによる固有値解析および静解析を行った。

6章：固有振動解析における鋼少数主げた橋のモデル化の検討

提案した耐風性照査法において、橋の固有振動数を精度良く求めることは極めて重要であるが、振動実験で得られた計測値と骨組みモデルによる解析値の誤差は1割以上と大きい。このため、3次元FEMモデルによる固有値解析を行い、計測値との差異の影響因子を検討した。

7章：まとめ

本研究により得られた成果をまとめる。

2章　二次元模型風洞試験による対風応答特性の検討

2.1　検討内容

代表的な断面を有する鋼少数主げた橋の対風応答特性を把握するため、総幅、高欄形式、けた間隔、構造減衰等をパラメータとした二次元模型風洞試験（バネ支持試験）を、(社) 日本橋梁建設協会（以下、橋建協）と土木研究所（以下、土研）とで分担して実施している。想定した橋の諸元を**表-2.1.1** に示す。断面構成、質量、極慣性モーメント等の諸元は、各幅員（8m 級、11m 級、15m 級、18m 級）に対して実際に建設されている橋 5 橋程度を抽出し、その平均として設定した。また、風洞施設および試験方法による結果のばらつきを確認するため、幅員 8m 級 2 主げた、11m 級 2 主げた、15m 級 3 主げたにおいて橋建協と土研でほぼ同じ断面の模型を使った試験を実施している。

本章では、対風応答の推定式の提案に向けて、これら一連の風洞試験結果の整理を行った。

表-2.1.1　試験対象として想定した橋の諸元

(a) 橋建協担当分

項目			幅員8m級	幅員11m級	幅員15m級	幅員18m級
総幅 B		m	7.91	11.20	15.70	17.51
主桁本数		本	2	2	3	2
桁高 h		m	2.85	3.00	3.00	3.25
桁間隔b		m	4.10	6.00	5.50	10.00
B/d	壁高欄		1.89	2.60	3.56	3.73
	鋼製高欄		2.33	3.19	4.45	4.47
質量		t/m	10.83	15.80	17.80	28.70
極慣性モーメント		tm^2/m	79.8	175.5	373.6	769.8
固有振動数	たわみ振動数	Hz	1.153	1.493	1.109	1.361
	ねじれ振動数	Hz	1.518	1.823	1.372	1.588
	振動数比		1.32	1.22	1.24	1.17
備考(風洞実験施設)			川田工業(株)	住友重機械工業(株)	三井造船(株)	JFE技研(株)

(b) 土研担当分

項目			幅員8m級	幅員11m級	幅員15m級
総幅 B		m	8.00	11.20	15.00
主桁本数		本	2	2	3
桁高 h		m	3.00	3.00	3.00
桁間隔b		m	4.10	6.00	4.90
B/d	壁高欄		1.91	2.60	3.49
	鋼製高欄		2.35	3.18	4.26
	半壁高欄		2.19	2.97	3.98
質量		t/m	10.83	15.80	17.80
極慣性モーメント		tm^2/m	79.8	175.5	373.6
固有振動数	たわみ振動数	Hz	1.153	1.493	1.109
	ねじれ振動数	Hz	1.518	1.823	1.372
	振動数比		1.32	1.22	1.24

※　桁断面の辺長比 B/d（B：総幅、d：有効高）における d の取り方は、鋼製高欄の場合はけた下から地覆の上縁までの高さ、壁高欄および半壁高欄の場合はけた下から RC 壁の上縁までの高さとした。

2.2 試験方法

試験では、基本的にたわみ振動とねじれ振動の 2 自由度の条件下で行っている。ただし、連成振動が生じる場合は、本試験の目的がたわみ・ねじれそれぞれの基本特性を調べることであるため、当該の風速範囲で 1 自由度の条件で行っている。

なお、土研の試験では、使用した風洞施設の大きさの影響で模型長が小さくなり相対的に支持具の占める割合（質量およびせん断中心からのアーム長）が大きくなったため、極慣性モーメントの模型化精度が悪くなっている。この極慣性モーメントの誤差を、スクルートン数（質量減衰パラメータ）が一致するように構造減衰で調整している。また、乱れ強さ I_u に関しては、調整可能な範囲で設定している。

応答振幅を求めるための計測時間は、一様流および乱流とも実橋における平均風速の評価時間（10 分間）を参考に、これを模型縮尺 $1/n$ で置き換えた時間（$1/\sqrt{n}$）とした。また、振幅の計測では、十分な分解能を有するように決定したサンプリング間隔で計測したデータから、2 乗和の平方根を求め、それを$\sqrt{2}$ 倍して最大振幅を求めた（応答が正弦波であると仮定）。一様流中、乱流中とも、計測は 3 回行い、その最大値、最小値および平均値を整理した。

表-2. 2. 1～2. 2. 7 および**図**-2. 2. 1～2. 2. 7 に各風洞試験における模型諸元、断面形状および試験ケースを示す。

(1)　橋建協　幅員 8m 級 2 主げた

表-2.2.1(a)　模型諸元

項目		想定実橋値 a	模型所要値 b	模型実測値 c	比率 (c / b)
模型縮尺		---	1/40	1/40	
模型長		---	---	1590.0 mm	
総幅 B		7.91 m	197.8 mm	197.8 mm	1.00
桁高 h		2.85 m	71.3 mm	71.4 mm	1.00
質量		10.83 t/m	6.769 kg/m	6.765 kg/m	1.00
極慣性モーメント		79.8 tm^2/m	0.03118 kgm^2/m	0.03152 kgm^2/m	1.01
固有振動数	たわみ	1.153 Hz	---	5.070 Hz	
	ねじれ	1.518 Hz	---	6.590 Hz	
	振動数比	1.32	1.32	1.30	0.99
構造減衰 (対数減衰率)	たわみ	---	0.02	0.020	1.00
	ねじれ	---	0.02	0.020	0.99
風速倍率	たわみ	---	---	9.10	
	ねじれ	---	---	9.21	

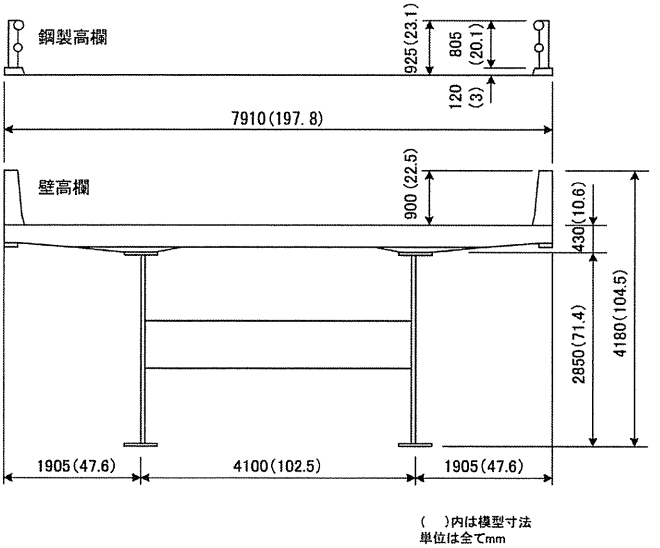


図-2.2.1　断面形状

表-2.2.1(b)　試験ケース

NO.	気流	高欄形式	構造減衰 (対数減衰率)	迎角
1	一様流	壁高欄	0.01	+3°
2				0°
3				-3°
4			0.02	+3°
5				0°
6				-3°
7			0.03	+3°
8				0°
9				-3°
10			0.04	+3°
11				0°
12				-3°
13			0.06	+3°
14				0°
15				-3°
16		鋼製高欄	0.01	+3°
17				0°
18				-3°
19			0.02	+3°
20				0°
21				-3°
22			0.03	+3°
23				0°
24				-3°
25			0.04	+3°
26				0°
27				-3°
28			0.06	+3°
29				0°
30				-3°
31	乱流5%	壁高欄	0.02	0°
32	乱流10%			
33	乱流20%			
34	乱流5%	鋼製高欄		
35	乱流10%			
36	乱流20%			

(2)　橋建協　幅員 11m 級 2 主げた

表-2.2.2(a)　模型諸元

項目		想定実橋値 a	模型所要値 b	模型実測値 c	比率 (c / b)
模型縮尺		---	1/40	1/40	
模型長		---	---	1590.0 mm	
総幅 B		11.20 m	280.0 mm	280.0 mm	1.00
桁高 h		3.00 m	75.0 mm	75.0 mm	1.00
質量		15.80 t/m	9.875 kg/m	9.821 kg/m	0.99
極慣性モーメント		175.5 tm^2/m	0.06857 kgm^2/m	0.06849 kgm^2/m	1.00
固有振動数	たわみ	1.493 Hz	---	3.492 Hz	
	ねじれ	1.823 Hz	---	4.057 Hz	
	振動数比	1.22	1.22	1.16	0.95
構造減衰 (対数減衰率)	たわみ	---	0.02	0.020	1.01
	ねじれ	---	0.02	0.020	1.00
風速倍率	たわみ	---	---	17.10	
	ねじれ	---	---	17.97	

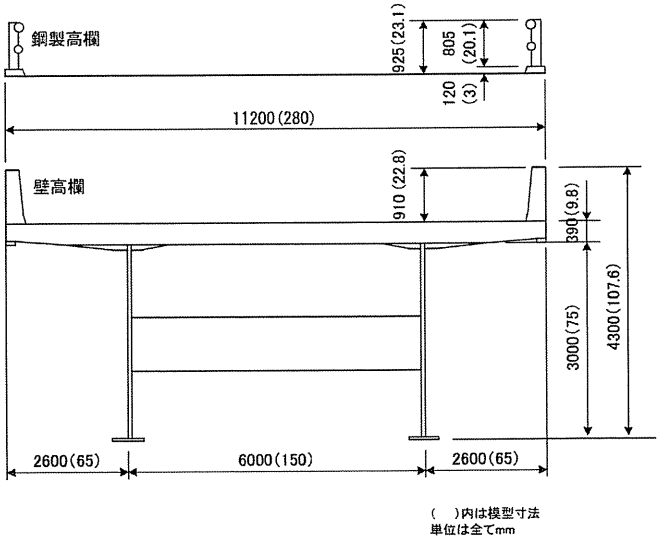


図-2.2.2　断面形状

表-2.2.2(b)　試験ケース

NO.	気流	高欄形式	構造減衰 (対数減衰率)	迎角
1	一様流	壁高欄	0.02	+3°
2				0°
3				-3°
4			0.03	+3°
5				0°
6				-3°
7			0.04	+3°
8				0°
9				-3°
10			0.05	+3°
11				0°
12				-3°
13			0.06	+3°
14				0°
15				-3°
16		鋼製高欄	0.02	+3°
17				0°
18				-3°
19			0.03	+3°
20				0°
21				-3°
22			0.04	+3°
23				0°
24				-3°
25			0.05	+3°
26				0°
27				-3°
28			0.06	+3°
29				0°
30				-3°
31	乱流4.4%	壁高欄	0.02	0°
32	乱流10%			
33	乱流18%			
34	乱流4.4%	鋼製高欄		
35	乱流10%			
36	乱流18%			

(3)　橋建協　幅員 15m 級 3 主げた

表-2.2.3(a)　模型諸元

項目		想定実橋値 a	模型所要値 b	模型実測値 c	比率 (c / b)
模型縮尺		---	1/40	1/40	
模型長		---	---	1590.0 mm	
総幅 B		15.70 m	392.5 mm	391.4 mm	1.00
桁高 h		3.00 m	75.0 mm	73.9 mm	0.99
質量		17.80 t/m	11.125 kg/m	11.120 kg/m	1.00
極慣性モーメント		373.6 tm^2/m	0.14595 kgm^2/m	0.14573 kgm^2/m	1.00
固有振動数	たわみ	1.109 Hz	---	2.944 Hz	
	ねじれ	1.372 Hz	---	3.741 Hz	
	振動数比	1.24	1.24	1.27	1.03
構造減衰 (対数減衰率)	たわみ	---	0.02	0.020	1.00
	ねじれ	---	0.02	0.020	1.00
風速倍率	たわみ	---	---	15.07	
	ねじれ	---	---	14.67	

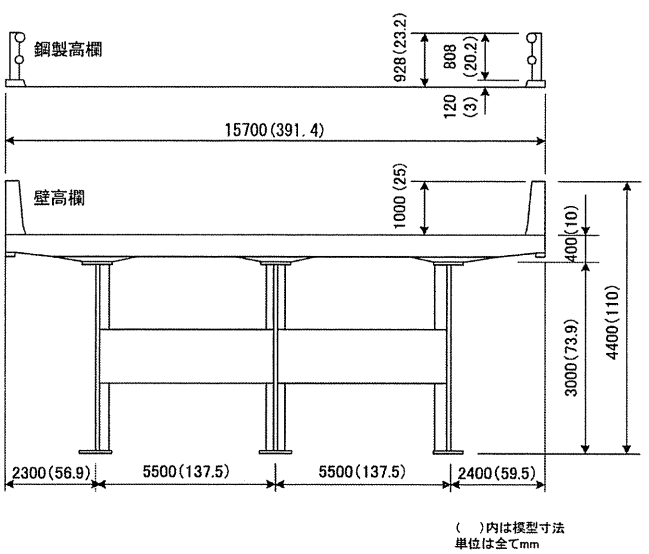


図-2.2.3　断面形状

表-2.2.3(b)　試験ケース

NO.	気流	高欄形式	構造減衰 (対数減衰率)	迎角
1	一様流	壁高欄	0.02	+3°
2				0°
3				-3°
4			0.03	+3°
5				0°
6				-3°
7			0.04	+3°
8				0°
9				-3°
10			0.06	+3°
11				0°
12				-3°
13		鋼製高欄	0.02	+3°
14				0°
15				-3°
16			0.03	+3°
17				0°
18				-3°
19			0.04	+3°
20				0°
21				-3°
22			0.06	+3°
23				0°
24				-3°
25	乱流6%	壁高欄	0.02	0°
26	乱流9%			
27	乱流18%			
28	乱流6%	鋼製高欄		
29	乱流9%			
30	乱流18%			

(4) 橋建協 幅員 18m 級 2 主げた

表-2.2.4(a) 模型諸元

項目		想定実橋値 a	模型所要値 b	模型実測値 c	比率 (c / b)
模型縮尺		---	1/40	1/40	
模型長		---	---	1590.0 mm	
総幅 B		17.51 m	437.8 mm	437.8 mm	1.00
桁高 h		3.25 m	81.2 mm	81.2 mm	1.00
質量		28.70 t/m	17.938 kg/m	17.900 kg/m	1.00
極慣性モーメント		769.8 tm^2/m	0.30071 kgm^2/m	0.30401 kgm^2/m	1.01
固有振動数	たわみ	1.361 Hz	---	3.510 Hz	
	ねじれ	1.588 Hz	---	4.230 Hz	
	振動数比	1.17	1.17	1.21	1.03
構造減衰 (対数減衰率)	たわみ	---	0.02	0.020	1.00
	ねじれ	---	0.02	0.020	0.99
風速倍率	たわみ	---	---	15.51	
	ねじれ	---	---	15.02	

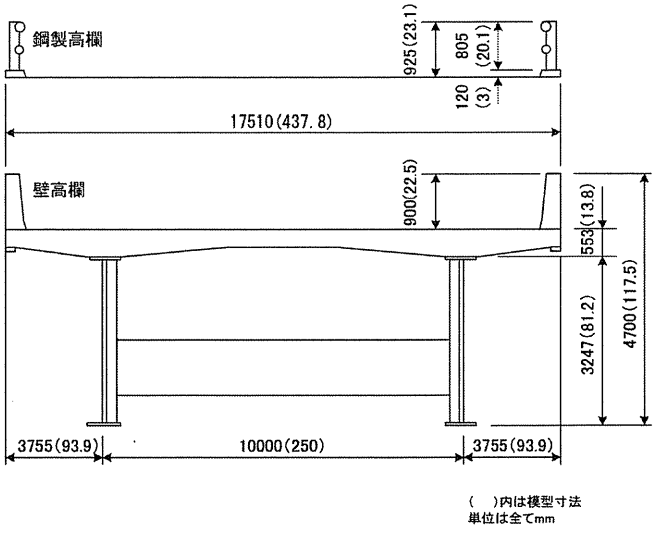


図-2.2.4 断面形状

表-2.2.4(b) 試験ケース

NO.	気流	高欄形式	構造減衰 (対数減衰率)	迎角
1	一様流	壁高欄	0.01	+3°
2				0°
3				-3°
4			0.02	+3°
5				0°
6				-3°
7			0.03	+3°
8				0°
9				-3°
10			0.04	+3°
11				0°
12				-3°
13			0.06	+3°
14				0°
15				-3°
16		鋼製高欄	0.01	+3°
17				0°
18				-3°
19			0.02	+3°
20				0°
21				-3°
22			0.03	+3°
23				0°
24				-3°
25			0.04	+3°
26				0°
27				-3°
28			0.06	+3°
29				0°
30				-3°
31	乱流5%	壁高欄	0.02	0°
32	乱流10%			
33	乱流18%			
34	乱流5%	鋼製高欄		
35	乱流10%			
36	乱流18%			

(5)　土研　幅員 8m 級 2 主げた

表-2.2.5(a)　模型諸元

項目		想定実橋値 a	模型所要値 b	模型実測値 c	比率 (c / b)
模型縮尺		---	1/50	1/50	
模型長		---	---	980.0 mm	
総幅 B		8.00 m	160.0 mm	160.0 mm	1.00
桁高 h		3.00 m	60.0 mm	58.7 mm	0.98
質量		10.83 t/m	4.332 kg/m	4.321 kg/m	1.00
極慣性モーメント		79.8 tm^2/m	0.01277 kgm^2/m	0.02304 kgm^2/m	1.80
固有振動数	たわみ	1.153 Hz	---	3.787 Hz	
	ねじれ	1.518 Hz	---	4.767 Hz	
	振動数比	1.32	1.32	1.26	0.96
構造減衰 (対数減衰率)	たわみ	---	0.02	0.020	1.00
	ねじれ	---	0.02	0.011	0.55
風速倍率	たわみ	---	---	15.22	
	ねじれ	---	---	15.92	

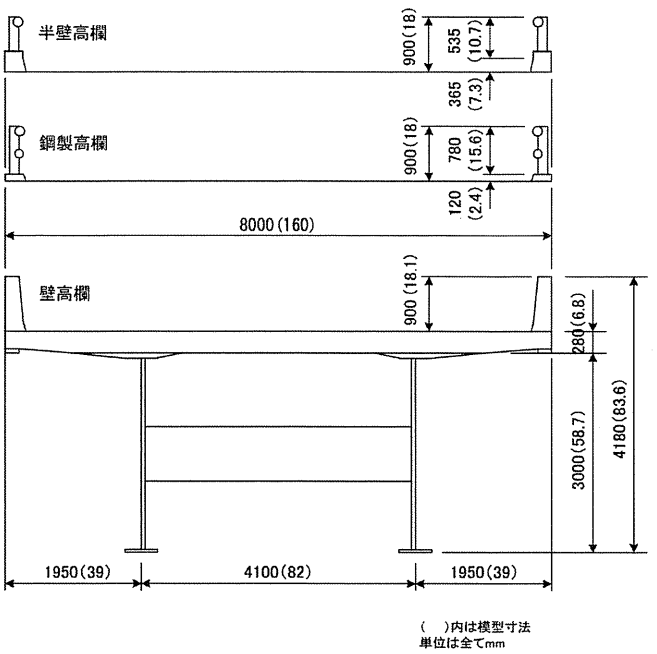


図-2.2.5　断面形状

表-2.2.5(b)　試験ケース

NO.	気流	高欄形式	構造減衰 (対数減衰率)	迎角
1	一様流	壁高欄	0.02	+3°
2				0°
3				-3°
4			0.03	+3°
5				0°
6				-3°
7			0.04	+3°
8				0°
9				-3°
10		鋼製高欄	0.02	+3°
11				0°
12				-3°
13			0.03	+3°
14				0°
15				-3°
16			0.04	+3°
17				0°
18				-3°
19		半壁高欄	0.02	+3°
20				0°
21				-3°
22			0.03	+3°
23				0°
24				-3°
25			0.04	+3°
26				0°
27				-3°

(6) 土研 幅員 11m 級 2 主げた

表-2.2.6(a) 模型諸元

項目		想定実橋値 a	模型所要値 b	模型実測値 c	比率 (c / b)
模型縮尺		---	1/50	1/50	
模型長		---	---	980.0 mm	
総幅 B		11.20 m	224.0 mm	224.0 mm	1.00
桁高 h		3.00 m	60.0 mm	60.0 mm	1.00
質量		15.80 t/m	6.320 kg/m	6.285 kg/m	0.99
極慣性モーメント		175.5 tm^2/m	0.02809 kgm^2/m	0.03095 kgm^2/m	1.10
固有振動数	たわみ	1.493 Hz	---	4.418 Hz	
	ねじれ	1.823 Hz	---	5.758 Hz	
	振動数比	1.22	1.22	1.30	1.07
構造減衰 (対数減衰率)	たわみ	---	0.02	0.020	1.01
	ねじれ	---	0.02	0.018	0.91
風速倍率	たわみ	---	---	16.90	
	ねじれ	---	---	15.83	

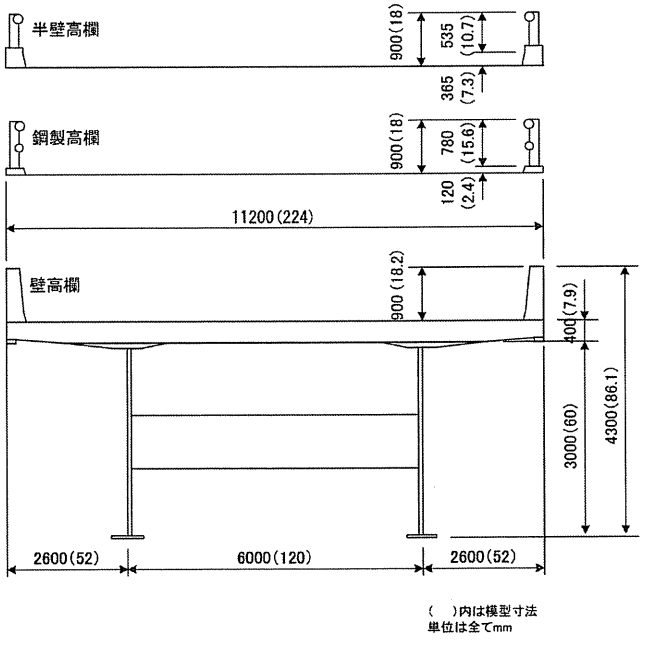


図-2.2.6 断面形状

表-2.2.6(b) 試験ケース

NO.	気流	高欄形式	構造減衰 (対数減衰率)	迎角
1	一様流	壁高欄	0.02	+3°
2				0°
3				-3°
4			0.03	+3°
5				0°
6				-3°
7			0.04	+3°
8				0°
9				-3°
10		鋼製高欄	0.02	+3°
11				0°
12				-3°
13			0.03	+3°
14				0°
15				-3°
16			0.04	+3°
17				0°
18				-3°
19		半壁高欄	0.02	+3°
20				0°
21				-3°
22			0.03	+3°
23				0°
24				-3°
25			0.04	+3°
26				0°
27				-3°
28	乱流10%	壁高欄	0.03	+3°
29				0°
30				-3°
31		鋼製高欄		+3°
32				0°
33				-3°
34		半壁高欄		+3°
35				0°
36				-3°

(7)　土研　幅員 15m 級 3 主げた

表-2.2.7(a)　模型諸元

項目		想定実橋値 a	模型所要値 b	模型実測値 c	比率 (c / b)
模型縮尺		---	1/67	1/67	
模型長		---	---	980.0 mm	
総幅 B		15.00 m	223.9 mm	223.9 mm	1.00
桁高 h		3.00 m	44.8 mm	45.5 mm	1.02
質量		17.80 t/m	3.965 kg/m	4.019 kg/m	1.01
極慣性モーメント		373.6 tm^2/m	0.01854 kgm^2/m	0.02776 kgm^2/m	1.50
固有振動数	たわみ	1.109 Hz	---	3.853 Hz	
	ねじれ	1.372 Hz	---	4.584 Hz	
	振動数比	1.24	1.24	1.19	0.96
構造減衰 (対数減衰率)	たわみ	---	0.02	0.020	0.99
	ねじれ	---	0.02	0.013	0.67
風速倍率	たわみ	---	---	19.28	
	ねじれ	---	---	20.05	

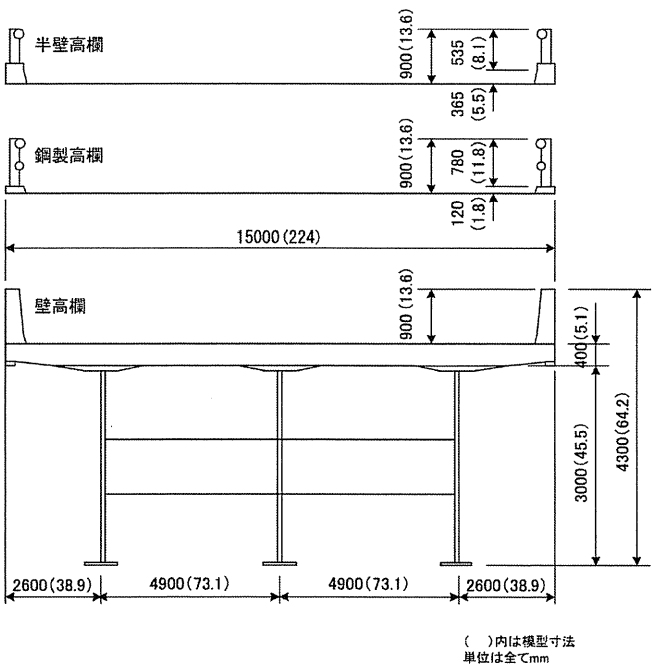


図-2.2.7　断面形状

表-2.2.7(b)　試験ケース

NO.	気流	高欄形式	構造減衰 (対数減衰率)	迎角
1	一様流	壁高欄	0.02	+3°
2				0°
3				-3°
4			0.03	+3°
5				0°
6				-3°
7			0.04	+3°
8				0°
9				-3°
10		鋼製高欄	0.02	+3°
11				0°
12				-3°
13			0.03	+3°
14				0°
15				-3°
16			0.04	+3°
17				0°
18				-3°
19		半壁高欄	0.02	+3°
20				0°
21				-3°
22			0.03	+3°
23				0°
24				-3°
25			0.04	+3°
26				0°
27				-3°

2.3 試験結果

幅員 11m 級、一様流中、迎角 0° における鋼製高欄、壁高欄それぞれの対数減衰率 δ を 0.02～0.06 に変化させた際のたわみの風速－振幅応答を**図-2.3.1** に、ねじれの風速－振幅応答を**図-2.3.2** にそれぞれ示す。また、**図-2.3.3**、**図-2.3.4** に迎角 0° 、乱流中におけるたわみ、ねじれそれぞれの風速－振幅応答を示す。**図-2.3.5** には**図-2.3.1** および**図-2.3.2** に示した一様流中の風速－振幅応答から発散振動の発現風速および渦励振の発現風速・発現振幅を読み取り、対風応答特性に対する構造減衰の影響として整理したものを示す。ここで、発現風速および発現振幅の読み取り方については 2.4 節に示す。なお、いずれの図においても橋建協と土研の同一試験ケースの結果を比較して示す。

ここでは、迎角 0° の場合の風洞試験結果について、以下のとおりまとめる。なお、迎角を+3° と-3° に変えた場合も、-3° の場合のギャロッピングを除き同様の傾向が見られた。

1) 高欄形式の影響

・ たわみ振動およびねじれ振動ともに渦励振の発現風速は鋼製高欄と壁高欄で同程度である。発現振幅については、たわみ振動では明確な差は見られないが、ねじれ振動では鋼製高欄の方が小さく、鋼製高欄の方が耐風性は良好である。

2) 構造減衰の影響

・ たわみ振動の場合、鋼製高欄、壁高欄ともに δ=0.04 以上であれば渦励振はほぼ消滅するとともに、発散振動も高風速域に移動し、耐風性が向上する。

・ ねじれ振動の場合、 δ=0.05 以上であれば渦励振は消滅には至らないまでも小さくなり、発散振動も高風速域に移動し、耐風性が向上する。

3) 乱流の効果

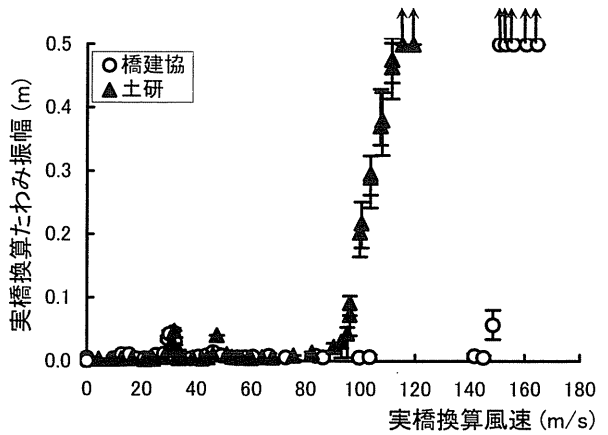
・ たわみ振動の場合、乱れ強さ I_u=10%の乱流とすることで渦励振は消滅するとともに、明確な発散振動は生じなくなっている。

・ ねじれ振動の場合、乱れ強さ I_u=10%の乱流としても、渦励振の発現振幅は小さくなるものの消滅するまでには至らない。発散振動については、発現風速が 10m/s 程度大きくなる傾向が見られる。

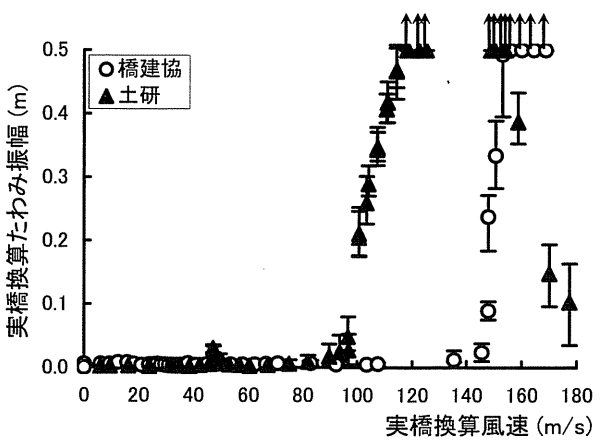
4) 試験結果のばらつき（橋建協と土研の同一試験ケースの比較）

・ たわみ振動の場合、壁高欄では橋建協と土研で行った試験で同形状の対風応答曲線が得られ、試験結果のばらつきは比較的小さかったが、鋼製高欄では発散振動の発現風速に違いが見られた。これは、模型のアスペクト比（模型長／模型幅）、閉塞率、縮尺の違いによる鋼製高欄の微妙な間隙の差などが影響したのではないかと考えられる。

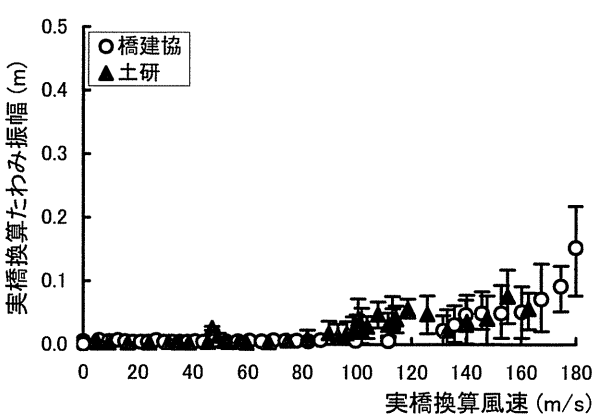
・ ねじれ振動の場合、渦励振の最大振幅にわずかな違い（壁高欄・ δ=0.03 の場合で 1.0° 程度の差）が見られるものの、それ以外の整合性は比較的良好であり、試験結果のばらつきは概ね小さい。



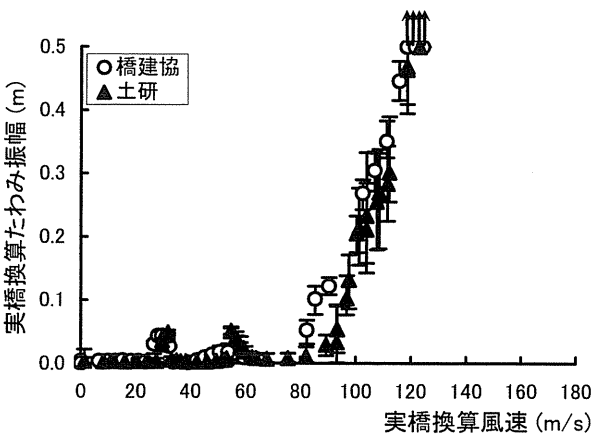
(a) 鋼製高欄　δ=0.02



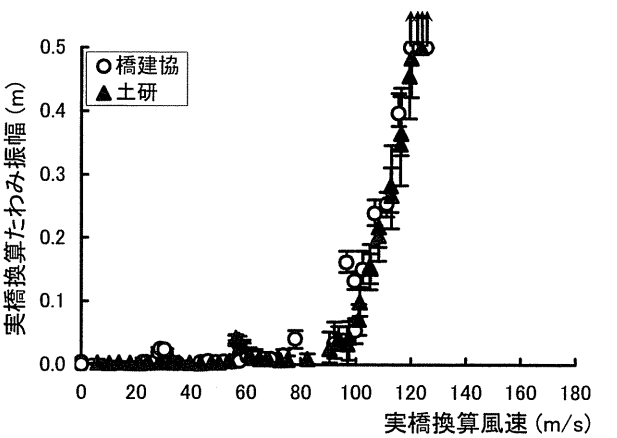
(b) 鋼製高欄　δ=0.03



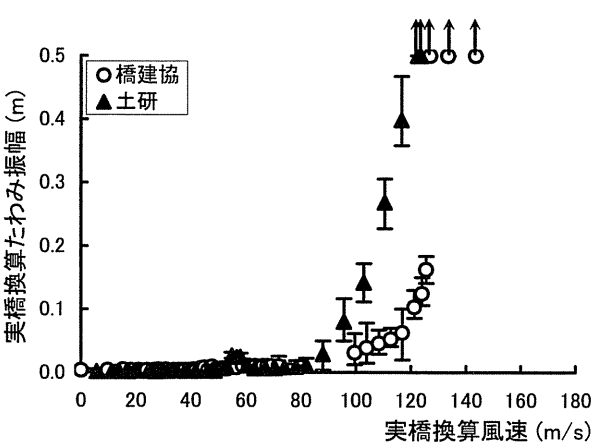
(c) 鋼製高欄　δ=0.04



(f) 壁高欄　δ=0.02

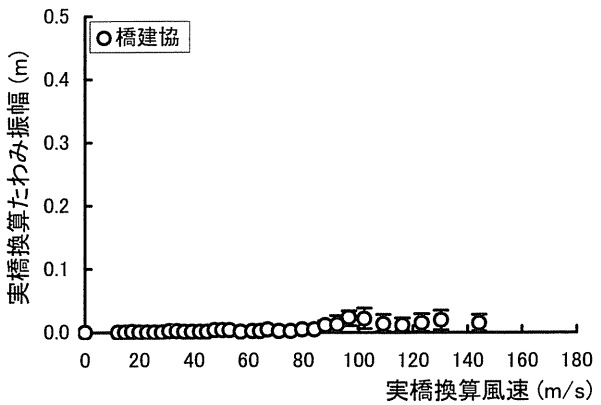


(g) 壁高欄　δ=0.03

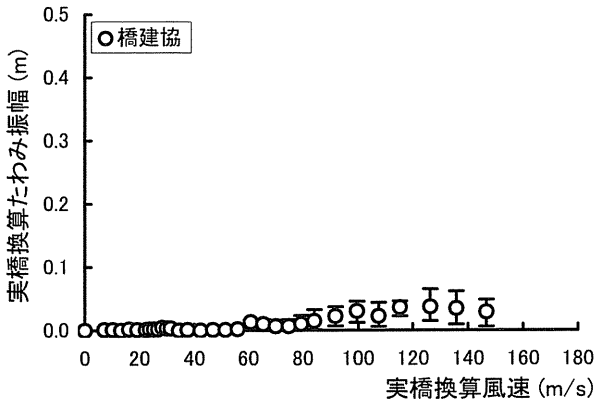


(h) 壁高欄　δ=0.04

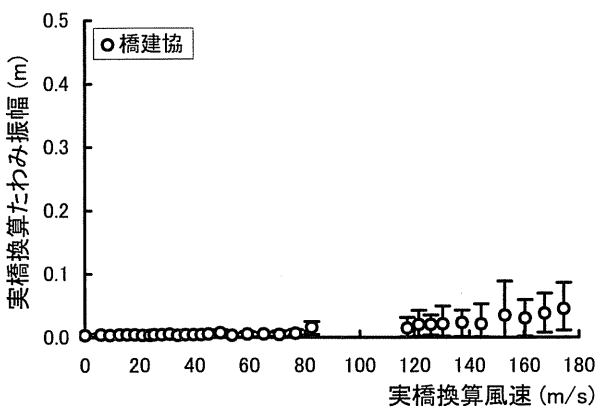
図-2.3.1　幅員 11m 級，一様流，迎角 0° における風速－振幅応答（たわみ振動）



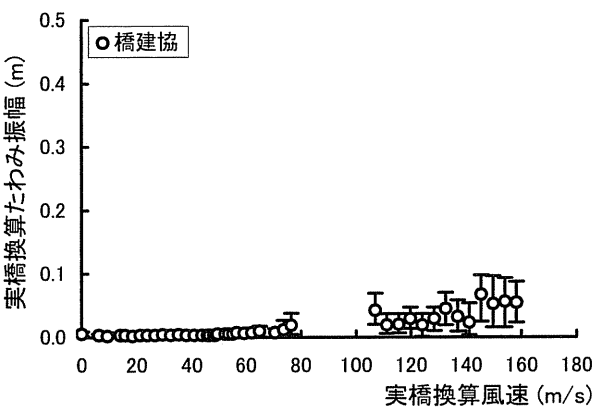
(d) 鋼製高欄　δ=0.05



(i) 壁高欄　δ=0.05

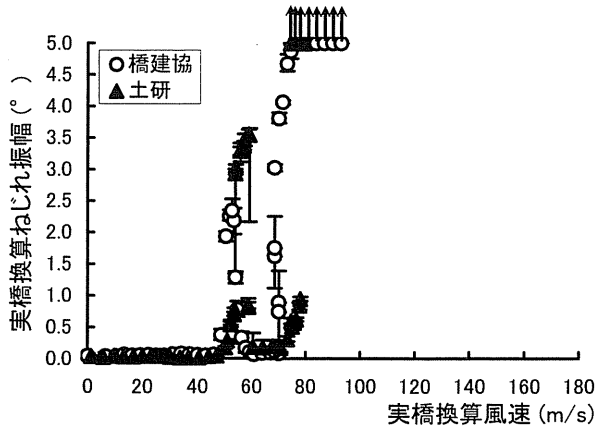


(e) 鋼製高欄　δ=0.06

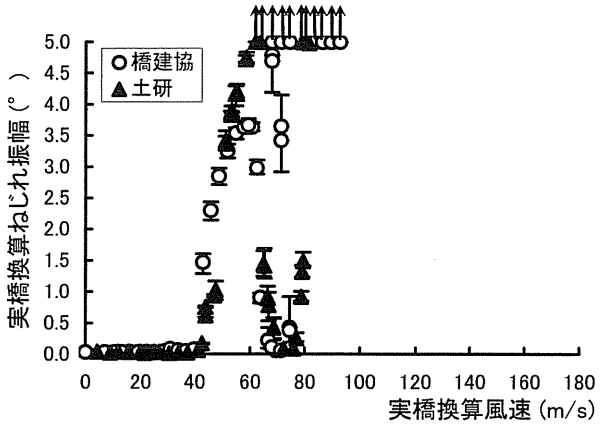


(j) 壁高欄　δ=0.06

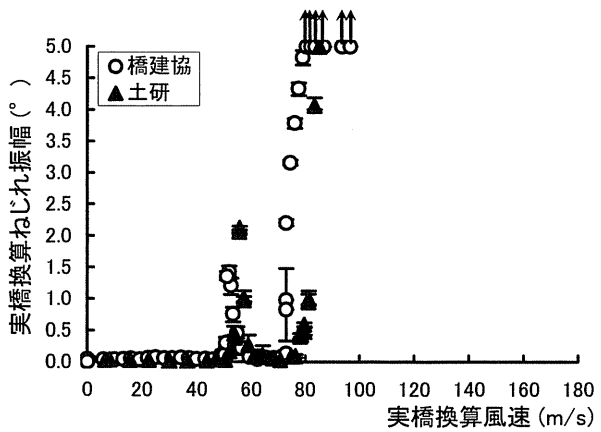
図-2.3.1　幅員 11m 級，一様流，迎角 0° における風速－振幅応答（たわみ振動）



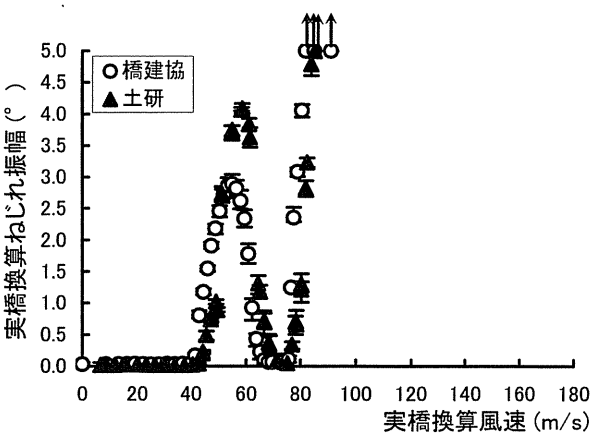
(a) 鋼製高欄　δ=0.02



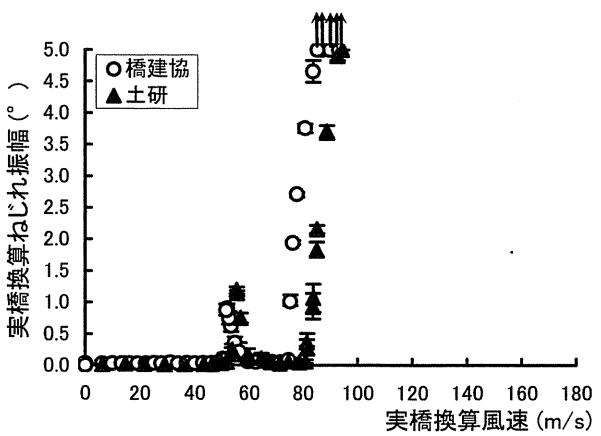
(f) 壁高欄　δ=0.02



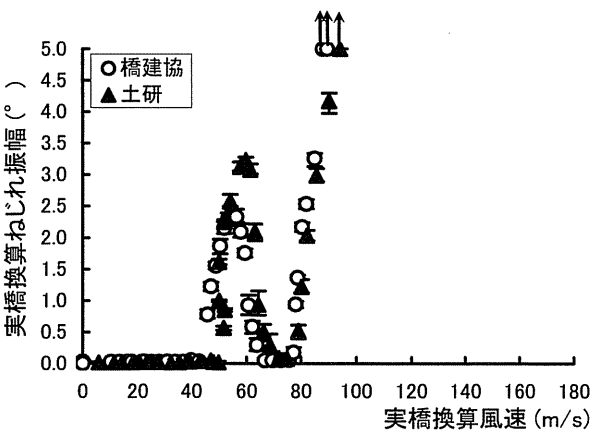
(b) 鋼製高欄　δ=0.03



(g) 壁高欄　δ=0.03

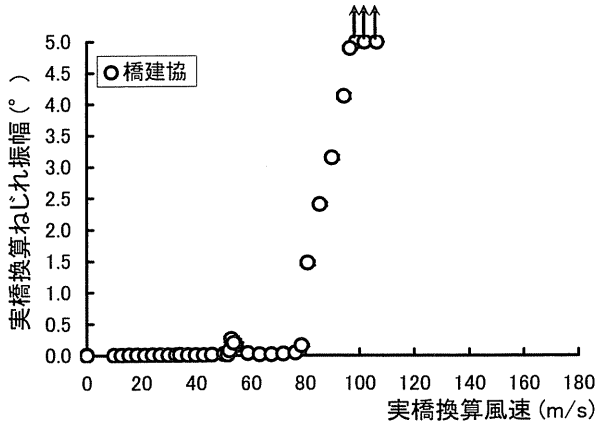


(c) 鋼製高欄　δ=0.04

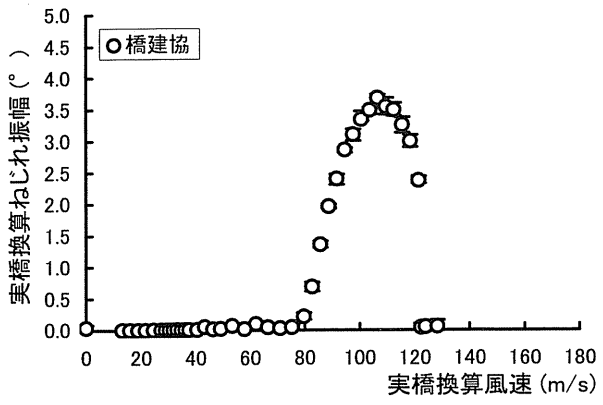


(h) 壁高欄　δ=0.04

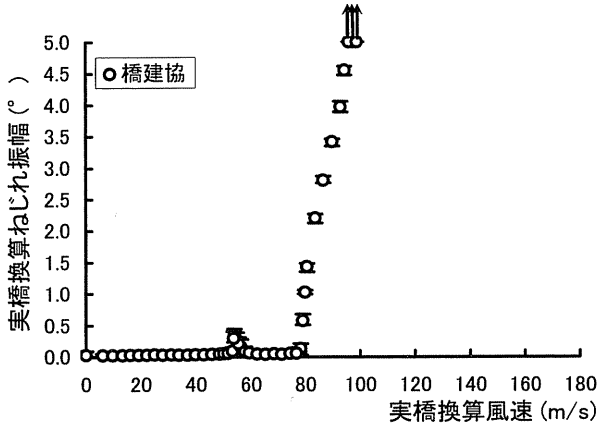
図-2.3.2　幅員 11m 級，一様流，迎角 0° における風速ー振幅応答（ねじれ振動）



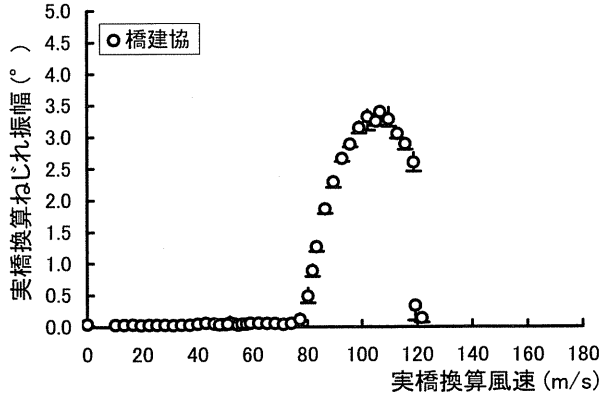
(d) 鋼製高欄　δ=0.05



(i) 壁高欄　δ=0.05

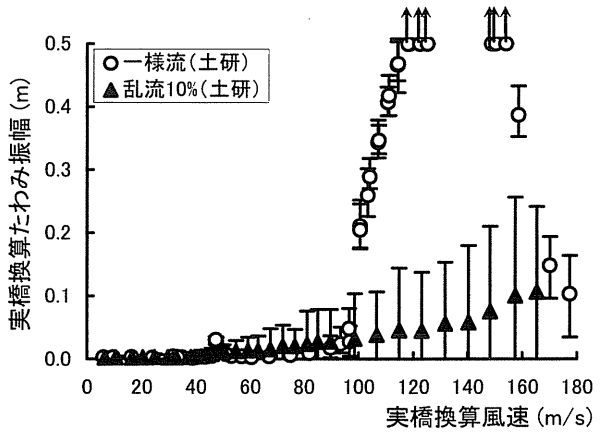


(e) 鋼製高欄　δ=0.06

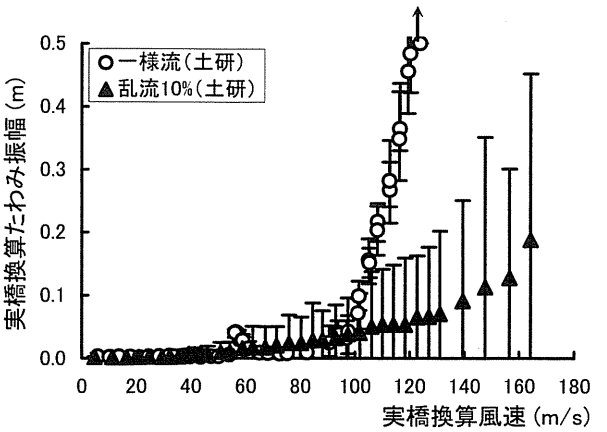


(j) 壁高欄　δ=0.06

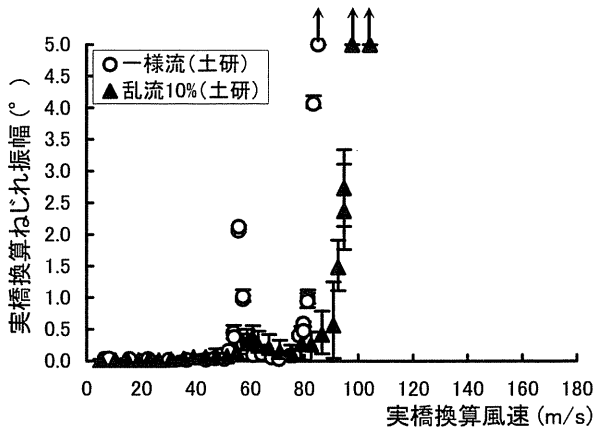
図-2.3.2　幅員 11m 級，一様流，迎角 0° における風速－振幅応答（ねじれ振動）



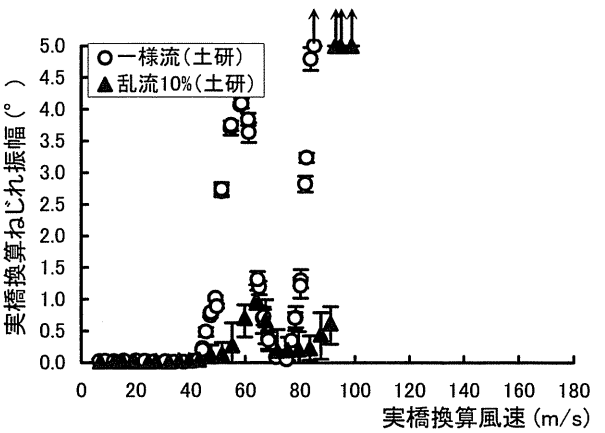
(a) 鋼製高欄 δ=0.03 たわみ振幅



(b) 壁高欄 δ=0.03 たわみ振幅

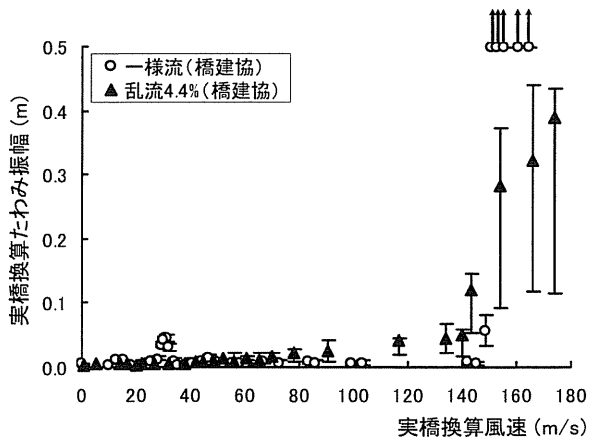


(c) 鋼製高欄 δ=0.03 ねじれ振幅

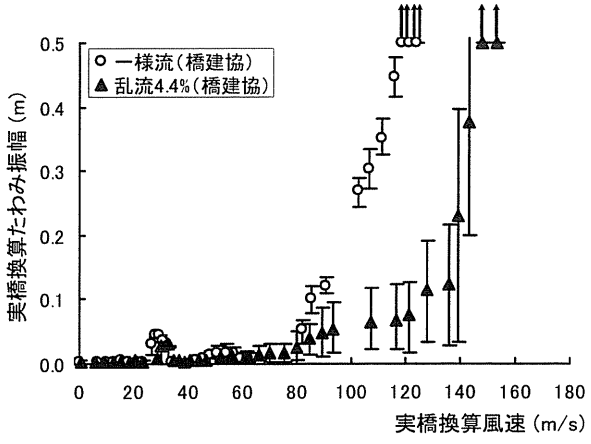


(d) 壁高欄 δ=0.03 ねじれ振幅

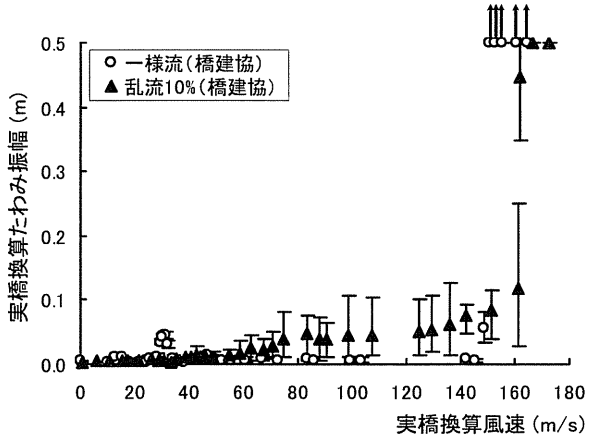
図-2.3.3 幅員 11m 級，乱流（I_u=10%），迎角 0° における風速ー振幅応答（土研、δ＝0.03）



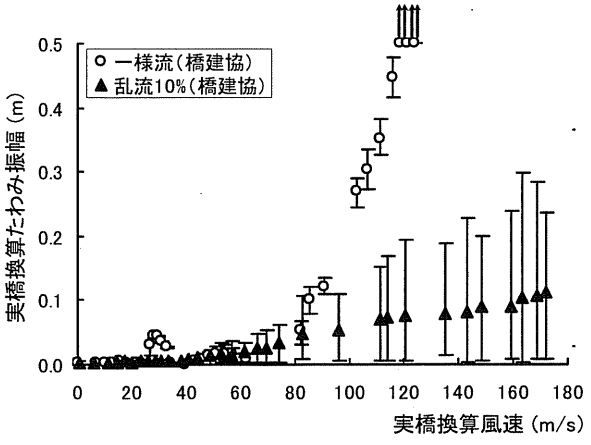
(a) 鋼製高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=4.4%



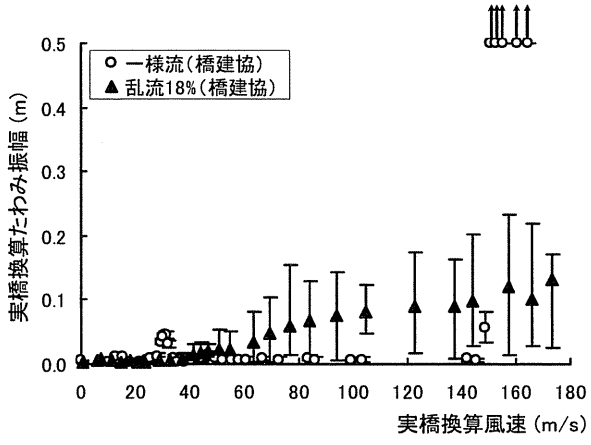
(d) 壁高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=4.4%



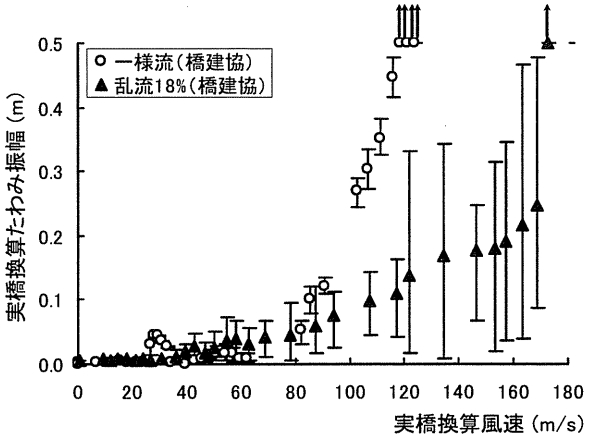
(b) 鋼製高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=10%



(e) 壁高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=10%

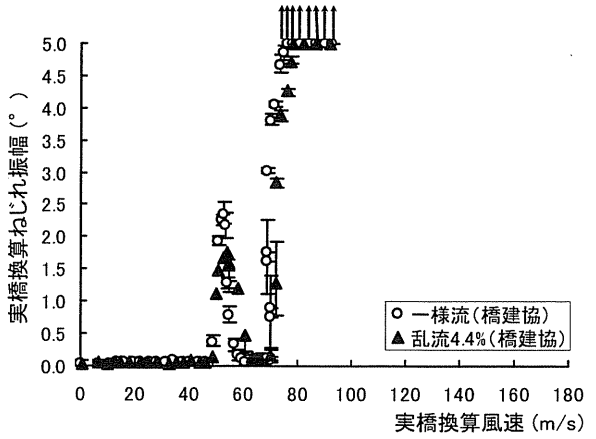


(c) 鋼製高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=18%

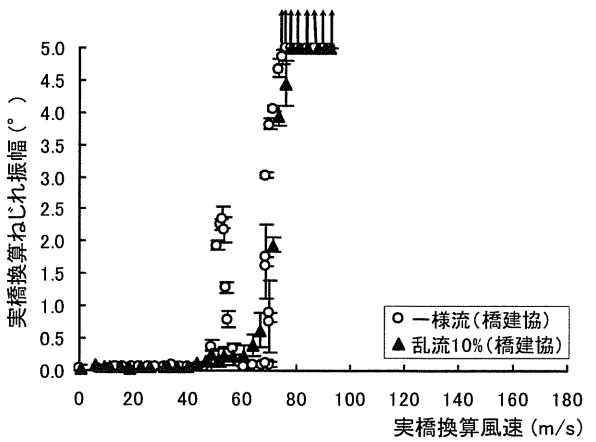


(f) 壁高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=18%

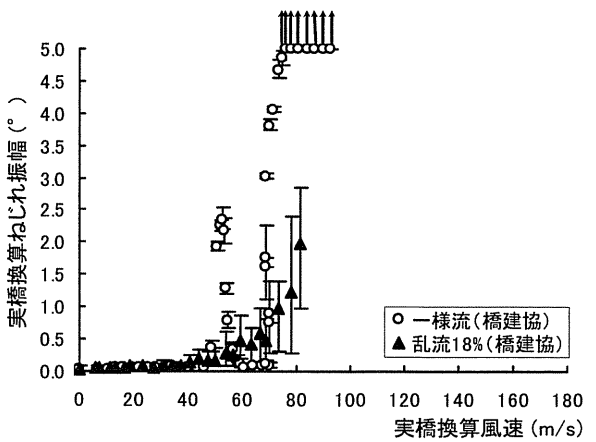
図-2.3.4(1) 幅員 11m 級，乱流，迎角 0° における風速ー振幅応答（橋建協、δ＝0.02、たわみ）



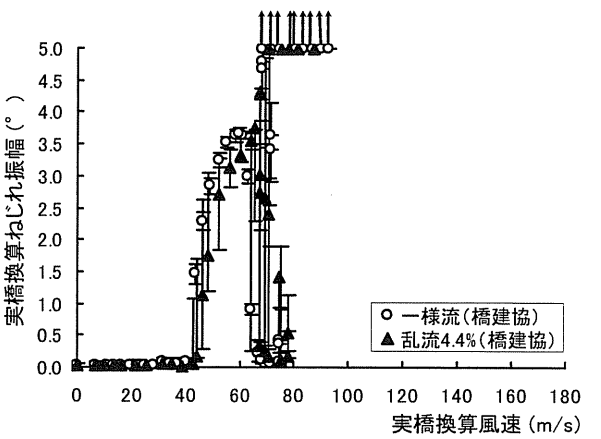
(a) 鋼製高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=4.4%



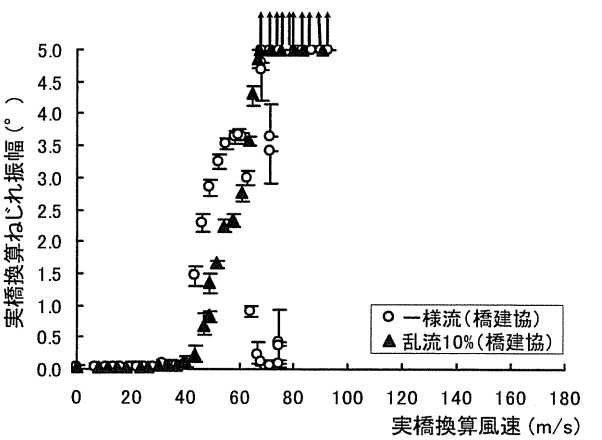
(b) 鋼製高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=10%



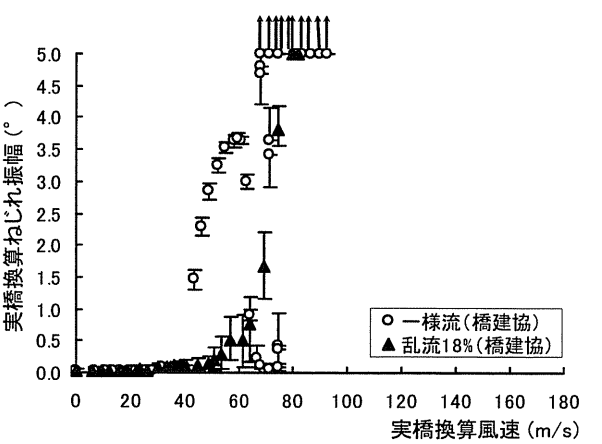
(c) 鋼製高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=18%



(d) 壁高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=4.4%

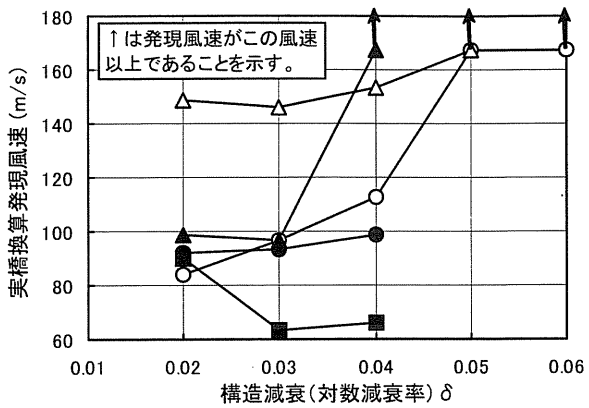


(e) 壁高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=10%

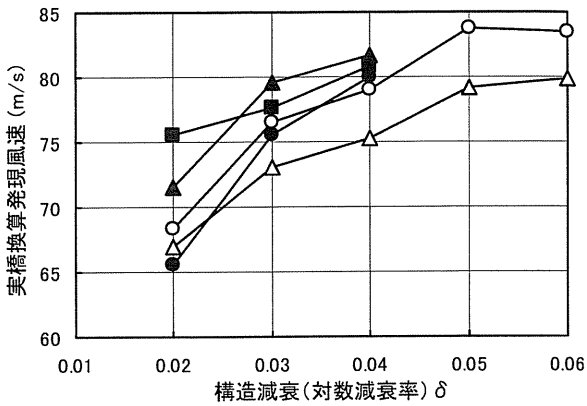


(f) 壁高欄 α=0° δ=0.02 乱流Iu=18%

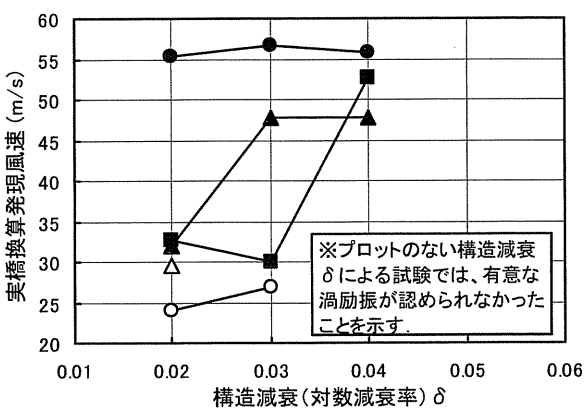
図-2.3.4(2) 幅員 11m 級，乱流，迎角 0° における風速ー振幅応答（橋建協、δ＝0.02、ねじれ）



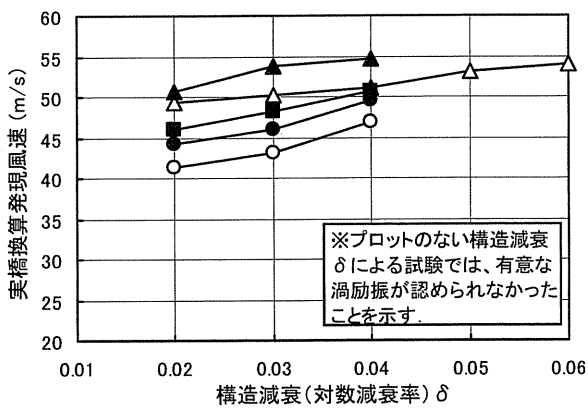
(a) ギャロッピング発現風速の比較



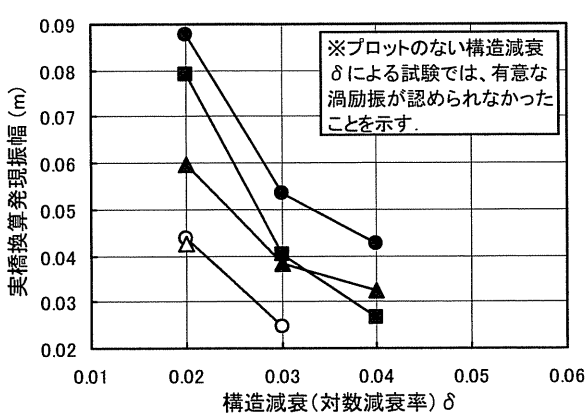
(b) フラッター発現風速の比較



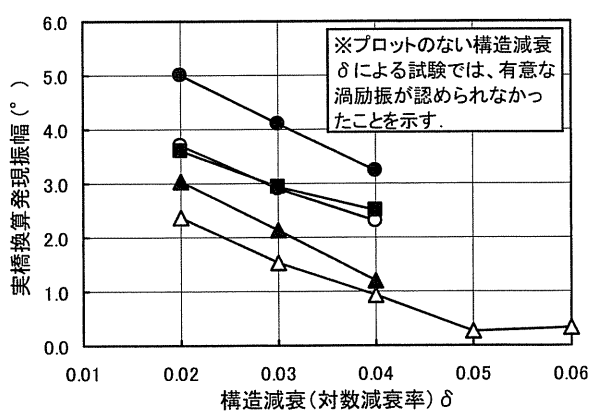
(c) たわみ渦励振発現風速の比較



(d) ねじれ渦励振発現風速の比較



(e) たわみ渦励振発現振幅の比較



(f) ねじれ渦励振発現振幅の比較

＊ 構造減衰のケース（幅員 11m 級）は、
橋研協：δ＝0.02, 0.03, 0.04, 0.05, 0.06
土　研：δ＝0.02, 0.03, 0.04
とした。

<凡例>
○ 壁高欄（橋建協）
● 壁高欄（土研）
△ 鋼製高欄（橋建協）
▲ 鋼製高欄（土研）
■ 半壁高欄（土研）

図-2.3.5　幅員 11m 級、一様流、迎角 0° における対風応答特性に対する構造減衰の影響

2.4 発現風速、発現振幅の推定式に向けての整理

耐風便覧における振動の発現風速および発現振幅の推定式の設定方法を参考に、一連の風洞試験結果の整理を行った（図の縦横軸の無次元量および記号については、耐風便覧[14]参照）。整理したデータは、構造減衰 0.02、0.03、0.04、0.06 の場合（各模型に共通の試験ケース（0.02、0.03 および 0.04）に、0.06 の場合を加えた）の一様流中の試験結果とした。発現風速および発現振幅は、風速－振幅応答図から以下の考え方で読み取ることにした。なお、高風速域における発散振動については、構造減衰が大きくなるにつれて振幅の大きい限定振動に変化していく傾向も見られたが、この場合には渦励振ではなく発散振動として整理を行っている。

発散振動の発現風速：耐風便覧に従い、たわみで h_e/B=0.01、ねじれで θ_e=1° となるときの風速とした。ここで h_e および θ_e は定常振幅とする。

渦励振の発現風速　：耐風便覧では渦励振の振幅が最大となるときの風速としているが、前節の試験結果から鋼少数主げた橋の渦励振が従来からの鋼箱げた橋等と比較して大振幅かつ高風速域での発現であったため、設計への安全側の配慮として、発散振動と同様、たわみで h_e/B=0.01、ねじれで θ_e=1° となるとき（測定値にばらつきがある場合には振幅の最大値が超える場合）の風速とした。

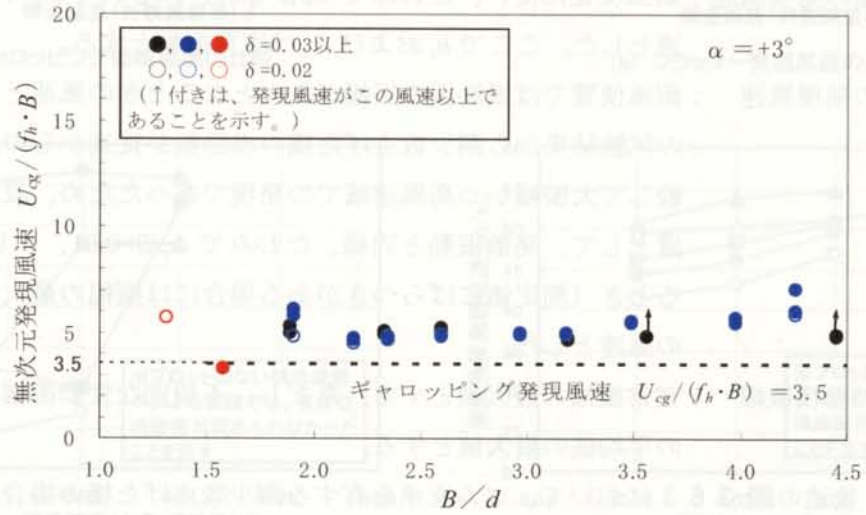
渦励振の発現振幅　：定常振幅の最大値とする。ただし、不規則な変動振幅となる場合は、その平均値の最大値とする。

なお、後述の**図-3.6.3** において、ゴム支承を有する鋼少数主げた橋の場合、適用実績（支間長 90m 程度）では概ね 0.03 程度以上の構造減衰（対数減衰率）が確保されていることから、推定式の検討には基本的に構造減衰が 0.03 以上で一様流中の試験結果を用いた。

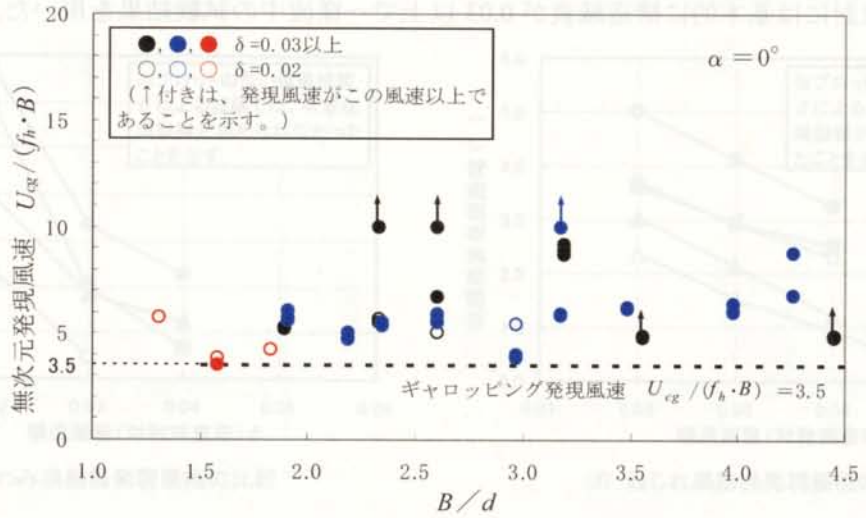
(1)　ギャロッピング（たわみ発散振動）の発現風速

図-2.4.1 に一連の風洞試験より得られたギャロッピングの発現風速をプロットしたものを、表-2.4.1 にその数値表をそれぞれ示す（B、d の定義については 2.1 節参照）。試験結果のうち、橋建協分を黒丸（●、○）、土研分を青丸（●、○）で示した。なお、同図表には、既存の鋼少数主げた橋の風洞試験結果[15), 16)] を、赤丸（●、○）で併せて示した。

図-2.4.1 から、ギャロッピングの発現風速において迎角の影響は小さく、B/d による影響も小さいことがわかる。また、遮音壁を有する場合（B/d =1.58）を除けば、無次元発現風速の下限値（図中破線）は約 3.5 である。



(a)　迎角＋3° の場合



(b)　迎角 0° の場合

図-2.4.1　ギャロッピング発現風速

表-2.4.1　ギャロッピング発現風速のプロット値

橋建橋分（●，○）

幅員（B：m）	高欄タイプ	辺長比（B／d）	迎角 α°	無次元発現風速：（U/f_hB）			
				δ=0.02	δ=0.03	δ=0.04	δ=0.06
7.91（2主桁）	壁高欄	1.89	3	4.99	4.95	5.29	5.28
		1.89	0	5.19	5.19	5.28	5.27
		1.89	-3	8.36	10.00以上	10.00以上	10.00以上
	鋼製高欄	2.33	3	4.90	4.99	4.98	5.04
		2.33	0	5.65	5.52	10.00以上	10.00以上
		2.33	-3	10.00以上	10.00以上	10.00以上	10.00以上
11.2（2主桁）	壁高欄	2.60	3	5.11	5.22	5.01	4.90
		2.60	0	5.01	5.78	6.73	10.00以上
		2.60	-3	9.54	10.00以上	10.00以上	10.00以上
	鋼製高欄	3.19	3	4.70	4.67	4.76	—
		3.19	0	8.90	8.72	9.16	—
		3.19	-3	10.00以上	10.00以上	10.00以上	—
15.7（3主桁）	壁高欄	3.56	3	4.82以上	4.83以上	4.83以上	4.83以上
		3.56	0	4.82以上	4.84以上	4.82以上	4.83以上
		3.56	-3	4.82以上	4.83以上	4.84以上	4.82以上
	鋼製高欄	4.45	3	4.84以上	4.85以上	4.83以上	4.84以上
		4.45	0	4.84以上	4.85以上	4.86以上	4.82以上
		4.45	-3	4.85以上	4.86以上	4.85以上	4.84以上
17.51（2主桁）	壁高欄	3.73	3	—	—	—	—
		3.73	0	—	—	—	—
		3.73	-3	—	—	—	—
	鋼製高欄	4.47	3	—	—	—	—
		4.47	0	—	—	—	—
		4.47	-3	—	—	—	—

土研分（●，○）

幅員（B：m）	高欄タイプ	辺長比（B／d）	迎角 α°	無次元発現風速：（U/f_hB）			
				δ=0.02	δ=0.03	δ=0.04	δ=0.06
8.0（2主桁）	壁高欄	1.91	3	4.77	5.76	6.09	
		1.91	0	5.60	5.76	6.09	
		1.91	-3	8.32	8.40	10.05	
	鋼製高欄	2.35	3	4.62	4.70	4.79	
		2.35	0	5.37	5.53	5.45	
		2.35	-3	10.00以上	10.00以上	10.00以上	
	半壁高欄	2.19	3	4.45	4.62	4.70	
		2.19	0	4.70	4.79	5.04	
		2.19	-3	6.13	6.94	7.60	
11.2（2主桁）	壁高欄	2.60	3	4.79	4.90	4.81	
		2.60	0	5.49	5.60	5.88	
		2.60	-3	8.69	9.00	9.16	
	鋼製高欄	3.18	3	5.00	4.90	5.00	
		3.18	0	5.90	5.80	10.00以上	
		3.18	-3	10.00以上	9.00以上	10.00以上	
	半壁高欄	2.97	3	4.90	4.89	4.99	
		2.97	0	5.40	3.80	3.96	
		2.97	-3	10.00以上	10.00以上	10.00以上	
15.0（3主桁）	壁高欄	3.49	3	5.43	5.55	5.54	
		3.49	0	6.13	6.12	6.25	
		3.49	-3	10.00以上	10.00以上	10.00以上	
	鋼製高欄	4.26	3	5.82	5.99	7.03	
		4.26	0	6.81	6.80	8.76	
		4.26	-3	10.00以上	10.00以上	10.00以上	
	半壁高欄	3.98	3	5.44	5.42	5.65	
		3.98	0	6.00	6.05	6.35	
		3.98	-3	10.00以上	10.00以上	10.00以上	

※　　はプロットから除外したものを示す．
"—"は有意な振動が発現していないものを示す．空欄は実験していないケースを示す

文献より収集（●，○）

幅員（B：m）	主桁本数（本）	高欄タイプ	辺長比（B／d）	迎角 α°	構造減衰 δ	U/f_hB	出典
10.05	2	遮音壁	1.31	3	0.02	5.70	＊1
10.05	2	遮音壁	1.31	0	0.02	5.70	＊1
10.4	2	遮音壁	1.58	3	0.04	3.30	＊2
10.4	2	遮音壁	1.58	0	0.04	3.50	＊2

＊1[10]：植田，山口，猪原：合理化構造形式2主桁橋梁の空力振動特性，土木学会第55回年次学術講演会講演概要集，I-B61，2000.9.
＊2[69]：山田均：少数主桁橋の耐風特性，第4回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，(社) 土木学会，Vol.4，2001.8.

(2) フラッター（ねじれ発散振動）の発現風速

図-2.4.2にフラッターの発現風速をプロットしたものを、表-2.4.2にその数値表をそれぞれ示す。ギャロッピングの場合と同様に、試験結果のうち、橋建協分を黒丸（●、○）、土研分を青丸（●、○）で示した。なお、同図表には、既存の鋼少数主げた橋の風洞試験結果[3),16)]を赤丸（●、○）で併せて示した。また、耐風便覧より鋼箱げたを有する橋（吊橋、斜張橋、けた橋）の結果を黒四角（□）で併せて示した。

構造減衰（対数減衰率）δが0.03以上の試験結果を対象に見ると、鋼少数主げた橋のフラッター発現風速は、B/dが3.5よりも小さくなると無次元発現風速が大きくなる傾向にある（図中破線）。また、$3.5<B/d<4.5$の範囲では無次元発現風速が2.5を下回るケースが一部見られるが、2.5（耐風便覧における鋼箱げたを有する橋に対する推定式）が概ね下限値を捉えていることがわかる。また、2.5を下回るデータに関しても、乱流の効果を踏まえると、乱れ強さの小さい海上部に建設する場合（粗度区分0）を除き、2.5を下回ることはないと考えられる。

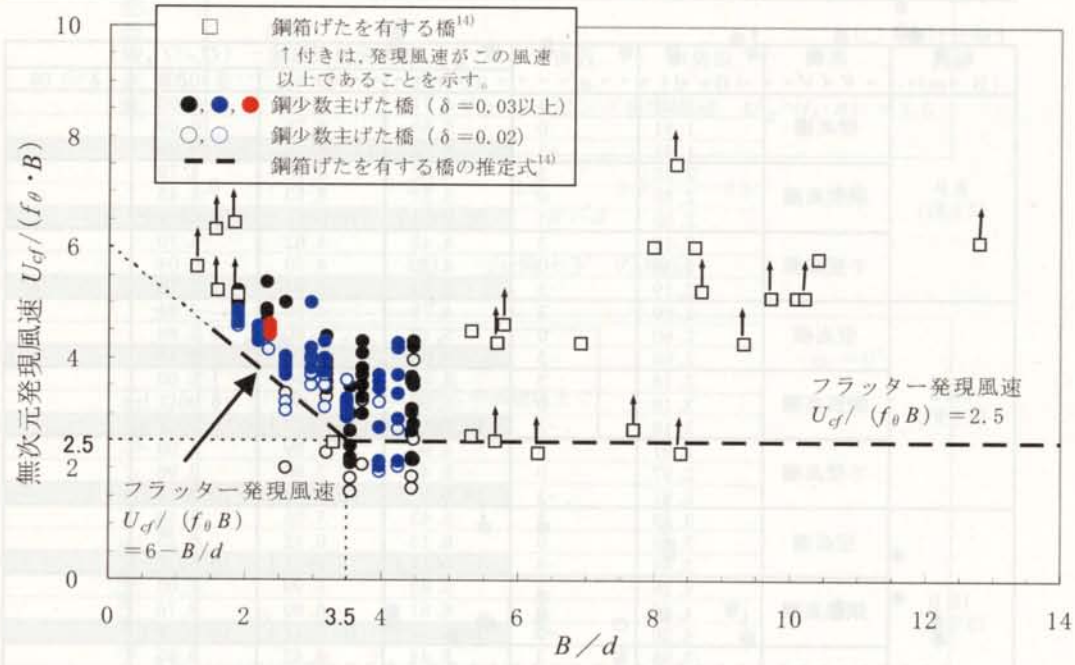


図-2.4.2 フラッター発現風速

表-2.4.2 フラッター発現風速のプロット値

橋建橋分（●，○）

幅員（B：m）	高欄タイプ	辺長比（B／d）	迎角 α°	無次元発現風速：（$U/f_\phi B$）			
				δ=0.02	δ=0.03	δ=0.04	δ=0.06
7.91（2主桁）	壁高欄	1.89	3	5.06	5.06	5.22	8.00以上
		1.89	0	4.91	5.00	5.06	8.00以上
		1.89	-3	4.60	4.79	5.08	8.00以上
	鋼製高欄	2.33	3	4.60	4.54	4.52	4.67
		2.33	0	4.53	4.52	4.58	4.87
		2.33	-3	4.53	4.60	4.80	5.35
11.2（2主桁）	壁高欄	2.60	3	2.03	3.71	3.97	4.99
		2.60	0	3.35	3.75	3.87	5.00以上
		2.60	-3	3.35	3.70	3.88	5.00以上
	鋼製高欄	3.19	3	2.29	3.43	3.57	3.80
		3.19	0	3.28	3.58	3.69	3.91
		3.19	-3	3.53	3.73	3.96	4.40
15.7（3主桁）	壁高欄	3.56	3	1.58	2.09	2.12	2.18
		3.56	0	1.58	2.14	2.19	2.40
		3.56	-3	1.82	2.67	3.00	3.49
	鋼製高欄	4.45	3	1.65	2.15	2.21	3.08
		4.45	0	1.87	2.69	3.02	3.60
		4.45	-3	2.63	3.56	3.67	3.81以上
17.51（2主桁）	壁高欄	3.73	3	2.09	3.00	3.70	4.10
		3.73	0	2.09	3.30	3.80	4.30
		3.73	-3	3.24	3.50	4.10	4.30
	鋼製高欄	4.47	3	2.16	2.80	3.50	4.20
		4.47	0	2.52	3.50	3.60	4.30
		4.47	-3	3.96	4.20	4.30	4.30

土研分（●，○）

幅員（B：m）	高欄タイプ	辺長比（B／d）	迎角 α°	無次元発現風速：（$U/f_\phi B$）		
				δ=0.02	δ=0.03	δ=0.04
8.0（2主桁）	壁高欄	1.91	3	4.78	4.79	4.85
		1.91	0	4.71	4.72	4.84
		1.91	-3	4.58	4.62	4.71
	鋼製高欄	2.35	3	4.42	4.42	4.48
		2.35	0	4.38	4.42	4.49
		2.35	-3	4.15	4.55	4.55
	半壁高欄	2.19	3	4.30	4.42	4.49
		2.19	0	4.29	4.32	4.45
		2.19	-3	4.41	4.55	4.57
11.2（2主桁）	壁高欄	2.60	3	3.21	3.80	3.85
		2.60	0	3.21	3.70	3.92
		2.60	-3	3.05	3.75	4.01
	鋼製高欄	3.18	3	3.10	3.80	3.90
		3.18	0	3.50	3.90	4.00
		3.18	-3	3.70	3.75	4.30
	半壁高欄	2.97	3	3.50	3.81	4.99
		2.97	0	3.70	3.80	3.96
		2.97	-3	3.72	4.03	4.17
15.0（3主桁）	壁高欄	3.49	3	2.92	2.92	3.11
		3.49	0	3.02	3.17	3.21
		3.49	-3	3.60	3.01	3.26
	鋼製高欄	4.26	3	2.04	2.13	2.91
		4.26	0	2.71	3.35	3.68
		4.26	-3	3.68	4.16	4.26
	半壁高欄	3.98	3	1.94	2.03	2.76
		3.98	0	2.03	2.13	3.58
		3.98	-3	3.19	3.44	3.68

※ 　　はプロットから除外したものを示す。

表-2.4.2　フラッター発現風速のプロット値（つづき）

鋼技研[3),16)]（●）

幅員（B：m）	主桁本数（本）	高欄タイプ	辺長比（B／d）	迎角 α°	構造減衰 δ	$U/f_\theta B$
10.41	2	壁高欄	2.36	0	0.05	4.50
	3		2.36	0	0.05	4.43
	4		2.36	0	0.05	4.61
	3	遮音壁	1.63	0	0.05	5.00以上

※　　はプロットから除外したものを示す．

鋼箱げた[14)]（□）

幅員（B：m）	$U/f_\theta B$
3.29	2.48
5.31	2.60
5.32	4.48
6.92	4.26
8.00	5.99
8.61	5.99
10.41	5.79

鋼箱げた[14)]（□↑）

幅員（B：m）	$U/f_\theta B$
1.31	5.64
1.58	6.30
1.59	5.20
1.84	6.44
1.89	5.11
5.69	2.51
5.70	4.27
5.80	4.59
6.31	2.30
7.71	2.70
8.31	7.50
8.41	2.29
8.70	5.21
9.32	4.27
9.72	5.10
10.10	5.10
10.22	5.09
12.81	6.10

(3) たわみ渦励振の発現風速および発現振幅

図-2.4.3 にたわみ渦励振の発現風速を、**図-2.4.4** にたわみ渦励振の発現振幅をプロットしたものをそれぞれ示す。また、参考として、**図-2.4.5** および**図-2.4.6** に構造減衰別の試験結果を示す。**表-2.4.3** にはそれらの数値表を示す。試験結果のうち、橋建協分を黒丸（●、○）、土研分を青丸（●、○）で示した。

たわみ渦励振の発現風速は、無次元発現風速が 2.0（耐風便覧における吊橋・斜張橋の充腹げたに対する推定式）で概ね下限値を捉えている。また、ギャロッピング発現風速の下限値である 3.5 以上でたわみ渦励振が発生している場合がある（**図-2.4.3** 中の白丸）。これらの白丸プロットで示したたわみ渦励振は、ギャロッピングの照査が満足されていれば設計基準風速以上の高風速域で生じることになるため、実質的に設計上考慮する必要はない。したがって、たわみ渦励振の発現振幅の推定式を設定する上で、これら白丸のプロットは除外して考えることにする。

たわみ渦励振の発現振幅は、発現風速がギャロッピングの発現風速の下限値 3.5 より小さい場合の発現振幅では、$(h/B)\cdot m_r \cdot \delta_h = 0.04$ で概ね上限値を捉えていることがわかる。ただし、B/d が 3.5 以上になると、$(h/B)\cdot m_r \cdot \delta_h = 0.04$ より小さくなる傾向が見られる（図中破線）。

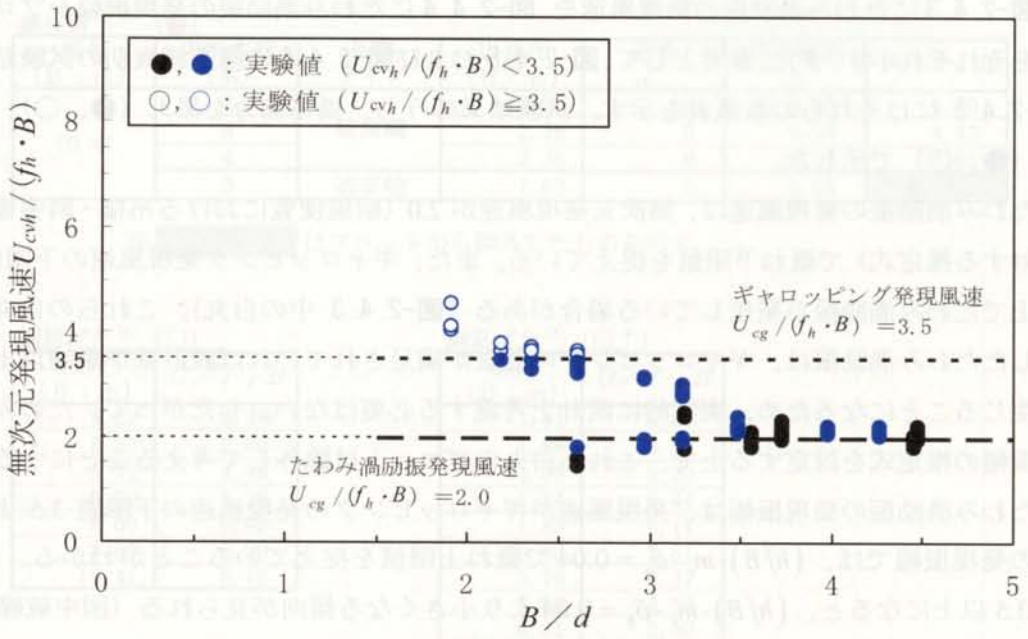


図-2.4.3　たわみ渦励振発現風速

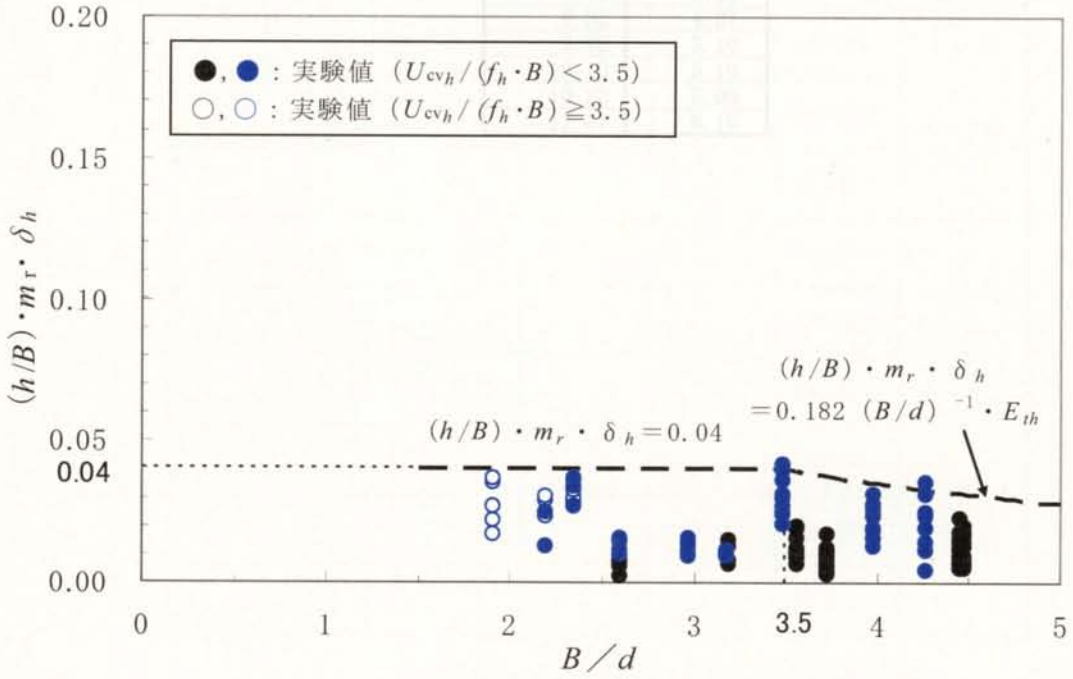


図-2.4.4　たわみ渦励振発現振幅

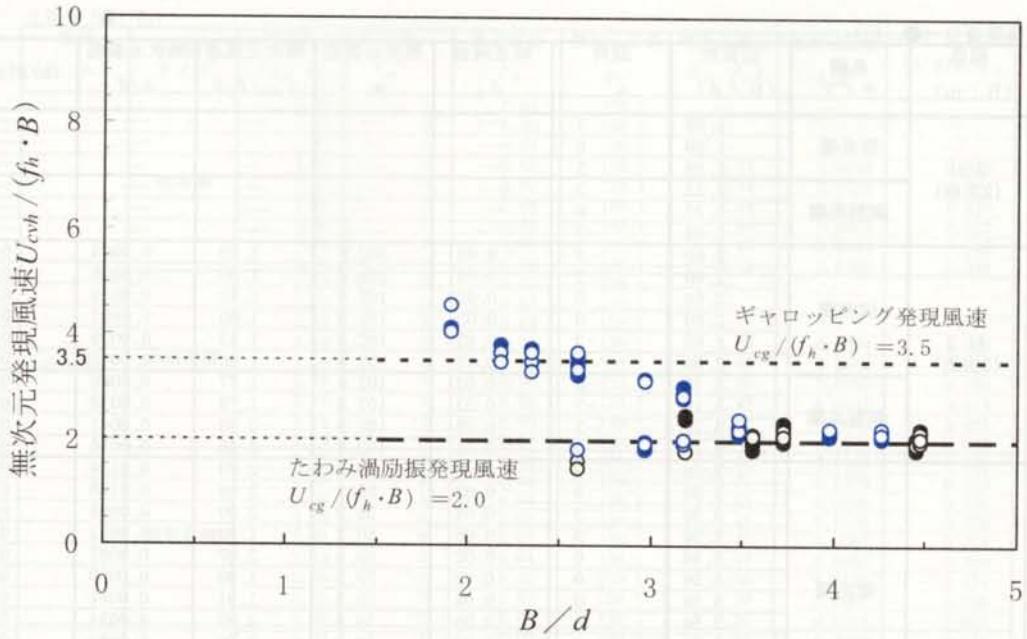


図-2.4.5　たわみ渦励振発現風速（構造減衰別）

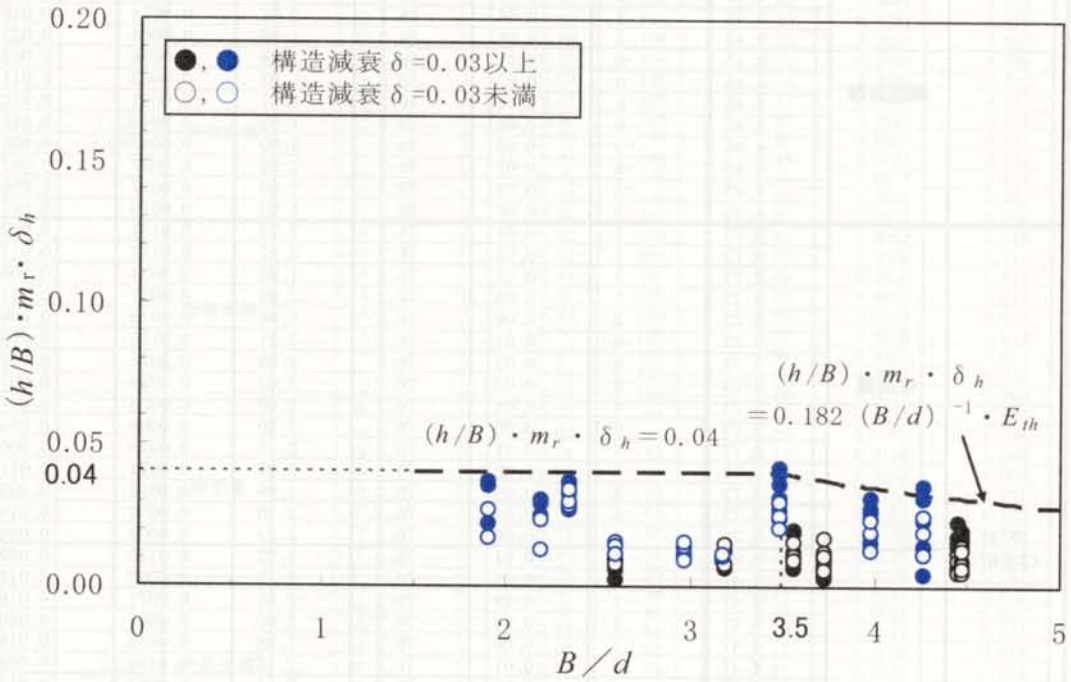


図-2.4.6　たわみ渦励振発現振幅（構造減衰別）

表-2.4.3　たわみ渦励振の発現風速および発現振幅のプロット値

橋建協分（●，○）

幅員 (B：m)	高欄タイプ	辺長比 (B／d)	迎角 α°	構造減衰 δ_h	無次元質量 m_r	無次元風速 U_{crh}/f_hB	無次元振幅 h/B	$(h/B)m_r\delta_h$
7.91 (2主桁)	壁高欄	1.89	3	---	---	---	---	---
		1.89	0	---	---	---	---	---
		1.89	-3	---	---	---	---	---
	鋼製高欄	2.33	3	---	---	---	---	---
		2.33	0	---	---	---	---	---
		2.33	-3	---	---	---	---	---
11.2 (2主桁)	壁高欄	2.60	3	0.02	102.8	1.59	0.0044	0.009
		2.60	3	0.03	102.8	1.60	0.0006	0.002
		2.60	0	0.02	102.8	1.43	0.0039	0.008
		2.60	0	0.03	102.8	1.60	0.0022	0.007
		2.60	-3	0.02	102.8	1.43	0.0039	0.008
		2.60	-3	0.03	102.8	1.60	0.0019	0.006
	鋼製高欄	3.19	0	0.02	102.8	1.77	0.0038	0.008
		3.19	-3	0.02	102.8	1.78	0.0072	0.015
		3.19	-3	0.03	102.8	2.38	0.0041	0.013
		3.19	-3	0.04	102.8	2.45	0.0016	0.007
15.7 (3主桁)	壁高欄	3.56	3	0.02	59.3	2.09	0.0134	0.016
		3.56	3	0.03	59.3	2.08	0.0108	0.019
		3.56	3	0.04	59.3	2.00	0.0085	0.020
		3.56	3	0.06	59.3	1.99	0.0053	0.019
		3.56	0	0.02	59.3	2.07	0.0087	0.010
		3.56	0	0.03	59.3	1.99	0.0069	0.012
		3.56	0	0.04	59.3	1.91	0.0051	0.012
		3.56	0	0.06	59.3	1.90	0.0034	0.012
		3.56	-3	0.02	59.3	2.06	0.0080	0.009
		3.56	-3	0.03	59.3	1.99	0.0056	0.010
		3.56	-3	0.04	59.3	2.00	0.0036	0.009
		3.56	-3	0.06	59.3	1.81	0.0017	0.006
	鋼製高欄	4.45	3	0.02	59.3	1.99	0.0094	0.011
		4.45	3	0.03	59.3	2.00	0.0080	0.014
		4.45	3	0.04	59.3	2.02	0.0074	0.018
		4.45	3	0.06	59.3	1.99	0.0064	0.023
		4.45	0	0.02	59.3	1.99	0.0076	0.009
		4.45	0	0.03	59.3	2.03	0.0063	0.011
		4.45	0	0.04	59.3	2.01	0.0051	0.012
		4.45	0	0.06	59.3	1.92	0.0043	0.015
		4.45	-3	0.02	59.3	1.90	0.0043	0.005
		4.45	-3	0.03	59.3	1.82	0.0037	0.007
		4.45	-3	0.04	59.3	1.88	0.0027	0.006
		4.45	-3	0.06	59.3	1.92	0.0019	0.007
17.51 (2主桁)	壁高欄	3.73	3	0.01	76.2	2.23	0.0152	0.012
		3.73	3	0.02	76.2	2.07	0.0112	0.017
		3.73	3	0.03	76.2	1.95	0.0034	0.008
		3.73	3	0.04	76.2	2.09	0.0037	0.011
		3.73	3	0.06	76.2	2.08	0.0019	0.009
		3.73	0	0.01	76.2	2.21	0.0123	0.009
		3.73	0	0.02	76.2	2.08	0.0077	0.012
		3.73	0	0.03	76.2	2.02	0.0029	0.007
		3.73	0	0.04	76.2	2.09	0.0024	0.007
		3.73	0	0.06	76.2	2.30	0.0008	0.004
		3.73	-3	0.01	76.2	2.15	0.0076	0.006
		3.73	-3	0.02	76.2	2.07	0.0071	0.011
		3.73	-3	0.03	76.2	1.96	0.0013	0.003
		3.73	-3	0.04	76.2	2.10	0.0032	0.010
		3.73	-3	0.06	76.2	2.23	0.0009	0.004
	鋼製高欄	4.47	3	0.01	76.2	2.22	0.0120	0.009
		4.47	3	0.02	76.2	2.13	0.0093	0.014
		4.47	3	0.03	76.2	2.02	0.0071	0.016
		4.47	3	0.04	76.2	2.00	0.0065	0.020
		4.47	3	0.06	76.2	1.96	0.0039	0.018
		4.47	0	0.01	76.2	2.16	0.0104	0.008
		4.47	0	0.02	76.2	2.13	0.0081	0.012
		4.47	0	0.03	76.2	2.06	0.0055	0.013
		4.47	0	0.04	76.2	2.02	0.0045	0.014
		4.47	0	0.06	76.2	2.00	0.0031	0.014
		4.47	-3	0.01	76.2	1.95	0.0064	0.005
		4.47	-3	0.02	76.2	2.02	0.0043	0.007
		4.47	-3	0.03	76.2	2.01	0.0030	0.007
		4.47	-3	0.04	76.2	2.02	0.0018	0.006
		4.47	-3	0.06	76.2	2.03	0.0013	0.006

＊“---”は、有意なたわみ渦励振が発現していないものを示す。

表-2.4.3　たわみ渦励振の発現風速および発現振幅のプロット値（つづき）

土研分（●、○）

幅員 (B：m)	高欄タイプ	辺長比 (B／d)	迎角 α°	構造減衰 δ_h	無次元質量 m_y	無次元風速 U_{crit}/f_hB	無次元振幅 h/B	$(h/B)m_y\delta_h$
8.0 (2主桁)	壁高欄	1.91	3	0.02	138.1	---	---	---
		1.91	3	0.03	138.1	---	---	---
		1.91	3	0.04	138.1	---	---	---
		1.91	0	0.02	138.1	4.54	0.0060	0.017
		1.91	0	0.03	138.1	4.54	0.0053	0.022
		1.91	0	0.04	138.1	4.54	0.0049	0.027
		1.91	-3	0.02	138.1	4.04	0.0098	0.027
		1.91	-3	0.03	138.1	4.13	0.0085	0.035
		1.91	-3	0.04	138.1	4.13	0.0066	0.036
	半壁高欄	2.19	3	0.02	138.1	---	---	---
		2.19	3	0.03	138.1	---	---	---
		2.19	3	0.04	138.1	---	---	---
		2.19	0	0.02	138.1	3.63	0.0084	0.023
		2.19	0	0.03	138.1	3.63	0.0069	0.029
		2.19	0	0.04	138.1	3.80	0.0055	0.030
		2.19	-3	0.02	138.1	3.47	0.0047	0.013
		2.19	-3	0.03	138.1	3.47	0.0060	0.025
		2.19	-3	0.04	138.1	3.47	0.0045	0.025
	鋼製高欄	2.35	3	0.02	138.1	3.63	0.0108	0.030
		2.35	3	0.03	138.1	3.71	0.0079	0.033
		2.35	3	0.04	138.1	3.63	0.0066	0.036
		2.35	0	0.02	138.1	3.47	0.0103	0.028
		2.35	0	0.03	138.1	3.47	0.0067	0.028
		2.35	0	0.04	138.1	3.47	0.0053	0.029
		2.35	-3	0.02	138.1	3.30	0.0122	0.034
		2.35	-3	0.03	138.1	3.30	0.0087	0.036
		2.35	-3	0.04	138.1	3.30	0.0049	0.027
11.2 (2主桁)	壁高欄	2.60	3	0.02	100.2	3.64	0.0069	0.014
		2.60	3	0.03	100.2	3.57	0.0052	0.016
		2.60	3	0.04	100.2	3.44	0.0037	0.015
		2.60	0	0.02	100.2	3.30	0.0078	0.016
		2.60	0	0.03	100.2	3.40	0.0048	0.014
		2.60	0	0.04	100.2	3.33	0.0038	0.015
		2.60	-3	0.02	100.2	1.82	0.0058	0.012
		2.60	-3	0.03	100.2	3.22	0.0034	0.010
		2.60	-3	0.04	100.2	3.23	0.0024	0.010
	半壁高欄	2.97	3	0.02	100.2	3.11	0.0046	0.009
		2.97	3	0.03	100.2	3.14	0.0039	0.012
		2.97	3	0.04	100.2	3.13	0.0033	0.013
		2.97	0	0.02	100.2	1.95	0.0070	0.014
		2.97	0	0.03	100.2	1.80	0.0036	0.011
		2.97	0	0.04	100.2	3.15	0.0024	0.010
		2.97	-3	0.02	100.2	1.93	0.0077	0.015
		2.97	-3	0.03	100.2	1.82	0.0044	0.013
		2.97	-3	0.04	100.2	1.83	0.0023	0.009
	鋼製高欄	3.18	3	0.02	100.2	2.83	0.0052	0.010
		3.18	3	0.03	100.2	2.88	0.0036	0.011
		3.18	3	0.04	100.2	3.00	0.0028	0.011
		3.18	0	0.02	100.2	1.92	0.0053	0.011
		3.18	0	0.03	100.2	2.86	0.0034	0.010
		3.18	0	0.04	100.2	2.86	0.0029	0.012
		3.18	-3	0.02	100.2	1.99	0.0055	0.011
		3.18	-3	0.03	100.2	2.83	0.0034	0.010
		3.18	-3	0.04	100.2	2.78	0.0022	0.009
15.0 (3主桁)	壁高欄	3.49	3	0.02	64.1	2.18	0.0233	0.030
		3.49	3	0.03	64.1	2.20	0.0187	0.036
		3.49	3	0.04	64.1	2.10	0.0155	0.040
		3.49	0	0.02	64.1	2.20	0.0192	0.025
		3.49	0	0.03	64.1	2.13	0.0163	0.031
		3.49	0	0.04	64.1	2.14	0.0163	0.042
		3.49	-3	0.02	64.1	2.36	0.0159	0.020
		3.49	-3	0.03	64.1	2.23	0.0125	0.024
		3.49	-3	0.04	64.1	2.19	0.0105	0.027
	半壁高欄	3.98	3	0.02	64.1	2.19	0.0181	0.023
		3.98	3	0.03	64.1	2.13	0.0143	0.027
		3.98	3	0.04	64.1	2.16	0.0121	0.031
		3.98	0	0.02	64.1	2.17	0.0150	0.019
		3.98	0	0.03	64.1	2.07	0.0125	0.024
		3.98	0	0.04	64.1	2.11	0.0103	0.026
		3.98	-3	0.02	64.1	2.20	0.0100	0.013
		3.98	-3	0.03	64.1	2.07	0.0080	0.015
		3.98	-3	0.04	64.1	2.07	0.0072	0.019
	鋼製高欄	4.26	3	0.02	64.1	2.21	0.0192	0.025
		4.26	3	0.03	64.1	2.19	0.0163	0.031
		4.26	3	0.04	64.1	2.10	0.0136	0.035
		4.26	0	0.02	64.1	2.17	0.0151	0.019
		4.26	0	0.03	64.1	2.04	0.0121	0.023
		4.26	0	0.04	64.1	2.03	0.0075	0.019
		4.26	-3	0.02	64.1	2.10	0.0089	0.011
		4.26	-3	0.03	64.1	2.06	0.0072	0.014
		4.26	-3	0.04	64.1	2.19	0.0017	0.004

＊“---”は、有意なたわみ渦励振が発現していないものを示す。

(4) ねじれ渦励振の発現風速および発現振幅

図-2.4.7 にねじれ渦励振の発現風速を、**図-2.4.8** にねじれ渦励振の発現振幅をプロットしたものをそれぞれ示す。**表-2.4.4** にはそれらの数値表を示す。また、参考として、**図-2.4.9** および**図-2.4.10** に構造減衰別の試験結果を示す。試験結果のうち、橋建協分を黒丸（●、○）、土研分を青丸（●、○）で示した。

ねじれ渦励振の発現風速は、無次元発現風速が 1.33（耐風便覧における吊橋・斜張橋の充腹げたに対する推定式）で概ね下限値を捉えている。また、フラッター発現風速の下限値である 2.5 以上でねじれ渦励振が発現している場合がある（**図-2.4.7** 中の白丸）。これらの白丸プロットで示したねじれ渦励振は、フラッターの照査が満足されていれば設計基準風速以上の高風速域で生じることになるため、実質的に設計上考慮する必要はない。したがって、たわみ渦励振の場合と同様に、ねじれ渦励振の発現振幅の推定式を設定する上で、これら白丸のプロットは除外して考えることにする。

ねじれ渦励振の発現振幅は、発現風速がフラッターの無次元発現風速の下限値 2.5 より小さい場合の発現振幅では、$\theta \cdot I_{pr} \cdot \delta_\theta = 1.3$ で概ね上限を捉えている。ただし、B/d が 3.4 以上になると、$\theta \cdot I_{pr} \cdot \delta_\theta = 1.3$ より小さくなる傾向が見られる（**図-2.4.8** 中破線）。

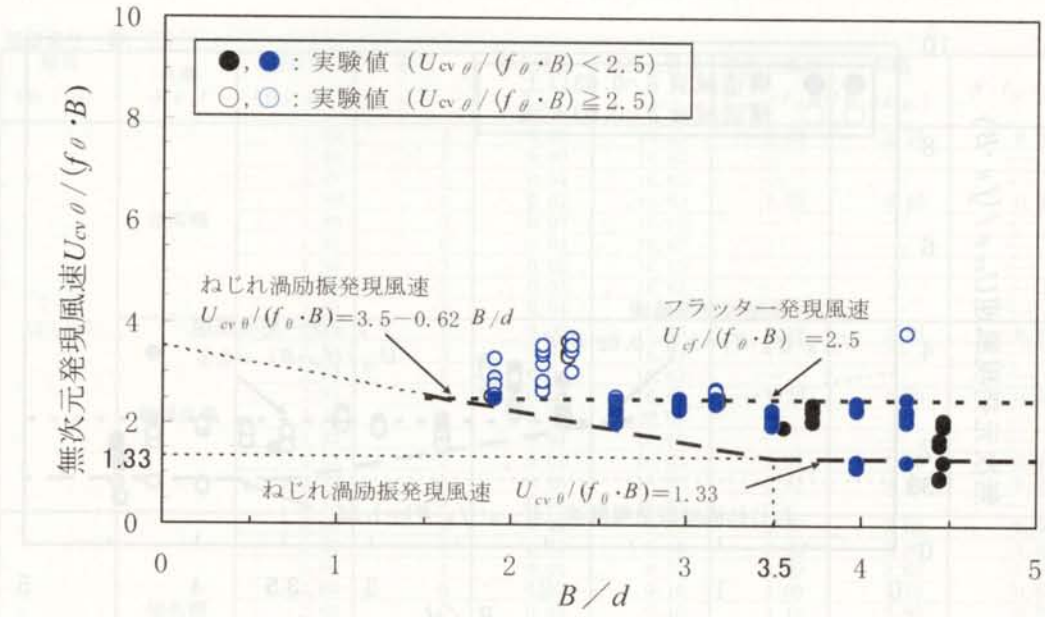


図-2.4.7 ねじれ渦励振発現風速

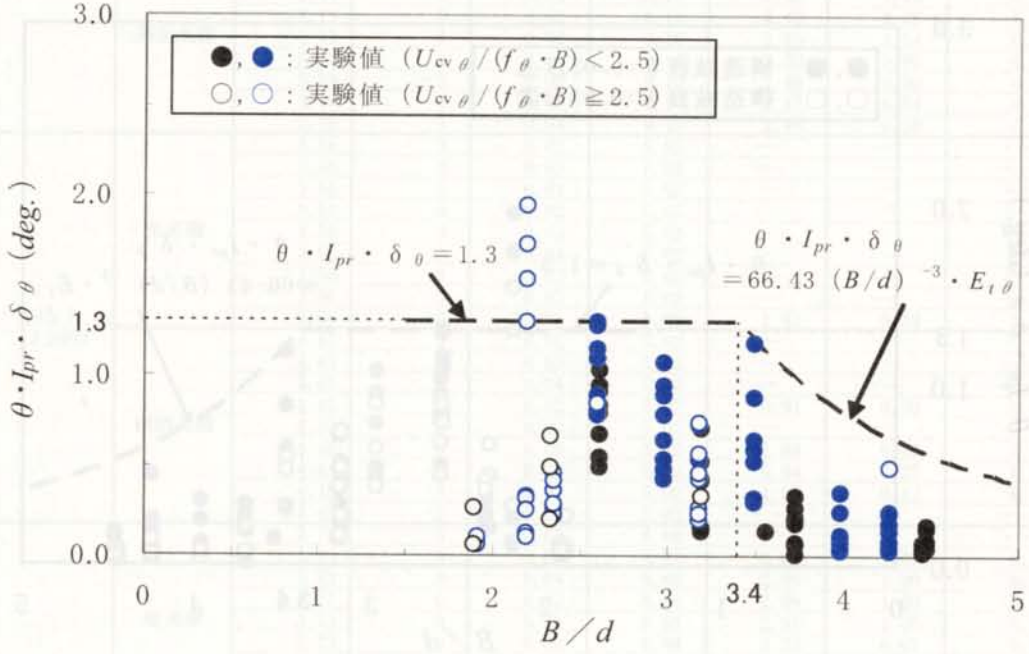


図-2.4.8 ねじれ渦励振発現振幅

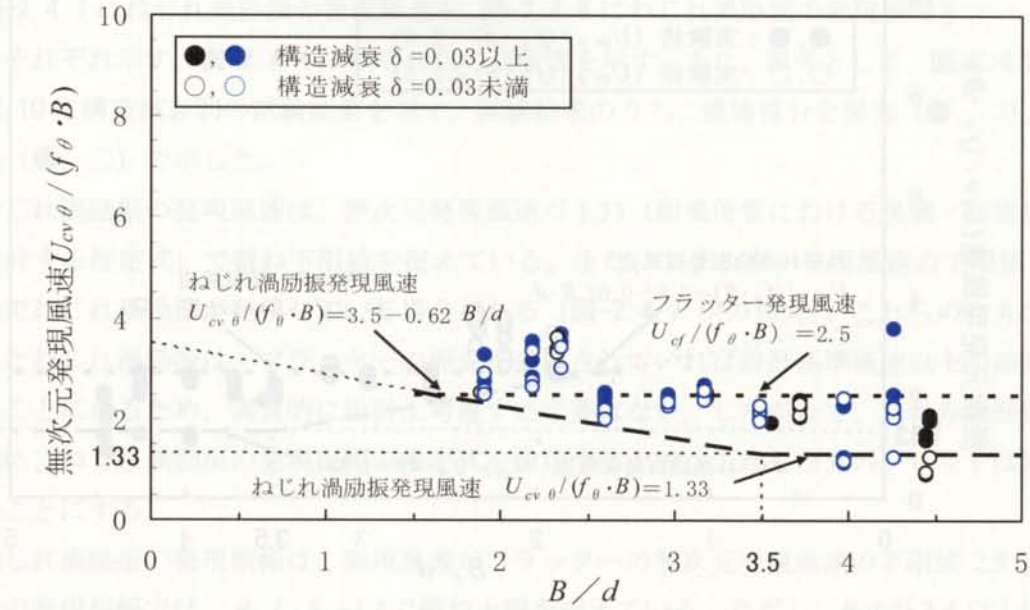


図-2.4.9　ねじれ渦励振発現風速（構造減衰別）

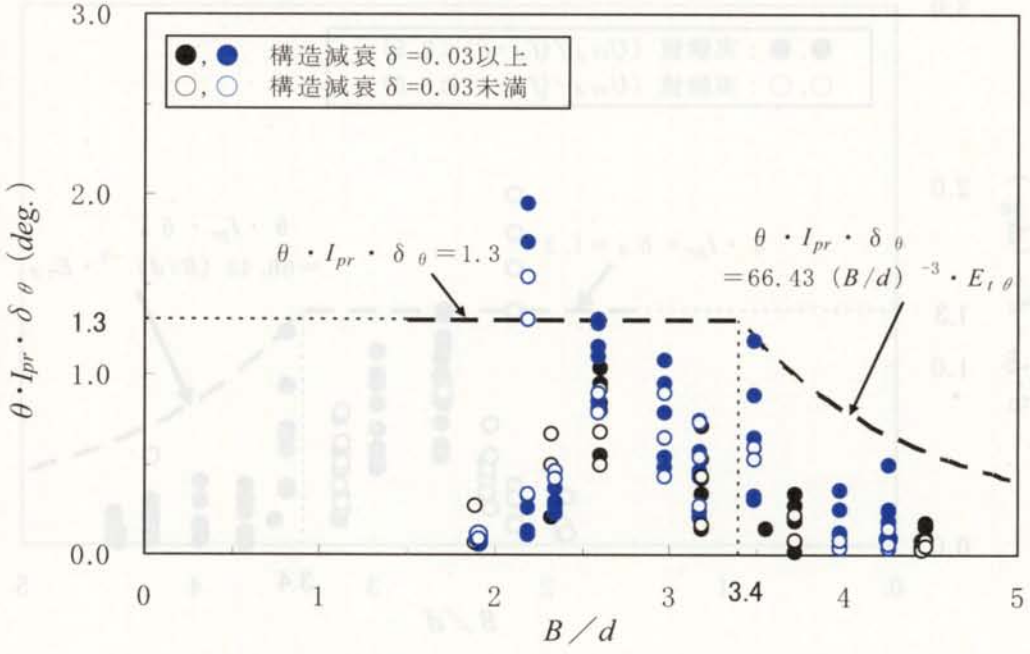


図-2.4.10　ねじれ渦励振発現振幅（構造減衰別）

表-2.4.4　ねじれ渦励振の発現風速および発現振幅のプロット値

橋建協分（●，○）

幅員 (B：m)	高欄タイプ	辺長比 (B／d)	迎角 α°	構造減衰 δ_θ	無次元質量 I_{pr}	無次元風速 $U_{cr\theta}/f_\theta B$	振幅 θ (deg.)	$\theta \cdot I_{pr} \cdot \delta_\theta$
7.91 (2主桁)	壁高欄	1.89	3	0.02	16.63	2.53	0.20	0.067
		1.89	3	0.03	16.63	---	---	---
		1.89	3	0.04	16.63	---	---	---
		1.89	0	0.02	16.63	2.53	0.80	0.266
		1.89	0	0.03	16.63	---	---	---
		1.89	0	0.04	16.63	---	---	---
		1.89	-3	0.02	16.63	---	---	---
		1.89	-3	0.03	16.63	---	---	---
		1.89	-3	0.04	16.63	---	---	---
	鋼製高欄	2.33	3	0.02	16.63	3.38	2.00	0.665
		2.33	3	0.03	16.63	---	---	---
		2.33	3	0.04	16.63	---	---	---
		2.33	0	0.02	16.63	3.30	2.00	0.665
		2.33	0	0.03	16.63	---	---	---
		2.33	0	0.04	16.63	---	---	---
		2.33	-3	0.02	16.63	3.61	1.50	0.499
		2.33	-3	0.03	16.63	3.61	0.40	0.200
		2.33	-3	0.04	16.63	---	---	---
11.2 (2主桁)	壁高欄	2.60	3	0.02	9.10	2.03	5.00	0.910
		2.60	3	0.03	9.10	2.03	3.80	1.037
		2.60	3	0.04	9.10	2.29	2.60	0.946
		2.60	0	0.02	9.10	2.03	3.70	0.673
		2.60	0	0.03	9.10	2.12	2.90	0.792
		2.60	0	0.04	9.10	2.29	2.30	0.837
		2.60	-3	0.02	9.10	2.12	2.70	0.491
		2.60	-3	0.03	9.10	2.20	2.00	0.546
		2.60	-3	0.04	9.10	2.47	1.50	0.546
	鋼製高欄	3.19	3	0.02	9.10	---	---	---
		3.19	3	0.03	9.10	2.42	2.58	0.704
		3.19	3	0.04	9.10	2.42	1.46	0.531
		3.19	0	0.02	9.10	2.42	2.38	0.433
		3.19	0	0.03	9.10	2.46	1.54	0.420
		3.19	0	0.04	9.10	2.50	0.92	0.335
		3.19	-3	0.02	9.10	2.46	0.90	0.164
		3.19	-3	0.03	9.10	2.47	0.54	0.147
		3.19	-3	0.04	9.10	2.46	0.38	0.138
15.7 (3主桁)	壁高欄	3.56	3	0.02	5.02	---	---	---
		3.56	3	0.03	5.02	---	---	---
		3.56	3	0.04	5.02	---	---	---
		3.56	0	0.02	5.02	---	---	---
		3.56	0	0.03	5.02	---	---	---
		3.56	0	0.04	5.02	---	---	---
		3.56	-3	0.02	5.02	---	---	---
		3.56	-3	0.03	5.02	---	---	---
		3.56	-3	0.04	5.02	1.91	0.69	0.138
	鋼製高欄	4.45	3	0.02	5.02	---	---	---
		4.45	3	0.03	5.02	---	---	---
		4.45	3	0.04	5.02	---	---	---
		4.45	0	0.02	5.02	0.91	0.38	0.038
		4.45	0	0.03	5.02	---	---	---
		4.45	0	0.04	5.02	1.68	0.40	0.080
		4.45	-3	0.02	5.02	0.94	0.25	0.025
		4.45	-3	0.03	5.02	1.58	0.12	0.018
		4.45	-3	0.04	5.02	---	---	---
17.51 (2主桁)	壁高欄	3.73	3	0.02	6.68	---	---	---
		3.73	3	0.03	6.68	2.01	1.67	0.335
		3.73	3	0.04	6.68	2.09	1.00	0.267
		3.73	0	0.02	6.68	2.09	1.60	0.214
		3.73	0	0.03	6.68	2.37	1.00	0.200
		3.73	0	0.04	6.68	2.23	0.67	0.179
		3.73	-3	0.02	6.68	2.30	0.60	0.080
		3.73	-3	0.03	6.68	2.23	0.33	0.066
		3.73	-3	0.04	6.68	2.23	0.06	0.016
	鋼製高欄	4.47	3	0.02	6.68	---	---	---
		4.47	3	0.03	6.68	2.09	0.87	0.174
		4.47	3	0.04	6.68	2.01	0.58	0.155
		4.47	0	0.02	6.68	1.22	0.53	0.071
		4.47	0	0.03	6.68	---	---	---
		4.47	0	0.04	6.68	2.09	0.33	0.088
		4.47	-3	0.02	6.68	1.22	0.30	0.040
		4.47	-3	0.03	6.68	---	---	---
		4.47	-3	0.04	6.68	1.94	0.17	0.045

＊“---”は、有意なねじれ渦励振が発現していないものを示す。
（δ_θ=0.05 以上では、いずれのケース（幅員、迎角）でも、有意なねじれ渦励振が発現しなかった。）

表-2.4.4　ねじれ渦励振の発現風速および発現振幅のプロット値（つづき）

土研分（●，○）

幅員（B：m）	高欄タイプ	辺長比（B／d）	迎角 α°	構造減衰 δ_θ	無次元質量 I_{pr}	無次元風速 $U_{cr\theta}/f_\theta B$	振幅 θ（deg.）	$\theta \cdot I_{pr} \cdot \delta_\theta$
8.0（2主桁）	壁高欄	1.91	3	0.02	15.58	2.56	0.36	0.112
		1.91	3	0.03	15.58	2.49	0.21	0.098
		1.91	3	0.04	15.58	---	---	---
		1.91	0	0.02	15.58	2.88	0.29	0.090
		1.91	0	0.03	15.58	3.28	0.22	0.103
		1.91	0	0.04	15.58	2.75	0.11	0.069
		1.91	-3	0.02	15.58	2.49	0.26	0.081
		1.91	-3	0.03	15.58	2.49	0.22	0.103
		1.91	-3	0.04	15.58	---	---	---
	半壁高欄	2.19	3	0.02	15.58	2.62	4.94	1.539
		2.19	3	0.03	15.58	2.82	4.16	1.944
		2.19	3	0.04	15.58	3.15	0.18	0.112
		2.19	0	0.02	15.58	2.75	4.19	1.306
		2.19	0	0.03	15.58	2.75	3.71	1.734
		2.19	0	0.04	15.58	3.15	0.21	0.131
		2.19	-3	0.02	15.58	3.34	1.06	0.330
		2.19	-3	0.03	15.58	3.41	0.68	0.318
		2.19	-3	0.04	15.58	3.54	0.41	0.256
	鋼製高欄	2.35	3	0.02	15.58	3.41	1.50	0.467
		2.35	3	0.03	15.58	3.41	0.78	0.365
		2.35	3	0.04	15.58	3.41	0.37	0.231
		2.35	0	0.02	15.58	3.41	1.47	0.458
		2.35	0	0.03	15.58	3.54	0.58	0.271
		2.35	0	0.04	15.58	3.67	0.45	0.280
		2.35	-3	0.02	15.58	3.02	1.34	0.418
		2.35	-3	0.03	15.58	3.54	0.50	0.234
		2.35	-3	0.04	15.58	3.54	0.47	0.293
11.2（2主桁）	壁高欄	2.60	3	0.02	8.92	1.99	5.00	0.892
		2.60	3	0.03	8.92	2.40	4.77	1.277
		2.60	3	0.04	8.92	2.23	3.65	1.303
		2.60	0	0.02	8.92	2.17	5.00	0.892
		2.60	0	0.03	8.92	2.25	4.09	1.095
		2.60	0	0.04	8.92	2.43	3.23	1.153
		2.60	-3	0.02	8.92	1.99	4.40	0.785
		2.60	-3	0.03	8.92	2.40	3.00	0.803
		2.60	-3	0.04	8.92	2.53	2.39	0.853
	半壁高欄	2.97	3	0.02	8.92	2.25	5.00	0.892
		2.97	3	0.03	8.92	2.33	3.54	0.948
		2.97	3	0.04	8.92	2.40	3.01	1.074
		2.97	0	0.02	8.92	2.25	3.61	0.644
		2.97	0	0.03	8.92	2.36	2.92	0.782
		2.97	0	0.04	8.92	2.48	2.49	0.889
		2.97	-3	0.02	8.92	2.33	2.41	0.430
		2.97	-3	0.03	8.92	2.40	1.80	0.482
		2.97	-3	0.04	8.92	2.48	1.50	0.535
	鋼製高欄	3.18	3	0.02	8.92	2.36	4.08	0.728
		3.18	3	0.03	8.92	2.52	2.76	0.739
		3.18	3	0.04	8.92	2.64	1.30	0.464
		3.18	0	0.02	8.92	2.48	3.02	0.539
		3.18	0	0.03	8.92	2.64	2.12	0.568
		3.18	0	0.04	8.92	2.67	1.19	0.425
		3.18	-3	0.02	8.92	2.56	1.48	0.264
		3.18	-3	0.03	8.92	2.66	0.75	0.201
		3.18	-3	0.04	8.92	2.63	0.66	0.236
15.0（3主桁）	壁高欄	3.49	3	0.02	5.90	1.95	5.00	0.590
		3.49	3	0.03	5.90	2.00	5.00	0.885
		3.49	3	0.04	5.90	2.14	5.00	1.180
		3.49	0	0.02	5.90	2.14	5.00	0.590
		3.49	0	0.03	5.90	2.10	5.00	0.885
		3.49	0	0.04	5.90	2.19	2.72	0.642
		3.49	-3	0.02	5.90	2.24	4.50	0.531
		3.49	-3	0.03	5.90	2.24	1.72	0.304
		3.49	-3	0.04	5.90	2.19	1.36	0.321
	半壁高欄	3.98	3	0.02	5.90	1.18	0.26	0.031
		3.98	3	0.03	5.90	1.25	0.16	0.028
		3.98	3	0.04	5.90	2.30	1.50	0.354
		3.98	0	0.02	5.90	1.12	0.32	0.038
		3.98	0	0.03	5.90	1.22	0.24	0.042
		3.98	0	0.04	5.90	2.27	1.05	0.248
		3.98	-3	0.02	5.90	2.40	0.67	0.079
		3.98	-3	0.03	5.90	2.31	0.60	0.106
		3.98	-3	0.04	5.90	2.31	0.51	0.120
	鋼製高欄	4.26	3	0.02	5.90	1.23	0.25	0.030
		4.26	3	0.03	5.90	2.48	1.31	0.232
		4.26	3	0.04	5.90	2.17	1.04	0.245
		4.26	0	0.02	5.90	2.05	1.20	0.142
		4.26	0	0.03	5.90	2.25	0.95	0.168
		4.26	0	0.04	5.90	2.17	0.77	0.182
		4.26	-3	0.02	5.90	2.23	0.46	0.054
		4.26	-3	0.03	5.90	3.81	2.77	0.490
		4.26	-3	0.04	5.90	2.15	0.35	0.083

＊“---”は、有意なねじれ渦励振が発現していないものを示す。
（δ ＝0.05 以上では、いずれのケース（幅員、迎角）でも、有意なねじれ渦励振が発現しなかった。）

2.5 まとめ

本章では、橋建協および土研で実施した構造減衰等をパラメータとした二次元模型風洞試験の概要（幅員 11m 級、一様流、迎角 0° を対象として整理）を示すとともに、鋼少数主げた橋における対風応答の推定式の提案に向けて、耐風便覧 [14] における推定式の考え方に従い，これら一連の風洞試験結果の整理、分析を行った。主な結果を以下にまとめる。

（1）風速－振幅応答

1）高欄形式の影響

・たわみ振動およびねじれ振動ともに渦励振の発現風速は鋼製高欄と壁高欄で同程度であった。発現振幅については、たわみ振動では明確な差は見られなかったが、ねじれ振動では鋼製高欄の方が小さく、鋼製高欄の方が耐風性は良好であった。

2）構造減衰の影響

・たわみ振動の場合、鋼製高欄、壁高欄ともに δ =0.04 以上であれば渦励振はほぼ消滅するとともに、発散振動も高風速域に移動し、耐風性が向上した。

・ねじれ振動の場合、 δ =0.05 以上であれば渦励振は消滅には至らないまでも発現振幅が小さくなり、発散振動も高風速域に移動し、耐風性が向上した。

3）乱流の効果

・たわみ振動の場合、鋼製高欄、壁高欄ともに乱れ強さ I_u=10%の乱流とすることで渦励振は消滅するとともに、明確な発散振動は生じなくなった。

・ねじれ振動の場合、乱れ強さ I_u=10%の乱流としても、渦励振の発現振幅は小さくなるものの消滅するまでには至らなかった。発散振動については、発現風速が 10m/s 程度大きくなる傾向が見られた。

（2）発現風速・振幅－B/d 関係

1）ギャロッピングの発現風速（B/d－無次元発現風速関係）

ギャロッピングの発現風速において迎角の影響は小さく、B/d による影響も小さいこと、無次元発現風速の下限値は約 3.5 であることが確認された。

2）フラッターの発現風速（B/d－無次元発現風速関係）

フラッターの発現風速は、構造減衰（対数減衰率） δ が 0.03 以上の場合、B/d が 3.5 よりも小さくなると無次元発現風速が大きくなる傾向が見られた。また、$3.5<B/d<4.5$ の範囲では無次元発現風速が 2.5 を下回るケースが一部見られたが、2.5（耐風便覧における鋼箱げたを有する橋に対する推定式）が概ね下限値を捉えていることが確認された。

3）たわみ渦励振の発現風速および発現振幅（B/d－無次元発現風速および無次元発現振幅の関係）

たわみ渦励振の発現風速については、2.0（耐風便覧における吊橋・斜張橋の充腹げたに対する推定式）が概ね下限値を捉えていることが確認された。

たわみ渦励振の発現振幅については、B/d が 3.5 以上になると、$(h_c/B)\cdot m_r\cdot \delta_h$=0.04 を下回る傾向が見られたが、渦励振の発現風速がギャロッピングの発現風速の下限値 3.5 より小さい場合、$(h_c/B)\cdot m_r\cdot \delta_h$=0.04 が概ね上限値を捉えていることが確認された。

4）ねじれ渦励振の発現風速および発現振幅（B/d－無次元発現風速および発現振幅の関係）

ねじれ渦励振の発現風速については、1.33（耐風便覧における吊橋・斜張橋の充腹げたに対する推定式）が概ね下限値を捉えていることが確認された。

ねじれ渦励振の発現振幅については、B/d が 3.4 以上になると、$\theta_c \cdot I_{pr} \cdot \delta_\theta = 1.3$ より小さくなる傾向が見られたが、発現風速がフラッターの無次元発現風速の下限値 2.5 より小さい場合には、$\theta_c \cdot I_{pr} \cdot \delta_\theta = 1.3$ が概ね上限を捉えていることが確認された。

3章　実橋振動実験による振動特性の検討

3.1　検討内容

耐風性を評価する上で、橋の固有振動数や構造減衰等の振動特性を把握することは極めて重要であるが、鋼少数主げた橋において、これまで起振機を用いて振動特性を実験的に検討した事例は少ない。大型車両を用いた段差加振やクレーン加振は実橋でも比較的行われているが、共振によりある程度の振幅を発生させることは難しく、精度の高い信頼性の高いデータを得るためには起振機を用いた振動試験の実施が必要である。そこで、橋建協との共同研究の一環として、日本道路公団における鋼少数主げた橋2橋（A橋（近畿自動車道の切目川橋、最大支間長60m）、B橋（第二名神高速道路の池山高架橋、最大支間長70m））と鋼細幅箱げた橋1橋（C橋（第二東名高速道路の猿渡川橋、最大支間長110m））の起振機振動実験を行い、振動特性を調査している。なお、鋼細幅箱げた橋については従来の箱げた橋と比較して箱断面の幅を狭くするとともに箱内構造を簡略化した構造であることから、ねじれ剛性の低下が想定されるため、鋼少数主げた橋と同様に実験を行ったものである（本検討では、構造減衰の計測結果のみを活用している）。

本章では、ゴム支承（地震時水平力分散型ゴム支承）を有する鋼少数主げた橋における振動特性（振動数比、構造減衰）の推定式提案に向けて、これら3橋および既存の振動実験結果の整理、分析を行った。

3.2　A 橋（最大支間長 60m の鋼少数主げた橋）の振動実験 [17)]

3.2.1　実験内容

実験対象とした橋は、日本道路公団の橋長 225m、最大支間長 60m、幅員 10.4m の 4 径間連続鋼 2 主 I げた橋である（**図-3.2.1**、**図-3.2.2**、**写真-3.2.1**）。支承は地震時水平力分散型ゴム支承で、高欄形式は半壁高欄であるが、実験当時は建設中のため鋼製高欄部は設置されていなかった。また、舗装は車道部に幅 5.9m、厚さ 60mm で仮舗装されている状況であった。起振機は土研所有（水平方向最大加振力 12t/台、0.2Hz-20Hz）のものを使用した（**写真-3.2.1(b)**）。

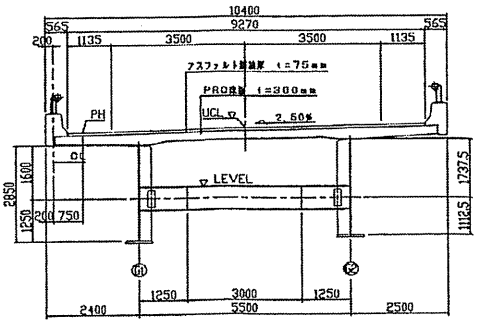


図-3.2.2　A 橋のけた断面

実験項目は、以下のとおりである。

＜常時微動観測＞

定常加振試験の実施前に、床版上に設置したサーボ型加速度計により常時微動を観測し、起振機の加振振動数の範囲を特定する。

＜定常加振試験＞

常時微動観測で推定した固有振動数の前後 20%程度の範囲で、起振機により加振振動数を変化（スイープ）させ、求めた共振曲線より、鉛直たわみ 1 次、ねじれ 1 次の振動数を同定する。

＜自由減衰試験＞

起振機による加振が定常状態となった時点で起振装置を急停止させ、減衰波形データから鉛直たわみ 1 次、ねじれ 1 次の構造減衰（対数減衰率）を同定する。

構造減衰および固有振動数については、以下の手順のとおり最小 2 乗法より検討した。

①減衰波形について、バンドパスデジタルフィルター処理によりノイズ除去を行い、解析区間を指定した（例：**図-3.2.6　時刻歴減衰波形**）。

②減衰波形の山、谷の振幅を求め、波数－振幅図の片対数グラフを作成し、山谷のピーク位置の傾きを最小 2 乗法で求め、この傾きを対数減衰率とする（例：**図-3.2.6　振幅－波形関数**）。

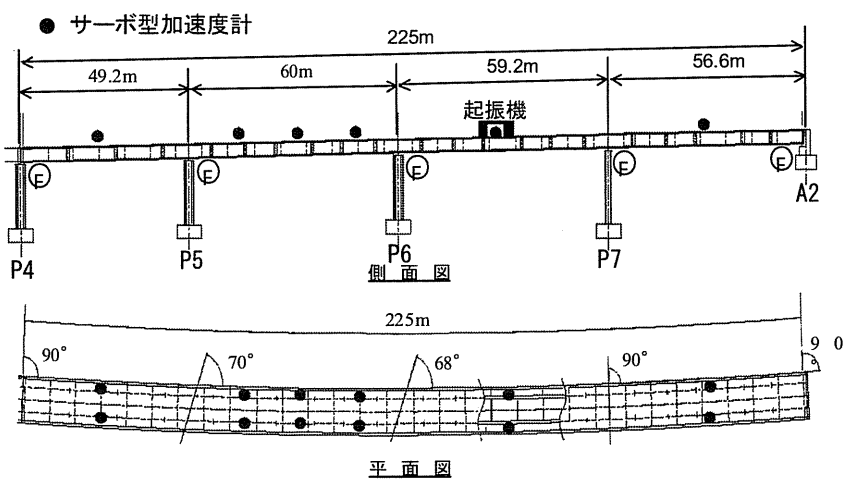
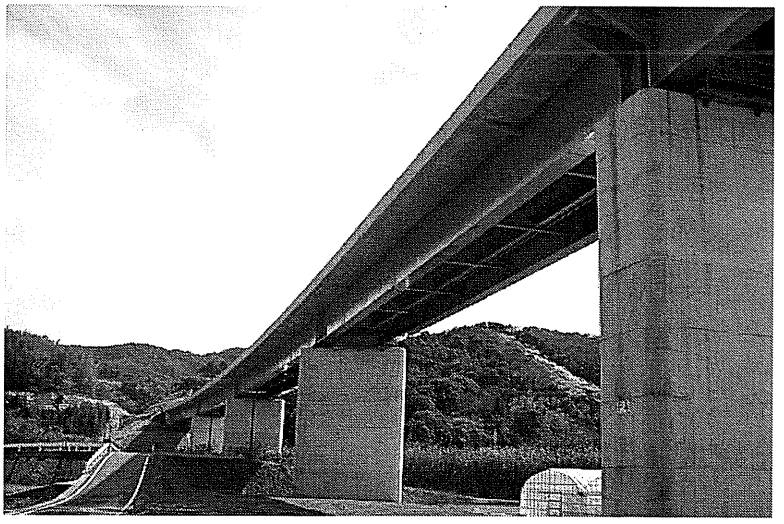
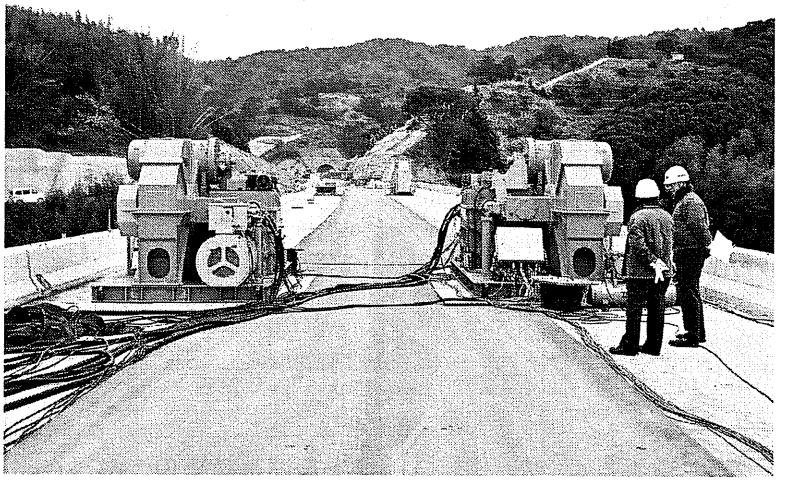


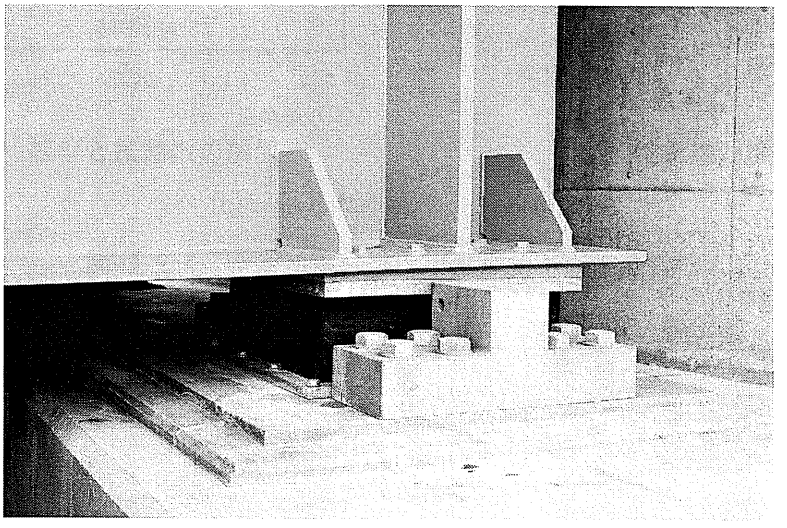
図-3.2.1　振動実験を行ったＡ橋（鋼少数主げた橋）の一般図



(a)　A橋の全景



(b)　起振機の設置状況



(c)　反力分散積層ゴム支承（A2 側桁けた端）

写真-3.2.1　実験現場写真

3.2.2　実験結果

(1)　常時微動観測結果

観測した常時微動のパワースペクトル解析結果（図-3.2.3）から、A 橋の鉛直たわみ 1 次振動数は 1.9Hz 前後、ねじれ 1 次振動数は 2.2Hz 前後にあると推定した。

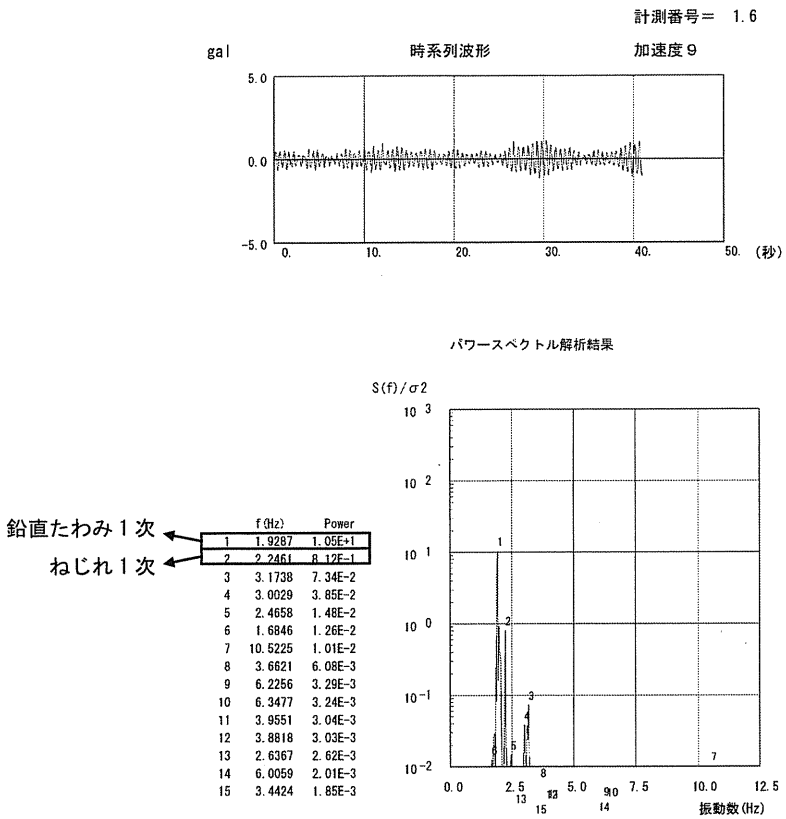
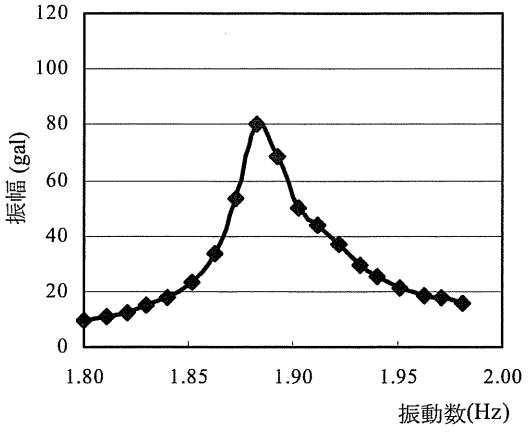


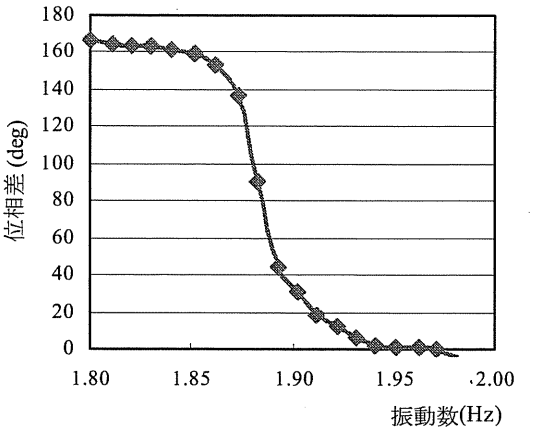
図-3.2.3　常時微動スペクトル解析結果の一例（A 橋）

(2)　定常加振試験結果

常時微動観測で推定した固有振動数の前後 20%程度の範囲で、起振機により加振振動数を変化（スイープ）させて共振曲線を求めた。また、サーボ型加速度計と起振機との位相差をフーリエ解析により求めた。**図-3.2.4** に求めた共振曲線の振幅と振動数の関係および位相差と振動数の関係を、**図-3.2.5** にモード形状（幅員方向両端 2 箇所で計測）をそれぞれ示す。共振曲線から、A 橋の鉛直たわみ 1 次振動数は 1.88Hz、ねじれ 1 次振動数は 2.15Hz であった。

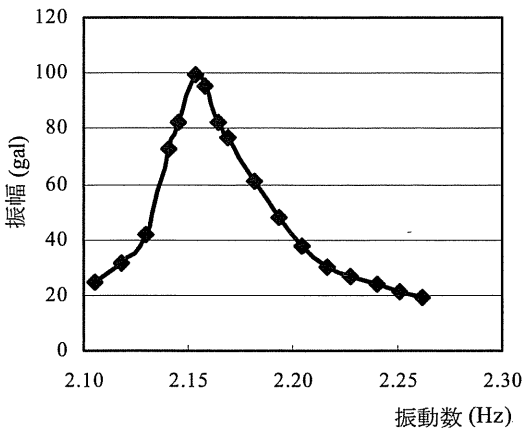


ｉ）　振幅と振動数の関係

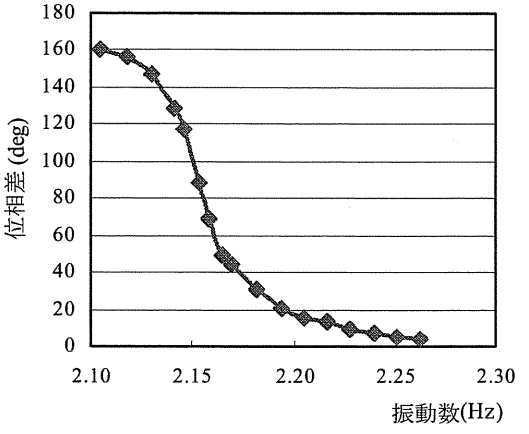


ii）　位相差と振動数の関係

(a)　鉛直たわみ 1 次モード共振曲線



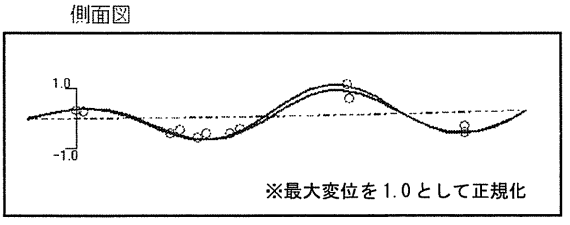
ｉ）　振幅と振動数の関係



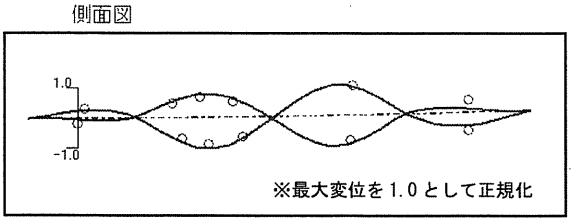
ii）　位相差と振動数の関係

(b)　ねじれ 1 次モード共振曲線

図-3.2.4　定常加振試験により求めた共振曲線（A 橋）



(a)　鉛直たわみ 1 次モード



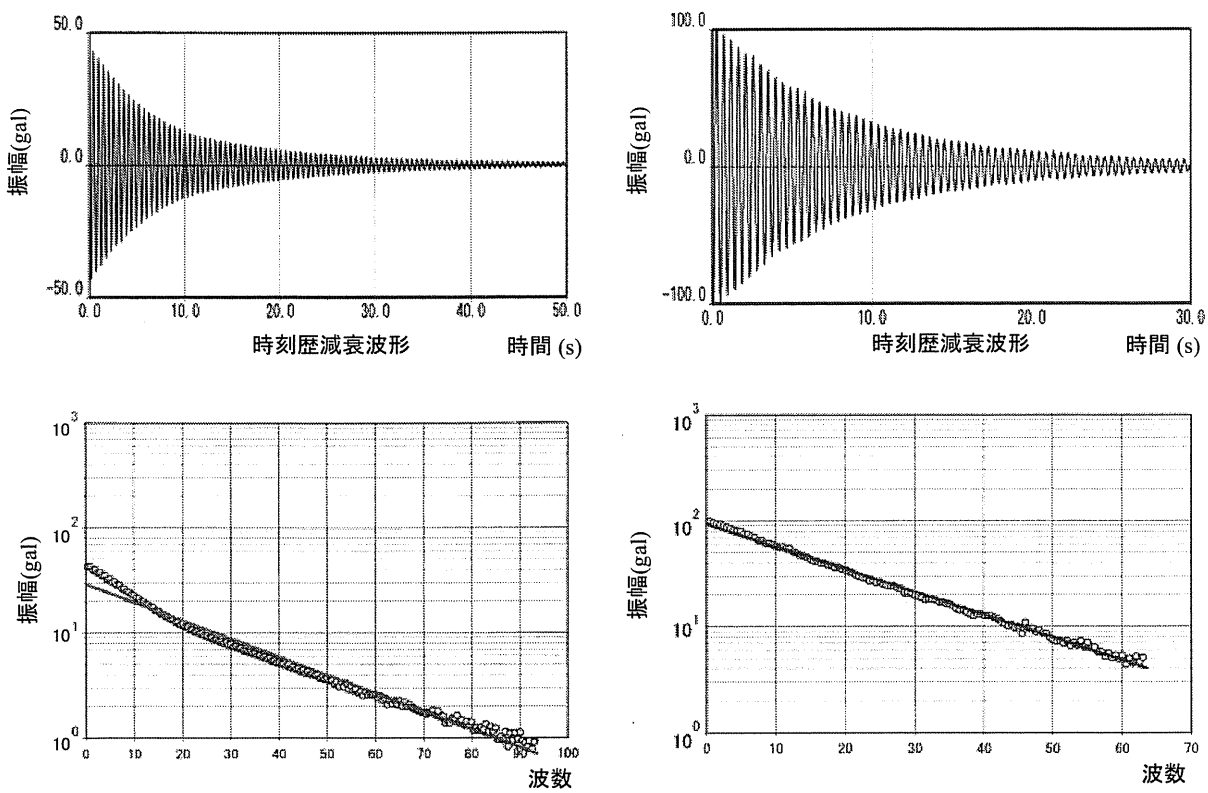
(b)　ねじれ 1 次モード

図-3.2.5　モード形状（A 橋）

(3)　自由減衰試験結果

起振機による加振が 50gal や 100gal まで定常加振の状態にした後、起振装置を急停止させて自由減衰状態を計測した。得られた減衰波形データの山谷のピーク値を求め、振幅の傾きを最小二乗法により回帰し、対数減衰率を求めた。鉛直たわみ 1 次、ねじれ 1 次のそれぞれを 11 回計測し、その平均をもって同橋の構造減衰と同定した。なお、計測時は気温 10℃、無風状態であり、構造減衰に含まれる空力減衰は微量と見なせる。**図-3.2.6** に構造減衰の推定例を、**表-3.2.1** に構造減衰の 11 回計測値をそれぞれ示す。

A 橋の構造減衰は、鉛直たわみ 1 次で δ_h=0.044、ねじれ 1 次で δ_θ=0.050 であった。



(a)　鉛直たわみ 1 次モード　　(b)　ねじれ 1 次モード

図-3.2.6　構造減衰（対数減衰率）の推定例（A 橋）

表-3.2.1　構造減衰の 11 回計測値（A 橋）

(a)　鉛直たわみ 1 次モード

回数	振動数(Hz)	対数減衰率
1	1.884	0.042
2	1.882	0.044
3	1.882	0.044
4	1.882	0.045
5	1.882	0.045
6	1.876	0.046
7	1.878	0.047
8	1.876	0.048
9	1.878	0.038
10	1.879	0.042
11	1.871	0.044
平均	1.88	0.044

(b)　ねじれ 1 次モード

回数	振動数(Hz)	対数減衰率
1	2.184	0.048
2	2.183	0.049
3	2.181	0.047
4	2.175	0.051
5	2.174	0.052
6	2.180	0.048
7	2.170	0.050
8	2.168	0.051
9	2.166	0.051
10	2.169	0.050
11	2.166	0.050
平均	2.17	0.050

3.3 B 橋（最大支間長 70m の鋼少数主げた橋）の振動実験 [18)]

3.3.1 実験内容

実験対象とした橋は、日本道路公団の橋長 325m、最大支間長 70m、幅員 11.3m の 4 径間連続橋鋼 2 主 I げた橋である（**図-3.3.1**、**図-3.3.2**、**写真-3.3.1**）。支承は地震時水平力分散型ゴム支承で、高欄形式は半壁高欄である。また、本実験は、舗装が施工される前の平成 16 年冬と、仮舗装（車道部に幅 5.9m、厚さ 60mm）が施工された後の平成 16 年夏の 2 回行った。起振機は土研所有（水平方向最大加振力 12t/台、0.2Hz-20Hz）のものを使用した（**写真-3.3.1(b)**）。

実験項目は、A 橋と同様である。

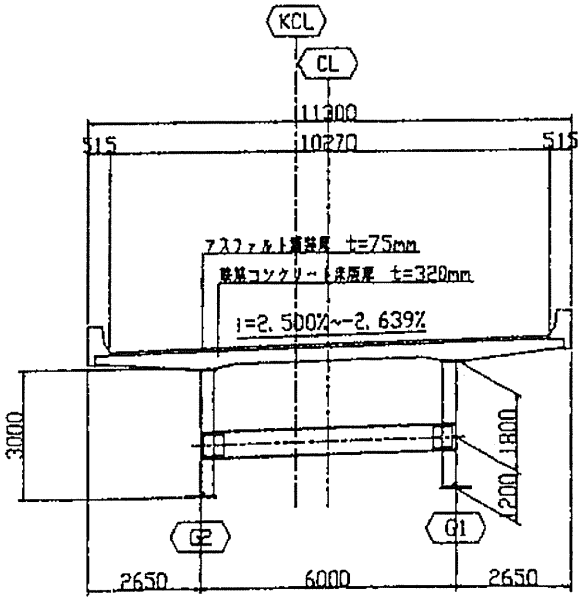
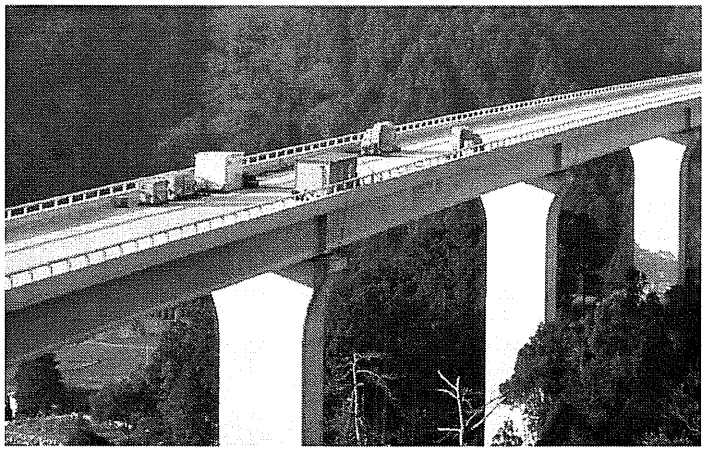
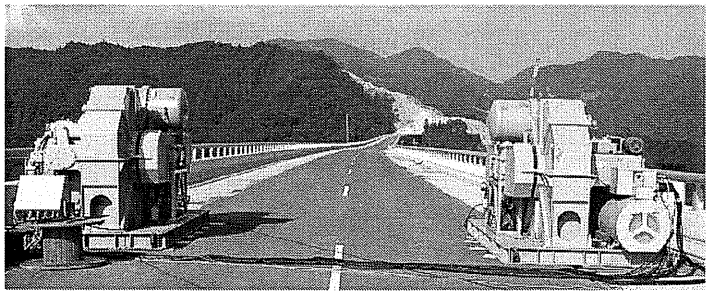


図-3.3.2 B 橋の桁断面



(a) B 橋の全景



(b) 起振機の設置状況

写真-3.3.1 実験現場写真

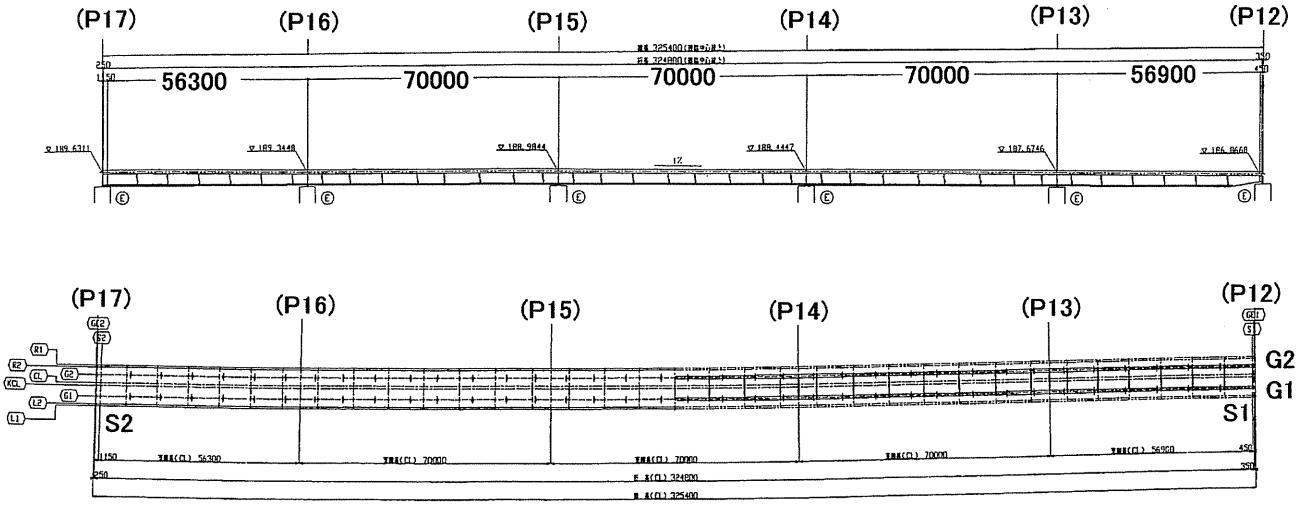


図-3.3.1 振動実験を行った B 橋（鋼少数主げた橋）の一般図

3.3.2 実験結果

以下では、仮舗装が施工された後の平成 16 年夏の実験結果を示す（仮舗装施工前の実験結果については**表-3.5.1** 参照）。

(1) 常時微動観測結果

観測した常時微動のパワースペクトル解析結果（**図-3.3.3**）から、B 橋の鉛直たわみ 1 次振動数は 1.3Hz 前後、ねじれ 1 次振動数は 1.6Hz 前後にあると推定した。

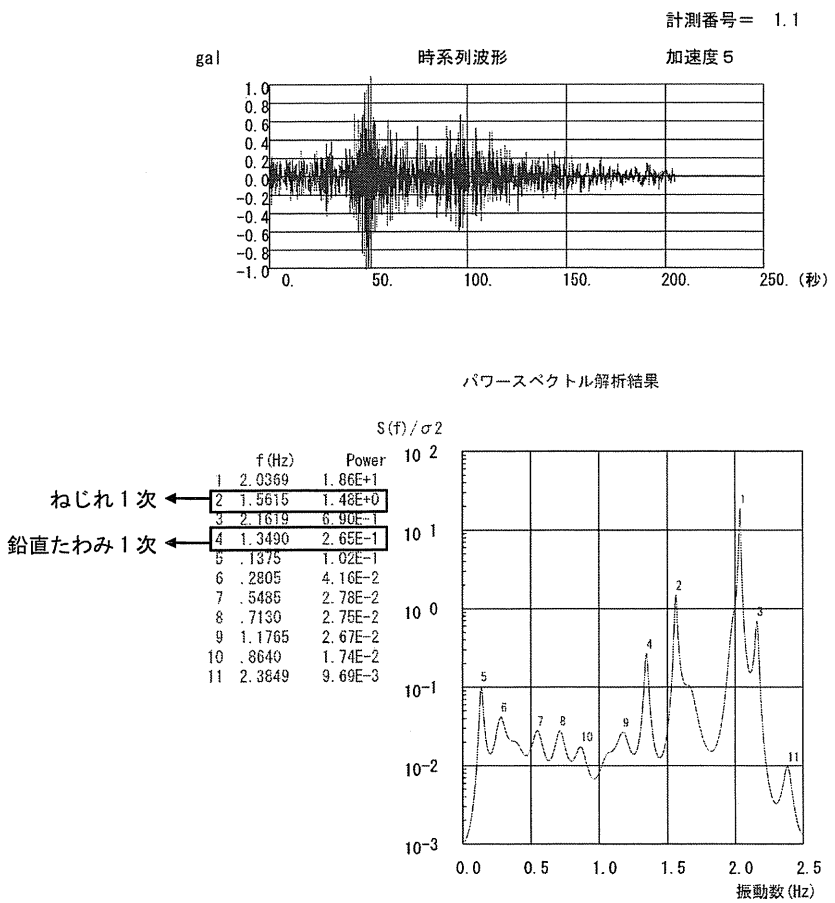
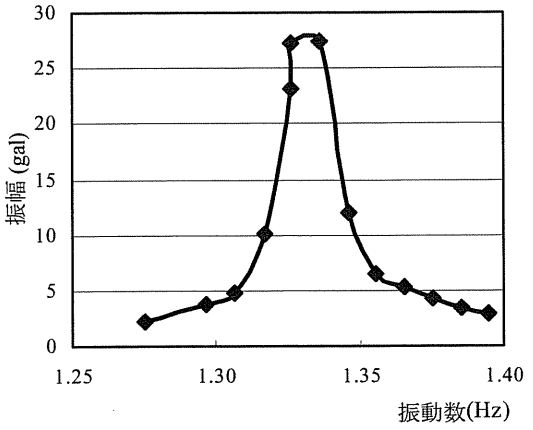


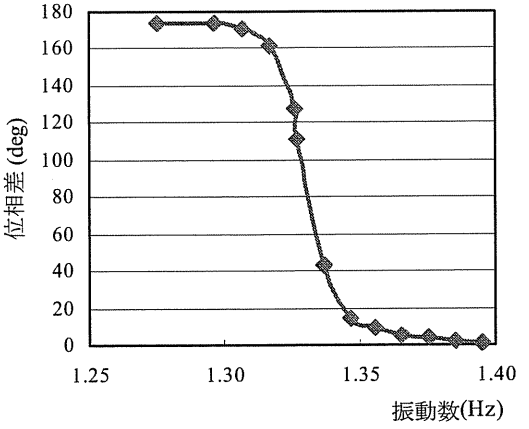
図-3.3.3 常時微動スペクトル解析結果の一例（B橋）

(2) 定常加振試験結果

図-3.3.4 に求めた共振曲線の振幅と振動数の関係および位相差と振動数の関係を、図-3.3.5 にモード形状をそれぞれ示す。共振曲線から、B 橋の鉛直たわみ 1 次振動数は 1.33Hz、ねじれ 1 次振動数は 1.54Hz であった。

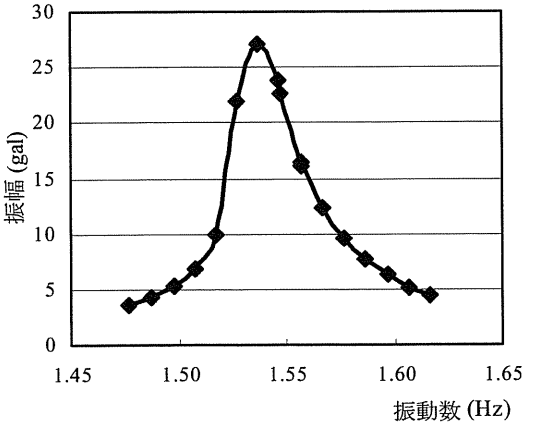


ⅰ） 振幅と振動数の関係

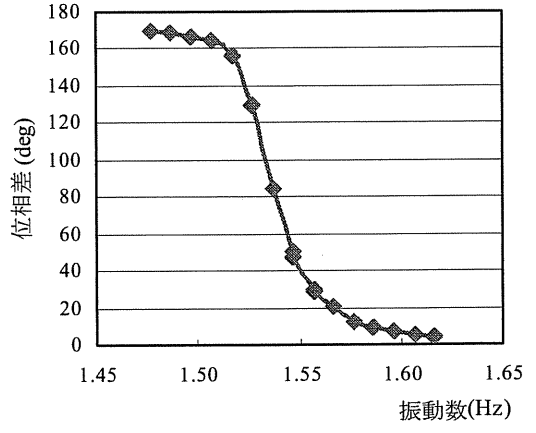


ⅱ） 位相差と振動数の関係

(a) 鉛直たわみ 1 次モード共振曲線



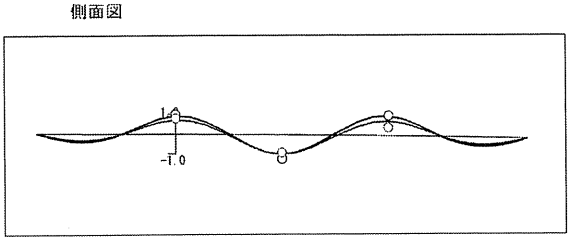
ⅰ） 振幅と振動数の関係



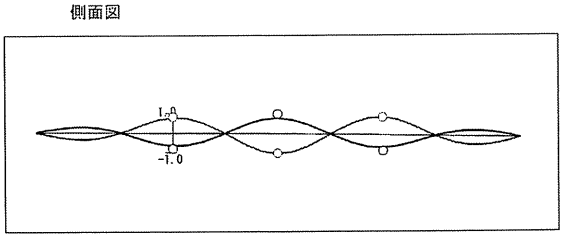
ⅱ） 位相差と振動数の関係

(b) ねじれ 1 次モード共振曲線

図-3.3.4 定常加振試験により求めた共振曲線（B 橋）



(a) 鉛直たわみ 1 次モード



(b) ねじれ 1 次モード

図-3.3.5 モード形状（B 橋）

(3) 自由減衰試験結果

今回の振動実験は夏場の実験であり、固有振動数および構造減衰の温度依存性も併せて検討するため、日中（気温 30℃以上）と早朝（気温 25℃程度）の 2 回に分けて自由減衰試験を行った。試験方法は A 橋の場合と同様に、起振機による加振が 100gal 程度まで定常加振の状態にした後、起振装置を急停止させて自由減衰状態を計測した。得られた減衰波形データの山谷のピーク値を求め、振幅の傾きを最小二乗法により回帰し、対数減衰率を求めた。**表-3. 3. 1** に自由減衰試験による固有振動数および構造減衰の計測値を示す。表中の平均振幅とは定常加振の状態での振幅の平均値のことである。

固有振動数は気温が上昇しても大きな変化は見られなかったが、構造減衰は気温の上昇とともに低下する傾向が見られた。

表-3. 3. 1　自由減衰試験による固有振動数および構造減衰（B 橋）

(a)　鉛直たわみ 1 次モード

i）　日中（気温 30℃以上）

回数	振動数 (Hz)	対数減衰率	平均振幅 (gal)	気温 (℃)	平均風速 (m/s)
1	1.310	0.033	98.5	35.9	2.7
2	1.312	0.035	99.8	35.9	2.7
3	1.312	0.036	98.6	35.9	2.7
4	1.309	0.035	100.3	36.4	1.3
5	1.308	0.036	103.0	31.5	1.3
6	1.307	0.036	101.8	31.5	1.3
7	1.307	0.036	99.1	31.1	1.3
8	1.307	0.038	101.4	30.3	1.8
9	1.306	0.039	100.1	29.7	1.3
10	1.305	0.039	98.3	29.3	1.3
平均	1.31	0.036	100.1	32.8	1.8

ii）　早朝（気温 25℃程度）

回数	振動数 (Hz)	対数減衰率	平均振幅 (gal)	気温 (℃)	平均風速 (m/s)
1	1.313	0.042	99.3	24.8	2.2
2	1.314	0.042	100.6	25.0	1.8
3	1.313	0.037	101.9	25.1	1.8
4	1.314	0.036	102.3	25.3	2.2
5	1.313	0.040	101.7	25.4	2.2
6	1.312	0.040	102.0	25.6	2.2
7	1.312	0.040	100.8	26.2	2.7
8	1.311	0.040	99.2	26.6	3.1
9	1.310	0.040	100.2	27.1	3.6
10	1.310	0.040	99.9	27.3	3.6
平均	1.31	0.040	100.8	25.8	2.5

(b)　ねじれ 1 次モード

i）　日中（気温 30℃以上）

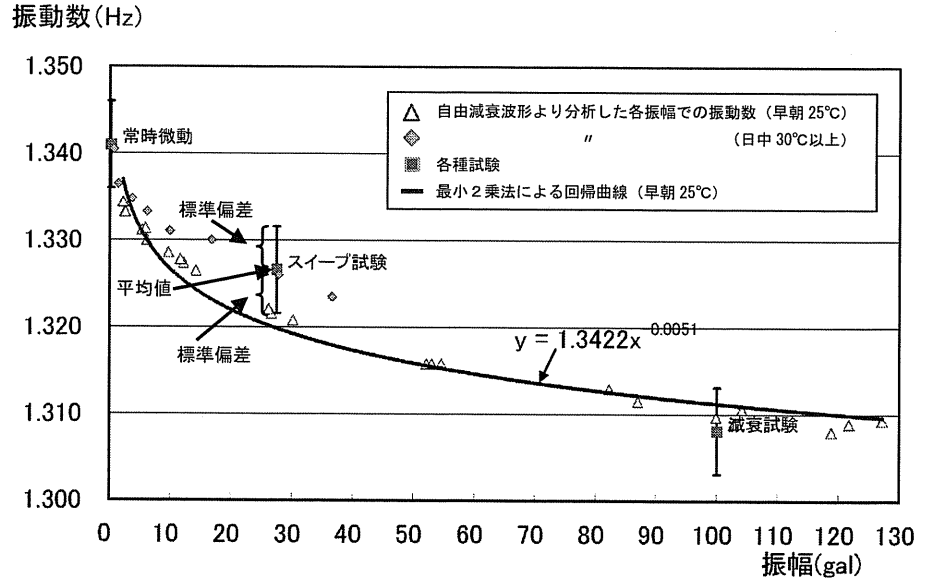
回数	振動数 (Hz)	対数減衰率	平均振幅 (gal)	気温 (℃)	平均風速 (m/s)
1	1.502	0.063	70.6	34.9	0.9
2	1.498	0.065	67.3	34.9	1.8
3	1.498	0.066	71.7	34.5	1.8
4	1.493	0.059	68.2	34.3	1.3
5	1.499	0.065	71.7	34.3	1.3
6	1.499	0.060	72.2	34.2	0.9
7	1.495	0.053	72.6	34.2	0.9
8	1.494	0.059	66.9	33.7	0.9
平均	1.50	0.061	70.1	34.4	1.2

ii）　早朝（気温 25℃程度）

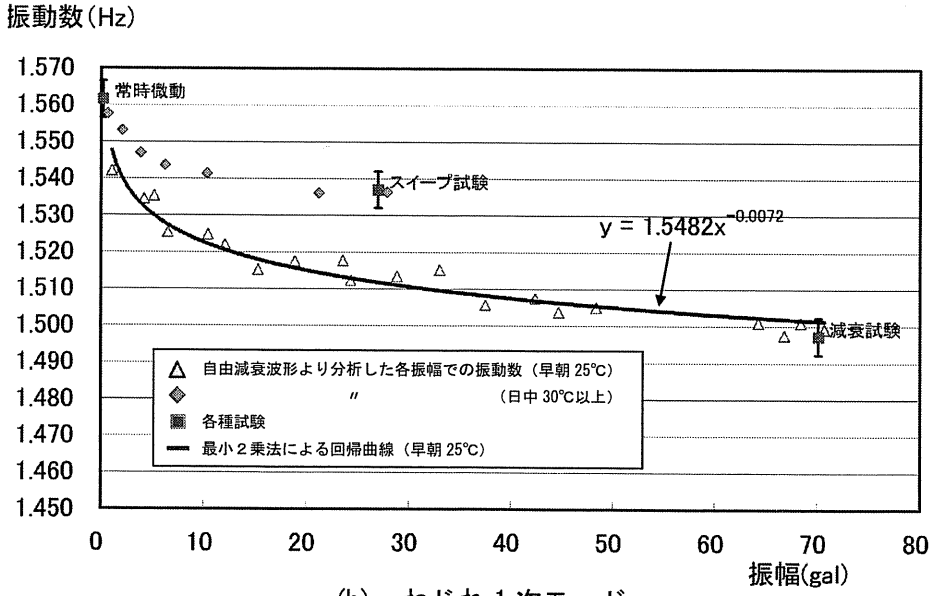
回数	振動数 (Hz)	対数減衰率	平均振幅 (gal)	気温 (℃)	平均風速 (m/s)
1	1.502	0.064	68.8	27.3	3.6
2	1.502	0.068	70.4	27.6	3.6
3	1.502	0.068	70.4	27.8	3.6
4	1.499	0.060	70.7	27.8	3.6
平均	1.50	0.065	70.1	27.6	3.6

なお、自由減衰試験において、固有振動数と構造減衰に振幅依存性が見られた。**図-3.3.6** に示す振動数－振幅の関係および**図-3.3.7** に示す対数減衰率－振幅の関係は、自由減衰試験より得られた減衰波形データから振幅の大きさを数十段階に分割し、各振幅での振動数および対数減衰率を求めて作成したものである。

鉛直たわみ 1 次モードを例に振幅依存性を確認すると、振幅 10gal の振動数（約 1.33Hz）と振幅 120gal の振動数（約 1.31Hz）を比較して約 2%の低下となり、振幅 10gal の構造減衰（対数減衰率で約 0.025）と振幅 120gal の構造減衰（対数減衰率で約 0.040）を比較して約 60%の増加となった。これまで、構造減衰（特に摩擦減衰）の振幅依存性は指摘されている[19]が、固有振動数にも振幅依存性がわずかではあるが有ることが確認された。

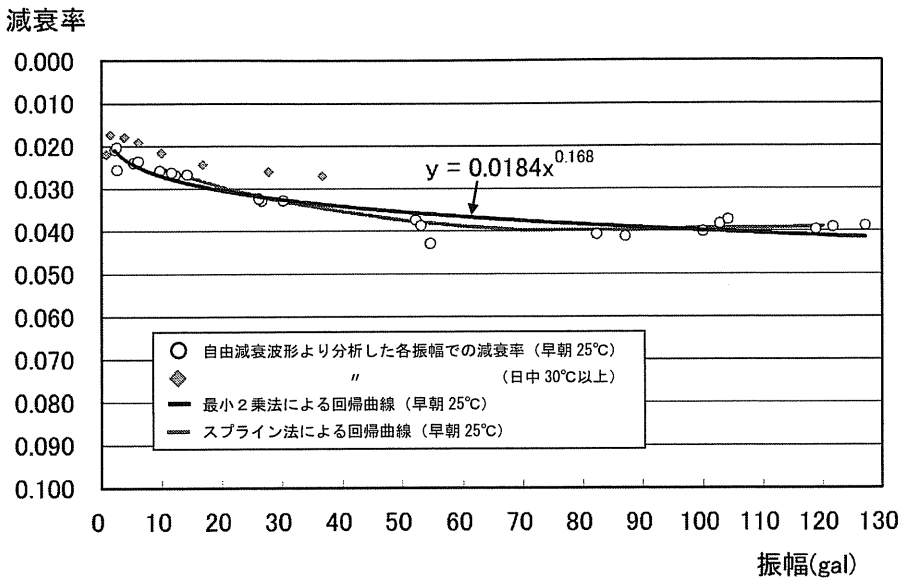


(a)　鉛直たわみ 1 次モード

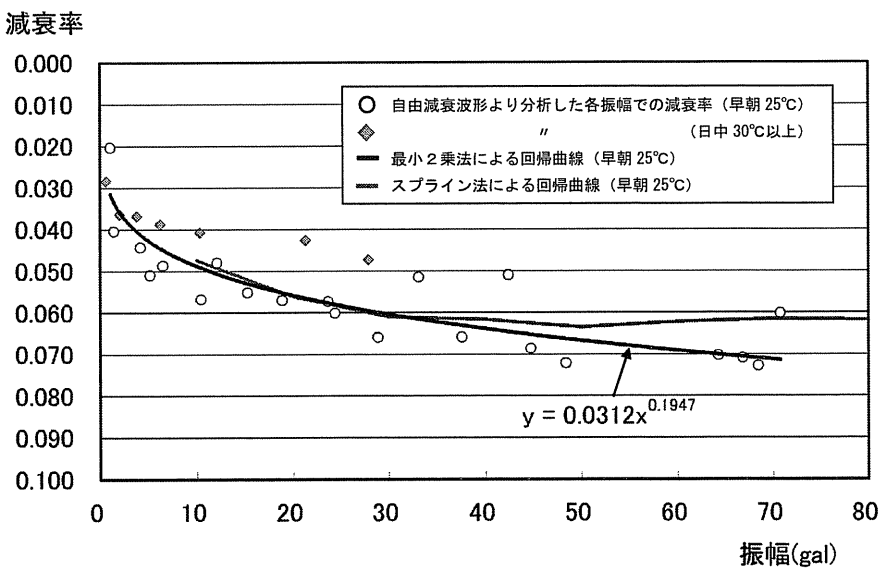


(b)　ねじれ 1 次モード

図-3.3.6　固有振動数の振幅依存性（B 橋）



(a)　鉛直たわみ１次モード



(b)　ねじれ１次モード

図-3.3.7　構造減衰の振幅依存性（B橋）

3.4 C橋（最大支間長110mの鋼細幅箱げた橋）の振動実験[20)]

3.4.1 実験内容

実験対象とした橋は、日本道路公団の橋長244m、最大支間長110m、幅員16mの4径間連続鋼細幅箱げた橋である（図-3.4.1、図-3.4.2、写真-3.4.1）。支承は地震時水平力分散型ゴム支承で、高欄形式は半壁高欄である。実験は、舗装が施工されていない状況で行った。起振機は土研所有（水平方向最大加振力12t/台、0.2Hz-20Hz）のものを使用した。

実験項目は、A橋、B橋と同様である。

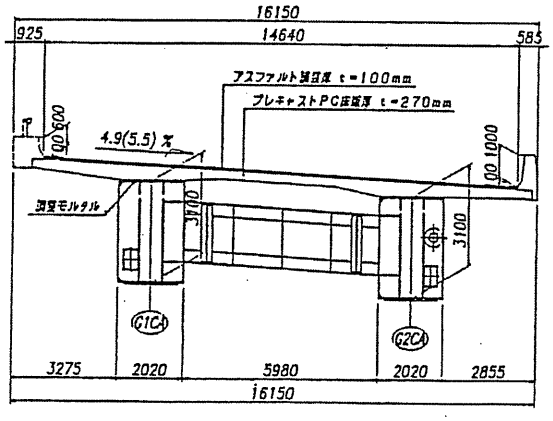
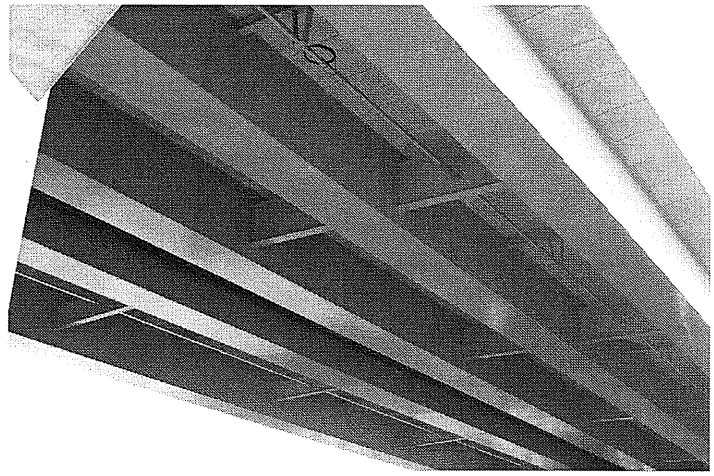
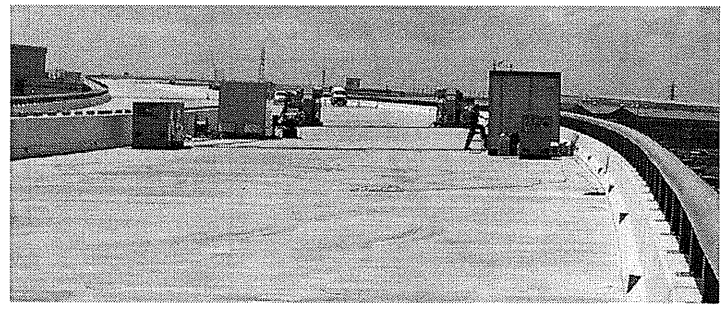


図-3.4.2 C橋の桁断面



(a) 細幅箱げた



(b) 起振機の設置状況

写真-3.4.1 実験現場写真

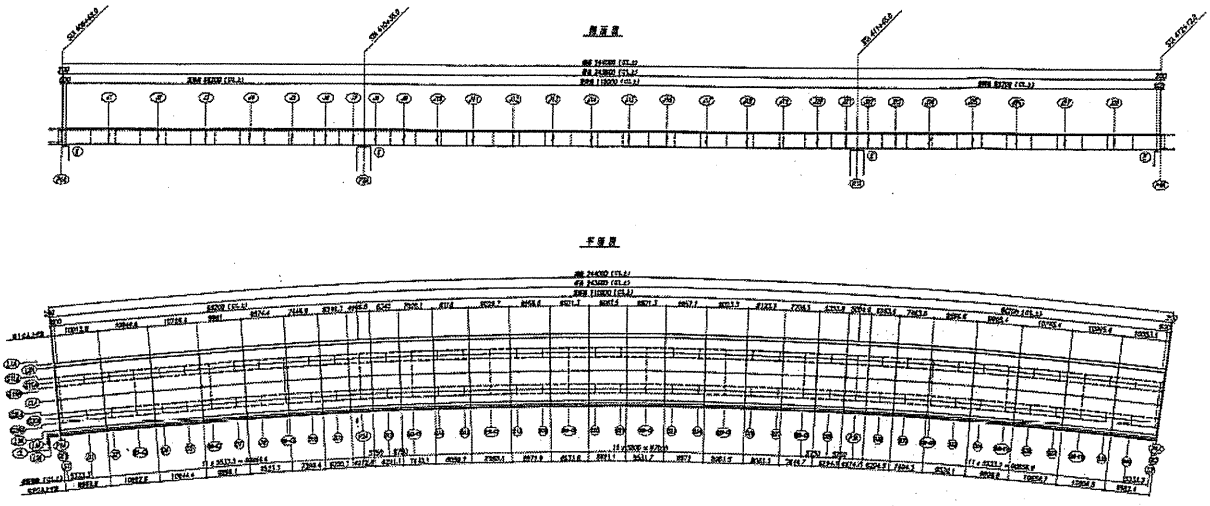


図-3.4.1 振動実験を行ったC橋（鋼細幅箱げた橋）の一般図

3.4.2　実験結果

(1) 常時微動観測結果

観測した常時微動のパワースペクトル解析結果（図-3.4.3）から、C 橋の鉛直たわみ 1 次振動数は 0.9Hz 前後、ねじれ 1 次振動数は 1.8Hz 前後にあると推定した。

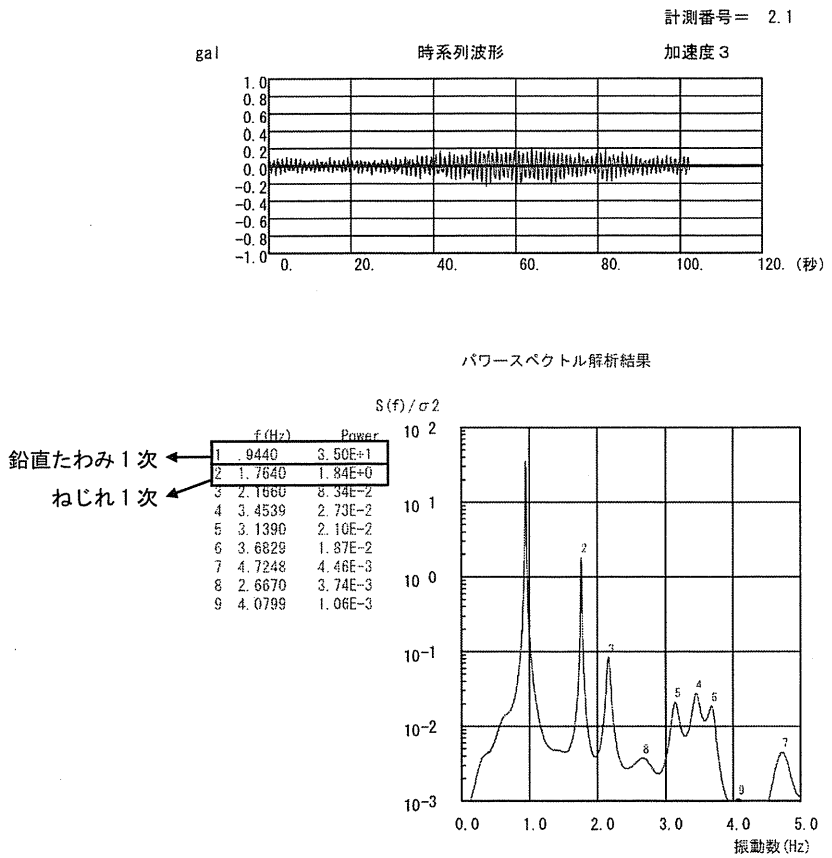
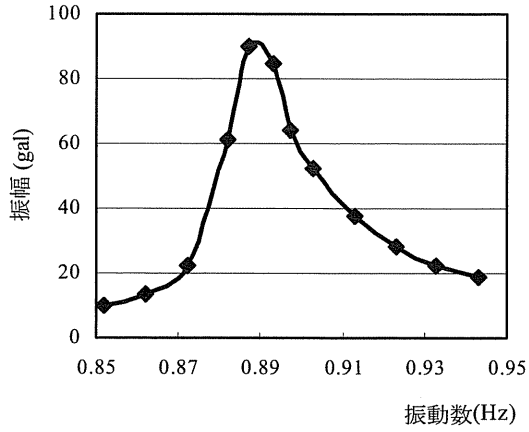


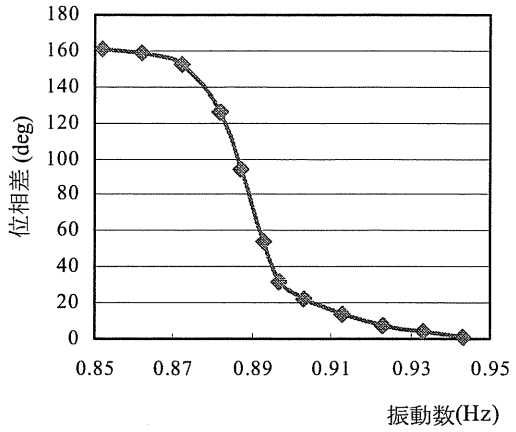
図-3.4.3　常時微動スペクトル解析結果の一例（C橋）

(2) 定常加振試験結果

図-3.4.4 に求めた共振曲線の振幅と振動数の関係および位相差と振動数の関係を、**図-3.4.5** にモード形状をそれぞれ示す。共振曲線から、C 橋の鉛直たわみ 1 次振動数は 0.89Hz、ねじれ 1 次振動数は 1.71Hz であった。

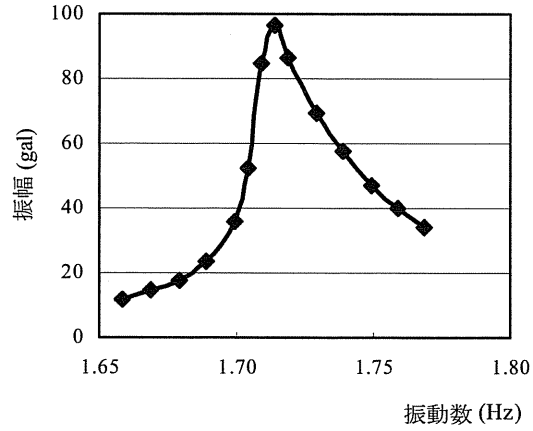


ｉ） 振幅と振動数の関係

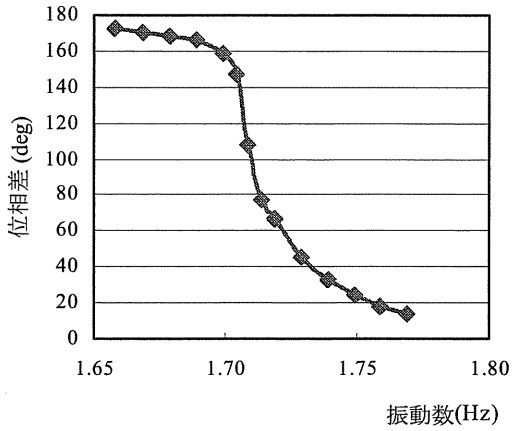


ii） 位相差と振動数の関係

(a) 鉛直たわみ 1 次モード共振曲線



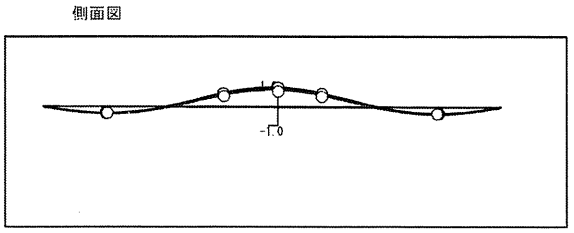
ｉ） 振幅と振動数の関係



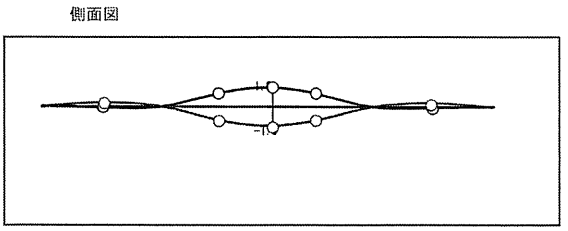
ii） 位相差と振動数の関係

(b) ねじれ 1 次モード共振曲線

図-3.4.4 定常加振試験により求めた共振曲線（C橋）



(a) 鉛直たわみ 1 次モード



(b) ねじれ 1 次モード

図-3.4.5 モード形状（C橋）

(3) 自由減衰試験結果

表-3.4.1 に自由減衰試験による固有振動数および構造減衰の計測値を示す。計測方法は A、B 橋の場合と同様である。試験当日の天候は、晴天ではあったが、日本海を通過した台風 15 号の影響で最大瞬間風速が 10m/s を上回る気象状況での計測となった。したがって、計測した構造減衰には空力減衰の影響が多少含まれている可能性はあると考えられる。

表-3.4.1 自由減衰試験による固有振動数および構造減衰（C橋）

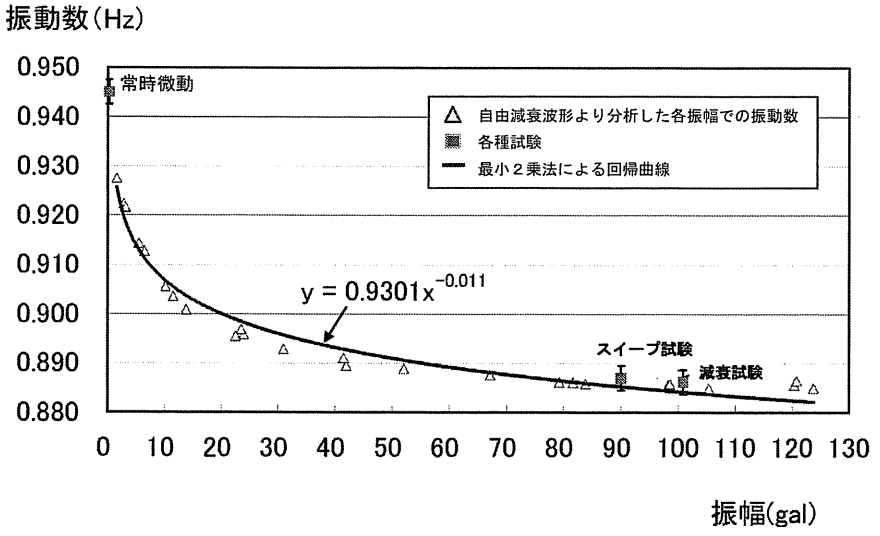
(a) 鉛直たわみ 1 次モード

回数	振動数 (Hz)	対数減衰率	平均振幅 (gal)	気温 (℃)	平均風速 (m/s)
1	0.889	0.048	97.4	32.3	5.4
2	0.887	0.049	102.0	31.9	5.6
3	0.887	0.050	103.5	31.9	5.6
4	0.886	0.050	98.5	32.4	5.4
5	0.886	0.052	98.3	32.6	5.4
6	0.886	0.050	101.9	32.3	5.3
7	0.886	0.051	101.5	32.3	6.7
8	0.886	0.054	100.5	33.1	5.4
9	0.886	0.055	103.5	32.8	6.3
10	0.886	0.055	101.9	32.9	7.2
平均	0.89	0.051	100.9	32.5	5.8

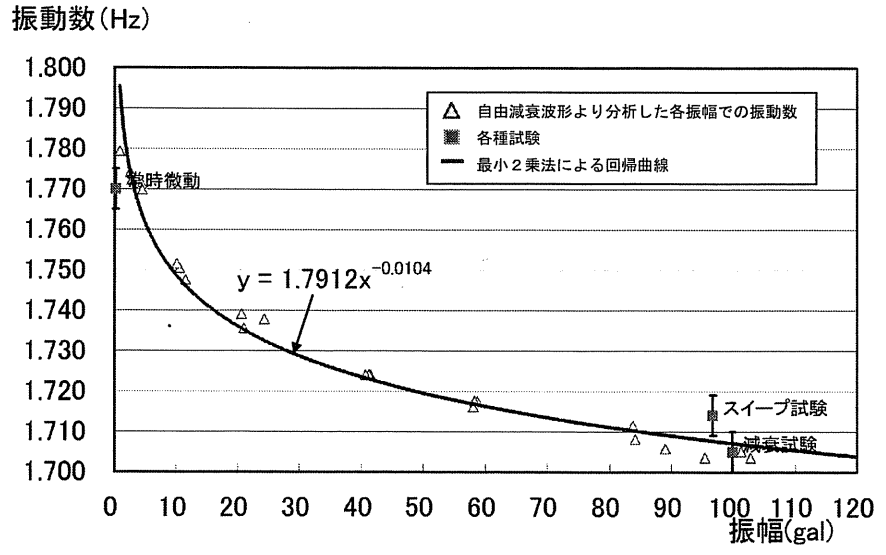
(b) ねじれ 1 次モード

回数	振動数 (Hz)	対数減衰率	平均振幅 (gal)	気温 (℃)	平均風速 (m/s)
1	1.705	0.054	97.3	33.0	8.5
2	1.705	0.056	99.4	34.0	7.6
3	1.704	0.057	101.9	33.8	7.2
4	1.705	0.056	98.3	34.1	8.9
5	1.705	0.056	101.3	34.1	8.0
6	1.705	0.056	99.8	34.2	8.9
7	1.704	0.057	98.7	34.3	8.9
8	1.705	0.056	100.3	34.3	8.7
9	1.703	0.056	100.8	34.3	7.2
10	1.703	0.059	100.3	34.2	7.2
平均	1.70	0.056	99.8	34.0	8.1

なお、B 橋と同様に、C 橋においても固有振動数と構造減衰に振幅依存性が見られた（図-3.4.6、図-3.4.7）。ねじれ 1 次モードを例に振幅依存性を確認すると、振幅 10gal の振動数（約 1.75Hz）と振幅 100gal の振動数（約 1.70Hz）を比較して約 3%の低下となり、振幅 10gal の構造減衰（対数減衰率で約 0.045）と振幅 100gal の構造減衰（対数減衰率で約 0.055）を比較して約 25%の増加となった。なお、鉛直たわみ 1 次における構造減衰では、振幅が小さいほど対数減衰率が大きくなるというこれまでとは逆の傾向が見られた（図-3.4.7(a)）。

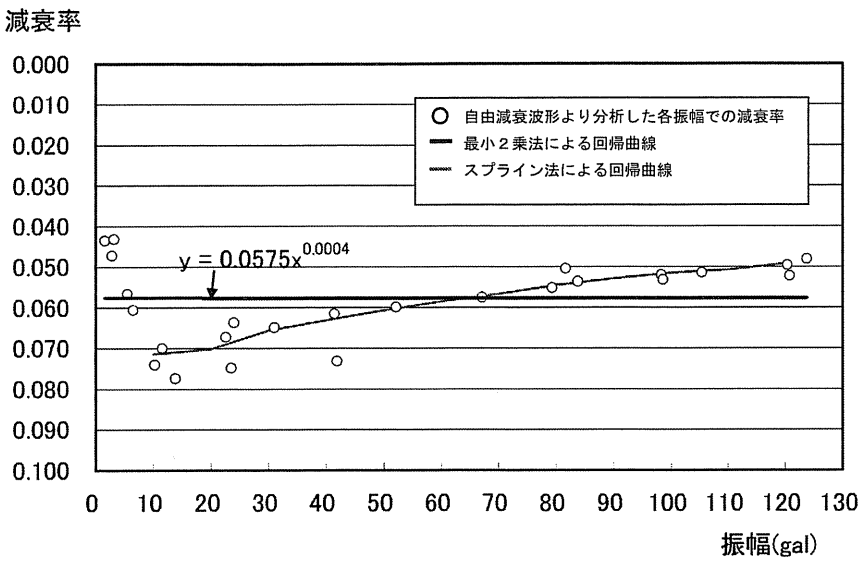


(a)　鉛直たわみ 1 次モード

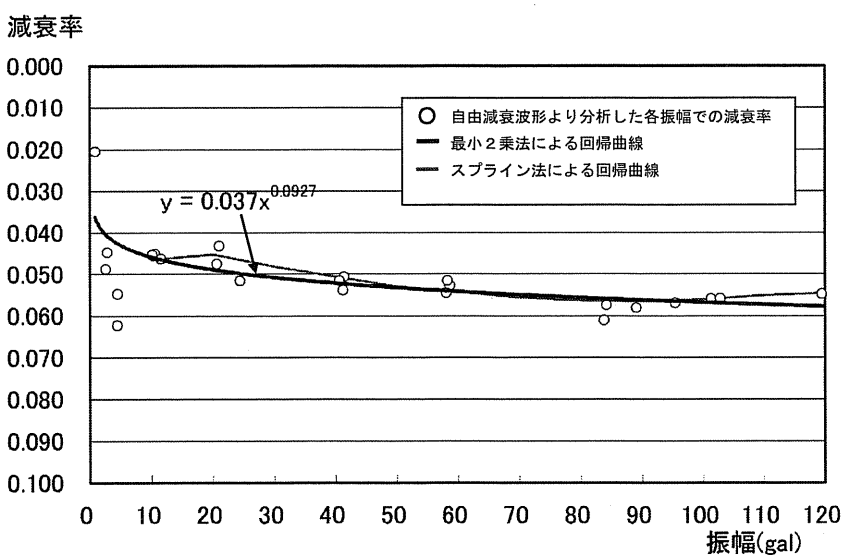


(b)　ねじれ 1 次モード

図-3.4.6　固有振動数の振幅依存性（C 橋）



(a)　鉛直たわみ１次モード



(b)　ねじれ１次モード

図-3.4.7　構造減衰の振幅依存性（C橋）

3.5 考察

今回の振動実験で得られた実測値と解析値（ゴム支承の回転剛性や壁高欄の剛性は考慮しない3次元骨組モデルによる解析結果）との比較を**表-3.5.1**に示す。同表の実測値としては、振動数および構造減衰の振幅依存性を考慮して振幅100gal程度で加振している自由減衰試験時の平均の値を示した。また、B橋の夏場の実測値としては、早朝（気温25℃程度）に計測した結果を示した。

今回の振動実験で得られた主な結果をまとめると以下のとおりである。

- 鋼少数主げた橋におけるねじれ1次振動数の実測値はA橋で2.17Hz、B橋（仮舗装あり）で1.50Hz であり、横構等を省略していない鋼多主げた橋の推定式による値（耐風便覧によれば支間長60mで3.3Hz程度）より低かった。また、振動数比は1.1程度であり、耐風便覧における開断面充腹げたに対する推定式（$f_\theta/f_h=2.0$）と比較して小さく、ねじれ振動数がたわみ振動数に近い値であった。
- 鋼細幅箱げた橋C橋における振動数比の実測値は1.9程度であり、鋼少数主げた橋の場合と比較して大きく、耐風便覧における開断面充腹げたに対する推定式に近い値であった。
- 構造減衰（対数減衰率）は3橋とも0.04以上であった。また、鉛直たわみ1次よりねじれ1次の方が構造減衰は大きくなる傾向が見られ、振動モードにより減衰特性が異なることが確認された。さらに、舗装が施工されている状態であれば、構造減衰（対数減衰率）は鉛直たわみ1次モードで0.04以上、ねじれ1次モードで0.05以上の値を取ることが確認された。
- C橋のたわみ振動に対する構造減衰を除き、構造減衰および固有振動数の振幅依存性がわずかに見られ、振幅が大きくなるにつれ構造減衰は数十パーセント増加し、固有振動数は数パーセント低下する傾向が見られた。また、いずれの橋においても振幅50～100gal程度の定常加振時において振動数および構造減衰の値が概ね安定することが確認された。

  構造減衰および固有振動数の振幅依存性については、地震時水平力分散型ゴム支承の微少振幅域における等価剛性、等価減衰定数（いずれも水平、鉛直、回転の3成分）の非線形性が影響していることが一つの理由として考えられる。
- B橋において、仮舗装の有無による振動特性の違いを検討したところ、仮舗装があることで固有振動数は5%程度低下した。これは、仮舗装による剛性の付加の影響よりも重量の付加の影響の方が大きかったためと考えられる。また、構造減衰は仮舗装があることで10%以上増加する結果となった。これは、仮舗装内の粘性減衰、もしくは仮舗装と床版間との摩擦減衰が付加されたことが主な要因と考えられる。
- B橋において、気温30℃以上の日中と25℃程度の早朝で自由減衰試験を実施したところ、固有振動数は気温が上昇しても大きな変化は見られなかったが、構造減衰は10%前後の差が見られ、気温の上昇とともに構造減衰が低下するという温度依存性が確認された。
- 固有振動数の実測値と解析値の誤差は10%以上となるものがあり、誤差の要因としては、モデル化していない壁高欄の剛性の寄与や、回転自由としているゴム支承の回転剛性の影響等が考えられる。これらの影響を考慮したモデル化手法については6章で検討する。

表-3.5.1　実測値と解析値の比較

(a)　A橋（鋼少数主げた橋）

モード	H15冬（仮舗装あり）			
	固有振動数(Hz)			対数減衰率
	実測値（平均値）	解析値	比率 解析/実測	実測値（平均値）
鉛直たわみ1次	1.88	1.54	82%	0.044
ねじれ1次	2.17	1.99	92%	0.050
振動数比	1.15	1.29	112%	---

(b)　B橋（鋼少数主げた橋）

モード	H16冬（仮舗装なし）				H16夏（仮舗装あり）			
	固有振動数(Hz)			対数減衰率	固有振動数(Hz)			対数減衰率
	実測値（平均値）	解析値	比率 解析/実測	実測値（平均値）	実測値（平均値）	解析値	比率 解析/実測	実測値（平均値）
鉛直たわみ1次	1.39	1.30	93%	0.032	1.31	1.26	96%	0.040
ねじれ1次	1.58	1.45	92%	0.058	1.50	1.42	94%	0.065
振動数比	1.14	1.12	98%	---	1.15	1.12	98%	---

(c)　C橋（鋼細幅箱げた橋）

モード	H16夏（仮舗装なし）			
	固有振動数(Hz)			対数減衰率
	実測値（平均値）	解析値	比率 解析/実測	実測値（平均値）
鉛直たわみ1次	0.89	0.82	92%	0.051
ねじれ1次	1.70	1.81	107%	0.056
振動数比	1.91	2.22	116%	---

3.6 固有振動数、構造減衰の推定式に向けての整理

耐風便覧における推定式の考え方に準じて、一連の振動実験結果の整理を行う。

(1) 固有振動数

実測したA橋およびB橋の鉛直たわみ1次振動数（平均値）を、耐風便覧において整理されていたグラフにプロットしたものを**図-3.6.1**に示す。**表-3.6.1**に同図のプロット値を示す。同図には、耐風便覧の推定式（f_h=100/L）および橋梁振動研究会の推定式[21]（f_h=49.1×$L^{-0.779}$）を併記した。また、図中にはクレーン加振もしくは段差加振等で振動実験がされているその他の鋼少数主げた橋の振動測定結果[22~27]もプロットしているが、耐風便覧の推定式の方が橋種に関係なく下限側の値を与えている。なお、図中のデータでは橋の形式別、けた断面形状別で明確な傾向を把握することはできないが、鉛直たわみ1次振動数を概略推定する際には、推定式を従来どおり最大支間長のみの関数として与えても実用上目安となるものと考えられる。

図-3.6.2はねじれ1次振動数を求めるための振動数比について整理したものである。A橋、B橋を含めて振動実験が実施されている鋼少数主げた橋の振動数比は1.1～1.3であり、開断面充腹げたの推定式（f_θ / f_h=2.0）とは傾向が異なり、下限値側のf_θ / f_h=1.1程度で新たに設定する必要がある。

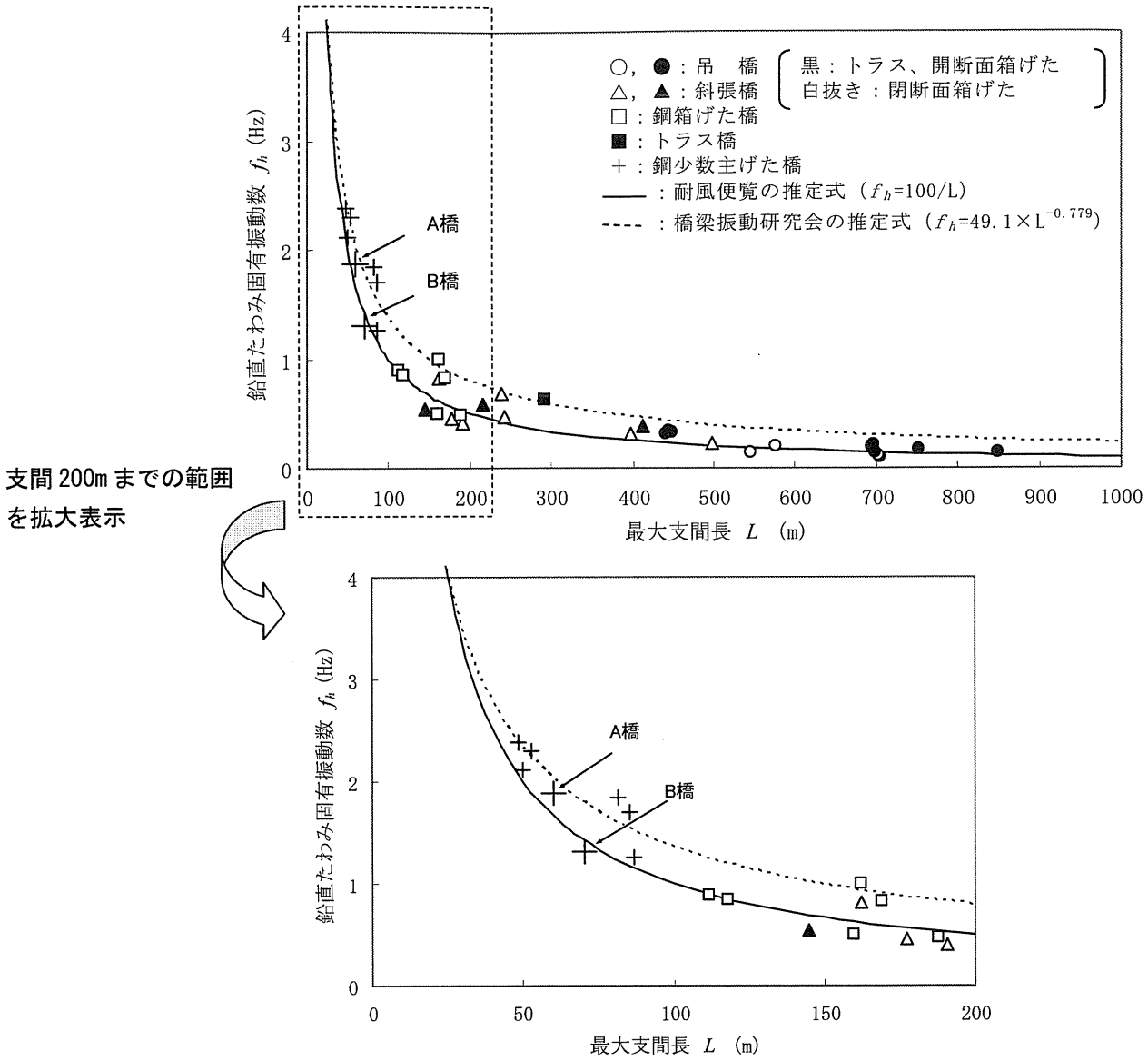


図-3.6.1　鉛直たわみ振動数

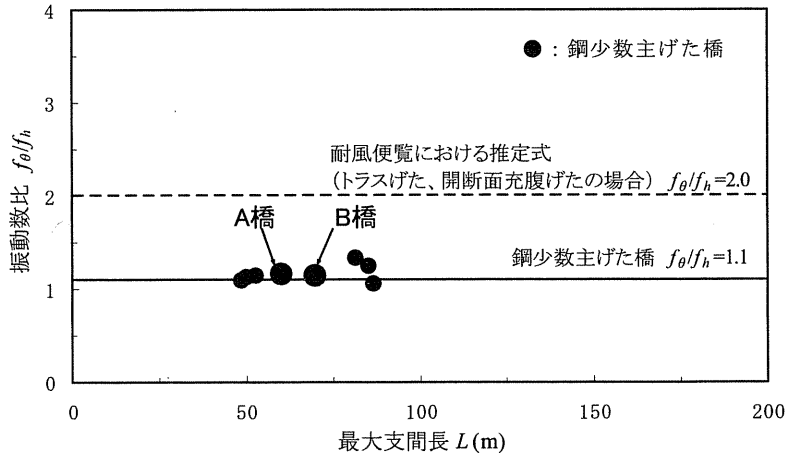


図-3.6.2　振動数比

表-3.6.1　固有振動数のプロット値

吊橋（閉断面箱げた）[14]（○）

橋梁名	最大支間長	f_h	支承種類	計測手法
---	546.0	0.15	---	---
---	576.0	0.20	---	---
---	704.0	0.10	---	---
---	703.0	0.11	---	---
---	695.0	0.20	---	---

吊橋（トラス，開断面箱げた）[14]（●）

橋梁名	最大支間長	f_h	支承種類	計測手法
---	444.0	0.34	---	---
---	440.0	0.32	---	---
---	449.0	0.32	---	---
---	696.0	0.22	---	---
---	694.0	0.19	---	---
---	698.0	0.14	---	---
---	751.0	0.18	---	---
---	849.0	0.14	---	---

斜張橋（閉断面箱げた）[14]（△）

橋梁名	最大支間長	f_h	支承種類	計測手法
---	162.0	0.82	---	---
---	238.0	0.69	---	---
---	177.0	0.45	---	---
---	191.0	0.41	---	---
---	242.0	0.47	---	---
---	397.0	0.31	---	---
---	498.0	0.23	---	---

斜張橋（トラス，開断面箱げた）[14]（▲）

橋梁名	最大支間長	f_h	支承種類	計測手法
---	145.0	0.54	---	---
---	216.0	0.58	---	---
---	412.0	0.38	---	---

鋼箱げた橋[14]（□）

橋梁名	最大支間長	f_h	支承種類	計測手法
---	162.0	0.99	---	---
---	112.0	0.89	---	---
---	118.0	0.85	---	---
---	169.0	0.82	---	---
---	160.0	0.50	---	---
---	188.0	0.48	---	---

トラス橋[14]（■）

橋梁名	最大支間長	f_h	支承種類	計測手法
---	292.0	0.63	---	---

※ ”---” 部分は不明。

鋼少数主げた橋（＋）

橋梁名	最大支間長	f_h	f_θ	振動数比	支承種類	計測手法	出典
日計平高架橋	48.5	2.39	2.59	1.08	水平力分散型ゴム支承(NR)	ｸﾚｰﾝ加振	＊1
大津呂川橋	50.0	2.11	2.38	1.13	水平力分散型ゴム支承(NR)	起振機	＊2
千鳥の沢川橋	53.0	2.30	2.60	1.13	水平力分散型ゴム支承(NR)	ｸﾚｰﾝ加振	＊3
ホロナイ川橋	53.0	2.30	2.60	1.13	水平力分散型ゴム支承(NR)	車輌の踏台落下加振	＊4
A橋	60.0	1.88	2.17	1.16	水平力分散型ゴム支承(NR)	起振機	---
B橋	70.0	1.31	1.50	1.14	水平力分散型ゴム支承(NR)	起振機	---
今別府川橋	81.5	1.85	2.45	1.32	剛結構造	ｸﾚｰﾝ加振	＊5
宿茂高架橋	85.0	1.70	2.10	1.24	剛結構造	車輌の踏台落下加振	---
利別川第一橋	86.5	1.26	1.32	1.05	水平力分散型ゴム支承(CR)	ｸﾚｰﾝ加振	＊6

＊1[22]：水口，西星：PC 床版連続桁剛性 2 主桁橋（日計平高架橋）の実橋振動実験，土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B103，2000.9.

＊2[23]：石原，安川，稲葉他：連続合成 2 主桁橋（大津呂川橋）の起振機による定常加振実験，土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-587，2002.9.

＊3[24]：大垣，山本，川尻他：千鳥の沢川橋－PC 床版連続合成 2 主桁橋－の実橋振動試験，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B253，1999.9.

＊4[25]：橘，高橋，牛島他：PC 床版 2 主桁橋「ホロナイ川橋」の載荷試験，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-A341，1996.9.

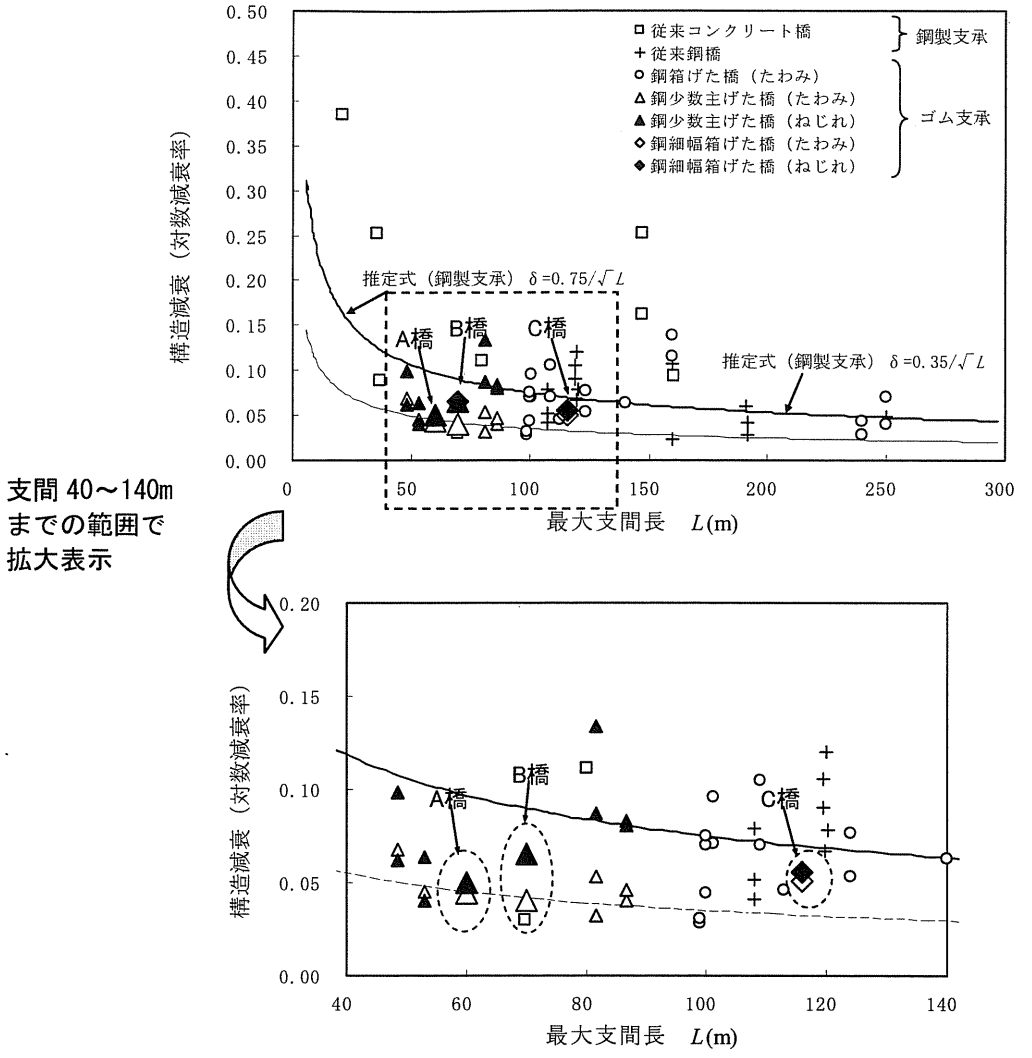
＊5[26]：小幡，佐々木，今泉，兼重：鋼 2 主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の実橋振動実験，土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集，CS2-028，2001.9.

＊6[27]：中村，宮越，畠中他：利別川第一橋（PC 床版連続合成 2 主桁橋）の実橋振動試験，土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B108，2000.9.

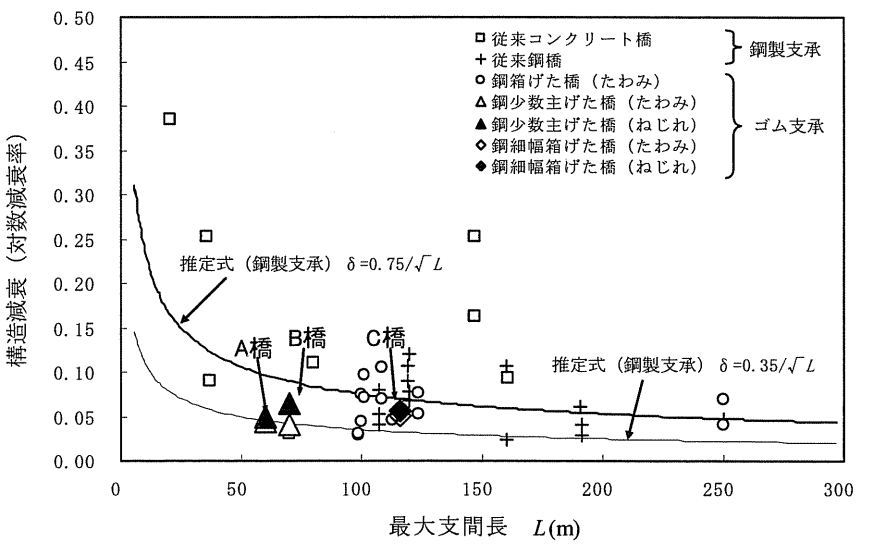
(2) 構造減衰

構造減衰について、A 橋、B 橋および C 橋の計測結果（平均値）と、既存文献による実橋計測結果を橋の形式別、支承種類別に整理したものを**図-3.6.3** に示す。**表-3.6.2** に同図のプロット値を示す。構造減衰の計測結果はばらつきが大きく、耐風便覧に述べられているようにある値に特定できるとは言い難い。ただし、全体の傾向として構造減衰については、鋼製支承（図中の□、×）の場合よりもゴム支承（図中の○、●、△、▲）の場合の方が小さくなる傾向が見られ、支承の摩擦減衰の影響が一因として考えられる。この他にも、構造減衰には、上部工の構造形式・構造詳細、振動モード（たわみ振動またはねじれ振動）、ゴム支承の種類・寸法諸元等も影響するものと考えられるが、これらの影響を特定するだけの十分なデータが現時点で得られていないことから、鋼製支承とゴム支承という大括りの区分により、構造減衰の目安値を検討することとした。

耐風便覧では、鋼製支承を用いた橋に対して構造減衰（対数減衰率）の推定式として $\delta=0.75/\sqrt{L}$ を与えていることから、ゴム支承を有する橋に対しても同様の式形の推定式 $\delta=0.35/\sqrt{L}$ を目安として図中に示した。ここで、構造減衰については振幅依存性があることから、起振機を用いて 100gal 程度に加振した振動実験データ（**図-3.6.3(b)**）を参考にした。図より、推定式は A 橋、B 橋、C 橋を含めた鋼少数主げた橋、ならびに鋼箱げた橋の構造減衰の下限側を概ね推定していることがわかる。



(a)　表-3.6.2 中の全実験データをプロットした場合



(b)　表-3.6.2 中の起振機以外の実験データを除外した場合

図-3.6.3　構造減衰（対数減衰率）

表-3.6.2　構造減衰（対数減衰率）のプロット値

従来コンクリート橋[14]（□）

橋梁名	最大支間長	構造減衰	支承種類	計測手法
---	20.8	0.385	---	---
---	35.6	0.252	---	---
---	37.1	0.089	---	---
---	69.8	0.030	---	---
---	80.2	0.111	---	---
---	147.0	0.252	---	---
---	147.0	0.163	---	---
---	160.4	0.093	---	---

※ ”---”部分は不明。

従来鋼橋[14]（＋）

橋梁名	最大支間長	構造減衰	支承種類	計測手法
---	107.8	0.041	---	---
---	107.8	0.052	---	---
---	107.8	0.079	---	---
---	119.7	0.067	---	---
---	120.3	0.078	---	---
---	119.4	0.090	---	---
---	119.4	0.106	---	---
---	120.0	0.120	---	---
---	160.1	0.024	---	---
---	160.1	0.107	---	---
---	191.3	0.029	---	---
---	191.3	0.041	---	---
---	190.7	0.061	---	---
---	250.1	0.048	---	---

鋼箱げた橋（たわみ1次）（○）

橋梁名	最大支間長	構造減衰	支承種類	計測手法
石丸高架橋	99.0	0.028	LRB	土研起振機
	99.0	0.031		
	99.0	0.031		
中部国際空港連絡橋3連	100.0	0.044	HDR	土研起振機
	100.0	0.075		
	101.1	0.071		
	101.1	0.096		
	109.0	0.070		
	109.0	0.105		
姪浜石丸高架橋	113.0	0.046	LRB	土研起振機
	113.0	0.046		
室見川高架橋	123.9	0.053	LRB	土研起振機
	123.9	0.077		
海田大橋	250.0	0.040	---	三菱起振機
	250.0	0.070		
奈井江大橋	140.0	0.063	ゴム	TMD加振
撫養橋	160.0	0.115	スライド	段差加振
	160.0	0.139		
---	240.0	0.028	---	---
---	240.0	0.044	---	---
---	100.0	0.070	---	---
---	100.0	0.075	---	---
---	100.0	0.044	---	---

※ [　　] は，起振機以外の方法による実験結果

鋼少数主げた橋（たわみ1次）（△）

橋梁名	最大支間長	構造減衰	支承種類	計測手法
日計平高架橋	48.5	0.062 ～0.068	ゴム(NR)	車輌踏台落下
千鳥の沢川橋	53.0	0.064	ゴム(NR)	ｸﾚｰﾝ加振
ホロナイ川橋	53.0	0.045	ゴム(NR)	車輌踏台落下
今別府川橋	81.5	0.032 ～0.053	剛結構造	ｸﾚｰﾝ加振
利別川第一橋	86.5	0.040 ～0.046	ゴム(CR)	ｸﾚｰﾝ加振
A橋	60.0	0.044 (平均値)	ゴム(NR)	起振機
B橋	70.0	0.040 (平均値)	ゴム(NR)	起振機
C橋（細幅箱げた橋）	116.0	0.051 (平均値)	ゴム(NR)	起振機

鋼少数主げた橋（ねじれ1次）（▲）

橋梁名	最大支間長	構造減衰	支承種類	計測手法
日計平高架橋	48.5	0.062 ～0.098	ゴム(NR)	車輌踏台落下
千鳥の沢川橋	53.0	0.064	ゴム(NR)	ｸﾚｰﾝ加振
ホロナイ川橋	53.0	0.040	ゴム(NR)	車輌踏台落下
今別府川橋	81.5	0.087 ～0.134	剛結構造	ｸﾚｰﾝ加振
利別川第一橋	86.5	0.081 ～0.083	ゴム(CR)	ｸﾚｰﾝ加振
A橋	60.0	0.050 (平均値)	ゴム(NR)	起振機
B橋	70.0	0.065 (平均値)	ゴム(NR)	起振機
C橋（細幅箱げた橋）	116.0	0.056 (平均値)	ゴム(NR)	起振機

＊1[22]：水口，西星：PC床版連続桁剛性2主桁橋（日計平高架橋）の実橋振動実験，土木学会第55回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B103，2000.9.

＊2[24]：大垣，山本，川尻他：千鳥の沢川橋－PC床版連続合成2主桁橋－の実橋振動試験，土木学会第54回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B253，1999.9.

＊3[25]：橘，高橋，牛島他：PC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」の載荷試験，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-A341，1996.

＊4[26]：小幡，佐々木，今泉，兼重：鋼2主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の実橋振動実験，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，CS2-028，2001.9.

＊5[27]：中村，宮越，畠中他：利別川第一橋（PC床版連続合成2主桁橋）の実橋振動試験，土木学会第55回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B108，2000.9.

3.7 まとめ

本章では、橋の耐風性を評価する上で重要なパラメータである固有振動数や構造減衰等の振動特性を把握するため、地震時水平力分散型ゴム支承を有する鋼少数主げた橋2橋(A橋:最大支間長60m、B橋:最大支間長70m)と鋼細幅箱げた橋1橋(C橋:最大支間長110m)を対象として起振機を用いた振動実験を実施し、振動特性(振動数比、構造減衰)の推定式提案に向けて、これら3橋の試験結果および既存の振動実験結果の整理を行った。主な結果を以下にまとめる。

(1) 3橋の振動実験結果のまとめ

1) 鋼少数主げた橋におけるねじれ1次振動数の実測値(平均値)はA橋で2.17Hz、B橋(仮舗装あり)で1.50Hzであり、横構等を省略していない鋼多主げた橋の推定式による値(耐風便覧によれば支間長60mで3.3Hz程度)より低かった。また、振動数比は1.1程度であり、耐風便覧における開断面充腹げたに対する推定式($f_\theta/f_h=2.0$)と比較して小さく、ねじれ振動数がたわみ振動数に近い値であった。

2) 鋼細幅箱げた橋C橋における振動数比の実測値は1.9程度であり、鋼少数主げた橋の場合と比較して大きく、耐風便覧における開断面充腹げたに対する推定式に近い値であった。

3) 構造減衰(対数減衰率)は3橋とも0.04以上であった。また、舗装が施工されている状態であれば、構造減衰(対数減衰率)は鉛直たわみ1次モードで0.04以上、ねじれ1次モードで0.05以上の値を取ることが確認できた。

4) C橋のたわみ振動に対する構造減衰を除き、構造減衰および固有振動数の振幅依存性がわずかに見られ、振幅が大きくなるにつれ構造減衰は数十パーセント増加し、固有振動数は数パーセント低下する傾向であった。また、いずれの橋においても振幅50～100gal程度の定常加振時において振動数および構造減衰の値が概ね安定することが確認された。

5) B橋において、仮舗装の有無による振動特性の違いを検討したところ、仮舗装がある場合に固有振動数は5%程度低下した。これは、仮舗装による剛性の付加よりも重量の付加の影響の方が大きかったためと考えられる。また、仮舗装がある場合に構造減衰は10%以上増加した。これは、仮舗装内の粘性減衰、もしくは仮舗装と床版間との摩擦減衰が付加されたことが主な要因と考えられる。

6) B橋において、気温30℃以上の日中と25℃程度の早朝で自由減衰試験を実施し、試験結果を比較したところ、固有振動数は気温が上昇しても大きな変化は見られなかったが、構造減衰は10%前後の差が見られ、気温の上昇とともに構造減衰が低下するという温度依存性が確認された。

7) 固有振動数の実測値と解析値の誤差は10%以上となるものがあり、誤差の要因としては、モデル化していない壁高欄の剛性の寄与や、回転自由としているゴム支承の回転剛性の影響等が考えられる。

(2) ゴム支承を有する鋼げた橋の振動特性

1) 固有振動数

耐風便覧におけるたわみ一次固有振動数の推定式（ $f_h=100/L$ ）と、今回振動実験を実施した2橋（A橋、B橋）および既存の振動実験結果を比較した結果、耐風便覧の推定式が橋種に関係なく下限側の値を与えることが確認された。

また、ねじれ1次振動数を求めるための振動数比については、A橋、B橋を含め振動実験が実施されている鋼少数主げた橋の振動数比は1.1～1.3であり、推定式 $f_\theta/f_h=1.1$ が概ね下限値を与えることが確認された。

2) 構造減衰

耐風便覧における鋼製支承を用いた橋に対する構造減衰（対数減衰率）の推定式 $\delta=0.75/\sqrt{L}$ を参考として、ゴム支承を有する橋に対しても同様の式形の推定式 $\delta=0.35/\sqrt{L}$ を目安として提案した。

4章　鋼少数主げた橋の耐風性照査法の提案

2 章の風洞試験より把握した鋼少数主げた橋の対風応答特性と 3 章の振動実験より把握した振動特性をもとに、鋼少数主げた橋の動的耐風性の照査法を提案する。ここで提案する照査法は、現行の耐風便覧における箱げたを対象とした照査法に準じており、発現風速に対する照査式および照査風速、発現振幅に対する照査式の式形は同じとしている。新たに提案するものは、鋼少数主げた橋の、①固有振動数、②構造減衰、③発散振動の発現風速、④渦励振の発現風速、発現振幅の推定式である。

4.1　照査の流れ

図-4.1.1 に今回提案する鋼少数主げた橋の耐風性の照査の流れを示す。上述のとおり、基本的な照査の流れは箱げた形式を想定している現行の耐風便覧に準じており、ここで提案する推定式を下線で示した。なお、耐風便覧では、動的耐風性照査の必要性の判定式が示されているが、照査式 1 と実質的に同じ照査であるので、ここでは省略している。また、渦励振時の許容振幅については、耐風便覧ではたわみ振動について $h_a=0.04/f_h$、ねじれ振動について $\theta_a=2.28/(b\cdot f_\theta)$ を参考値として示している（[補足] 参照）が、ここでは、耐風便覧を参考に、100gal 相当の振動に対する振幅を、“利用者に対して不安感、不快感を感じさせるような振動が発生しないこと（以下、使用性）を照査するための振幅の限界値の目安”として与えることとした。渦励振時の振動に対しては、使用性以外にも構造安全性、疲労耐久性の照査が必要となるが、これらについては発現振幅を踏まえて道路橋示方書に従って、別途適切に照査する必要がある。なお、使用性照査の指標としての限界値については諸説があり必ずしも明確ではなく、今後の検討課題と考えられる。

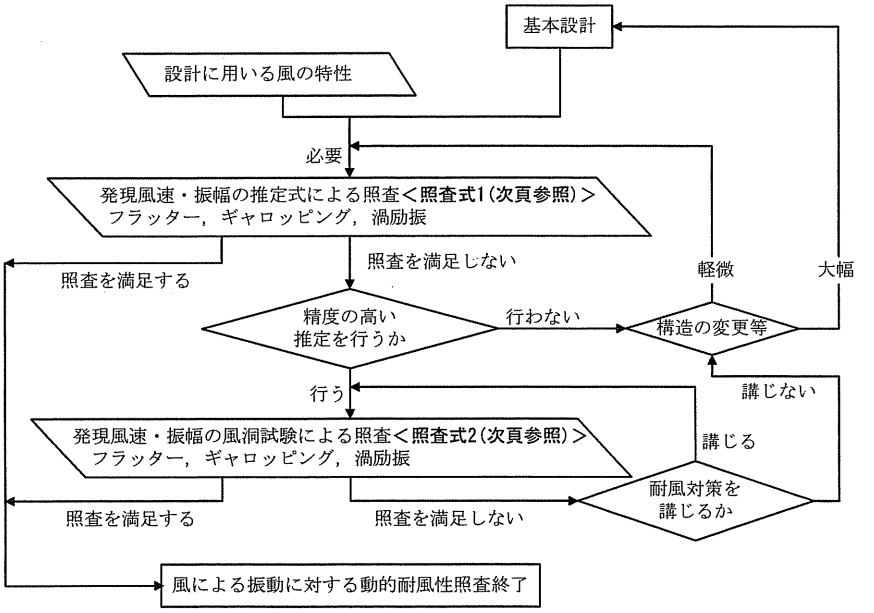


図-4.1.1　鋼少数主げた橋の耐風性照査の流れ

＜照査式１＞

・動的照査に必要な諸量の推定式

固有振動数	鉛直たわみ１次振動数	$f_h = 100/L$
	ねじれ１次振動数	$f_\theta = 1.1 f_h$
構造減衰（対数減衰率）	鋼製支承を有する場合	$\delta = 0.75/\sqrt{L}$
	ゴム支承を有する場合	$\delta = 0.35/\sqrt{L}$

・発散振動の照査式

ギャロッピング （ただし、乱れ強さ $I_u<0.15$ かつ $1.5 \leqq B/d<5$ の場合）	フラッター （ただし、$1.5 \leqq B/d<5$ の場合）
$U_{cg} > U_{rg}$	$U_{cf} > U_{rf}$
$U_{cg} = 3.5 f_h \cdot B$	$U_{cf} = (6.0 - B/d)\, f_\theta \cdot B \quad (1.5 \leqq B/d < 3.5)$
	$U_{cf} = 2.5 f_\theta \cdot B \quad (3.5 \leqq B/d)$
	$U_{cf} = 2.1 f_\theta \cdot B$ （$3.0 < B/d < 5.0$ の鋼少数主げた橋を特に乱れの小さい海上部に建設する場合）
$U_{rg} = 1.2 U_d$	$U_{rf} = 1.2 E_{r1} \cdot U_d$

・渦励振の照査式

たわみ渦励振 （ただし、乱れ強さ $I_u<0.20$ かつ $1.5 \leqq B/d<5$ の場合）	ねじれ渦励振 （ただし、乱れ強さ $I_u<0.20$ かつ $1.5 \leqq B/d<5$ の場合）
$U_{cvh} > U_{rvh}$ または $h_c < h_a$	$U_{cv\theta} > U_{rv\theta}$ または $\theta_c < \theta_a$
$U_{cvh} = 2.0 f_h \cdot B$	$U_{cv\theta} = (3.5 - 0.62B/d)\, f_\theta \cdot B \quad (B/d<3.5)$
	$U_{cv\theta} = 1.33 \cdot f_\theta \cdot B \quad (3.5 \leqq B/d)$
$U_{rvh} = U_d$	$U_{rv\theta} = U_d$
$h_c = 1.3\beta_h \left(\frac{B}{d}\right)^{-1} \cdot \frac{B}{m_r \cdot \delta_h} \cdot E_{th}$	$\theta_c = 1.3\beta_\theta \left(\frac{B}{d}\right)^{-3} \cdot \frac{1}{I_{pr} \cdot \delta_\theta} \cdot E_{t\theta}$
$h_a = 0.025/f_h^{\,2}$	$\theta_a = 1.45/(b \cdot f_\theta^{\,2})$
$\beta_h = 0.04 \times (B/d) \quad (B/d<3.5)$	$\beta_\theta = 1.3 \times (B/d)^3 \quad (B/d<3.4)$
$\beta_h = 0.14 \quad (3.5 \leqq B/d)$	$\beta_\theta = 51.1 \quad (3.4 \leqq B/d)$

※1 下線部は今回提案する推定式を示す。

※2 記号の説明は 4.2～4.4 節を参照のこと。

※3 B/d の条件（$1.5 \leqq B/d < 5$）については、風洞試験により確認されている範囲であるが、概ね鋼少数主げた橋において想定される B/d をカバーしている。

図-4.1.1　鋼少数主げた橋の耐風性照査の流れ（つづき）

＜照査式２＞

・動的照査に必要な諸量の推定式

＜照査式１＞と同じ

・発散振動の照査式

ギャロッピング	フラッター
$U_{cg} > U_{rg}$	$U_{cf} > U_{rf}$
U_{cg} は風洞試験より算出	U_{cf} は風洞試験より算出
$U_{rg} = 1.2U_d$	$U_{rf} = 1.2E_{r1} \cdot U_d$

・渦励振の照査式

たわみ渦励振	ねじれ渦励振
$U_{cvh} > U_{rvh}$　または　$h_c < h_a$	$U_{cv\theta} > U_{rv\theta}$　または　$\theta_c < \theta_a$
U_{cvh} は風洞試験より算出	$U_{cv\theta}$ は風洞試験より算出
$U_{rvh} = U_d$	$U_{rv\theta} = U_d$
$h_c = 1.3 \cdot (B / B_e) \cdot h_e$	$\theta_c = 1.3E_{t\theta} \cdot \theta_e$
h_e は風洞試験より得られる最大振幅	θ_e は風洞試験より得られる最大振幅
B_e は模型化したけたの総幅	
$h_a = 0.025 / f_h^{\,2}$	$\theta_a = 1.45 / (b \cdot f_\theta^{\,2})$
$E_{th} = 1 - 15 \cdot \beta_t \cdot (B / d)^{1/2} \cdot I_u^{\,2} \geqq 0$	$E_{t\theta} = 1 - 20 \cdot \beta_t \cdot (B / d)^{1/2} \cdot I_u^{\,2} \geqq 0$
（E_{th} は、**表-4.4.1** を参照。）	（$E_{t\theta}$ は、**表-4.4.2** を参照。）

※1 下線部は今回提案する推定式を示す。

※2 記号の説明は 4.2～4.4 節を参照のこと。

図-4.1.1　鋼少数主げた橋の耐風性照査の流れ（つづき）

4.2　固有振動数と構造減衰の推定方法

4.2.1　固有振動数

耐風性照査にあたっては、固有値解析等により、あらかじめ橋の各振動モードに対する固有振動数を算出しておく必要がある。固有振動数の概略の傾向を把握する場合には、これまでの実橋計測等を踏まえた下記の推定式が参考になる。

鉛直たわみ 1 次振動数およびねじれ 1 次振動数の推定式は、**図-4. 2. 1** および**図-4. 2. 2** の関係を踏まえ、以下のとおり与えられる。

鉛直たわみ 1 次振動数推定式　$f_h = 100/L$　……(4.2.1)

ねじれ 1 次振動数推定式　$f_\theta = 1.1 f_h$　……(4.2.2)

ここで，L：最大支間長（m）

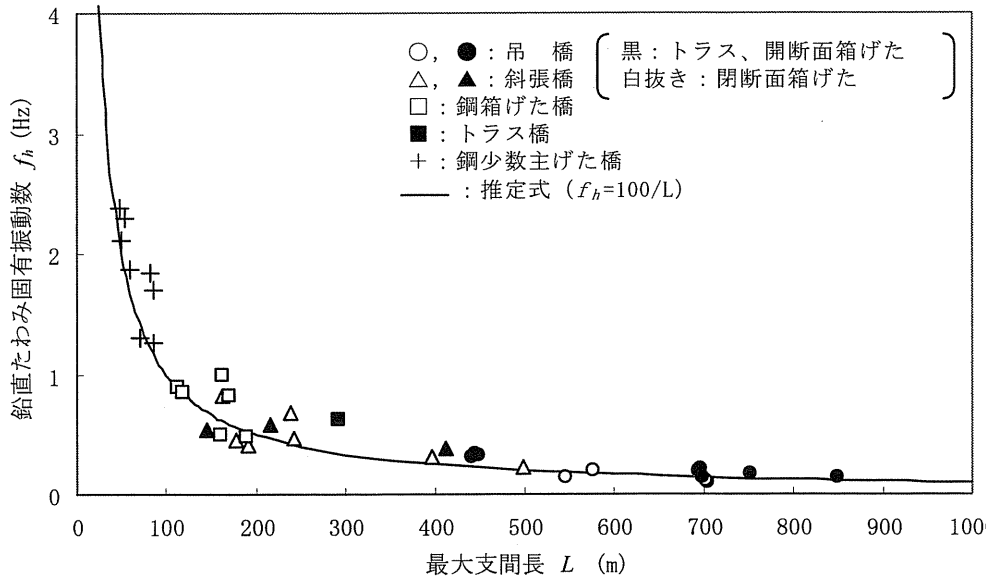


図-4. 2. 1　鉛直たわみ固有振動数と最大支間長の関係

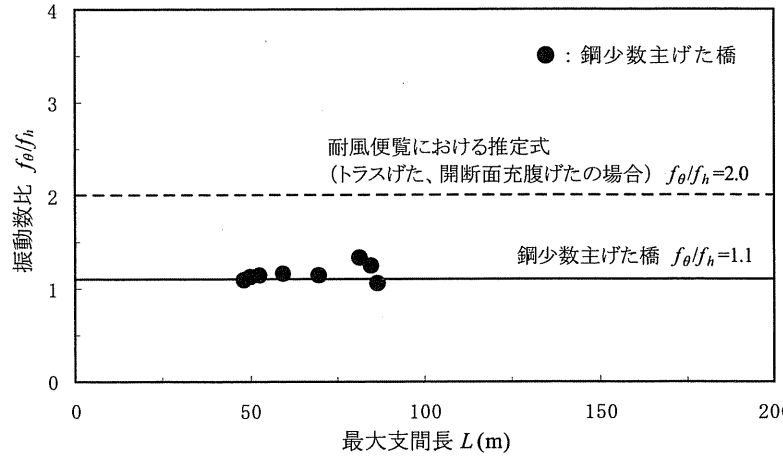


図-4. 2. 2　鋼げた橋の振動数比と最大支間長の関係

4.2.2 構造減衰

耐風性照査にあたっては、橋の各振動モードに対する構造減衰が必要となるが、構造減衰を、解析等により推定することは一般に困難である。また、既存の実橋計測結果においてもある値に特定できるとは言い難いが、これまでの鋼少数主げた橋等の計測結果（**図-4.2.3**）を踏まえると、概ね下限値を与える構造減衰（対数減衰率）の推定式は、以下のとおりである。

鋼製支承を有する鋼げた橋の場合（耐風便覧における推定式）

$$\delta = 0.75/\sqrt{L} \quad \cdots\cdots (4.2.3)$$

ゴム支承を有する鋼げた橋の場合

$$\delta = 0.35/\sqrt{L} \quad \cdots\cdots (4.2.4)$$

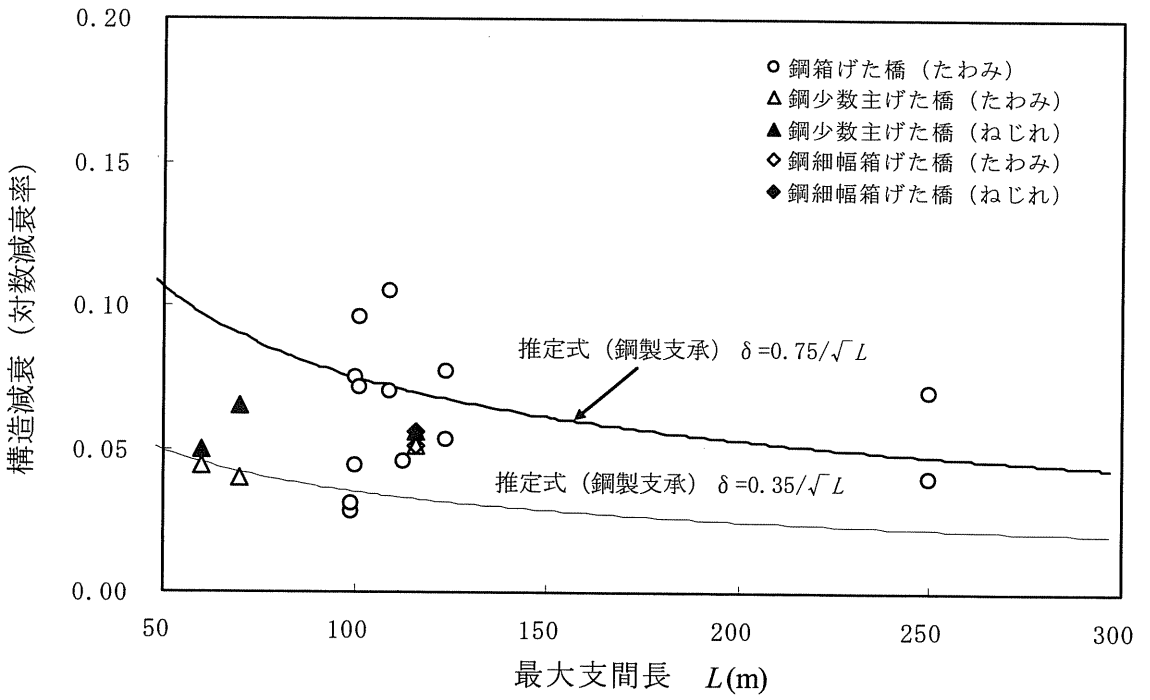


図-4.2.3　ゴム支承を有するけた橋の構造減衰（対数減衰率）

4.3 発散振動の照査方法

4.3.1 ギャロッピング（たわみ発散振動）

ギャロッピングの照査式は、**図-4.3.1** を踏まえ、以下のとおり与えられる。

ギャロッピング照査式（ただし、乱れ強さ I_u＜0.15 かつ 1.5≦B/d＜5 の場合）

$$U_{cg} > U_{rg} \quad \cdots\cdots (4.3.1)$$

$$U_{cg} = 3.5 f_h \cdot B \quad \cdots\cdots (4.3.2)$$

ここで，U_{cg}：ギャロッピング発現風速（m/s）

f_h ：鉛直たわみ一次固有振動数（Hz）

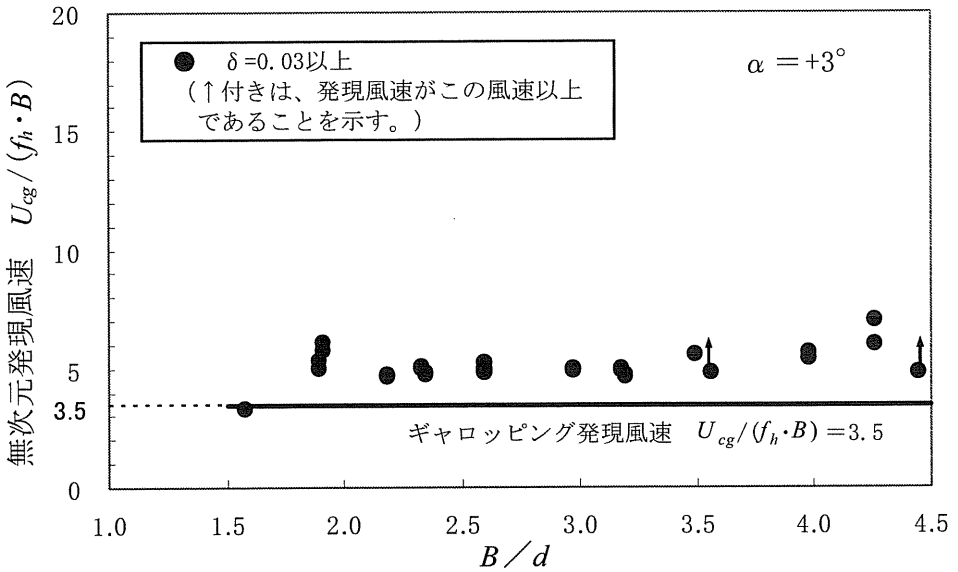
B ：橋げたの総幅（m）

$$U_{rg} = 1.2 U_d \quad \cdots\cdots (4.3.3)$$

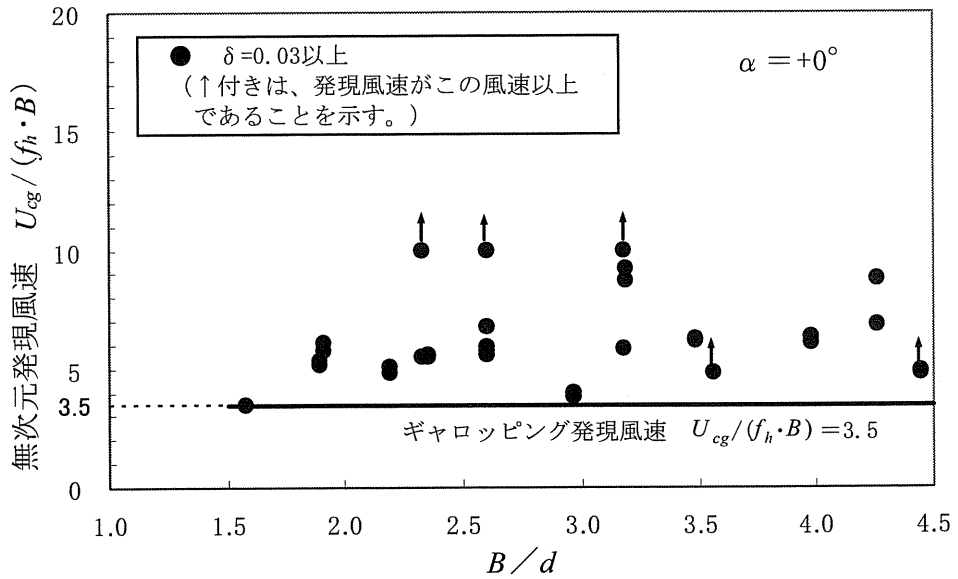
ここで，U_{rg}：ギャロッピング照査風速（m/s）

U_d：設計基準風速（m/s）

乱れ強さの条件（I_u＜0.15）については、I_u が概ね 0.15 以上（**図-4.4.5** 参照）では、一様流の場合に対してほぼ 0 となることから、照査が必要な範囲として与えたものである。



(a)　迎角＋3° の場合



(b)　迎角 0° の場合

※ 3.6 節を踏まえて δ=0.02 のデータを除外し、δ=0.03 以上のデータをプロットした。

図-4.3.1　鋼げた橋のギャロッピング発現風速

4.3.2 フラッター（ねじれ発散振動）

フラッターの照査式は、**図-4.3.2** を踏まえ、以下のとおり与えられる。無次元発現風速 2.5（＝$U_{cf}/f_\theta B$）については、耐風便覧における橋げたのフラッター発現風速の推定式に合わせた。なお、B/d が $3.0<B/d<5.0$ の場合には、この値を若干下回る事例が見られる。鋼少数主げた橋の場合、乱れ強さ I_u が 10%程度あれば、フラッターの発現が見られなくなることから、同範囲で乱れの小さい地表状況（地表祖度区分 0）で建設される場合に限定した上で、発現風速を 2.1 とした。

フラッター照査式（ただし、$1.5 \leqq B/d < 5$ の場合）

$$U_{cf} > U_{rf} \quad \cdots\cdots (4.3.4)$$

$$\left.\begin{array}{ll} U_{cf} = (6.0 - B/d)\, f_\theta \cdot B & (1.5 \leqq B/d < 3.5) \\ U_{cf} = 2.5 f_\theta \cdot B & (3.5 \leqq B/d) \\ U_{cf} = 2.1 f_\theta \cdot B & (3.0 < B/d < 5.0 \text{ の鋼少数主げた橋を特に乱れの小さい海上部に建設する場合}) \end{array}\right\} \cdots (4.3.5)$$

ここで，U_{cf} ：フラッターの発現風速（m/s）

f_θ ：ねじれの一次固有振動数（Hz）

B ：橋げたの総幅（m）

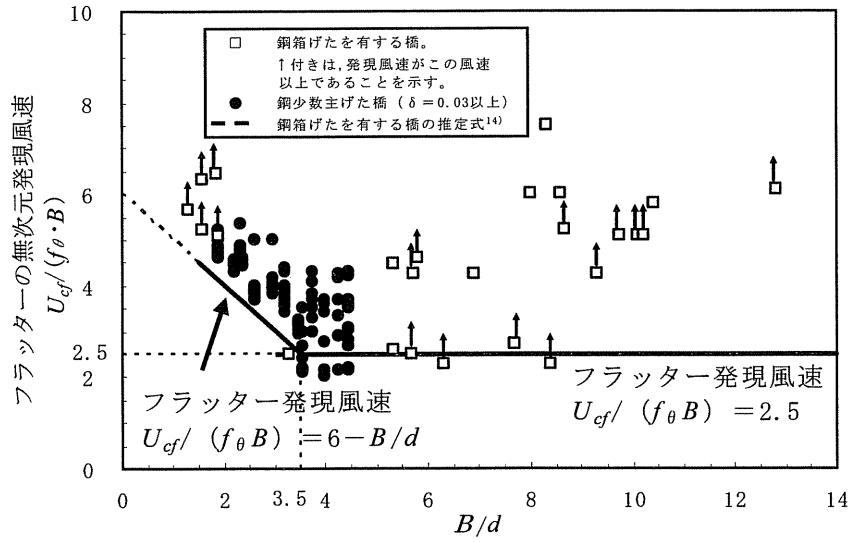
d ：橋げたの有効高（m）

$$U_{rf} = 1.2 E_{r1} \cdot U_d \quad \cdots\cdots (4.3.6)$$

ここで，U_{rf}：フラッターの照査風速（m/s）

E_{r1}：自然風の変動に基づく補正値

U_d ：設計基準風速（m/s）



※ 3.6 節を踏まえて δ=0.02 のデータを除外し、δ=0.03 以上のデータをプロットした。

図-4.3.2 鋼げた橋のフラッター発現風速

4.4 渦励振の照査方法

4.4.1 たわみ渦励振

たわみ渦励振の照査式は、**図-4.4.1** および**図-4.4.2** を踏まえ、以下のとおり与えられる。

たわみ渦励振照査式（ただし、乱れ強さ I_u＜0.20 かつ 1.5≦B/d＜5 の場合）

$$U_{cvh} > U_{rvh} \quad \cdots\cdots (4.4.1)$$

または

$$h_c < h_a \quad \cdots\cdots (4.4.2)$$

ここで，U_{cvh}：鉛直たわみモードの渦励振の発現風速（m/s）

U_{rvh}：鉛直たわみモードの渦励振の照査風速（m/s）

h_c：鉛直たわみモードの渦励振の発現振幅（m）

h_a：鉛直たわみモードの渦励振の許容振幅（m）

$$U_{cvh} = 2.0 f_h \cdot B \quad \cdots\cdots (4.4.3)$$

$$U_{rvh} = U_d \quad \cdots\cdots (4.4.4)$$

$$h_c = 1.3\beta_h \left(\frac{B}{d}\right)^{-1} \cdot \frac{B}{m_r \cdot \delta_h} \cdot E_{th} \quad \cdots\cdots (4.4.5)$$

$$h_a = 0.025/f_h{}^2 \quad \cdots\cdots (4.4.6)$$

ここで，f_h：鉛直たわみ 1 次固有振動数（Hz）

B：橋げたの総幅（m）

U_d：設計基準風速（m/s）

m_r：無次元質量（$=m/(\rho B^2)$）

m：橋の単位長さあたり質量（kg/m）

ρ：空気密度（1.23 kg/m^3）

δ_h：鉛直たわみモードの構造減衰

β_h：鉛直たわみモード振幅換算係数

$$\left.\begin{array}{ll} \beta_h = 0.04 \times (B/d) & (B/d < 3.5) \\ \beta_h = 0.14 & (3.5 \leqq B/d) \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (4.4.7)$$

E_{th}：気流の乱れによる一様気流中で観測された振動応答振幅の低減係数。式（4.4.8）により求められるが、数値表に置き換えた**表-4.4.1** に示す値を用いてもよい。

$$E_{th} = 1 - 15 \cdot \beta_t \cdot (B/d)^{1/2} \cdot I_u{}^2 \geqq 0 \quad \cdots\cdots (4.4.8)$$

ここで，β_t：乱れの影響に関する係数。断面形状が六角形の場合には 0，その他の場合には 1 とする。

d：橋げたの有効高（m）

乱れ強さの条件（I_u＜0.20）については、I_u が概ね 0.20 以上（**図-4.4.9** 参照）では、発現振幅が一様流の場合に対して、ほぼ 0 となることから、耐風便覧を参考に照査が必要な範囲として与えたものである。

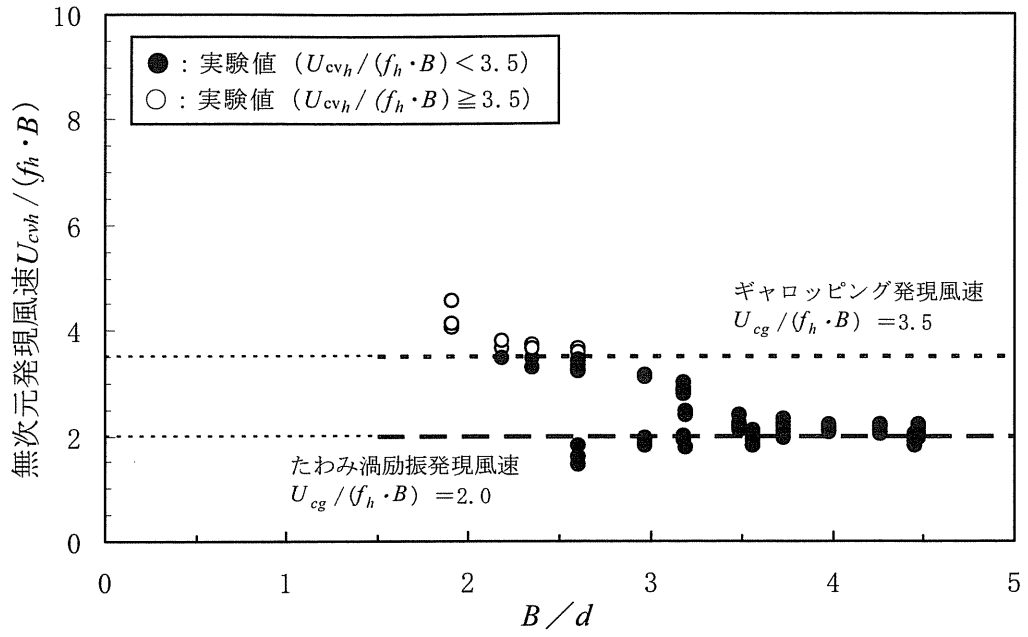


図-4.4.1　鋼少数主げた橋のたわみ渦励振発現風速

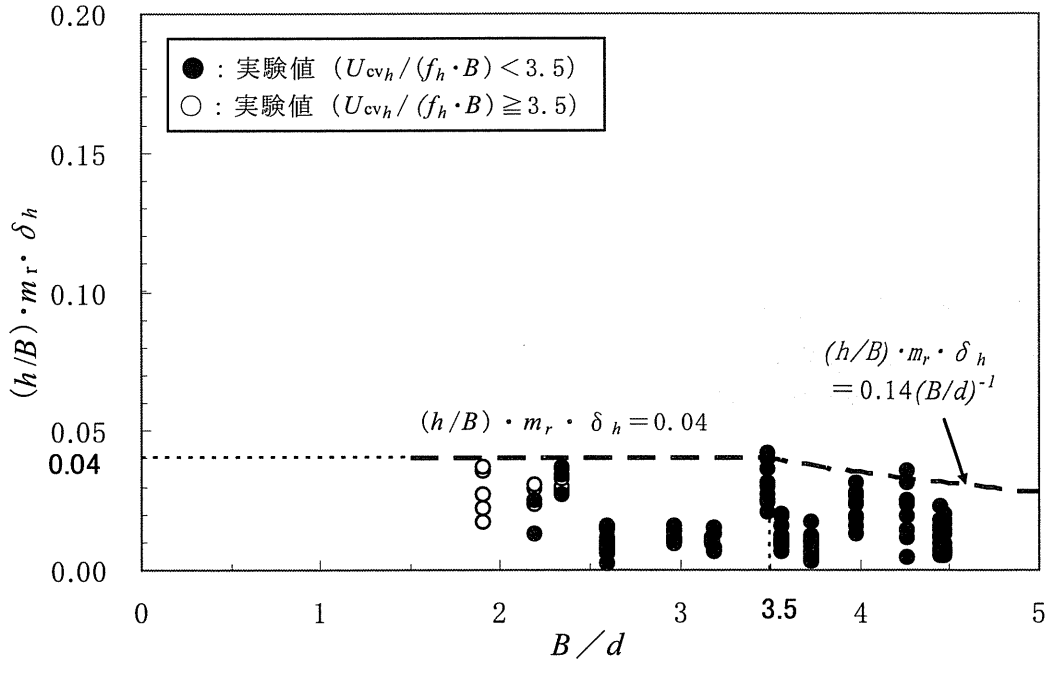


図-4.4.2　鋼少数主げた橋のたわみ渦励振発現振幅

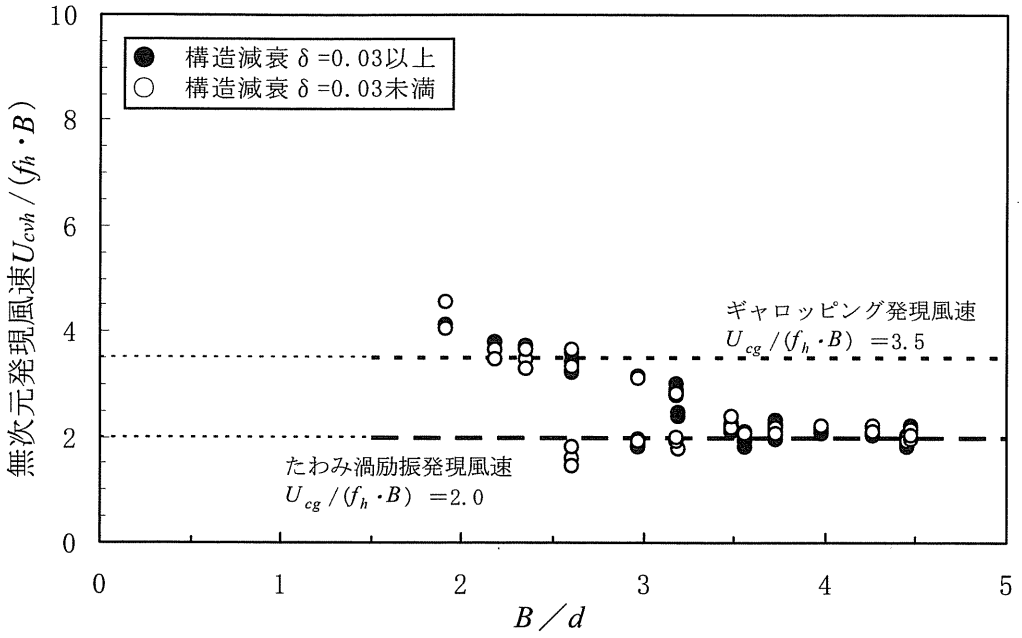


図-4.4.3　鋼少数主げた橋のたわみ渦励振発現風速（構造減衰別）

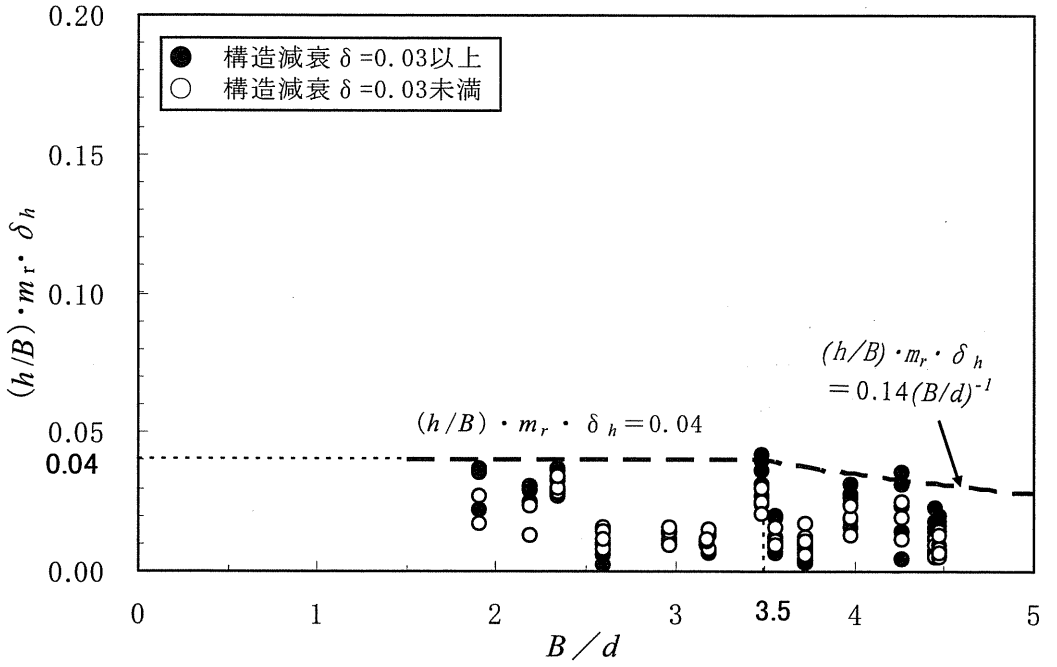


図-4.4.4　鋼少数主げた橋のたわみ渦励振発現振幅（構造減衰別）

表-4.4.1　E_{th}（気流の乱れによる渦励振応答振幅の低減係数）[14)]

<table>
<tr><th rowspan="2">B/d ＼ I_u</th><th colspan="10">六角形断面以外の場合</th><th rowspan="2">六角形断面</th></tr>
<tr><th>0.11</th><th>0.12</th><th>0.13</th><th>0.14</th><th>0.15</th><th>0.16</th><th>0.17</th><th>0.18</th><th>0.19</th><th>0.20</th></tr>
<tr><td>2＜B/d≦3</td><td>0.7</td><td colspan="3"></td><td>0.5</td><td colspan="2">0.4</td><td>0.3</td><td>0.2</td><td>0.1</td><td rowspan="10">1</td></tr>
<tr><td>3＜B/d≦4</td><td></td><td colspan="2">0.6</td><td>0.5</td><td>0.4</td><td>0.3</td><td>0.2</td><td>0.1</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>4＜B/d≦5</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="3"></td><td rowspan="2"></td><td rowspan="2">0.4</td><td rowspan="2">0.3</td><td rowspan="2">0.2</td><td>0.1</td><td colspan="3" rowspan="4"></td></tr>
<tr><td>5＜B/d≦6</td><td rowspan="3">0.5</td></tr>
<tr><td>6＜B/d≦7</td><td rowspan="2">0.4</td><td rowspan="2">0.3</td><td>0.2</td><td>0.1</td></tr>
<tr><td>7＜B/d≦8</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="2">0.1</td><td colspan="4">0</td></tr>
<tr><td>8＜B/d≦9</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="2">0.3</td><td rowspan="2">0.2</td><td colspan="4" rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>9＜B/d≦10</td><td rowspan="2">0.4</td></tr>
<tr><td>10＜B/d≦11</td><td></td><td>0.2</td><td>0.1</td></tr>
</table>

4.4.2 ねじれ渦励振

ねじれ渦励振の照査式は、**図-4.4.5** および**図-4.4.6** を踏まえ、以下のとおり与えられる。

ねじれ渦励振照査式（ただし、乱れ強さ I_u＜0.20 かつ 1.5≦B/d＜5 の場合）

$$U_{cv\theta} > U_{rv\theta} \quad \cdots\cdots (4.4.9)$$

または

$$\theta_c < \theta_a \quad \cdots\cdots (4.4.10)$$

ここで，$U_{cv\theta}$：ねじれモードの渦励振の発現風速（m/s）

$U_{rv\theta}$：ねじれモードの渦励振の照査風速（m/s）

θ_c：ねじれモードの渦励振の発現振幅（°）

θ_a：ねじれモードの渦励振の許容振幅（°）

$$\left.\begin{array}{ll} U_{cv\theta} = (3.5-0.62B/d)\, f_\theta \cdot B & (B/d<3.5) \\ U_{cv\theta} = 1.33 \cdot f_\theta \cdot B & (3.5 \leqq B/d) \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (4.4.11)$$

$$U_{rv\theta} = U_d \quad \cdots\cdots (4.4.12)$$

$$\theta_c = 1.3\beta_\theta \left(\frac{B}{d}\right)^{-3} \cdot \frac{1}{I_{pr} \cdot \delta_\theta} \cdot E_{t\theta} \quad \cdots\cdots (4.4.13)$$

$$\theta_a = 1.45/(b \cdot f_\theta^{\,2}) \quad \cdots\cdots (4.4.14)$$

ここで，f_θ：ねじれ 1 次固有振動数（Hz）

U_d：設計基準風速（m/s）

B：橋げたの総幅（m）

I_{pr}：無次元極慣性モーメント（$\equiv I_p / (\rho B^4)$），

I_p：橋の単位長さあたり極慣性モーメント（kg･m）

$I_p = (0.3B)^2 \cdot m$

δ_θ：ねじれモードの構造減衰

β_θ：ねじれ振動モード振幅換算係数

$$\left.\begin{array}{ll} \beta_\theta = 1.3 \times (B/d)^3 & (B/d<3.4) \\ \beta_\theta = 51.1 & (3.4 \leqq B/d) \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (4.4.15)$$

$E_{t\theta}$：気流の乱れによる一様気流中で観測された振動応答振幅の低減係数。式（4.4.16）により求められるが、数値表に置き換えた**表-4.4.2** に示す値を用いてもよい。

$$E_{t\theta} = 1 - 20 \cdot \beta_t \cdot (B/d)^{1/2} \cdot I_u^{\,2} \geqq 0 \quad \cdots\cdots (4.4.16)$$

ここで，β_t：乱れの影響に関する係数。断面形状が六角形の場合には 0，その他の場合には 1 とする。

b：橋げた中央から，けた外側に最も近い歩道部あるいは車線の中央までの距離（m）

乱れ強さの条件（I_u＜0.20）については、I_u が概ね 0.20 以上（**図-4.4.10** 参照）では、発現振幅が一様流の場合に対して、ほぼ 0 となることから、耐風便覧を参考に照査が必要な範囲として与えたものである。

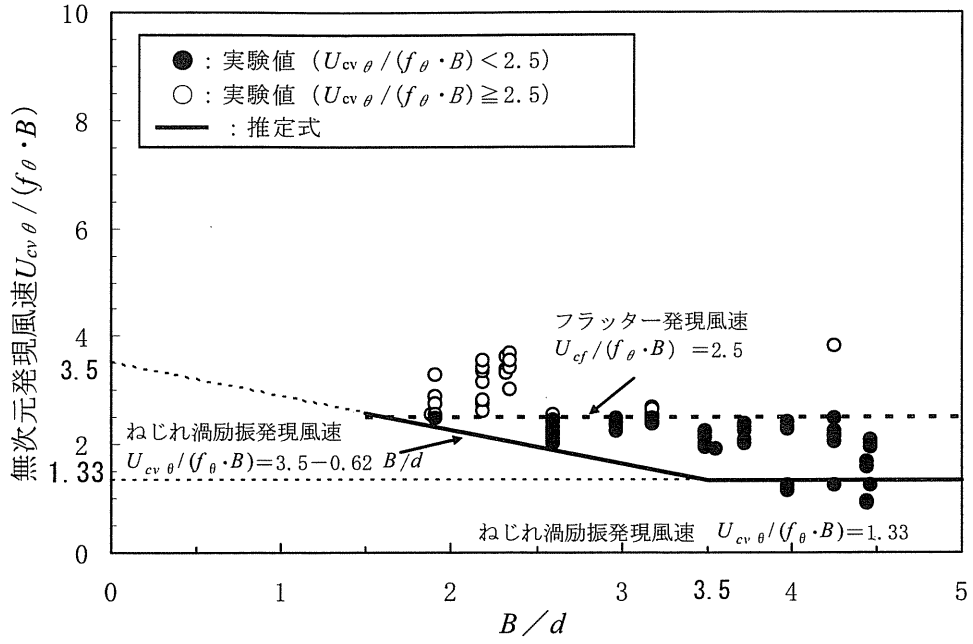


図-4.4.5　鋼少数主げた橋のねじれ渦励振発現風速

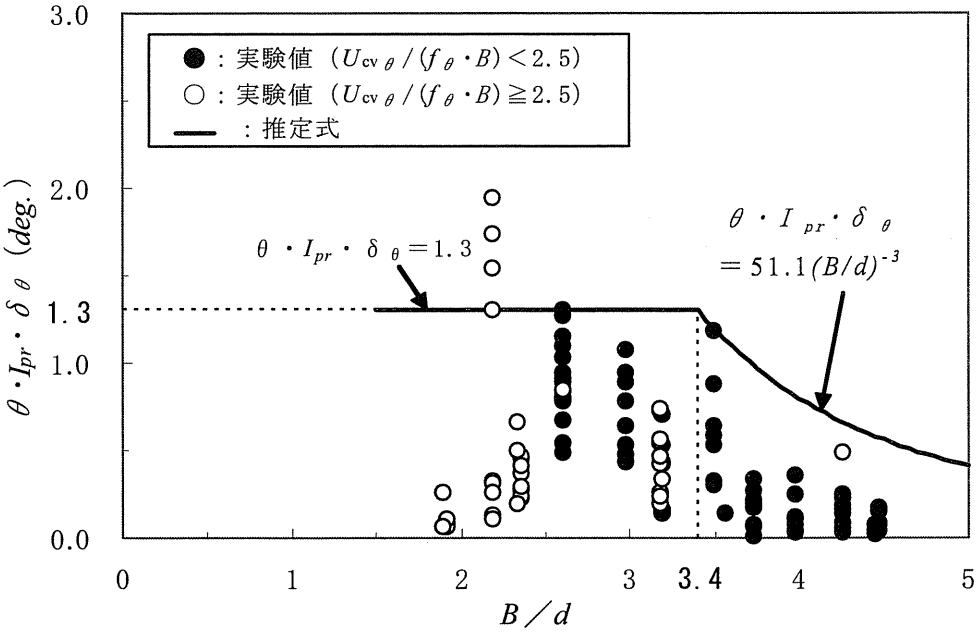


図-4.4.6　鋼少数主げた橋のねじれ渦励振発現振幅

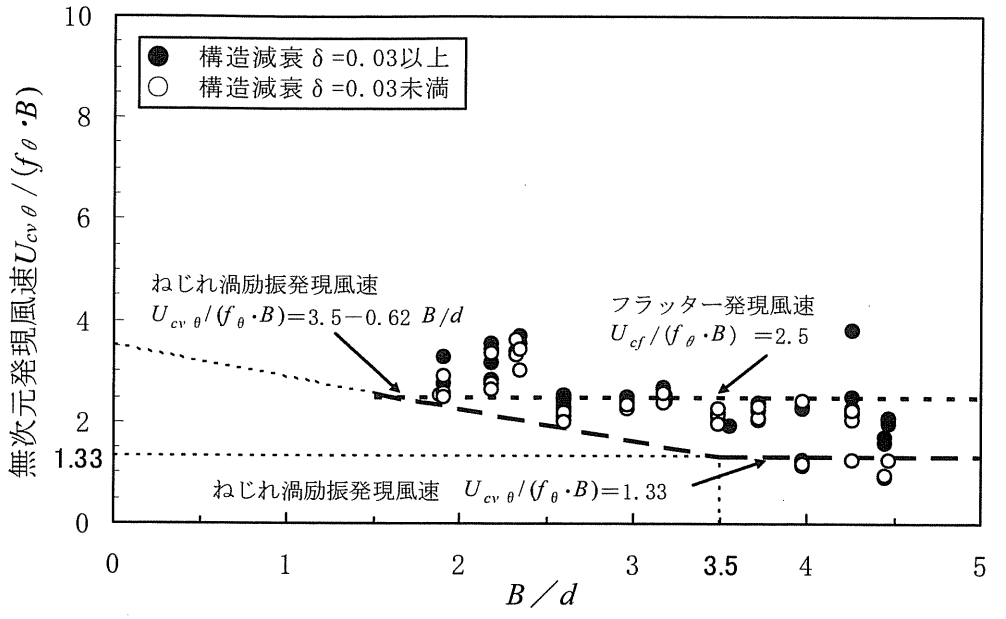


図-4.4.7　鋼少数主げた橋のねじれ渦励振発現風速（構造減衰別）

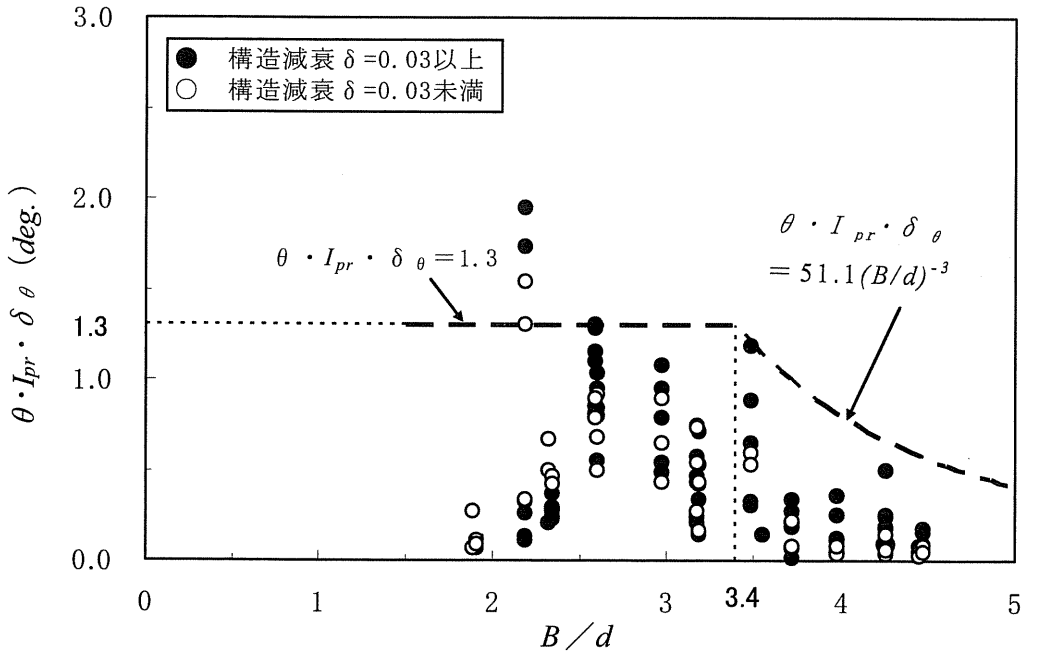


図-4.4.8　鋼少数主げた橋のねじれ渦励振発現振幅（構造減衰別）

表-4.4.2　$E_{I\theta}$（気流の乱れによる渦励振振幅低減係数）[14)]

B/d ＼ I_u	六角形断面以外の場合										六角形断面
	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	
$2<B/d\leqq3$	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1				
$3<B/d\leqq4$	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1					
$4<B/d\leqq5$	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1						
$5<B/d\leqq6$				0.1							
$6<B/d\leqq7$	0.4	0.3	0.2								1
$7<B/d\leqq8$			0.1								
$8<B/d\leqq9$		0.2									
$9<B/d\leqq10$	0.3										
$10<B/d\leqq11$		0.1									

4.4.3 気流の乱れによる渦励振振幅の低減係数 E_{th}、$E_{t\theta}$[14)]

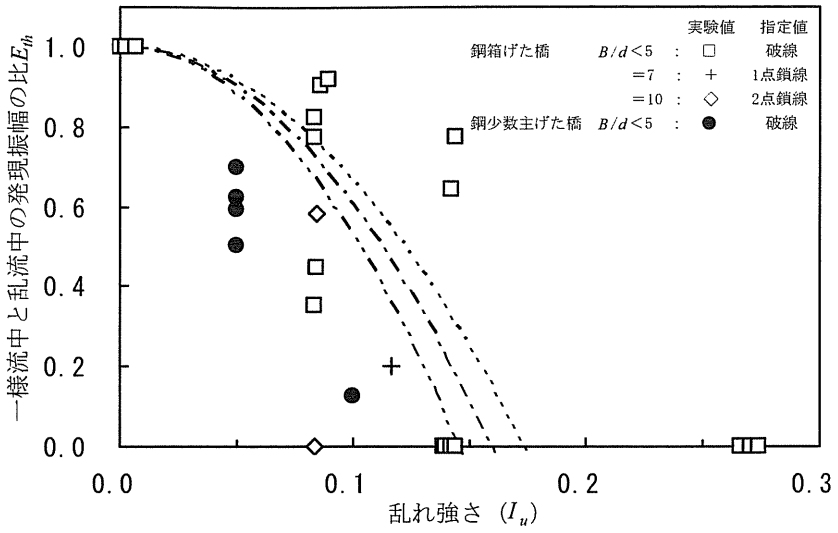
耐風便覧では、気流の乱れの影響による発現振幅の変化については、箱げた橋の一連の試験結果をもとにして、次式のとおり与えている。E_{th}, $E_{t\theta}$とは、気流の乱れによる応答振幅の変化を乱れによる振幅の低減係数として表したものである。

たわみ渦励振：$E_{th}=1-15\cdot\beta_t\cdot(B/d)^{1/2}\cdot I_u^2\geqq 0$

ねじれ渦励振：$E_{t\theta}=1-20\cdot\beta_t\cdot(B/d)^{1/2}\cdot I_u^2\geqq 0$

ここで，β_t：乱れの影響に関する係数。断面形状が六角形の場合には 0，その他の場合には 1 とする。

図-4.4.9 に、B/d を 5、7、10 とした場合の E_{th}（それぞれ、破線、一点鎖線、二点鎖線）および**表-4.4.3** に示した鋼少数主げた橋のたわみ渦励振に関する実験結果（●）を示す。また、**図-4.4.10** には、B/d を 5 とした場合の $E_{t\theta}$（破線）および**表-4.4.4** に示した鋼少数主げた橋のねじれ渦励振に関する実験結果（●）を示す。これらによると、鋼少数主げた橋では、乱流中と一様気流中の振幅の比が概ね上記の式で示される E_{th} および $E_{t\theta}$ を下回っていることがわかる。そこで、鋼少数主げた橋の渦励振に関しても、これまでの耐風便覧で提案されている上式を用いて振幅の補正を行うこととした。



（注）　振幅の低減の度合いは一様気流中でのたわみ応答からの発現振幅で、乱流中で観測された渦励振発現振幅との一様気流中での実験値との比である。

図-4.4.9　気流の乱れを考慮したたわみ渦励振発現振幅低減の計測値と推定値の関係

表-4.4.3　たわみ渦励振の発現振幅比（乱流中/一様流中）のプロット値

鋼箱げた橋　B/d <5　（□）

乱れ強さI_u	発現振幅の比（乱流中/一様流中）
0.00	1.00
0.00	1.00
0.01	1.00
0.08	0.35
0.08	0.77
0.08	0.83
0.08	0.44
0.09	0.90
0.09	0.92
0.14	0.00
0.14	0.00
0.14	0.00
0.14	0.64
0.14	0.00
0.14	0.77
0.14	0.00
0.27	0.00
0.27	0.00
0.27	0.00

鋼箱げた橋　B/d =7　（+）

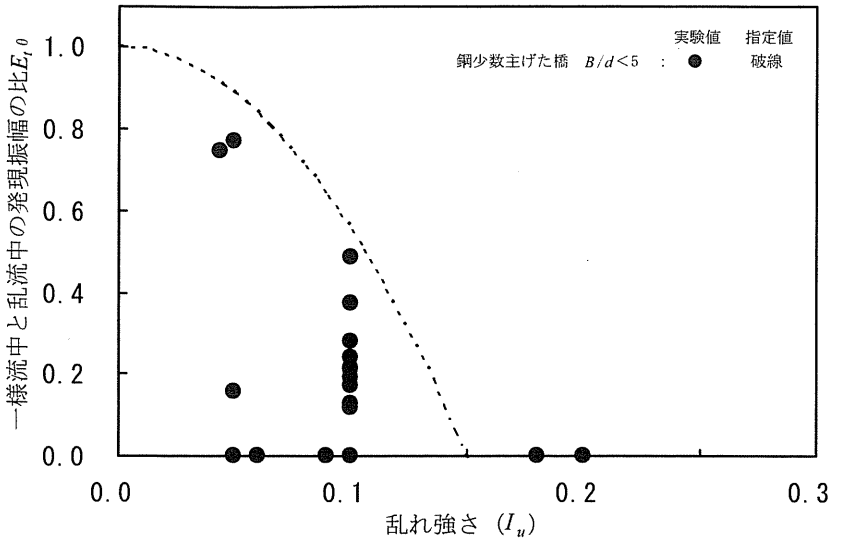
乱れ強さI_u	発現振幅の比（乱流中/一様流中）
0.12	0.20

鋼箱げた橋　B/d =10　（◇）

乱れ強さI_u	発現振幅の比（乱流中/一様流中）
0.08	0.00
0.08	0.58

鋼少数主げた橋　B/d <5　（●）

乱れ強さI_u	発現振幅の比（乱流中/一様流中）
0.05	0.50
0.05	0.59
0.05	0.62
0.05	0.70
0.10	0.12



（注）　振幅の低減の度合いは一様気流中でのねじれ応答からの発現振幅で、乱流中で観測された渦励振発現振幅との一様気流中での実験値との比である。

図-4.4.10　気流の乱れを考慮したねじれ渦励振発現振幅低減の計測値と推定値の関係

表-4.4.4　ねじれ渦励振の発現振幅比（乱流中/一様流中）のプロット値

鋼少数主げた橋　$B/d<5$　（●）

乱れ強さI_u	発現振幅の比 （乱流中/一様流中）
0.04	0.75
0.05	0.16
0.05	0.77
0.05	0.00
0.06	0.00
0.09	0.00
0.10	0.48
0.10	0.00
0.10	0.00
0.10	0.00
0.10	0.00
0.10	0.24
0.10	0.17
0.10	0.12
0.10	0.37
0.10	0.22
0.10	0.21
0.10	0.28
0.10	0.19
0.10	0.13
0.18	0.00
0.18	0.00
0.18	0.00
0.18	0.00
0.20	0.00
0.20	0.00

4.5 まとめ

本章では、2 章の風洞試験より把握した鋼少数主げた橋の対風応答特性と 3 章の振動実験より把握した振動特性をもとに、鋼少数主げた橋の耐風性照査法を提案した。

具体的には、現行の耐風便覧における照査法を参考に、鋼少数主げた橋の 1）固有振動数、2）構造減衰、3）発散振動の発現風速、4）渦励振の発現風速、発現振幅の推定式を提案した。

[補足]　耐風便覧における渦励振に対する許容振幅 h_a、θ_a

現行の耐風便覧[14]では、支間長が 200m よりわずかに短い橋に対して、加速度 100gal 程度の振動に相当する速度 0.25m/s を基本に、目安として以下の式を示している。

＜耐風便覧における渦励振の許容振幅＞

たわみ渦励振　：　$h_a=0.04/f_h$

ねじれ渦励振　：　$\theta_a=2.28/(b\cdot f_\theta)$

この場合、加速度は支間によって変化し、例えば支間 100m の橋であれば 150gal 程度の加速度を想定していることになる。

これに対して、橋の鉛直方向の加速度 100gal 程度に相当する振幅を基本に許容値の目安を与えた場合には、次の通りとなる。

＜100gal 相当の鉛直加速度に対する振幅＞

鋼げたの鉛直方向加速度 100gal（100cm/sec^2）時の、けたに発生するたわみ振幅を h_a とし、h_a を与える回転角（ねじれ振幅）を θ_a とする。

加速度 $h_a\omega^2$ の最大値を 100gal（100cm/ s^2）とすると、$\omega=2\pi f$（rad）であるから、

$h_a=100/\omega^2=100/(2\pi f)^2$

$=100$（cm/sec^2）$/(2\pi\times f_h$（/sec））^{2}

$=2.5/f_h^2$（cm）

$=0.025/f_h^2$（m）

また、h_a は θ_a を用いて、次のように表され、

$h_a=b\cdot\sin\theta_a$

（b：橋げた中央から，けた外側に最も近い歩道部あるいは車線の中央までの距離（m））

これを式変形すると、

$\sin\theta_a=h_a/b$

となり、

$\theta_a\fallingdotseq\sin^{-1}(h_a/b)\fallingdotseq h_a/b$

$=(0.025/f_\theta^2)/b$　(rad)

$=(0.025/f_\theta^2)/b\times(180/\pi)$（°）

$=1.45/(b\cdot f_\theta^2)$（°）

5章　提案手法を用いた鋼少数主げた橋の耐風性の検討

5.1　提案手法の適用性の検討

5.1.1　検討内容

4 章で提案した照査法を用いて、以下の検討を行い、提案手法の設計実務への適用性について検討した。

1）適用限界支間長の検討

鋼少数主げた橋の支間長をパラメータとして、4 章で提案した発散振動、渦励振の発現風速・発現振幅の推定式により振動発現風速の照査および発現振幅に対する使用性の照査を行い、各照査を満足する支間長の上限値（以下、適用限界支間長）を試算するとともに、その決定要因を確認した。**図-5.1.1** に適用限界支間長の試算の流れを示す。

検討ケースは以下の 2 ケースとした。

CASE1：発散振動、渦励振の発現風速・発現振幅に対する照査を行った場合

CASE2：CASE1 のうち、風速 25m/s 以上で発現する渦励振に対して、発現振幅の照査（100gal 相当の振幅を許容値とした場合の照査）を省略した場合

渦励振時の発現振幅に関して、発現振幅が 4 章に示す振幅の許容値 h_a、θ_a（100gal 相当）より小さい場合には、使用性は満足されるものと仮定した。また、CASE2 については、発現振幅の照査が限界支間長に与える影響を把握するために、参考までに、交通規制が行われる高風速域において使用性の照査を省略したケースである。例えば本四公団年報・要覧 2004[28] で示される通行規制基準によれば、概ね風速 20～25m/s で通行止めとしており、風速 25m/s を目安とした。

なお、100gal 相当の振幅は設計荷重に対する変位と比較して小さく、これを満足する場合には、渦励振に対して構造安全性の観点からの耐風性の照査は一般に不要と考えられる。一方、これを満足しない場合には、振幅によっては高風速域であっても鋼げた本体やコンクリート床版への影響等の構造安全性を考慮する必要があると考えられる。例えば、文献 29）では渦励振発現時に対して、構造の状態として、床版コンクリートのひび割れ等の照査について検討を行っている。この点に関しては別途 5 章および**補足資料－3** において、床版のひび割れを想定した許容引張応力度、鋼げたフランジの降伏応力度および疲労強度に対して、渦励振の影響について検討する。

2）実橋に対する照査

実橋計測もしくは固有振動解析により固有振動数が得られている実橋 12 橋に対して、振動数の実測値もしくは解析値を用いて図-5.1.1 中の照査①～③を行い、推定式の適用性について検討した。

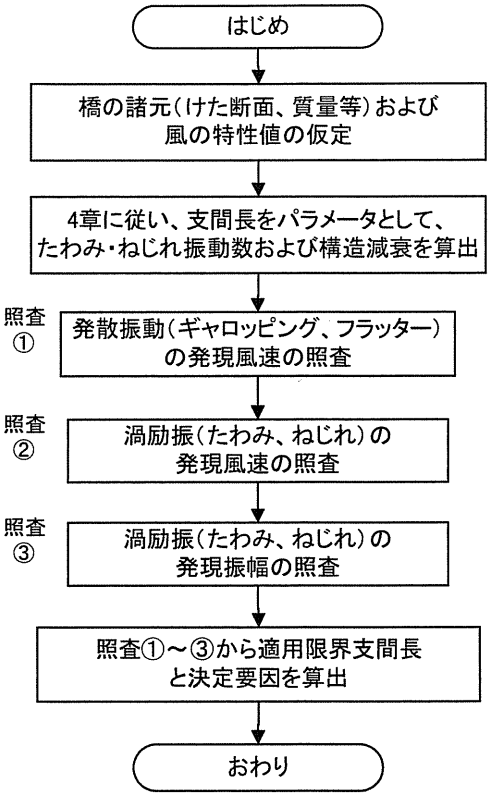


図-5.1.1　適用限界支間長の試算フロー

5.1.2　検討条件

適用限界支間長の検討対象とした橋は、幅員 8m 級、11m 級、18m 級の 3 ケースを想定して、その諸元を**表-5.1.1**、**図-5.1.2** のように与えた。高欄タイプは、鋼製高欄、壁高欄、遮音壁（最小の 3m）とした。近年、日本道路公団で採用の多い半壁高欄は検討に含めていないが、B/d との関係から鋼製高欄と壁高欄の結果の間ぐらいになるものと考えられる。

また、渦励振の発現振幅の照査に用いる橋の単位長さあたり質量や極慣性モーメントは、想定した桁断面および各支間長から鋼少数主げた橋の諸元の実績を基に、以下の手順により概略設定した。

1）幅員 11m 級の橋の単位長さあたり質量について、文献 3)における支間長 50m、75m、100m とした場合の試設計結果を参考に、支間長と単位長さあたり質量の関係を**図-5.1.2** に示すように 3 点回帰し、これを基に、各支間長における単位長さあたり質量を概略設定する。

2）幅員 8m 級、18m 級の橋の単位長さあたり質量（以下、m_8、m_{18}）については、1）で試設計を行った幅員 11 級の質量（以下、m_{11}）を基に幅員補正をして求めた。具体的には、鋼材＋床版の重量は上部構造全体の 80%、それ以外の重量は幅員の影響を受けないものと仮定して、以下の式で m_8、m_{18} を求めた。

m_8 ＝0.2×m_{11}＋0.8×m_{11}×幅員 7.9m／11.2m

m_{18}＝0.2×m_{11}＋0.8×m_{11}×幅員 17.5m／11.2m

3）各幅員および支間長における極慣性モーメント I_p は、耐風便覧における推定式

$I_p = (0.3B)^2 \cdot m$

を用いて求めた。各幅員、各支間長における単位長さあたり質量および極慣性モーメントの値も**表-5.1.1** 中に併せて示す。

風の特性値については、一般的な地域条件（開けた土地、高度 20m、全国の一般的な風速区分）を想定して**表-5.1.2** のとおりに設定し、実橋の照査においても個々の架橋地点の条件は考慮せずに同様とした。**表-5.1.3** に実橋の主な諸元を示す。

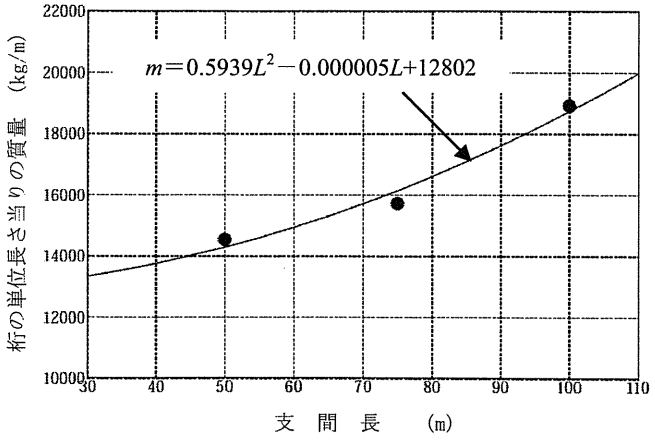


図-5.1.2　支間長と単位長さ当たり質量の関係（幅員 11m 級鋼少数主げた橋）

表-5.1.1　想定した橋の主な諸元

(a)　断面諸元

項目			幅員8m級	幅員11m級	幅員18m級
総幅 B		m	7.9	11.2	17.5
桁高 h		m	2.8	3.0	3.2
床版厚		m	0.30	0.30	0.36
高欄タイプ	鋼製高欄	m	1.1		
	壁高欄	m	1.1		
	遮音壁	m	3.0		
B/d	鋼製高欄		2.5	3.5	5.0
	壁高欄		2.0	2.5	4.0
	遮音壁		1.5	2.0	3.0

※ B/dは0.5丸めとした

(b)　各支間長における質量および極慣性モーメント

支間長	質量(t/m)			極慣性モーメント(t・m²/m)		
(m)	8m級	11m級	18m級	8m級	11m級	18m級
30	10.19	13.34	19.34	57.3	150.6	533.0
35	10.34	13.53	19.62	58.1	152.7	540.7
40	10.51	13.75	19.94	59.0	155.3	549.6
45	10.70	14.00	20.31	60.1	158.1	559.7
50	10.92	14.29	20.72	61.3	161.3	571.0
55	11.16	14.60	21.17	62.7	164.8	583.4
60	11.42	14.94	21.66	64.1	168.7	597.1
65	11.70	15.31	22.20	65.7	172.9	611.9
70	12.01	15.71	22.78	67.5	177.4	627.9
75	12.34	16.14	23.41	69.3	182.2	645.2
80	12.69	16.60	24.07	71.3	187.4	663.6
85	13.06	17.09	24.78	73.4	193.0	683.1
90	13.46	17.61	25.54	75.6	198.8	703.9
95	13.88	18.16	26.34	78.0	205.0	725.9
100	14.32	18.74	27.17	80.5	211.6	749.0

表-5.1.2　想定した風の特性値

項目	パラメータ
基本風速 U_{10}(m/s)	30 (全国の一般的な風速区分)
地表粗度区分	Ⅱ (開けた土地)
高度(m)	20
補正係数 E_1	1.09
設計基準風速 U_d(m/s)	33
乱れ強さ I_u	0.17

※一般的な地域条件を想定して風の特性値を設定した

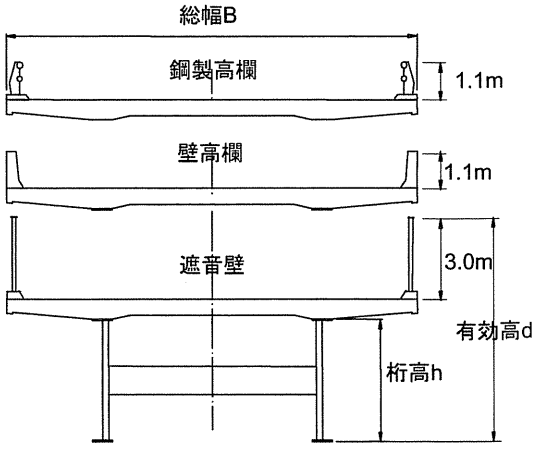


図-5.1.3　想定した橋の断面形状

表-5.1.3　実橋計測もしくは解析により固有振動数が得られている実橋の主な諸元

橋梁NO.		橋梁形式	最大支間長 L (m)	総幅 B (m)	B/d	高欄タイプ	質量m (t/m)	極慣性モーメント I_p (tm^2/m)	固有振動数 たわみ1次 (Hz)	固有振動数 ねじれ1次 (Hz)	振動数比	固有振動数の区分	風洞試験の有無	出典
1	a橋（大津呂川橋）	鋼2主桁橋	50.0	11.3	2.7	壁高欄	16.38	175.50	2.11	2.38	1.13	計測値[23]	有り	
2	b橋（千鳥の沢川橋）	鋼2主桁橋	53.0	11.4	2.6	壁高欄	16.60	194.16	2.30	2.60	1.13	計測値[24]	無し	
3	c橋（大郷高架橋）	鋼2主桁橋	56.0	10.7	1.6	遮音壁	16.46	169.61	1.89	2.46	1.30	解析値	無し	＊4
4	d橋（城ノ谷橋）	鋼2主桁橋	59.5	10.4	2.3	壁高欄	14.02	136.48	1.56	1.95	1.25	計測値	無し	＊4
5	e橋（切目川橋）	鋼2主桁橋	60.0	10.4	2.7	半壁高欄	13.40	130.44	1.88	2.17	1.16	計測値	無し	
6	f橋（陣ノ谷川橋）	鋼2主桁橋	65.0	18.1	4.1	半壁高欄	28.66	769.79	1.36	1.59	1.17	解析値	有り	＊1
7	g橋（池山高架橋）	鋼2主桁橋	70.0	11.3	2.8	半壁高欄	13.10	150.55	1.31	1.50	1.14	計測値	無し	
8	h橋（穴内川橋）	鋼2主桁橋	74.3	10.0	2.8	鋼製高欄	14.10	134.10	1.24	1.41	1.14	解析値	有り	＊2
9	i橋（今別府川橋）	鋼2主桁複合ラーメン橋	81.5	10.7	2.5	壁高欄	14.80	182.80	1.85	2.45	1.32	計測値[26]	有り	＊3
10	j橋（宿茂高架橋）	鋼2主桁複合ラーメン橋	85.0	10.4	2.3	壁高欄	13.09	161.80	1.70	2.10	1.24	計測値	有り	＊4
11	k橋（利別川第一橋）	鋼2主桁橋	86.5	11.4	2.5	壁高欄	16.24	225.60	1.26	1.32	1.05	計測値[27]	有り	
12	l橋（利別川第二橋）	鋼2主桁橋	84.0	11.4	2.6	壁高欄	15.81	190.40	1.13	1.46	1.29	解析値	有り	＊4

＊1[29]：木場，細見：陣ノ谷川橋（PC床版二主桁橋）の耐風性検討，駒井技報，Vol.23，pp.57-63，2004.

＊2[6]：萩野，佐久間，村松，南條，畑中：鋼2主桁橋（穴内川橋）の耐風性検討，土木学会第58回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-093，2003.9.

＊3[7]：青木，佐々木，兼重，前原：鋼2主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の耐風安定性に関する検討，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B349，2001.9.

＊4　：日本道路公団より資料提供。

※ e橋およびg橋は、3章で振動実験を行ったA橋およびB橋のことである。

なお、照査風速および許容振幅については、**表-5.1.1～5.1.3** に示した橋の諸元および風の特性値を基に、**表-5.1.4** のように設定した。ねじれ渦励振の許容振幅に関しては、安全側の照査になるよう以下の幅員構成を想定して b の値を設定した。

幅員 8m 級　：一般国道で車線数 2、歩道なし　b＝1.5

幅員 11m 級：一般国道で車線数 2、歩道あり　b＝4.0　（参考：高速道の場合は 2.0）

幅員 18m 級：一般国道で車線数 4、歩道あり　b＝7.5　（参考：高速道の場合は 5.5）

表-5.1.4　設定した照査風速および許容振幅

項　目		式	値
ギャロッピングの照査風速		U_{rg} ＝1.2U_d	1.2×33＝39　(m/s)
フラッターの照査風速		U_{rf} ＝1.2E_{r1}・U_d	1.2×1.15×33＝45　(m/s)
渦励振の照査風速		U_{rvh}＝U_d　，$U_{rv\theta}$＝U_d	33　(m/s)
渦励振の許容値の目安（100gal 相当）	たわみ	h_a＝0.025/f_h^2	各支間長から求めた振動数より算出（m）
	ねじれ	θ_a＝1.45/（b・f_θ^2）	各支間長から求めた振動数と、想定した幅員構成からの b より算出（°）

※ b：橋げた中央から，けた外側に最も近い歩道部あるいは車線の中央までの距離(m)

5.1.3　検討結果

表-5.1.5 に実橋の耐風性の照査結果と適用限界支間長の試算結果を示す。

ここで、発散振動の発現風速の照査では、発現風速が照査風速を上回っていれば照査を満足しており、適用限界支間長とは、発現風速が照査風速と等しくなる支間長のことを指す。渦励振の発現風速の照査において、CASE1 では、発現風速が照査風速を上回っていれば照査を満足しており、適用限界支間長とは、発現風速が照査風速と等しくなる支間長のことを指す。CASE2 では、発現風速が風速 25m/s を上回っていれば使用性の観点から発現振幅の照査は不要（表中の図には“使用性照査省略領域”と記載）としたものであり、適用限界支間長とは、発現風速が風速 25m/s となる支間長のことを指す。また、渦励振の発現振幅の照査においては、CASE1 では、発現振幅が許容振幅を下回っていれば照査を満足しており、適用限界支間長とは、発現振幅が許容振幅と等しくなる支間長のことを指す。CASE2 では、発現振幅が許容振幅を上回っていたとしても、その場合の発現風速が使用性照査の省略領域内であれば発現振幅の照査は不要としたものである。なお、前述のとおり CASE2 はあくまでも参考の検討ケースであり、高風速時に大振幅の渦励振が生じる場合には、当然ながら別途、構造各部の安全性や疲労耐久性の照査が必要である。

表-5.1.5　実橋の耐風性照査結果と適用限界支間長の試算結果（その 1）

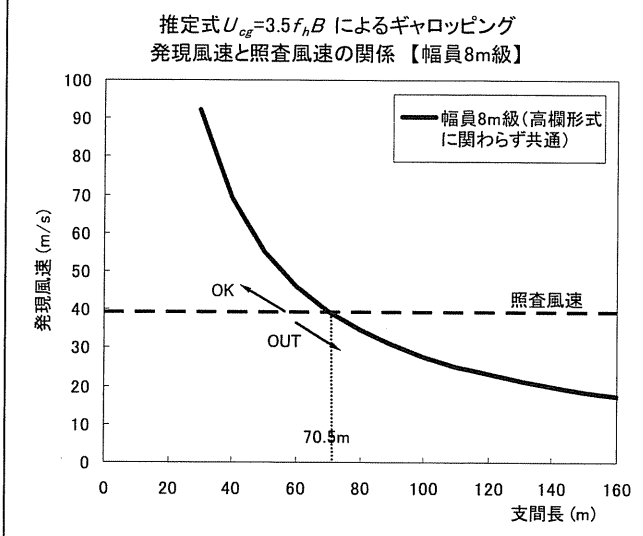
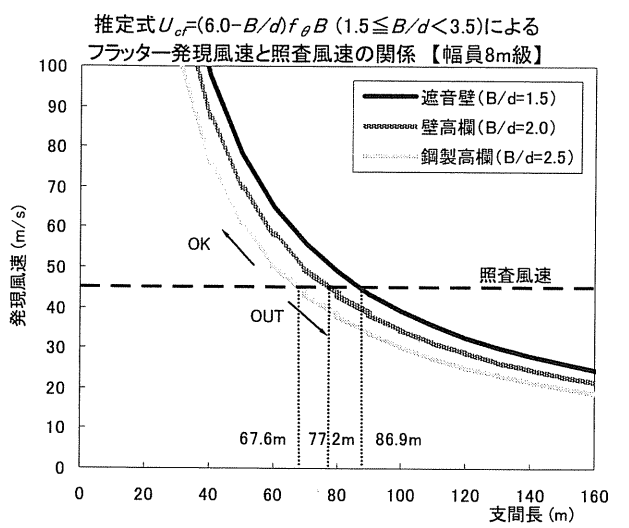
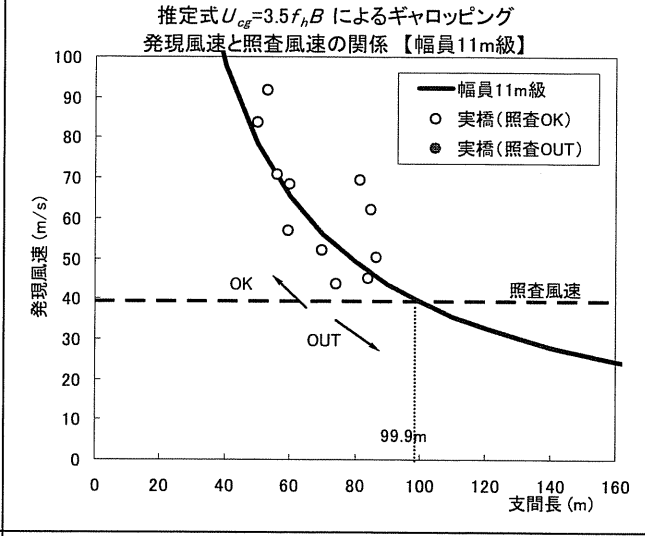
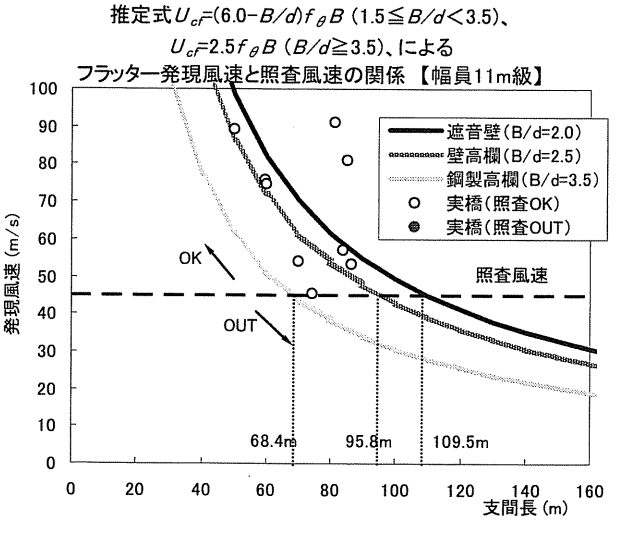
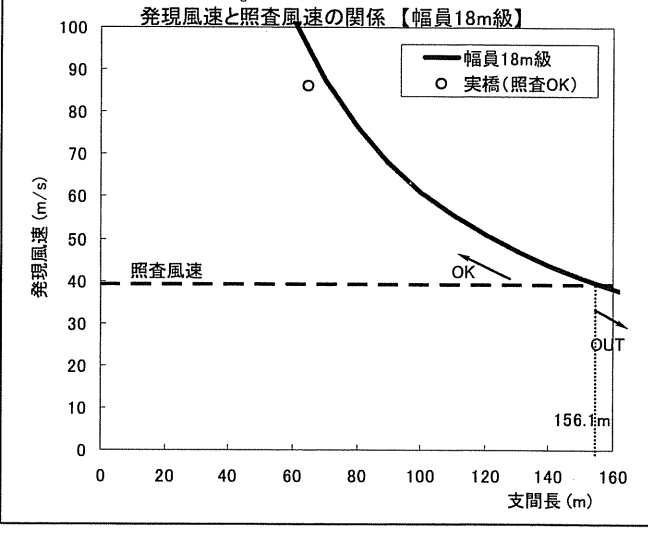
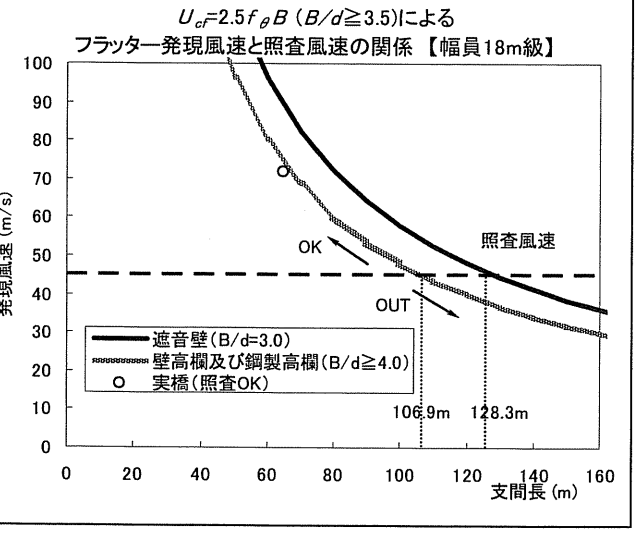
	たわみ振動	ねじれ振動
発散振動【幅員 8m 級】		
発散振動【幅員 11m 級】		
発散振動【幅員 18m 級】		

表-5.1.5　実橋の耐風性照査結果と適用限界支間長の試算結果（その 2）

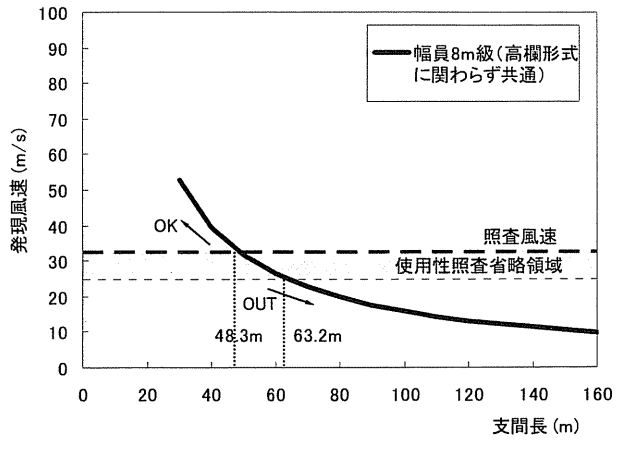
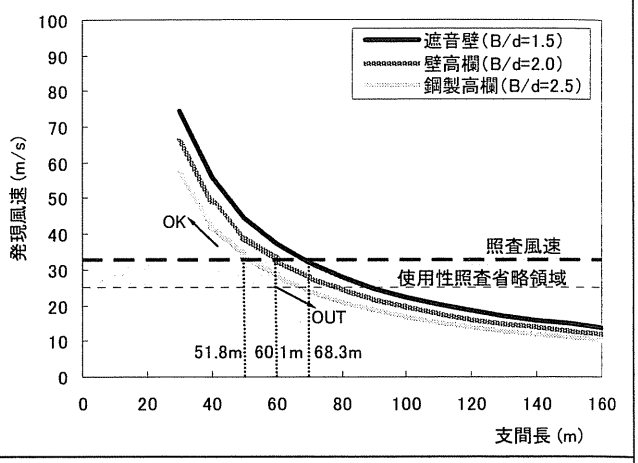
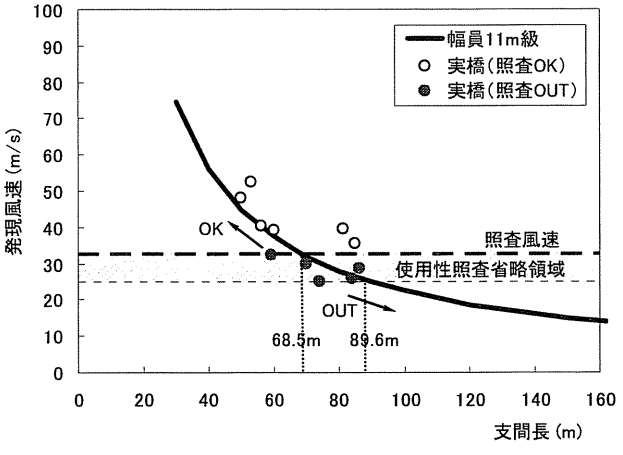
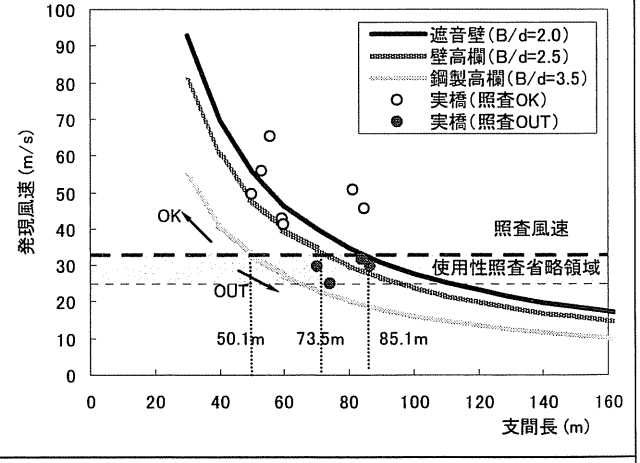
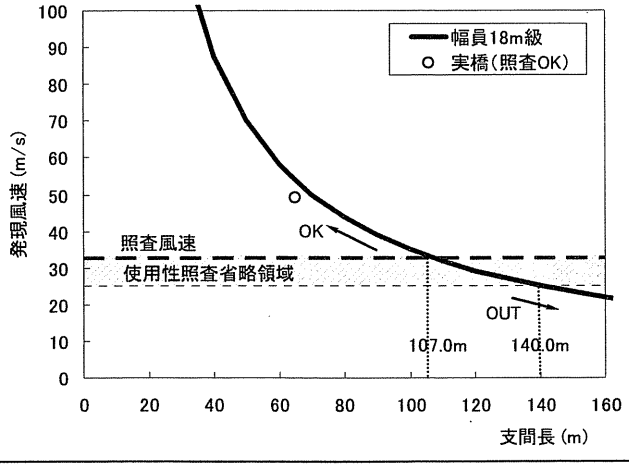
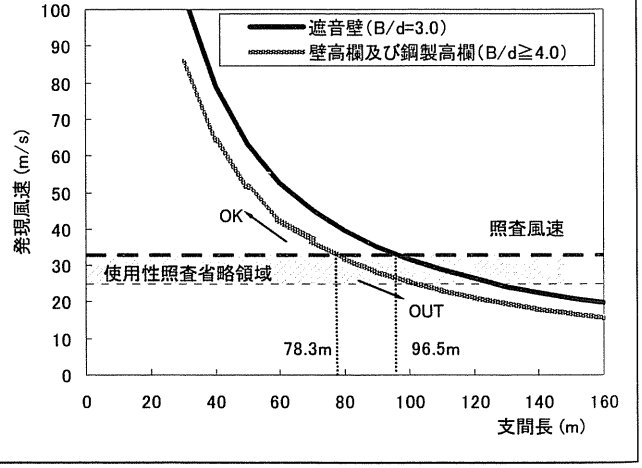
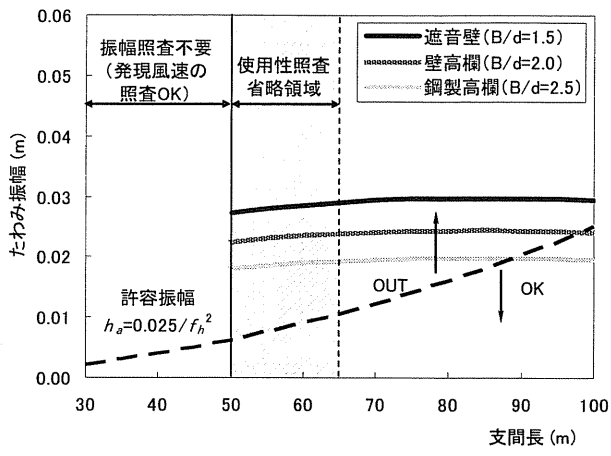
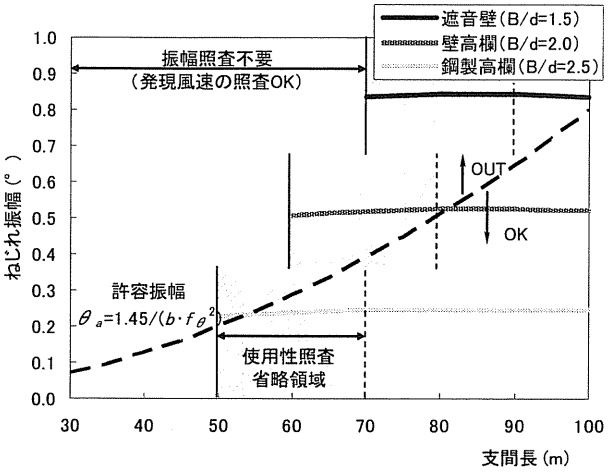
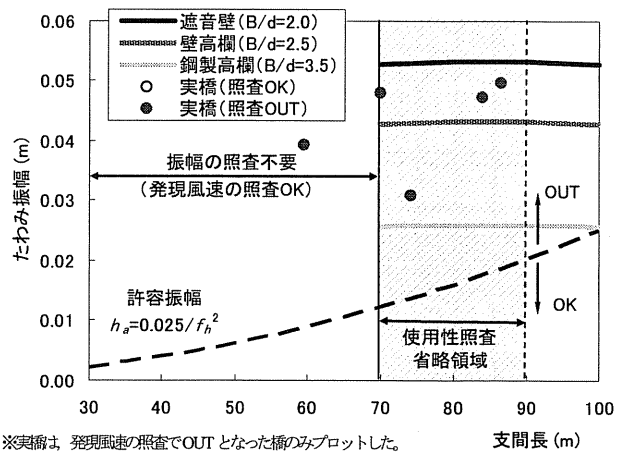
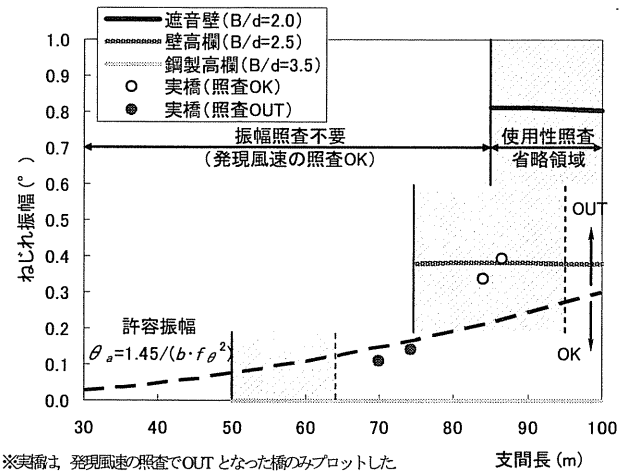
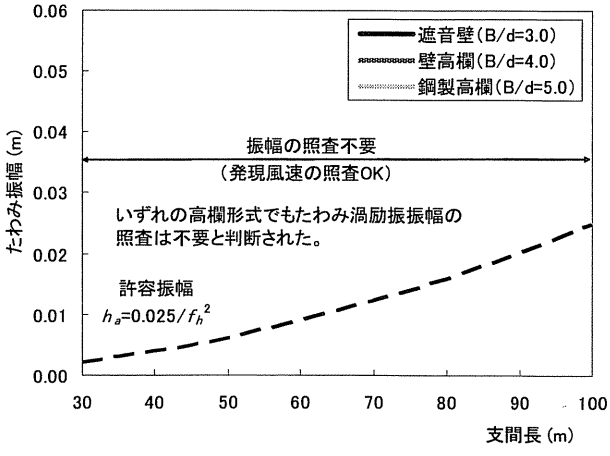
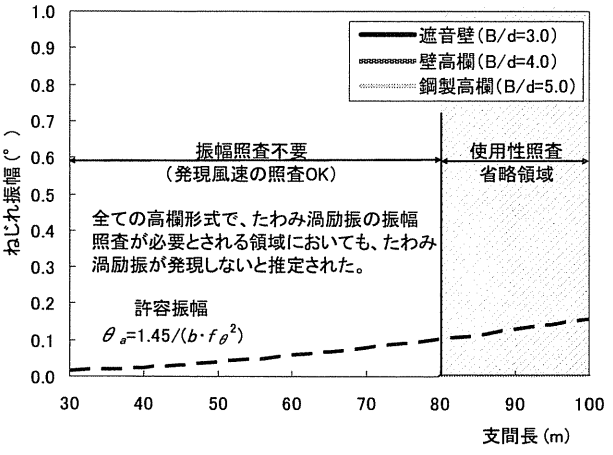
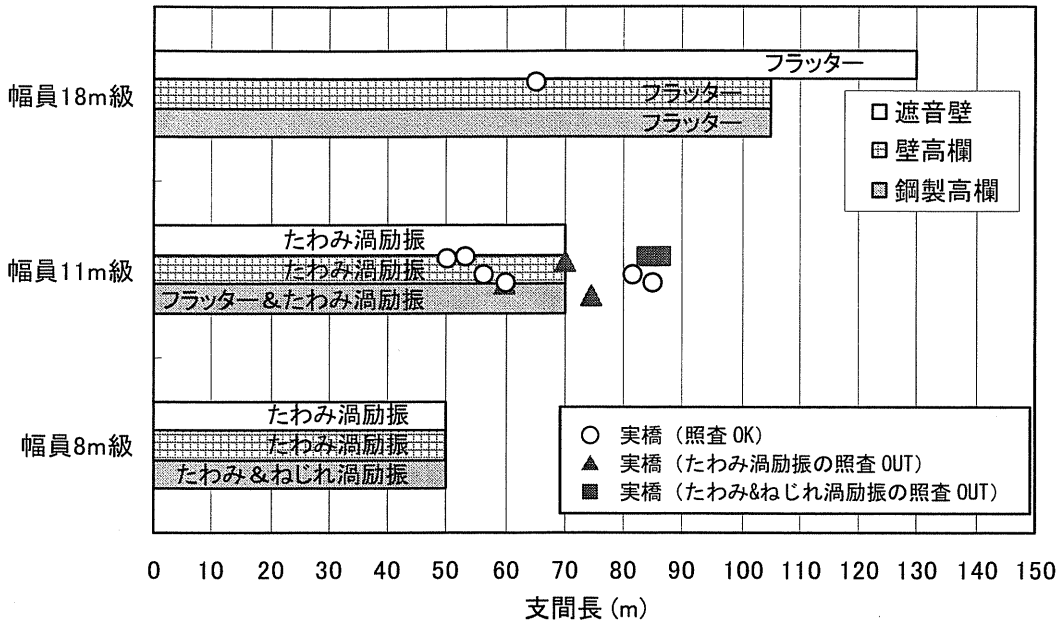
	たわみ振動	ねじれ振動
渦励振（風速）【幅員 8m 級】	推定式$U_{cvh}=2.0f_hB$によるたわみ渦励振 発現風速と照査風速の関係 【幅員8m級】 	推定式$U_{cv\theta}=(3.5-0.62B/d)f_\theta B$ $(B/d<3.5)$による ねじれ渦励振発現風速と照査風速の関係【幅員8m級】 
渦励振（風速）【幅員 11m 級】	推定式$U_{cvh}=2.0f_hB$によるたわみ渦励振 発現風速と照査風速の関係 【幅員11m級】 	推定式$U_{cv\theta}=(3.5-0.62B/d)f_\theta B$ $(B/d<3.5)$、 $U_{cv\theta}=1.33f_\theta B$ $(B/d\geqq3.5)$による ねじれ渦励振発現風速と照査風速の関係【幅員11m級】 
渦励振（風速）【幅員 18m 級】	推定式$U_{cvh}=2.0f_hB$によるたわみ渦励振 発現風速と照査風速の関係 【幅員18m級】 	推定式$U_{cv\theta}=(3.5-0.62B/d)f_\theta B$ $(B/d<3.5)$、 $U_{cv\theta}=1.33f_\theta B$ $(B/d\geqq3.5)$による ねじれ渦励振発現風速と照査風速の関係【幅員18m級】 

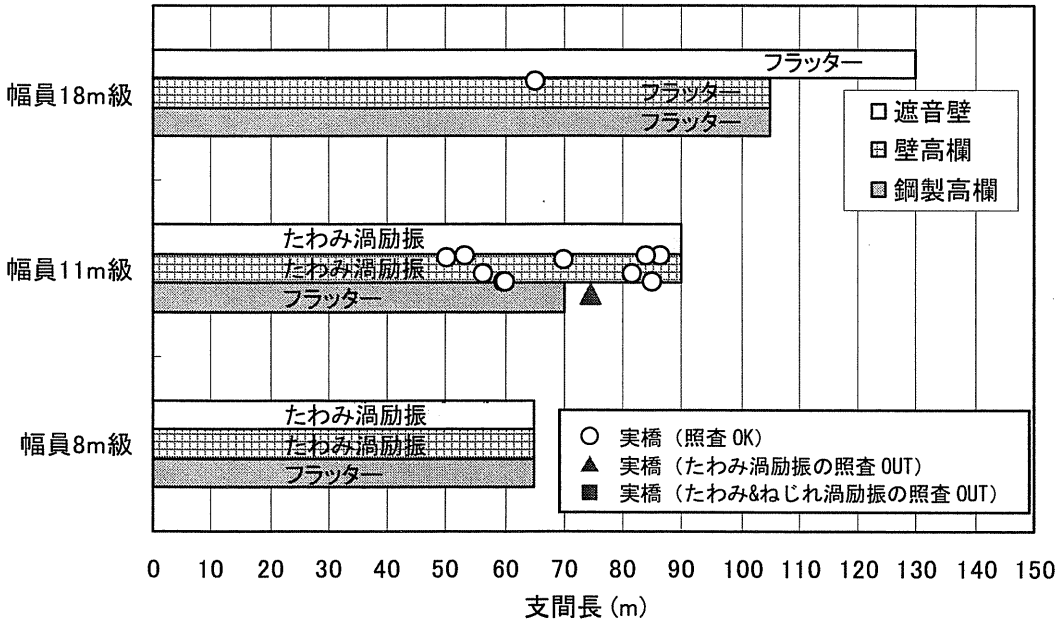
表-5.1.5　実橋の耐風性照査結果と適用限界支間長の試算結果（その 3）

	たわみ振動	ねじれ振動
渦励振（振幅）【幅員8m級】	たわみ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員8m級】  	ねじれ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員8m級】 
渦励振（振幅）【幅員11m級】	たわみ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員11m級】  ※実橋は，発現風速の照査でOUTとなった橋のみプロットした。	ねじれ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員11m級】  ※実橋は，発現風速の照査でOUTとなった橋のみプロットした
渦励振（振幅）【幅員18m級】	たわみ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員18m級】  	ねじれ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員18m級】 

実橋の照査結果および適用限界支間長の試算結果をまとめたものを CASE1 について表-5.1.6 および図-5.1.3(a)に、CASE2 について表-5.1.7 および図-5.1.3(b)にそれぞれ示す。



(a) CASE1：発散振動、渦励振の発現風速・発現振幅に対する照査を行った場合



(b) CASE2：風速 25m/s 以上で発現する渦励振に対して発現振幅の照査を省略した場合

図-5.1.3 適用限界支間長の試算結果および実橋の照査結果

表-5.1.6　適用限界支間長の試算結果および実橋の照査結果（CASE1）

対象橋			支間長 L(m)	総幅 B(m)	B/d	発散振動		渦励振		耐風性の判定	
						ギャロッピング	フラッター	たわみ渦励振	ねじれ渦励振	限界支間長	決定要因
幅員8m級		鋼製高欄	パラメータ	7.9	2.5	70m以上OUT	65m以上OUT	50～85m OUT	50～55m OUT	50m	たわみ&ねじれ渦励振
		壁高欄		7.9	2.0		75m以上OUT	50～95m OUT	60～80m OUT	50m	たわみ渦励振
		遮音壁		7.9	1.5		85m以上OUT	50m以上OUT	70m以上OUT	50m	たわみ渦励振
幅員11m級		鋼製高欄		11.2	3.5	100m以上OUT	70m以上OUT	70m以上OUT	全てOK	70m	フラッター&たわみ渦励振
		壁高欄		11.2	2.5		95m以上OUT	70m以上OUT	75m以上OUT	70m	たわみ渦励振
		遮音壁		11.2	2.0		110m以上OUT	70m以上OUT	85m以上OUT	70m	たわみ渦励振
幅員18m級		鋼製高欄		17.5	5.0	155m以上OUT	105m以上OUT	全てOK	全てOK	105m	フラッター
		壁高欄		17.5	4.0		105m以上OUT	全てOK	全てOK	105m	フラッター
		遮音壁		17.5	3.0		130m以上OUT	全てOK	全てOK	130m	フラッター
1	a橋	壁高欄	50.0	11.3	2.7	OK	OK	OK	OK	OK	---
2	b橋	壁高欄	53.0	11.4	2.6	OK	OK	OK	OK	OK	---
3	c橋	遮音壁	56.0	10.7	1.6	OK	OK	OK	OK	OK	---
4	d橋	壁高欄	59.5	10.4	2.3	OK	OK	OUT	OK	OUT	たわみ渦励振
5	e橋	半壁高欄	60.0	10.4	2.7	OK	OK	OK	OK	OK	---
6	f橋	半壁高欄	65.0	18.1	4.1	OK	OK	OK	OK	OK	---
7	g橋	半壁高欄	70.0	11.3	2.8	OK	OK	OUT	OK	OUT	たわみ渦励振
8	h橋	鋼製高欄	74.3	10.0	2.8	OK	OK	OUT	OK	OUT	たわみ渦励振
9	i橋	壁高欄	81.5	10.7	2.5	OK	OK	OK	OK	OK	---
10	j橋	壁高欄	85.0	10.4	2.3	OK	OK	OK	OK	OK	---
11	k橋	壁高欄	86.5	11.4	2.5	OK	OK	OUT	OUT	OUT	たわみ&ねじれ渦励振
12	l橋	壁高欄	84.0	11.4	2.6	OK	OK	OUT	OUT	OUT	たわみ&ねじれ渦励振

表-5.1.7　適用限界支間長の試算結果および実橋の照査結果（CASE2）

対象橋			支間長 L(m)	総幅 B(m)	B/d	発散振動		渦励振		耐風性の判定	
						ギャロッピング	フラッター	たわみ渦励振	ねじれ渦励振	限界支間長	決定要因
幅員8m級		鋼製高欄	パラメータ	7.9	2.5	70m以上OUT	65m以上OUT	65～85m OUT	全てOK	65m	フラッター
		壁高欄		7.9	2.0		75m以上OUT	65～95m OUT	全てOK	65m	たわみ渦励振
		遮音壁		7.9	1.5		85m以上OUT	65m以上OUT	90m以上OUT	65m	たわみ渦励振
幅員11m級		鋼製高欄		11.2	3.5	100m以上OUT	70m以上OUT	90m以上OUT	全てOK	70m	フラッター
		壁高欄		11.2	2.5		95m以上OUT	90m以上OUT	95m以上OUT	90m	たわみ渦励振
		遮音壁		11.2	2.0		110m以上OUT	90m以上OUT	全てOK	90m	たわみ渦励振
幅員18m級		鋼製高欄		17.5	5.0	155m以上OUT	105m以上OUT	全てOK	全てOK	105m	フラッター
		壁高欄		17.5	4.0		105m以上OUT	全てOK	全てOK	105m	フラッター
		遮音壁		17.5	3.0		130m以上OUT	全てOK	全てOK	130m	フラッター
1	a橋	壁高欄	50.0	11.3	2.7	OK	OK	OK	OK	OK	---
2	b橋	壁高欄	53.0	11.4	2.6	OK	OK	OK	OK	OK	---
3	c橋	遮音壁	56.0	10.7	1.6	OK	OK	OK	OK	OK	---
4	d橋	壁高欄	59.5	10.4	2.3	OK	OK	OK	OK	OK	---
5	e橋	半壁高欄	60.0	10.4	2.7	OK	OK	OK	OK	OK	---
6	f橋	半壁高欄	65.0	18.1	4.1	OK	OK	OK	OK	OK	---
7	g橋	半壁高欄	70.0	11.3	2.8	OK	OK	OK	OK	OK	---
8	h橋	鋼製高欄	74.3	10.0	2.8	OK	OK	OUT	OK	OUT	たわみ渦励振
9	i橋	壁高欄	81.5	10.7	2.5	OK	OK	OK	OK	OK	---
10	j橋	壁高欄	85.0	10.4	2.3	OK	OK	OK	OK	OK	---
11	k橋	壁高欄	86.5	11.4	2.5	OK	OK	OK	OK	OK	---
12	l橋	壁高欄	84.0	11.4	2.6	OK	OK	OK	OK	OK	---

また、参考までに適用限界支間長の試算結果（CASE1）と鋼少数主げた橋の建設実績（橋建協資料による521橋のデータ（平成16年度までに竣工または建設中である国内の全584橋のうち、幅員一定の橋のデータ）を比較したものを図-5.1.4に示す。

さらに、実橋12橋のうち個別に風洞試験が行われ、かつ、風洞試験結果が公表されているf橋、h橋、i橋の3橋[29),6),7)]（注）これらの結果は試験条件が異なるので、2章の試験結果の整理には含めていない。）に対して、風洞試験による試験結果と推定式による推定値を比較したものを図-5.1.5に示す。ここで、比較に用いたf橋、h橋、i橋の3橋についての風洞試験結果は、単独橋、一様流中、迎角0°、±3°の条件で行われたものとした。f橋については、迎角0°、±3°の試験結果の中で、発散振動の照査では発現風速が最も低い迎角＋3°、渦励振の照査では発現振幅が最も大きい迎角ということで、たわみ渦励振については＋3°、ねじれ渦励振については－3°の試験結果を用いた。h橋については迎角＋3°、i橋については迎角0°の試験結果のみがあり、これらを用いた。また、風洞試験による渦励振の発現振幅は推定式に併せて、気流の乱れによる低減係数および振動モードによる補正係数1.3を乗じて補正した。なお、f橋およびh橋の風洞試験で用いられた構造減衰（対数減衰率で両者とも0.02）は、推定式により求めた構造減衰（対数減衰率でそれぞれ0.043、0.041）と一致していないが、ここではその影響の補正を行った場合と行わない場合の結果を比較している。i橋については、風洞試験で用いられた構造減衰（対数減衰率で0.04）と推定式により求めた構造減衰（対数減衰率で0.039）が概ね一致している。

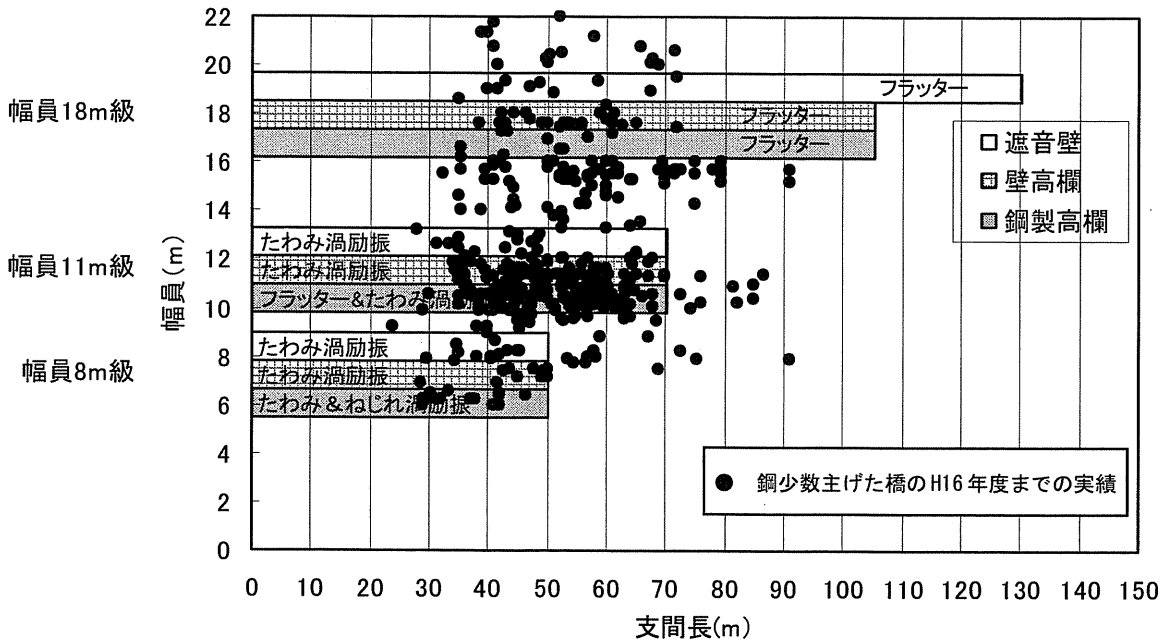
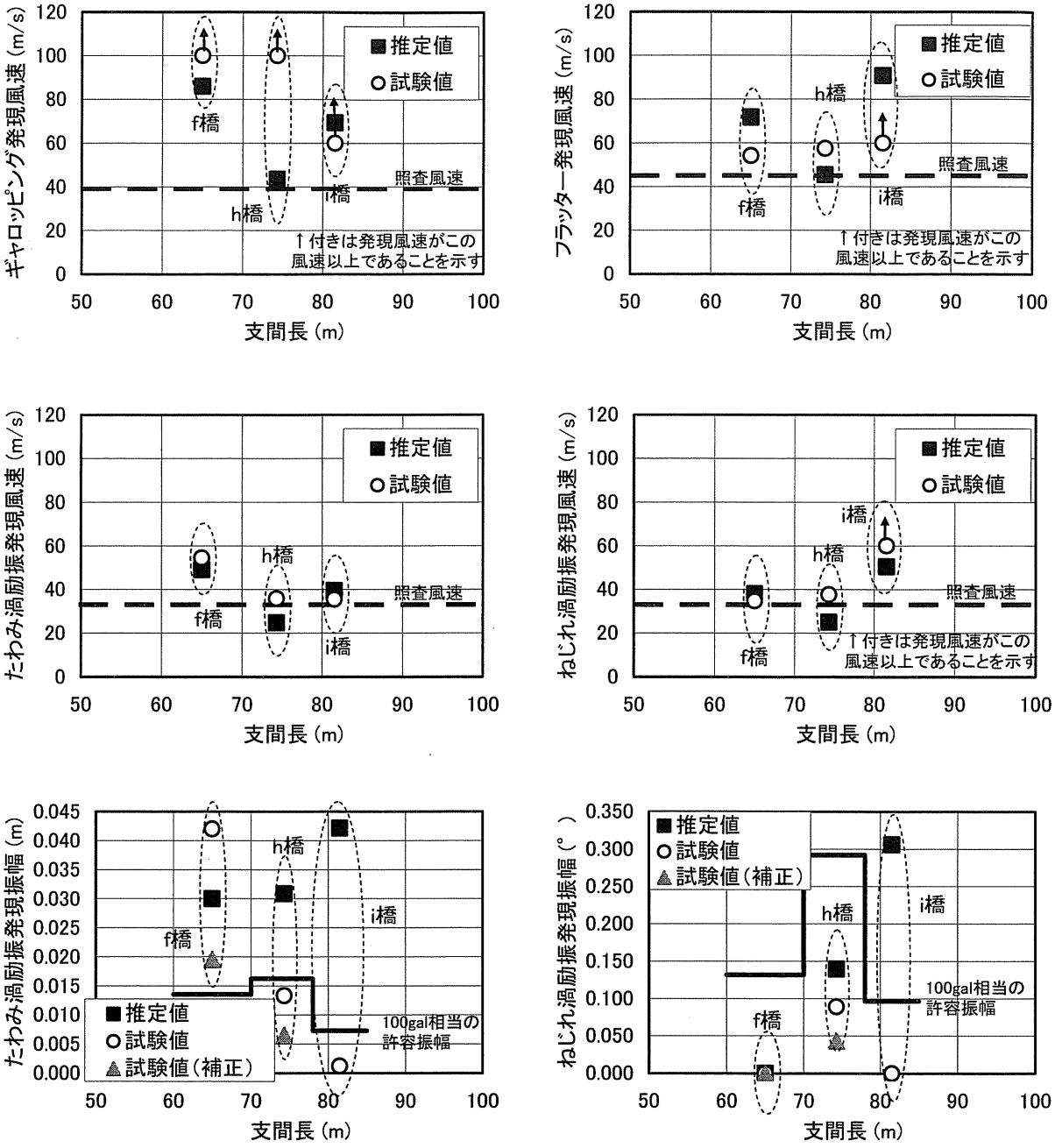


図-5.1.4　適用限界支間長の試算結果（CASE1）と建設実績との比較



＊ 「▲試験値（補正）」は、たわみおよびねじれの渦励振発現振幅の推定式において、発現振幅が構造減衰に反比例するとしていることを考慮し、風洞試験時の構造減衰の違いによる影響を補正したものである。これにより、f 橋および h 橋の渦励振発現振幅は、「試験値○」の約 1/2 になると推定される。）

図-5.1.5　実橋 3 橋における風洞試験による試験値と推定式による推定値の比較

本検討で得られた主な結果をまとめると以下のとおりである。

1）適用限界支間長の検討に関して

・適用限界支間長は B/d 、幅員および高欄の種類に応じて異なるが、CASE1 では、支間長 50（幅員 8m 級）～105m（幅員 18m級）程度まで推定式による照査を満足する（**図-5.1.3(a)**）。

・適用限界支間長の試算結果（CASE1）と建設実績との比較より、幅員 8m 級、11m 級、18m 級の大部分の橋は適用限界支間長以内、すなわち、推定式による照査を満足する領域内に存在する結果となっている（**図-5.1.4**）（構造減衰や想定した風の特性値を個別の橋に対する条件と合わせているわけではないので、あくまでも概略の傾向の比較という意味。）。

2）実橋の照査に対する推定式の適用性に関して

・実橋 12 橋に対し、CASE1 では 12 橋全橋で発散振動に対する照査を満足した（**図-5.1.3**）。

・CASE1 において渦励振の照査を満足しなかった 5 橋は、風速 25m/s 未満でたわみ渦励振が発現すると推定された h 橋を除き、風速 25m/s 以上でたわみ渦励振もしくはねじれ渦励振が発現すると推定されており、CASE2 では照査を満足した。

・**図-5.1.5** について、ギャロッピング、フラッターおよび渦励振の発現風速の推定値は、風洞試験による発現風速と比較して概ね同程度もしくは下回っている。フラッター発現風速の推定値が試験値を上回ったケース（f 橋：B/d =4.1、構造減衰 δ =0.02）も見られるが、**図-2.4.2** より、構造減衰が 0.02 の場合、B/d が 3.5 以上の場合においてフラッターの発現風速が推定式による発現風速を下回る可能性があることも確認されており、推定式としての想定内の結果と考えられる。

また、渦励振の発現振幅の推定値は、風洞試験による発現振幅（補正）と比較して同程度もしくは上回っており、風洞試験結果に対して安全側の値となっている。

以上の結果より、提案した推定式は、風洞試験を実施する際の事前検討として鋼少数主げた橋の耐風性を概略評価する上では、既に建設された橋の現況（風による振動が問題となった事例は特段報告されていないこと）や実橋を対象とした風洞試験結果とかけ離れたものでないものと推測される。

5.2 渦励振に対する構造安全性の検討

5.2.1 検討内容

前節のCASE2では、高風速域で発生する渦励振に対する限界状態を考慮して、風速25m/s～照査風速（5.2節で想定した風特性では33m/s）で渦励振が発生すると推定された場合の使用性を確認した。本節では、振動実験を実施したA橋およびB橋（3章参照）を対象に、この風速域で発生する渦励振に対して構造安全性の検討を行う。具体的には、渦励振発生時における床版コンクリートのひび割れ発生（表面の微小なひび割れ）を想定した許容引張応力度に対する照査と、主げた下フランジの降伏応力度に対する照査を行う。また、主げた下フランジにおいては振幅応力に対する疲労照査も行う。

表-5.2.1に検討条件を示す。A橋およびB橋の固有振動数には3章の実橋振動実験による計測結果を、渦励振発現風速および発現振幅には前節の推定式による推定結果を用いた。

以下に照査の流れを示す。

① 床版を含めた3次元FEMモデルを作成し、固有値解析を行う（モデル化の詳細は6章で示す）。

② 得られた円振動数ωと固有モードベクトルϕから、鉛直たわみ1次とねじれ1次における各節点の加速度を求める。

$$\ddot{y} = \phi_y \omega^2 \qquad \cdots\cdots (5.2.1)$$

ここで、$\ddot{y}$は鉛直方向加速度、ϕ_yは固有ベクトルの鉛直成分、ωは固有円振動数(rad/sec)

③ 得られた加速度の最大値を調べ、その最大加速度が100gal（または渦励振発現振幅時の加速度）となるように各節点の加速度を比例倍する。

④ 得られた各節点の加速度に質量を乗じ、節点荷重を求める。

⑤ 得られた節点荷重により静解析を行い、支間中央部における床版および主げた下フランジの振動時最大応力を求める。このとき、振動中の荷重が正負交番載荷であることを考慮して、最大主応力および最小主応力の絶対値の最大を振動時の発生応力（以下、最大振動応力）とする。

⑥ 床版および主げた下フランジに発生した最大振動応力が許容応力度以下になることを照査する。床版の許容値としては、ひび割れを想定して道示Ⅱ11.3のコンクリート許容引張応力度2.5N/mm^{2}を用いる。主げた下フランジの許容値としては、SM490Y材の降伏応力度355N/mm^{2}を用いる。

⑦ 渦励振による振動が完全両振りの状態と仮定して、主げた下フランジの最大応力範囲を振動応力の2倍として算出し、打ち切り限界を用いた疲労照査を行う。疲労照査に用いる強度等級は、主桁下フランジまたはウェブ－垂直補剛材間の溶接部における溶接の始終点を含むすみ肉溶接による荷重非伝達型十字溶接継手を想定してE等級とする。

なお、上述の照査には常時状態の応力（前死荷重、後死荷重、不静定力、施工時残留応力等）を考慮する必要があるが、床版の支間中央部において常時荷重は圧縮応力を発生させることになるため、照査の安全側を考慮して常時応力をここでは0と仮定した。また、主げた下フランジの照査においては、死荷重応力を100 N/mm^{2}と仮定して振動応力に加えることとした。

表-5.2.1　床版のひび割れに対する検討条件

橋梁名	最大支間長 (m)	総幅B (m)	振動数 (Hz)		渦励振発現風速(m/s)		渦励振発現振幅(m, deg)	
			たわみ1次	ねじれ1次	たわみ1次	ねじれ1次	たわみ1次	ねじれ1次
A橋	60.0	10.4	1.880	2.170	39.1	30.0	0.035	0.186
B橋	70.0	11.3	1.310	1.500	29.6	22.5	0.048	0.107
備　考			計測値	計測値	推定値	推定値	推定値	推定値

5.2.2　検討結果

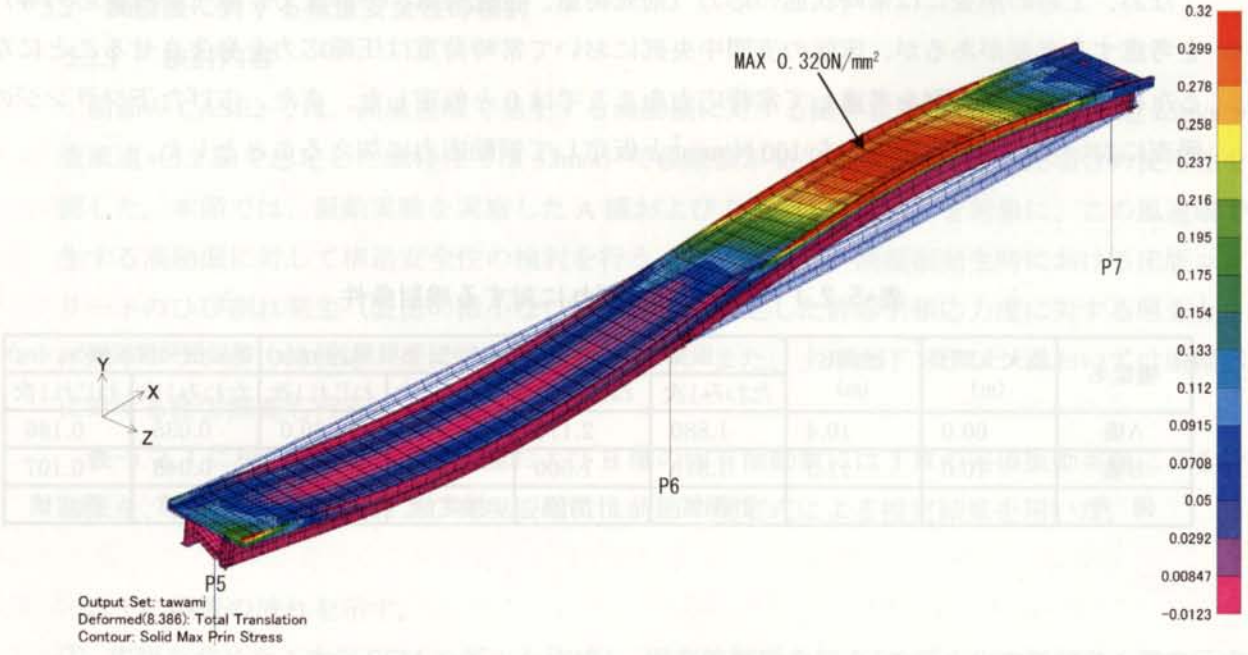
(1)　床版のひび割れに対する照査結果

図-5.2.1および**図-5.2.2**にA橋およびB橋の100gal載荷時の床版（ソリッド要素）の応力コンターを示す。A橋、B橋ともに支間中央部で最大主応力もしくは最小主応力が発生している。

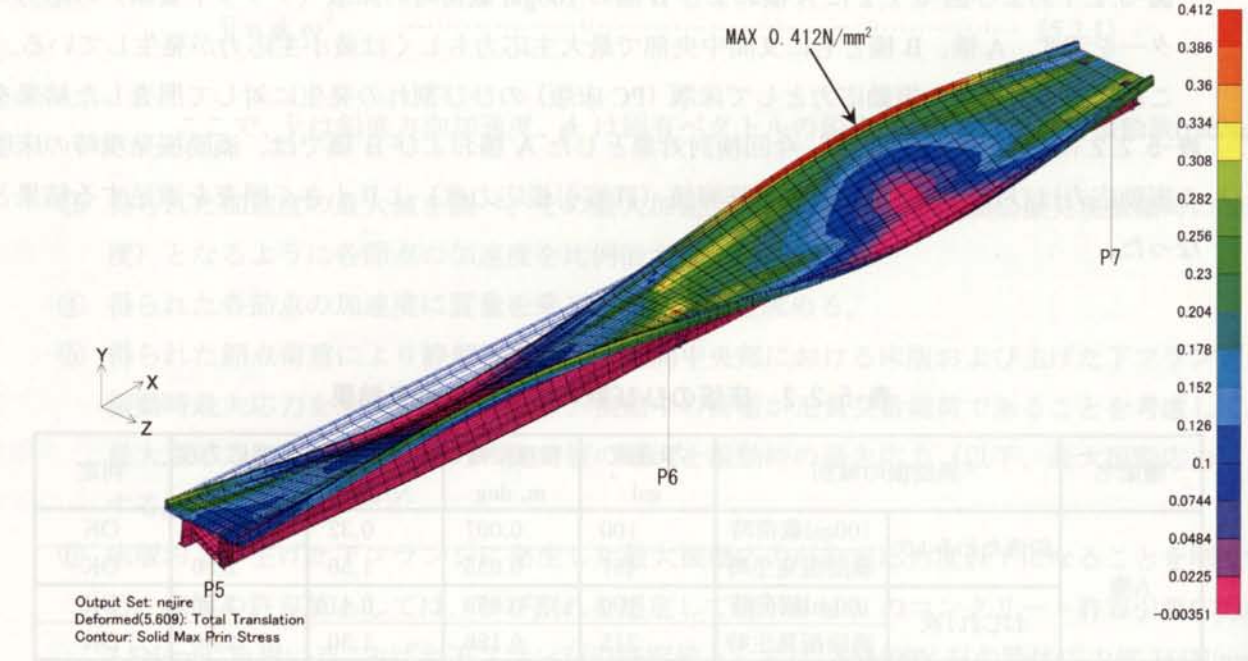
これら主応力を最大振動応力として床版（PC床版）のひび割れの発生に対して照査した結果を**表-5.2.2**に示す。照査の結果、今回検討対象としたA橋およびB橋では、渦励振発現時の床版の振動応力はひび割れ発生に対する許容値（許容引張応力度）より小さく照査を満足する結果となった。

表-5.2.2　床版のひび割れに対する照査結果

橋梁名	渦励振の種別		加速度 gal	発現振幅 m, deg	振動応力度 N/mm^2	許容応力度 N/mm^2	判定
A橋	鉛直たわみ1次	100gal載荷時	100	0.007	0.32	2.50	OK
		渦励振発生時	487	0.035	1.56	2.50	OK
	ねじれ1次	100gal載荷時	100	0.059	0.41	2.50	OK
		渦励振発生時	315	0.186	1.30	2.50	OK
B橋	鉛直たわみ1次	100gal載荷時	100	0.015	0.47	2.50	OK
		渦励振発生時	326	0.048	1.52	2.50	OK
	ねじれ1次	100gal載荷時	100	0.114	0.55	2.50	OK
		渦励振発生時	94	0.107	0.51	2.50	OK

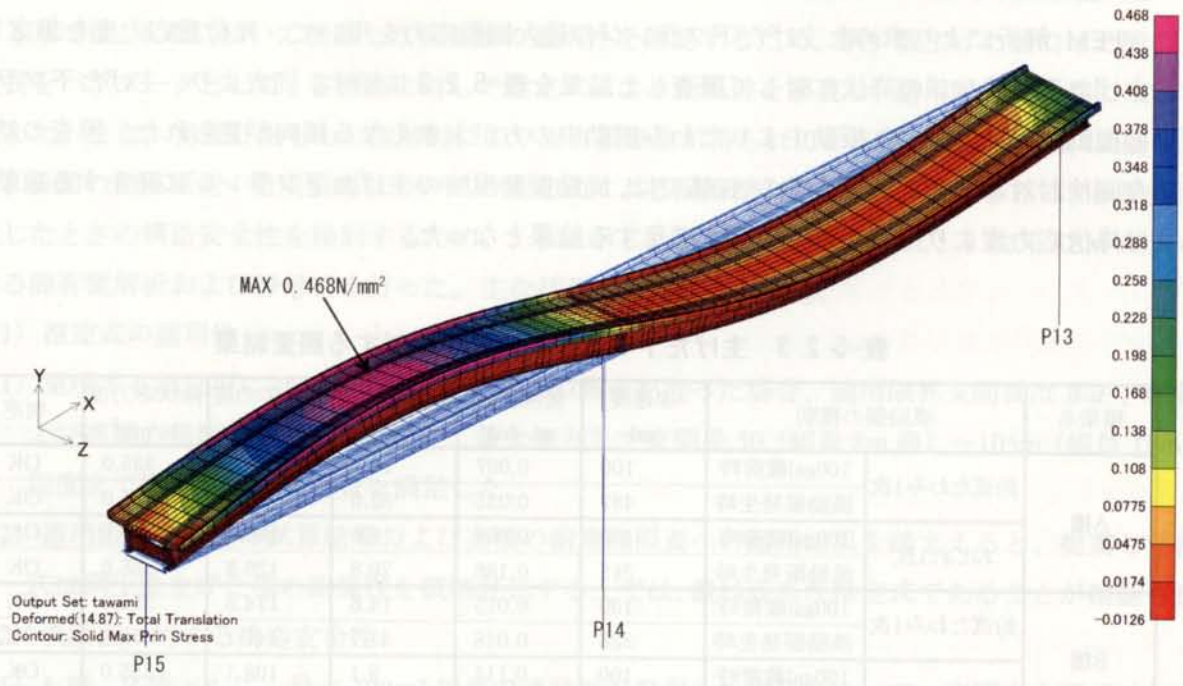


(a)　たわみ 100gal 載荷時の最大主応力コンター

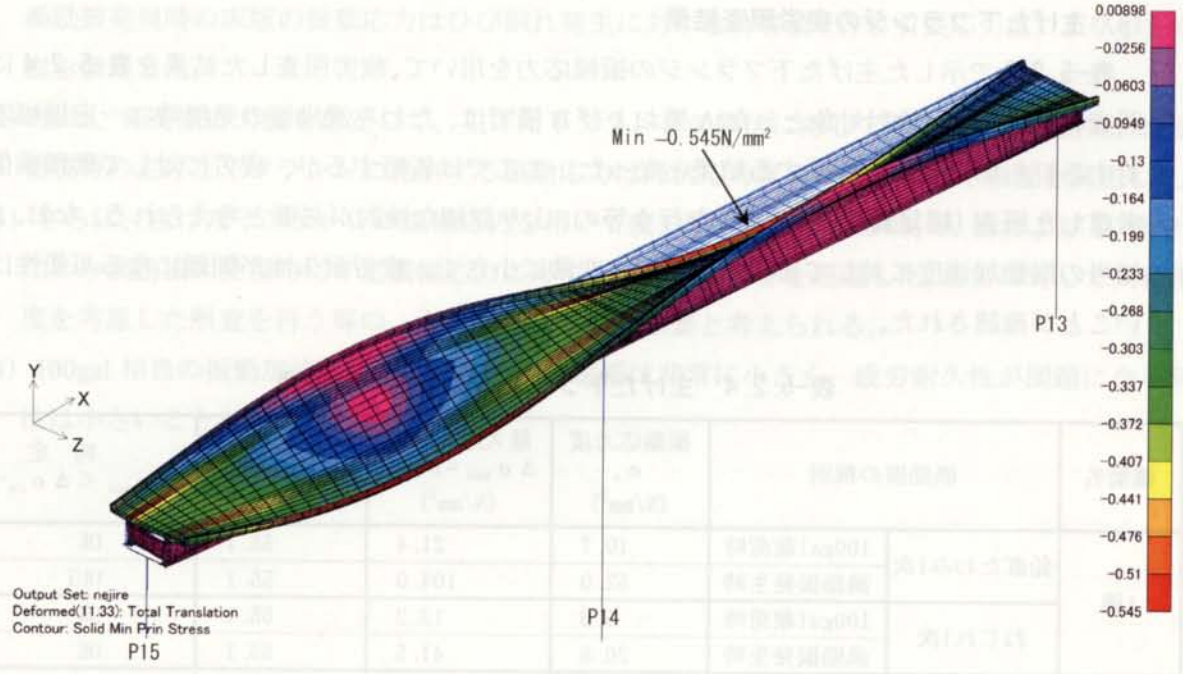


(b)　ねじれ 100gal 載荷時の最大主応力コンター

図-5.2.1　100gal 載荷時の床版応力コンター（A橋の例、2径間のみ図化）



(a)　たわみ 100gal 載荷時の最大主応力コンター



(b)　ねじれ 100gal 載荷時の最小主応力コンター

図-5.2.2　100gal 載荷時の床版応力コンター（B橋の例、2 径間のみ図化）

(2) 主げた下フランジの降伏に対する照査結果

FEM 解析により求めた主げた下フランジの最大振動応力を用いて、死荷重応力度を想定して、主げた下フランジの降伏に対して照査した結果を**表-5.2.3** に示す。同表より、主げた下フランジの振動応力は、ねじれ振動中よりたわみ振動中の方が大きくなる傾向が見られた。照査の結果、今回検討対象とした A 橋および B 橋では、渦励振発現時の主げた下フランジに発生する振動応力は降伏応力度より十分小さく照査を満足する結果となった。

表-5.2.3　主げた下フランジの降伏に対する照査結果

橋梁名	渦励振の種別		加速度 gal	発現振幅 m, deg	振動応力度 N/mm^2	合計応力度 N/mm^2	降伏応力度 N/mm^2	判定
A橋	鉛直たわみ1次	100gal載荷時	100	0.007	10.7	110.7	355.0	OK
		渦励振発生時	487	0.035	52.0	152.0	355.0	OK
	ねじれ1次	100gal載荷時	100	0.059	6.6	106.6	355.0	OK
		渦励振発生時	315	0.186	20.8	120.8	355.0	OK
B橋	鉛直たわみ1次	100gal載荷時	100	0.015	14.6	114.6	355.0	OK
		渦励振発生時	326	0.048	47.7	147.7	355.0	OK
	ねじれ1次	100gal載荷時	100	0.114	8.1	108.1	355.0	OK
		渦励振発生時	94	0.107	7.6	107.6	355.0	OK

※ 合計応力度＝振動応力度＋死荷重応力度($100N/mm^2$と仮定)

(3) 主げた下フランジの疲労照査結果

表-5.2.3 で示した主げた下フランジの振幅応力を用いて、疲労照査した結果を**表-5.2.4** に示す。照査の結果、今回検討対象とした A 橋および B 橋では、たわみ渦励振の発現時に一定振幅応力に対する打ち切り限界を超過する結果となった。ここでは省略するが、疲労に対して累積損傷度を考慮した照査（**補足資料－3** 参照）を行う等の、より詳細な検討が必要と考えられる。なお、100gal 相当の振動加速度に対して発現する振幅は非常に小さく、疲労耐久性が問題になる可能性は小さいことが確認された。

表-5.2.4　主げた下フランジの疲労照査結果

橋梁名	渦励振の種別		振動応力度 σ_s (N/mm^2)	最大応力範囲 $\Delta\sigma_{max}=\sigma_s\times2$ (N/mm^2)	一定振幅応力打切り限界 $\Delta\sigma_{ce}\cdot C_R\cdot C_t$	判　定 $\Delta\sigma_{max}<\Delta\sigma_{ce}\cdot C_R\cdot C_t$
A橋	鉛直たわみ1次	100gal載荷時	10.7	21.4	55.1	OK
		渦励振発生時	52.0	104.0	55.1	OUT
	ねじれ1次	100gal載荷時	6.6	13.2	55.1	OK
		渦励振発生時	20.8	41.5	55.1	OK
B橋	鉛直たわみ1次	100gal載荷時	14.6	29.3	55.1	OK
		渦励振発生時	47.7	95.4	55.1	OUT
	ねじれ1次	100gal載荷時	8.1	16.2	55.1	OK
		渦励振発生時	7.6	15.2	55.1	OK

※ 打切り限界の補正係数は、C_R=1.0（完全片振りと仮定）、C_t=0.9（板厚40mmと仮定）とした。

5.3 まとめ

本章では、4章において提案した照査法の適用性を確認するため、鋼少数主げた橋のけた断面と支間長をパラメータとして、各構造に対して推定式により耐風性を照査し、適用限界支間長について検討した。また、実橋計測もしくは解析により固有振動数が得られている鋼少数主げた橋12橋に対して、振動の発現風速・発現振幅についての推定式による耐風性の照査を行った。さらに、渦励振が発生したときの構造安全性を検討するため、3章に示したA橋、B橋に対して、3次元FEMモデルによる固有値解析および静解析を行った。主な結果を以下にまとめる。

(1) 推定式の適用性

1) 発現する渦励振に対して、全て発現振幅の照査を行った場合、適用限界支間長は B/d 、幅員および高欄の種類に応じて異なるが、最大値として支間長50（幅員8m級）～105m（幅員18m級）程度まで推定式による照査を満足した。

2) 適用限界支間長の試算結果および実橋の耐風性照査への適用結果を踏まえると、提案した推定式は鋼少数主げた橋の耐風性を概略評価する上では、概ね妥当な推定式であることが確認された。

(2) 渦励振に対する構造安全性

1) A橋、B橋ともに、最大100gal相当の渦励振が発現した場合について、支間中央部でけたの最大主応力もしくは最小主応力が発生するが、これら主応力を最大振動応力として床版（PC床版）のひび割れの発生に対して照査を行った。その結果、今回検討対象としたA橋およびB橋では、渦励振発現時の床版の振動応力はひび割れ発生に対する許容値（許容引張応力度）より小さく照査を満足した。

2) また、死荷重応力度を想定して、主げた下フランジの降伏に対して照査を行った結果、渦励振発現時の主げた下フランジに発生する振動応力は降伏応力度より十分小さく照査を満足した。

3) さらに、主げた下フランジの振幅応力を用いて疲労照査を行った結果、A橋およびB橋では、たわみ渦励振の発現時に一定振幅応力に対する打ち切り限界を超過した。疲労に対して累積損傷度を考慮した照査を行う等の、より詳細な検討が必要と考えられる。

4) 100gal相当の振動加速度に対して発生する振幅は非常に小さく、疲労耐久性が問題になる可能性は小さいことが確認された。

6章　固有振動解析における鋼少数主げた橋のモデル化の検討

6.1　検討内容

3章の**表-3.5.1**で示したように、鋼少数主げた橋において実測した固有振動数と3次元骨組モデルによる解析値（ゴム支承の回転剛性や壁高欄の剛性は考慮していない）とでは10%以上の誤差が見られた（**表-6.1.1**）。固有振動数は発散振動および渦励振の発現風速を決定する重要なパラメータの一つであるため、より合理的な耐風性の照査を行う上で、固有振動解析の精度を向上させることが重要と考えられる。そこで本章では、3章に示した3橋に対して、3次元FEMモデルと3次元骨組みモデルを作成し、両者の固有振動数の解析値の比較を行うとともに、実測値との誤差の要因としてゴム支承の回転剛性や壁高欄の剛性の寄与に着目し、それらが固有振動数に及ぼす影響について感度分析を行う。

表-6.1.1　固有振動数の実測値と骨組みモデルによる解析値との比較

モード	A橋（仮舗装あり）			B橋（仮舗装あり）			C橋（仮舗装なし）		
	実測値	解析値	比率 解析/実測	実測値	解析値	比率 解析/実測	実測値	解析値	比率 解析/実測
鉛直たわみ1次	1.88	1.54	82%	1.31	1.26	96%	0.89	0.82	92%
ねじれ1次	2.17	1.99	92%	1.50	1.42	94%	1.70	1.81	107%
振動数比	1.15	1.29	112%	1.15	1.12	98%	1.91	2.22	116%

6.1.1　解析モデル

A 橋を例に、検討に用いた解析モデルについて説明する。なお、B 橋および C 橋についても同様な手法でモデル化している。

(1)　3 次元骨組みモデル

3 次元骨組みモデルを作成するにあたってのモデル化手法を**表-6.1.2** および**表-6.1.3** に、モデル図を**図-6.1.1** にそれぞれ示す。なお、**表-6.1.3** に示すモデル化手法は 6.1.2 項で説明する感度解析ケースの基本モデルに相当する（**表-6.1.5**）。

3 次元骨組みモデルでは、主げた、横げた、および下部構造を弾性梁要素で骨組み化し、ゴム支承を並進・回転の線形バネ要素でモデル化した。主げた・横げた梁要素の格子は床版下面位置でモデル化し、主げた梁要素の剛性には、床版の剛性を加味した。上部構造の質量は主げた梁要素の節点上に 2 分して配置し、下部構造の質量も同様に梁要素の節点上に配置した。本解析は上部構造の振動モードに着目することから、基礎の境界条件は全方向拘束とし、基礎位置での変形を無視した。また、ゴム支承の境界条件は、橋軸方向および鉛直方向の並進移動については、道路橋支承便覧 [30] に示される地震時水平力分散型ゴム支承の水平バネ定数 K_s および鉛直バネ定数 K_v による弾性支持とした（K_s、K_v の算出式については 6.1.1(3)で説明する）。橋軸直角方向の並進移動については、サイドブロックが取り付けられていたため拘束とした。回転変形については、ゴム支承の回転剛性を無視して全方向自由とした。なお、解析ソフトは TDAPⅢを用いた。

(2)　3 次元 FEM モデル

3 次元 FEM モデルを作成するにあたってのモデル化手法を**表-6.1.3** に、モデル図を**図-6.1.2** にそれぞれ示す。

3 次元 FEM モデルは、主げた、横げたをシェル要素（横げたフランジのみ梁要素）、床版をソリッド要素で 1 層に分割しモデル化した。なお、高次の振動モードの場合には、分割数が全体系での静的変位や固有振動数の算出精度に影響を与えるとの指摘もあるが、ここでは一次モードを対象としており、影響は小さいと考えられる。2 次部材は支点上補剛材のみシェル要素でモデル化した。下部構造のモデル化、基礎の境界条件および支承の境界条件は、骨組みモデルと同様とした。上部構造の質量は、各要素の材料密度（単位体積質量）で考慮したが、この方法では補剛材や添接板、連結ボルト等の質量が考慮されないため、設計計算書に示される鋼重と一致するよう鋼材の材料密度を 1.09 倍した。また、検査路や仮舗装等の重量も付加質量として加味した。これら質量分布の確認として、重力加速度を与えて静的解析を行ったときの支点反力が、設計計算書および骨組みモデルの支点反力と 1%以下の誤差で一致することを確認している。なお、解析ソフトは MSC.Nastran2001 を用いた。

表-6.1.2　材料係数

部　　材	弾性係数 E (kN/m^2)	せん断弾性係数 G (kN/m^2)
床版コンクリート	2.8×10^7	7.7×10^7
鋼部材	2.0×10^8	1.22×10^9

表-6.1.3　A橋の解析モデルのモデル化手法（基本モデル）

項　目		3次元骨組みモデル	3次元FEMモデル
橋梁形式	全体形式	鋼4径間連続非合成2主鈑桁橋	同左
	支承形式	反力分散ゴム支承(NR)	
	床版形式	PRC床版	
	橋脚形式	RC壁式橋脚	
	基礎形式	場所打ち杭	
上部構造のモデル化	使用要素種類	主桁梁要素、横桁梁要素による格子構造	鋼板はシェル要素(横桁フランジは梁要素) コンクリートはソリッド要素
	要素配置	床版下面位置でモデル化	主桁断面を忠実にモデル化(ただし、桁高は一定)
	上部構造質点の配置	主桁梁要素の節点上に配置	各要素に単位体積重量/重力加速度の質量を与える
	床版、高欄の合成作用	床版は考慮、高欄は基本ケースでは無視	同左
	主桁を梁要素とした場合のねじれ定数の算出式	デザインデータブックより $J=\frac{1}{3}\left(b_u t_u^{\,3}+b_l t_l^{\,3}+b_w t_w^{\,3}\right)+\frac{1}{3n'}B_c t_c^{\,3}$ n':鋼とコンクリートのせん断弾性係数比	必要なし
支承のモデル化	支承の境界条件	橋軸:バネ、橋直:拘束、鉛直:バネ、 橋軸回り:自由、橋直回り:バネ、 鉛直回り:自由	同左
	使用要素種類	並進バネ要素、回転バネ要素	同左
	バネ定数の算出式	水平バネ:H16支承便覧の従来式[30] 鉛直バネ:H16支承便覧の改訂式[30] $K_v = EA/\Sigma t_e$ $E=\alpha\beta S_1 G = 35 S_1 G$ （矩形） 回転バネ:基本ケースでは無視 感度解析では*C.Rejcha*の提案式[31]	同左
	上部構造との結合方法	支承バネ要素上に配置した剛体梁要素により主桁梁要素と結合	主桁下フランジのソールプレート部と剛体梁要素により結合
下部構造のモデル化	モデル化の有無	モデル化有り	同左
	使用要素種類	弾性梁要素による一本棒	
	要素配置	躯体図心に配置	
	支承との結合方法	橋脚天端位置に橋直方向に配置した剛体梁要素により結合	
基礎のモデル化	モデル化の有無	モデル化無し	同左
	使用要素種類	使用要素無し	
	基礎の境界条件	フーチング下面の節点の境界条件を全方向拘束	
その他の解析条件		・平面線形の円曲線は無視して、直橋としてモデル化 ・橋脚の斜角は考慮	・平面線形、縦断勾配、横断勾配すべて考慮 ・橋脚の斜角は考慮

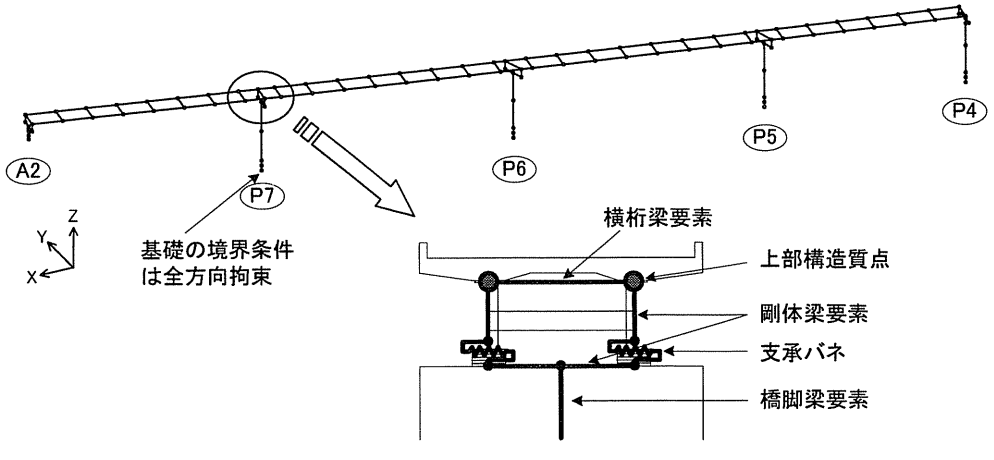


図-6.1.1　A橋の3次元骨組みモデル

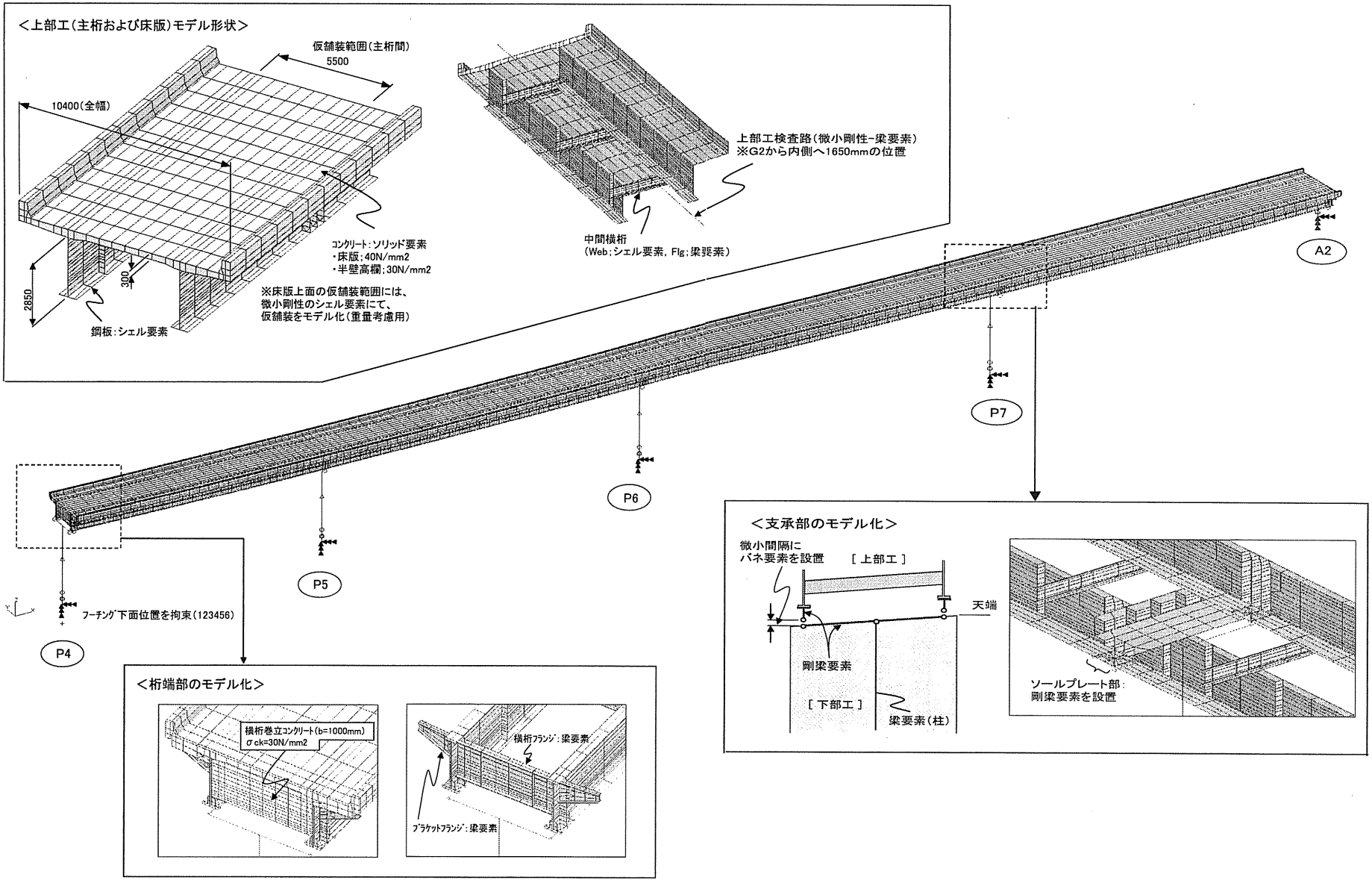


図-6.1.2　A橋の3次元FEMモデル

(3) 地震時水平力分散ゴム支承のバネ定数

前述のとおりゴム支承のモデル化は水平バネ定数 K_s および鉛直バネ定数 K_v による弾性支持とし、用いたバネ定数は以下の式により算出した。また、感度解析に用いる回転方向のバネ定数 K_r の算出式も以下に示す。なお、回転バネ定数 K_r は、道路橋支承便覧 [30] では示されていないため *Reicha* の提案式 [31] を用いる。この式は比較的大振幅の実験から導いた式であり、渦励振のような支承の変形が微小振幅域となる場合には適さない可能性が高いが、ここでは一つの指標として用いることとする。

・水平バネ定数 K_s（道路橋支承便覧 [30]）

$$K_s = \frac{GA}{\Sigma t} \quad \cdots\cdots (6.1.1)$$

ここで、K_s：ゴム支承の水平バネ定数 (N/mm)

G：ゴムのせん断弾性係数 (N/mm^2)

A：有効面積 (mm^2)

Σt：ゴムの総厚 (mm)

・鉛直バネ定数 K_v（道路橋支承便覧 [30]）

$$K_v = \frac{EA}{\Sigma t} \quad \cdots\cdots (6.1.2)$$

$$E = \alpha \cdot \beta \cdot S_1 \cdot G \quad \cdots\cdots (6.1.3)$$

ここで、K_v：ゴム支承の鉛直バネ定数 (N/mm)

E：ゴムのたて弾性係数 (N/mm^2)

α：ゴム支承の種類による係数　NR の場合 α=35

β：平面形状による係数　矩形（$0.5 \leqq b/a \leqq 2$）の場合 β=1.0

S_1：1 次形状係数　$S_1 = \dfrac{A}{2(a+b)t}$

・回転バネ定数 K_r（*Reicha* の提案式 [31]）

$$K_r = C_M \cdot G \cdot \frac{a^5 b}{n t^3} \quad \cdots\cdots (6.1.4)$$

ここで、K_r：ゴム支承の回転バネ定数 (Nmm/rad)

C_M：平面形状による係数　正方形（$a/b \fallingdotseq 1$）の場合 C_M=0.011

a：回転軸に直角な方向の支承幅 (mm)

b：回転軸に平行な方向の支承幅 (mm)

t：ゴム 1 層の厚さ (mm)

n：ゴム層数

表-6.1.4　各橋のゴム支承のバネ定数

◆A橋

			P4	P5	P6	P7	A2
ゴムの橋軸方向幅	a	mm	610	1100	1100	1150	630
ゴムの直角方向幅	b	mm	610	1100	1100	1150	640
ゴム1層厚	t	mm	17	42	42	45	17
ゴム層数	n		8	3	3	3	8
ゴム総厚	Σt	mm	136	126	126	135	136
せん断弾性係数	G	N/mm^2	0.8	1.2	1.2	1.2	0.8
1次形状係数	S_1		8.971	6.548	6.548	6.389	9.338
種類による係数	α		35	35	35	35	35
平面形状による係数	β		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
たて弾性係数	E	N/mm^2	251.2	275.0	275.0	268.3	261.5
平面形状による係数	C_M		0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
水平バネ定数	K_s	kN/m	2189	11524	11524	11756	2372
鉛直バネ定数	K_v	kN/m	687226	2640873	2640873	2628673	775135
回転バネ定数	K_r	kNm/rad	11535	105211	105211	111687	14221

◆B橋

			P17	P16	P15	P14	P13	P12
ゴムの橋軸方向幅	a	mm	650	1000	1050	1050	1000	650
ゴムの直角方向幅	b	mm	650	1200	1200	1200	1200	800
ゴム1層厚	t	mm	10	30	36	36	28	11
ゴム層数	n		18	4	3	3	6	20
ゴム総厚	Σt	mm	180	120	108	108	168	220
せん断弾性係数	G	N/mm^2	0.6	1.2	1.2	1.2	1.2	0.6
1次形状係数	S_1		16.250	9.091	7.778	7.778	9.740	16.301
種類による係数	α		35	35	35	35	35	35
平面形状による係数	β		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
たて弾性係数	E	N/mm^2	341.3	381.8	326.7	326.7	409.1	342.3
平面形状による係数	C_M		0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
水平バネ定数	K_s	kN/m	1408	12000	14000	14000	8571	1418
鉛直バネ定数	K_v	kN/m	800990	3818182	3811111	3811111	2922078	809119
回転バネ定数	K_r	kNm/rad	27654	146667	144435	144435	120262	23014

◆C橋

			P1	P2	P3	P4
ゴムの橋軸方向幅	a	mm	800	1500	1500	800
ゴムの直角方向幅	b	mm	800	1500	1500	800
ゴム1層厚	t	mm	18	36	36	18
ゴム層数	n		10	5	5	10
ゴム総厚	Σt	mm	180	180	180	180
せん断弾性係数	G	N/mm^2	1.2	1.2	1.2	1.2
1次形状係数	S_1		11.111	10.417	10.417	11.111
種類による係数	α		35	35	35	35
平面形状による係数	β		1.0	1.0	1.0	1.0
たて弾性係数	E	N/mm^2	466.7	437.5	437.5	466.7
平面形状による係数	C_M		0.011	0.011	0.011	0.011
水平バネ定数	K_s	kN/m	4267	15000	15000	4267
鉛直バネ定数	K_v	kN/m	1659259	5468750	5468750	1659259
回転バネ定数	K_r	kNm/rad	59333	644531	644531	59333

6.1.2　感度解析ケース

6.1.1 に示したモデル化の下、**表-6.1.5** に示すケースで固有振動解析を行い、壁高欄の剛性の影響およびゴム支承の回転剛性等の感度分析を行う。

なお、**表-6.1.5** のケース 13 については、ケース 2 に対して、中間支点部における 10mm 間隙の目地を考慮したものである。壁高欄に関しては、一般部ではひび割れを誘発させるためのＶカットを設けてはいるものの構造的には補強筋で連続しており、中間支点部のみ壁高欄の縁切りのモデル化を行うこととした。

表-6.1.5　感度解析ケース

解析ケースNO.		内容説明	各橋梁での実施の有無			
			A橋	B橋		C橋
			仮舗装あり	仮舗装なし	仮舗装あり	仮舗装なし
1	基本モデル※1)	支承の回転バネ無視、壁高欄・仮舗装の剛性も無視	○	○	○	○
2	壁高欄の剛性考慮	ケース1に壁高欄の剛性を考慮	○	○	○	○
3	回転バネKr×1	ケース2の支承の直角回りに回転バネKr×1倍を考慮	○	○	○	○
4	回転バネKr×3	ケース2の支承の直角回りに回転バネKr×3倍を考慮	○	○	○	○
5	回転バネKr×5	ケース2の支承の直角回りに回転バネKr×5倍を考慮	○	○	○	○
6	回転バネKr×10	ケース2の支承の直角回りに回転バネKr×10倍を考慮	○	○	○	○
7	回転バネKr×20	ケース2の支承の直角回りに回転バネKr×20倍を考慮	○	○	○	○
8	回転バネKr×30	ケース2の支承の直角回りに回転バネKr×30倍を考慮	○	○	○	○
9	回転バネKr×50	ケース2の支承の直角回りに回転バネKr×50倍を考慮	○			
10	回転バネKr×70	ケース2の支承の直角回りに回転バネKr×70倍を考慮	○			
11	回転バネKr×100	ケース2の支承の直角回りに回転バネKr×100倍を考慮	○			
12	橋脚なし	ケース2の橋脚を削除	○		○	
13	壁高欄縁切り	ケース2の壁高欄を目地位置で縁切り	○			
14	仮舗装の剛性考慮※2	ケース2の仮舗装に剛性を考慮（σ_{ck}=18N/mm^{2}相当）	○		○	
15	水平バネKs×10	ケース2の支承の水平バネKsを10倍			○	
16	鉛直バネKs×10	ケース2の支承の鉛直バネKvを10倍			○	

※1）ケース 1 の基本モデルによる解析結果が**表-6.1.1** に示した値である。

※2）仮舗装の剛性は無筋コンクリート相当（σ_{ck}=18N/mm^2）と仮定しただけで、真値ではない。

6.2 検討結果

各橋で感度解析した結果の一覧を**表-6.2.1～6.2.4**に示す。また、参考として、ケース2（壁高欄の剛性考慮、支承の回転バネ無視のケース）における各橋の鉛直たわみ1次とねじれ1次のモード形状を**図-6.2.1～6.2.3**に示す。

感度解析で得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- 実測値とFEM解析値との比較において、基本モデルに壁高欄の剛性を考慮することで、3橋とも解析値の実測値に対する差が5%程度小さくなる（ケース1と2の比較（A橋のたわみ1次のFEM解析値を例に見ると実測値との偏差が-13%→-8%に変化））。この傾向は、骨組みモデルの場合でも同様である。今回の感度解析において、この壁高欄の剛性のモデル化の影響が最も大きく、固有振動解析を行う上で壁高欄の剛性は無視できないことが確認された。
- 壁高欄に関して、中間支点上の部分*について、ひび割れ防止用の目地を考慮した間隙をモデル化した解析ケースにおいても固有振動数は低下しなかった（A橋のケース2とケース13の比較）。これは、鉛直モード・ねじれモードにおいて中間支点部はモードの節に当たるため中間支点部の壁高欄には曲げに伴う軸方向力がほとんど作用せず、この部位で壁高欄を縁切りしたとしても、けた全体の鉛直曲げ剛性にはほとんど影響しないためと考えられる。したがって、中間支点上に設けられた壁高欄の目地までモデル化に考慮する必要はないことが確認された。（＊A橋では、中間支点部では10mm間隙の目地が設けられている。また、一般部ではひび割れを誘発させるためのVカットを設けてはいるものの構造的には補強筋で連続しており、中間支点部のみ壁高欄の縁切りのモデル化を行っている。）
- ゴム支承の回転バネを係数倍したときの影響に関して、支間長が60mのA橋と支間長が70mのB橋では同程度で倍率を上げていくと実測値に緩やかに近づいていく傾向が見られる（A橋、B橋のケース2から11の比較（A橋のたわみ1次のFEM解析値を例に見ると実測値との偏差が-8%→2%に変化））。一方、支間長が110mと長いC橋（細幅箱げた）では非常に鈍感である（C橋のケース2から11の比較（ねじれ1次のFEM解析値を例に見ると実測値との偏差は3%→3%と変化しない））。
- ゴム支承の回転バネを係数倍したときの影響に関しては、骨組みモデルよりFEMモデルの方が鈍い結果となった（ケース2から11における骨組み解析値とFEM解析値の比較）。これは、**図-6.2.4**に示すように、FEMモデルの場合、回転バネの倍率を上げていくに従って、中間支点上のウェブに局部的なせん断変形が生じたことが一因と考えられる。
- たわみ1次およびねじれ1次モードにおいて、橋脚の変形は非常に微小であり、橋脚のモデル化の有無に関わらず解析値は変わらない（A橋、B橋のケース2と12の比較（A橋のたわみ1次のFEM解析値を例に見ると1.725Hz→1.727Hzとほとんど変化しない））。
- 仮舗装の剛性を考慮したときの影響に関して、たわみ1次よりねじれ1次の方が大きい（A橋、B橋のケース2とケース14の比較）。
- ゴム支承の水平バネを10倍したときの影響は比較的大きいが、鉛直バネを10倍したときの影響はほとんど見られない（B橋のケース2と15および16の比較）。

表-6.2.1　A橋の感度解析結果（H15 冬；仮舗装の施工あり）

	解析ケースNO.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	実測値	解析値	基本ﾓﾃﾞﾙ	壁高欄剛性考慮	ゴム支承の回転バネKr									橋脚なし	壁高欄縁切り	仮舗装の剛性考慮	水平バネ	鉛直バネ
					1	3	5	10	20	30	50	70	100				10	10
たわみ1次	1.88	骨組み	1.539	1.624	1.632	1.647	1.661	1.693	1.748	1.794	1.870	1.928	1.995	1.625				
			−18%	−14%	−13%	−12%	−12%	−10%	−7%	−5%	−1%	3%	6%	−14%				
		FEM	1.634	1.725	1.735	1.752	1.767	1.795	1.833	1.856	1.884	1.901	1.916	1.727	1.725	1.740		
			−13%	−8%	−8%	−7%	−6%	−4%	−3%	−1%	0%	1%	2%	−8%	−8%	−7%		
ねじれ1次	2.17	骨組み	1.987	2.095	2.099	2.108	2.117	2.137	2.173	2.205	2.261	2.307	2.364	2.097				
			−8%	−3%	−3%	−3%	−2%	−2%	0%	2%	4%	6%	9%	−3%				
		FEM	1.876	2.109	2.114	2.122	2.130	2.145	2.166	2.180	2.199	2.210	2.220	2.110	2.109	2.170		
			−14%	−3%	−3%	−2%	−2%	−1%	0%	0%	1%	2%	2%	−3%	−3%	0%		
振動数比	1.15	骨組み	1.291	1.290	1.286	1.280	1.275	1.262	1.243	1.229	1.209	1.197	1.185	1.290				
			12%	12%	11%	11%	10%	9%	8%	6%	5%	4%	3%	12%				
		FEM	1.148	1.223	1.219	1.211	1.205	1.195	1.182	1.175	1.167	1.163	1.159	1.222	1.223	1.247		
			−1%	6%	6%	5%	4%	3%	2%	2%	1%	1%	0%	6%	6%	8%		
備　考				← 壁高欄の剛性考慮 →										← 回転バネKr=0 →				

※　パーセントは実測値からの偏差を示す．　偏差(%)＝(解析値－実測値)／実測値*100

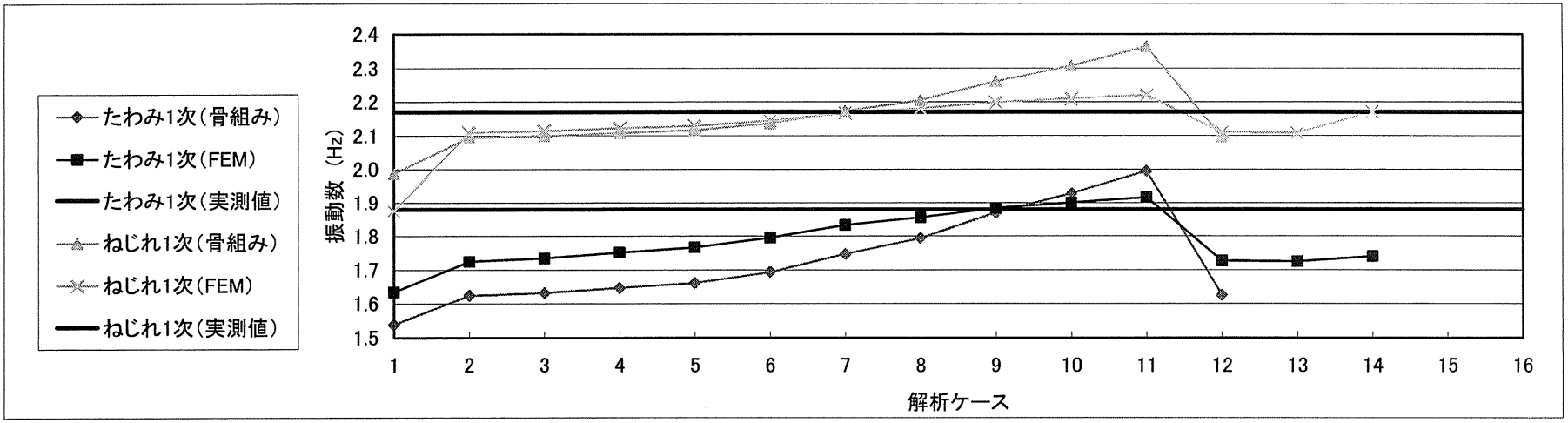


表-6.2.2　B橋の感度解析結果（H16 冬；仮舗装の施工なし）

	解析ケースNO.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	実測値	解析値	基本ﾓﾃﾞﾙ	壁高欄剛性考慮	ゴム支承の回転バネKr									橋脚なし	壁高欄縁切り	仮舗装の剛性考慮	水平バネ	鉛直バネ
					1	3	5	10	20	30	50	70	100				10	10
たわみ1次	1.39	骨組み	1.299	1.350	1.362	1.385	1.407	1.456	1.537	1.600								
			−7%	−3%	−2%	0%	1%	5%	11%	15%								
		FEM	1.277	1.334	1.345	1.361	1.373	1.391	1.409	1.417								
			−8%	−4%	−3%	−2%	−1%	0%	1%	2%								
ねじれ1次	1.58	骨組み	1.454	1.523	1.530	1.551	1.567	1.606	1.678	1.738								
			−8%	−4%	−3%	−2%	−1%	2%	6%	10%								
		FEM	1.348	1.496	1.502	1.512	1.519	1.530	1.542	1.548								
			−15%	−5%	−5%	−4%	−4%	−3%	−2%	−2%								
振動数比	1.14	骨組み	1.120	1.128	1.123	1.119	1.113	1.103	1.092	1.086								
			−1%	−1%	−1%	−2%	−2%	−3%	−4%	−4%								
		FEM	1.055	1.121	1.117	1.111	1.106	1.100	1.094	1.092								
			−7%	−1%	−2%	−2%	−3%	−3%	−4%	−4%								
備　考				←壁高欄の剛性考慮														
														←回転バネKr=0				

※　パーセントは実測値からの偏差を示す．　偏差(%)＝(解析値－実測値)／実測値*100

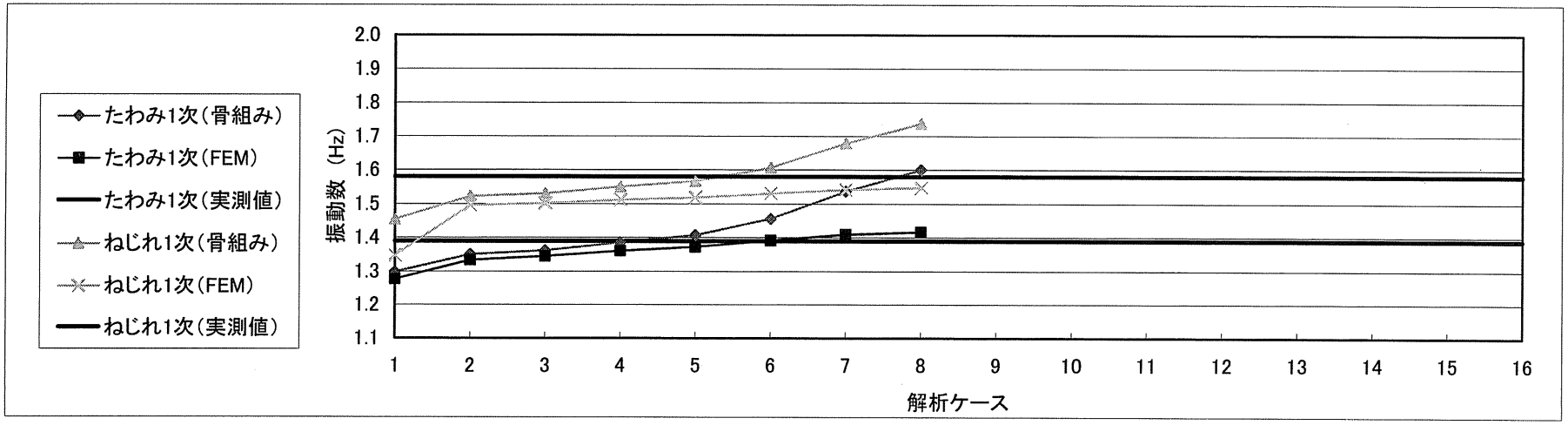


表-6.2.3　B橋の感度解析結果（H16 夏；仮舗装の施工あり）

	解析ケースNO.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	実測値	解析値	基本ﾓﾃﾞﾙ	壁高欄剛性考慮	ゴム支承の回転バネKr									橋脚なし	壁高欄縁切り	仮舗装の剛性考慮	水平バネ	鉛直バネ
					1	3	5	10	20	30	50	70	100				10	10
たわみ1次	1.31	骨組み	1.259	1.310	1.322	1.345	1.366	1.413	1.491	1.553				1.313			1.314	1.312
			−4%	0%	1%	3%	4%	8%	14%	19%				0%			0%	0%
		FEM	1.241	1.295	1.306	1.321	1.333	1.351	1.368	1.376				1.298		1.305	1.308	1.296
			−5%	−1%	0%	1%	2%	3%	4%	5%				−1%		0%	0%	−1%
ねじれ1次	1.50	骨組み	1.416	1.483	1.490	1.510	1.526	1.564	1.634	1.692				1.485			1.526	1.485
			−6%	−1%	−1%	1%	2%	4%	9%	13%				−1%			2%	−1%
		FEM	1.336	1.485	1.491	1.500	1.507	1.519	1.530	1.536				1.485		1.537	1.533	1.486
			−11%	−1%	−1%	0%	0%	1%	2%	2%				−1%		2%	2%	−1%
振動数比	1.15	骨組み	1.125	1.131	1.127	1.123	1.117	1.107	1.096	1.090				1.131			1.161	1.132
			−2%	−1%	−2%	−2%	−2%	−3%	−4%	−5%				−1%			1%	−1%
		FEM	1.077	1.146	1.142	1.135	1.131	1.124	1.118	1.116				1.143		1.178	1.172	1.146
			−6%	0%	0%	−1%	−1%	−2%	−2%	−3%				0%		3%	2%	0%
備　考				← 壁高欄の剛性考慮 →										← 回転バネKr=0 →				

※　パーセントは実測値からの偏差を示す．　偏差(%)＝(解析値－実測値)／実測値*100

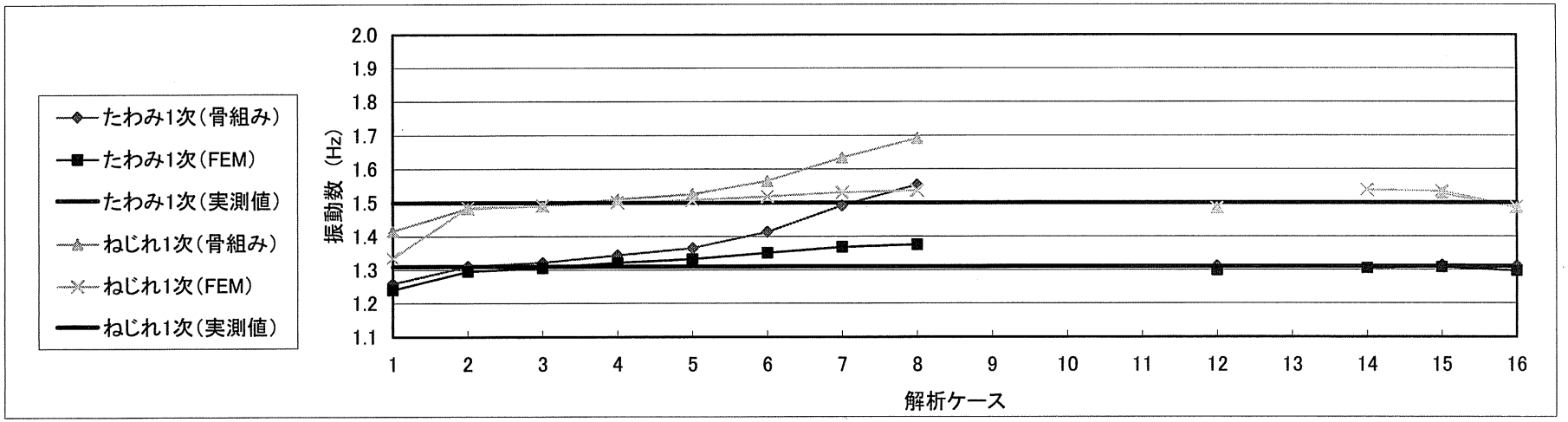
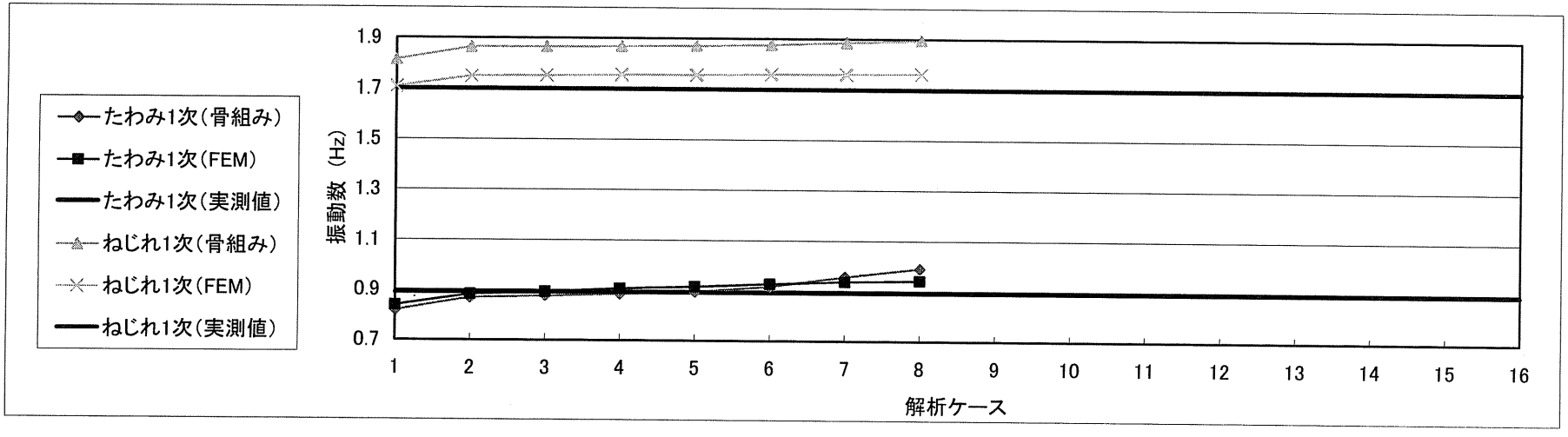
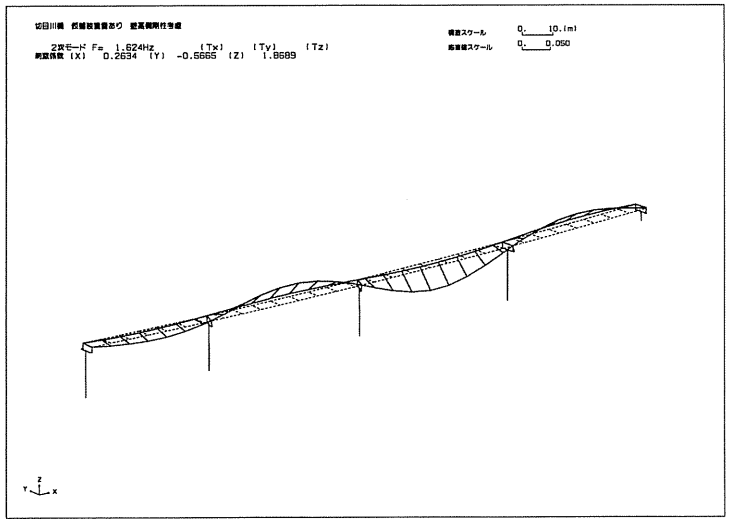


表-6.2.4　C橋の感度解析結果（H16 夏；仮舗装の施工なし）

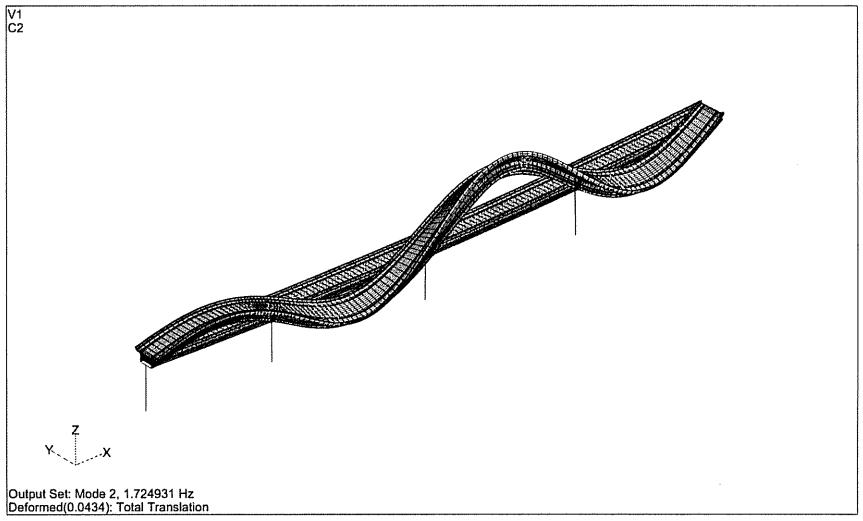
	解析ケースNO.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	実測値	解析値	基本ﾓﾃﾞﾙ	壁高欄剛性考慮	ゴム支承の回転バネKr									橋脚なし	壁高欄縁切り	仮舗装の剛性考慮	水平バネ	鉛直バネ
					1	3	5	10	20	30	50	70	100				10	10
たわみ1次	0.89	骨組み	0.818	0.869	0.875	0.884	0.894	0.916	0.956	0.990								
			−8%	−2%	−2%	−1%	0%	3%	7%	11%								
		FEM	0.838	0.882	0.892	0.906	0.914	0.926	0.936	0.941								
			−6%	−1%	0%	2%	3%	4%	5%	6%								
ねじれ1次	1.70	骨組み	1.813	1.864	1.865	1.868	1.870	1.876	1.886	1.895								
			7%	10%	10%	10%	10%	10%	11%	11%								
		FEM	1.707	1.749	1.751	1.754	1.756	1.759	1.761	1.762								
			0%	3%	3%	3%	3%	3%	4%	4%								
振動数比	1.91	骨組み	2.216	2.145	2.131	2.113	2.092	2.048	1.973	1.914								
			16%	12%	12%	11%	10%	7%	3%	0%								
		FEM	2.037	1.983	1.963	1.937	1.921	1.900	1.881	1.872								
			7%	4%	3%	1%	1%	−1%	−2%	−2%								
備　考				←壁高欄の剛性考慮→										←回転バネKr=0→				

※　パーセントは実測値からの偏差を示す．　偏差(%)＝(解析値－実測値)／実測値*100

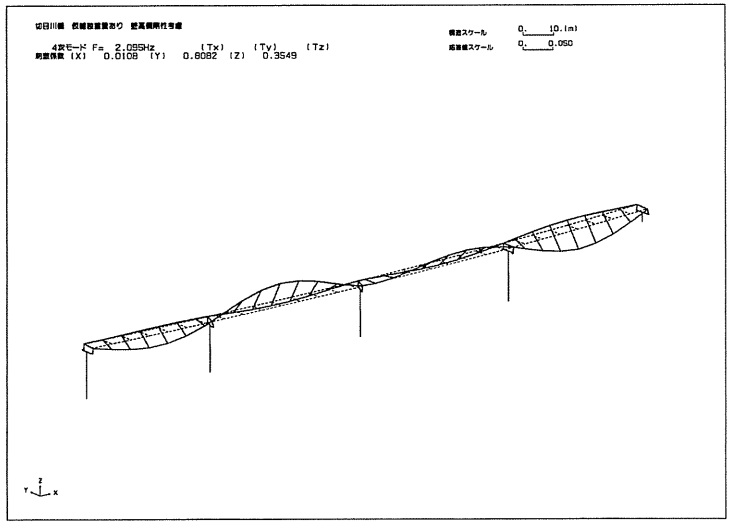




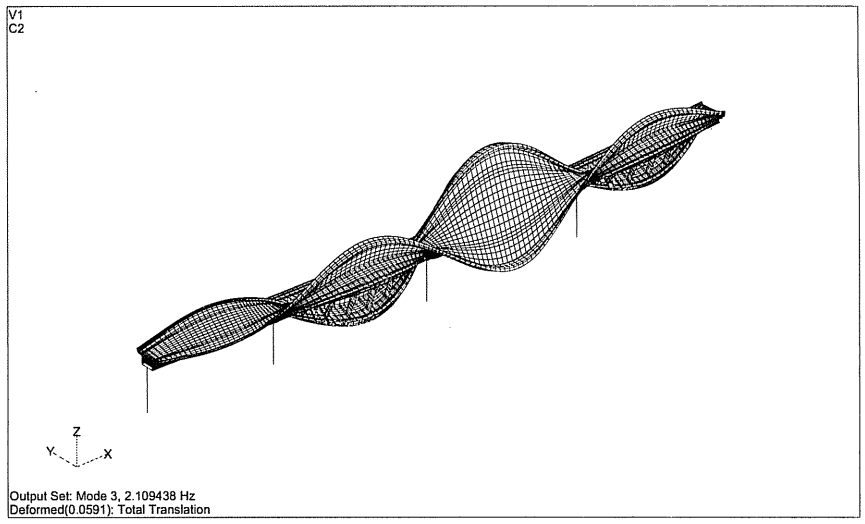
(a)　鉛直たわみ１次モード（骨組みモデル）



(b)　鉛直たわみ１次モード（FEM モデル）

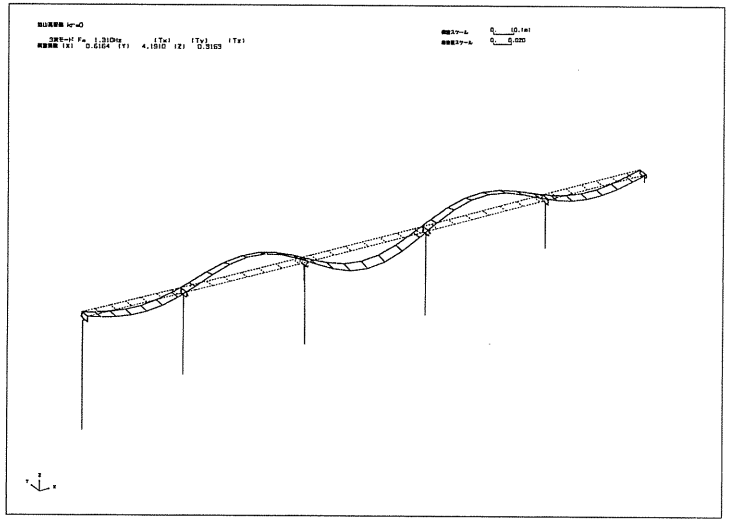


(c)　ねじれ１次モード（骨組みモデル）

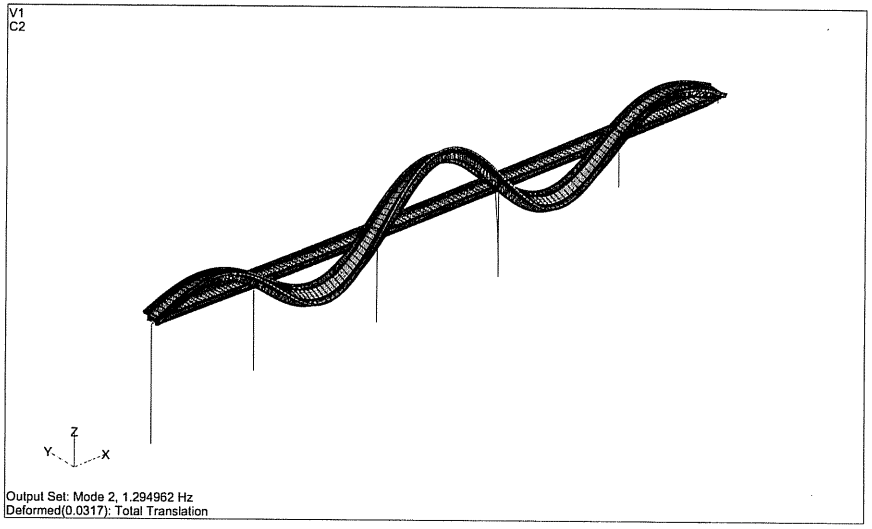


(d)　ねじれ１次モード（FEM モデル）

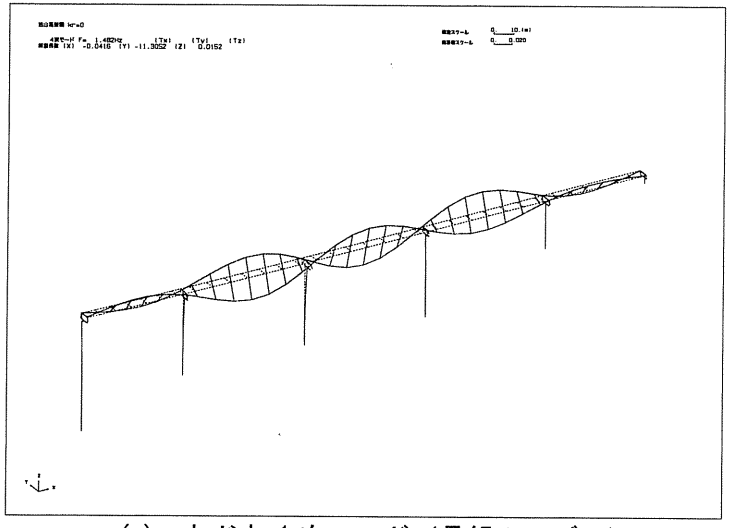
図-6.2.1　A橋の固有振動モード（H15 冬；仮舗装の施工あり，ケース 2）



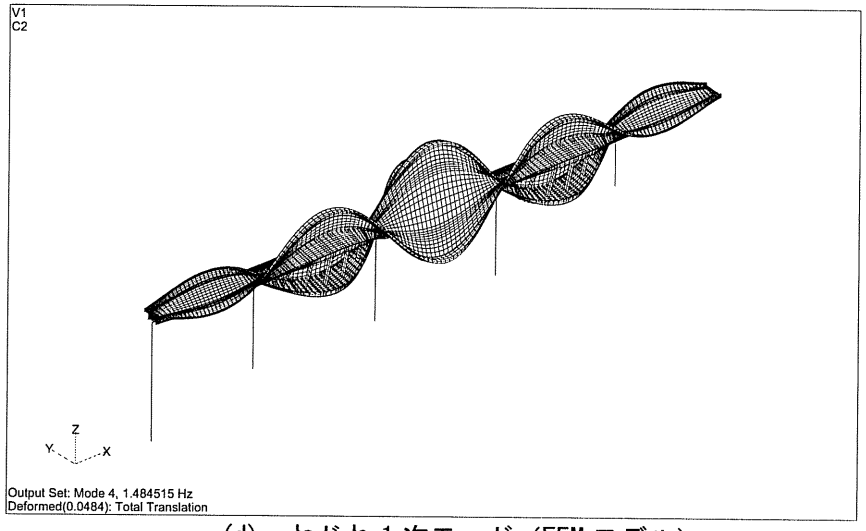
(a)　鉛直たわみ１次モード（骨組みモデル）



(b)　鉛直たわみ１次モード（FEM モデル）

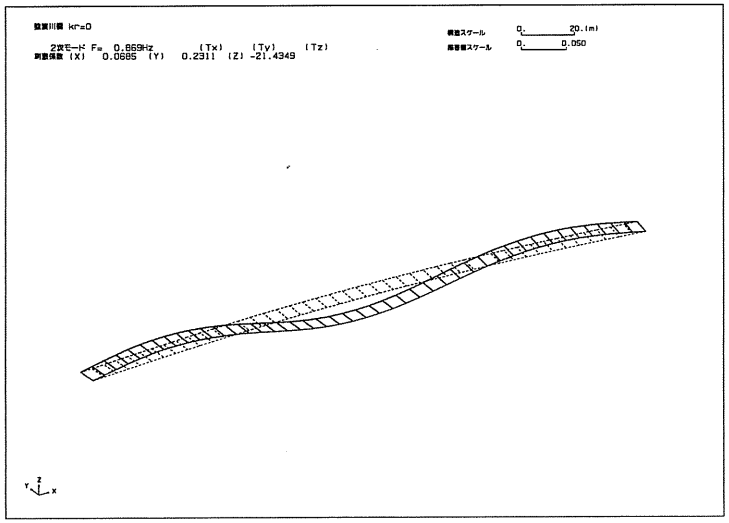


(c)　ねじれ１次モード（骨組みモデル）

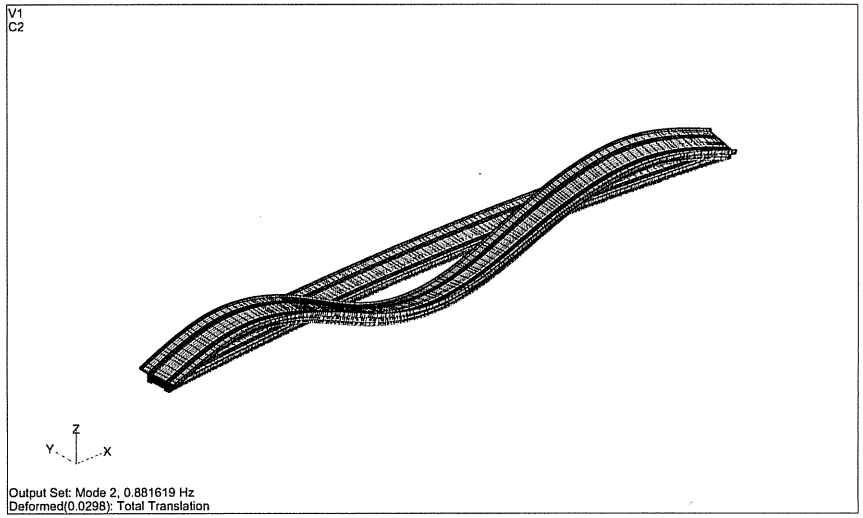


(d)　ねじれ１次モード（FEM モデル）

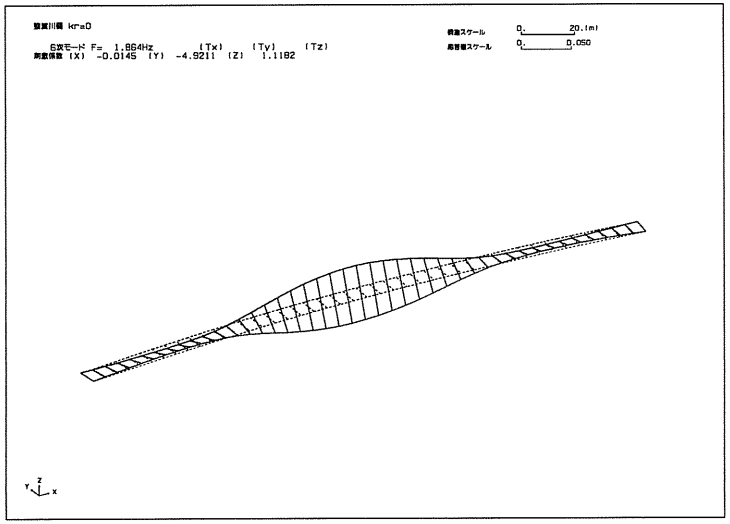
図-6.2.2　B橋の固有振動モード（H16 夏；仮舗装の施工あり，ケース 2）



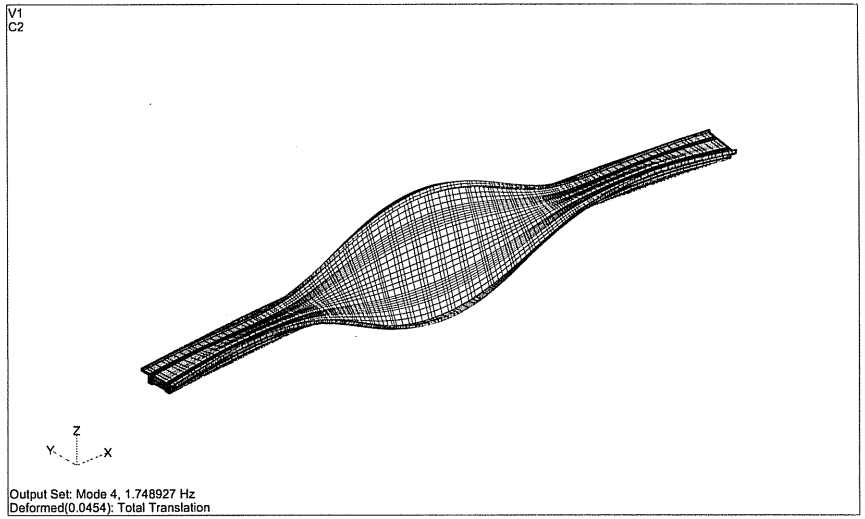
(a)　鉛直たわみ１次モード（骨組みモデル）



(b)　鉛直たわみ１次モード（FEM モデル）

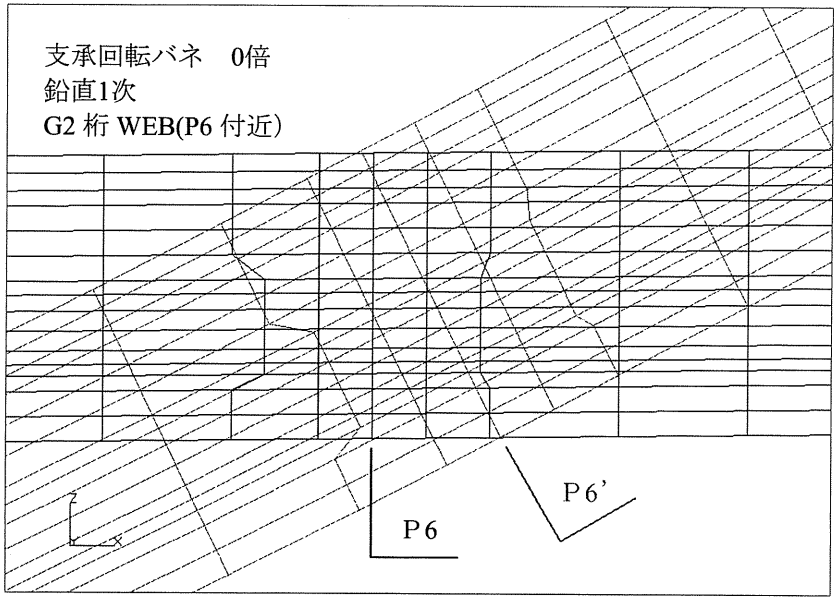


(c)　ねじれ１次モード（骨組みモデル）

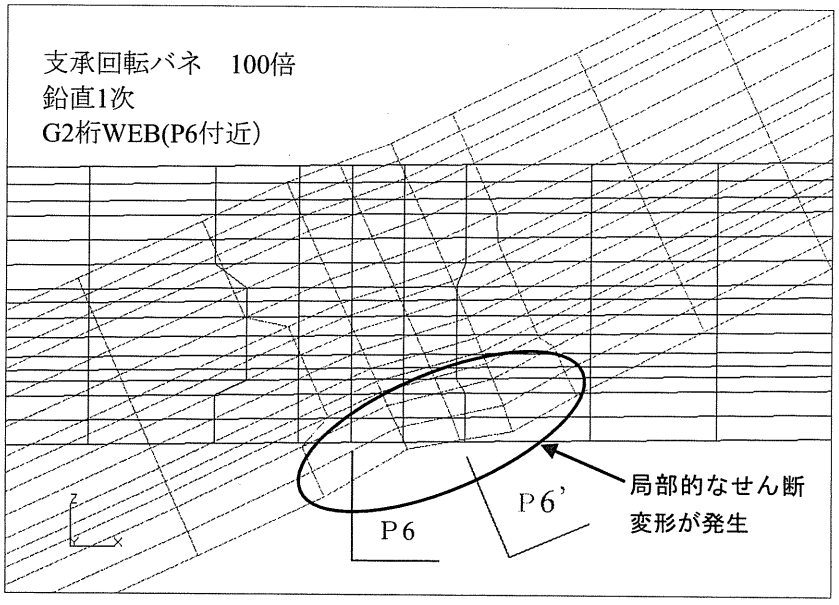


(d)　ねじれ１次モード（FEM モデル）

図-6.2.3　C橋の固有振動モード（H16 夏；仮舗装の施工なし，ケース 2）



(a)　ゴム支承回転バネ 0 倍



(b)　ゴム支承回転バネ 100 倍

図-6.2.4　ゴム支承の回転バネを大きくした場合に生じる支点上ウェブの局部的なせん断変形（A 橋の鉛直たわみ 1 次モードの例）

6.3 まとめ

本章では、3 章に示した 3 橋に対して、3 次元 FEM モデルと 3 次元骨組みモデルを作成し、両者の固有振動数の解析値の比較を行うとともに、実測値との誤差の要因としてゴム支承の回転剛性や壁高欄の剛性の寄与に着目し、それらが固有振動数に及ぼす影響について感度分析を行った。主な結果を以下にまとめる。

1) 実測値と FEM 解析値との比較において、基本モデルに壁高欄の剛性を考慮することで、3 橋とも解析値の実測値に対する差が 5%程度小さくなっており、骨組みモデルの場合でも同様の傾向が見られた。今回の感度解析において、壁高欄の剛性のモデル化の影響が最も大きく、固有振動解析を行う上で壁高欄の剛性は無視できないことが確認された。

2) 壁高欄に関して、中間支点上の部分*について、ひび割れ防止用の目地を考慮した間隙をモデル化した解析ケースにおいても固有振動数は低下しなかった（A 橋のケース 2 とケース 13 の比較）。これは、鉛直モード・ねじれモードにおいて中間支点部はモードの節に当たるため中間支点部の壁高欄には曲げに伴う軸方向力がほとんど作用せず、この部位で壁高欄を縁切りしたとしても、けた全体の鉛直曲げ剛性にはほとんど影響しないためと考えられる。したがって、中間支点上に設けられた壁高欄の目地までモデル化に考慮する必要はないことが確認された。（＊A 橋では、中間支点部では 10mm 間隙の目地が設けられている。また、一般部ではひび割れを誘発させるためのＶカットを設けてはいるものの構造的には補強筋で連続しており、中間支点部のみ壁高欄の縁切りのモデル化を行っている。）

3) ゴム支承の回転バネを係数倍したときの影響に関して、支間長が 60m の A 橋と支間長が 70m のＢ橋では同程度で倍率を上げていくと実測値に緩やかに近づいていく傾向が見られた。一方、支間長が 110m と長い C 橋（細幅箱げた）では非常に鈍感であった。

4) ゴム支承の回転バネを係数倍したときの影響に関しては、骨組みモデルより FEM モデルの方が鈍い結果となった。これは、FEM モデルの場合、回転バネの倍率を上げていくに従って、中間支点上のウェブに局部的なせん断変形が生じたことが一因と考えられる。

5) たわみ 1 次およびねじれ 1 次モードにおいて、橋脚の変形は非常に微小であり、橋脚のモデル化の有無に関わらず、解析値は変わらなかった。

7章　まとめ

本研究では、日本橋梁建設協会との共同研究において実施した一連の風洞試験および実橋振動実験の結果を整理するとともに、その結果を踏まえ、鋼少数主げた橋における耐風性照査法の提案を行った。次に、提案した照査法を用いた鋼少数主げた橋の適用限界支間長の試算、ならびに実橋の照査により提案手法の適用性の検討を行った。また、耐風性を照査する上で主要なパラメータの一つである固有振動数の推定精度を向上させるための解析モデルの検討を行った。

本研究で得られた主な結果を以下にまとめる。

1）幅員 8m 級、11m 級、15m 級、18m 級で行った一連の風洞試験より、鋼少数主げた橋では従来の箱げた形式では見られない、高風速域での比較的大振幅のねじれ渦励振が発現する可能性があることが確認された。ただし、幅員 11m 級に関して、構造減衰（対数減衰率）について、鉛直たわみ 1 次で 0.04 以上、ねじれ 1 次で 0.05 以上の場合、設計で考慮する風速域では問題となる振動は発現しないことが確認された。

2）鋼少数主げた橋 2 橋（最大支間長 60m、70m）の振動実験より、鉛直たわみ 1 次とねじれ 1 次の振動数比が 1.1 程度であること、舗装が施工されている状態であれば鉛直たわみ 1 次モードで 0.04 以上、ねじれ 1 次モードで 0.05 以上の構造減衰（対数減衰率）を見込めることが確認された。

3）耐風便覧における耐風性照査の考え方・方法に準じて鋼少数主げた橋における固有振動数、構造減衰、発散振動および渦励振の発現風速・発現振幅の推定式を提案し、耐風性照査法を提案した。また、標準的な橋の諸元を想定し、支間長と幅員をパラメータとして照査を満たす最大支間長（適用限界支間長）の試算を行い、幅員 8m 級で支間長 50m 程度、幅員 11m 級で支間長 70m 程度、幅員 18m 級で支間長 105m 程度という結果を得た。さらに、提案した推定式に基づく実橋の耐風性照査を行い、提案手法が鋼少数主げた橋の耐風性を概略評価する上で、概ね適用可能であることが確認された。

4）3 次元 FEM モデルを用いた固有振動解析により、モデル化の違いが固有振動数に及ぼす影響の確認を行った。その結果、壁高欄をモデル化して断面剛性として考慮することで、解析値の実測値に対する差が 5%程度小さくなることが確認された。

提案した照査法は、ごく限られた構造諸元と架橋地点の風の特性により耐風安定性を概略推定するものであり、現状の知見を踏まえて安全側となるように提案したものである。個別の橋の条件によっては必ずしも合理的な方法になるとは限らないこと、また、並列橋等の架橋条件が特殊な場合や、構造特性、断面形状が現状の橋と異なる場合には、推定式の適用の適否について検討が必要である。今後、推定式の基礎となるデータを充実させていくとともに、推定式の検証を行いつつ適宜改良していくことが重要と考えている。

謝辞

本研究をまとめるにあたり、(社) 日本橋梁建設協会との共同研究の一環として行った風洞試験および実橋振動実験結果について、本資料の前段（2 章および 3 章）で整理した。また、振動実験では、日本道路公団（実験時点）から 3 橋での計測にご協力頂き、貴重な実験データを得ることができた。さらに、鋼少数主げた橋における耐風性照査法の提案に際しては、(社) 日本道路協会橋梁委員会道路橋耐風設計便覧分科会委員の九州工業大学木村吉郎助教授、(株) 長大の台原直氏をはじめとする委員の方々に貴重なご意見・ご協力を頂いた。ここに記して、関係各位に感謝する次第である。

【参考文献】

1) (社)日本橋梁建設協会：平成 16 年度鋼橋技術発表会＜鋼橋技術の今とこれから＞，2004.8.

2) (社)日本橋梁建設協会：新しい鋼橋の誕生Ⅱ，2003.5.

3) 山田，台原，上島，澤田，枝元，篠原：少数主桁橋梁の耐風性，橋梁と基礎，Vol.36，No.2，pp.37-42，2002.2.

4) 渡辺，播金，黒田，成田：長支間鋼少数主桁橋の耐風特性，土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-478，2002.9.

5) 清水，山田，勝地，上島：耐風安定性からみた少数主桁橋の長スパン化に関する研究，土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B357，2001.9.

6) 萩野，佐久間，村松，南條，畑中：鋼 2 主桁橋（穴内川橋）の耐風性検討，土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-093，2003.9.

7) 青木，佐々木，兼重，前原：鋼 2 主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の耐風安定性に関する検討，土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B349，2001.9.

8) 安田，本家，酢水，安部，岡田，大杉：橋梁用制振装置（キールダンパー），橋梁と基礎，2004.4.

9) 村越，麓，芦塚，清田，宮崎：鋼少数桁の耐風安定性と振動特性に関する実験的検討，振動コロキウム論文集，p357～p362，2003.9.

10) 村越，麓，畠中，井上，武田，宮崎：鋼少数主桁橋の耐風特性について，土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-113，2003.9.

11) 村越，麓，斉藤，清田，武田，畠中：並列鋼少数主桁橋の耐風性検討，土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-654，2004.9.

12) 稲垣, 村越, 麓:鋼少数主桁橋の耐風安定性に関する一考察, 第 25 回日本道路会議, No.10030, 2003.11.

13) 麓，村越，鈴木，出井，五島，宮崎，清田：起振機を用いた橋梁の現地振動実験，土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集，I-673，2004.9.

14) (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.7.

15) 植田，山口，猪原：合理化構造形式 2 主桁橋梁の空力振動特性，土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集，I-B61，2000.9.

16) 山田均：少数主桁橋の耐風特性，鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，Vol.4, 2001.8.

17) 麓，村越，新井，芦塚，宮崎，清田：鋼少数主桁橋振動試験，土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-766，2003.9.

18) 麓，忽那，清田，宮崎，荒居：長支間少数主桁橋の現地振動試験，土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-534，2005.9.

19) 例えば，米田，崎嶋：可動支点を免震支承化した橋梁構造物の耐風安定性に関する一考察，土木学会論文集，No.616／VI-42，pp.125-130，1999.3.

20) 麓，忽那，荒居，清田，宮崎：長支間少数主桁（細幅箱桁）橋の現地振動試験，土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-543，2005.9.

21) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.10.

22）水口，西星：PC 床版連続桁剛性 2 主桁橋（日計平高架橋）の実橋振動実験，土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B103，2000.9.
23）石原，安川，稲葉他：連続合成 2 主桁橋（大津呂川橋）の起振機による定常加振実験，土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-587，2002.9.
24）大垣，山本，川尻他：千鳥の沢川橋－PC 床版連続合成 2 主桁橋－の実橋振動試験，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B253，1999.9.
25）橘，高橋，牛島他：PC 床版 2 主桁橋「ホロナイ川橋」の載荷試験，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-A341，1996.9.
26）小幡，佐々木，今泉，兼重：鋼 2 主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の実橋振動実験，土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集，CS2-028，2001.9.
27）中村，宮越，畠中他：利別川第一橋（PC 床版連続合成 2 主桁橋）の実橋振動試験，土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-B108，2000.9.
28）本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋公団年報・要覧，2004.4.
29）木場，細見：陣ノ谷川橋（PC 床版二主桁橋）の耐風性検討，駒井技報，Vol.23，pp.57-63，2004.
30）(社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4.
31）Reicha, C.：Design of Elastomer Bearings, *PCI Journal*, pp.62-78, October, 1964.

補足資料

補足資料－1　5.1節の補足資料（耐風便覧における許容振幅を用いた場合の適用支間長の試算結果）

補足資料－2　使用性を考慮した振動に対する許容値の設定例

補足資料－3　渦励振に対する使用性、疲労耐久性の検討

補足資料－4　鋼箱げた橋における渦励振に対する使用性の検討

補足資料－1　5.1 節の補足資料（耐風便覧における許容振幅を用いた場合の適用支間長の試算結果）

本文5.1節では、渦励振時における許容振幅を加速度100gal相当の振幅として、以下のとおり与え、鋼少数主げた橋の適用限界支間長の検討を行った。

たわみ渦励振　$h_a=0.025/f_h^2$　(m)

ねじれ渦励振　$\theta_a=1.45/(b\cdot f_\theta^2)$　(°)

ここでは、耐風便覧におけるたわみ渦励振およびねじれ渦励振の許容振幅（速度 0.25m/s 相当の振幅）を用いて、適用限界支間長の検討を行った場合の結果を参考に示す。

たわみ渦励振　$h_a=0.04/f_h$　(m)

ねじれ渦励振　$\theta_a=2.28/(b\cdot f_\theta)$　(°)

なお、想定した実橋の諸元、風の特性値、照査風速、検討ケース（CASE1、CASE2）等は、5 章における検討条件（5.1 節）と同様とした。

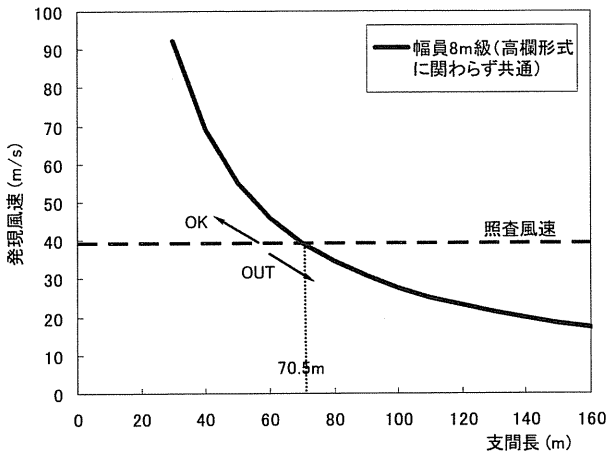
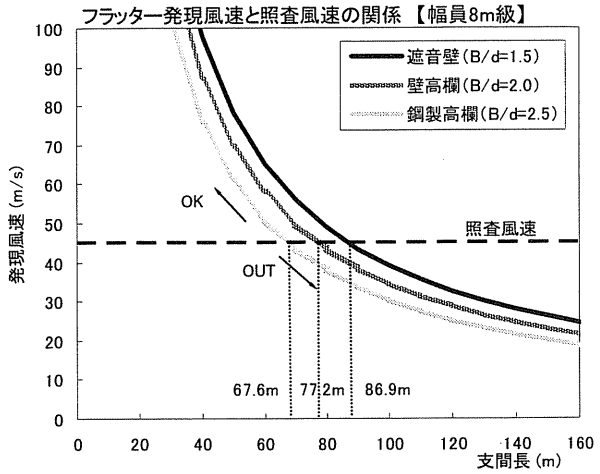
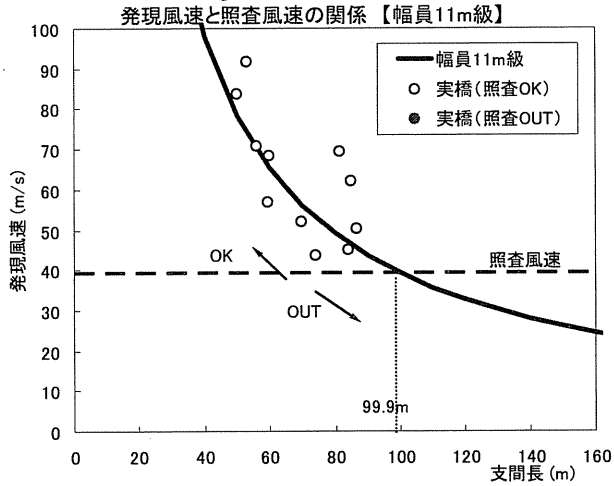
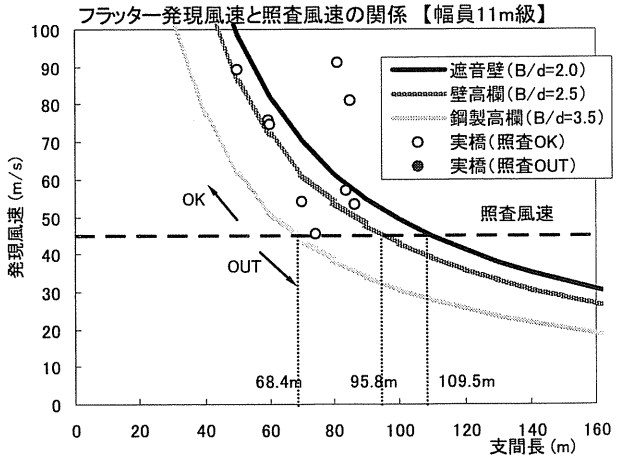
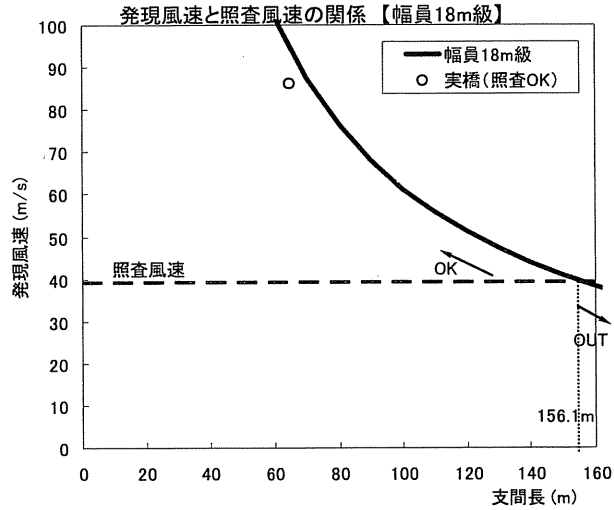
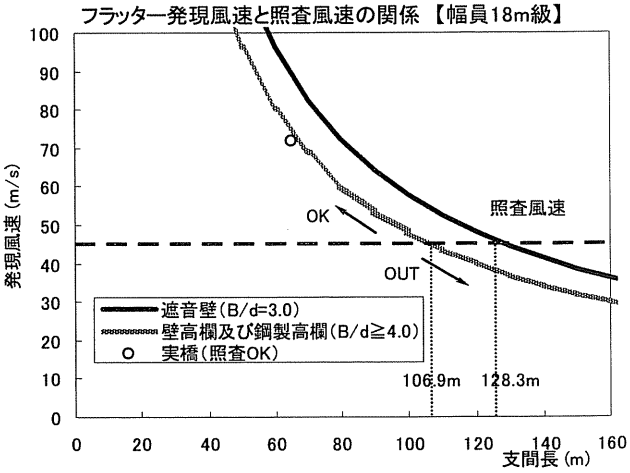
CASE1：発散振動、渦励振の発現風速・発現振幅に対する照査を行った場合

CASE2：CASE1 のうち、風速 25m/s 以上で発現する渦励振に対して、発現振幅の照査（0.25m/s 相当の振幅を許容値とした場合の照査）を省略した場合

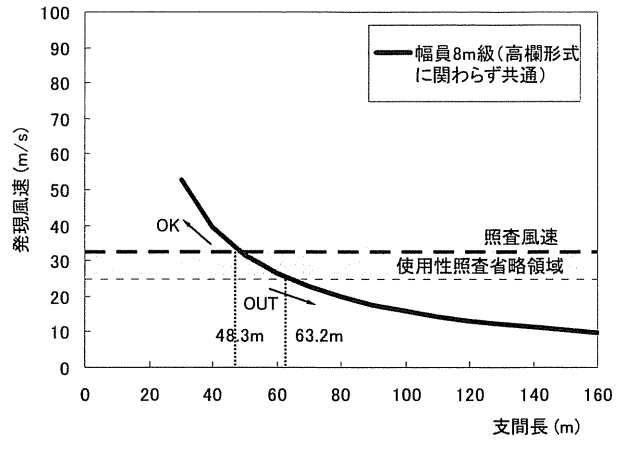
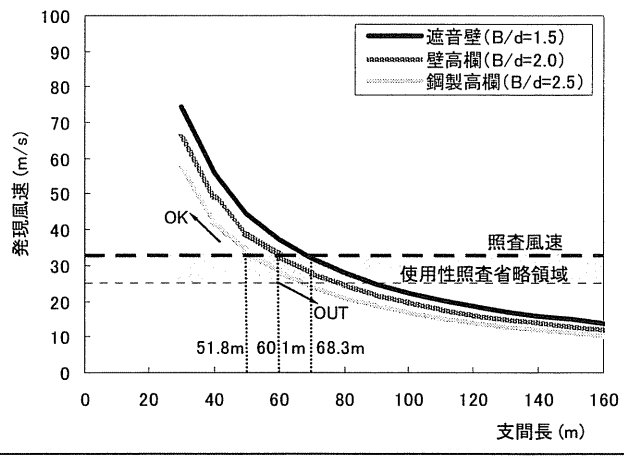
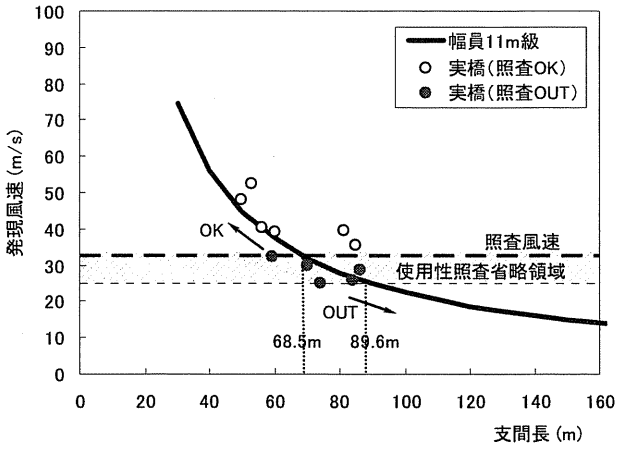
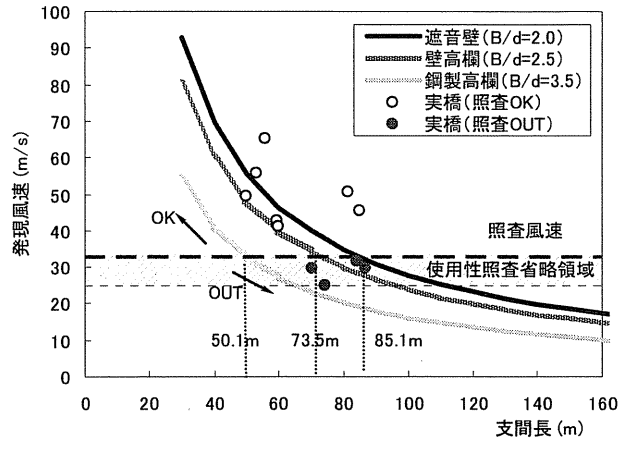
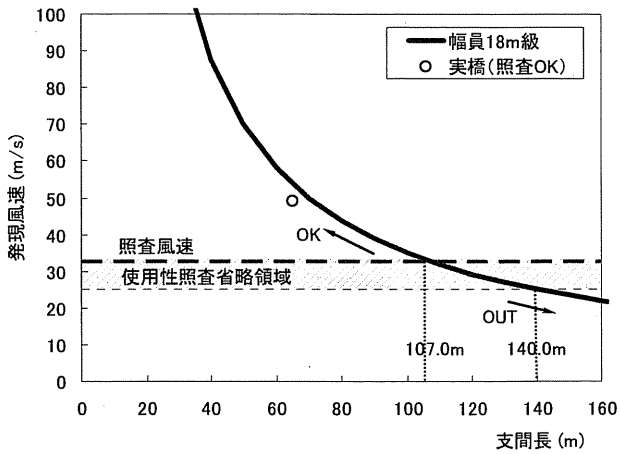
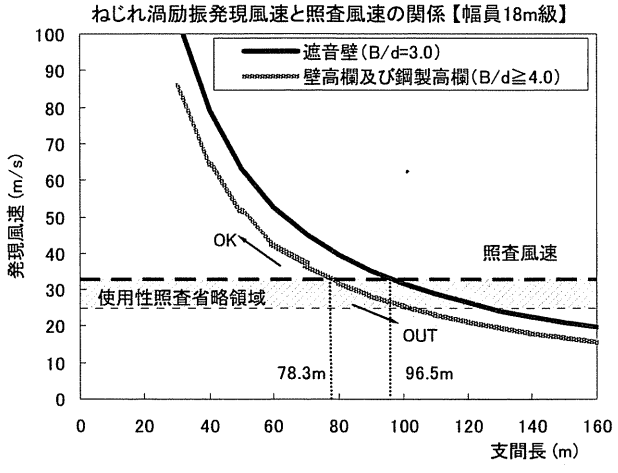
付表-1.1 に耐風性の照査結果と適用限界支間長の試算結果を示す。**付表-1.1** の検討結果から、実橋の照査結果および適用限界支間長の試算結果をまとめたものをCASE1について**付表-1.2**および**付図-1.1(a)**に、CASE2について**付表-1.3**および**付図-1.1(b)**にそれぞれ示す。

また、**付図-1.2** に耐風便覧の渦励振許容振幅を適用した場合の適用限界支間長の試算結果と、100gal に対する許容振幅による適用限界支間長の試算結果をまとめて示す。幅員 8m、鋼製高欄の条件で、100gal の方が安全側の結果になった場合を除き、許容振幅の違いは適用限界支間長には影響を与えない結果となった。

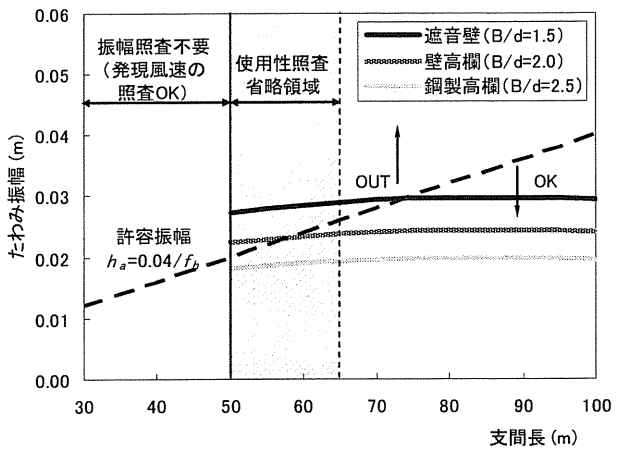
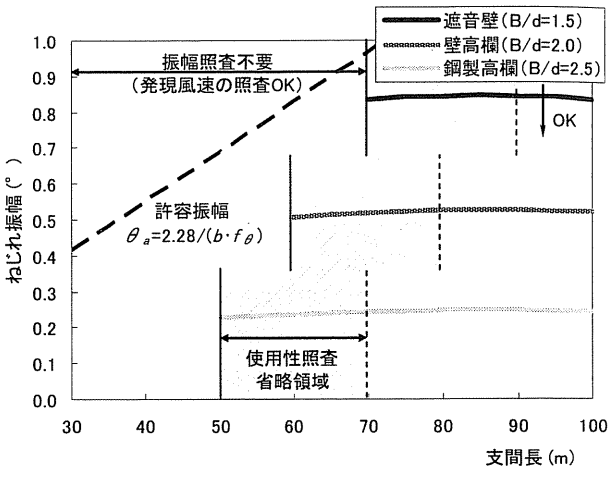
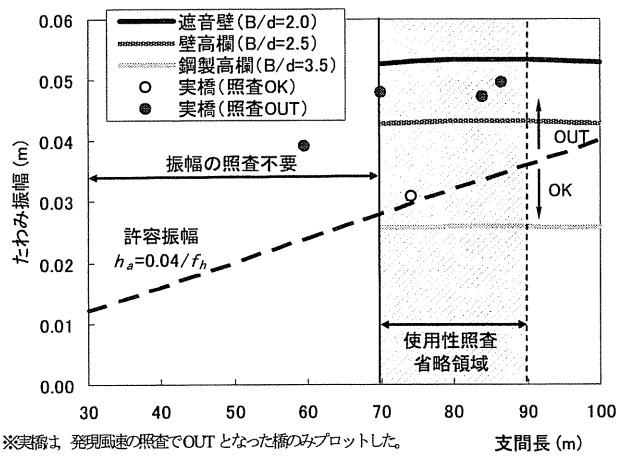
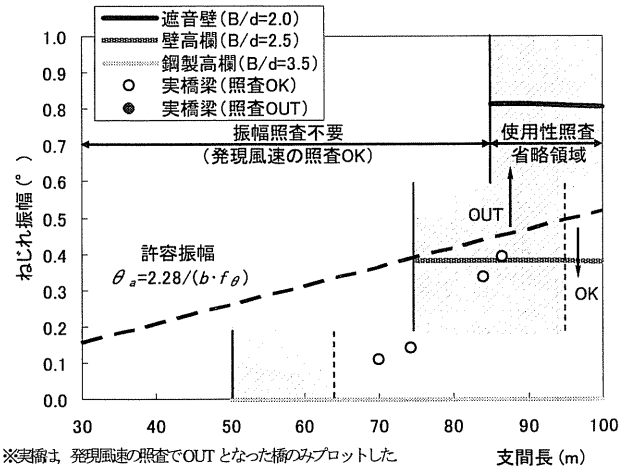
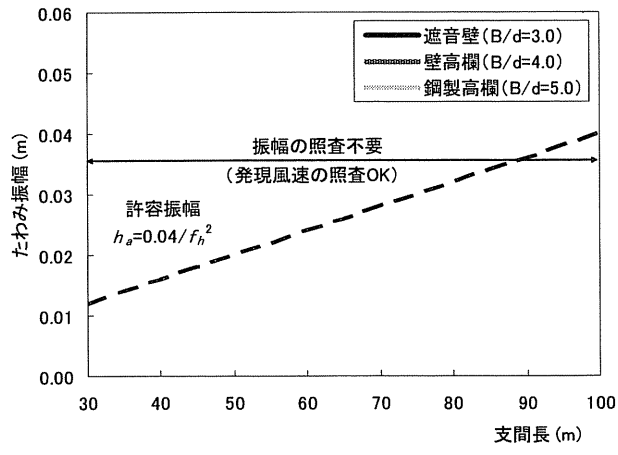
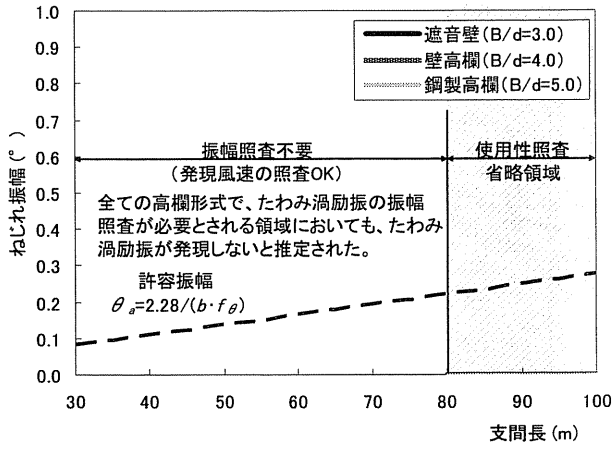
付表-1.1　実橋の耐風性照査結果と適用限界支間長（耐風便覧）の試算結果（その 1）

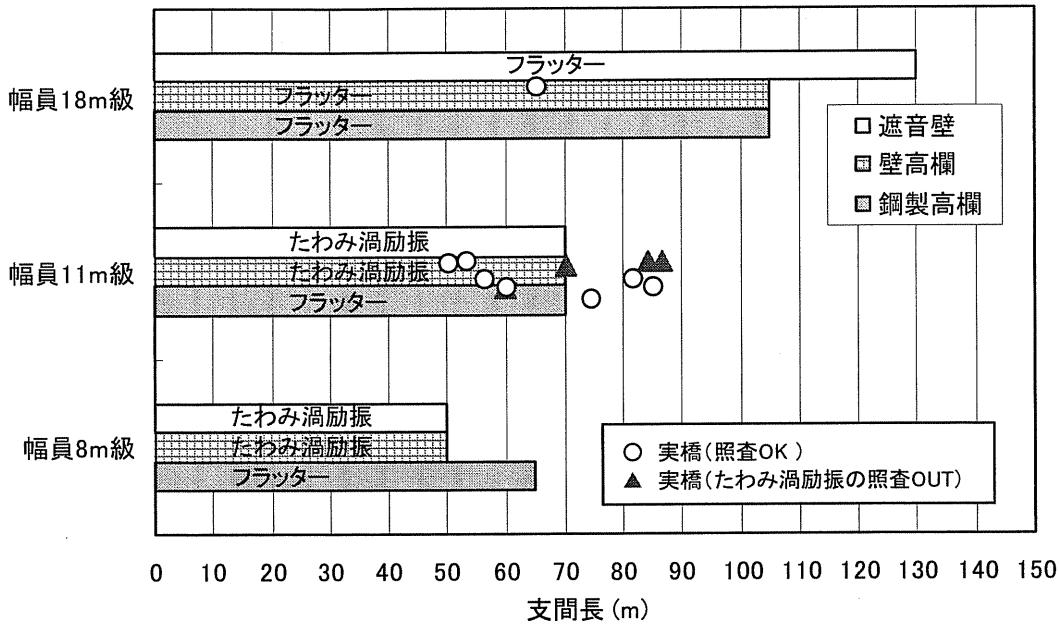
	たわみ振動	ねじれ振動
発散振動【幅員 8m 級】	推定式 $U_{cg}=3.5f_hB$ によるギャロッピング 発現風速と照査風速の関係 【幅員8m級】 	推定式 $U_{cf}=(6.0-B/d)f_\theta B$ $(1.5\leqq B/d<3.5)$による フラッター発現風速と照査風速の関係 【幅員8m級】 
発散振動【幅員 11m 級】	推定式 $U_{cg}=3.5f_hB$ によるギャロッピング 発現風速と照査風速の関係 【幅員11m級】 	推定式 $U_{cf}=(6.0-B/d)f_\theta B$ $(1.5\leqq B/d<3.5)$、 $U_{cf}=2.5f_\theta B$ $(B/d\geqq 3.5)$、による フラッター発現風速と照査風速の関係 【幅員11m級】 
発散振動【幅員 18m 級】	推定式 $U_{cg}=3.5f_hB$ によるギャロッピング 発現風速と照査風速の関係 【幅員18m級】 	推定式 $U_{cf}=(6.0-B/d)f_\theta B$ $(1.5<B/d\leqq 3.5)$、 $U_{cf}=2.5f_\theta B$ $(B/d\geqq 3.5)$による フラッター発現風速と照査風速の関係 【幅員18m級】 

付表-1.1　実橋の耐風性照査結果と適用限界支間長（耐風便覧）の試算結果（その 2）

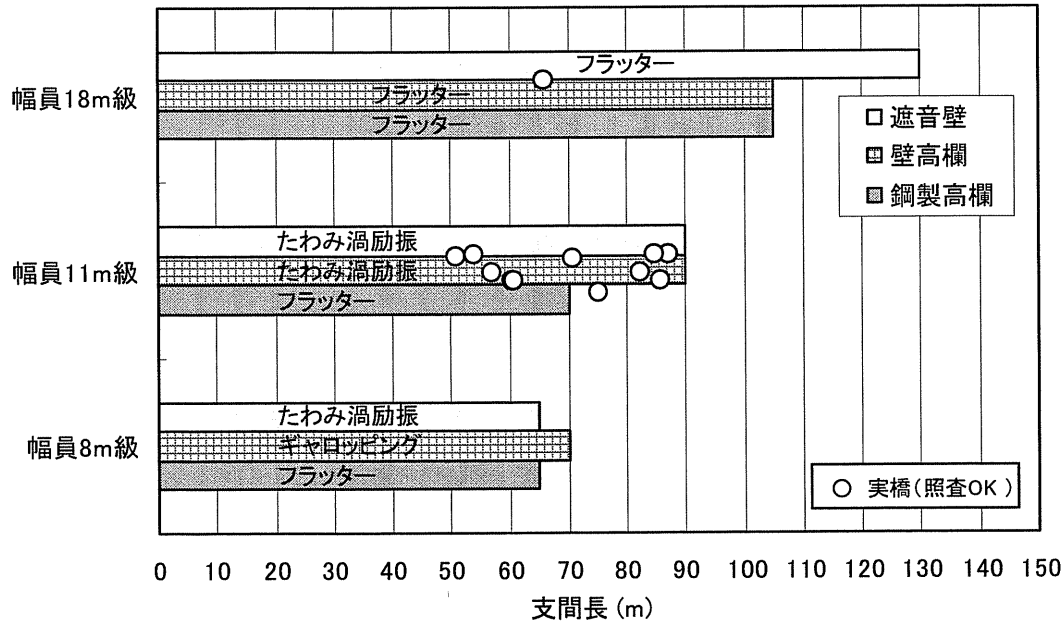
	たわみ振動	ねじれ振動
渦励振（風速）【幅員 8m 級】	推定式$U_{cvh}=2.0f_hB$によるたわみ渦励振 発現風速と照査風速の関係 【幅員8m級】  	推定式$U_{cv\theta}=(3.5-0.62B/d)f_\theta B$ $(B/d<3.5)$による ねじれ渦励振発現風速と照査風速の関係【幅員8m級】 
渦励振（風速）【幅員 11m 級】	推定式$U_{cvh}=2.0f_hB$によるたわみ渦励振 発現風速と照査風速の関係 【幅員11m級】  	推定式$U_{cv\theta}=(3.5-0.62B/d)f_\theta B$ $(B/d<3.5)$、 $U_{cv\theta}=1.33f_\theta B$ $(B/d\geqq 3.5)$による ねじれ渦励振発現風速と照査風速の関係【幅員11m級】 
渦励振（風速）【幅員 18m 級】	推定式$U_{cvh}=2.0f_hB$によるたわみ渦励振 発現風速と照査風速の関係 【幅員18m級】  	推定式$U_{cv\theta}=(3.5-0.62B/d)f_\theta B$ $(B/d<3.5)$、 $U_{cv\theta}=1.33f_\theta B$ $(B/d\geqq 3.5)$による ねじれ渦励振発現風速と照査風速の関係【幅員18m級】 

付表-1.1　実橋の耐風性照査結果と適用限界支間長（耐風便覧）の試算結果（その 3）

	たわみ振動	ねじれ振動
渦励振（振幅）【幅員 8m 級】	たわみ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員8m級】  	ねじれ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員8m級】 
渦励振（振幅）【幅員 11m 級】	たわみ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員11m級】  ※実橋は，発現風速の照査でOUTとなった橋のみプロットした。	ねじれ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員11m級】  ※実橋は，発現風速の照査でOUTとなった橋のみプロットした
渦励振（振幅）【幅員 18m 級】	たわみ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員18m級】  	ねじれ渦励振の発現振幅と許容振幅の関係 【幅員18m級】 



(a)　CASE1：発散振動、渦励振の発現風速・発現振幅に対する照査を行った場合



(b)　CASE2：風速 25m/s 以上で発現する渦励振に対して発現振幅の照査を省略した場合

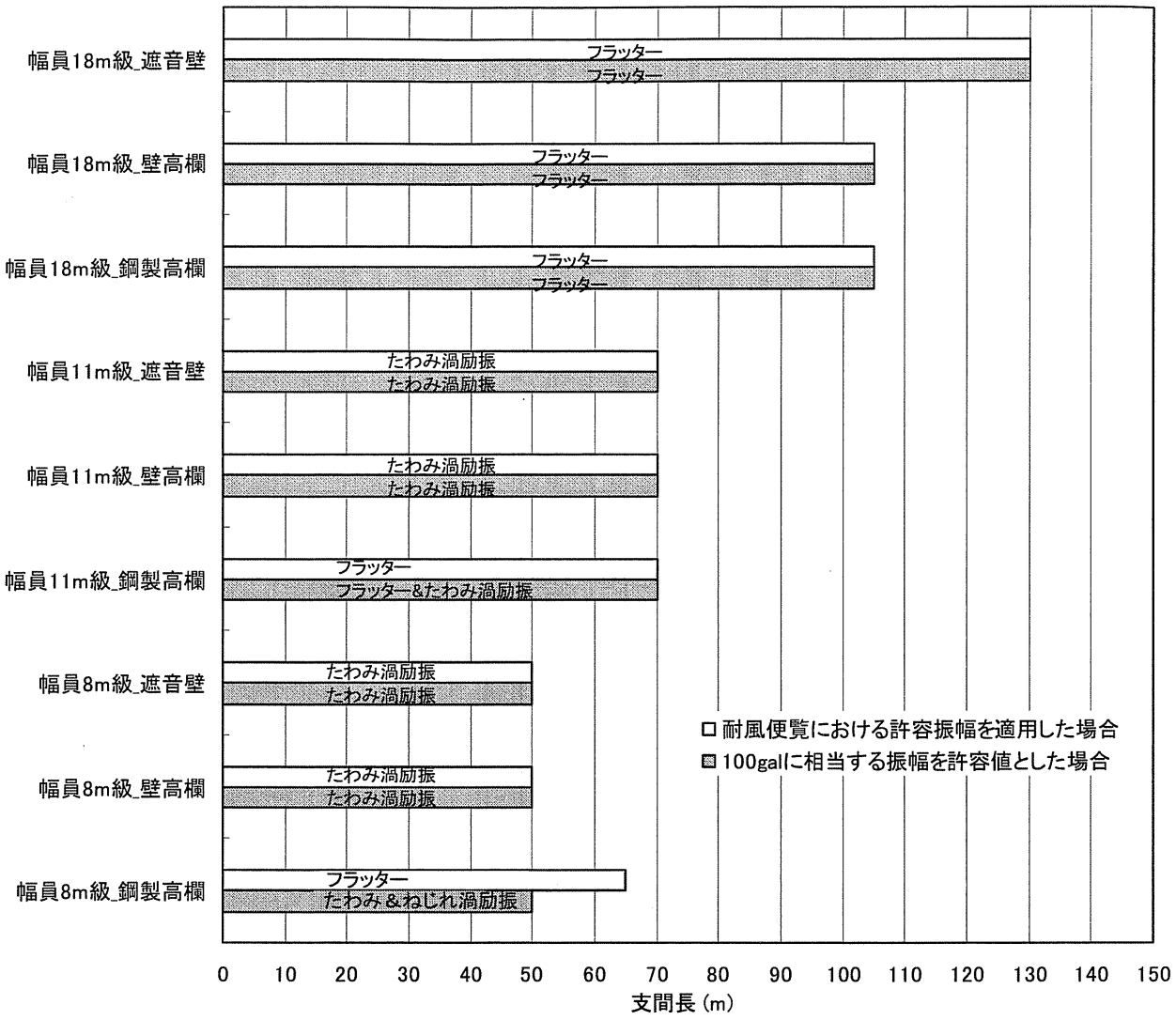
付図-1.1　適用限界支間長の試算結果および実橋の照査結果（耐風便覧）

付表-1.2　適用限界支間長の試算結果および実橋の照査結果（耐風便覧、CASE1）

対象橋			支間長 L(m)	総幅 B(m)	B/d	発散振動		渦励振		耐風安定性の判定	
						ギャロッピング	フラッター	たわみ渦励振	ねじれ渦励振	限界支間長	決定要因
幅員8m級		鋼製高欄	パラメータ	7.9	2.5	70m以上OUT	65m以上OUT	全てOK	全てOK	65m	フラッター
		壁高欄		7.9	2.0		75m以上OUT	50～55m OUT	全てOK	50m	たわみ渦励振
		遮音壁		7.9	1.5		85m以上OUT	50～70m OUT	全てOK	50m	たわみ渦励振
幅員11m級		鋼製高欄		11.2	3.5	100m以上OUT	70m以上OUT	全てOK	全てOK	70m	フラッター
		壁高欄		11.2	2.5		95m以上OUT	70m以上OUT	全てOK	70m	たわみ渦励振
		遮音壁		11.2	2.0		110m以上OUT	70m以上OUT	85m以上OUT	70m	たわみ渦励振
幅員18m級		鋼製高欄		17.5	5.0	155m以上OUT	105m以上OUT	全てOK	全てOK	105m	フラッター
		壁高欄		17.5	4.0		105m以上OUT	全てOK	全てOK	105m	フラッター
		遮音壁		17.5	3.0		130m以上OUT	全てOK	全てOK	130m	フラッター
1	a橋	壁高欄	50.0	11.3	2.7	OK	OK	OK	OK	OK	---
2	b橋	壁高欄	53.0	11.4	2.6	OK	OK	OK	OK	OK	---
3	c橋	遮音壁	56.0	10.7	1.6	OK	OK	OK	OK	OK	---
4	d橋	壁高欄	59.5	10.4	2.3	OK	OK	OUT	OK	OUT	たわみ渦励振
5	e橋	半壁高欄	60.0	10.4	2.7	OK	OK	OK	OK	OK	---
6	f橋	半壁高欄	65.0	18.1	4.1	OK	OK	OK	OK	OK	---
7	g橋	半壁高欄	70.0	11.3	2.8	OK	OK	OUT	OK	OUT	たわみ渦励振
8	h橋	鋼製高欄	74.3	10.0	2.8	OK	OK	OK	OK	OK	---
9	i橋	壁高欄	81.5	10.7	2.5	OK	OK	OK	OK	OK	---
10	j橋	壁高欄	85.0	10.4	2.3	OK	OK	OK	OK	OK	---
11	k橋	壁高欄	86.5	11.4	2.5	OK	OK	OUT	OK	OUT	たわみ渦励振
12	l橋	壁高欄	84.0	11.4	2.6	OK	OK	OUT	OK	OUT	たわみ渦励振

付表-1.3　適用限界支間長の試算結果および実橋の照査結果（耐風便覧、CASE2）

対象橋			支間長 L(m)	総幅 B(m)	B/d	発散振動		渦励振		耐風安定性の判定	
						ギャロッピング	フラッター	たわみ渦励振	ねじれ渦励振	限界支間長	決定要因
幅員8m級		鋼製高欄	パラメータ	7.9	2.5	70m以上OUT	65m以上OUT	全てOK	全てOK	65m	フラッター
		壁高欄		7.9	2.0		75m以上OUT	全てOK	全てOK	70m	ギャロッピング
		遮音壁		7.9	1.5		85m以上OUT	65～70m OUT	全てOK	65m	たわみ渦励振
幅員11m級		鋼製高欄		11.2	3.5	100m以上OUT	70m以上OUT	全てOK	全てOK	70m	フラッター
		壁高欄		11.2	2.5		95m以上OUT	90m以上OUT	全てOK	90m	たわみ渦励振
		遮音壁		11.2	2.0		110m以上OUT	90m以上OUT	全てOK	90m	たわみ渦励振
幅員18m級		鋼製高欄		17.5	5.0	155m以上OUT	105m以上OUT	全てOK	全てOK	105m	フラッター
		壁高欄		17.5	4.0		105m以上OUT	全てOK	全てOK	105m	フラッター
		遮音壁		17.5	3.0		130m以上OUT	全てOK	全てOK	130m	フラッター
1	a橋	壁高欄	50.0	11.3	2.7	OK	OK	OK	OK	OK	---
2	b橋	壁高欄	53.0	11.4	2.6	OK	OK	OK	OK	OK	---
3	c橋	遮音壁	56.0	10.7	1.6	OK	OK	OK	OK	OK	---
4	d橋	壁高欄	59.5	10.4	2.3	OK	OK	OK	OK	OK	---
5	e橋	半壁高欄	60.0	10.4	2.7	OK	OK	OK	OK	OK	---
6	f橋	半壁高欄	65.0	18.1	4.1	OK	OK	OK	OK	OK	---
7	g橋	半壁高欄	70.0	11.3	2.8	OK	OK	OK	OK	OK	---
8	h橋	鋼製高欄	74.3	10.0	2.8	OK	OK	OK	OK	OK	---
9	i橋	壁高欄	81.5	10.7	2.5	OK	OK	OK	OK	OK	---
10	j橋	壁高欄	85.0	10.4	2.3	OK	OK	OK	OK	OK	---
11	k橋	壁高欄	86.5	11.4	2.5	OK	OK	OK	OK	OK	---
12	l橋	壁高欄	84.0	11.4	2.6	OK	OK	OK	OK	OK	---



付図-1.2　各幅員および高欄形式における適用限界支間長の試算結果（CASE1）

補足資料－2　使用性を考慮した振動に対する許容値の設定例

1.　道路橋耐風設計便覧（日本道路協会、平成 3 年 7 月）[1)]

支間長 200m よりわずかに短い橋で、加速度 100gal（＝100cm/sec^2）程度に相当する振動速度 0.25m/s を基に鉛直方向のたわみ振幅 h_a を与えている。

$$h_a = \frac{0.25}{2\pi f_h}(m) = \frac{0.04}{f_h}(m)$$

2.　McConnell の知覚限界[2)]

人間の知覚限界として、鉛直方向加速度では 0.124g（≒122gal＝122cm/sec^2）。これを基に、振動が走行車両の運転手に与える影響を考慮し、鉛直方向のたわみ振幅を計算すると、次のとおりである。本州四国連絡橋では、当初、この値を考慮。

$$h_a = \frac{0.124 \cdot g}{4\pi^2 {f_h}^2}(cm) = \frac{122}{4\pi^2 {f_h}^2}(cm) = \frac{0.031}{{f_h}^2}(m)$$

3.　BS5400 付録[3)]

歩道、自転車橋を対象に応答振動量に対する歩行者の振動感覚を考慮した最大加速度の制限値許容加速度を $50\sqrt{f}$ gal（＝$50\sqrt{f}$　cm/sec^2, f: 振動数）としている。これを基に鉛直方向のたわみ振幅 h_a を計算すると、次のとおりである。

$$h_a = \frac{50\sqrt{f}}{4\pi^2 f^2}(cm) = \frac{0.013}{f^{\frac{3}{2}}}(m)$$

4.　立体横断施設技術基準・同解説（日本道路協会、昭和 54 年 1 月）[4)]

解説中に、“歩行者の不快感をどのように取り扱うかは、個人差もあり、問題も多いが、横断歩道橋の設計荷重 350kg/m^2（1m^2 あたり 5 人程度）の 1/5、すなわち、1m^2 あたり 1 人程度の通常の使用状況において、これらの歩行者が 2Hz の強制周期力を橋に与えた場合の最大加速度が 0.1g（g は重力の加速度）以下となるようにすることが望ましい”と示されている。

100gal（＝100cm/sec^2）を基に鉛直方向のたわみ振幅を計算すると、次のとおりである。

$$h_a = \frac{0.025}{{f_h}^2}(m)$$

5.　実橋（東京湾横断道路）における設定例[5)]

東京湾横断道路においては、16～17m/s の低風速域でたわみ渦励振が発現し、耐風便覧や既往の橋を参考に、使用性の面から許容振幅の目安を 10cm 程度（当該橋で振動数 0.345Hz とすると 50gal 程度に対応）としている。

【補足資料－2　参考文献】

1)　（社）日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.7.

2)　高速道路調査会：本州四国連絡橋における自動車走行の安全に関する研究報告書，pp.25-26，1974.2.

3)　British Standard Institution : Steel concrete and composite bridges, BS5400 Part2, Appendix C, 1978.

4)　（社）日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，1979.1.

5)　吉田，藤野，佐藤，時田，三浦：東京湾アクアライン橋梁部鋼箱桁橋に発現した渦励振の振動制御，土木学会論文集，No.633/Ⅰ-49，pp.119-134，1999.10.

補足資料－3　渦励振に対する使用性、疲労耐久性の検討

1.　検討内容

4章で提案した鋼少数主げた橋の発現風速及び発現振幅の推定式を用いて、構造条件を変えた場合の発現風速および発現振幅を算出し、使用性及び疲労耐久性について検討を行った。

2.　検討方法

2.1　検討の流れ

以下の手順により、支間長に応じた渦励振発現振幅に対する主げたの発生応力を算出し、使用性照査、疲労照査を行った。

1）実橋を対象とした単位振幅時の鋼げた応力度の算出

①実橋及び概略試設計を実施した橋計5橋を検討対象として、3次元FEMによる固有値解析を実施し、たわみ及びねじれに対する振動モードを算出。

②振動モード形状縦距を鉛直方向加速度と仮定し、これに単位長さ当たり質量を乗じることにより各部の作用力を算出。

③作用力に対して、中央径間中央部において単位振幅1cm（ねじれ振動の場合には主げた位置を想定）となる場合の下フランジ下面応力度を算出。

2）鋼げた応力度算定式による単位振幅時の鋼げた応力度の算出

①次の仮定により、単位振幅時の鋼げた応力算定式を導出。

・振動時のたわみ変形が正弦波形状をとる（厳密には異なるが、近似できると仮定）。

・鋼げたの断面二次モーメントは支間方向に一定とする。

②中央径間中央部において振幅1cm時の照査位置における応力度の算出。

3）鋼げた応力度算定式の適用性確認

1）と2）における鋼げた応力の計算結果を比較し、支間長に対する両者の傾向が概ね一致することを確認し、これより疲労照査に際して鋼げた応力度算定式を使用。

4）鋼げた応力度算定式による、渦励振時の発現振幅に対する使用性照査、疲労照査の実施

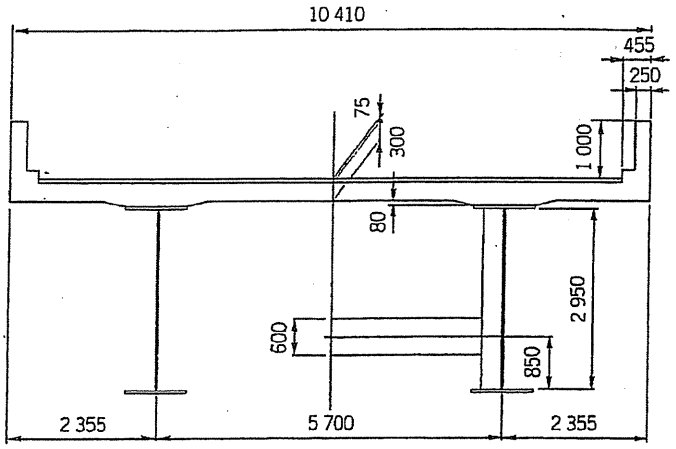
応力度算定式を用い、渦励振時の発現振幅に対する応力度を算出し、使用性照査および疲労照査を実施。

2.2 検討対象橋と解析モデル

5章に示す実橋2橋と、文献1）に示される概略試設計を実施した2主げた橋（径間比1:1:1の3径間連続橋、総幅10.41m、支間長50、75、100m）を検討対象とした。

実橋2橋の解析条件については、6章に示す方法（**表-6.1.3**に示す3次元FEMモデルを基本に、橋脚はモデル化せず、地震時水平力分散型ゴム支承（道路橋支承便覧（日本道路協会、平成16年）に基づく）による支持条件を考慮）によっている。

後者の2主げた橋について、**付図-3.1**に断面形状を、**付表-3.1**に中央径間中央での鋼げた断面構成を示す。また、**付表-3.2**に固有値解析を実施する際の解析条件を示す。3径間全てをソリッド要素、シェル要素で分割し、支点部は地震時水平力分散型ゴム支承と等価な弾性支持条件としている。



付図-3.1　中央径間中央での鋼げた断面構成

付表-3.1　中央径間中央での鋼げた断面構成

項目 ＼ 支間長		50m	75m	100m
鋼げた断面寸法	上フランジ（mm）	440×23	850×43	1040×53
	ウェブ（mm）	2950×15	2950×16	2950×16
	下フランジ（mm）	470×40	920×48	1040×53
平均死荷重（kN/m）		142.5	154.2	185.5
固有振動数	鉛直たわみ1次fh(Hz)	2.098	1.191	0.757
	ねじれ1次（Hz）	2.414	1.518	1.089
	振動数比 η	1.15	1.27	1.44

付表-3.2　解析条件

項　目	内　容
使用要素	鋼部材（主げた、横げた）：4節点シェル要素 コンクリート部：8節点ソリッド要素 アスファルト部：8節点ソリッド要素
ヤング係数	鋼部材（主げた、横げた）：2.06×10^8（kN/m^2） コンクリート（床版）：2.89×10^7（kN/m^2） コンクリート（壁高欄）：2.45×10^7（kN/m^2） アスファルト：2.45×10^7（kN/m^2）
ポアソン比	鋼部材（主げた、横桁）：0.30、コンクリート：0.17、 アスファルト：0.17
単位重量	道路橋示方書に準ずる。
支点条件	反力分散支承（ゴム沓）と等価な弾性ばねで支持。

2.3　照査内容

(1) 渦励振の発現風速の照査

渦励振の発現風速の照査は、鉛直たわみ一次振動、鉛直ねじれ一次振動の発現風速に対して行った。

(2) 使用性照査

中央径間中央における鉛直たわみに対して、加速度100galおよび速度0.25m/sの場合の中央径間中央部の振幅を限界値と仮定し、これに相当する振幅による照査を行った。加速度100galおよび速度0.25m/s相当の振幅は、以下の式で表される。

加速度100gal相当　たわみ　$h_a=0.025/f_h^2$

ねじれ　$\theta_a=1.45/(b\cdot f_\theta^2)$

速度0.25m/s相当　たわみ　$h_a=0.04/f_h$

ねじれ　$\theta_a=2.28/(b\cdot f_\theta)$

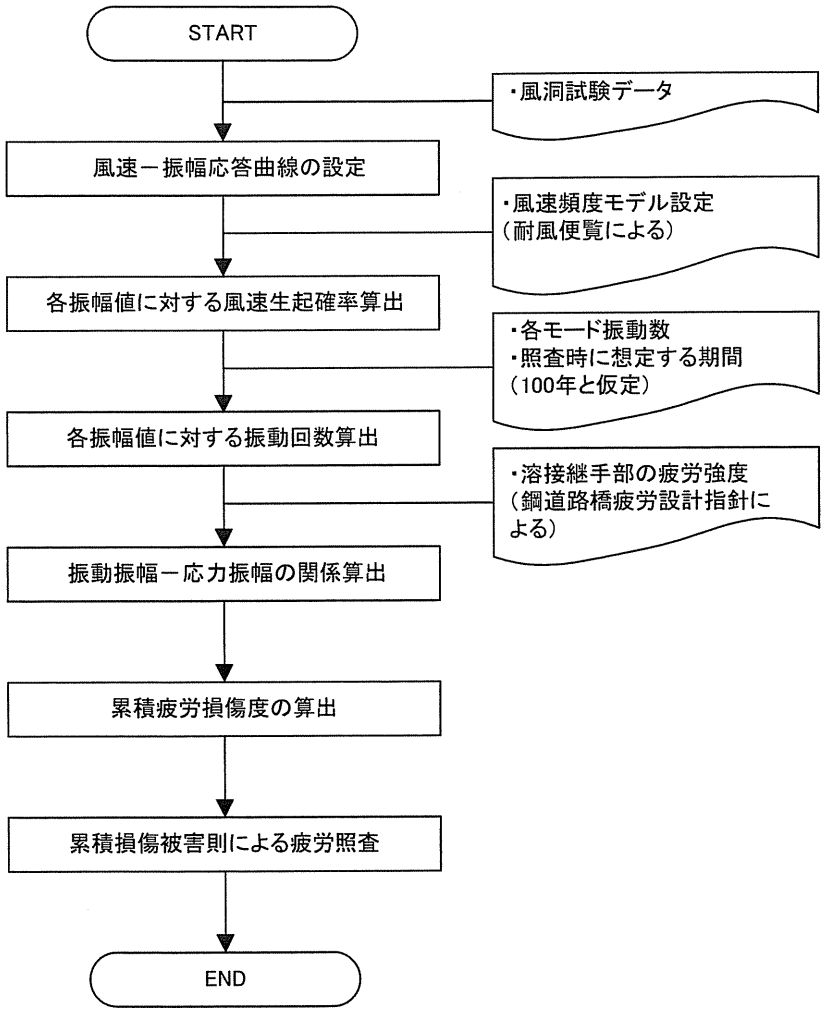
(3) 疲労照査

線形累積被害則による主げたの溶接継手部の照査を行った。

2.4　疲労照査の方法

風速の生起確率分布と設計疲労寿命曲線を用いて，**付図-3.2** に示す手順に従って、鋼げた溶接継手の疲労照査を行う。

疲労照査に当たっては、渦励振の生じる風向の生起確率、活荷重による疲労損傷度および二次応力の影響について配慮する必要があるが、それぞれ一律に設定し難い面がある。ここでは、風向の生起確率については橋軸直角方向の風向を1.0と仮定した。



付図-3.2　疲労照査検討手順

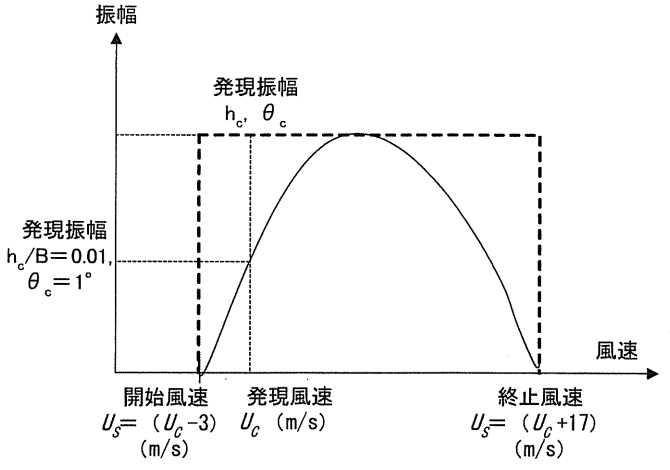
2.5 照査手順

(1) 渦励振の風速と振幅の関係

2章に示した風洞試験結果（風速－応答振幅の関係図）を基に、安全側となるように渦励振の発現する風速域を20m/sとした矩形モデルを設定（**付図-3.3**）し、開始風速と終止風速を以下の通り仮定した。ここで、発現風速の定義は本文2.4節に示した通りである。

開始風速 U_S：U_c－3（m/s）

終止風速 U_E：U_c +17（m/s）



付図-3.3 風速－応答振幅の関係（たわみ渦励振およびねじれ渦励振）

(2) 渦励振の発生する風速の生起確率 P_v

風速の生起確率分布については、耐風便覧第4章に示される発現風速の確率頻度分布特性を用いる。風速が U を越える確率 $P(U)$ は設計基準風速 U_d を用いて次のように近似される。

$$P(U) = \exp\left(-\left(U/0.155U_d\right)^{1.46}\right) \quad \cdots\cdots (1)$$

渦励振の発現する風速の生起確率 P_v は**付図-3.3**の矩形分布を想定した場合、次式で算定される。

$$P_v = \exp\left(-\left(U_S/0.155U_d\right)^{1.46}\right) - \exp\left(-\left(U_E/0.155U_d\right)^{1.46}\right) \quad \cdots\cdots (2)$$

なお、この確率は全方位の風に対するものであり、実際には渦励振の発現が限られた風向の風による場合が多く、その場合には上式に渦励振の生じる風向の生起確率を乗ずることになる。ここでは、安全側となるように、風向の生起確率は1.0とした。

(3) 渦励振の生起回数 n_v

耐用年数は50年（＝50（years）×365（days）×24（hours）×3600（s）＝1.5768×10^9s）を想定し、次式により、渦励振の生起回数 n_v を求めた。

$$n_v = 1.5768\times10^9 \times P_v \times f \quad (回) \quad \cdots\cdots (3)$$

（f：着目した振動モードの固有振動数（Hz））

(4) 設計疲労曲線

対象とする溶接継手は、**付表-3.2** のとおりとする。

付表-3.2　対象とした溶接継手

部位	継手名称	強度等級	照査位置
下フランジ	荷重非伝達型十字継手（非仕上げ）	E	中立軸位置から下フランジ最外縁までを 2.7m と仮定。継手位置も 2.7m と仮定。

＊活荷重に対して厳しい部位としては、中間支点部の水平補剛材端部（ウェブ面外ガセット継手 G 等級）が考えられるが、ここでは中央径間の径間中央部を対象に、垂直補剛材とウェブ間の溶接部を想定した。補正係数 C_R、C_T は考慮していない。

また、鋼道路橋の疲労設計指針[2)]によれば、設計疲労寿命曲線は次式で表される。

$$\Delta\sigma^m \cdot N = C_0 \quad \cdots\cdots (4)$$

ここに、$\Delta\sigma$ ：応力範囲（N/mm^2）

C_0 ：$2\times10^6 \cdot \Delta\sigma_f{}^m$

N ：疲労寿命（疲労限界状態に至るまでの応力の繰返し数）

$\Delta\sigma_f$ ：直応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲（**付表-3.3** 参照。）

m ：疲労設計曲線の傾きを表すための係数

直応力を受ける継手の場合、$m=3$

付表-3.3　直応力を受ける継手の強度等級および打切り限界（m=3）

等 級	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm^2)	直応力を受ける継手の打ち切り限界（一定振幅応力） $\Delta\sigma_{ce}$ (N/mm^2)
A	190	190
B	155	155
C	125	115
D	100	84
E	80	62
F	65	46
G	50	32
H	40	23
I	30	16

(5) 渦励振による応力範囲

渦励振による応力範囲は、以下の通り算出した。

渦励振による応力度＝2×（単位等分布荷重が作用した時の応力度）

$$\times \frac{\text{渦励振の発現振幅推定値}}{\text{単位等分布荷重が作用した時のたわみ}} \quad \cdots\cdots (5)$$

(6) 累積損傷度と線形累積被害則による照査

次式により、渦励振による振動に対する累積損傷度 D を求め、$D \leqq 1$ となることを確認した。

$$D = n_v / N \quad \cdots\cdots (6)$$

なお、渦励振累積損傷度については、活荷重による累積損傷度も考慮して設定する必要があるが、ここでは渦励振時の振動による繰返し応力のみを考慮した。

2.6 鋼げた応力度算定式の導出

加速度 100gal および速度 0.25m/s の時の鋼げた応力度の算定式は、以下の通り導いた。

(1) 振動モード形状

鋼げた応力度算定式は、**付図-3.4** に示すように、鋼げたの断面二次モーメントは支間方向に一定であり、振動時のたわみ変形が正弦波形状をとるという仮定で誘導した。この時、振動モード形状は、次式で表される。

$$y = a \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

これより、x 点における加速度は

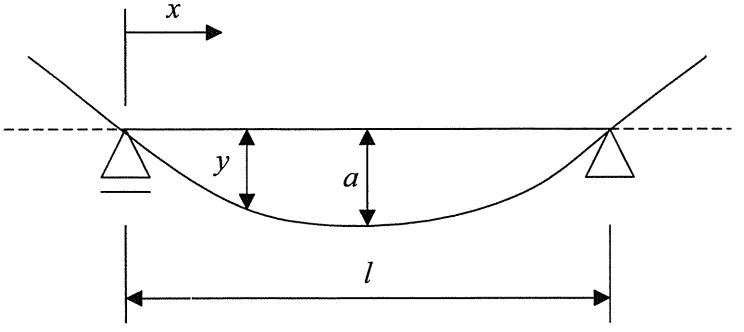
$$-\ddot{y} = a\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

また、加速度と曲げモーメント M_{max} との関係は

$$M_{\max} = -EI\ddot{y}$$

ここで、M_{max} は $l/2$ 点で生じるため、

$$M_{\max} = EI \cdot a \cdot \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \quad \cdots\cdots (7)$$



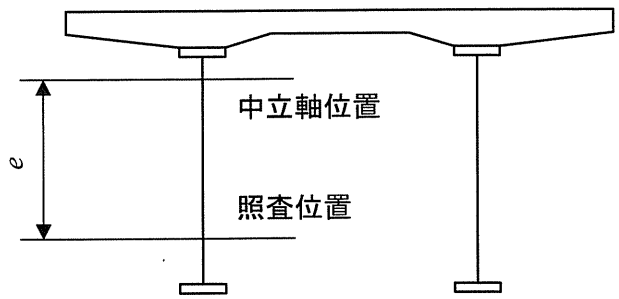
付図-3.4 振動時たわみ変形形状の仮定

(2) 応力度（$\sigma = \frac{M}{I}e$　ここで、e：中立軸から応力照査位置までの距離）

式(7)より、$\frac{M_{\max}}{I} = Ea\left(\frac{\pi}{l}\right)^2$

これより、

$$\sigma = Ea\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \cdot e \quad \cdots\cdots (8)$$



付図-2.5　中立軸位置から照査位置までの高さ e

(3) モード縦距

①加速度が 100gal の場合

$$-\ddot{y} = a\omega^2 \sin \omega t$$

加速度の最大値を $\alpha = a\omega^2 = 100\text{gal} = 100\text{cm/s}^2 = 1.0\text{m/s}^2$ とすると、$\omega = 2\pi f$ (rad) であるから、

$a = 1.0/\omega^2 = 1.0/(2\pi f)^2$　(m)

鋼少数主げた橋のたわみ振動数の推定式に従い、$f = 100/l$ (Hz) とすると、加速度 $\alpha = 1.0\text{m/s}^2$ が生じた時の最大振幅 a は

$$a = \frac{1.0}{\left(2\pi \cdot \frac{100}{l}\right)^2} = \frac{2.5\times10^{-5}}{\pi^2} l^2 \text{ (m)} \quad \cdots\cdots (9)$$

式(8)および式(9)より、加速度 100gal の場合の鋼げた（弾性係数 $E = 2.0\times10^8\ \text{kN/m}^2$）の応力度は

$$\sigma = E \cdot \left(\frac{2.5\times10^{-5}}{\pi^2} \cdot l^2\right) \cdot \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \times e$$

$= 5.0\times10^3 \times e$ (kN/m^2)

$= 5.0e$ (N/mm^2)　$\cdots\cdots (10)$

となり、支間長によらず一定値となる。

②速度が 0.25m/s の場合

$$\dot{y} = a\omega \sin \omega t$$

速度の最大値を $v = a\omega = 0.25$m/s とすると、$\omega = 2\pi f$ (rad) であるから、

$$a = 0.25/\omega = 0.25/2\pi f \quad \text{(m)}$$

鋼少数主げた橋のたわみ振動数の推定式に従い、$f = 100/l$ (Hz) とすると、速度 $v = 0.25$m/s が生じた時の最大振幅 a は、

$$a = \frac{0.25}{\left(2\pi \cdot \frac{100}{l}\right)} = \frac{1.25 \times 10^{-3}}{\pi} \cdot l \quad \text{(m)} \quad \cdots\cdots (11)$$

式(8)および式(11)より、速度 0.25m/s の場合の鋼げた（弾性係数 $E = 2.0 \times 10^8$ kN/m^2）の応力度は

$$\sigma = E \cdot \left(\frac{1.25 \times 10^{-3}}{\pi} \cdot l\right) \cdot \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \cdot e$$

$$= E \times 1.25 \times 10^{-3} \times \frac{\pi}{l} \times e \quad \text{(kN/m}^2\text{)}$$

$$= 250\pi \frac{e}{l} \quad \text{(N/mm}^2\text{)} \quad \cdots\cdots (12)$$

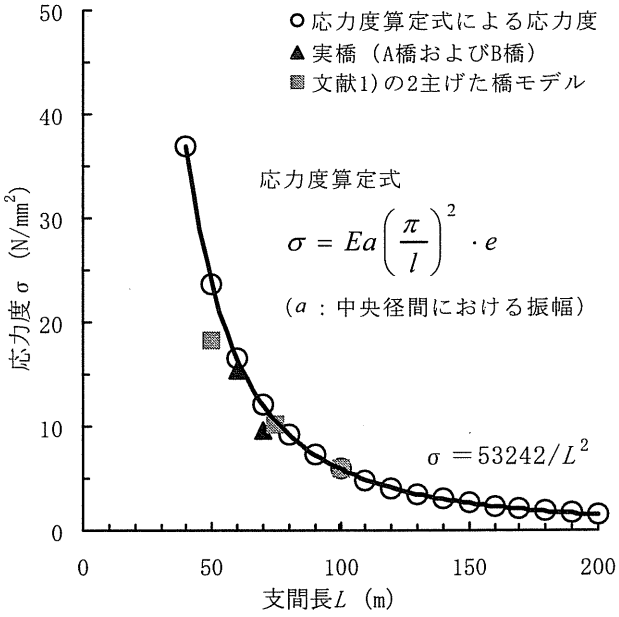
となり、支間長に反比例する。

3. 検討結果

3.1 実橋を対象とした単位振幅時の鋼げた応力度と応力度算定式による応力度との比較

付図-3.1 に、実橋（A 橋および B 橋）および文献 1)の 2 主げた橋モデルについて 3 次元 FEM 解析により求めた単位振幅 1cm 時の鋼げた応力度と、応力度算定式によって求めた各支間長における応力度との比較結果を示す。

支間長に対する両者の傾向は概ね一致していることから、以下、この応力度算定式を用いて応力照査を行う。



文献1)の2主げた橋モデル

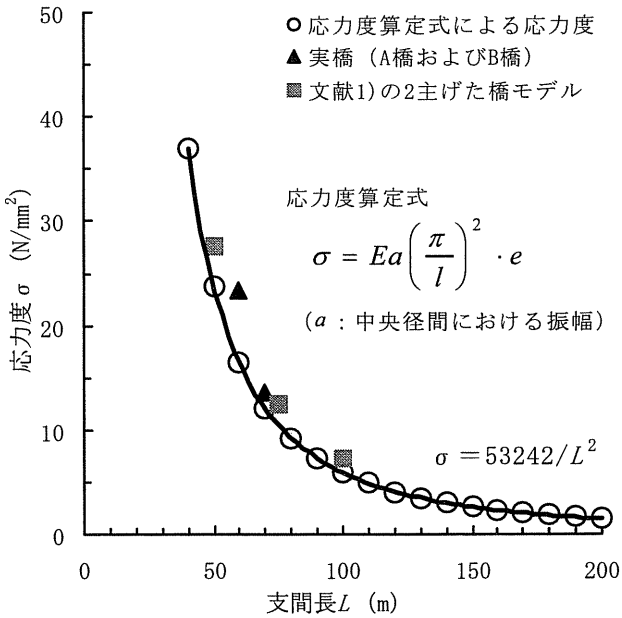
支間長(m)	応力度(N/mm²)
50	18.3
75	10.2
100	5.9

実橋

	支間長(m)	応力度(N/mm²)
A橋	60	12.8
B橋	70	9.9

*たわみ振幅に関して鋼げたの中立軸位置から下フランジ下面までの距離は、応力度算定式では2.7mと仮定したが、3次元FEM解析を行った橋については、解析結果をプロットした。

(a)　たわみ振幅に対する応力度



文献1)の2主げた橋モデル

支間長(m)	応力度(N/mm²)
50	27.6
75	12.5
100	7.2

実橋

	支間長(m)	応力度(N/mm²)
A橋	60	11.8
B橋	70	7.2

*ねじれ振幅の場合についても、たわみ振幅の場合と同様に、ねじれ中心位置から下フランジ下面までの距離を同一と仮定した。

(b)　ねじれ振幅（たわみ換算）に対する応力度

付図-3.1　3次元FEM解析による単位振幅時（中央径間中央部けた位置で1cm）の鋼げた応力度と応力度算定式による応力度との比較

付表-3.3　渦励振の発現風速に対する照査結果（その1）

鋼少数主げた橋(B=7.9m, B/d=2.0)　　：渦励振発現風速の照査でOUT

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元								たわみ渦励振発現風速に対する照査												
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	単位長さ当たり質量 m(kg/m)	無次元質量mr	B/d	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40 (m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	高度25<z≦30 (m) Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	高度15<z≦20 (m) Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
50	3.95	7.9	10919	142	2.0	0.049	2.000	31.6	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
60	3.95	7.9	11418	149	2.0	0.045	1.667	26.3	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
70	3.95	7.9	12009	156	2.0	0.042	1.429	22.6	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
80	3.95	7.9	12689	165	2.0	0.039	1.250	19.8	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
90	3.95	7.9	13461	175	2.0	0.037	1.111	17.6	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
100	3.95	7.9	14324	187	2.0	0.035	1.000	15.8	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
110	3.95	7.9	15277	199	2.0	0.033	0.909	14.4	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元								ねじれ渦励振発現風速に対する照査												
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	極慣性モーメントIp (kg·m²/m)	無次元極慣性モーメント Ipr	B/d	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40 (m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	高度25<z≦30 (m) Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	高度15<z≦20 (m) Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
50	3.95	7.9	61332	12.80	2.0	0.049	2.200	39.3	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
60	3.95	7.9	64136	13.39	2.0	0.045	1.833	32.7	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
70	3.95	7.9	67451	14.08	2.0	0.042	1.571	28.1	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
80	3.95	7.9	71276	14.88	2.0	0.039	1.375	24.5	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
90	3.95	7.9	75610	15.78	2.0	0.037	1.222	21.8	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
100	3.95	7.9	80455	16.79	2.0	0.035	1.100	19.6	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
110	3.95	7.9	85807	17.91	2.0	0.033	1.000	17.9	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1

鋼少数主げた橋(B=11.2m, B/d=2.5)　　：渦励振発現風速の照査でOUT

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元								たわみ渦励振発現風速に対する照査												
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	単位長さ当たり質量 m(kg/m)	無次元質量mr	B/d	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40 (m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	高度25<z≦30 (m) Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	高度15<z≦20 (m) Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
50	4.48	11.2	14287	93	2.5	0.049	2.000	44.8	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
60	4.48	11.2	14940	97	2.5	0.045	1.667	37.3	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
70	4.48	11.2	15712	102	2.5	0.042	1.429	32.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
80	4.48	11.2	16603	108	2.5	0.039	1.250	28.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
90	4.48	11.2	17613	114	2.5	0.037	1.111	24.9	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
100	4.48	11.2	18741	121	2.5	0.035	1.000	22.4	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
110	4.48	11.2	19988	130	2.5	0.033	0.909	20.4	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元								ねじれ渦励振発現風速に対する照査												
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	極慣性モーメントIp (kg·m²/m)	無次元極慣性モーメント Ipr	B/d	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40 (m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	高度25<z≦30 (m) Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	高度15<z≦20 (m) Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
50	4.48	11.2	161291	8.33	2.5	0.049	2.200	48.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
60	4.48	11.2	168667	8.71	2.5	0.045	1.833	40.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
70	4.48	11.2	177384	9.17	2.5	0.042	1.571	34.3	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
80	4.48	11.2	187442	9.68	2.5	0.039	1.375	30.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
90	4.48	11.2	198841	10.27	2.5	0.037	1.222	26.7	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
100	4.48	11.2	211581	10.93	2.5	0.035	1.100	24.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1
110	4.48	11.2	225659	11.66	2.5	0.033	1.000	21.8	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1

付表-3.3　渦励振の発現風速に対する照査結果（その 2）

鋼少数主げた橋(B=17.5m, B/d=4.0)

：渦励振発現風速の照査でOUT

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元								たわみ渦励振発現風速に対する照査													
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	単位長さ当たり質量 m(kg/m)	無次元質量mr	B/d	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s)												
									高度35＜z≦40 (m)				高度25＜z≦30 (m)				高度15＜z≦20 (m)				
									粗度区分 I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
50	4.38	17.5	20716	55	4.0	0.049	2.000	70.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
60	4.38	17.5	21663	58	4.0	0.045	1.667	58.3	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
70	4.38	17.5	22783	60	4.0	0.042	1.429	50.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
80	4.38	17.5	24074	64	4.0	0.039	1.250	43.8	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
90	4.38	17.5	25539	68	4.0	0.037	1.111	38.9	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
100	4.38	17.5	27175	72	4.0	0.035	1.000	35.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
110	4.38	17.5	28983	77	4.0	0.033	0.909	31.8	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元								ねじれ渦励振発現風速に対する照査													
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	極慣性モーメントIp (kg·m²/m)	無次元極慣性モーメント Ipr	B/d	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s)												
									高度35＜z≦40 (m)				高度25＜z≦30 (m)				高度15＜z≦20 (m)				
									粗度区分 I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
50	4.38	17.5	570977	4.95	4.0	0.049	2.200	51.2	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
60	4.38	17.5	597088	5.18	4.0	0.045	1.833	42.7	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
70	4.38	17.5	627946	5.44	4.0	0.042	1.571	36.6	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
80	4.38	17.5	663552	5.75	4.0	0.039	1.375	32.0	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
90	4.38	17.5	703905	6.10	4.0	0.037	1.222	28.4	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
100	4.38	17.5	749006	6.49	4.0	0.035	1.100	25.6	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	
110	4.38	17.5	798833	6.92	4.0	0.033	1.000	23.3	42.3	37.2	30.3	24.6	40.8	35.4	28.2	23.1	38.7	32.7	25.5	23.1	

付表-3.4　渦励振の発現振幅に対する照査結果（その 1）

鋼少数主げた橋(B=7.9m, B/d=2.0)

：発現風速の照査でOK

：100galと0.25m/sの照査でOUT

：100galの照査でOUT

：0.25m/sの照査でOUT

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元								たわみ渦励振の発現振幅に対する照査						
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	単位長さ当たり質量 m(kg/m)	無次元質量mr	B/d	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振の許容振幅		たわみ渦励振の発現振幅hc				
								加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$ (m)	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$ (m)	高度35＜z≦40 (m)		25＜z≦30 (m)		15＜z≦20 (m)	
										粗度区分 I	II	I	II	I	II
										乱れ強さ I_U=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	3.95	7.9	10919	142	2.0	0.049	2.000	0.006	0.020	0.041	0.029	0.035	0.023	0.035	0.023
60	3.95	7.9	11418	149	2.0	0.045	1.667	0.009	0.024	0.043	0.031	0.037	0.024	0.037	0.024
70	3.95	7.9	12009	156	2.0	0.042	1.429	0.012	0.028	0.044	0.031	0.038	0.025	0.038	0.025
80	3.95	7.9	12689	165	2.0	0.039	1.250	0.016	0.032	0.044	0.032	0.038	0.025	0.038	0.025
90	3.95	7.9	13461	175	2.0	0.037	1.111	0.020	0.036	0.044	0.032	0.038	0.025	0.038	0.025
100	3.95	7.9	14324	187	2.0	0.035	1.000	0.025	0.040	0.044	0.031	0.038	0.025	0.038	0.025
110	3.95	7.9	15277	199	2.0	0.033	0.909	0.030	0.044	0.043	0.031	0.037	0.025	0.037	0.025

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元								ねじれ渦励振の発現振幅に対する照査						
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	極慣性モーメントIp ($kg \cdot m^2/m$)	無次元極慣性モーメント Ipr	B/d	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振の許容振幅		ねじれ渦励振の発現振幅 θc				
								加速度100gal $\theta a=1.45/f_\theta{}^2 b$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/f_\theta{}^2 b$ (°)	高度35＜z≦40 (m)		25＜z≦30 (m)		15＜z≦20 (m)	
										粗度区分 I	II	I	II	I	II
										乱れ強さ I_U=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	3.95	7.9	61332	12.80	2.0	0.049	2.200	0.200	0.691	1.600	0.800	1.334	0.533	1.067	0.267
60	3.95	7.9	64136	13.39	2.0	0.045	1.833	0.288	0.829	1.676	0.838	1.397	0.559	1.118	0.279
70	3.95	7.9	67451	14.08	2.0	0.042	1.571	0.391	0.967	1.722	0.861	1.435	0.574	1.148	0.287
80	3.95	7.9	71276	14.88	2.0	0.039	1.375	0.511	1.105	1.742	0.871	1.451	0.581	1.161	0.290
90	3.95	7.9	75610	15.78	2.0	0.037	1.222	0.647	1.244	1.742	0.871	1.451	0.581	1.161	0.290
100	3.95	7.9	80455	16.79	2.0	0.035	1.100	0.799	1.382	1.725	0.863	1.438	0.575	1.150	0.288
110	3.95	7.9	85807	17.91	2.0	0.033	1.000	0.967	1.520	1.697	0.848	1.414	0.566	1.131	0.283

付表-3.4　渦励振の発現振幅に対する照査結果（その 2）

鋼少数主げた橋(B=11.2m, B/d=2.5)

：発現風速の照査でOK

：100galと0.25m/sの照査でOUT

：100galの照査でOUT

：0.25m/sの照査でOUT

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元								たわみ渦励振の発現振幅に対する照査							
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	単位長さ当たり質量 m(kg/m)	無次元質量mr	B/d	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振の許容振幅		たわみ渦励振の発現振幅hc					
								加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$ (m)	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$ (m)	高度35＜z≦40 (m)		25＜z≦30 (m)		15＜z≦20 (m)	
										粗度区分 I	II	I	II	I	II
										乱れ強さ I_u=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.48	11.2	14287	93	2.5	0.049	2.000	0.006	0.020	0.089	0.064	0.076	0.051	0.076	0.051
60	4.48	11.2	14940	97	2.5	0.045	1.667	0.009	0.024	0.093	0.067	0.080	0.053	0.080	0.053
70	4.48	11.2	15712	102	2.5	0.042	1.429	0.012	0.028	0.096	0.068	0.082	0.055	0.082	0.055
80	4.48	11.2	16603	108	2.5	0.039	1.250	0.016	0.032	0.097	0.069	0.083	0.055	0.083	0.055
90	4.48	11.2	17613	114	2.5	0.037	1.111	0.020	0.036	0.097	0.069	0.083	0.055	0.083	0.055
100	4.48	11.2	18741	121	2.5	0.035	1.000	0.025	0.040	0.096	0.068	0.082	0.055	0.082	0.055
110	4.48	11.2	19988	130	2.5	0.033	0.909	0.030	0.044	0.094	0.067	0.081	0.054	0.081	0.054

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元								ねじれ渦励振の発現振幅に対する照査							
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	極慣性モーメントIp (kg·m²/m)	無次元極慣性モーメント Ipr	B/d	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振の許容振幅		ねじれ渦励振の発現振幅 θc					
								加速度100gal $\theta a=1.45/f_\theta b^2$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/f_\theta b$ (°)	高度35＜z≦40 (m)		25＜z≦30 (m)		15＜z≦20 (m)	
										粗度区分 I	II	I	II	I	II
										乱れ強さ I_u=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.48	11.2	161291	8.33	2.5	0.049	2.200	0.075	0.259	2.458	1.229	2.049	0.819	1.639	0.410
60	4.48	11.2	168667	8.71	2.5	0.045	1.833	0.108	0.311	2.575	1.288	2.146	0.858	1.717	0.429
70	4.48	11.2	177384	9.17	2.5	0.042	1.571	0.147	0.363	2.645	1.322	2.204	0.882	1.763	0.441
80	4.48	11.2	187442	9.68	2.5	0.039	1.375	0.192	0.415	2.676	1.338	2.230	0.892	1.784	0.446
90	4.48	11.2	198841	10.27	2.5	0.037	1.222	0.243	0.466	2.675	1.338	2.229	0.892	1.783	0.446
100	4.48	11.2	211581	10.93	2.5	0.035	1.100	0.300	0.518	2.650	1.325	2.208	0.883	1.767	0.442
110	4.48	11.2	225659	11.66	2.5	0.033	1.000	0.363	0.570	2.606	1.303	2.172	0.869	1.737	0.434

付表-3.4　渦励振の発現振幅に対する照査結果（その 3）

鋼少数主げた橋(B=17.5m, B/d=4.0)

：発現風速の照査でOK

：100galと0.25m/sの照査でOUT

：100galの照査でOUT

：0.25m/sの照査でOUT

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元								たわみ渦励振の発現振幅に対する照査							
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	単位長さ当たり質量 m(kg/m)	無次元質量mr	B/d	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振の許容振幅		たわみ渦励振の発現振幅hc					
								加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$ (m)	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$ (m)	高度35＜z≦40 (m)		25＜z≦30 (m)		15＜z≦20 (m)	
										粗度区分 I	II	I	II	I	II
										乱れ強さ I_u=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.38	17.5	20716	55	4.0	0.049	2.000	0.006	0.020	0.176	0.117	0.176	0.088	0.146	0.059
60	4.38	17.5	21663	58	4.0	0.045	1.667	0.009	0.024	0.184	0.123	0.184	0.092	0.153	0.061
70	4.38	17.5	22783	60	4.0	0.042	1.429	0.012	0.028	0.189	0.126	0.189	0.094	0.157	0.063
80	4.38	17.5	24074	64	4.0	0.039	1.250	0.016	0.032	0.191	0.127	0.191	0.096	0.159	0.064
90	4.38	17.5	25539	68	4.0	0.037	1.111	0.020	0.036	0.191	0.127	0.191	0.096	0.159	0.064
100	4.38	17.5	27175	72	4.0	0.035	1.000	0.025	0.040	0.189	0.126	0.189	0.095	0.158	0.063
110	4.38	17.5	28983	77	4.0	0.033	0.909	0.030	0.044	0.186	0.124	0.186	0.093	0.155	0.062

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元								ねじれ渦励振の発現振幅に対する照査							
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	極慣性モーメントIp (kg·m²/m)	無次元極慣性モーメント Ipr	B/d	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振の許容振幅		ねじれ渦励振の発現振幅 θc					
								加速度100gal $\theta a=1.45/f_\theta{}^2 b$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/f_\theta{}^2 b$ (°)	高度35＜z≦40 (m)		25＜z≦30 (m)		15＜z≦20 (m)	
										粗度区分 I	II	I	II	I	II
										乱れ強さ I_u=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.38	17.5	570977	4.95	4.0	0.049	2.200	0.040	0.138	2.118	0.847	1.695	0.424	1.271	0.000
60	4.38	17.5	597088	5.18	4.0	0.045	1.833	0.058	0.166	2.219	0.888	1.775	0.444	1.331	0.000
70	4.38	17.5	627946	5.44	4.0	0.042	1.571	0.078	0.193	2.279	0.912	1.823	0.456	1.367	0.000
80	4.38	17.5	663552	5.75	4.0	0.039	1.375	0.102	0.221	2.306	0.922	1.845	0.461	1.383	0.000
90	4.38	17.5	703905	6.10	4.0	0.037	1.222	0.129	0.249	2.305	0.922	1.844	0.461	1.383	0.000
100	4.38	17.5	749006	6.49	4.0	0.035	1.100	0.160	0.276	2.284	0.914	1.827	0.457	1.370	0.000
110	4.38	17.5	798833	6.92	4.0	0.033	1.000	0.193	0.304	2.246	0.898	1.797	0.449	1.348	0.000

付表-3.5　渦励振時の疲労に対する照査結果（下フランジ位置、B=7.9m、B/d=2.0、たわみ）

鋼少数主げた橋(B=7.9m, B/d=2.0)

たわみ渦励振に対する照査

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	渦励振の発現回数nv（回）					
			高度35<z≦40（m）		25<z≦30（m）		15<z≦20（m）	
			粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	3.95	7.9	5.87E+05	9.98E+04	3.69E+05	4.58E+04	1.78E+05	1.17E+04
60	3.95	7.9	4.45E+06	1.19E+06	3.15E+06	6.69E+05	1.84E+06	2.42E+05
70	3.95	7.9	1.62E+07	5.84E+06	1.24E+07	3.73E+06	8.15E+06	1.70E+06
80	3.95	7.9	3.86E+07	1.71E+07	3.12E+07	1.20E+07	2.24E+07	6.42E+06
90	3.95	7.9	7.11E+07	3.67E+07	5.98E+07	2.75E+07	4.56E+07	1.65E+07
100	3.95	7.9	1.11E+08	6.40E+07	9.59E+07	5.03E+07	7.66E+07	3.30E+07
110	3.95	7.9	1.54E+08	9.70E+07	1.36E+08	7.93E+07	1.13E+08	5.56E+07

たわみ渦励振に対する照査

：発現風速の照査でOK　　：発現振幅（100gal）の照査でOK　　：累積損傷度照査でOUT

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	発現振幅hc（片振幅）に対する応力度σ（N/mm²）						疲労寿命回数N（回）						累積損傷度D					
			高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20		高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20		高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20	
			Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	3.95	7.9	87	62	75	50	75	50	1.94E+05	5.32E+05	3.08E+05	1.04E+06	3.08E+05	1.04E+06	3.03	0.19	1.20	0.04	0.58	0.01
60	3.95	7.9	63	45	54	36	54	36	5.04E+05	1.38E+06	8.00E+05	2.70E+06	8.00E+05	2.70E+06	8.83	0.86	3.94	0.25	2.30	0.09
70	3.95	7.9	48	34	41	27	41	27	1.17E+06	3.22E+06	1.86E+06	6.28E+06	1.86E+06	6.28E+06	13.79	1.82	6.65	0.59	4.38	0.27
80	3.95	7.9	37	26	32	21	32	21	2.52E+06	6.92E+06	4.01E+06	1.35E+07	4.01E+06	1.35E+07	15.30	2.48	7.79	0.89	5.58	0.47
90	3.95	7.9	29	21	25	17	25	17	5.12E+06	1.40E+07	8.13E+06	2.74E+07	8.13E+06	2.74E+07	13.90	2.62	7.36	1.00	5.61	0.60
100	3.95	7.9	23	17	20	13	20	13	9.90E+06	2.72E+07	1.57E+07	5.31E+07	1.57E+07	5.31E+07	11.18	2.36	6.10	0.95	4.87	0.62
110	3.95	7.9	19	14	16	11	16	11	1.85E+07	5.06E+07	2.93E+07	9.89E+07	2.93E+07	9.89E+07	8.33	1.92	4.65	0.80	3.85	0.56

＊検討対象としたいずれの高度条件でも、粗度区分ⅢおよびⅣでは、推定式よりたわみ渦励振が生じないと推定されたため、照査不要となった。

付表-3.5　渦励振時の疲労に対する照査結果（下フランジ位置、B=7.9m、B/d=2.0、ねじれ）

鋼少数主げた橋(B=7.9m, B/d=2.0)

ねじれ渦励振に対する照査

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	渦励振の発現回数nv（回）					
			高度35<z≦40 (m)		25<z≦30 (m)		15<z≦20 (m)	
			粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	3.95	7.9	1.83E+04	1.49E+03	9.45E+03	4.94E+02	3.38E+03	7.13E+01
60	3.95	7.9	3.26E+05	5.00E+04	1.99E+05	2.19E+04	9.24E+04	5.16E+03
70	3.95	7.9	2.08E+06	4.84E+05	1.42E+06	2.55E+05	7.81E+05	8.24E+04
80	3.95	7.9	7.39E+06	2.29E+06	5.43E+06	1.37E+06	3.36E+06	5.53E+05
90	3.95	7.9	1.82E+07	6.95E+06	1.41E+07	4.56E+06	9.53E+06	2.17E+06
100	3.95	7.9	3.53E+07	1.58E+07	2.86E+07	1.11E+07	2.06E+07	5.97E+06
110	3.95	7.9	5.81E+07	2.94E+07	4.86E+07	2.18E+07	3.68E+07	1.29E+07

ねじれ渦励振に対する照査

：発現風速の照査でOK　　：発現振幅（100gal）の照査でOK　　：累積損傷度照査でOUT

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	発現振幅θc（片振幅）に対する応力度σ（N/mm²）						疲労寿命回数N（回）						累積損傷度D					
			高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20		高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20		高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20	
			Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	3.95	7.9	122	61	102	41	81	20	7.03E+04	5.63E+05	1.22E+05	1.90E+06	2.37E+05	1.52E+07	0.26	0.00	0.08	0.00	0.01	0.00
60	3.95	7.9	89	44	74	30	59	15	1.83E+05	1.46E+06	3.16E+05	4.94E+06	6.17E+05	3.95E+07	1.78	0.03	0.63	0.00	0.15	0.00
70	3.95	7.9	67	34	56	22	45	11	4.25E+05	3.40E+06	7.35E+05	1.15E+07	1.44E+06	9.19E+07	4.90	0.14	1.93	0.02	0.54	0.00
80	3.95	7.9	52	26	43	17	35	9	9.15E+05	7.32E+06	1.58E+06	2.47E+07	3.09E+06	1.98E+08	8.07	0.31	3.44	0.06	1.09	0.00
90	3.95	7.9	41	21	34	14	27	7	1.86E+06	1.49E+07	3.21E+06	5.01E+07	6.27E+06	4.01E+08	9.80	0.47	4.41	0.09	1.52	0.01
100	3.95	7.9	33	16	27	11	22	5	3.59E+06	2.88E+07	6.21E+06	9.71E+07	1.21E+07	7.77E+08	9.82	0.55	4.60	0.11	1.69	0.01
110	3.95	7.9	27	13	22	9	18	4	6.69E+06	5.36E+07	1.16E+07	1.81E+08	2.26E+07	1.45E+09	8.69	0.55	4.20	0.12	1.63	0.01

＊検討対象としたいずれの高度条件でも、粗度区分ⅢおよびⅣでは、推定式よりねじれ渦励振が生じないと推定されたため、照査不要となった。

付表-3.5　渦励振時の疲労に対する照査結果（下フランジ位置、B=11.2m、B/d=2.5、たわみ）

鋼少数主げた橋(B=11.2m, B/d=2.5)

たわみ渦励振に対する照査

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	渦励振の発現回数nv（回）					
			高度35<z≦40 (m)		25<z≦30 (m)		15<z≦20 (m)	
			粗度区分 I	II	I	II	I	II
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.48	11.2	1.02E+03	4.65E+01	4.53E+02	1.20E+01	1.28E+02	1.11E+00
60	4.48	11.2	3.54E+04	3.50E+03	1.93E+04	1.27E+03	7.47E+03	2.12E+02
70	4.48	11.2	3.52E+05	5.76E+04	2.19E+05	2.60E+04	1.04E+05	6.45E+03
80	4.48	11.2	1.70E+06	3.96E+05	1.16E+06	2.09E+05	6.38E+05	6.78E+04
90	4.48	11.2	5.24E+06	1.58E+06	3.82E+06	9.32E+05	2.34E+06	3.69E+05
100	4.48	11.2	1.21E+07	4.41E+06	9.26E+06	2.84E+06	6.13E+06	1.31E+06
110	4.48	11.2	2.27E+07	9.66E+06	1.81E+07	6.63E+06	1.28E+07	3.43E+06

たわみ渦励振に対する照査

：発現風速の照査でOK　：発現振幅（100gal）の照査でOK　：累積損傷度照査でOUT

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	発現振幅hc（片振幅）に対する応力度σ (N/mm²)						疲労寿命回数N（回）						累積損傷度D					
			高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20		高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20		高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.48	11.2	190	135	163	108	163	108	1.88E+04	5.15E+04	2.98E+04	1.01E+05	2.98E+04	1.01E+05	0.05	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
60	4.48	11.2	138	99	118	79	118	79	4.88E+04	1.34E+05	7.74E+04	2.61E+05	7.74E+04	2.61E+05	0.73	0.03	0.25	0.00	0.10	0.00
70	4.48	11.2	104	74	89	59	89	59	1.14E+05	3.11E+05	1.80E+05	6.08E+05	1.80E+05	6.08E+05	3.10	0.19	1.21	0.04	0.58	0.01
80	4.48	11.2	81	58	69	46	69	46	2.44E+05	6.70E+05	3.88E+05	1.31E+06	3.88E+05	1.31E+06	6.95	0.59	2.99	0.16	1.64	0.05
90	4.48	11.2	64	45	55	36	55	36	4.95E+05	1.36E+06	7.87E+05	2.65E+06	7.87E+05	2.65E+06	10.57	1.16	4.86	0.35	2.97	0.14
100	4.48	11.2	51	37	44	29	44	29	9.59E+05	2.63E+06	1.52E+06	5.14E+06	1.52E+06	5.14E+06	12.57	1.68	6.08	0.55	4.03	0.25
110	4.48	11.2	42	30	36	24	36	24	1.79E+06	4.90E+06	2.84E+06	9.57E+06	2.84E+06	9.57E+06	12.71	1.97	6.40	0.69	4.51	0.36

＊検討対象としたいずれの高度条件でも、粗度区分IIIおよびIVでは、推定式よりたわみ渦励振が生じないと推定されたため、照査不要となった。

付表-3.5　渦励振時の疲労に対する照査結果（下フランジ位置、B=11.2m、B/d=2.5、ねじれ）

鋼少数主げた橋(B=11.2m, B/d=2.5)

ねじれ渦励振に対する照査

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	渦励振の発現回数nv（回）					
			高度35＜z≦40（m）		25＜z≦30（m）		15＜z≦20（m）	
			粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.48	11.2	1.99E+02	6.38E+00	8.07E+01	1.41E+00	1.97E+01	9.90E-02
60	4.48	11.2	1.05E+04	7.89E+02	5.31E+03	2.54E+02	1.84E+03	3.45E+01
70	4.48	11.2	1.36E+05	1.80E+04	8.02E+04	7.41E+03	3.50E+04	1.55E+03
80	4.48	11.2	7.96E+05	1.56E+05	5.19E+05	7.60E+04	2.66E+05	2.16E+04
90	4.48	11.2	2.82E+06	7.35E+05	1.98E+06	4.07E+05	1.14E+06	1.44E+05
100	4.48	11.2	7.23E+06	2.33E+06	5.37E+06	1.42E+06	3.38E+06	5.93E+05
110	4.48	11.2	1.48E+07	5.64E+06	1.15E+07	3.70E+06	7.74E+06	1.76E+06

ねじれ渦励振に対する照査

：発現風速の照査でOK　　：発現振幅（100gal）の照査でOK　　：累積損傷度照査でOUT

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	発現振幅θc（片振幅）に対する応力度σ（N/mm²）						疲労寿命回数N（回）						累積損傷度D					
			高度35＜z≦40		25＜z≦30		15＜z≦20		高度35＜z≦40		25＜z≦30		15＜z≦20		高度35＜z≦40		25＜z≦30		15＜z≦20	
			Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.48	11.2	275	137	229	91	183	46	6.18E+03	4.95E+04	1.07E+04	1.67E+05	2.09E+04	1.34E+06	0.03	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00
60	4.48	11.2	200	100	166	67	133	33	1.61E+04	1.29E+05	2.78E+04	4.34E+05	5.43E+04	3.48E+06	0.65	0.01	0.19	0.00	0.03	0.00
70	4.48	11.2	151	75	126	50	100	25	3.74E+04	3.00E+05	6.46E+04	1.01E+06	1.26E+05	8.09E+06	3.65	0.06	1.24	0.01	0.28	0.00
80	4.48	11.2	117	58	97	39	78	19	8.04E+04	6.45E+05	1.39E+05	2.18E+06	2.72E+05	1.74E+07	9.90	0.24	3.73	0.03	0.98	0.00
90	4.48	11.2	92	46	77	31	61	15	1.63E+05	1.31E+06	2.82E+05	4.41E+06	5.51E+05	3.53E+07	17.31	0.56	7.03	0.09	2.07	0.00
100	4.48	11.2	74	37	62	25	49	12	3.16E+05	2.53E+06	5.46E+05	8.54E+06	1.07E+06	6.84E+07	22.89	0.92	9.84	0.17	3.17	0.01
110	4.48	11.2	60	30	50	20	40	10	5.88E+05	4.71E+06	1.02E+06	1.59E+07	1.99E+06	1.27E+08	25.13	1.20	11.29	0.23	3.89	0.01

＊検討対象としたいずれの高度条件でも、粗度区分ⅢおよびⅣでは、推定式よりねじれ渦励振が生じないと推定されたため、照査不要となった。

付表-3.5　渦励振時の疲労に対する照査結果（下フランジ位置、B＝17.5m、B/d＝4.0、たわみ）

鋼少数主げた橋(B=17.5m, B/d=4.0)

たわみ渦励振に対する照査

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	渦励振の発現回数nv（回）					
			高度35＜z≦40（m）		25＜z≦30（m）		15＜z≦20（m）	
			粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.38	17.5	3.73E-04	8.02E-07	7.44E-05	5.41E-08	6.01E-06	4.72E-10
60	4.38	17.5	4.39E-01	4.22E-03	1.30E-01	5.49E-04	1.94E-02	1.52E-05
70	4.38	17.5	4.46E+01	1.15E+00	1.71E+01	2.30E-01	3.81E+00	1.36E-02
80	4.38	17.5	1.10E+03	5.61E+01	5.02E+02	1.52E+01	1.49E+02	1.54E+00
90	4.38	17.5	1.12E+04	9.45E+02	5.84E+03	3.20E+02	2.12E+03	4.75E+01
100	4.38	17.5	6.35E+04	7.87E+03	3.67E+04	3.15E+03	1.56E+04	6.28E+02
110	4.38	17.5	2.42E+05	4.04E+04	1.51E+05	1.84E+04	7.27E+04	4.61E+03

たわみ渦励振に対する照査

：発現風速の照査でOK　　：発現振幅（100gal）の照査でOK　　：累積損傷度照査でOUT

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	発現振幅hc（片振幅）に対する応力度σ (N/mm²)						疲労寿命回数N（回）						累積損傷度D					
			高度35＜z≦40		25＜z≦30		15＜z≦20		高度35＜z≦40		25＜z≦30		15＜z≦20		高度35＜z≦40		25＜z≦30		15＜z≦20	
			Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.38	17.5	374	249	374	187	312	125	2.44E+03	8.25E+03	2.44E+03	1.95E+04	4.22E+03	6.60E+04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	4.38	17.5	272	181	272	136	227	91	6.35E+03	2.14E+04	6.35E+03	5.08E+04	1.10E+04	1.71E+05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	4.38	17.5	205	137	205	103	171	68	1.48E+04	4.99E+04	1.48E+04	1.18E+05	2.55E+04	3.99E+05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
80	4.38	17.5	159	106	159	80	133	53	3.18E+04	1.07E+05	3.18E+04	2.54E+05	5.49E+04	8.58E+05	0.03	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
90	4.38	17.5	126	84	126	63	105	42	6.45E+04	2.18E+05	6.45E+04	5.16E+05	1.11E+05	1.74E+06	0.17	0.00	0.09	0.00	0.02	0.00
100	4.38	17.5	101	67	101	50	84	34	1.25E+05	4.21E+05	1.25E+05	9.99E+05	2.16E+05	3.37E+06	0.51	0.02	0.29	0.00	0.07	0.00
110	4.38	17.5	82	55	82	41	68	27	2.33E+05	7.85E+05	2.33E+05	1.86E+06	4.02E+05	6.28E+06	1.04	0.05	0.65	0.01	0.18	0.00

＊検討対象としたいずれの高度条件でも、粗度区分ⅢおよびⅣでは、推定式よりたわみ渦励振が生じないと推定されたため、照査不要となった。

付表-3.5　渦励振時の疲労に対する照査結果（下フランジ位置、B=17.5m、B/d=4.0、ねじれ）

鋼少数主げた橋(B=17.5m, B/d=4.0)

ねじれ渦励振に対する照査

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	渦励振の発現回数nv（回）					
			高度35<z≦40 (m)		25<z≦30 (m)		15<z≦20 (m)	
			粗度区分 I	II	I	II	I	II
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.38	17.5	3.52E+01	7.89E-01	1.30E+01	1.49E-01	2.74E+00	7.94E-03
60	4.38	17.5	2.79E+03	1.60E+02	1.32E+03	4.58E+01	4.10E+02	5.04E+00
70	4.38	17.5	4.78E+04	5.09E+03	2.66E+04	1.90E+03	1.06E+04	3.38E+02
80	4.38	17.5	3.38E+05	5.54E+04	2.10E+05	2.50E+04	1.00E+05	6.19E+03
90	4.38	17.5	1.38E+06	3.09E+05	9.32E+05	1.61E+05	5.05E+05	5.07E+04
100	4.38	17.5	3.92E+06	1.12E+06	2.82E+06	6.43E+05	1.69E+06	2.44E+05
110	4.38	17.5	8.72E+06	2.98E+06	6.58E+06	1.86E+06	4.24E+06	8.14E+05

ねじれ渦励振に対する照査

：発現風速の照査でOK　　：発現振幅（100gal）の照査でOK　　：累積損傷度照査でOUT

支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	発現振幅θc（片振幅）に対する応力度σ (N/mm²)						疲労寿命回数N（回）						累積損傷度D					
			高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20		高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20		高度35<z≦40		25<z≦30		15<z≦20	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
			Iu=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	4.38	17.5	398	159	319	80	239	0	2.03E+03	3.17E+04	3.96E+03	2.54E+05	9.39E+03	-	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	-
60	4.38	17.5	290	116	232	58	174	0	5.26E+03	8.24E+04	1.03E+04	6.59E+05	2.44E+04	-	0.53	0.00	0.13	0.00	0.02	-
70	4.38	17.5	219	87	175	44	131	0	1.23E+04	1.92E+05	2.39E+04	1.53E+06	5.68E+04	-	3.90	0.03	1.11	0.00	0.19	-
80	4.38	17.5	169	68	135	34	102	0	2.64E+04	4.13E+05	5.15E+04	3.30E+06	1.22E+05	-	12.82	0.13	4.08	0.01	0.82	-
90	4.38	17.5	134	53	107	27	80	0	5.35E+04	8.37E+05	1.04E+05	6.69E+06	2.48E+05	-	25.78	0.37	8.92	0.02	2.04	-
100	4.38	17.5	107	43	86	21	64	0	1.04E+05	1.62E+06	2.02E+05	1.30E+07	4.80E+05	-	37.90	0.69	13.95	0.05	3.51	-
110	4.38	17.5	87	35	70	17	52	0	1.93E+05	3.02E+06	3.77E+05	2.41E+07	8.94E+05	-	45.20	0.99	17.46	0.08	4.74	-

＊検討対象としたいずれの高度条件でも、粗度区分IIIおよびIVでは、推定式よりねじれ渦励振が生じないと推定されたため、照査不要となった。

付表-3.6(a)　疲労照査結果（100gal 相当で照査の場合）

鋼少数主げた橋(B=7.9m、B/d=2.0)の場合

支間長 (m)	累積損傷度D											
	粗度区分Ⅰ						粗度区分Ⅱ					
	高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m		高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m	
	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ
50	3.03	0.26	1.20	0.08	0.58	0.01	0.19	0.00	0.04	0.00	0.01	0.00
60	8.83	1.78	3.94	0.63	2.30	0.15	0.86	0.03	0.25	0.00	0.09	0.00
70	13.79	4.90	6.65	1.93	4.38	0.54	1.82	0.14	0.59	0.02	0.27	0.00
80	15.30	8.07	7.79	3.44	5.58	1.09	2.48	0.31	0.89	0.06	0.47	0.00
90	13.90	9.80	7.36	4.41	5.61	1.52	2.62	0.47	1.00	0.09	0.60	0.01
100	11.18	9.82	6.10	4.60	4.87	1.69	2.36	0.55	0.95	0.11	0.62	0.01
110	8.33	8.69	4.65	4.20	3.85	1.63	1.92	0.55	0.80	0.12	0.56	0.01
疲労照査*1	該当なし		該当なし		～50m		～60m		～80m		～110m	

鋼少数主げた橋(B=11.2m、B/d=2.5)の場合

支間長 (m)	累積損傷度D											
	粗度区分Ⅰ						粗度区分Ⅱ					
	高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m		高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m	
	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ
50	0.05	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	0.73	0.65	0.25	0.19	0.10	0.03	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
70	3.10	3.65	1.21	1.24	0.58	0.28	0.19	0.06	0.04	0.01	0.01	0.00
80	6.95	9.90	2.99	3.73	1.64	0.98	0.59	0.24	0.16	0.03	0.05	0.00
90	10.57	17.31	4.86	7.03	2.97	2.07	1.16	0.56	0.35	0.09	0.14	0.00
100	12.57	22.89	6.08	9.84	4.03	3.17	1.68	0.92	0.55	0.17	0.25	0.01
110	12.71	25.13	6.40	11.29	4.51	3.89	1.97	1.20	0.69	0.23	0.36	0.01
疲労照査*1	～60m		～60m		～70m		～80m		～110m		～110m	

鋼少数主げた橋(B=17.5m、B/d=4.0)の場合

支間長 (m)	累積損傷度D											
	粗度区分Ⅰ						粗度区分Ⅱ					
	高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m		高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m	
	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ
50	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	0.00	0.53	0.00	0.13	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.00	3.90	0.00	1.11	0.00	0.19	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
80	0.03	12.82	0.02	4.08	0.00	0.82	0.00	0.13	0.00	0.01	0.00	0.00
90	0.17	25.78	0.09	8.92	0.02	2.04	0.00	0.37	0.00	0.02	0.00	0.00
100	0.51	37.90	0.29	13.95	0.07	3.51	0.02	0.69	0.00	0.05	0.00	0.00
110	1.04	45.20	0.65	17.46	0.18	4.74	0.05	0.99	0.01	0.08	0.00	0.00
疲労照査*1	～60m		～60m		～80m		～110m		～110m		～110m	

：発現風速の照査でOK　　：発現振幅（100gal相当）の照査でOK*2

：D≧1（疲労照査でOUT）

＊1：疲労照査を満足する支間長（m）

＊2：青枠部分については、渦励振の発現振幅の照査を満足するが、大部分の支間長で発散振動の照査が厳しくなり、照査 OUT となる。

付表-3.6(b)　疲労照査結果（0.25m/s 相当で照査の場合）

鋼少数主げた橋(B=7.9m、B/d=2.0)の場合

支間長 (m)	累積損傷度D											
	粗度区分Ⅰ						粗度区分Ⅱ					
	高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m		高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m	
	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ
50	3.03	0.26	1.20	0.08	0.58	0.01	0.19	0.00	0.04	0.00	0.01	0.00
60	8.83	1.78	3.94	0.63	2.30	0.15	0.86	0.03	0.25	0.00	0.09	0.00
70	13.79	4.90	6.65	1.93	4.38	0.54	1.82	0.14	0.59	0.02	0.27	0.00
80	15.30	8.07	7.79	3.44	5.58	1.09	2.48	0.31	0.89	0.06	0.47	0.00
90	13.90	9.80	7.36	4.41	5.61	1.52	2.62	0.47	1.00	0.09	0.60	0.01
100	11.18	9.82	6.10	4.60	4.87	1.69	2.36	0.55	0.95	0.11	0.62	0.01
110	8.33	8.69	4.65	4.20	3.85	1.63	1.92	0.55	0.80	0.12	0.56	0.01
疲労照査*1	該当なし		該当なし		～50m		～60m		～80m		～110m	

鋼少数主げた橋(B=11.2m、B/d=2.5)の場合

支間長 (m)	累積損傷度D											
	粗度区分Ⅰ						粗度区分Ⅱ					
	高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m		高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m	
	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ
50	0.05	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	0.73	0.65	0.25	0.19	0.10	0.03	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
70	3.10	3.65	1.21	1.24	0.58	0.28	0.19	0.06	0.04	0.01	0.01	0.00
80	6.95	9.90	2.99	3.73	1.64	0.98	0.59	0.24	0.16	0.03	0.05	0.00
90	10.57	17.31	4.86	7.03	2.97	2.07	1.16	0.56	0.35	0.09	0.14	0.00
100	12.57	22.89	6.08	9.84	4.03	3.17	1.68	0.92	0.55	0.17	0.25	0.01
110	12.71	25.13	6.40	11.29	4.51	3.89	1.97	1.20	0.69	0.23	0.36	0.01
疲労照査*1	～60m		～60m		～70m		～80m		～110m		～110m	

鋼少数主げた橋(B=17.5m、B/d=4.0)の場合

支間長 (m)	累積損傷度D											
	粗度区分Ⅰ						粗度区分Ⅱ					
	高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m		高度35<z≦40m		高度25<z≦30m		高度15<z≦20m	
	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ
50	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	0.00	0.53	0.00	0.13	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.00	3.90	0.00	1.11	0.00	0.19	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
80	0.03	12.82	0.02	4.08	0.00	0.82	0.00	0.13	0.00	0.01	0.00	0.00
90	0.17	25.78	0.09	8.92	0.02	2.04	0.00	0.37	0.00	0.02	0.00	0.00
100	0.51	37.90	0.29	13.95	0.07	3.51	0.02	0.69	0.00	0.05	0.00	0.00
110	1.04	45.20	0.65	17.46	0.18	4.74	0.05	0.99	0.01	0.08	0.00	0.00
疲労照査*1	～60m		～60m		～80m		～110m		～110m		～110m	

：発現風速の照査でOK　　：発現振幅(0.25m/s相当)の照査でOK*2

：D≧1(疲労照査でOUT)

＊1：疲労照査を満足する支間長（m）

＊2：緑枠部分については、渦励振の発現振幅の照査を満足するが、大部分の支間長で発散振動の照査が厳しくなり、照査 OUT となる。

【補足資料－3　参考文献】

1)　山田，台原，上島，澤田，枝元，篠原：少数主桁橋梁の耐風性，橋梁と基礎，Vol.36，No.2，pp.37-42，2002.2.

2)　日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.4.

補足資料－4　鋼箱げた橋における渦励振に対する使用性の検討

1. 検討内容

鋼箱げた橋（幅員 10m および 16m）を対象に、渦励振の許容振幅を加速度 100gal 相当の振幅とした場合と耐風便覧に示される速度 0.25m/s 相当の振幅とした場合の使用性の照査を行った。

2. 検討ケース

付表-4.1 に検討ケースを示す。表中のパラメータについては以下のとおり設定した。

(1) けた高 d（m）

連続非合成箱げた、連続鋼床版箱げた橋の建設実績（支間長－けた高の関係）を参考に、$d=L/28$（m）とした。

(2) 質量

たわみ渦励振の発現振幅 h_c（m）を求める際のパラメータとなる質量は次のとおりとした。

①耐風便覧により、

無次元質量 $m_r=m/(\rho B^2)=200/(B/d)$

②鋼箱げた橋の建設実績を参考に、

単位長さ当たり質量 $m=5LB$（kg/m）

(3) 無次元極慣性モーメント

ねじれ渦励振の発現振幅を求めるパラメータとなる無次元極慣性モーメント I_{pr} は、以下のとおり無次元質量 m_r に 0.09 を乗じた値とした。

極慣性モーメント I_p は、近似的に次式で求めることができる。

$I_p=(0.3B)^2 \cdot m$

これより、無次元極慣性モーメント I_{pr} は、次式で表される。

$$I_{pr} \equiv \frac{I_p}{\rho B^4} = \frac{(0.3B)^2 \cdot m}{\rho B^4} = \frac{0.09m}{\rho B^2}$$

また、無次元質量 m_r は次式で表される。

$$m_r = \frac{m}{\rho B^2}$$

よって、

$I_{pr}=0.09m_r$

となり、無次元極慣性モーメント I_{pr} は、無次元質量 m_r に 0.09 を乗じた値となる。

(4) 構造減衰 δ

構造減衰 δ は、以下のとおりとした。

①ゴム支承を用いた場合　$\delta = 0.35/\sqrt{L}$

②鋼製支承を用いた場合　$\delta = 0.75/\sqrt{L}$

(5) 振動数比 f_θ / f_h

耐風便覧に示される閉断面箱げた断面の振動数比を適用し、以下のとおりとした。

$f_\theta / f_h = 3.0$（f_θ：ねじれ振動数（Hz）、f_h：たわみ振動数（Hz）、$f_h = 100/L$（Hz））

(6) たわみおよびねじれの振幅換算係数 β_h および β_θ

耐風便覧において、箱げたの断面形状に関する補正係数を β_{ds} とすると、鋼箱げた橋のたわみおよびねじれの振幅換算係数 β_h および β_θ は、それぞれ次式で表される。

たわみ：$\beta_h = 0.05\,\beta_{ds}$

ねじれ：$\beta_\theta = 13.2\,\beta_{ds}$

耐風便覧によれば、β_{ds} は、ブラケット長が有効高 d の 1/4 以下でウェブが垂直な場合には 2，六角形断面の場合およびブラケットが有効高 d の 1/4 より長いかウェブが斜めの場合には 1。ここでは、$\beta_{ds} = 1$ とした。

これより渦励振の発現振幅を求める際の振幅換算係数は、以下のとおりとした。

たわみ：$\beta_h = 0.05$

ねじれ：$\beta_\theta = 13.2$

付表-4.1　検討ケース

検討ケース	けた高 d（m）	質量	構造減衰 δ	振動数比 f_θ / f_h	振幅換算係数	
					たわみ β_h	ねじれ β_θ
ケース 1	$L/28$（m）（L：支間長（m））	無次元質量 $m_r = 200/(B/d)$	$0.35/\sqrt{L}$（L：支間長（m））	3.0	0.05	13.2
ケース 2			$0.75/\sqrt{L}$			
ケース 3		単位長さ当たり質量 $m = 5LB$（kg/m）	$0.35/\sqrt{L}$			
ケース 4			$0.75/\sqrt{L}$			

3. 照査結果

付表-4.2～付表-4.9 に照査結果を示す。

渦励振の許容振幅を加速度 100gal 相当の振幅とした場合、耐風便覧における許容値（0.25m/s 相当の値）と比較して、使用性照査を満足しない支間長が見られる。また、ゴム支承を使用した場合の方が、鋼製支承を使用した場合と比較して、使用性照査を満足しない支間長が多く見られる。

付表-4.2　鋼箱げた橋の渦励振に対する使用性照査結果（幅員 10m、ケース 1）

鋼箱げた橋(B=10m)

ケース1：桁高d=L/28（m）、mr=200/（B/d）（耐風便覧による）、δ=0.35/√L、fθ=3.0fh、βh=0.05、βθ=13.2

：渦励振発現風速の照査でOUT

：100galおよび0.25m/sの照査でOUT
：100galの照査でOUT
：0.25m/sの照査でOUT
：渦励振発現風速の照査でOK

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元							たわみ渦励振発現風速に対する照査							たわみ渦励振発現振幅に対する照査										
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元質量mr	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$（m/s）						たわみ渦励振の許容振幅		β_h	桁幅B (m)	たわみ渦励振の発現振幅hc					
								高度35＜z≦40(m)		25＜z≦30		15＜z≦20		加速度100gal ha=0.025/f_h^2 (m)	速度0.25m/s ha=0.04/f_h (m)			高度35＜z≦40（m）		25＜z≦30（m）		15＜z≦20（m）	
								粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ					粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
																		I_U=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	1.8	10	5.6	35.7	0.049	2.000	40.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.006	0.020	0.050	10	0.033	0.020	0.033	0.013	0.026	0.000
60	2.1	10	4.7	42.9	0.045	1.667	33.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.009	0.024	0.050	10	0.043	0.022	0.036	0.014	0.029	0.007
70	2.5	10	4.0	50.0	0.042	1.429	28.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.028	0.050	10	0.047	0.031	0.047	0.023	0.039	0.016
80	2.9	10	3.5	57.1	0.039	1.250	25.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.032	0.050	10	0.050	0.033	0.050	0.025	0.042	0.017
90	3.2	10	3.1	64.3	0.037	1.111	22.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.036	0.050	10	0.053	0.035	0.053	0.026	0.044	0.018
100	3.6	10	2.8	71.4	0.035	1.000	20.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.025	0.040	0.050	10	0.065	0.046	0.056	0.037	0.056	0.037
110	3.9	10	2.5	78.6	0.033	0.909	18.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.030	0.044	0.050	10	0.068	0.049	0.058	0.039	0.058	0.039
120	4.3	10	2.3	85.7	0.032	0.833	16.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.036	0.048	0.050	10	0.071	0.051	0.061	0.041	0.061	0.041
130	4.6	10	2.2	92.9	0.031	0.769	15.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.042	0.052	0.050	10	0.074	0.053	0.064	0.042	0.064	0.042
140	5.0	10	2.0	100.0	0.030	0.714	14.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.049	0.056	0.050	10	0.077	0.055	0.066	0.044	0.066	0.044
150	5.4	10	1.9	107.1	0.029	0.667	13.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.056	0.060	0.050	10	0.080	0.057	0.068	0.045	0.068	0.045
160	5.7	10	1.8	114.3	0.028	0.625	12.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.064	0.064	0.050	10	0.082	0.059	0.070	0.047	0.070	0.047
170	6.1	10	1.6	121.4	0.027	0.588	11.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.072	0.068	0.050	10	0.085	0.061	0.073	0.048	0.073	0.048
180	6.4	10	1.6	128.6	0.026	0.556	11.1	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.072	0.050	10	0.087	0.062	0.075	0.050	0.075	0.050
190	6.8	10	1.5	135.7	0.025	0.526	10.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.090	0.076	0.050	10	0.090	0.064	0.077	0.051	0.077	0.051
200	7.1	10	1.4	142.9	0.025	0.500	10.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.100	0.080	0.050	10	0.092	0.066	0.079	0.053	0.079	0.053

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元							ねじれ渦励振発現風速に対する照査							ねじれ渦励振発現振幅に対する照査										
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元極慣性 Ipr	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$（m/s）						ねじれ渦励振の許容振幅		β_θ	桁幅B (m)	ねじれ渦励振の発現振幅θc					
								高度35＜z≦40(m)		25＜z≦30		15＜z≦20		加速度100gal $\theta a=1.45/b\cdot f_\theta^2$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/b\cdot f_\theta$ (°)			高度35＜z≦40（m）		25＜z≦30（m）		15＜z≦20（m）	
								粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ					粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
																		I_U=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	1.8	10	5.6	3.2	0.049	6.000	79.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.008	0.076	13.200	10	0.246	0.000	0.184	0.000	0.061	0.000
60	2.1	10	4.7	3.9	0.045	5.000	66.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.091	13.200	10	0.388	0.097	0.291	0.000	0.194	0.000
70	2.5	10	4.0	4.5	0.042	4.286	57.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.106	13.200	10	0.712	0.285	0.570	0.142	0.427	0.000
80	2.9	10	3.5	5.1	0.039	3.750	49.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.021	0.122	13.200	10	0.994	0.398	0.796	0.199	0.597	0.000
90	3.2	10	3.1	5.8	0.037	3.333	52.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.026	0.137	13.200	10	1.335	0.534	1.068	0.267	0.801	0.000
100	3.6	10	2.8	6.4	0.035	3.000	52.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.032	0.152	13.200	10	2.085	1.042	1.737	0.695	1.390	0.347
110	3.9	10	2.5	7.1	0.033	2.727	52.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.039	0.167	13.200	10	2.645	1.323	2.205	0.882	1.764	0.441
120	4.3	10	2.3	7.7	0.032	2.500	51.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.046	0.182	13.200	10	3.288	1.644	2.740	1.096	2.192	0.548
130	4.6	10	2.2	8.4	0.031	2.308	50.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.054	0.198	13.200	10	4.017	2.008	3.347	1.339	2.678	0.669
140	5.0	10	2.0	9.0	0.030	2.143	48.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.063	0.213	13.200	10	4.834	2.417	4.029	1.611	3.223	0.806
150	5.4	10	1.9	9.6	0.029	2.000	46.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.073	0.228	13.200	10	5.744	2.872	4.787	1.915	3.830	0.957
160	5.7	10	1.8	10.3	0.028	1.875	45.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.082	0.243	13.200	10	6.750	3.375	5.625	2.250	4.500	1.125
170	6.1	10	1.6	10.9	0.027	1.765	43.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.093	0.258	13.200	10	7.855	3.927	6.546	2.618	5.237	1.309
180	6.4	10	1.6	11.6	0.026	1.667	42.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.104	0.274	13.200	10	9.061	4.531	7.551	3.020	6.041	1.510
190	6.8	10	1.5	12.2	0.025	1.579	40.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.116	0.289	13.200	10	10.373	5.186	8.644	3.458	6.915	1.729
200	7.1	10	1.4	12.9	0.025	1.500	39.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.129	0.304	13.200	10	11.792	5.896	9.827	3.931	7.861	1.965

付表-4.3　鋼箱げた橋の渦励振に対する使用性照査結果（幅員 16m、ケース 1）

鋼箱げた橋(B=16m)

ケース1：桁高d=L/28（m）、mr=200/（B/d）（耐風便覧による）、δ=0.35/√L、fθ=3.0fh、βh=0.05、βθ=13.2

：渦励振発現風速の照査でOUT

：100galおよび0.25m/sの照査でOUT
：100galの照査でOUT
：0.25m/sの照査でOUT
：渦励振発現風速の照査でOK

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元							たわみ渦励振発現風速に対する照査							たわみ渦励振の許容振幅			桁幅B	たわみ渦励振の発現振幅hc					
支間長L	桁高d	桁幅B	B/d	無次元質量mr	構造減衰δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$（m/s）						加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$	β_h		高度35<z≦40（m）		25<z≦30（m）		15<z≦20（m）	
								高度35<z≦40(m)		25<z≦30		15<z≦20											
(m)	(m)	(m)						粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	(m)	(m)		(m)	粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
																		I_u=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	1.8	16	9.0	22.3	0.049	2.000	64.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.006	0.020	0.050	16	0.042	0.011	0.032	0.000	0.021	0.000
60	2.1	16	7.5	26.8	0.045	1.667	53.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.009	0.024	0.050	16	0.058	0.012	0.046	0.000	0.035	0.000
70	2.5	16	6.4	31.3	0.042	1.429	45.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.028	0.050	16	0.062	0.025	0.050	0.012	0.037	0.000
80	2.9	16	5.6	35.7	0.039	1.250	40.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.032	0.050	16	0.066	0.040	0.066	0.027	0.053	0.000
90	3.2	16	5.0	40.2	0.037	1.111	35.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.036	0.050	16	0.085	0.042	0.070	0.028	0.056	0.014
100	3.6	16	4.5	44.6	0.035	1.000	32.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.025	0.040	0.050	16	0.089	0.045	0.074	0.030	0.059	0.015
110	3.9	16	4.1	49.1	0.033	0.909	29.1	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.030	0.044	0.050	16	0.093	0.047	0.078	0.031	0.062	0.016
120	4.3	16	3.7	53.6	0.032	0.833	26.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.036	0.048	0.050	16	0.098	0.065	0.098	0.049	0.081	0.033
130	4.6	16	3.4	58.0	0.031	0.769	24.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.042	0.052	0.050	16	0.102	0.068	0.102	0.051	0.085	0.034
140	5.0	16	3.2	62.5	0.030	0.714	22.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.049	0.056	0.050	16	0.105	0.070	0.105	0.053	0.088	0.035
150	5.4	16	3.0	67.0	0.029	0.667	21.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.056	0.060	0.050	16	0.127	0.091	0.109	0.073	0.109	0.073
160	5.7	16	2.8	71.4	0.028	0.625	20.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.064	0.064	0.050	16	0.132	0.094	0.113	0.075	0.113	0.075
170	6.1	16	2.6	75.9	0.027	0.588	18.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.072	0.068	0.050	16	0.136	0.097	0.116	0.077	0.116	0.077
180	6.4	16	2.5	80.4	0.026	0.556	17.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.072	0.050	16	0.140	0.100	0.120	0.080	0.120	0.080
190	6.8	16	2.4	84.8	0.025	0.526	16.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.090	0.076	0.050	16	0.143	0.102	0.123	0.082	0.123	0.082
200	7.1	16	2.2	89.3	0.025	0.500	16.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.100	0.080	0.050	16	0.147	0.105	0.126	0.084	0.126	0.084

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元							ねじれ渦励振発現風速に対する照査							ねじれ渦励振の許容振幅			桁幅B	ねじれ渦励振の発現振幅θc					
支間長L	桁高d	桁幅B	B/d	無次元極慣性Ipr	構造減衰δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rv\theta}=U_d$（m/s）						加速度100gal $\theta a=1.45/b\cdot f_\theta^2$	速度0.25m/s $\theta a=2.28/b\cdot f_\theta$	β_θ		高度35<z≦40（m）		25<z≦30（m）		15<z≦20（m）	
								高度35<z≦40(m)		25<z≦30		15<z≦20											
(m)	(m)	(m)						粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	(°)	(°)		(m)	粗度区分Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ
																		I_u=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	1.8	16	9.0	2.0	0.049	6.000	127.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.005	0.048	13.200	16	0.048	0.000	0.024	0.000	0.000	0.000
60	2.1	16	7.5	2.4	0.045	5.000	106.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.007	0.057	13.200	16	0.114	0.000	0.038	0.000	0.000	0.000
70	2.5	16	6.4	2.8	0.042	4.286	91.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.010	0.067	13.200	16	0.167	0.000	0.111	0.000	0.056	0.000
80	2.9	16	5.6	3.2	0.039	3.750	79.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.013	0.076	13.200	16	0.311	0.000	0.233	0.000	0.078	0.000
90	3.2	16	5.0	3.6	0.037	3.333	70.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.086	13.200	16	0.417	0.104	0.313	0.000	0.209	0.000
100	3.6	16	4.5	4.0	0.035	3.000	63.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.095	13.200	16	0.543	0.136	0.407	0.000	0.271	0.000
110	3.9	16	4.1	4.4	0.033	2.727	58.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.024	0.105	13.200	16	0.689	0.172	0.517	0.000	0.344	0.000
120	4.3	16	3.7	4.8	0.032	2.500	53.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.029	0.114	13.200	16	1.070	0.428	0.856	0.214	0.642	0.000
130	4.6	16	3.4	5.2	0.031	2.308	50.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.034	0.124	13.200	16	1.308	0.523	1.046	0.262	0.785	0.000
140	5.0	16	3.2	5.6	0.030	2.143	52.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.039	0.133	13.200	16	1.574	0.629	1.259	0.315	0.944	0.000
150	5.4	16	3.0	6.0	0.029	2.000	52.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.045	0.143	13.200	16	2.244	1.122	1.870	0.748	1.496	0.374
160	5.7	16	2.8	6.4	0.028	1.875	52.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.052	0.152	13.200	16	2.637	1.318	2.197	0.879	1.758	0.439
170	6.1	16	2.6	6.8	0.027	1.765	52.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.058	0.162	13.200	16	3.068	1.534	2.557	1.023	2.046	0.511
180	6.4	16	2.5	7.2	0.026	1.667	52.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.065	0.171	13.200	16	3.540	1.770	2.950	1.180	2.360	0.590
190	6.8	16	2.4	7.6	0.025	1.579	51.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.073	0.181	13.200	16	4.052	2.026	3.377	1.351	2.701	0.675
200	7.1	16	2.2	8.0	0.025	1.500	50.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.190	13.200	16	4.606	2.303	3.839	1.535	3.071	0.768

付表-4.4　鋼箱げた橋の渦励振に対する使用性照査結果（幅員 10m、ケース 2）

鋼箱げた橋(B=10m)

ケース2：桁高d=L/28（m）、mr=200/（B/d）（耐風便覧による）、δ=0.75/√L、fθ=3.0fh、βh=0.05、βθ=13.2

：渦励振発現風速の照査でOUT

：100galおよび0.25m/sの照査でOUT
：100galの照査でOUT
：0.25m/sの照査でOUT
：渦励振発現風速の照査でOK

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元							たわみ渦励振発現風速に対する照査						たわみ渦励振発現振幅に対する照査											
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元質量mr	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分		25<z≦30		15<z≦20		たわみ渦励振の許容振幅 加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$ (m)	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$ (m)	β_h	桁幅B (m)	たわみ渦励振の発現振幅hc 高度35<z≦40 (m) 粗度区分		25<z≦30 (m)		15<z≦20 (m)	
								Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ					I_u=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	1.8	10	5.6	35.7	0.106	2.000	40.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.006	0.020	0.050	10	0.015	0.009	0.015	0.006	0.012	0.000
60	2.1	10	4.7	42.9	0.097	1.667	33.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.009	0.024	0.050	10	0.020	0.010	0.017	0.007	0.013	0.003
70	2.5	10	4.0	50.0	0.090	1.429	28.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.028	0.050	10	0.022	0.015	0.022	0.011	0.018	0.007
80	2.9	10	3.5	57.1	0.084	1.250	25.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.032	0.050	10	0.023	0.016	0.023	0.012	0.019	0.008
90	3.2	10	3.1	64.3	0.079	1.111	22.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.036	0.050	10	0.025	0.016	0.025	0.012	0.021	0.008
100	3.6	10	2.8	71.4	0.075	1.000	20.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.025	0.040	0.050	10	0.030	0.022	0.026	0.017	0.026	0.017
110	3.9	10	2.5	78.6	0.072	0.909	18.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.030	0.044	0.050	10	0.032	0.023	0.027	0.018	0.027	0.018
120	4.3	10	2.3	85.7	0.068	0.833	16.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.036	0.048	0.050	10	0.033	0.024	0.028	0.019	0.028	0.019
130	4.6	10	2.2	92.9	0.066	0.769	15.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.042	0.052	0.050	10	0.035	0.025	0.030	0.020	0.030	0.020
140	5.0	10	2.0	100.0	0.063	0.714	14.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.049	0.056	0.050	10	0.036	0.026	0.031	0.021	0.031	0.021
150	5.4	10	1.9	107.1	0.061	0.667	13.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.056	0.060	0.050	10	0.037	0.027	0.032	0.021	0.032	0.021
160	5.7	10	1.8	114.3	0.059	0.625	12.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.064	0.064	0.050	10	0.038	0.027	0.033	0.022	0.033	0.022
170	6.1	10	1.6	121.4	0.058	0.588	11.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.072	0.068	0.050	10	0.040	0.028	0.034	0.023	0.034	0.023
180	6.4	10	1.6	128.6	0.056	0.556	11.1	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.072	0.050	10	0.041	0.029	0.035	0.023	0.035	0.023
190	6.8	10	1.5	135.7	0.054	0.526	10.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.090	0.076	0.050	10	0.042	0.030	0.036	0.024	0.036	0.024
200	7.1	10	1.4	142.9	0.053	0.500	10.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.100	0.080	0.050	10	0.043	0.031	0.037	0.025	0.037	0.025

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元							ねじれ渦励振発現風速に対する照査						ねじれ渦励振発現振幅に対する照査											
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元極慣性 Ipr	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分		25<z≦30		15<z≦20		ねじれ渦励振の許容振幅 加速度100gal $\theta a=1.45/b\cdot f_\theta^2$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/b\cdot f_\theta$ (°)	β_θ	桁幅B (m)	ねじれ渦励振の発現振幅θc 高度35<z≦40 (m) 粗度区分		25<z≦30 (m)		15<z≦20 (m)	
								Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ					I_u=0.12	0.15	0.13	0.16	0.14	0.17
50	1.8	10	5.6	3.2	0.106	6.000	79.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.008	0.076	13.200	10	0.115	0.000	0.086	0.000	0.029	0.000
60	2.1	10	4.7	3.9	0.097	5.000	66.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.091	13.200	10	0.181	0.045	0.136	0.000	0.090	0.000
70	2.5	10	4.0	4.5	0.090	4.286	57.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.106	13.200	10	0.332	0.133	0.266	0.066	0.199	0.000
80	2.9	10	3.5	5.1	0.084	3.750	49.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.021	0.122	13.200	10	0.464	0.186	0.371	0.093	0.278	0.000
90	3.2	10	3.1	5.8	0.079	3.333	52.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.026	0.137	13.200	10	0.623	0.249	0.498	0.125	0.374	0.000
100	3.6	10	2.8	6.4	0.075	3.000	52.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.032	0.152	13.200	10	0.973	0.486	0.811	0.324	0.649	0.162
110	3.9	10	2.5	7.1	0.072	2.727	52.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.039	0.167	13.200	10	1.235	0.617	1.029	0.412	0.823	0.206
120	4.3	10	2.3	7.7	0.068	2.500	51.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.046	0.182	13.200	10	1.535	0.767	1.279	0.512	1.023	0.256
130	4.6	10	2.2	8.4	0.066	2.308	50.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.054	0.198	13.200	10	1.874	0.937	1.562	0.625	1.250	0.312
140	5.0	10	2.0	9.0	0.063	2.143	48.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.063	0.213	13.200	10	2.256	1.128	1.880	0.752	1.504	0.376
150	5.4	10	1.9	9.6	0.061	2.000	46.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.073	0.228	13.200	10	2.681	1.340	2.234	0.894	1.787	0.447
160	5.7	10	1.8	10.3	0.059	1.875	45.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.082	0.243	13.200	10	3.150	1.575	2.625	1.050	2.100	0.525
170	6.1	10	1.6	10.9	0.058	1.765	43.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.093	0.258	13.200	10	3.666	1.833	3.055	1.222	2.444	0.611
180	6.4	10	1.6	11.6	0.056	1.667	42.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.104	0.274	13.200	10	4.229	2.114	3.524	1.410	2.819	0.705
190	6.8	10	1.5	12.2	0.054	1.579	40.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.116	0.289	13.200	10	4.841	2.420	4.034	1.614	3.227	0.807
200	7.1	10	1.4	12.9	0.053	1.500	39.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.129	0.304	13.200	10	5.503	2.751	4.586	1.834	3.669	0.917

付表-4.5　鋼箱げた橋の渦励振に対する使用性照査結果（幅員 16m、ケース 2）

鋼箱げた橋(B=16m)

ケース2：桁高d=L/28（m）、mr=200/（B/d）（耐風便覧による）、δ=0.75/√L、fθ=3.0fh、βh=0.05、βθ=13.2

：渦励振発現風速の照査でOUT

：100gal および0.25m/sの照査でOUT
：100gal の照査でOUT
：0.25m/sの照査でOUT
：渦励振発現風速の照査でOK

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元							たわみ渦励振発現風速に対する照査							たわみ渦励振発現振幅に対する照査											
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元質量mr	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	25<z≦30 Ⅰ	Ⅱ	15<z≦20 Ⅰ	Ⅱ	たわみ渦励振の許容振幅 加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$ (m)	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$ (m)	β_h	桁幅B (m)	たわみ渦励振の発現振幅hc 高度35<z≦40（m） 粗度区分Ⅰ I_u=0.12	Ⅱ 0.15	25<z≦30（m） Ⅰ 0.13	Ⅱ 0.16	15<z≦20（m） Ⅰ 0.14	Ⅱ 0.17
50	1.8	16	9.0	22.3	0.106	2.000	64.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.006	0.020	0.050	16	0.020	0.005	0.015	0.000	0.010	0.000
60	2.1	16	7.5	26.8	0.097	1.667	53.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.009	0.024	0.050	16	0.027	0.005	0.021	0.000	0.016	0.000
70	2.5	16	6.4	31.3	0.090	1.429	45.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.028	0.050	16	0.029	0.012	0.023	0.006	0.017	0.000
80	2.9	16	5.6	35.7	0.084	1.250	40.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.032	0.050	16	0.031	0.019	0.031	0.012	0.025	0.000
90	3.2	16	5.0	40.2	0.079	1.111	35.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.036	0.050	16	0.039	0.020	0.033	0.013	0.026	0.007
100	3.6	16	4.5	44.6	0.075	1.000	32.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.025	0.040	0.050	16	0.042	0.021	0.035	0.014	0.028	0.007
110	3.9	16	4.1	49.1	0.072	0.909	29.1	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.030	0.044	0.050	16	0.044	0.022	0.036	0.015	0.029	0.007
120	4.3	16	3.7	53.6	0.068	0.833	26.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.036	0.048	0.050	16	0.046	0.030	0.046	0.023	0.038	0.015
130	4.6	16	3.4	58.0	0.066	0.769	24.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.042	0.052	0.050	16	0.047	0.032	0.047	0.024	0.040	0.016
140	5.0	16	3.2	62.5	0.063	0.714	22.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.049	0.056	0.050	16	0.049	0.033	0.049	0.025	0.041	0.016
150	5.4	16	3.0	67.0	0.061	0.667	21.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.056	0.060	0.050	16	0.059	0.042	0.051	0.034	0.051	0.034
160	5.7	16	2.8	71.4	0.059	0.625	20.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.064	0.064	0.050	16	0.061	0.044	0.053	0.035	0.053	0.035
170	6.1	16	2.6	75.9	0.058	0.588	18.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.072	0.068	0.050	16	0.063	0.045	0.054	0.036	0.054	0.036
180	6.4	16	2.5	80.4	0.056	0.556	17.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.072	0.050	16	0.065	0.047	0.056	0.037	0.056	0.037
190	6.8	16	2.4	84.8	0.054	0.526	16.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.090	0.076	0.050	16	0.067	0.048	0.057	0.038	0.057	0.038
200	7.1	16	2.2	89.3	0.053	0.500	16.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.100	0.080	0.050	16	0.069	0.049	0.059	0.039	0.059	0.039

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元							ねじれ渦励振発現風速に対する照査							ねじれ渦励振発現振幅に対する照査											
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元極慣性 Ipr	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	25<z≦30 Ⅰ	Ⅱ	15<z≦20 Ⅰ	Ⅱ	ねじれ渦励振の許容振幅 加速度100gal $\theta a=1.45/b\cdot f_\theta^2$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/b\cdot f_\theta$ (°)	β_θ	桁幅B (m)	ねじれ渦励振の発現振幅θc 高度35<z≦40（m） 粗度区分Ⅰ I_u=0.12	Ⅱ 0.15	25<z≦30（m） Ⅰ 0.13	Ⅱ 0.16	15<z≦20（m） Ⅰ 0.14	Ⅱ 0.17
50	1.8	16	9.0	2.0	0.106	6.000	127.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.005	0.048	13.200	16	0.022	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000
60	2.1	16	7.5	2.4	0.097	5.000	106.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.007	0.057	13.200	16	0.053	0.000	0.018	0.000	0.000	0.000
70	2.5	16	6.4	2.8	0.090	4.286	91.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.010	0.067	13.200	16	0.078	0.000	0.052	0.000	0.026	0.000
80	2.9	16	5.6	3.2	0.084	3.750	79.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.013	0.076	13.200	16	0.145	0.000	0.109	0.000	0.036	0.000
90	3.2	16	5.0	3.6	0.079	3.333	70.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.086	13.200	16	0.195	0.049	0.146	0.000	0.097	0.000
100	3.6	16	4.5	4.0	0.075	3.000	63.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.095	13.200	16	0.253	0.063	0.190	0.000	0.127	0.000
110	3.9	16	4.1	4.4	0.072	2.727	58.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.024	0.105	13.200	16	0.321	0.080	0.241	0.000	0.161	0.000
120	4.3	16	3.7	4.8	0.068	2.500	53.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.029	0.114	13.200	16	0.500	0.200	0.400	0.100	0.300	0.000
130	4.6	16	3.4	5.2	0.066	2.308	50.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.034	0.124	13.200	16	0.610	0.244	0.488	0.122	0.366	0.000
140	5.0	16	3.2	5.6	0.063	2.143	52.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.039	0.133	13.200	16	0.734	0.294	0.587	0.147	0.441	0.000
150	5.4	16	3.0	6.0	0.061	2.000	52.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.045	0.143	13.200	16	1.047	0.524	0.873	0.349	0.698	0.175
160	5.7	16	2.8	6.4	0.059	1.875	52.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.052	0.152	13.200	16	1.230	0.615	1.025	0.410	0.820	0.205
170	6.1	16	2.6	6.8	0.058	1.765	52.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.058	0.162	13.200	16	1.432	0.716	1.193	0.477	0.955	0.239
180	6.4	16	2.5	7.2	0.056	1.667	52.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.065	0.171	13.200	16	1.652	0.826	1.377	0.551	1.101	0.275
190	6.8	16	2.4	7.6	0.054	1.579	51.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.073	0.181	13.200	16	1.891	0.945	1.576	0.630	1.261	0.315
200	7.1	16	2.2	8.0	0.053	1.500	50.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.190	13.200	16	2.150	1.075	1.791	0.717	1.433	0.358

付表-4.6　鋼箱げた橋の渦励振に対する使用性照査結果（幅員 10m、ケース 3）

鋼箱げた橋(B=10m)

ケース3：桁高d=L/28（m）、m=5LB（kg/m）（実績に基づく推定）、δ=0.35/√L、fθ=3.0fh、βh=0.05、βθ=13.2

：渦励振発現風速の照査でOUT

：100galおよび0.25m/sの照査でOUT
：100galの照査でOUT
：0.25m/sの照査でOUT
：渦励振発現風速の照査でOK

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元							たわみ渦励振発現風速に対する照査							たわみ渦励振発現振幅に対する照査									
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元質量mr	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分 I	II	25<z≦30 I	II	15<z≦20 I	II	たわみ渦励振の許容振幅 加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$ (m)	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$ (m)	β_h	桁幅B (m)	たわみ渦励振の発現振幅hc 高度35<z≦40 (m) 粗度区分 I I_U=0.12	II 0.15	25<z≦30 (m) I 0.13	II 0.16	15<z≦20 (m) I 0.14	II 0.17
50	1.8	10	5.6	20.3	0.049	2.000	40.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.006	0.020	0.050	10	0.058	0.035	0.058	0.023	0.046	0.000
60	2.1	10	4.7	24.4	0.045	1.667	33.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.009	0.024	0.050	10	0.076	0.038	0.063	0.025	0.051	0.013
70	2.5	10	4.0	28.5	0.042	1.429	28.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.028	0.050	10	0.082	0.055	0.082	0.041	0.068	0.027
80	2.9	10	3.5	32.5	0.039	1.250	25.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.032	0.050	10	0.088	0.058	0.088	0.044	0.073	0.029
90	3.2	10	3.1	36.6	0.037	1.111	22.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.036	0.050	10	0.093	0.062	0.093	0.046	0.077	0.031
100	3.6	10	2.8	40.7	0.035	1.000	20.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.025	0.040	0.050	10	0.114	0.082	0.098	0.065	0.098	0.065
110	3.9	10	2.5	44.7	0.033	0.909	18.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.030	0.044	0.050	10	0.120	0.086	0.103	0.068	0.103	0.068
120	4.3	10	2.3	48.8	0.032	0.833	16.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.036	0.048	0.050	10	0.125	0.089	0.107	0.071	0.107	0.071
130	4.6	10	2.2	52.8	0.031	0.769	15.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.042	0.052	0.050	10	0.130	0.093	0.112	0.074	0.112	0.074
140	5.0	10	2.0	56.9	0.030	0.714	14.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.049	0.056	0.050	10	0.135	0.097	0.116	0.077	0.116	0.077
150	5.4	10	1.9	61.0	0.029	0.667	13.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.056	0.060	0.050	10	0.140	0.100	0.120	0.080	0.120	0.080
160	5.7	10	1.8	65.0	0.028	0.625	12.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.064	0.064	0.050	10	0.144	0.103	0.124	0.083	0.124	0.083
170	6.1	10	1.6	69.1	0.027	0.588	11.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.072	0.068	0.050	10	0.149	0.106	0.128	0.085	0.128	0.085
180	6.4	10	1.6	73.2	0.026	0.556	11.1	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.072	0.050	10	0.153	0.109	0.131	0.088	0.131	0.088
190	6.8	10	1.5	77.2	0.025	0.526	10.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.090	0.076	0.050	10	0.157	0.112	0.135	0.090	0.135	0.090
200	7.1	10	1.4	81.3	0.025	0.500	10.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.100	0.080	0.050	10	0.162	0.115	0.138	0.092	0.138	0.092

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元							ねじれ渦励振発現風速に対する照査							ねじれ渦励振発現振幅に対する照査									
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元極慣性 Ipr	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分 I	II	25<z≦30 I	II	15<z≦20 I	II	ねじれ渦励振の許容振幅 加速度100gal $\theta a=1.45/b\cdot f_\theta^2$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/b\cdot f_\theta$ (°)	β_θ	桁幅B (m)	ねじれ渦励振の発現振幅θc 高度35<z≦40 (m) 粗度区分 I I_U=0.12	II 0.15	25<z≦30 (m) I 0.13	II 0.16	15<z≦20 (m) I 0.14	II 0.17
50	1.8	10	5.6	1.8	0.049	6.000	79.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.008	0.076	13.200	10	0.432	0.000	0.324	0.000	0.108	0.000
60	2.1	10	4.7	2.2	0.045	5.000	66.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.091	13.200	10	0.681	0.170	0.511	0.000	0.340	0.000
70	2.5	10	4.0	2.6	0.042	4.286	57.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.106	13.200	10	1.251	0.501	1.001	0.250	0.751	0.000
80	2.9	10	3.5	2.9	0.039	3.750	49.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.021	0.122	13.200	10	1.747	0.699	1.398	0.349	1.048	0.000
90	3.2	10	3.1	3.3	0.037	3.333	52.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.026	0.137	13.200	10	2.346	0.938	1.876	0.469	1.407	0.000
100	3.6	10	2.8	3.7	0.035	3.000	52.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.032	0.152	13.200	10	3.663	1.831	3.052	1.221	2.442	0.610
110	3.9	10	2.5	4.0	0.033	2.727	52.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.039	0.167	13.200	10	4.648	2.324	3.874	1.549	3.099	0.775
120	4.3	10	2.3	4.4	0.032	2.500	51.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.046	0.182	13.200	10	5.778	2.889	4.815	1.926	3.852	0.963
130	4.6	10	2.2	4.8	0.031	2.308	50.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.054	0.198	13.200	10	7.058	3.529	5.882	2.353	4.705	1.176
140	5.0	10	2.0	5.1	0.030	2.143	48.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.063	0.213	13.200	10	8.495	4.247	7.079	2.832	5.663	1.416
150	5.4	10	1.9	5.5	0.029	2.000	46.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.073	0.228	13.200	10	10.094	5.047	8.411	3.365	6.729	1.682
160	5.7	10	1.8	5.9	0.028	1.875	45.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.082	0.243	13.200	10	11.861	5.930	9.884	3.954	7.907	1.977
170	6.1	10	1.6	6.2	0.027	1.765	43.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.093	0.258	13.200	10	13.802	6.901	11.502	4.601	9.201	2.300
180	6.4	10	1.6	6.6	0.026	1.667	42.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.104	0.274	13.200	10	15.922	7.961	13.268	5.307	10.615	2.654
190	6.8	10	1.5	7.0	0.025	1.579	40.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.116	0.289	13.200	10	18.226	9.113	15.189	6.075	12.151	3.038
200	7.1	10	1.4	7.3	0.025	1.500	39.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.129	0.304	13.200	10	20.720	10.360	17.267	6.907	13.813	3.453

付表-4.7　鋼箱げた橋の渦励振に対する使用性照査結果（幅員 16m、ケース 3）

鋼箱げた橋(B=16m)

ケース3：桁高d=L/28（m）、m=5LB（kg/m）（実績に基づく推定）、δ=0.35/√L、fθ=3.0fh、βh=0.05、βθ=13.2

：渦励振発現風速の照査でOUT

：100gal および0.25m/sの照査でOUT
：100galの照査でOUT
：0.25m/sの照査でOUT
：渦励振発現風速の照査でOK

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元							たわみ渦励振発現風速に対する照査							たわみ渦励振発現振幅に対する照査							
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元質量mr	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分		25<z≦30		15<z≦20		たわみ渦励振の許容振幅 加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$ (m)	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$ (m)	β_h	桁幅B (m)	たわみ渦励振の発現振幅hc 高度35<z≦40（m）		25<z≦30（m）		15<z≦20（m）	
								Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ					粗度区分Ⅰ I_u=0.12	Ⅱ 0.15	Ⅰ 0.13	Ⅱ 0.16	Ⅰ 0.14	Ⅱ 0.17
50	1.8	16	9.0	12.7	0.049	2.000	64.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.006	0.020	0.050	16	0.074	0.018	0.055	0.000	0.037	0.000
60	2.1	16	7.5	15.2	0.045	1.667	53.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.009	0.024	0.050	16	0.101	0.020	0.081	0.000	0.061	0.000
70	2.5	16	6.4	17.8	0.042	1.429	45.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.028	0.050	16	0.109	0.044	0.087	0.022	0.066	0.000
80	2.9	16	5.6	20.3	0.039	1.250	40.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.032	0.050	16	0.117	0.070	0.117	0.047	0.093	0.000
90	3.2	16	5.0	22.9	0.037	1.111	35.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.036	0.050	16	0.149	0.074	0.124	0.050	0.099	0.025
100	3.6	16	4.5	25.4	0.035	1.000	32.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.025	0.040	0.050	16	0.157	0.078	0.131	0.052	0.104	0.026
110	3.9	16	4.1	27.9	0.033	0.909	29.1	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.030	0.044	0.050	16	0.164	0.082	0.137	0.055	0.110	0.027
120	4.3	16	3.7	30.5	0.032	0.833	26.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.036	0.048	0.050	16	0.172	0.114	0.172	0.086	0.143	0.057
130	4.6	16	3.4	33.0	0.031	0.769	24.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.042	0.052	0.050	16	0.179	0.119	0.179	0.089	0.149	0.060
140	5.0	16	3.2	35.6	0.030	0.714	22.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.049	0.056	0.050	16	0.185	0.124	0.185	0.093	0.154	0.062
150	5.4	16	3.0	38.1	0.029	0.667	21.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.056	0.060	0.050	16	0.224	0.160	0.192	0.128	0.192	0.128
160	5.7	16	2.8	40.7	0.028	0.625	20.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.064	0.064	0.050	16	0.231	0.165	0.198	0.132	0.198	0.132
170	6.1	16	2.6	43.2	0.027	0.588	18.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.072	0.068	0.050	16	0.238	0.170	0.204	0.136	0.204	0.136
180	6.4	16	2.5	45.7	0.026	0.556	17.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.072	0.050	16	0.245	0.175	0.210	0.140	0.210	0.140
190	6.8	16	2.4	48.3	0.025	0.526	16.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.090	0.076	0.050	16	0.252	0.180	0.216	0.144	0.216	0.144
200	7.1	16	2.2	50.8	0.025	0.500	16.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.100	0.080	0.050	16	0.258	0.185	0.222	0.148	0.222	0.148

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元							ねじれ渦励振発現風速に対する照査							ねじれ渦励振発現振幅に対する照査							
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元極慣性 Ipr	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rv\theta}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分		25<z≦30		15<z≦20		ねじれ渦励振の許容振幅 加速度100gal $\theta a=1.45/b\cdot f_\theta^2$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/b\cdot f_\theta$ (°)	β_θ	桁幅B (m)	ねじれ渦励振の発現振幅θc 高度35<z≦40（m）		25<z≦30（m）		15<z≦20（m）	
								Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅰ	Ⅱ					粗度区分Ⅰ I_u=0.12	Ⅱ 0.15	Ⅰ 0.13	Ⅱ 0.16	Ⅰ 0.14	Ⅱ 0.17
50	1.8	16	9.0	1.1	0.049	6.000	127.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.005	0.048	13.200	16	0.084	0.000	0.042	0.000	0.000	0.000
60	2.1	16	7.5	1.4	0.045	5.000	106.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.007	0.057	13.200	16	0.199	0.000	0.066	0.000	0.000	0.000
70	2.5	16	6.4	1.6	0.042	4.286	91.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.010	0.067	13.200	16	0.293	0.000	0.196	0.000	0.098	0.000
80	2.9	16	5.6	1.8	0.039	3.750	79.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.013	0.076	13.200	16	0.546	0.000	0.410	0.000	0.137	0.000
90	3.2	16	5.0	2.1	0.037	3.333	70.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.086	13.200	16	0.733	0.183	0.550	0.000	0.366	0.000
100	3.6	16	4.5	2.3	0.035	3.000	63.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.095	13.200	16	0.954	0.238	0.715	0.000	0.477	0.000
110	3.9	16	4.1	2.5	0.033	2.727	58.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.024	0.105	13.200	16	1.211	0.303	0.908	0.000	0.605	0.000
120	4.3	16	3.7	2.7	0.032	2.500	53.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.029	0.114	13.200	16	1.881	0.752	1.505	0.376	1.129	0.000
130	4.6	16	3.4	3.0	0.031	2.308	50.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.034	0.124	13.200	16	2.298	0.919	1.838	0.460	1.379	0.000
140	5.0	16	3.2	3.2	0.030	2.143	52.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.039	0.133	13.200	16	2.765	1.106	2.212	0.553	1.659	0.000
150	5.4	16	3.0	3.4	0.029	2.000	52.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.045	0.143	13.200	16	3.943	1.971	3.286	1.314	2.629	0.657
160	5.7	16	2.8	3.7	0.028	1.875	52.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.052	0.152	13.200	16	4.633	2.317	3.861	1.544	3.089	0.772
170	6.1	16	2.6	3.9	0.027	1.765	52.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.058	0.162	13.200	16	5.391	2.696	4.493	1.797	3.594	0.899
180	6.4	16	2.5	4.1	0.026	1.667	52.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.065	0.171	13.200	16	6.220	3.110	5.183	2.073	4.146	1.037
190	6.8	16	2.4	4.3	0.025	1.579	51.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.073	0.181	13.200	16	7.120	3.560	5.933	2.373	4.746	1.187
200	7.1	16	2.2	4.6	0.025	1.500	50.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.190	13.200	16	8.094	4.047	6.745	2.698	5.396	1.349

付表-4.8　鋼箱げた橋の渦励振に対する使用性照査結果（幅員 10m ケース 4）

鋼箱げた橋(B=10m)

ケース4：桁高d=L/28（m）、m=5LB（kg/m）（実績に基づく推定）、δ=0.75/√L、fθ=3.0fh、βh=0.05、βθ=13.2

：渦励振発現風速の照査でOUT

：100galおよび0.25m/sの照査でOUT
：100galの照査でOUT
：0.25m/sの照査でOUT
：渦励振発現風速の照査でOK

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元							たわみ渦励振発現風速に対する照査							たわみ渦励振発現振幅に対する照査											
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元質量mr	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	25<z≦30 Ⅰ	Ⅱ	15<z≦20 Ⅰ	Ⅱ	たわみ渦励振の許容振幅 加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$ (m)	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$ (m)	β_h	桁幅B (m)	たわみ渦励振の発現振幅hc 高度35<z≦40 (m) 粗度区分Ⅰ I_u=0.12	Ⅱ 0.15	25<z≦30 (m) Ⅰ 0.13	Ⅱ 0.16	15<z≦20 (m) Ⅰ 0.14	Ⅱ 0.17
50	1.8	10	5.6	20.3	0.106	2.000	40.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.006	0.020	0.050	10	0.027	0.016	0.027	0.011	0.022	0.000
60	2.1	10	4.7	24.4	0.097	1.667	33.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.009	0.024	0.050	10	0.035	0.018	0.029	0.012	0.024	0.006
70	2.5	10	4.0	28.5	0.090	1.429	28.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.028	0.050	10	0.038	0.025	0.038	0.019	0.032	0.013
80	2.9	10	3.5	32.5	0.084	1.250	25.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.032	0.050	10	0.041	0.027	0.041	0.020	0.034	0.014
90	3.2	10	3.1	36.6	0.079	1.111	22.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.036	0.050	10	0.043	0.029	0.043	0.022	0.036	0.014
100	3.6	10	2.8	40.7	0.075	1.000	20.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.025	0.040	0.050	10	0.053	0.038	0.046	0.030	0.046	0.030
110	3.9	10	2.5	44.7	0.072	0.909	18.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.030	0.044	0.050	10	0.056	0.040	0.048	0.032	0.048	0.032
120	4.3	10	2.3	48.8	0.068	0.833	16.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.036	0.048	0.050	10	0.058	0.042	0.050	0.033	0.050	0.033
130	4.6	10	2.2	52.8	0.066	0.769	15.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.042	0.052	0.050	10	0.061	0.043	0.052	0.035	0.052	0.035
140	5.0	10	2.0	56.9	0.063	0.714	14.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.049	0.056	0.050	10	0.063	0.045	0.054	0.036	0.054	0.036
150	5.4	10	1.9	61.0	0.061	0.667	13.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.056	0.060	0.050	10	0.065	0.047	0.056	0.037	0.056	0.037
160	5.7	10	1.8	65.0	0.059	0.625	12.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.064	0.064	0.050	10	0.067	0.048	0.058	0.039	0.058	0.039
170	6.1	10	1.6	69.1	0.058	0.588	11.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.072	0.068	0.050	10	0.069	0.050	0.060	0.040	0.060	0.040
180	6.4	10	1.6	73.2	0.056	0.556	11.1	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.072	0.050	10	0.072	0.051	0.061	0.041	0.061	0.041
190	6.8	10	1.5	77.2	0.054	0.526	10.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.090	0.076	0.050	10	0.073	0.052	0.063	0.042	0.063	0.042
200	7.1	10	1.4	81.3	0.053	0.500	10.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.100	0.080	0.050	10	0.075	0.054	0.065	0.043	0.065	0.043

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元							ねじれ渦励振発現風速に対する照査							ねじれ渦励振発現振幅に対する照査											
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元極慣性 Ipr	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	25<z≦30 Ⅰ	Ⅱ	15<z≦20 Ⅰ	Ⅱ	ねじれ渦励振の許容振幅 加速度100gal $\theta a=1.45/b\cdot f_\theta^2$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/b\cdot f_\theta$ (°)	β_θ	桁幅B (m)	ねじれ渦励振の発現振幅θc 高度35<z≦40 (m) 粗度区分Ⅰ I_u=0.12	Ⅱ 0.15	25<z≦30 (m) Ⅰ 0.13	Ⅱ 0.16	15<z≦20 (m) Ⅰ 0.14	Ⅱ 0.17
50	1.8	10	5.6	1.8	0.106	6.000	79.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.008	0.076	13.200	10	0.201	0.000	0.151	0.000	0.050	0.000
60	2.1	10	4.7	2.2	0.097	5.000	66.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.091	13.200	10	0.318	0.079	0.238	0.000	0.159	0.000
70	2.5	10	4.0	2.6	0.090	4.286	57.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.106	13.200	10	0.584	0.234	0.467	0.117	0.350	0.000
80	2.9	10	3.5	2.9	0.084	3.750	49.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.021	0.122	13.200	10	0.815	0.326	0.652	0.163	0.489	0.000
90	3.2	10	3.1	3.3	0.079	3.333	52.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.026	0.137	13.200	10	1.095	0.438	0.876	0.219	0.657	0.000
100	3.6	10	2.8	3.7	0.075	3.000	52.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.032	0.152	13.200	10	1.709	0.855	1.424	0.570	1.140	0.285
110	3.9	10	2.5	4.0	0.072	2.727	52.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.039	0.167	13.200	10	2.169	1.085	1.808	0.723	1.446	0.362
120	4.3	10	2.3	4.4	0.068	2.500	51.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.046	0.182	13.200	10	2.696	1.348	2.247	0.899	1.798	0.449
130	4.6	10	2.2	4.8	0.066	2.308	50.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.054	0.198	13.200	10	3.294	1.647	2.745	1.098	2.196	0.549
140	5.0	10	2.0	5.1	0.063	2.143	48.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.063	0.213	13.200	10	3.964	1.982	3.303	1.321	2.643	0.661
150	5.4	10	1.9	5.5	0.061	2.000	46.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.073	0.228	13.200	10	4.710	2.355	3.925	1.570	3.140	0.785
160	5.7	10	1.8	5.9	0.059	1.875	45.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.082	0.243	13.200	10	5.535	2.768	4.613	1.845	3.690	0.923
170	6.1	10	1.6	6.2	0.058	1.765	43.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.093	0.258	13.200	10	6.441	3.220	5.367	2.147	4.294	1.073
180	6.4	10	1.6	6.6	0.056	1.667	42.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.104	0.274	13.200	10	7.430	3.715	6.192	2.477	4.954	1.238
190	6.8	10	1.5	7.0	0.054	1.579	40.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.116	0.289	13.200	10	8.506	4.253	7.088	2.835	5.670	1.418
200	7.1	10	1.4	7.3	0.053	1.500	39.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.129	0.304	13.200	10	9.669	4.835	8.058	3.223	6.446	1.612

付表-4.9　鋼箱げた橋の渦励振に対する使用性照査結果（幅員 16m、ケース 4）

鋼箱げた橋(B=16m)

ケース4：桁高d=L/28（m）、m=5LB（kg/m）（実績に基づく推定）、δ=0.75/√L、fθ=3.0fh、βh=0.05、βθ=13.2

：渦励振発現風速の照査でOUT

：100gal および0.25m/sの照査でOUT
：100gal の照査でOUT
：0.25m/s の照査でOUT
：渦励振発現風速の照査でOK

たわみ渦励振に対する照査

断面諸元							たわみ渦励振発現風速に対する照査							たわみ渦励振発現振幅に対する照査											
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元質量mr	構造減衰 δ	たわみ振動数 f_h(Hz)	たわみ渦励振発現風速 U_{cvh}(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	25<z≦30 Ⅰ	Ⅱ	15<z≦20 Ⅰ	Ⅱ	たわみ渦励振の許容振幅 加速度100gal $ha=0.025/f_h^2$ (m)	速度0.25m/s $ha=0.04/f_h$ (m)	β_h	桁幅B (m)	たわみ渦励振の発現振幅hc 高度35<z≦40 (m) 粗度区分Ⅰ I_u=0.12	Ⅱ 0.15	25<z≦30 (m) Ⅰ 0.13	Ⅱ 0.16	15<z≦20 (m) Ⅰ 0.14	Ⅱ 0.17
50	1.8	16	9.0	12.7	0.106	2.000	64.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.006	0.020	0.050	16	0.034	0.009	0.026	0.000	0.017	0.000
60	2.1	16	7.5	15.2	0.097	1.667	53.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.009	0.024	0.050	16	0.047	0.009	0.038	0.000	0.028	0.000
70	2.5	16	6.4	17.8	0.090	1.429	45.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.012	0.028	0.050	16	0.051	0.020	0.041	0.010	0.031	0.000
80	2.9	16	5.6	20.3	0.084	1.250	40.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.032	0.050	16	0.054	0.033	0.054	0.022	0.044	0.000
90	3.2	16	5.0	22.9	0.079	1.111	35.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.036	0.050	16	0.069	0.035	0.058	0.023	0.046	0.012
100	3.6	16	4.5	25.4	0.075	1.000	32.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.025	0.040	0.050	16	0.073	0.037	0.061	0.024	0.049	0.012
110	3.9	16	4.1	27.9	0.072	0.909	29.1	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.030	0.044	0.050	16	0.077	0.038	0.064	0.026	0.051	0.013
120	4.3	16	3.7	30.5	0.068	0.833	26.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.036	0.048	0.050	16	0.080	0.053	0.080	0.040	0.067	0.027
130	4.6	16	3.4	33.0	0.066	0.769	24.6	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.042	0.052	0.050	16	0.083	0.056	0.083	0.042	0.069	0.028
140	5.0	16	3.2	35.6	0.063	0.714	22.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.049	0.056	0.050	16	0.086	0.058	0.086	0.043	0.072	0.029
150	5.4	16	3.0	38.1	0.061	0.667	21.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.056	0.060	0.050	16	0.104	0.075	0.090	0.060	0.090	0.060
160	5.7	16	2.8	40.7	0.059	0.625	20.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.064	0.064	0.050	16	0.108	0.077	0.092	0.062	0.092	0.062
170	6.1	16	2.6	43.2	0.058	0.588	18.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.072	0.068	0.050	16	0.111	0.079	0.095	0.064	0.095	0.064
180	6.4	16	2.5	45.7	0.056	0.556	17.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.072	0.050	16	0.114	0.082	0.098	0.065	0.098	0.065
190	6.8	16	2.4	48.3	0.054	0.526	16.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.090	0.076	0.050	16	0.118	0.084	0.101	0.067	0.101	0.067
200	7.1	16	2.2	50.8	0.053	0.500	16.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.100	0.080	0.050	16	0.121	0.086	0.103	0.069	0.103	0.069

ねじれ渦励振に対する照査

断面諸元							ねじれ渦励振発現風速に対する照査							ねじれ渦励振発現振幅に対する照査											
支間長L (m)	桁高d (m)	桁幅B (m)	B/d	無次元極慣性 Ipr	構造減衰 δ	ねじれ振動数 f_θ(Hz)	ねじれ渦励振発現風速 $U_{cv\theta}$(m/s)	照査風速$U_{rvh}=U_d$ (m/s) 高度35<z≦40(m) 粗度区分Ⅰ	Ⅱ	25<z≦30 Ⅰ	Ⅱ	15<z≦20 Ⅰ	Ⅱ	ねじれ渦励振の許容振幅 加速度100gal $\theta a=1.45/b\cdot f_\theta^2$ (°)	速度0.25m/s $\theta a=2.28/b\cdot f_\theta$ (°)	β_θ	桁幅B (m)	ねじれ渦励振の発現振幅θc 高度35<z≦40 (m) 粗度区分Ⅰ I_u=0.12	Ⅱ 0.15	25<z≦30 (m) Ⅰ 0.13	Ⅱ 0.16	15<z≦20 (m) Ⅰ 0.14	Ⅱ 0.17
50	1.8	16	9.0	1.1	0.106	6.000	127.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.005	0.048	13.200	16	0.039	0.000	0.020	0.000	0.000	0.000
60	2.1	16	7.5	1.4	0.097	5.000	106.4	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.007	0.057	13.200	16	0.093	0.000	0.031	0.000	0.000	0.000
70	2.5	16	6.4	1.6	0.090	4.286	91.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.010	0.067	13.200	16	0.137	0.000	0.091	0.000	0.046	0.000
80	2.9	16	5.6	1.8	0.084	3.750	79.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.013	0.076	13.200	16	0.255	0.000	0.191	0.000	0.064	0.000
90	3.2	16	5.0	2.1	0.079	3.333	70.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.016	0.086	13.200	16	0.342	0.086	0.257	0.000	0.171	0.000
100	3.6	16	4.5	2.3	0.075	3.000	63.8	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.020	0.095	13.200	16	0.445	0.111	0.334	0.000	0.223	0.000
110	3.9	16	4.1	2.5	0.072	2.727	58.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.024	0.105	13.200	16	0.565	0.141	0.424	0.000	0.282	0.000
120	4.3	16	3.7	2.7	0.068	2.500	53.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.029	0.114	13.200	16	0.878	0.351	0.702	0.176	0.527	0.000
130	4.6	16	3.4	3.0	0.066	2.308	50.3	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.034	0.124	13.200	16	1.072	0.429	0.858	0.214	0.643	0.000
140	5.0	16	3.2	3.2	0.063	2.143	52.0	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.039	0.133	13.200	16	1.290	0.516	1.032	0.258	0.774	0.000
150	5.4	16	3.0	3.4	0.061	2.000	52.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.045	0.143	13.200	16	1.840	0.920	1.533	0.613	1.227	0.307
160	5.7	16	2.8	3.7	0.059	1.875	52.9	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.052	0.152	13.200	16	2.162	1.081	1.802	0.721	1.441	0.360
170	6.1	16	2.6	3.9	0.058	1.765	52.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.058	0.162	13.200	16	2.516	1.258	2.097	0.839	1.677	0.419
180	6.4	16	2.5	4.1	0.056	1.667	52.2	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.065	0.171	13.200	16	2.902	1.451	2.419	0.967	1.935	0.484
190	6.8	16	2.4	4.3	0.054	1.579	51.5	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.073	0.181	13.200	16	3.323	1.661	2.769	1.108	2.215	0.554
200	7.1	16	2.2	4.6	0.053	1.500	50.7	42.3	37.2	40.8	35.4	38.7	32.7	0.081	0.190	13.200	16	3.777	1.889	3.148	1.259	2.518	0.630

【補足資料－4　参考文献】

1)　日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.7.