

第4章 動的空気力の評価

4.1 はじめに

施工時に鋼管群が自立状態となる鋼管・コンクリート複合構造^{1),2),3)}では、風の作用が架設時の安全性を支配するが、現状では鋼管群が一体として挙動するような構造に対する設計法は見当たらない。このような近接する円柱群では風の作用に対して流れのスイッチングや渦形成の相互干渉などの極めて複雑な現象が想定され、未知な点が多い。

一般に構造物が近接して存在する場合、斜張橋の並列ケーブルや吊橋のハンガーケーブル、送電線などにみられるような円柱二本のみが風向方向に直列配置される場合でもウエイクギャロッピング^{4),5)}等やウエイクフラッターと呼ばれる振動現象が存在する。円柱間隔や振動数によりその振動性状⁶⁾が変化するために、その挙動は十分に解明されていない。

ESDU79025⁷⁾では2～6本程度の円柱群を対象とした相互作用の影響に関するこれまでの研究データ^{8),9)}等が示されている。また、ボイラ及び原子力機器などの熱交管群を対象とした研究^{10),11)}では管群振動や管群による気柱振動などが課題となっている。しかし、いずれの場合も後流側円柱の独立した振動に着目したものであり、円柱群全体の振動現象を研究対象として取り扱った例は見られない。

したがって、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の架設において、鋼管自立期間が数ヶ月に及ぶ場合や強風が予想され、振動の発生が危惧される場合には、現状では施工に際して制振装置の設置が望ましいとされている。

そこで、制振装置の必要性や要求性能などを明確にするとともに、円柱間隔や円柱本数の影響を考慮した合理的に評価した動的照査方法確立することを目的として、3段3列9本、3段4列10本および12本の円柱群の振動性状について、一様流中および乱流中において風洞実験を中心とした検討を行った。

4.2 鋼管・コンクリート複合構造の固有振動特性

検討対象は、実橋で採用される可能性の高い 3 段 3 列 9 本、3 段 4 列 10 本および 12 本の鋼管群である。図 -4.1 に円柱群の配置を示す Type-A が 3 × 3 の 9 本、Type-B が 3 × 4 の 10 本（内部に円柱なし）および Type-C が 3 × 4 の 12 本（内部に円柱あり）である。

鋼管架設時には一体性の確保のために各鋼管を連結することになる。しかし、橋脚完成時にはコンクリートで覆われるので、鋼管群が一体として挙動する範囲で、出来る限り簡易で部材も小さいことが望ましい。その場合、鋼管群は連結されるものの合成断面として高い剛性は期待できないので、振動モードに十分注意を払う必要がある。第 2 章で示した三分力実験では、円柱間隔によっては、水平偏角が 0 ~ 30 度の範囲で揚力係数や空力モーメントが負勾配となる場合があった。そこで、まず骨組みモデルを用いた構造解析により、各鋼管の連結方法と振動モードに関する検討を行った。

4.2.1 解析モデル

表 -4.1 に解析に用いた鋼部材の諸元を、また、図 -4.2 に解析モデルを示す。

対象とした鋼管群は自立時の鋼管長が約 74m、鋼管の直径は 1500mm であり、鋼管厚は高さ方向に 10 ~ 20mm の間で変化している。また、鋼管の基部から高さ 10m までは内部にコンクリートが充填されているので、解析上は合成部材として断面を評価した。

各鋼管は概ね 5m ピッチで水平ブレースまたは横繋ぎ材により連結されている。鋼管の自立高さ、鋼管間隔や本数により鋼管厚や連結部材断面が実際には異なってくるが、解析上はいずれの円柱間隔や円柱本数においても共通の鋼管厚および連結部材を想定した。なお、実設計時に実際の連結部材長を考慮した解析と各鋼管を断面中心間隔で剛結合した場合を比較したところ大きな相違はなかったので、ここでは簡略化のため各鋼管は断面中心間で剛結合することとした。

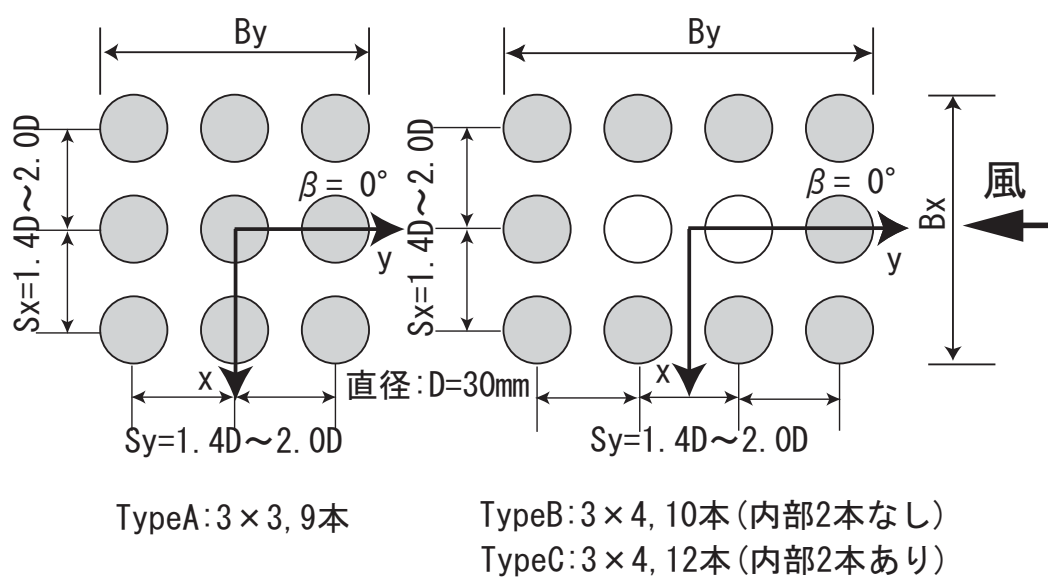


図-4.1 円柱群の配置状態

表-4.1 部材諸元

鋼 管 厚	20mm (0～23m) , 13mm (23～29m) , 10mm (29～74m)
ブ レ ース	L - 75mm × 75mm × 9mm
横 繫 ぎ 材	R - 150mm × 9mm

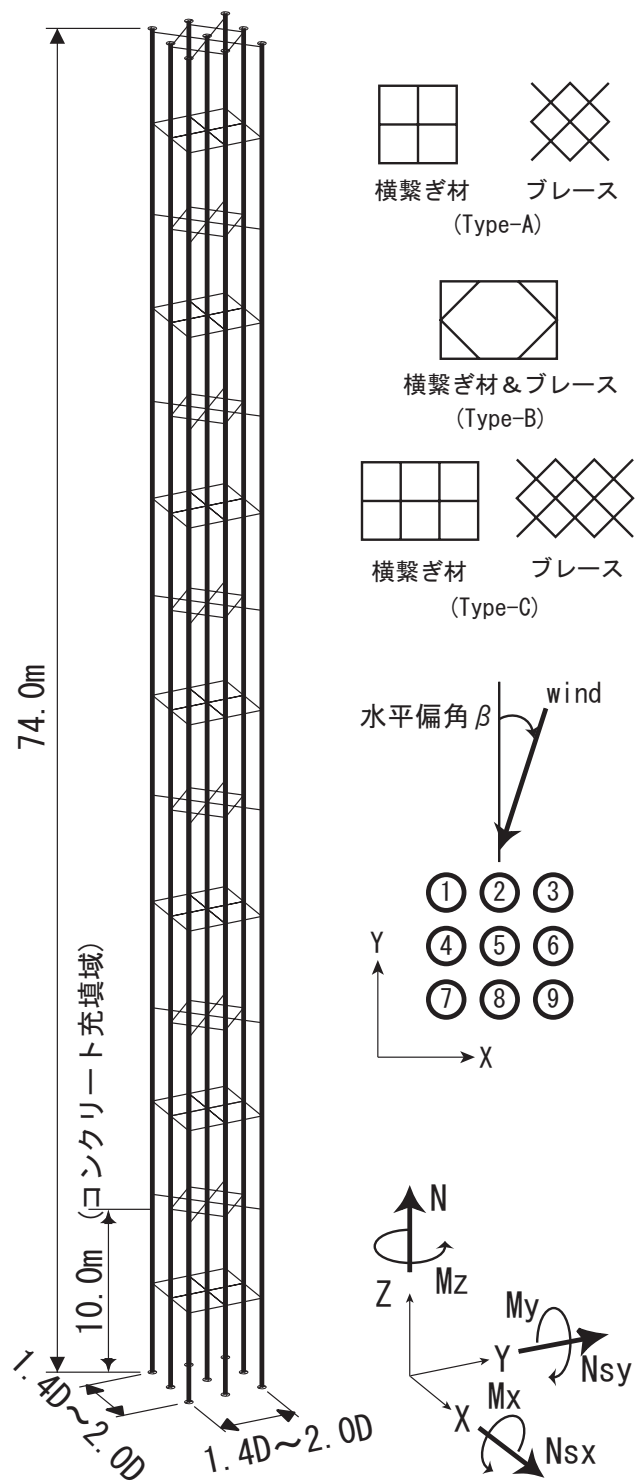


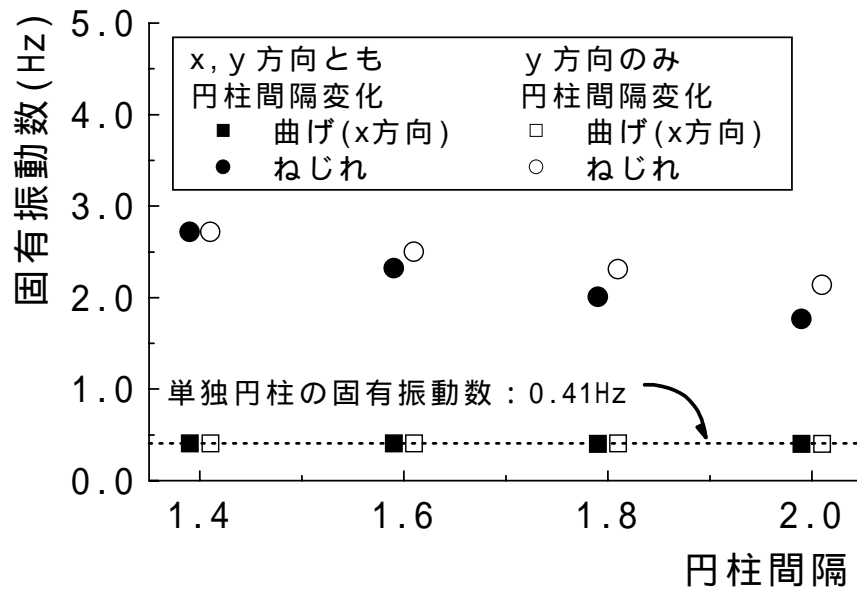
図-4.2 解析モデル

4.2.2 固有周期と振動モード

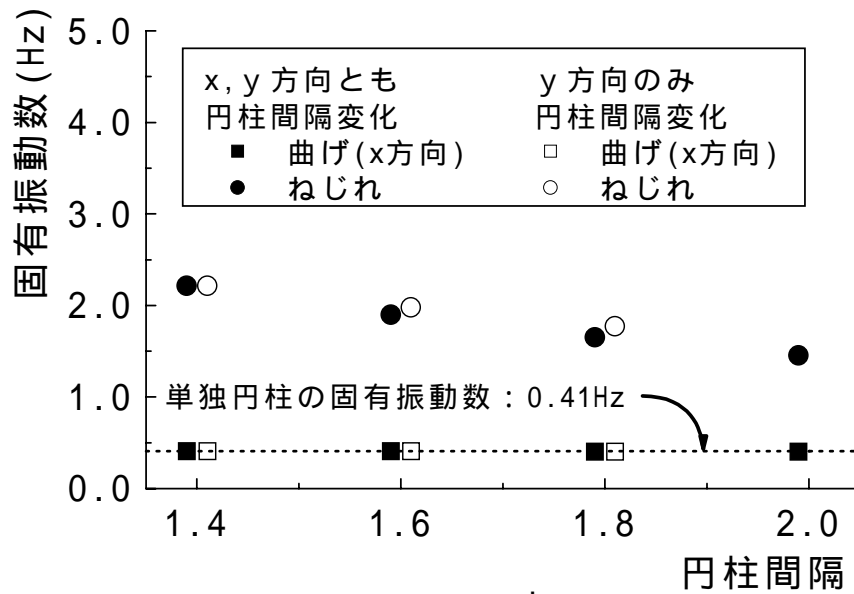
図-4.3に各鋼管と連結部材を剛結合した場合における 鋼管間隔と曲げ及びねじれ 1 次の固有振動数との関係を示す。(a) が 3×3 の 9 本 (Type-A) , (b) が 3×4 の 10 本 (Type-B) を示しており , それぞれ x , y 方向の鋼管間隔が同時に変化した場合と , y 方向の鋼管間隔のみが変化した場合である。

いずれの場合も鋼管間隔や鋼管配置と関係なく , 曲げ 1 次モードが最低振動数となっている。また , 曲げ振動は鋼管間隔によらず , 概ね振動数は一定であり , 単独柱の振動数にほぼ一致している。一方 , ねじれ振動は曲げ振動より振動数が高くなるが , 鋼管間隔が増加すると逆比例して小さくなる傾向を示す。これは , 連結部材の剛性が小さいために慣性モーメントの増加による影響が大きくなることによる。ねじれ振動と曲げ振動の振動数比は Type-A では 4.4 ~ 6.7 , Type-B では 3.6 ~ 5.4 となっており , Type-B の方が振動数比は小さくなる傾向を示しており , 各鋼管の連結状態の差が現れている。

鋼管と連結部材をピン結合とした場合は曲げ 1 次モードに加えて , ねじれ 1 次モードも単独柱と振動数が一致し , 大幅に振動数が低下することになる。前述のようにここでは断面中心間を連結しているが , 実際の部材長さを考慮した解析¹²⁾でも曲げ振動が最低次となり , ねじれ振動モードは大幅に大きくなる結果を得ている。したがって , 連結方法に多少配慮すればねじれ振動数の低下は避けられると考えられる。そこで , 本研究ではたわみ振動のみを対象とした検討を実施した。



(a) type-A(3 × 3, 9本)



(b) type-B(3 × 4, 10本)

図-4.3 固有振動数

4.3 風洞実験

一般に、超臨界域の抗力係数を風洞実験において模擬する手法¹³⁾として、円柱表面に砂やワイヤを付けて粗度を変化させる方法と、乱流を用いる方法がある。後者は乱れが物体表面上の境界層と干渉し合い、結果的に粗さを付加したのと同じ効果を生むことを利用するものである。しかし、いずれの方法を用いても付加される表面粗度や乱れがどのようなレイノルズ数の流れに相似されているかについては、研究は十分に進んではいない。また、前者では縮尺により幾何学的相似形状が変化すること、後者では渦の剥離の程度が乱れによって減少¹⁴⁾させられるために、両者ともにそれぞれ作用変動空気力が変化して渦励振振動に影響を及ぼすことが考えられる。

第2章で示したように、設計風荷重の評価に際しては、一様流中と乱流中において円柱の抗力係数を測定して両者における抗力係数の変化を確認した上で、乱流を用いる方法で超臨界域の抗力係数を模擬して、三分力実験及び圧力実験を実施した。

振動性状の評価に際しては、いずれの方法を用いても渦励振などの振動現象の発現性状に影響を及ぼすことが予想される。制振対策を検討する場合、構造力学的制振対策と空気力学的制振対策の採用が考えられるが、後者では幾何学的形状が重要なファクターとなる。

そこで、超臨界域のレイノルズ数における気流を再現するために剥離位置を変化させること、および乱れによって剥離の程度が減少することによる二種類の影響がそれぞれ及ぼす振動現象の変化を分離させることはできないが、無対策時に幾何学的形状を変化させない方法として、乱流により模擬する方法を用いて振動実験を実施することにした。この場合に用いる乱流は、大気境界層を模擬するものではなく、超臨界域の気流を再現するためのものであることから、乱れのスケールも大気乱流を相似したものよりもずっと小さいものを用いている。なお、円柱群の基本的な応答特性を把握するために一様流中においても実験を行い、比較検討することとした。

一般的に塔状構造物は境界層乱流である自然風中に位置するため、その対風挙動を風洞実験で正確に再現しようとするれば、境界層乱流中で実験を行うのが一つの選択となる。しかし、そのような手法を取る場合、風洞内に生成できる境界層乱流のスケールに相似させた塔状模型を用いることとなり、小さな模型を使用せざるを得ないことになる。それに対して、本研究で対象とする鋼管群の対風挙動を正確に再現するためには、複数の鋼管の相対位置を正確に再現した模型を用いることが重要と考えられ、そのためにはなるべく大きな模型を用いることが必要となる。

ところで、現象を正確に再現するという立場とは異なるが、塔状構造物の耐風性を確保するためのもう一つの手法として、塔状構造物を二次元構造物とみなして、二次元剛体模型を用いてバネ支持試験を行うことが考えられる。塔状構造物の頂部まわりの流れを考慮していない点と、境界層乱流を模擬出来ないと言う問題があるが、前者については高風速域で生じるエンドセル励振¹⁵⁾のような現象が生じなければ影響が小さいと考えられ、後者については、上述のように、本研究ではもともと大気乱流を相似するという立場を取らないので、関係がないと言える。一方、二次元剛体模型を用いることにより大きな模型の使用が可能であることは、上述のように大きな利点である。また、二次元剛体模型で対風振動が生じなければ、高さ方向に異なる風速が作用し、振動モードによって高さ方向に振幅も異なる塔状構造物においては、対風振動が生じる可能性はより低いと考えられ、二次元剛体模型を用いたアプローチは一般的には安全側であると考えられる。

また、既往の研究によると、独立一本形式の斜張橋主塔^{16), 17)}や直列2角柱形式の吊橋主塔¹⁸⁾の実験では2次元実験と3次元実験において、渦励振の発現性状が良好に対応した例もある。

以上のことを考慮して、本研究では、振動の発生機構や円柱間隔の影響を調査するために2次元剛体模型を用いて実験を実施することとした。

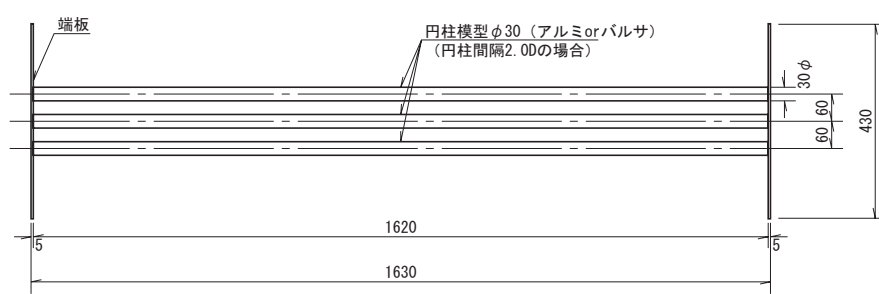
4.3.1 実験方法

バネ支持試験は橋脚の頂部の一部を模型化した二次元剛体模型を風洞内にバネで支持して応答を計測するものである。

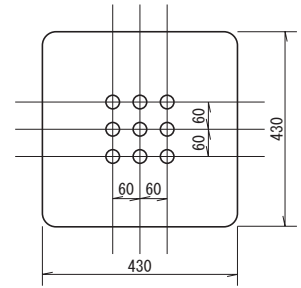
実験は図-4.4に示すType-A、Type-BおよびType-Cでそれぞれ9～12本の円柱群で構成される2次元剛体模型を用いて行った。

円柱模型は表面に特殊な加工は施していない、ひのき製もしくはアルミ製パイプの2種類で各円柱の直径は30mmである。この場合、風洞閉塞率は3%(水平偏角 $\theta=0^\circ$)となる。

模型は8本のコイルバネにより風洞内に支持し、風速、迎角及び減衰率を変化させて設定し、各ケースごとに模型の挙動を観測した。使用した気流は一様流及び乱流であり、風速制御用ピトー管位置と模型中心位置における風速の関係を予め求めておき、実験時の風速を制御した。模型の挙動は2台のレーザ変位計により測定し、それぞれの出力を加算によってたわみ変位量に換算してデータレコーダ及びペン書きレコーダに記録した。写真-4.1に実験状況を、また、図-4.5に今回実施したバネ支持模型実験装置を示す。



側面図 (1/10)



断面図 (1/10)

図-4.4 模型断面



写真-4.1 実験状況

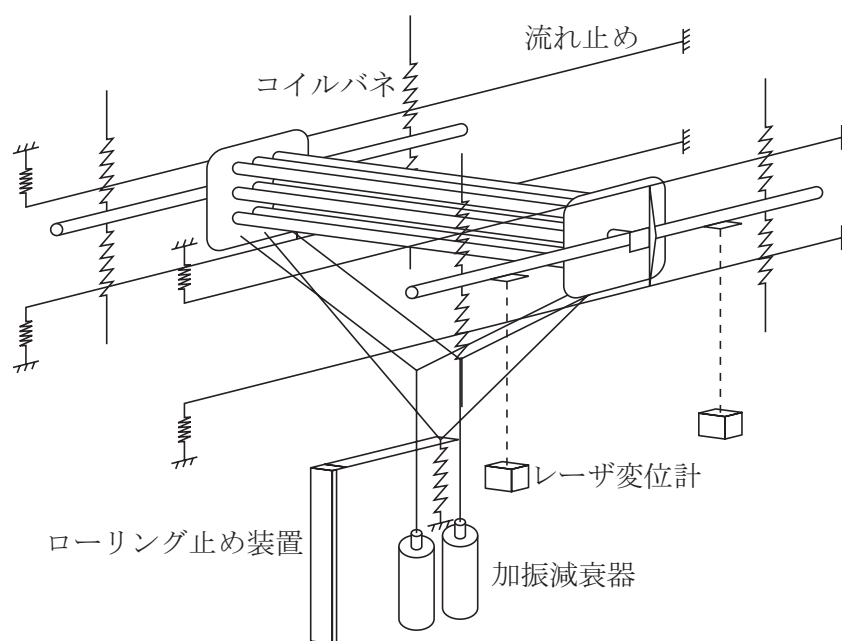


図-4.5 バネ支持実験

4.3.2 風洞気流

実験に用いた乱流は風洞内に設置した乱流格子により発生させた。乱流格子は風洞設備の関係で三分力実験および圧力実験では試験位置の上流1.5m、バネ支持実験では上流3.5mに設置されている。表-2に乱流の特性を示すが、風速10m/sにおける乱れ強さを各乱流格子の実験位置における代表値とした。

4.3.3 実験条件

固有振動解析によりねじれ振動は発現し難いと考えられたので、たわみ1自由度で実験を実施した。この場合、相似条件としては幾何学的形状の相似と、次の3つの無次元量を実構造物と模型とで一致させる必要がある。

$$m/\rho B^2, V/fB, \delta \quad (4.1)$$

ここに、

m ：単位長さ当たりの質量

：空気密度

B ：構造物の代表長さ

V ：風速

f ：固有振動数

：対数減衰率

である。

実構造物の諸元³⁾は設計時に用いられたものであり、減衰定数は施工済み橋脚²⁾の実測値を参考として設定したものである。自立時の相似条件から導かれた実験条件を表-3に示す。また、施工実績の増加に伴い、鋼管自立時の構造特性の測定結果が蓄積されたので、参考として表-4に構造減衰と振動数の実測値を鋼管自立高さとともに示す。しかし、この実験条件では模型の所要重量が軽く、模型化が困難であった。そこで、質量減衰パラメータ(S_c 数)を一致させることで、模型の相似則を満足させた。質量減衰パラメータは次式で定義される。

$$S_c = 2m\delta / \rho B^2 \quad (4.2)$$

また ,実構造物の諸元はType-A ,3 × 3 の 9 本の場合におけるものであるが ,Type-B , Cにおいても同一条件を用いることとした .

実験パラメータは気流特性 ,減衰率 ,振動数 ,質量 ,水平偏角および円柱本数と円柱間隔であり ,それらを適宜組み合わせて実験を行った .

表-4.2 乱流特性

格子幅 (mm)	風速 (m/s)	三分力実験		バネ支持実験	
		乱れ強さ (%)	乱れスケール (m)	乱れ強さ (%)	乱れスケール (m)
35	2	7	0.06	-	-
	10	8	0.06	-	-
60	2	14	0.06	6	0.09
	10	16	0.07	8	0.09
75	2	13	0.07	6	0.09
	10	17	0.06	8	0.09
125	2	-	-	9	0.17
	10	-	-	12	0.16

表-4.3 実験条件

項 目	実構造物 (設計所要値)	模 型
縮 尺	-	1/50
鋼 管 長	70 m	-
鋼 管 径 (D)	1500 mm	30 mm
模 型 長	-	1620 mm
等 価 質 量	3.331 tf/m	2.159 kgf/model (所要値)
振 動 数 (f)	0.403 Hz	2.43 Hz, 3.28 Hz, 4.46 Hz
風 速 倍 率	-	8.3, 6.1, 4.5
構 造 減 衰 ()	0.015	0.003 ~ 0.02
スクルートン数(Sc)	2.51	2.1 ~ 12.4 (代表幅:B)
水 平 偏 角 ()	-	0 ~ 15 度
円柱間隔(Sx,Sy)	-	1.4D ~ 2.0D

表-4.4 実構造物の動特性

鋼管配置	鋼管間隔	鋼管長(m)	振動数(Hz)	対数減衰率
2 × 4	1.5D × 2.5D	60	0.68	0.015
3 × 3	1.4D × 1.4D	70	0.38	0.020
3 × 3	1.4D × 1.4D	75	0.31	0.029
3 × 3	1.5D × 1.4D	83	0.30	0.040
3 × 3	1.3D × 1.3D	78	0.30	0.032

4.4 レイノルズ数の影響

4.4.1 静的空気力の特性

前章で述べたように、実験結果がレイノルズ数の影響を受けることが考えられるので、単独円柱において風速と空気力の関係を調査した。

図-4.6に風速と抗力係数および揚力係数の関係を示す。この場合、レイノルズ数は風速20m/sにおいて $Re=4.1 \times 10^4$ となる。

抗力係数は一様流中および $I_u=8\%$ の乱流中では風速 $V=8 \sim 20\text{m/s}$ の範囲で概ね一定値を示し、それぞれ $C_D=1.2$ および $C_D=0.8$ となる。一方、 $I_u=16\%$ の乱流中では風速 $8 \sim 20\text{m/s}$ の範囲で抗力係数は減少傾向にあり、 $V=20\text{m/s}$ では $C_D=0.8$ を下回っている。しかし、図から明らかなように実験風速域において抗力係数は一様流中と乱流中では相違が明確である。第2章で述べたように過去の実験結果と多少相違する点もあるが、単独円柱では高レイノルズ数領域の抗力係数は乱流を用いることにより、ある程度模擬することが可能と考えられる。

一方、揚力係数は気流の相違による差はなく、実験風速域で一定である。

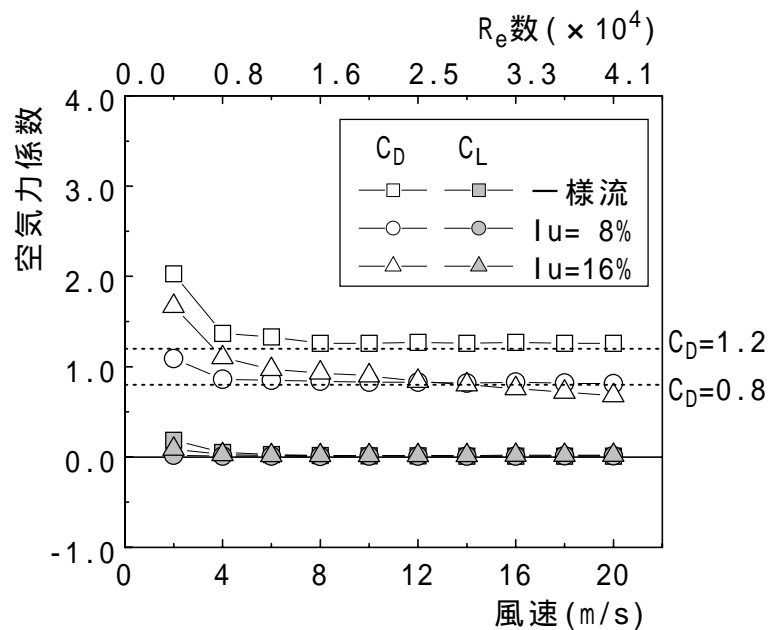


図-4.6 単独円柱の空気力係数（水平偏角：0deg）

4.4.2 気流の影響

乱流を用いて応答特性を調査するに当たり、本節では一様流および乱流を用いて応答特性の相違を比較検討した。実験はType-A(3×3, 9本)において円柱間隔を $S_x=S_y=1.4D$ として行った。

図-4.7に風速と振幅の関係を示す。模型の振動数は $f=3.28\text{Hz}$ 、スクリーン数は $S_c=3.5$ 程度であり、実構造物では $\lambda=0.02$ 相当となる。

一様流中では換算風速 $V/fD=13.0 \sim 17.4$ で渦励振が発生した。一方、乱れ強さ $I_u=8\%$ の乱流中では $V/fD=17.0 \sim 19.3$ で渦励振が発生した。

詳細は4.6.1項で後述するが、圧力実験における揚力変動より求めたストローハル数を用いて、渦励振風速を算定すると、渦励振風速は一様流中では換算風速 $V/fD=19$ 、乱流中($I_u=17\%$)では $V/fD=20$ となる。したがって、一様流と乱流中におけるストローハル数は概ね一致し、バネ支持試験でもこれに対応した領域で渦励振が発現する結果となっている。

また、振幅を見ると一様流中では無次元振幅 $\lambda/D=0.26$ であるが、 $I_u=8\%$ の乱流中では $\lambda/D=0.14$ と減少し、さらに、 $I_u=12\%$ の乱流中では渦励振が抑制されて発現しなくなった。このように、高レイノルズ数を模擬した乱流中では振動が抑制される傾向にあると考えられる。しかし、渦の剥離の程度が乱れによって実際よりも減少させられることにより、結果として円柱群の渦励振振動を消滅させる一因となっていることも考えられる。

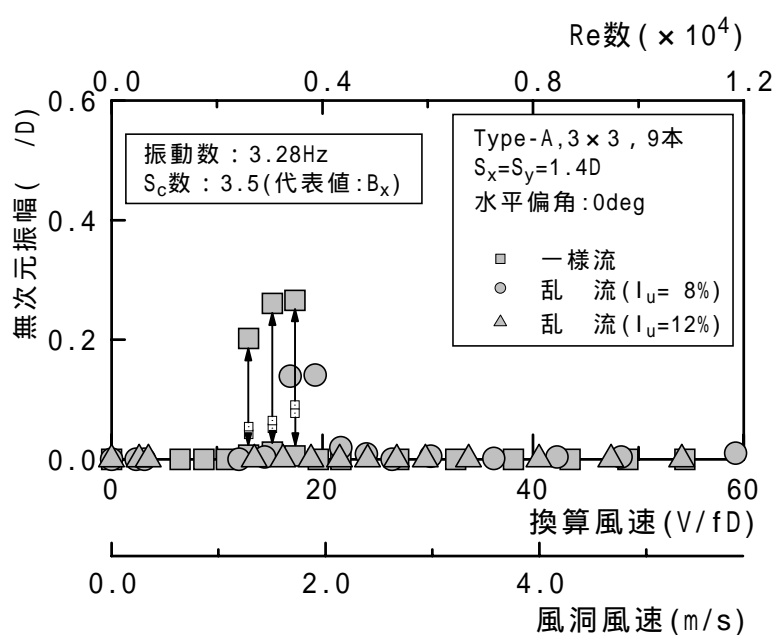


図-4.7 気流の影響

4.4.3 換算風速の影響

一様流中の実験では換算風速が同一の場合でも実験風速が異なると、レイノルズ数の影響で応答が相違することが考えられる。また 4.3.3項で述べたようにスクルートン数を一致させて実験を行うこととしたので、質量比が実際と異なることになる。スクルートン数が同一でも質量比が異なると応答に影響^{19),20),21)}を及ぼし、特に、質量比が小さい場合は応答や振動の発生領域が大きくなることが知られている。そこで振動数や質量比が異なる場合における応答の変化を調査した。

図-4.8に風速と振幅の関係を示す。模型の振動数は $f=2.43\text{Hz}$ 、 3.28Hz 、 4.46Hz の三種類で、スクルートン数は $S_c=3.1 \sim 3.6$ であり、実構造物では $\beta=0.019 \sim 0.022$ 相当となる。また、 $f=2.43\text{Hz}$ と 3.26Hz は同一の模型重量であるが、 $f=4.46\text{Hz}$ の場合はそれらより軽くなっている。

いずれの場合も不安定なリミットサイクルを有するハード型の振動性状を示し、振動数が高くなるにつれて渦励振の発現風速が高くなるとともに、発生領域も広くなる傾向にある。質量比の等しい $f=2.43\text{Hz}$ と $f=3.28\text{Hz}$ では渦励振の発生領域が換算風速13～17程度であり振幅も概ね一致するが、質量比の小さい $f=4.46\text{Hz}$ では13～25となり、発生領域が広くなるとともに振幅も大きくなっている。

このように、渦励振の発生領域や振幅は振動数や重量の影響を受けるが、いずれもストローハル数より求めた渦励振風速近傍で最大振幅となっている。また、質量比が等しい場合は振動数が相違しても応答性状に大きな相違はない。一方、質量比が異なると渦励振の発現風速域や振幅が大きくなる傾向があるが、これは振動数の相違、すなわち実験風速の影響より質量比の相違による影響が大きく現れていると考えられる。したがって、レイノルズ数の多少の相違が渦励振発現性状に及ぼす影響は小さいと考えられる。

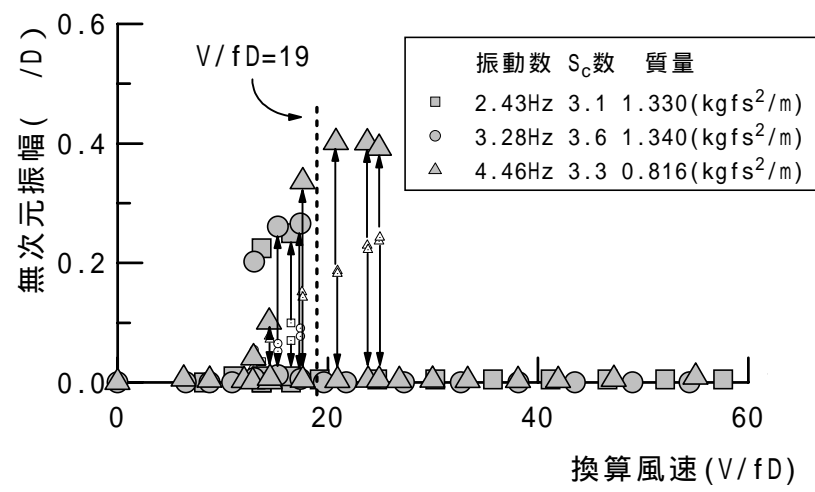


図-4.8 換算風速の影響

4.5 円柱群の応答特性

本章では円柱間隔、円柱配置や水平偏角などのパラメータが振動特性に及ぼす影響を明らかにする。なお、ここでは渦励振の振幅が最大となる風速を発現風速と定義した。

4.5.1 円柱間隔の影響

図-4.9は円柱群の配置がType-Aの場合、一様流中において円柱間隔を $S_x=S_y=1.4D \sim 2.0D$ に変化させた時の風速と振幅の関係を示したものである。無風時における模型の振動数は $f=3.28\text{Hz}$ である。この場合は円柱間隔により振動の発現風速が異なる。すなわち、 $S_x=S_y=1.4D$ では換算風速 $V/fD=18$ 程度、 $S_x=S_y=1.6D$ では $V/fD=60$ 程度、 $S_x=S_y=1.8D$ および $2.0D$ では $V/fD=6$ 程度でそれぞれ限定振動が発現する。振幅は $S_x=S_y=1.4D$ の場合に最大となり、発現風速は乱流中における実験結果と概ね一致する傾向となっている。また、 $S_x=S_y=1.4D$ および $2.0D$ では不安定なリミットサイクルを有するハード型の渦励振であると考えられる。なお、振動数を $f=4.26\text{Hz}$ とした場合、振動が発生し始める風速は $f=3.28\text{Hz}$ と同様であるが、発生する領域が広がり最大振幅は $V/fD=22$ 程度となった。

図-4.10は $S_x=1.4D$ に固定して、 $S_y=1.4D \sim 2.0D$ とした場合である。 $S_y=1.6D$ 以下では $S_x=S_y=1.4D$ と同様の挙動を示し、 $S_y=1.8D$ 以上では $S_x=S_y=2.0D$ と同様の挙動を示した。また、 $S_x=S_y=1.6D$ における高風速での振動と同様の現象は見られなくなった。なお、この場合は $f=4.46\text{Hz}$ で実験を行っているので質量比の影響により応答が大きめになっている。

図-4.11は円柱群の配置がType-Aの場合、乱流中において円柱間隔を $S_x=S_y=1.4D \sim 2.0D$ に変化させた時の風速と振幅の関係を示したものである。模型の振動数は $f=3.28\text{Hz}$ である。

渦励振が発生するのは $S_x=S_y=1.4D$ の場合のみであり、他の円柱間隔では振動が発生しなかった。渦励振の発現風速は換算風速 $V/fD=19$ 程度である。これは風洞風速では $V=2\text{m/s}$ 程度に相当しており、乱れ強さは表-4.2に示すように $I_u=6\%$ 程度である。そこで、この風速域で乱れ強さを $I_u=8\%$ に増加させると $S_x=S_y=1.4D$ の場合も渦励振は消滅した。

図-4.12は円柱群の配置がType-Bの場合である。振動数は $f=4.52\text{Hz}$ である。この場合も、円柱間隔により渦励振の発現風速が異なる。 $S_x=S_y=1.4D$ では $V/fD=22$ 、 $S_x=S_y=1.6D$ では $V/fD=16$ 、 $S_x=S_y=1.8D$ および $2.0D$ では $V/fD=12$ 程度でそれぞれ渦励振が発現する。振幅はType-Aと同様に $S_x=S_y=1.4D$ の場合に最大となる。また、 $S_x=S_y=1.6D$ の振動発生域はType-

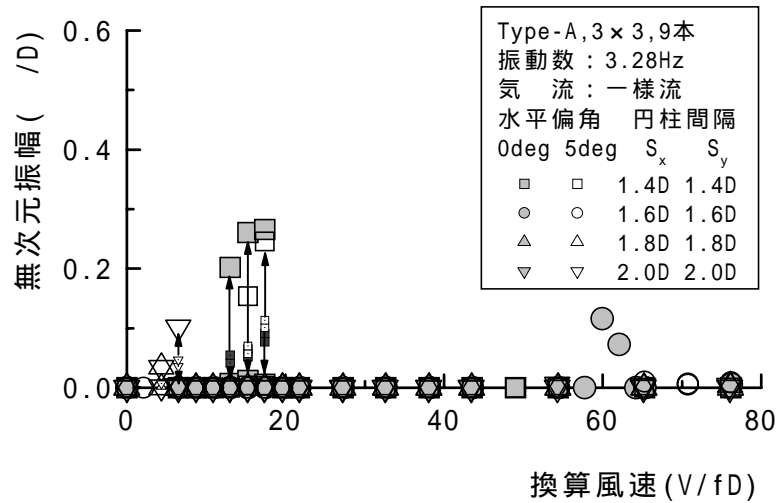


図-4.9 円柱間隔の影響
(Type-A, 一様流中, S_x, S_y ともに変化する場合)

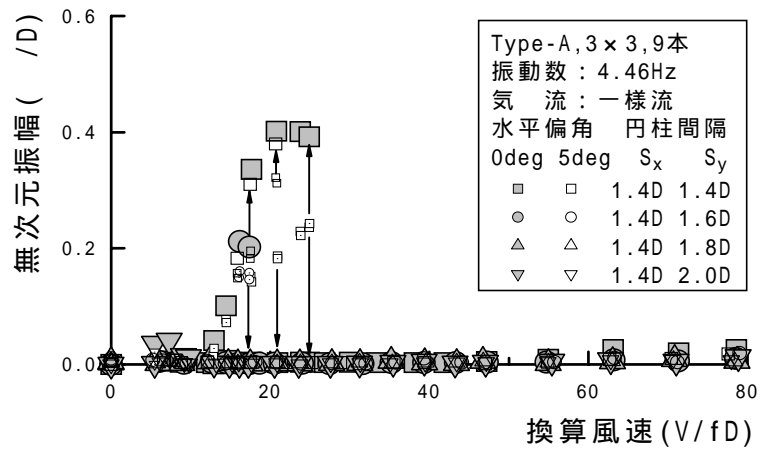


図-4.10 円柱間隔の影響
(Type-A, 一様流中, S_y のみに変化する場合)

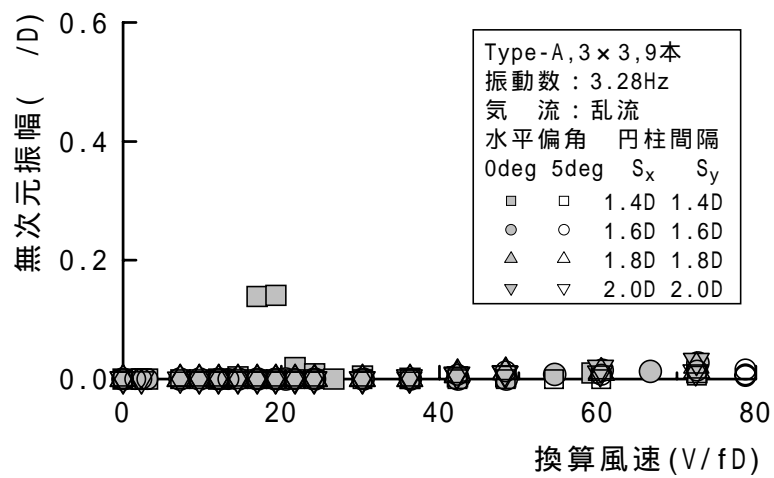


図-4.11 円柱間隔の影響
(Type-A, 乱流中, S_x, S_y ともに変化する場合)

Aのような高風速とは異なり、低風速での発生となった。Type-Bでは円柱間隔が S_x と S_y とで異なる場合として $S_x=1.4D$ $S_y=1.6D$ のみ実施した。図-4.13に示すように $S_x=S_y=1.4D$ とほぼ同様の挙動となっている。

図-4.14は円柱群の配置がType-Cの場合である。振動数は $f=4.44\text{Hz}$ である。この場合も円柱間隔により振動の発生風速が異なる。 $S_x=S_y=1.4D$ では $V/fD=9.25 \sim 43$ 、 $S_x=S_y=1.6D$ では $V/fD=10$ 、 $S_x=S_y=1.8D$ および $2.0D$ では $V/fD=6.9$ 程度と複数の領域で発生するのが特徴であり、振幅は $S_x=S_y=1.4D$ の場合に最大となる。

以上のように、一様流中ではType-A～Cのどの円柱配置の場合も円柱間隔により振動の発生風速域が決定される。そして、円柱配置にかかわらず円柱間隔ごとの振動発生風速は概ね共通しており、3種類の発生風速域に分類される。また、円柱間隔が減少すると発生振幅は増加する。特に $S_x=1.4D$ $S_y=1.4D \sim 1.6D$ の場合に振幅の増加が著しい。

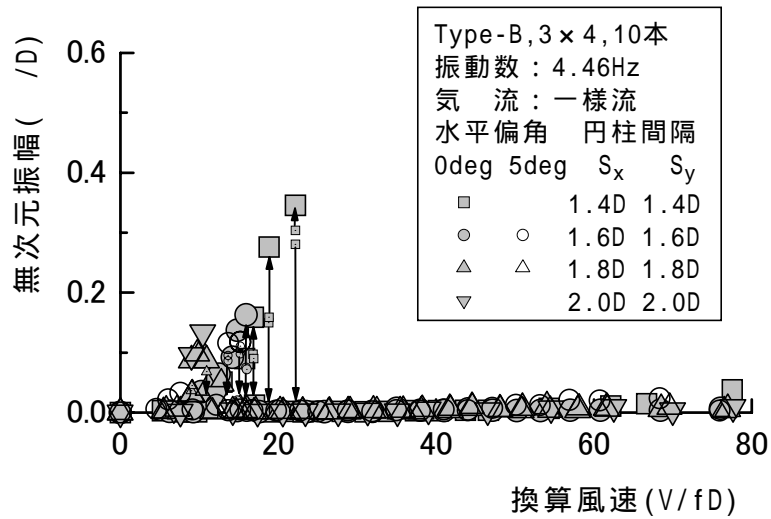


図-4.12 円柱間隔の影響
(Type-B, 一様流中, S_x, S_y ともに変化する場合)

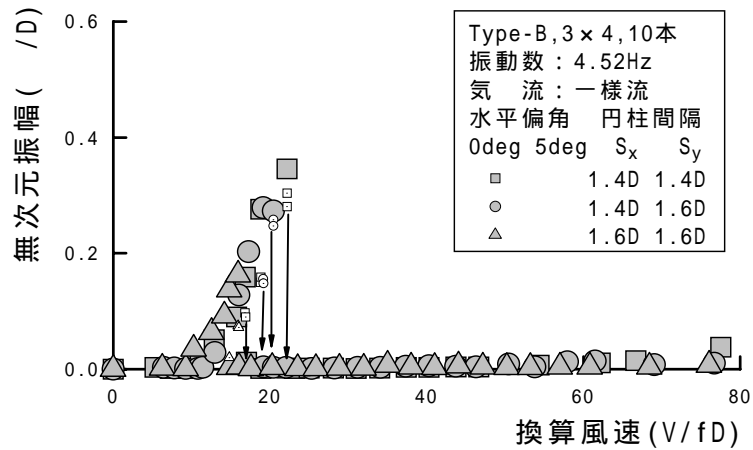


図-4.13 円柱間隔の影響
(Type-B, 一様流中, S_y のみに変化する場合)

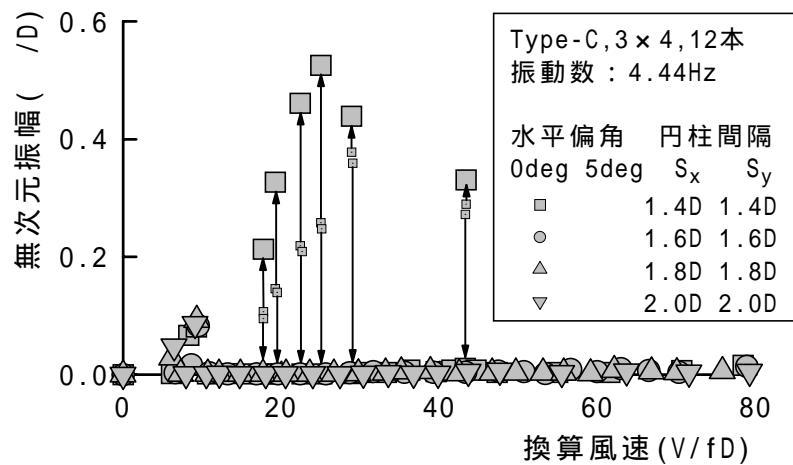


図-4.14 円柱間隔の影響
(Type-C, 一様流中, S_x, S_y ともに変化する場合)

4.5.2 円柱配置の影響

図-4.15, 16に各円柱配置の応答特性を一様流中, 水平偏角 $\theta = 0^\circ$ および 5° において比較した風速と振幅の関係を示す。また, 図-4.17に $\theta = 0^\circ$ における円柱配置と渦励振の発生風速, および渦励振振幅との関係を示す。

$S_x=S_y=1.4D$ の場合, 前節で示したようにType-A, Bでは1ヶ所, Type-Cでは3ヶ所において振動が発生する。いずれの円柱配置とも, 振幅が最も発達する風速域は共通しており, 換算風速 $V/fD=10$ 程度で振動が発生し, $V/fD=20 \sim 25$ で最大となる。また, 振動振幅はType-Aでは無次元振幅 $\beta/D=0.40$, Type-Bでは $\beta/D=0.35$, Type-Cでは $\beta/D=0.53$ となり, Type-A, Bと比較してType-Cの場合に最も大きくなる。

Type-Aが3段3列であるのに対してType-Cは3段4列であり, 水平偏角 $\theta = 0^\circ$ の場合, Type-Cでは円柱群が1列増加し, y 軸方向の長さ B_y が増加することにより, 渦励振の発生風速域や最大振幅が増加する結果となっている。一方, Type-BとCはともに3段4列であり, 相違は内部の円柱2本の有無である。この場合, 外形寸法は同一であるので, 内部の2本の影響により, 応答特性に変化が生じていると考えられる。内部の円柱を取り除くことにより, 渦励振は発生するものの応答は安定化されており, 円柱本数の増加が必ずしも振動現象の悪化や増加に繋がるわけではないと考えられる。

$S_x=S_y=1.6D$ の場合, 円柱配置により振動の発生風速域が異なる。Type-Aは比較的高風速域で発生し, Type-B, Cは低風速で発生域に近いのが特徴である。この場合はType-Bの振動振幅が最も大きい, $\beta/D=0.16$ 程度であり, $S_x=S_y=1.4D$ と比較すると僅かな振幅である。また, 水平偏角 $\theta = 5^\circ$ ではType-Aの高風速域における振動は消滅し, 低風速域でも振動は発生しなくなった。なお, Type-Bでは $\theta = 0^\circ$ と同様の振動が発生した。

$S_x=S_y=1.8D$ および $2.0D$ の場合, 円柱配置の影響は少なく, いずれも $V/fD=5 \sim 10$ 程度の低風速で, $\beta/D=0.1$ 程度の僅かな振幅の振動が発生するのみであった。

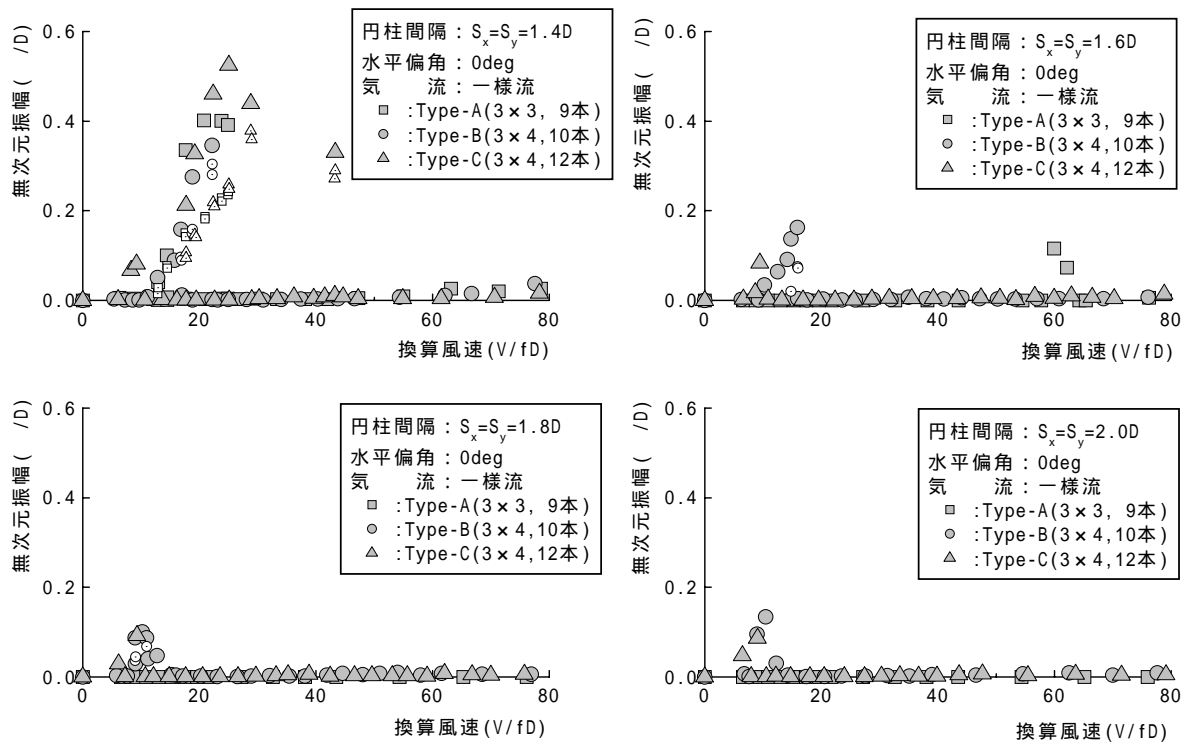


図-4.15 円柱配置の影響(水平偏角: 0deg)

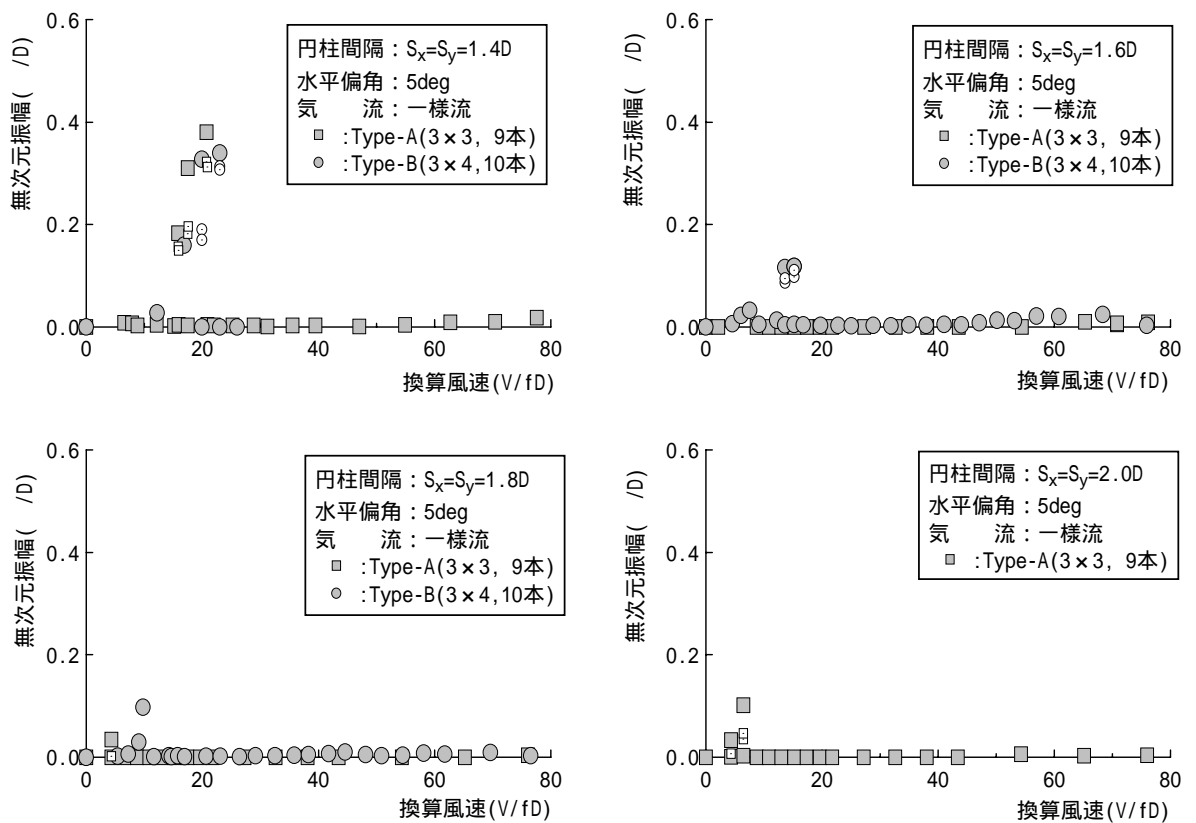


図-4.16 円柱配置の影響(水平偏角: 5deg)

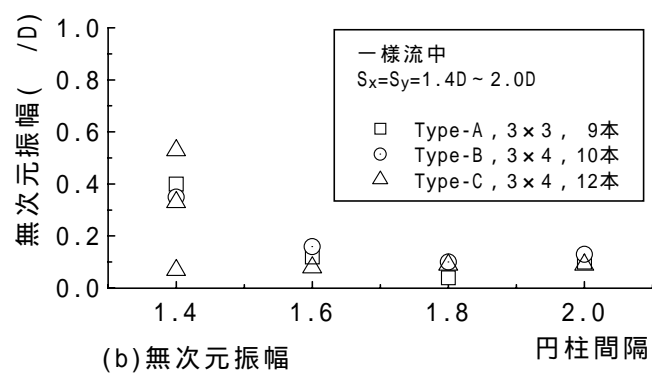
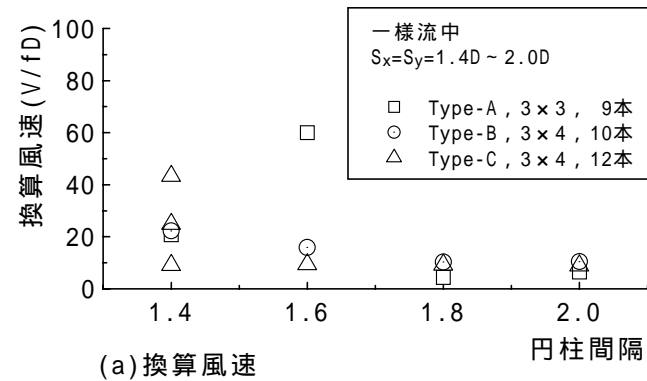


図-4.17 円柱配置と渦励振の関係

4.5.3 水平偏角の影響

振幅の大きい $S_x=S_y=1.4D$ の場合について , $\alpha=0 \sim 15^\circ$ において一様流および乱流中で検討を行った .

図 -4.18 は一様流中における $V-A$ 関係を示しており , $Sc=140$ ($\beta=0.01$) 程度として , 減衰を大きくして振動が発生しない状態で求めたものである . 振動数は $f=2.43\text{Hz}$ である .

$\beta=0.0065$ を示す線が振動の発生した実験時のスクルートン数 $Sc=3.1$ に対応しており , 実構造物では $\beta=0.02$ 程度となる . $\alpha=0 \sim 5^\circ$ ではこの $\beta=0.0065$ を示す線と渦励振の発生振幅はよく対応している . これらの水平偏角では振動振幅が同程度で , 多少減衰率が減少すると振幅の大きくなる状況が伺える . $\alpha=10^\circ$ では減衰率が低下すると振幅が増大する可能性があるが , $\beta=0.0065$ を示す領域は非常に狭く振幅も微少であり , 実際には振動は発生していない . さらに , $\alpha=15^\circ$ になると $\beta=0.0065$ を示す領域はなくなり , 振動の発生しない安定した状態であると考えられる .

図 -4.19 は乱流中における $V-A$ 関係を示しているが , 全体的な傾向としては一様流中と大きな相違はない . 一様流中と比較して , さらに減衰が大きくなるために , 振動の発生する $\beta=0.0065$ の領域がなくなり , 全体的に振動が安定化していると考えられる .

図 -4.20 , 21 に模型の振動数 $f=3.28\text{Hz}$ において円柱配置が Type-A の場合の風速と振幅の関係を示す .

図 -4.20 は一様流中の場合の結果を示している . 水平偏角 $\alpha=0^\circ \sim 10^\circ$ での風速と振幅の関係を示している . $S_x=S_y=1.4D$ では $\alpha=0^\circ$ および 5° , $S_x=S_y=1.6D$ では $\alpha=0^\circ$, $S_x=S_y=1.8D$ と $2.0D$ では $\alpha=5^\circ$ のみで渦励振が発生し , $\alpha=10^\circ$ ではいずれの円柱間隔においても振動は発生しなかった . 図 -4.21 は乱流中の結果を示している . $S_x=S_y=1.4D$ の場合 , $\alpha=0^\circ$ において渦励振が発生したが , $\alpha=5^\circ$ では振動が発生しなかった . また $S_x=S_y=1.6D \sim 2.0D$ では $\alpha=0^\circ$, 5° とともに渦励振が発生しなかった .

このように , 振動数 $f=3.28\text{Hz}$ の場合も振動数が $f=2.43\text{Hz}$ と同様の傾向を示し , 水平偏角 $\alpha=10^\circ$ では振動が消滅した . したがって , 上記の結果を考慮して , $f=4.46\text{Hz}$ で行った検討では Type-A, B とともに $\alpha=0^\circ$ および 5° のみ実験を実施した .

図 -4.22 は一様流中において , 円柱配置が Type-A の場合に $S_x=1.4D$, $S_y=1.4D \sim 2.0D$ とした時の風速と振幅の関係である . 水平偏角は $\alpha=0^\circ$ および 5° であり , 振動数は $f=4.46\text{Hz}$ である . $S_y=1.6D$ および $S_y=2.0D$ では $\alpha=0^\circ$ のみ振動が発生 , $S_y=1.8D$ では振動が発生しな

かった。また $S_x=1.4D$, $S_y=2.0D$ から 90° 回転した状態である $S_x=2.0D$ $S_y=1.4D$ の場合には $\alpha=0^\circ$, 5° とともに $S_x=S_y=1.4D$ と同様の風速域で振動が発生した。

図-4.23 は一様流中において、円柱配置が Type-B の場合に $S_x=S_y=1.4D \sim 2.0D$ とした時の風速と振幅の関係を示している。水平偏角は $\alpha=0^\circ$ および 5° であり、振動数は $f=4.51\text{Hz}$ である。この場合、発生風速は円柱間隔により異なるが、 $\alpha=0^\circ$ および 5° とともに同じ風速域で渦励振が発生した。また、円柱間隔が大きくなるにつれて振幅は減少する傾向にある。

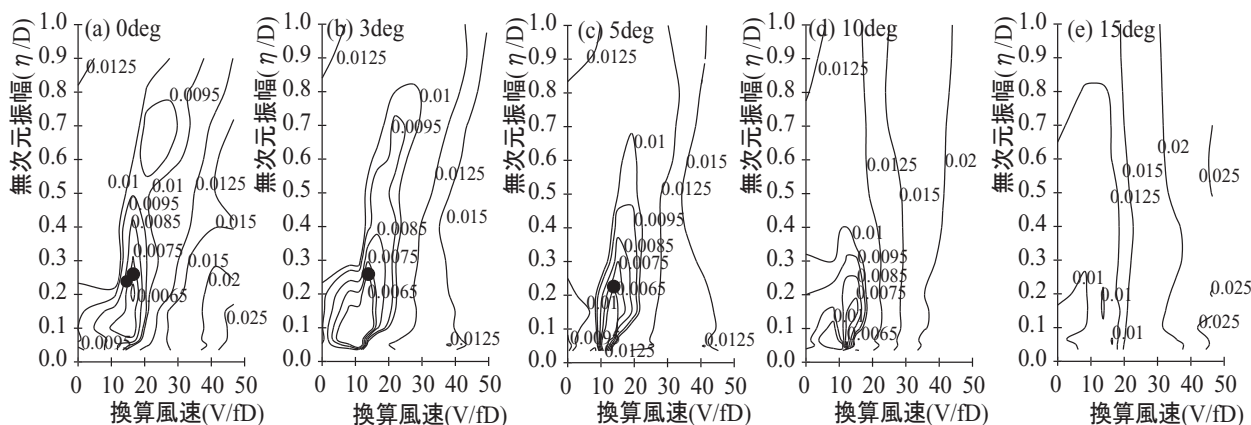


図-4.18 水平偏角の影響 (Type-A, 一様流中)

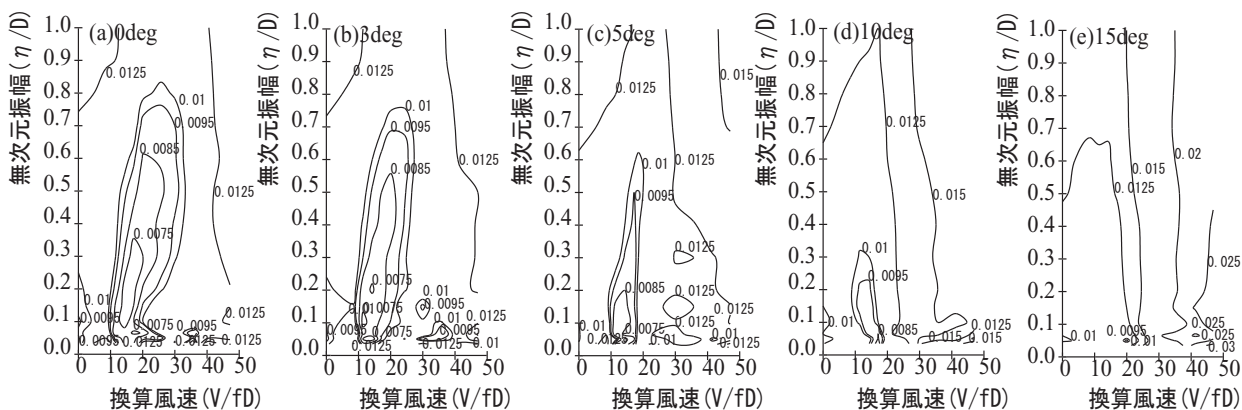


図-4.19 水平偏角の影響 (Type-A, 乱流中)

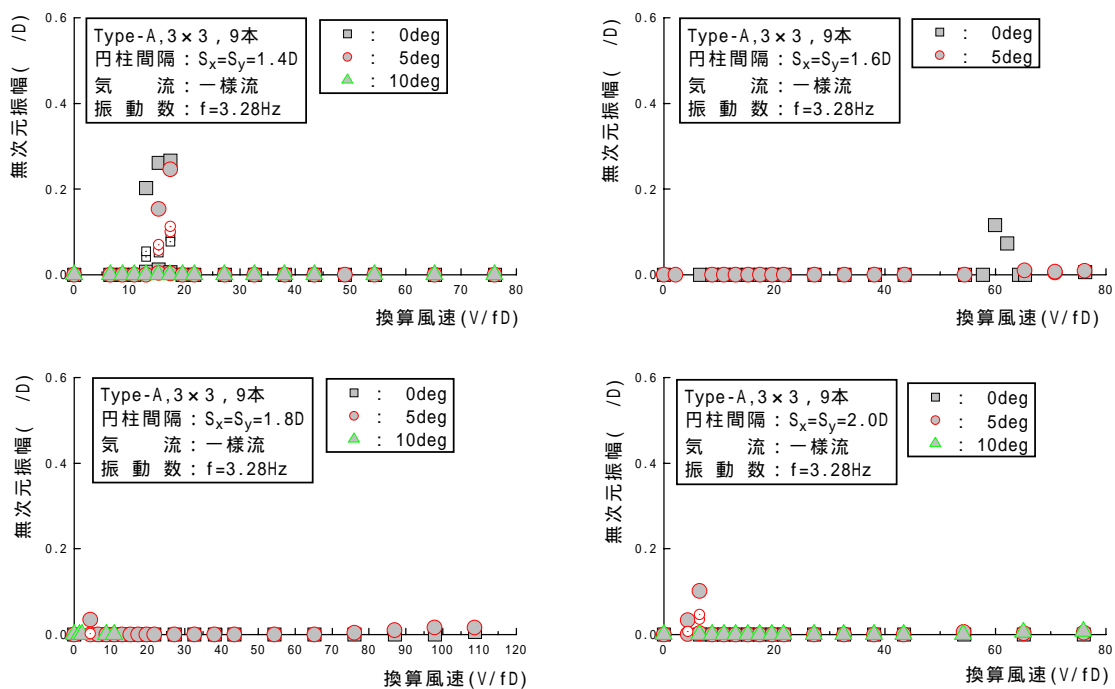


図-4.20 円柱間隔の影響
(Type-A, 一様流中, S_x, S_y ともに変化する場合)

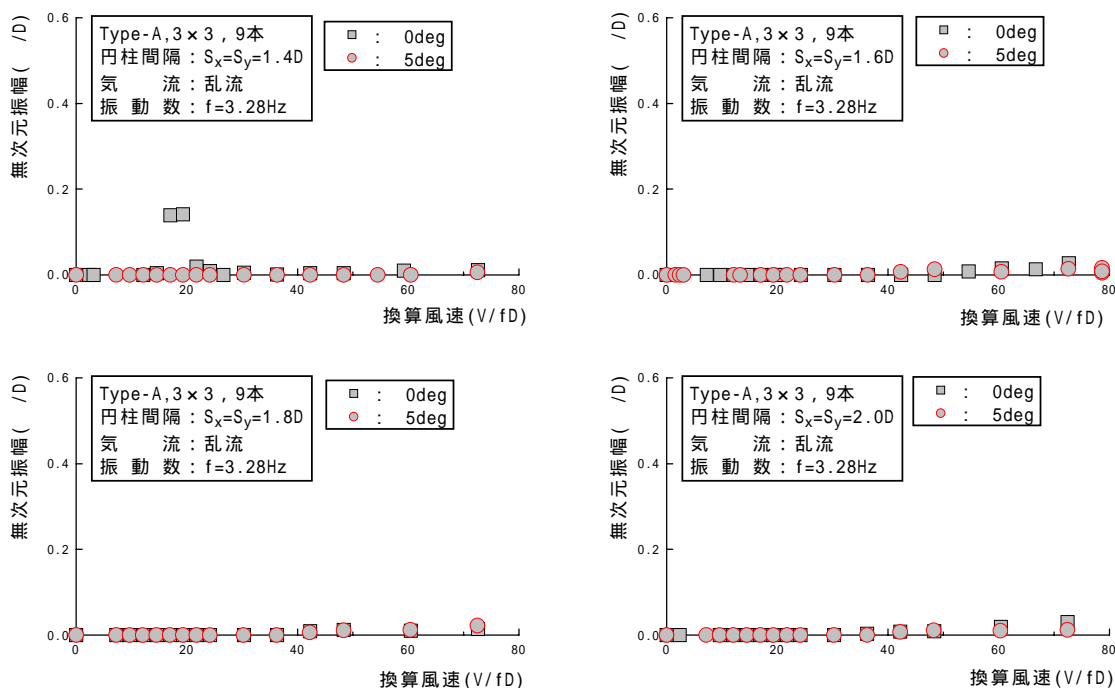


図-4.21 円柱間隔の影響
(Type-A, 乱流中, S_x, S_y ともに変化する場合)

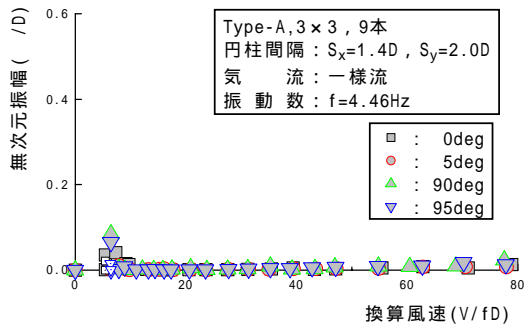
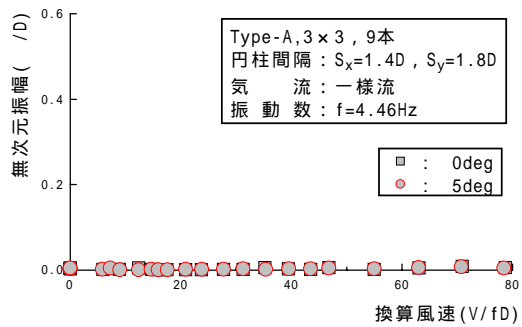
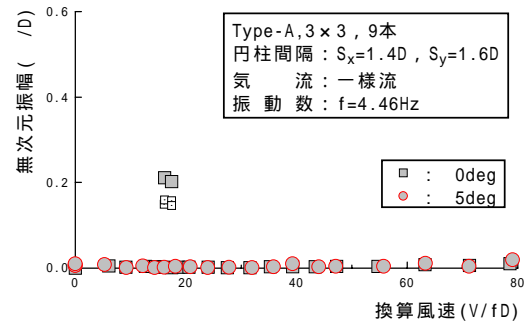
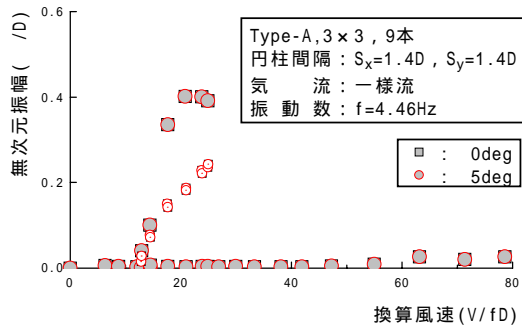


図-4.22 円柱間隔の影響
(Type-A, 一様流中, S_y のみ変化する場合)

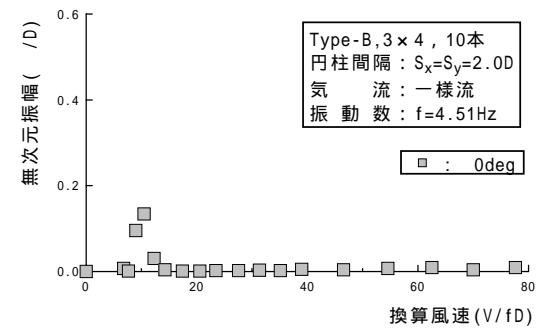
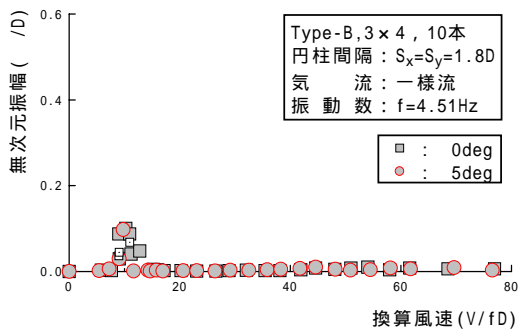
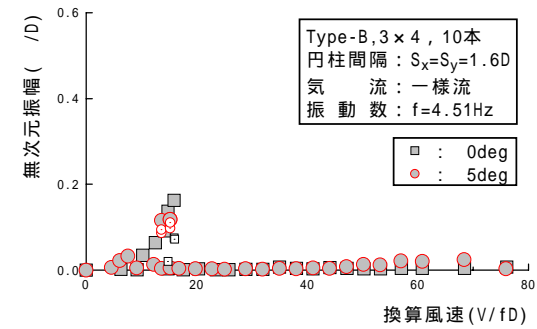
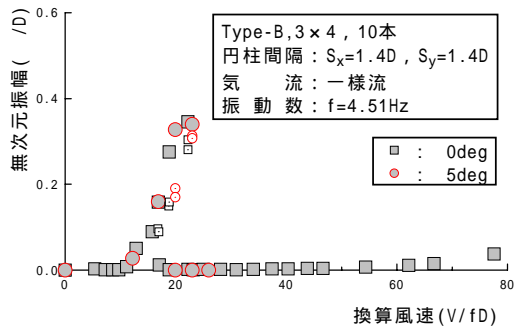


図-4.23 円柱間隔の影響
(Type-B, 一様流中, S_x, S_y ともに変化する場合)

4.6 渦励振評価

4.6.1 渦励振の発生メカニズム

a) 円柱群に作用する揚力変動の振動数

第4.5節で示したように振動の発現パターンは概ね3種類に分類される。そこで、圧力実験と三分力実験における揚力振動数、バネ支持実験における後流振動数より、ストローハル数を推定し、渦励振の発現風速との関係を調査した。ここで、ストローハル数は円柱の直径 D および円柱群の気流直角方向の幅 B_x を用いて次のように定義する。

$$St_B = fB_x / V, \quad St_D = fD / V \quad (4.3)$$

ここに、

f ：振動数

D ：円柱の直径

B_x ：円柱群の気流直角方向の幅

V ：風速

である。

図-4.24,25に一樣流および $I_u=17\%$ の乱流中において各円柱に作用する揚力の振動数と風速の関係を示す。また、図-4.26に各円柱に作用する揚力から求めた円柱群全体の揚力の振動数と風速との関係を示す。

図-4.24はType-A(3×3 ,9本)の円柱間隔 $S_x=S_y=1.4D$ の場合である。円柱ごとに多少の相違はあるが一樣流中および乱流中ともに $fD/V=0.05$ および 0.1 程度の2種類の振動成分が存在する。これは円柱群全体の幅 B_x を用いて表示すると、 $fD/V=0.05$ は $fB_x/V=0.19$ となり、各円柱の揚力振動数も円柱群全体としての影響を受けていると考えられる。

図-4.25はType-A(3×3 ,9本)の円柱間隔 $S_x=S_y=2.0D$ の場合である。一樣流中では $fD/V=0.17$ 、乱流中では $fD/V=0.16$ 程度となっており、両者とも概ね同一の卓越する振動成分が存在していると考えられる。

図-4.26に各円柱に作用する揚力から求めた円柱群全体の揚力の振動数と風速との関係を示す。

(a)は $S_x=S_y=1.4D$ の場合である。各円柱ごとみると一樣流中および乱流中ともに2種類の振動成分が認められたが、円柱群全体では円柱の直径を用いて表すと $fD/V=0.05$ 、円柱群の気流直角方向の幅を用いて表すと $fB_x/V=0.2$ 程度の1種類の振動成分が卓越している。

(b) は $S_x=S_y=2.0D$ の場合である . 各円柱ごとには一様流中および乱流中ともに一つの振動成分が卓越していたが , 円柱群全体としては , 一様流中では $fD/V=0.2$ および 0.3 程度の 2 種類の振動成分が存在する . また , 乱流中では低風速域で $S_x=S_y=1.4D$ と同様の振動成分が存在するが , 全体としては $fD/V=0.2$ 程度となっている .

一般的にストローハル数は $St=0.1 \sim 0.2$ 程度となることが知られているが , $S_x=S_y=1.4D$ では円柱群の気流直角方向の幅 $S_x=S_y=2.0D$ では円柱の直径を用いて表すと概ねその範囲内の値となる . すなわち $S_x=S_y=1.4D$ では円柱群全体に作用する空気力の影響が支配的となり , $S_x=S_y=2.0D$ では個々の円柱に作用する空気力の影響が支配的となり , ストローハル数が決まってくると思われる . これらのストローハル数と渦励振発現風速 , ならびに後流振動数との関係を次に検討する .

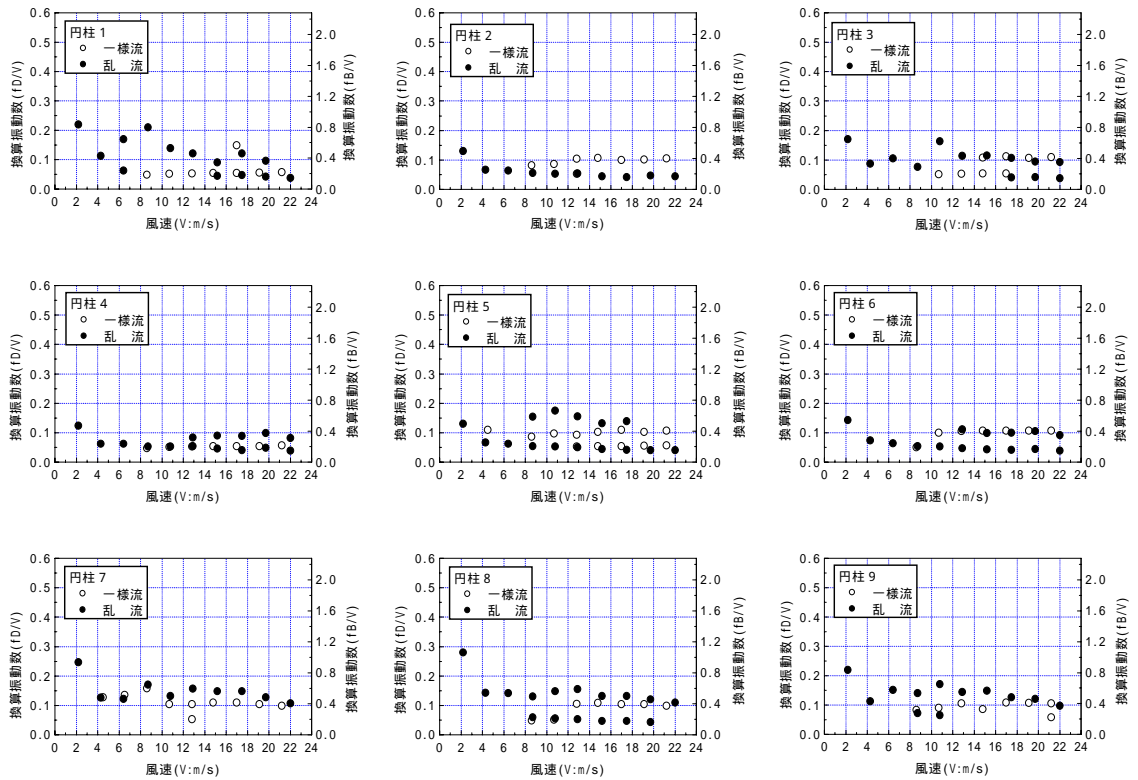


図-4.24 各円柱の揚力振動数と風速の関係 ($S_x=S_y=1.4D$)

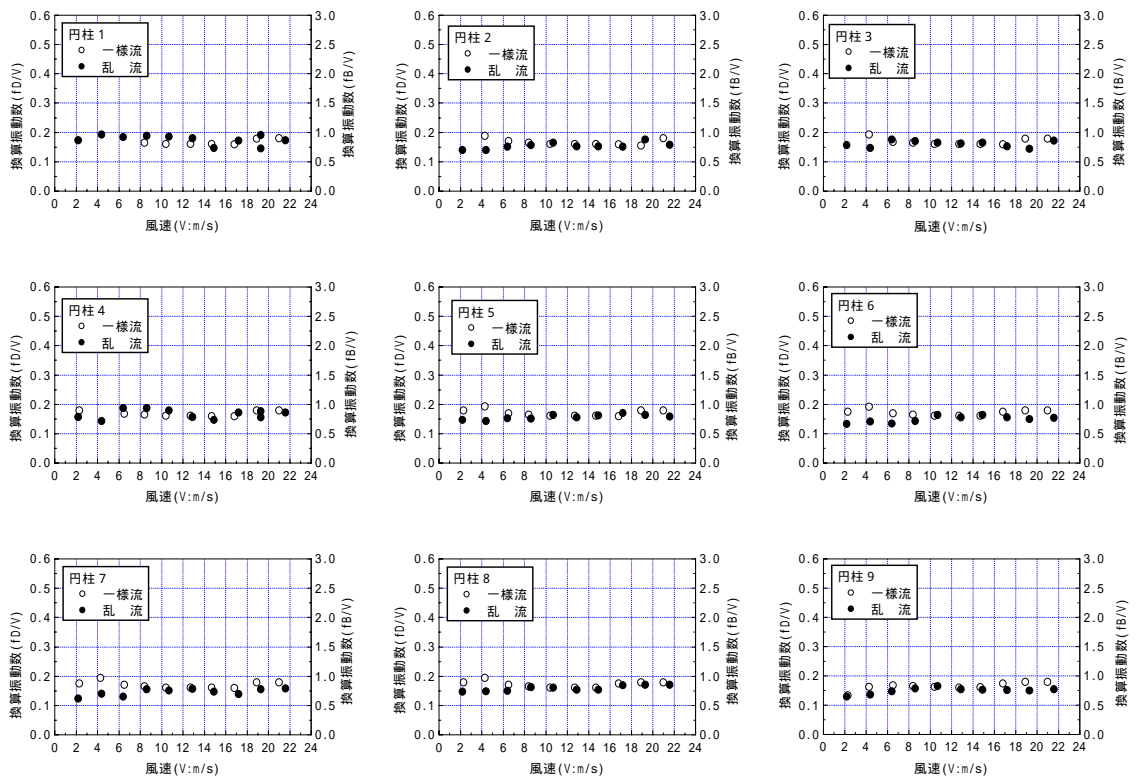


図-4.25 各円柱の揚力振動数と風速の関係 ($S_x=S_y=2.0D$)

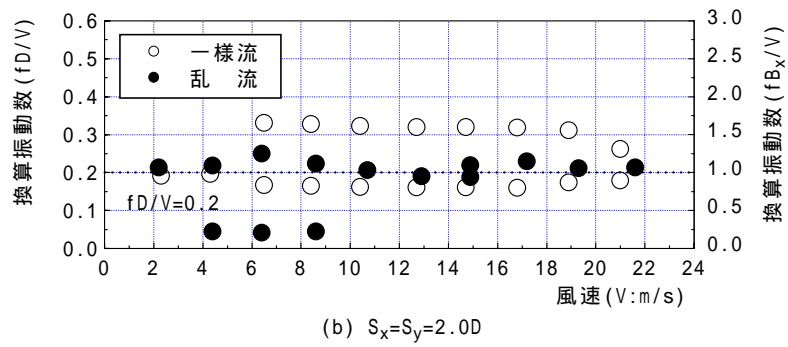
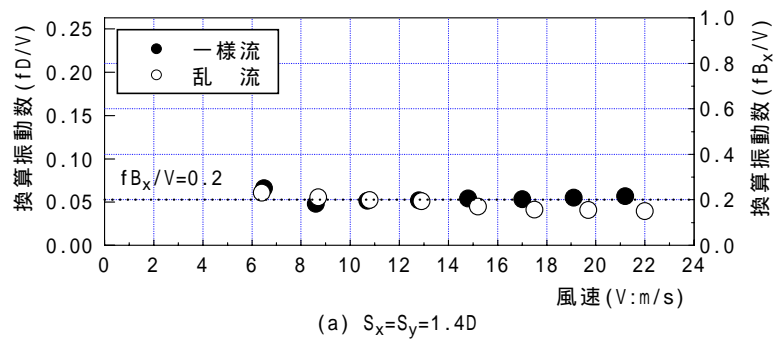


図-4.26 揚力の振動数

b) 円柱群の後流振動数

図-4.28は円柱配置がType-Aの場合の渦励振発現風速と後流振動数、揚力振動数との関係を示したものである。図-4.27にバネ支持試験における後流の振動数の測定位置を示すが、模型の気流直角方向幅の約10倍($10B_x$)および円柱の直径の約3倍($3D$)後方である。

(a)は $S_x=S_y=1.4D$ の場合である。 $10B_x$ の位置における後流は代表幅を B_x とした場合のストローハル数に一致する渦放出がみられ、渦励振の発現する風速域では模型振動数にロックインする現象が見られる。また、 $3D$ の位置では代表幅を円柱の直径 D とした場合のストローハル数に一致する渦放出があるが、渦励振の発現する風速領域でロックインする現象は見られない。したがって、 $S_x=S_y=1.4D$ の場合には円柱群全体から放出される渦によって渦励振が励起されると考えられる。

(b)は $S_x=S_y=1.6D$ の場合である。 $10B_x$ の位置では低風速領域においてのみ揚力振動数から求めた St 数に一致する渦放出が見られるが、ロックインは見られない。また、 $3D$ の位置では単独円柱のストローハル数に一致する渦放出が部分的に見られるが、これも振動現象を支配するものとは考えにくい。したがって、 $S_x=S_y=1.6D$ の場合には後流渦による強制振動とは異なる自励振動的な限定振動が発生していると考えられる。また、この振動はType-B,Cでは発現せず、Type-Aの $S_x=S_y=1.6D$ の場合のみ発現する形状に敏感な振動である。

(c)は $S_x=S_y=2.0D$ の場合である。 $10B_x$ の位置における後流の振動数は揚力振動数から求めたストローハル数とは無関係である。一方、 $3D$ の位置では代表幅を円柱の直径 D とした場合の揚力振動数に一致する渦放出は実験風速域全体に見られる。また、振動の発現する風速域も模型の固有振動数と後流振動数が一致する領域である。したがって、 $S_x=S_y=2.0D$ の場合には各円柱より放出される渦によって渦励振が励起されるものと考えられる。

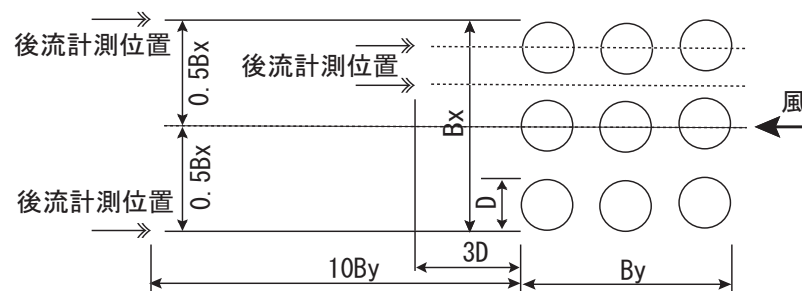
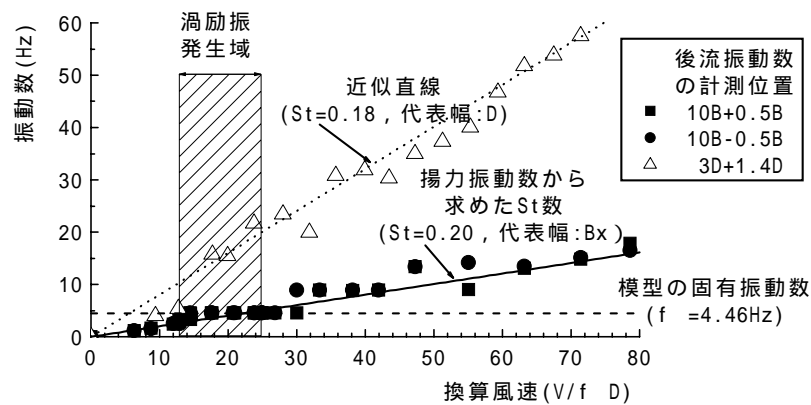
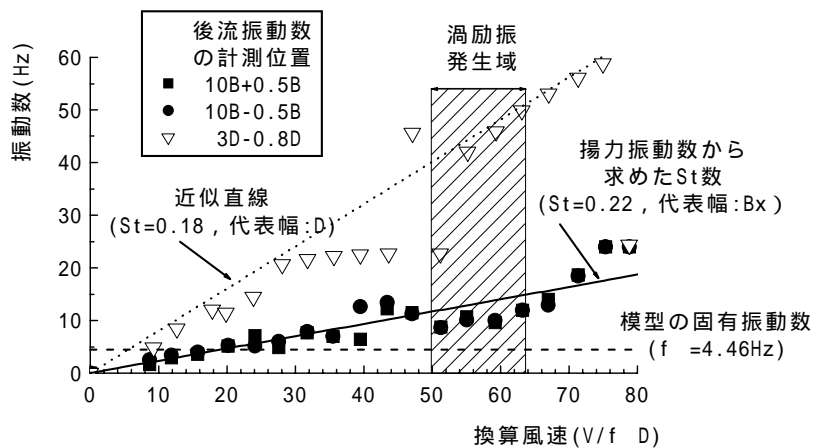


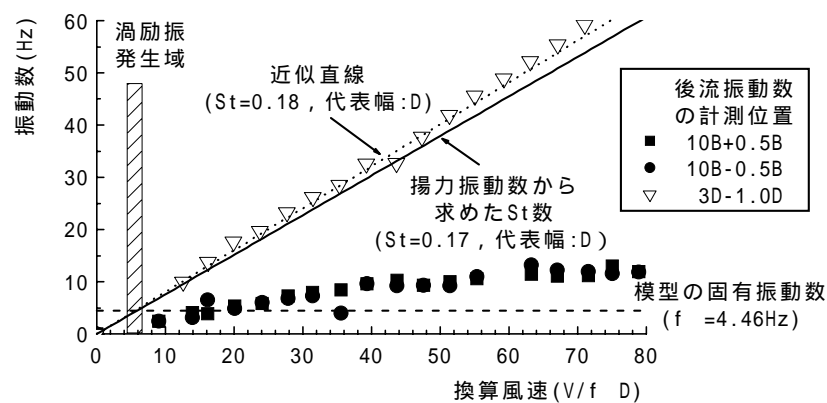
図-4.27 後流の振動数



(a) $S_x=S_y=1.4D$



(b) $S_x=S_y=1.6D$



(c) $S_x=S_y=2.0D$

図-4.28 渦励振の発生メカニズム

したがって ,円柱配置 Type-A における 2 種類の渦励振の発生パターンは ,

(1) 円柱群全体の後流渦による強制振動的な渦励振

(2) 各円柱の後流渦による強制振動的な渦励振

に分類される .

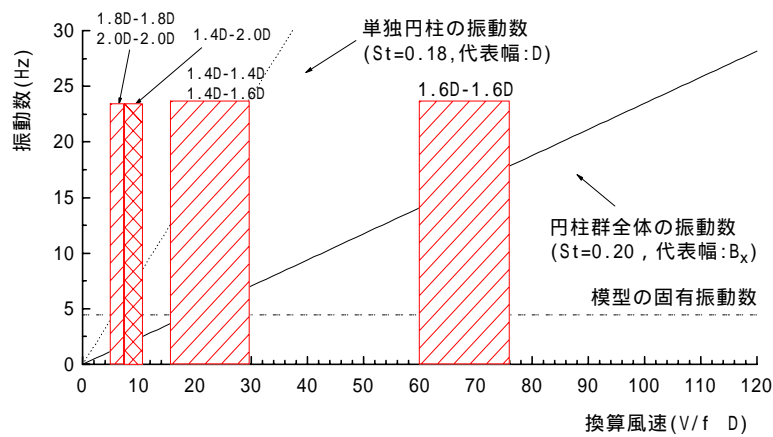
Type-B ,Type-C の場合には円柱本数が増加するので ,挙動がやや複雑化する .図-4.29 に円柱配置と渦励振の関係を示す .

(a) は Type-A (3 × 3 ,9 本) の場合である . $S_x=1.4D$ $S_y=1.6D$ 以下の場合には円柱群全体の渦放出による渦励振が発生し , S_x もしくは S_y が $1.6D$ より大きくなると各円柱からの渦放出による渦励振が発生する .また , $S_x=S_y=1.6D$ の場合のみに高風速域で振動が発生する .

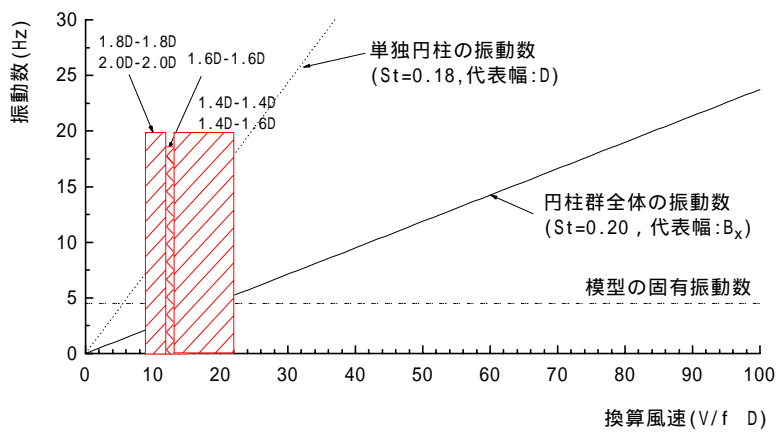
(b) は Type-B (3 × 4 ,10 本) の場合である .Type-A と同様に $S_x=1.4D$ $S_y=1.6D$ 以下の場合には円柱群全体の渦放出による渦励振が発生する .また ,円柱間隔が $1.6D$ 以上になると各円柱からの渦放出による渦励振が発生すると考えられる .しかし ,内部に円柱がないことにより ,単独円柱の場合とはやや異なった位置で渦励振が発現している .

(c) は Type-C (3 × 4 ,12 本) の場合である .この場合も $S_x=1.4D$ $S_y=1.6D$ 以下の場合には円柱群全体の渦放出による渦励振が発生すると考えられる .また ,円柱間隔が $1.6D$ 以上では Type-A と同様の各円柱からの渦放出による渦励振が発生していると考えられる .

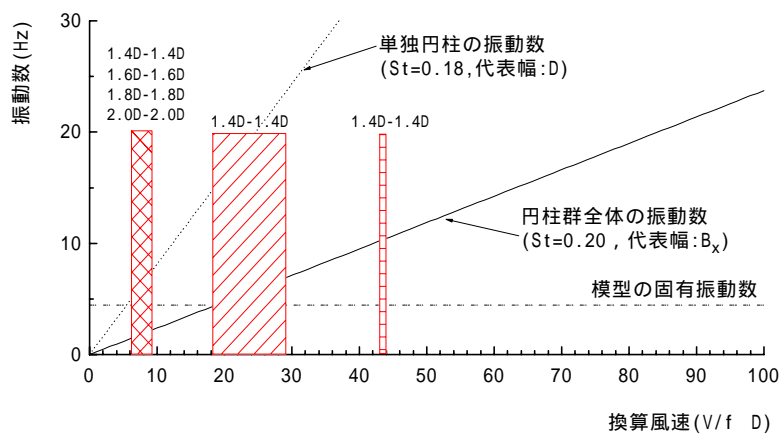
以上のように ,いずれの円柱配置においても ,円柱間隔で分類される 3 種類の渦励振が発生すると考えられる .また ,その発生振幅は $S_x=1.4D$ $S_y=1.6D$ 以下の時に生じる円柱群全体の渦放出による渦励振の場合に顕著になる .



(a) Type-A, 9本



(b) Type-B, 10本



(c) Type-C, 12本

図-4.29 円柱配置渦励振の関係

4.6.2 減衰の影響

前節で示したように、Type-A～Cのいずれの場合にも円柱間隔 $S_x=S_y=1.4D$ の時に最も振動振幅が卓越する。この場合、表-4.3に示す実構造物の諸元を勘案すると渦励振の発現風速は風速10m/s程度となり、長期間自立状態が続く場合や架設期間中に台風の接近等が予想される場合には制振対策が必要であると考えられる。

制振対策としては一般に空力的制振対策と構造力学的制振対策が考えられる。これまでの検討結果からわかるように、空力的な制振対策としては渦励振の発生しにくい鋼管間隔を選定することが考えられる。しかし、完成後の設計荷重が地震力によって決定されるために、架設時の耐風設計のために鋼管間隔を変更することは考えにくい。また、主桁に用いられるフェアリングやフラップといった制振対策も架設時ということを勘案すると採用しにくいと考えられる。そこで、鋼管自立時の制振対策としては、重泥水ダンパーを用いた制振装置²²⁾を自立時の塔頂部に設置する方法を採用することが考えられる。重泥水は比重の大きさとその粘性により、水を使う場合よりもコンパクトに設置することが可能であり、安定した動揺が期待できる。また、その配合により付加減衰機能を調整可能である。

そこで、本節では制振装置に対する付加減衰の要求性能に関する検討を行った。図-4.31～33に風速と振幅および減衰率の関係を示すが、これらの図より渦励振の発現振幅と減衰率との関係を求めたものが図-4.30である。ここで、横軸は実構造に対応するように補正を行った対数減衰率を示している。すなわち、実験より求められる発現振幅に対応する減衰率から、その振幅におけるスクルートン数を求め、実構造における $S_c=2.51$ に対応する対数減衰率を $\gamma=0.015$ とした比率から換算減衰率を求めたものである。

Type-Aの場合、振動数 $f=4.46\text{Hz}$ の場合を除き、スクルートン数の相違にかかわらず、ほぼ同様の傾向を示している。風洞実験において、振動の消滅を確認した減衰率は、必ずしも限界の減衰率となっているわけではないので、多少ばらつきがあるものの、 $\gamma=0.05$ 程度となると $f=4.46\text{Hz}$ の場合も含めて渦励振は消滅すると予測される。

なお、スクルートン数が概ね一致した場合でも、発生振幅にやや相違が生じているが、4.3節で述べたように、両者の相違は質量比が異なっていることによるものであり、 $f=4.46\text{Hz}$ の場合は $f=2.43\text{Hz}$ および 3.28Hz と比較して質量比が小さくなっている影響が実験時の挙動に影響が現れていると考えられる。

Type-B,Cの場合には模型質量および振動数は一致しており、相違は減衰率のみである。これらの場合、それぞれ実験時のスクルートン数の相違に関わらず、概ね一致した傾向を

示しており、渦励振の消滅する減衰率は ≈ 0.06 程度と予測される。

したがって、いずれの円柱配置においても最大 ≈ 0.07 程度となるような付加減衰性能が制振装置によって付加することが可能であれば、実構造における減衰率が ≈ 0.015 程度であっても渦励振を消滅できると考えられる。この場合、スクルートン数は $S_c=11$ 程度であり、鋼管群の重量が増加すれば、当然のことながら要求される付加減衰性能は小さくなる。重泥水ダンパーは設置が容易であり、 ≈ 0.1 程度まで減衰を付加する能力があり、実際の鋼管群の構造減衰に対応させてダンパーを設計することが可能である。

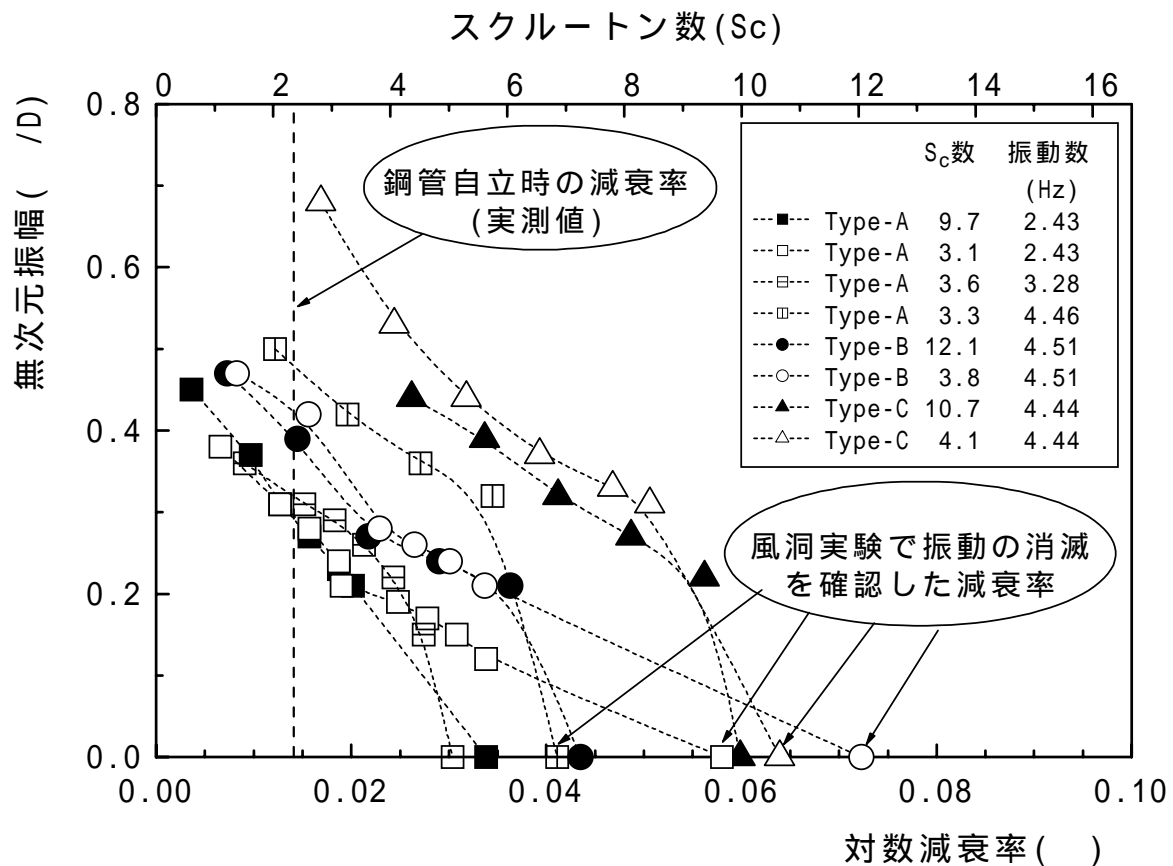


図-4.30 減衰の影響

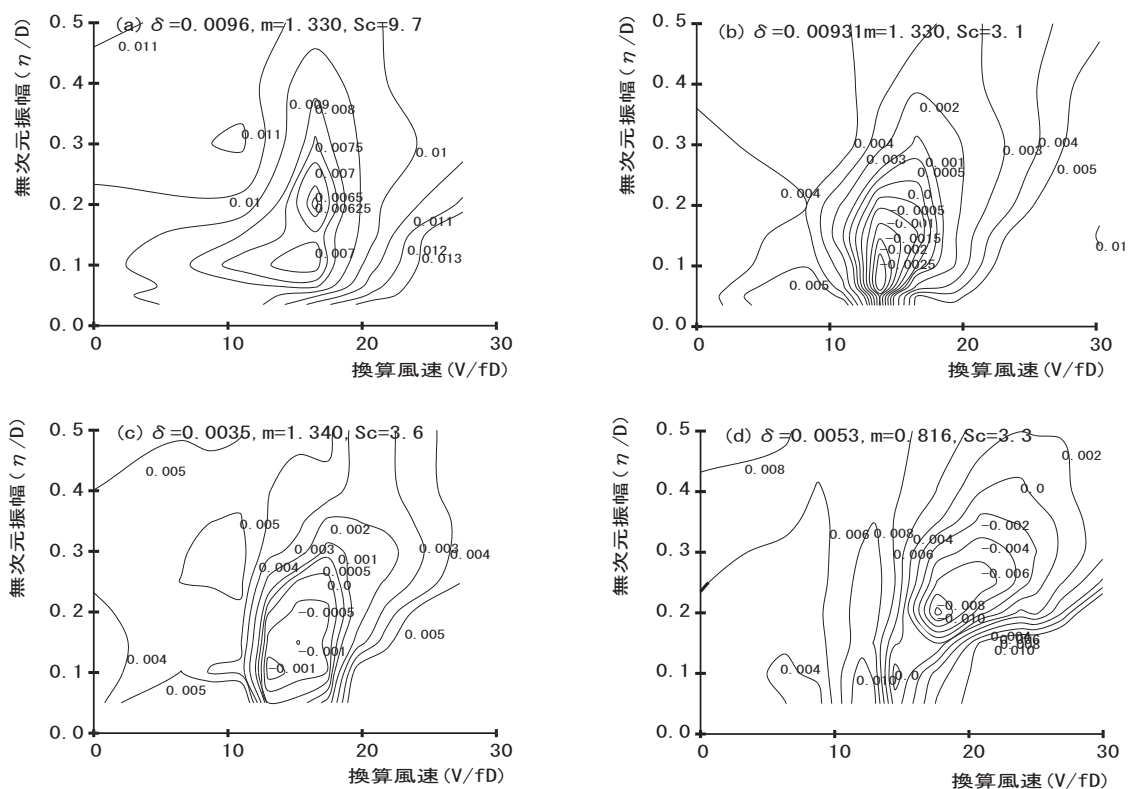


図-4.31 V-A- 関係(Type-A)

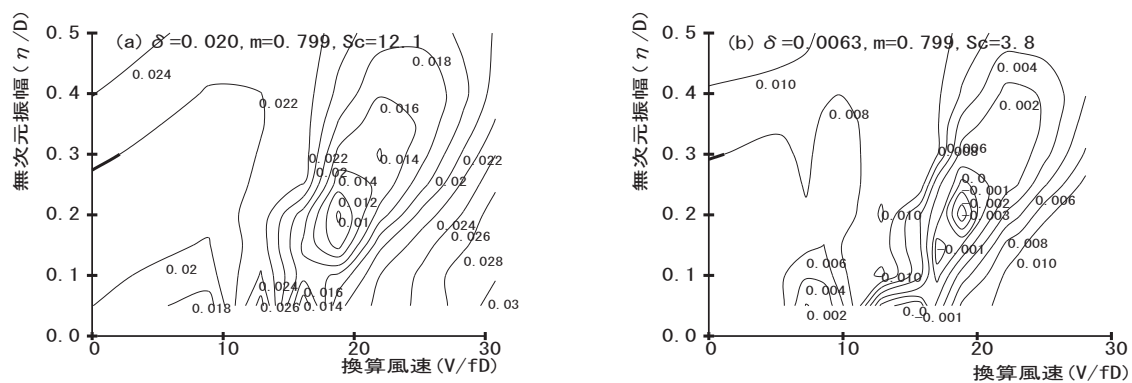


図-4.32 V-A- 関係(Type-B)

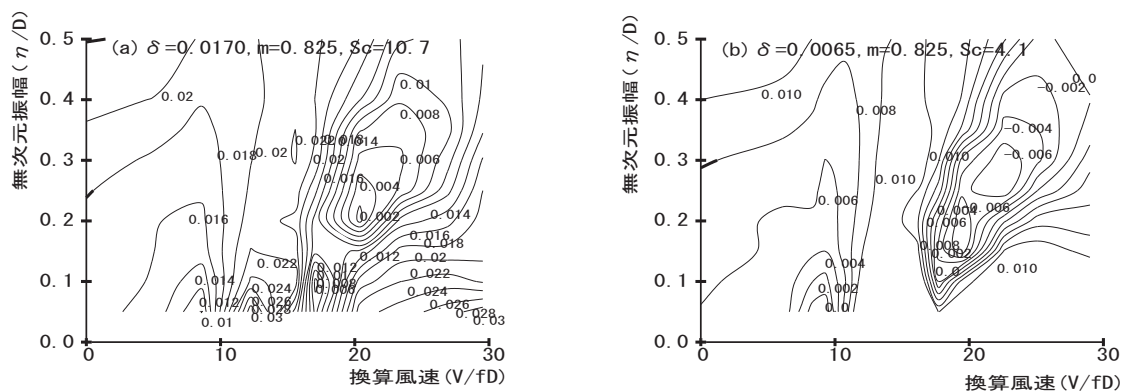


図-4.33 V-A- 関係(Type-C)

4.6.3 振動予測

2次元剛体模型を用いて振動現象の検討を行ってきたが、実際の鋼管群は3次元構造物である。そこで、構造物の3次元性を考慮して渦励振振幅の推定^{23), 24)}を行った。また、渦励振発生時の応力照査に必要となる動的揚力係数²⁵⁾の検討を行った。なお、前述のように乱流中では振幅を小さく評価する可能性があるので、一様流中の実験により渦励振振幅を評価することとした。

橋脚の基部から材長方向に沿ってx軸をとると、任意の着目点の風向直角方向たわみ変位 $Y(x, t)$ はたわみ1次モードの固有振動モード $\Phi(x)$ と基準座標 $q(t)$ を用いて、式(4.4)のように表される。

$$Y(x, t) = q(t)\Phi(x) \quad (4.4)$$

式(4.4)を分布質量 $m(x)$ であるような線形構造物の運動方程式に代入すると、基準関数 $q(t)$ の運動方程式は、

$$\ddot{q} + 2h_0\omega_0\dot{q} + \omega_0^2q = \frac{Q(t)}{M} \quad (4.5)$$

$$Q(t) = \int p(x, t)\Phi(x)dx \quad (4.6)$$

$$M = \int m(x)\Phi^2(x)dx \quad (4.7)$$

ここに、

h_0 ：鋼管群の減衰常数

ω_0 ：鋼管群の固有振動数

$p(x, t)$ ：単位長さ当たりの変動空気力

である。

渦励振を強制振動と考えると、強制空気力は次のように表される。

$$P = \frac{1}{2}\rho V^2 BC_{L0} \cos \omega t \quad (4.8)$$

ここに、

ρ ：空気密度

V ：渦励振風速

B：断面の代表幅

C_{L0} ：動的揚力係数

：変動空気力の振動数

である。これを、線形構造物の運動方程式に代入すると、以下のように表される。

$$\ddot{q} + 2h_0\omega_0\dot{q} + \omega_0^2 q = \frac{P}{M} \cos \omega t \quad (4.9)$$

$$P = \int 0.5\rho V^2 B C_{L0} \Phi(x) dx \quad (4.10)$$

$$M = \int m \Phi(x) dx \quad (4.11)$$

ここに、

m：単位質量

：固有振動モード

である。

定常振動の項に注目すると、

$$q = \frac{P}{M} \frac{\cos(\omega t - \varphi)}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + (2h_0\omega_0\omega)^2}} \quad (4.12)$$

$$\varphi = \tan^{-1} \frac{2h_0\omega_0\omega}{(\omega_0^2 - \omega^2)}$$

である。

渦励振では変動空気力の振動数が固有振動数に一致するので、

$$\omega = \omega_0$$

において、

$$q = \frac{P}{M} \frac{\cos(\omega_0 t - \varphi)}{2h\omega_0^2} \quad (4.13)$$

と表される。

したがって、共振振幅 (x) は、

$$\eta_2 = \frac{0.5\rho_2 V_2^2 B_2 C_{L02}}{m_2 \cdot 2h_{02}\omega_{02}^2} \quad (4.14)$$

となる。

2次元の場合には， $\Phi(x)=1$ として渦励振振幅と動的揚力係数は以下のように表される．
 なお， B の添え字2と3は2次元および3次元における値を示す．

$$\eta(x) = \frac{\left| \int 0.5 \rho V^2 B C_{L0} \Phi(x) dx \right|}{\int m \Phi^2(x) dx \cdot 2 h_0 \omega_0^2} |\Phi(x)| \quad (4.15)$$

したがって，動的揚力係数は，

$$\begin{aligned} C_{L02} &= \frac{m_2 \eta_2 2 h_{02} \omega_{02}^2}{0.5 \rho_2 V_2^2 B_2} = \frac{4\pi \cdot 2 m_2 \delta_{02} \cdot \eta_2 \cdot f_{02}^2}{\rho_2 \cdot B_2 \cdot V_2^2} \\ &= 4\pi \left(\frac{2 m_2 \delta_{02}}{\rho_2 B_x^2} \right) \left(\frac{\eta_2}{B_x} \right) \left(\frac{B_x}{B_2} \right) \left(\frac{f_{02} B_x}{V_2} \right)^2 \end{aligned} \quad (4.16)$$

となり， B_x を代表幅としたスクルートン数，渦励振振幅，渦励振発現風速などから求められる．

一方，実構造物では

$$\eta_3 = \frac{\left| \int 0.5 \rho_3 V_3^2 B_3 C_{L03} \Phi(x) dx \right|}{\int m_3 \Phi(x) dx \cdot 2 h_{03} \omega_{03}^2} \quad (4.17)$$

であるから，

$$\frac{\eta_3}{\eta_2} = \frac{\left| \int 0.5 \rho_3 V_3^2 B_3 C_{L03} \Phi(x) dx \right|}{\int m_3 \Phi(x) dx \cdot 2 h_{03} \omega_{03}^2} \cdot \frac{m_2 2 h_{02} \omega_{02}^2}{0.5 \rho_2 V_2^2 B_2 C_{L02}} \Phi(x) \quad (4.18)$$

となるが，相似則より，

$$\frac{m_2}{\rho_2 B_2^2} = \frac{m_3}{\rho_3 B_3^2}, \quad \frac{V_2}{\omega_2 B_2} = \frac{V_3}{\omega_3 B_3}, \quad h_2 = h_3 \quad (4.19)$$

である．

さらに，断面および風速が材長方向に一樣であるとして $C_{L02}=C_{L03}$ と仮定すると，

$$\frac{\eta_3}{\eta_2} = \frac{B_3}{B_2} \cdot \frac{\left| \int \Phi(x) dx \right|}{\int \Phi^2(x) dx} |\Phi(x)| \quad (4.20)$$

と表される．

ここで，自立状態における鋼管の変位モードを，

$$\Phi(x) = 1 - \cos \frac{\pi x}{2l}, \quad \Phi(x) = 1 - \frac{4x}{3l} + \frac{x^4}{3l^4} \quad (4.21)$$

という正弦波形もしくは等分布荷重作用時のたわみ関数によって表現すると図-4.34に示すようになり，両者に大きな差はみられない．頂部におけるそれぞれ振動振幅は次のように表される．

$$\frac{\eta_3}{B_3} = 1.60 \frac{\eta_2}{B_2}, \quad \frac{\eta_3}{B_3} = 1.56 \frac{\eta_2}{B_2} \quad (4.22)$$

したがって，実構造物では2次元実験より求めた無次元振幅の1.6倍程度になると考えられる．

実験結果から自立時における鋼管群の渦励振時における振幅を推定すると，Type-Aにおいて最も大きい振幅が観察された $f=4.46\text{Hz}$ の場合には約 965mm となる．

次に，式(8)より水平偏角 $\theta=0^\circ$ において動的揚力係数を求めた結果を図-4.35に示す．Type-A・Bともに水平偏角の影響はなく，Type-Aの方がType-Bよりも大きくなり，Type-Cの場合は両者の中間に位置している．また，円柱間隔の影響をみると，Type-Aでは $S_y=1.4D$ および $1.6D$ の場合ともに相違ないが，Type-Bでは $S_y=1.6D$ の方が $S_y=1.4D$ の場合よりもやや大きく，円柱配置により異なっている．この動的揚力係数を用いて，渦励振時における静的換算空気力²⁵⁾である風直角方向荷重 P_x を次のように表すことが出来る．

$$P_x = 0.5 \rho V_{cr}^2 A_y C_{L0} \frac{\pi}{\delta}, \quad V_{cr} = \frac{f B_x}{S_t} \quad (4.23)$$

ここに，

V_{cr} ：渦励振風速

A_y ：水平偏角が 0° における y 軸方向の鋼管投影面積

St ：ストローハル数

である．

これを全断面に等分布荷重として作用させることによって，風直角方向の変位および応力を求めることができる．

なお，風方向荷重を抗力係数と渦励振風速を用いて以下のように算定し，重ね合わせることにする．

$$P_y = 0.5 \rho V_{cr}^2 A_x C_D \quad (4.24)$$

ここに ,

A_x : 水平偏角が 0° における x 軸方向の鋼管投影面積の合計 ,

C_D : 抗力係数

である .

ここで , 静的設計における風荷重と渦励振時の風荷重を Type-A の円柱間隔 $S_x = S_y = 1.4D$ の場合について比較すると以下のように表される .

$$\frac{P_x}{P_y} = \frac{V_{cr}^2 C_{L0} \frac{\pi}{\delta}}{V^2 C_D G} \quad (4.25)$$

$B_x = 5.4\text{m}$, $f = 0.4\text{Hz}$, $S = 0.2$ とすると渦励振発生風速は

$$V_{cr} = f B_x / S = 0.4 \times 5.7 / 0.2 = 11.4 (\text{m/s})$$

となる . また $V = 40\text{m/s}$, $C_{L0} = 0.19$, $C_D = 1.5$, $\delta = 0.015$, $G = 1.9$ とすると

$$\begin{aligned} \frac{P_x}{P_y} &= \frac{V_{cr}^2 C_{L0} \frac{\pi}{0.015}}{1.9 V^2 C_D} \\ &= \frac{11.4^2 \times 0.19 \times \pi / 0.015}{40^2 \times 1.5 \times 1.9} = 1.13 \end{aligned}$$

と求められる .

このように , 渦励振時には静的設計荷重と同等以上の風荷重が作用する可能性がある .

したがって , 長期間自立状態が継続する場合や渦励振の発生しやすい風環境が想定される場合には , 応力状態を十分検討する必要がある .

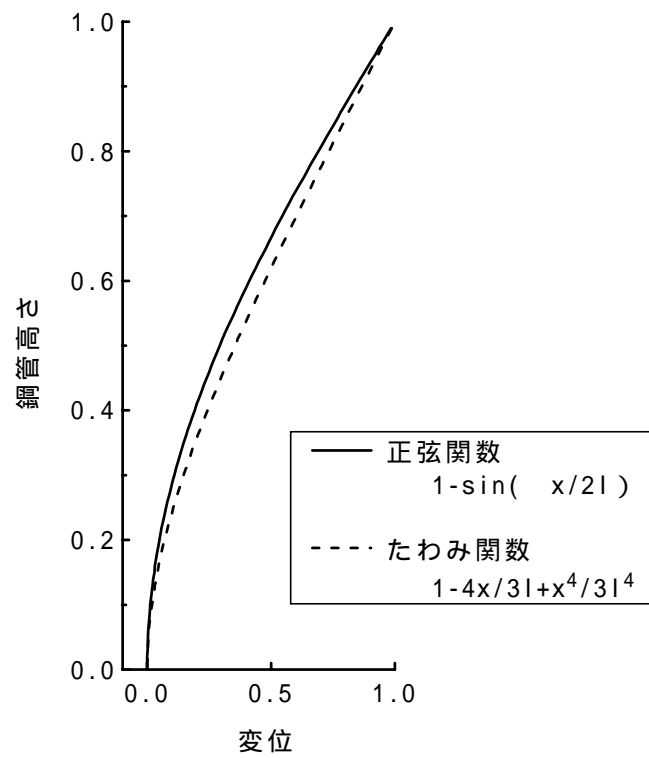


図-4.34 鋼管群の変位モード

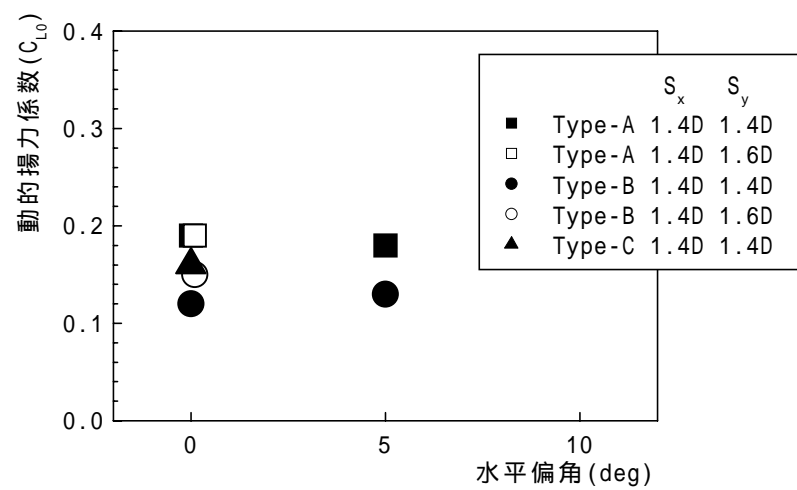


図-4.35 動的揚力係数

4.6.4 動的照査方法

これまでの検討結果を踏まえ、鋼管自立時の合理的な動的照査方法を提案する。以下にその手順の概略を示す。

a) 渦励振の発生する可能性の判定

以下の条件を満たす時は、制振対策や動的な応力照査は必要なしとする。

- ・鋼管間隔による照査(乱流中では渦励振発生が円柱間隔1.4Dの場合に限定されたことを考慮して鋼管群の配置方法は関係なしに、鋼管群の間隔が鋼管径の1.6倍以上、4.5.1項参照)
- ・構造減衰による照査(スクルートン数 $S_c=11$ 以上 4.6.2項参照)
- ・気流の乱れ強さによる判定(乱れ強さ $I_u=15\%^{25)}$ 以上 4.4.2項参照)
- ・鋼管自立期間を考慮(架設地点の地形、季節、架設期間から渦励振発現風速の発生頻度が極めて小さい場合)

b) 渦励振の発現する可能性がある場合の対策と検討

- ・風洞実験を実施して、その鋼管配置や鋼管間隔で振動の発生しないことを確認する。
- ・必要な減衰を付加することが可能な制振装置を設置する。(4.6.2項参照)
- ・制振対策を施さない場合は、風方向および風直角方向に風荷重を載荷して、応力度の照査を実施し、安全性を確認する。また、疲労に対する配慮が必要となる。なお、風方向の風荷重は抗力係数と渦励振時の風速を用いて算定する。(4.6.3項参照)

c) 風荷重載荷方法

風荷重を材長方向に等分布荷重として、載荷方法は第三章で述べた静的照査方法における載荷方法に準ずる。

- ・風直角方向荷重：

$$P_x = 0.5 \rho V_{cr}^2 A_y C_{L0} \frac{\pi}{\delta}, \quad V_{cr} = \frac{f B_x}{S_t} \quad (4.26)$$

ここに、

：空気密度

V_{cr} : 渦励振風速

A_y : 水平偏角が 0° における y 軸方向の鋼管投影面積の合計

C_{L0} : 動的揚力係数

: 構造減衰

f : 固有振動数

B_x : x 軸方向の幅

S_t : ストローハル数

・ 風方向荷重 P_y :

$$P_y = 0.5 \rho V_{cr}^2 A_x C_D \quad (4.27)$$

ここに ,

A_x : 水平偏角が 0° における x 軸方向の鋼管投影面積の合計 ,

C_D : 抗力係数

4. 7 おわりに

鋼管・コンクリート複合構造橋脚架設時の鋼管自立状態における合理的な動的耐風設計手法の確立を目的として、3 段 3 列 9 本、3 段 4 列 10 本および 12 本に配置された鋼管群の振動性状について鋼管間隔が直径の 1.4 ~ 2.0 倍の範囲で実験的な検討を行った。超臨界域のレイノルズ数の流れを模擬するために、風洞実験は乱流中において抗力係数を変化させる方法を用いて実施した。この際、乱れの影響により渦励振振幅に影響を及ぼすことが考えられるので、一様流中と乱流中における渦励振の発現風速領域が一致することを確認した上で、一様流中の実験結果により振幅の評価を行った。したがって、風洞気流が実際のどの様なレイノルズ数レベルの気流に相当するかを明確に定義することは出来ておらず、空気力、振動現象ともに相似させることは今後の課題である。本研究によって得られた、動的耐風設計にかかわる知見をまとめると以下のようになる。

- (1) 一様流中の実験では、3 段 3 列および 3 段 4 列の鋼管配置よりも鋼管間隔が渦励振の発現に大きな影響を与える。
- (2) 鋼管配置にかかわらず、渦励振の発現風速は各鋼管間隔ごとに概ね一致する。
- (3) 渦励振の発生メカニズムには各鋼管から発生する渦に起因する場合と鋼管群全体から発生する渦に起因する 2 つのタイプ場合がある。
- (4) 鋼管間隔の小さい方が発現振幅が大きくなる傾向を示し、鋼管間隔が直径の 1.4 倍程度の場合に振幅が最も大きい。
- (5) 乱流中の実験では、振幅が減少し鋼管間隔が直径の 1.4 倍の時のみに渦励振の発生する可能性が認められた。
- (6) 減衰率が 0.07 程度 ($S_c=11$) になるような付加減衰により、渦励振を消滅させることが可能である。
- (7) 実構造物の減衰率を 0.02 程度と想定すると、渦励振による振動は静的な設計荷重と概ね同様の大きさと考えられる。
- (8) 以上の結果を踏まえ、動的照査方法を提案した。

参考文献

- 1) 日本道路公団技術部：鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル ,1998.8
- 2) 石川勇 ,石田誠幸：山形自動車道大綱川橋の設計と施工 ,橋梁 ,pp.50-57,1998.3
- 3) 小林勝 ,加藤敏明：ハイブリッド・スリップフォーム工法の最近の展開 ,セメント・コンクリート ,No.628 ,1999.6
- 4) 建設省土木研究所：斜張橋並列ケーブル耐風制振に関する共同研究報告書（その3） ,1995.3
- 5) 建設省土木研究所：斜張橋並列ケーブルのウェイクギャロッピング制振対策検討マニュアル（案） ,1995.9
- 6) 野村敏雄 ,藤原章博 ,伊藤雅保：並列ケーブルのウェイクギャロッピングに対する構造的制振対策 - 各種条件下における減衰機能付きスパーサの有効性について - ,土木学会年次学術講演会 ,pp.488-489 ,1996.9
- 7) ESDU79025 : Fluctuating response of circular cylinders in small groups in fluid flow, 1990.
- 8) Vickery, B.J. : Across-wind buffetting in a group of four-in-line model chimneys. Proc. 4th Colloq. "Industrial aerodynamics", Aachen, June 1980, Buildings Aerodynamics, Pt2, Fachhochschule, Aachen, pp.169-182,1980
- 9) Hanenkamp, W., Hamer, W. : Transverse vibration behaviour of cylinders in line. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.7, No.1, pp.37-53,1981
- 10) 佐藤敏浩 ,市岡文彦 ,今山善之 ,川田裕：流動解析による熱交管群の振動と気柱振動に関する研究 ,三菱重工技報 ,Vol.32 No.2 ,pp.97-100,1995.3
- 11) 定岡紀行 ,梅垣菊男 ,小橋啓司：単管及び管群における流体・構造連成振動解析 ,計算工学講演会論文集 , Vol.1 ,pp.401-404,1996.5
- 12) 野村敏雄 ,加藤敏明：近接する並列円柱群の対風応答に関する一考察 ,土木学会年次学術講演会 , -B21 ,pp.42-43,1998.9
- 13) 日本鋼構造協会編：構造物の耐風工学 ,東京電機大学出版局 ,pp.605-606,1997
- 14) 岡内功 ,伊藤学 ,宮田利雄：耐風構造 ,丸善 ,pp.162-163,1977
- 15) 北川徹哉 ,水野裕介 ,木村吉郎 ,藤野陽三：風圧測定に基づく塔状円柱構造物のエンドセル励振の発生機構 ,土木学会論文集 ,No.647/I-51 ,pp.191-204 ,2000.4
- 16) 戸田透 ,山崎和夫 ,酒井洋典 ,小川一志：曲線斜張橋主塔の耐風安定性とその防振対

策 - 部分模型実験 - ,土木学会年次学術講演会 , -293 pp.585-586 ,1984.9

- 17) 大野惣平 ,安藤憲一 ,佐野信一郎 ,坂井藤一 : 曲線斜張橋主塔の耐風安定性とその防振対策 - 全体模型実験 - ,土木学会年次学術講演会 , -294 pp.587-588 ,1984.9
- 18) 松本勝 ,白石成人 ,白土博通 ,北川良一 ,柴田豪之 ,桂一詩 ,西崎孝之 ,辻本和宏 : 吊橋主塔の空力特性とその耐風安定化対策 ,第 12 回風工学シンポジウム ,1992
- 19) Khalak, A., Williamson, C.H.K. Dynamics of a hydroelastic cylinder with very low mass and damping, Journal of Fluids and Structures, pp.455-472,1996.10
- 20) 田村哲郎 ,伊藤嘉晃 : 動力学特性値の変化による空力不安定振動の応答評価 ,日本建築学会構造系論文集 ,第 504 号 pp.15-21 ,1998.2
- 21) Griffin, O.M., Ramberg, S.E. : Some recent studies of vortex shedding with application to marine tubulars and risers, Transactions of the ASME, 4/Vol.104, pp.2-13, 1982.3
- 22) 孫利民 ,菊地敏男 ,後藤洋三 ,林正夫 : 重泥水を用いた同調液体ダンパー (TLD) に関する研究 ,土木学会論文集 , No.661/ -53 pp.211-220 ,2000.10
- 23) 建設省土木研究所 : 名港西大橋の耐風性調査報告書 ,土木研究所資料 1741 号 ,1981
- 24) 阪神高速道路公団 ,阪神高速道路の耐風設計に関する検討 ,設計荷重委員会報告書 , 1984
- 25) 日本道路協会 : 道路橋耐風設計便覧 ,1992.7.

第5章 実橋脚の架設時挙動

5.1 はじめに

第2章から第4章では、主に風洞実験を通じて鋼管群に作用する空気力を評価し、静的照査方法および動的照査方法の提案を行った。最近、鋼管・コンクリート複合構造を有する高橋脚の施工例が増加しており、小網川橋、芝川高架橋および見延橋などでは、すでにこれまでの研究成果を取り入れた耐風設計が行われている。本章では台風等の接近により強風に晒される可能性の高い実際の施工中の橋脚において、風観測及び動態観測を行いその挙動を検討した。

耐風設計においては強風時の平均変位を含めた全体の挙動を把握する必要がある。すなわち、構造物の風に対する応答が動的成分と静的成分を含むので、その両者を評価することが重要となる。従来、強風時における構造物の応答観測では、直接全体変位を計測することが難かしいので、加速度計^{1)～3)}等が使用されることが多い。

本研究においても実験で得られた抗力係数を用いて算定される動的変位成分と、速度計を用いて測定した振動速度を変位に変換した動的変位成分との比較を行い、提案した照査方法の妥当性の検討を行った。

なお、加速度計や速度計を用いた計測では、静的成分の検出が極めて困難であるので、近年、GPS^{4,5)}や非接触変位計^{6,7)}を用いて吊り橋や煙突などで直接変位計測することが始められている。

本研究においても高精度な計測が可能であるため、測量では幅広く使用されている自動追尾型トータルステーションを利用した直接変位計測の適用性を検討を行い、平均変位成分を含む全体挙動の調査を試みた。このトータルステーションを用いた測定に関しては付録として後述する。

5.2 測定橋脚の概要

観測は鹿浦橋(主要地方道伊仙天城線)で実施した。鹿浦橋は図-5.1に示すように鹿浦川の河口部に架設されており、徳之島の南西部に位置している。鹿浦橋の概要を表-5.1に示す。また、橋梁全体図を図-5.2に、P1、P2橋脚の構造一般図を図-5.3に示す。

表-5.1 鹿浦橋の諸元

路線名	主要地方道伊仙天城線		
道路規模	第3種第3級(V=50km/h)		
活荷重	B活荷重		
橋長	240.000m		
径間長	70.000+100.000+70.000		
構造形式	上部工	PC三径間連続ラーメン箱桁橋	
	下部工	逆T式橋台 鋼管・コンクリート複合構造橋脚	
	基礎工	A1,A2橋台 - 場所打ち杭 1000	
		P1,P2橋脚 - 深礎杭 10000	
有効幅員	10.250m		
平面線形	A=95～		
縦断勾配	2.900%～2.129%		
横断勾配	2.27%～1.50%		

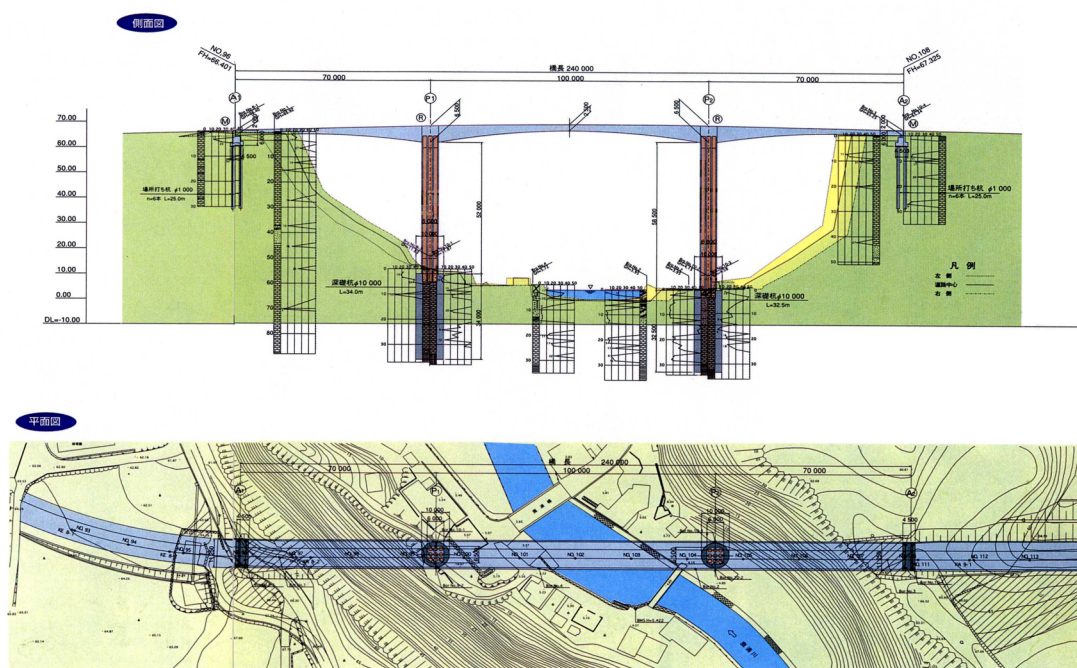


図-5.2 鹿浦橋の概要

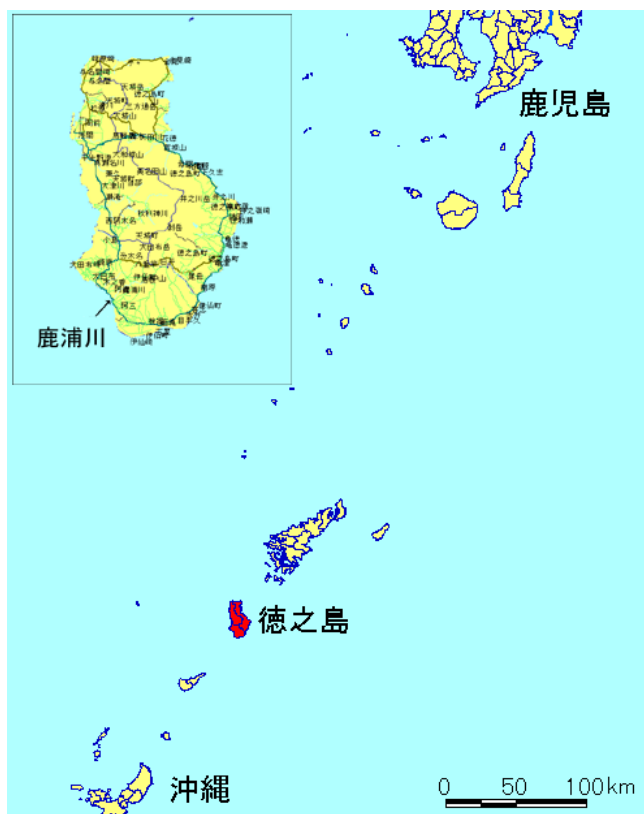


図-5.1 鹿浦橋の架設位置

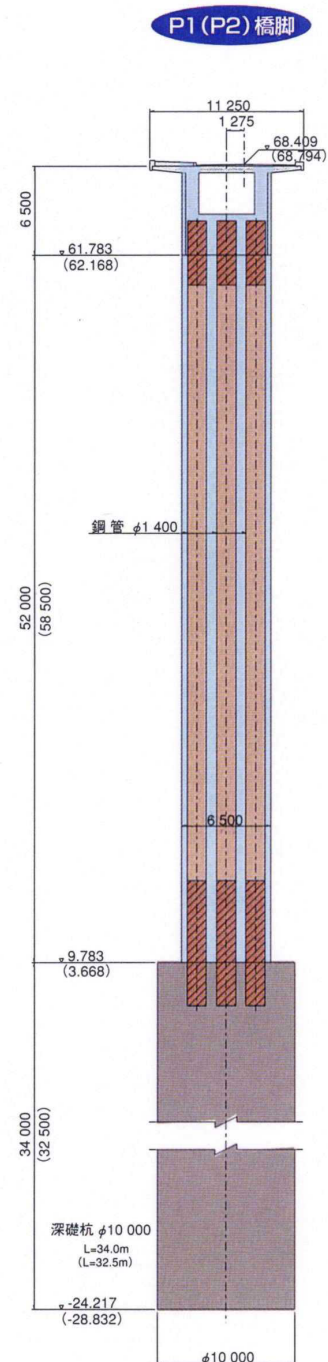
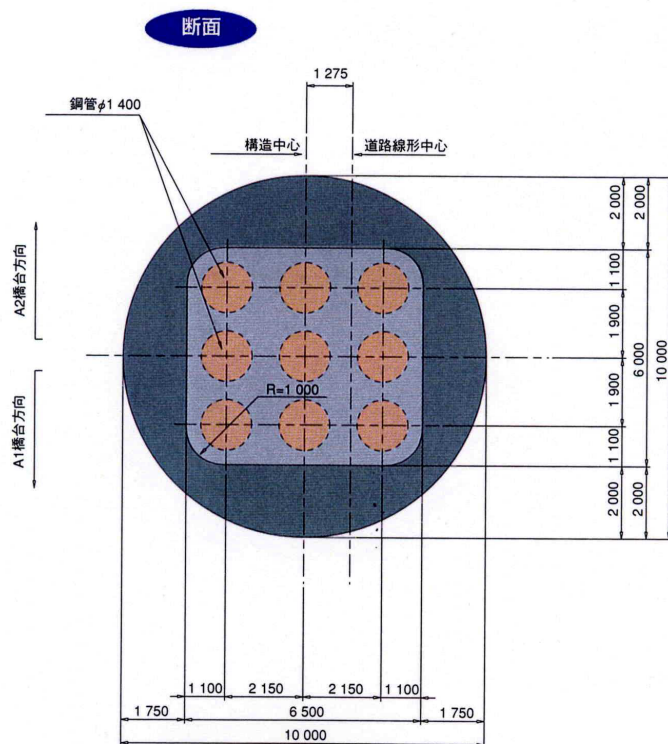


図-5.3 鋼管・コンクリート複合構造橋脚（一般図）

5.3 観測の概要

5.3.1 計測方法

図-5.4に風による橋脚の変形状況を示す。風による変形には平均風速成分による静的な変位成分とガスト応答や渦励振などによる動的な振動成分が含まれる。そこで、速度計測により変動風速に対する変動変位成分の抽出を下記の計測器を用いて行った。

図-5.5にセンサーの設置状況を、図-5.6に実際の観測位置を示す。また、写真-5.1に機器の設置状況を示す。

- a) 鋼管柱頂部に設置したサーボ型速度計により応答速度を計測し、鋼管群の固有振動数、応答変位、減衰率など動的成分を求める。
- b) 鋼管柱頂部に設置した矢羽根式風向計、三杯風速計により風向及び風速を計測し、平均風向、平均風速や乱れ強さなどを求める。
- c) 鋼管柱頂部に設置した温度計により鋼管温度を計測する。

5.3.2 計測システム

図-5.7に計測システムおよび計測機器を示す。速度計、風向風速計および温度計で計測されたデータは専用アンプを通じてデータロガーに記録した後、パソコンで処理した。サンプリング間隔は1/100秒である。

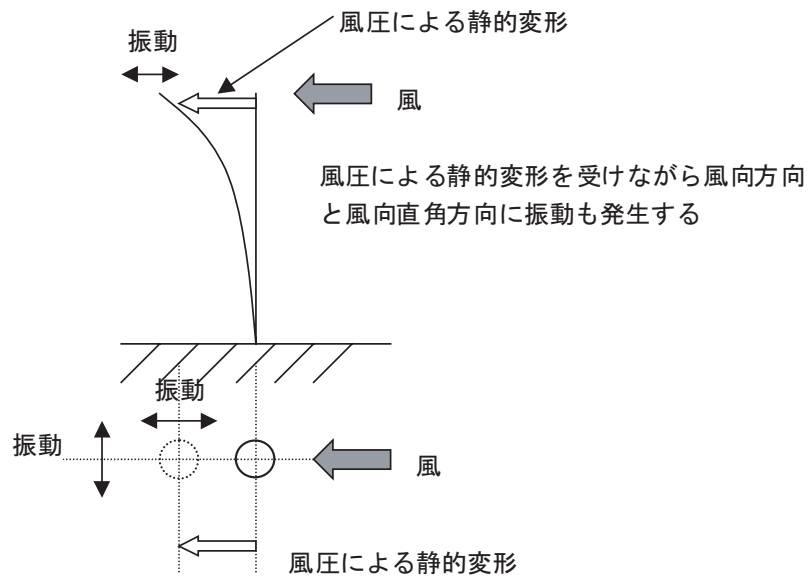


図-5.4 風外力による橋脚の変形状況

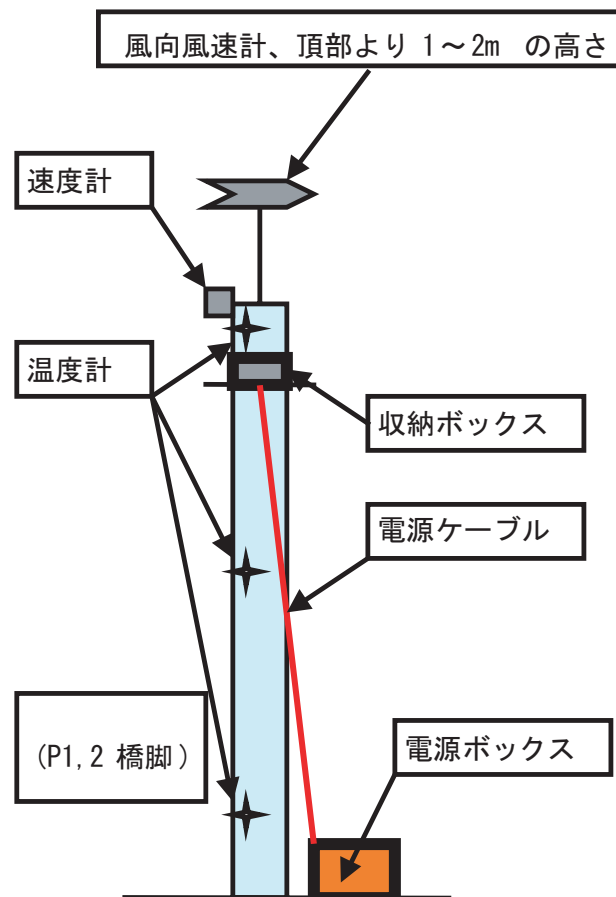


図-5.5 計測機器の設置状況

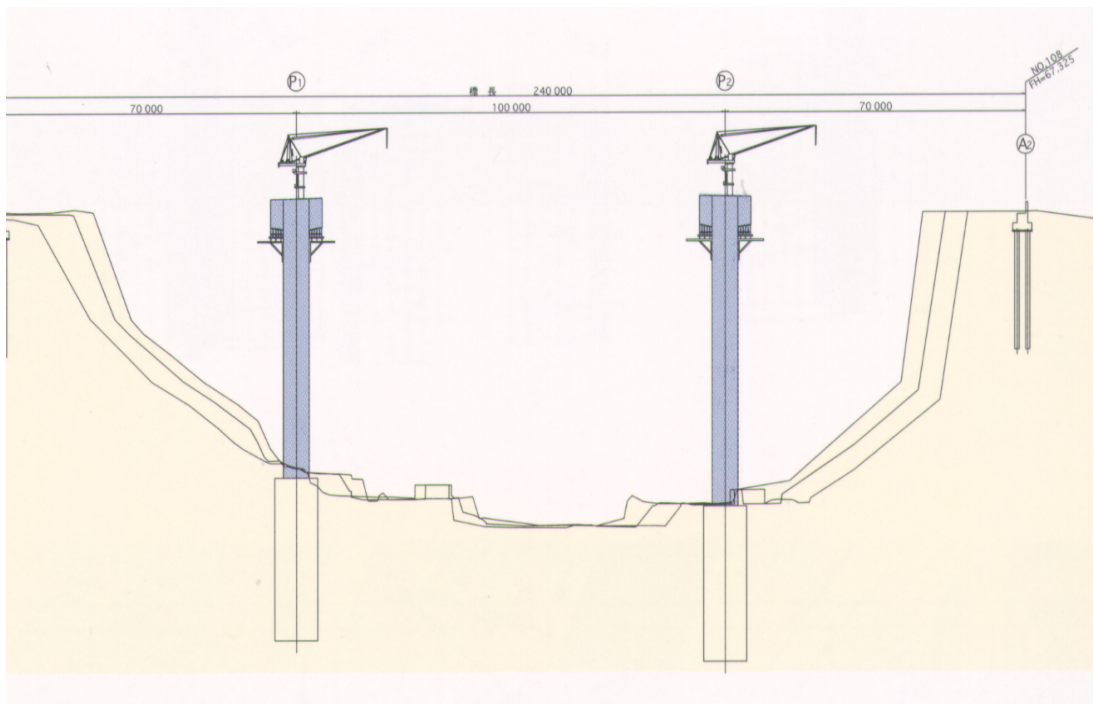


図-5.6 観測位置

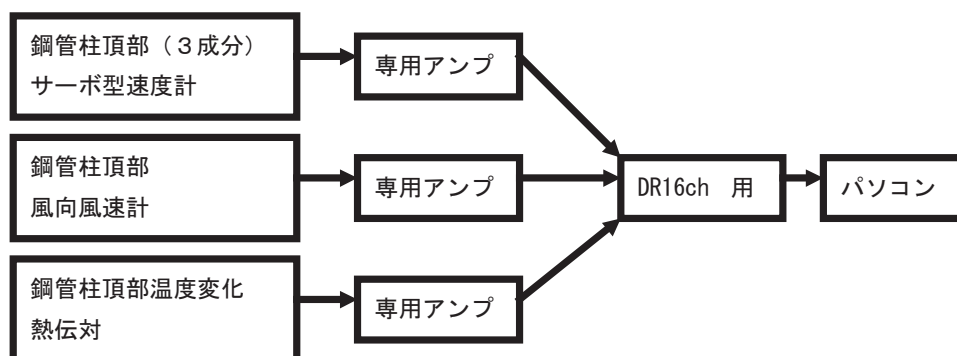


図-5.7 計測システム及び計測機器



写真-5.1 観測機器の設置状況

5.4 動態観測

観測の対象としたP 2 橋脚の鋼管群は ,自立時の鋼管長が約61m ,鋼管の直径は1400mm であり ,3 段3 列9 本である .鋼管間隔は橋軸方向が2150mm(1.5D) ,橋軸直角方向が1900mm(1.4D) である .図 -5.8に測定位置と方位の関係を示す .

図 -5.9に無風に近い状態での一次振動の固有振動数を示すが ,X 方向 ,Y 方向それぞれ 0.44Hz および0.42Hz であった .

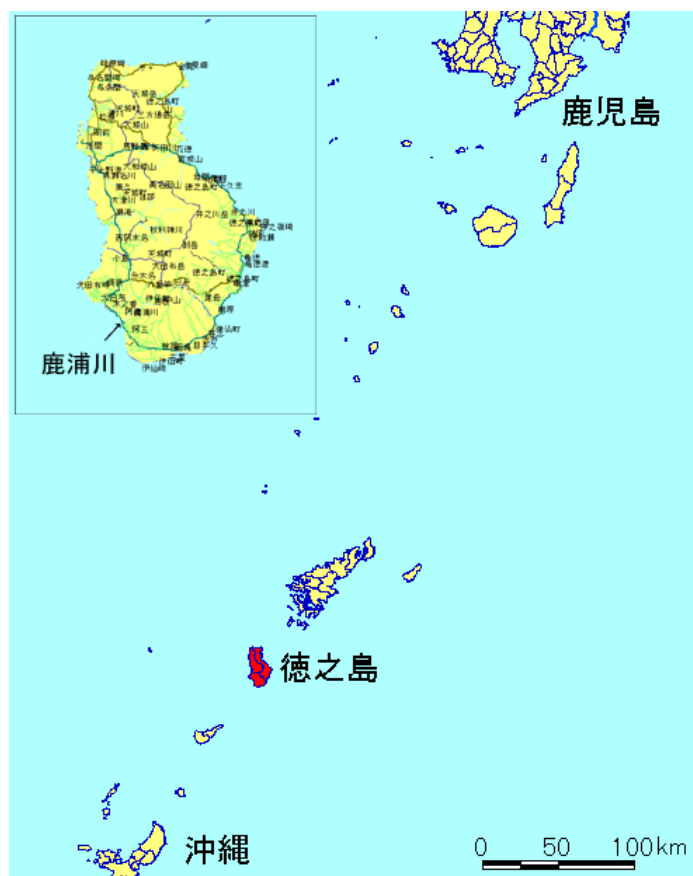


図-5.1 鹿浦橋の架設位置(再掲)

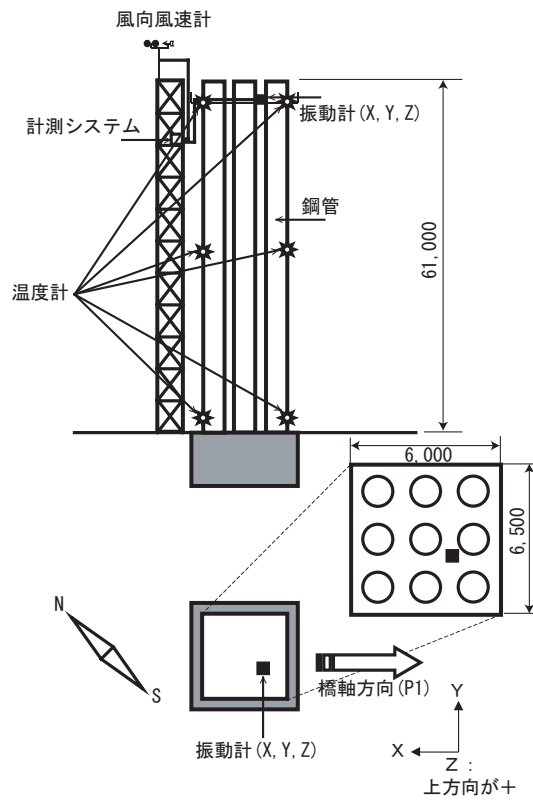


図-5.8 測定位置と方位の関係

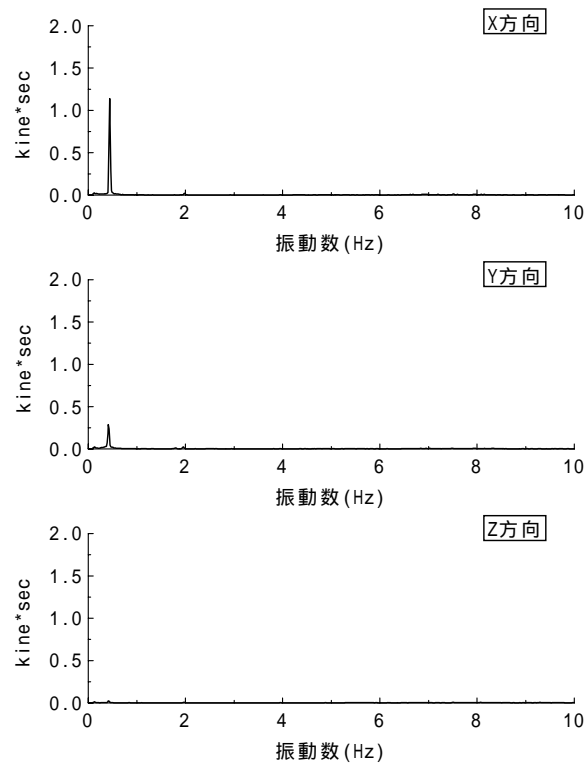


図-5.9 固有振動数

5.4.1 風の特徴

風観測は鋼管群が自立状態となる鋼管立て込み完了後からコンクリート打設時までの2001年8月5日～8月30日に実施した。この間、主に強風が観測出来たのは台風11号が接近し始めた8月16～17日である。

表-5.2及び図-5.10に代表的な観測結果を示す。また、図-5.16に示す風向方向の風速変動のスペクトルを図-5.17に示す。図中の曲線～は、道路橋耐風設計便覧に示される粗度区分（表-5.3参照）ごとに求めた、カルマン型スペクトルである。

カルマン型スペクトルはESDU74031では以下のように定義される。

$$\frac{fS_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4X_u}{(1+70.8X_u^2)^{5/6}} \quad (5.1)$$

$$X_u = \frac{f^x L_u}{U_{\tilde{z}}} = \frac{fB^x L_u}{U_{\tilde{z}} B} \quad (5.2)$$

$$^x L_u = 25\tilde{z}^{0.35} / z_0^{0.063} \quad (5.3)$$

$$\tilde{z} = z - d \quad (5.4)$$

ここに L_u^x ：乱れスケール z ：高度 d ：ゼロ面変位である。

通常 d は大きな粗度の高さの70～80%の値をとるとされているが、ここでは、表-5.3に示される地表面の地物の代表高さ z_b を d として採用した。

道路橋耐風設計便覧において、カルマン型スペクトルは式(5.1)に乱れ強さ I_u の2乗を乗じて、次式のように示されている。

$$\frac{fS_u(f)}{U^2} = \frac{4X_u I_u^2}{(1+70.8X_u^2)^{5/6}} \quad (5.5)$$

この場合、乱れ強さは次式で定義されている。

$$I_u = \frac{1}{\ln(30/z_0)} \left(\frac{30}{z} \right)^\alpha \quad z_b < z < 100$$

$$I_u = \frac{1}{\ln(30/z_0)} \left(\frac{30}{z_0} \right)^\alpha \quad z < z_b \quad (5.6)$$

表-5.2 主な観測結果

FileName	測定日	時刻	最大変位 (cm)			平均風向 Degree	風速 (m/s)			乱れ強さ
			X	Y	Z		最大	最小	平均	
TOKU_386	2001年8月17日	10:42:38	1.371	1.177	0.105	46.899	13.783	2.368	7.928	27%
TOKU_389	2001年8月17日	11:12:17	0.837	1.194	0.109	43.322	14.689	3.461	7.740	30%
TOKU_392	2001年8月17日	11:41:56	1.573	1.456	0.129	42.638	15.078	3.354	8.422	23%
TOKU_394	2001年8月17日	12:01:51	0.855	1.532	0.138	44.362	14.392	3.451	7.968	27%
TOKU_398	2001年8月17日	12:41:21	1.027	0.980	0.090	42.630	14.182	3.057	8.290	23%

表-5.3 気流の特性を決定するための諸数値

地表粗度区分				
z_b (m)	5	10	15	30
	0.12	0.16	0.22	0.29
z_G (m)	500	600	700	700
z_0 (m)	0.01	0.05	0.3	1.0

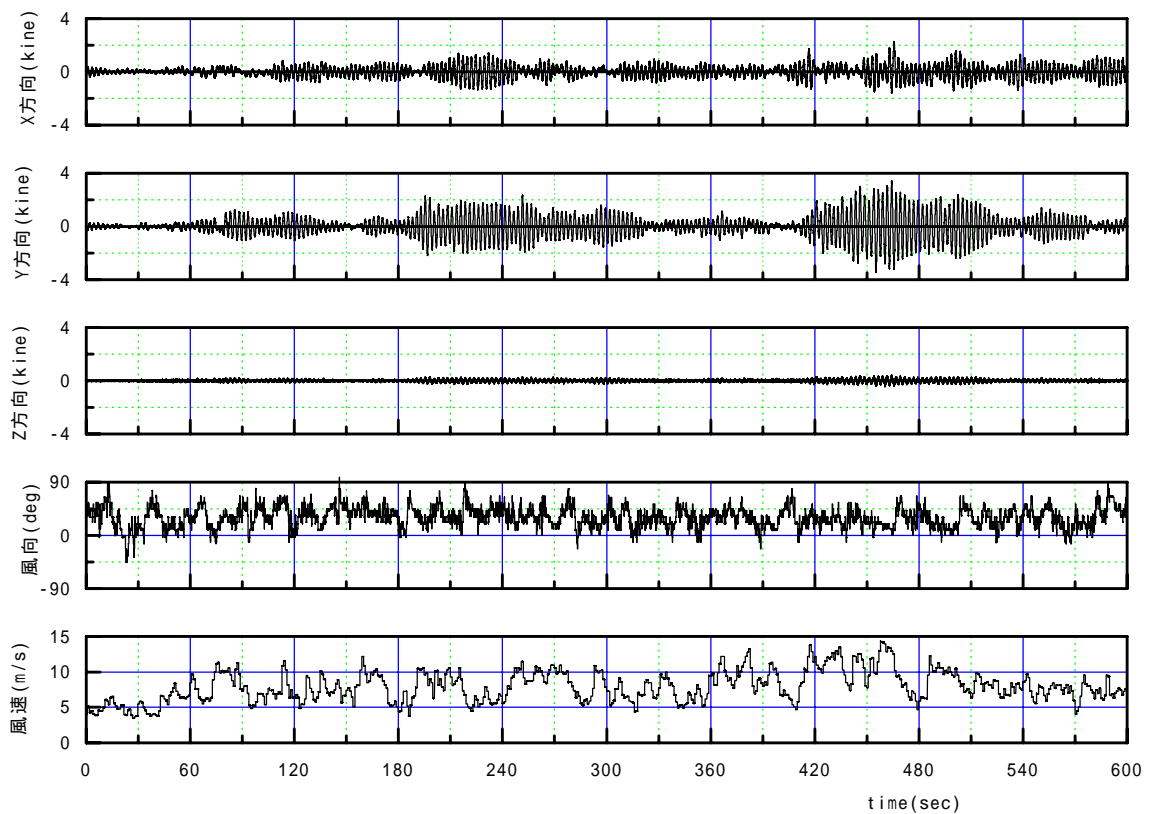


図-5.10 代表的な時系列波形

一方 ESDU74031 では乱れ強さは次式のように定義されている .

$$I_u = \frac{1}{\ln(\tilde{z}/z_0)} (0.867 + 0.556 \log \tilde{z} - 0.246 \log^2 \tilde{z}) \lambda \quad (5.7)$$

$$\lambda = \begin{cases} 1 & z_0 \leq 0.02m \\ 0.76/z_0^{0.07} & 0.02m < z_0 < 1.0m \\ 0.76 & z_0 \geq 1.0m \end{cases}$$

これらの乱れ強さの定義の相違による影響は粗度区分 ~ では殆ど見られなかった .
 しかし ,図 -5.11 から分かるように ,粗度区分 において ESDU の定義に従うと耐風設計
 便覧の場合よりもやや大きく評価される傾向にある .

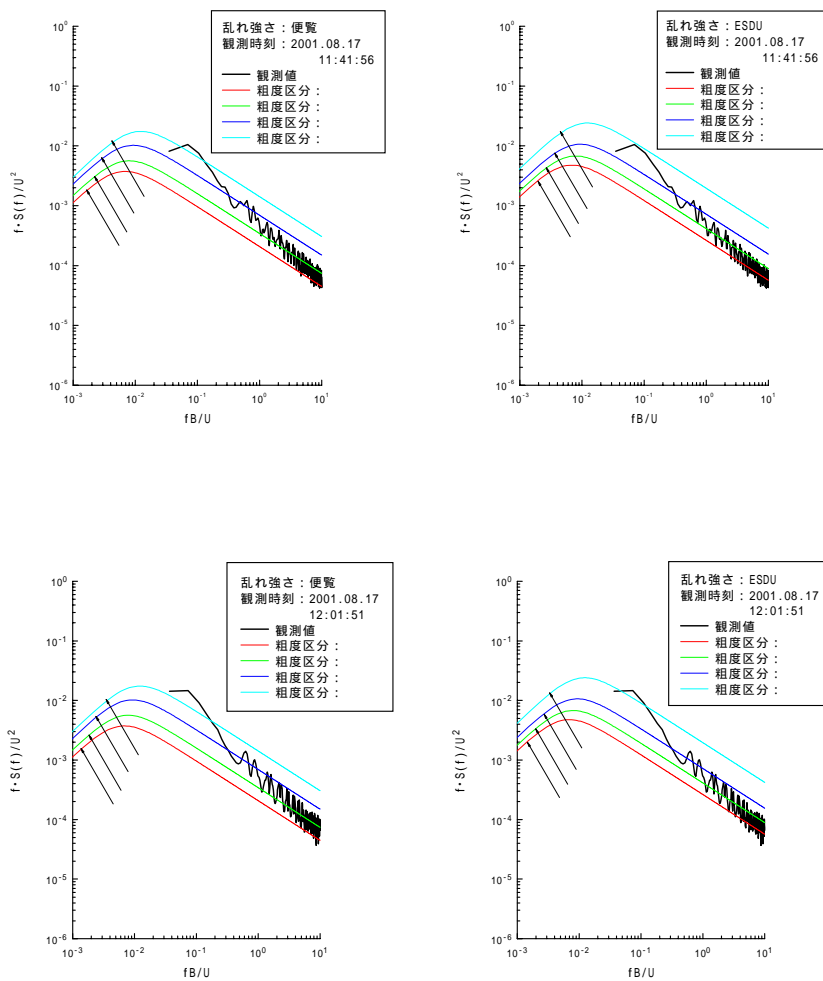


図-5.11 風速のパワースペクトル

図-5.12に観測期間全体および台風11号が接近中の8月16日および17日における風配図を示す。観測地点は鹿浦港に面しており、南西風が海側、北東風が山側からの風となる。台風11号の通路が観測地点の右側に位置したので、台風通過中は橋軸直角方向(y方向)の北東風が卓越した。瞬間最大風速は15m/s、平均風速は8.3m/s程度であった。

図-5.13に平均風速と乱れ強さの関係を示すが、風速6.0m/sからほぼ $I_u=0.25$ 程度となり、道路橋耐風設計便覧による式(5.6)から求めた乱れ強さと概ね一致した。

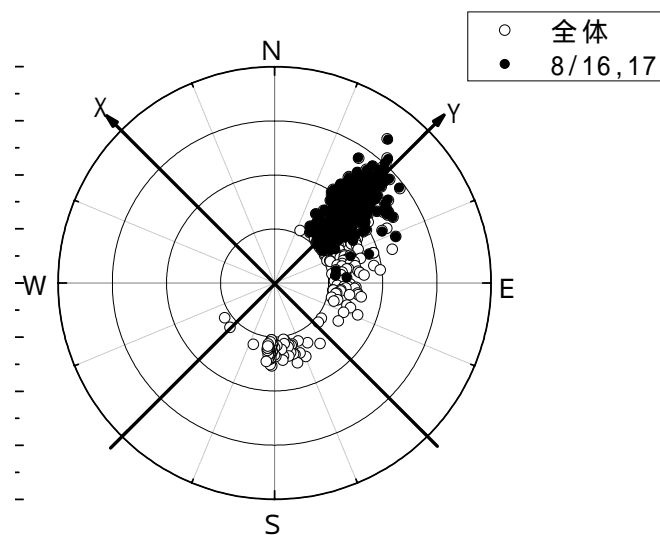


図-5.12 風配図

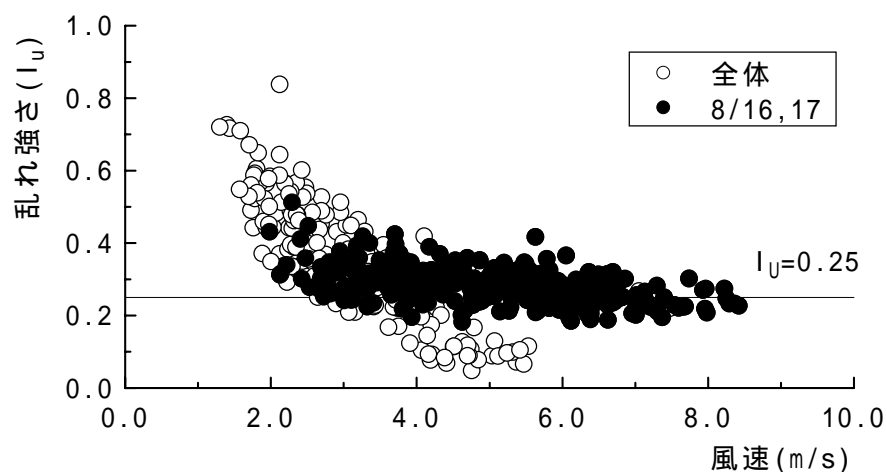


図-5.13 平均風速と乱れ強さの関係

5.4.2 変位の変動成分

頂部変位は、図-5.14に示すような鋼管群に等分布荷重が作用する状態を想定した時のたわみ曲線から算定した。この場合、鋼管群全体の曲げ剛性は以下のように鋼管群の固有振動数から算定した。

まず、等分布荷重が作用する時の片持梁のたわみ曲線は、以下のように表される。

$$y = \frac{Pl^4}{8EI} \quad (5.8)$$

ここに、

EI ：鋼管群の曲げ剛性

l ：鋼管高さ

P ：風荷重

y ：頂部のたわみ

である。

また、鋼管群の固有振動数は以下のように表される。

$$f = \frac{\lambda}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{W/g}} \quad (5.9)$$

したがって、鋼管群の曲げ剛性は以下のように表される。

$$EI = \frac{4\pi^2 f^2 l^4 (W/g)}{\lambda^2} \quad (5.10)$$

橋軸直角方向の鋼管間隔が $1.4D$ (D : 鋼管径) であるので、第3章で示した結果から抗力係数は $CD=1.4$ として以下のように単位風荷重を求めた。

$$P = \frac{1}{2} \rho V^2 C_d A_n G \quad (5.11)$$

これらを式(5.8)に代入することにより変位を求めることが出来る。

図-5.15に速度計の測定値を積分して求めた変動成分の変位と平均風速との関係を示す。図中の実線はガスト応答係数 $G=1.9$ とした時の変動成分の予測値であり、最大変位から平均変位を差し引いたもの、すなわち $G=0.9$ に相当する部分を示したものである。

図から明らかなように予測値は応答変位振幅の最大値と比較するとやや小さめの値と

なっている。しかし、測定した風速域全体において平均的な変位と予測値は比較的良好な対応を示していると考えられ、計算に用いた仮定は概ね妥当であることが伺える。

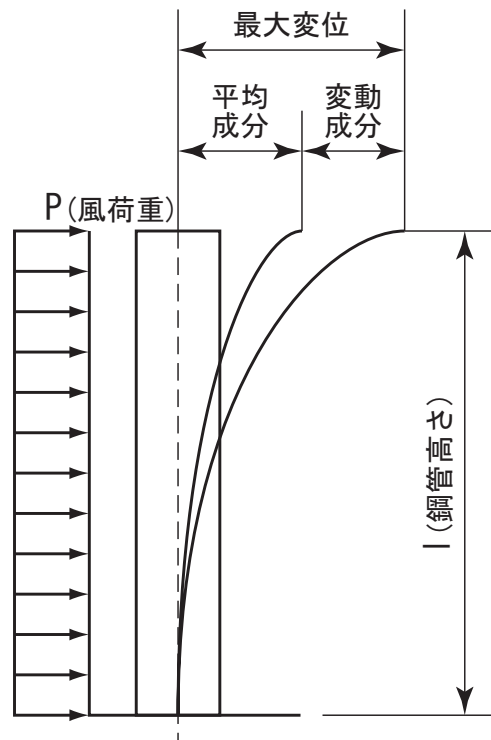


図-5.14 鋼管群の変位

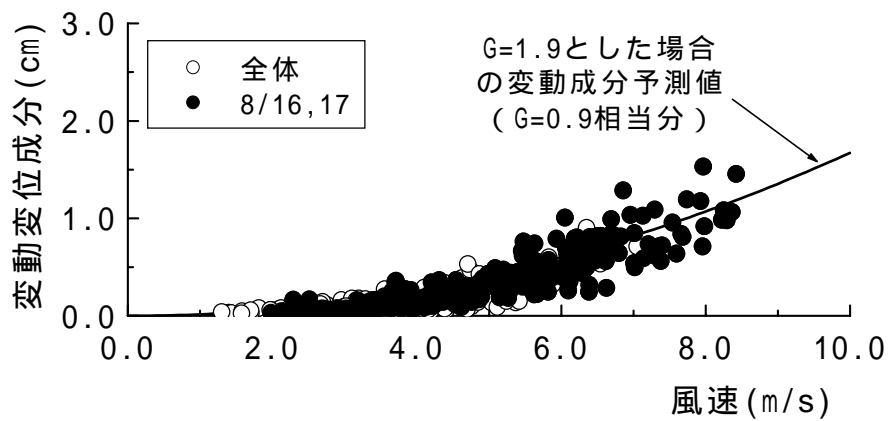


図-5.15 平均風速と変動変位成分

5.5 おわりに

実験で得られた抗力係数を用いて算定される動的変位成分と、速度計を用いて測定した振動速度を変位に変換した動的変位成分との比較を行い、提案した照査方法の妥当性の検討を行った。

風観測により次のことが明らかになった。

- (1) 振動速度計より求めた動的変位成分は、風洞実験結果から求めた空気力係数を用いた予測値と、良好な対応を示した。
- (2) 風洞実験を基に決定した風力係数を用いた静的照査方法により、鋼管群の架設時における耐風設計の可能であることが確認された。

参考文献

- 1) 横山功一, 佐藤弘史, 東久保正徳: 名港西大橋における自然風および対風応答の観測について, 第 10 回風工学シンポジウム, 1988, pp.301-306
- 2) 東久保正徳, 横山功一, 佐藤弘史: 自然風による斜張橋のガスト応答に関する一考察, 土木学会第 43 回年次学術講演会, 1988. 10, pp.748-749
- 3) 若原敏裕, 北川鉄哉, 藤野陽三, 木村吉郎: あるタワーで観測された ” 高風速渦励振 ” , 第 13 回風工学シンポジウム, 1994, pp.269-274
- 4) 中村俊一, 坂本良文, 並木厚, 渋谷元: GPS を用いた強風時における吊り橋補剛桁の変位観測の報告, 第 15 回風工学シンポジウム, 1998, pp.245-250
- 5) 吉田昭仁, 田村幸雄, 松井正宏, 石橋外史: GPS を用いた建物の変位応答測定および健全性モニタリング, 第 17 回風工学シンポジウム, 2002, pp.451-456
- 6) 辰巳正明, 秋山晴樹, 清田錬次: 長大吊橋の強風下での挙動に関する検討, 第 15 回風工学シンポジウム, 1998, pp.307-312
- 7) 前田潤滋, 今村義人, 森本康幸, 川島祐治, 矢沢麻由美, 石田伸幸: 直接変位観測による超高鉄塔の強風時応答特性の検証, 第 15 回風工学シンポジウム, 1998, pp.251-256

第6章 結論

本論文は、近年、施工例が増加している鋼管・コンクリート複合構造を有する高橋脚の架設時における耐風設計方法について述べたものである。

鋼管・コンクリート複合構造高橋脚は、大幅な省力化と急速施工による工期短縮を図ることが特徴である。この場合、施工時に近接する鋼管群が自立状態となるために、風の作用が架設時の安全性を支配することになる。

そこで、鋼管群に作用する空気力の特性を明らかにして、群状構造物に作用する風外力の合理的な評価方法を確立するとともに、静的空気力および動的空気力の照査方法を確立すること、ならびに同種の群状構造物の合理的な設計施工並びに省力化や工期短縮によるコスト縮減などに資すること目的として研究を実施した。以下の主な結論を示す。

6.1 近接する円柱群に作用する空気力の特性

鋼管コンクリート複合構造高橋脚と呼ばれる高橋脚の施工では近接する鋼管群の自立状態が存在し、その風荷重の評価は施工時の設計上重要である。

そこで、本研究では3段3列に配置された9本の円柱群に作用する空気力特性を評価するために、一様流中および乱流中において三分力実験と圧力実験を実施した。実験は円柱断面を用いるのでレイノルズ数の影響に配慮するとともに、円柱間隔の影響や水平偏角の相違による影響に関して詳細に検討を行った。今回得られた主な知見をまとめると以下のようになる。

- (1) 円柱群全体に作用する抗力は水平偏角が 0° において、いずれの円柱間隔でも乱流中では一様流中よりもやや大きくなり、単独円柱の場合とは性状が異なる。
- (2) 各円柱に作用する抗力は水平偏角が 0° において、現状の設計とは異なる分布となる。また、設計用抗力係数が現状の設計より小さくなる。
- (3) 円柱群全体に作用する揚力は一様流および乱流中ともに、円柱間隔 $S_x=S_y=1.4D$ と $1.6D$ 以上との間で挙動が異なる。フローパターンが変化する影響と考えられ、揚力の作用方向が逆となる傾向を示す。
- (4) 各円柱に作用する揚力は一様流中と乱流中において、影響の大きい円柱が異なっている。乱流中では最も風上である第1列に位置するの円柱の影響が大きく、一様流中では最上流の円柱により乱された気流に晒される第2列に位置する円柱が影響を

及ぼす．

- (5) 円柱群全体に作用する空力モーメントは円柱間隔および気流の相違により大きく異なったものとなる．どちらの場合も共通して、最も上流側に位置する円柱を含む 3 本程度の円柱の影響が支配的である．

6.2 静的空気力の評価方法

橋脚高さ 50m 以上となる場合に採用される可能性の高い 3 段 3 列および 3 段 4 列で構成される 9 ～ 12 本の円柱群において、円柱群全体および各円柱の空気力特性を風洞実験により風向を考慮して詳細に調査を行った．次にブレースおよび横繋ぎ材で剛に連結された鋼管コンクリート複合構造の架設時における設計用の風荷重評価を目的として、断面力算定に使用する風荷重載荷方法を検討した．本研究によって得られた静的な耐風設計に関する知見をまとめると以下ようになる．

- (1) 実験に用いた 3 段 3 列および 3 段 4 列という 2 タイプの円柱配置においては、円柱群全体に作用する風荷重は円柱配置よりも円柱間隔に支配される．すなわち、円柱間隔によって三分力の風向特性が決定される．
- (2) 架設時の各鋼管に作用する空気力は、円柱配置や円柱間隔によりそれぞれ異なる．しかし、鋼管群は互いに連結されており、空気力は分配されて各鋼管の断面力はほぼ等しくなる．
- (3) 設計においては鋼管群全体に作用する空気力を入力値として断面力を求めればよい．なお、鋼管と連結部材がピン結合となる場合、ねじれの影響を受け、鋼管の位置によっては断面力が大きくなるので注意が必要である．
- (4) 従来の設計⁵⁾に用いられている抗力係数は、風向を考慮すると円柱間隔によっては実験値の方が 15% 程度上回る場合があり、必ずしも安全側とはならない．
- (5) 従来の設計法をもとに、風向を考慮した抗力係数を求めると過大な荷重となるので、適切な評価が必要である．
- (6) 鋼管・コンクリート複合構造橋脚では橋軸方向の風力係数が最大となる風向、橋軸直角方向の風力係数が最大となる風向、また、風軸定義の抗力係数が最大となる風向の内、最も安全側となる載荷状態を設計風荷重として採用することを提案した．
- (7) 以上の結果をふまえ、鋼管コンクリート複合構造架設時の合理的な静的照査方法を提案した．

6.3 動的空気力の評価方法

鋼管・コンクリート複合構造橋脚架設時の鋼管自立状態における合理的な動的耐風設計手法の確立を目的として、3段3列9本、3段4列10本および12本の鋼管群の振動性状について鋼管間隔が直径の1.4～2.0倍の範囲で実験的な検討を行った。動的耐風設計にかかわる知見をまとめると以下のようになる。

- (1) 一様流中の実験では、3段3列および3段4列の鋼管配置よりも鋼管間隔が渦励振の発現に大きな影響を与える。
- (2) 鋼管配置にかかわらず、渦励振の発現風速は各鋼管間隔ごとに概ね一致する。
- (3) 渦励振の発生メカニズムには各鋼管から発生する渦に起因する場合と鋼管群全体から発生する渦に起因する2つのタイプ場合がある。
- (4) 鋼管間隔の小さい方が発現振幅が大きくなる傾向を示し、鋼管間隔が直径の1.4倍程度の場合に振幅が最も大きい。
- (5) 乱流中の実験では、振幅が減少し鋼管間隔が直径の1.4倍の時のみに渦励振の発生する可能性が認められた。
- (6) 減衰率が0.07程度($S_c=11$)になるような付加減衰により、渦励振を消滅させることが可能である。
- (7) 実構造物の減衰率を0.02程度と想定すると、渦励振による振動は静的な設計荷重と概ね同様の大きさと考えられる。
- (8) 以上の結果を踏まえ、動的照査方法を提案した。

6.4 強風時における実橋脚の架設時挙動

実験で得られた抗力係数を用いて算定される動的変位成分と、速度計を用いて測定した振動速度を変位に変換した動的変位成分との比較を行い、提案した照査方法の妥当性の検討を行った。

風観測により次のことが明らかになった。

- (1) 振動速度計より求めた動的変位成分は、風洞実験結果から求めた空気力係数を用いた予測値と、良好な対応を示した。
- (2) 風洞実験を基に決定した風力係数を用いた静的照査方法により、鋼管群の架設時における耐風設計の可能であることが確認された。

6.5 レイノルズ数の相似について

本構造では円柱を用いるので、レイノルズ数の相似に関して注意を払う必要がある。本研究では超臨界域のレイノルズ数の流れを模擬するために、風洞実験では乱流中において抗力係数を変化させる方法を用いて実施した。一般的に臨界レイノルズ数以上では抗力係数が低下し、また、気流の乱れの増加に伴い抗力係数が低下する傾向を示すことが知られている。

実験結果もその点に対応した結果となっているが、従来の研究結果と多少違う点もあり、明確に超臨界域と同様の抗力係数を模擬していると言い難い面がある。しかし、通常の設計では風速が臨界レイノルズ数以下では $C_D=1.2$ 、臨界レイノルズ数以上では $C_D=0.8$ 程度の値が用いられていることもあり、設計風荷重を評価するに際しては、実験結果を用いて判断することが可能であると考えられた。

また、乱流中で実験を実施するために、乱れの程度が渦励振振幅に影響を及ぼすことが考えられる。そこで、動的性状の評価に際しては、一様流中と乱流中における渦励振の発現風速領域が一致することを確認した上で、一様流中の実験結果により振幅の評価を行った。

しかしながら、風洞気流が実際のどの様なレイノルズ数レベルの気流に相当するかを明確に定義することは出来ていない。空気力、振動現象ともに相似させた上で現象を評価することは、耐風設計に性能設計を取り入れて行く上で今後の課題であると考えられる。

付録 A 自動追尾型トータルステーションを利用した直接変位計測

A.1 概要

耐風設計においては強風時の平均変位を含めた全体の挙動を把握する必要がある。すなわち、構造物の風に対する応答が動的成分と静的成分を含むので、その両者を評価することが重要となる。従来、強風時における構造物の応答観測では、直接全体変位を計測することが難かしいので、加速度計が使用されることが多い。しかし、加速度計や速度計を用いた計測では、静的成分の検出が極めて困難であるので、近年、GPS^{1,2)} や非接触変位計^{3,4)} を用いて吊り橋や煙突などで直接変位計測することが始められている。

中村ら¹⁾ は長大吊橋の風観測に GPS を適用し、風速 20m/s 程度における準静的変位が風洞実験結果と概ね一致していることや、GPS から得られた卓越振動数から極長周期振動の計測も可能であることを示している。この場合の測定間隔は 1 Hz である。また、吉田ら²⁾ は鉄塔の風観測に適用し、GPS では振動数が 2Hz 以下、振幅が 2cm 以上であれば精度良く計測可能であることを示している。この場合は測定間隔は 10Hz である。

前田ら³⁾ はビデオカメラを用いた変計測システムを鉄塔の風観測に適用し、変位計が微小振幅を感知せず、塔体の変形成分のみを抽出可能であることや、強風時には変動成分より平均成分が卓越することなど示している。

ここでは、まず、トータルステーションの基本特性の検討結果を示し、次に、第 5 章で示した鹿浦橋において観測した結果について述べる。

A.2 トータルステーションの基本特性

図-A.1に示すように ,ターゲットの振動をトータルステーションおよびレーザ変位計を用いて測定し ,両者の挙動を比較することによりトータルステーションの基本特性の確認を行った .トータルステーションのサンプリング間隔は1Hz ,レーザ変位計のサンプリング間隔は50Hz である .表 -A.1 に測定条件を示す .

図 -A.2 3は計測距離 10m および 54m において ,ターゲットの動作を両振幅 10mm ,50mm および 100mm ,振動数 0.3Hz に設定して振動させた場合の x 方向 ,y 方向成分の測定結果を示している .

計測距離 10m および 54m とともに ,いずれの振幅においてもレーザ変位計はターゲットの動きを精度良く追跡していると考えられるのに対して ,トータルステーションでは時々振幅をレーザ変位計と異なる場合があり ,測定精度がやや低くなっている .なお ,両振幅 10mm において ,レーザ変位計の計測結果も振幅が両振幅 10mm から外れる場合があるが ,これは両振幅 10mm ではターゲットを設置した加振装置の動作が不安定であることに起因するものである .

そこで ,レーザ変位計の平均振幅とトータルステーションの平均振幅の比を求め ,計測距離と振動数ごとに整理した結果を図 -A.4 に示す .

計測距離 10m の場合 ,振幅が大きくなると高振動数では追跡が出来なくなるが ,全体的には良い対応を示していることが伺える .

計測距離 56m の場合 ,振幅が大きくなっても高振動数において測定が可能であった .振幅 50mm ,振動数 1.2Hz の場合にやや誤差が大きくなっているが 2.0Hz では良好な対応を示しており ,必ずしも振動数が高くなると誤差が大きくなるわけではない .また ,両振幅 100mm の場合はいずれの振動数においても良好な対応を示しており ,計測距離に対応した適切な振幅の領域があると考えられる .さらに ,単振動を測定する場合はサンプリング間隔が振動数の整数倍になると ,同位相のデータを拾う傾向にあり ,誤差が大きくなる可能性がある .

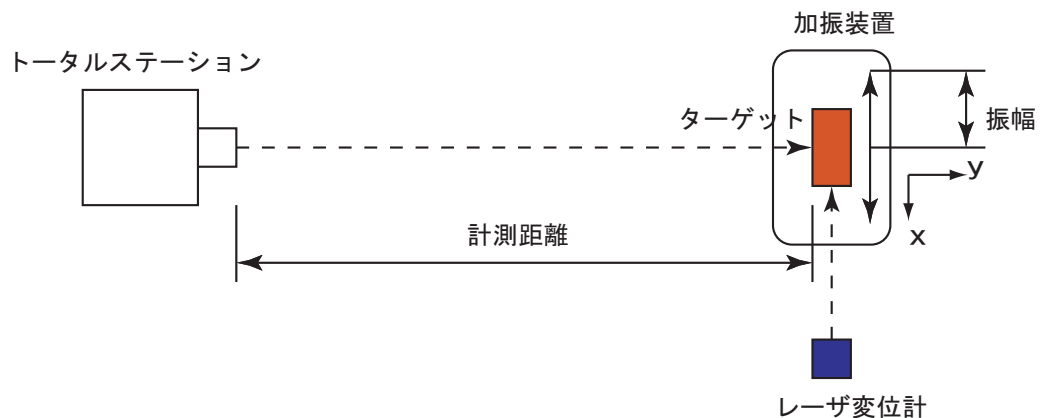
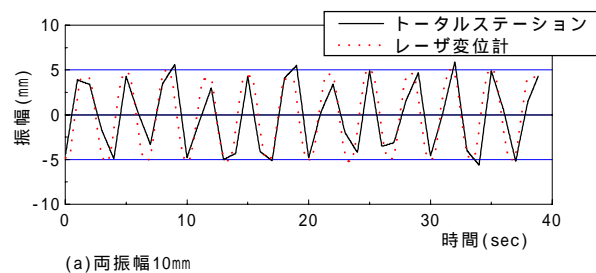


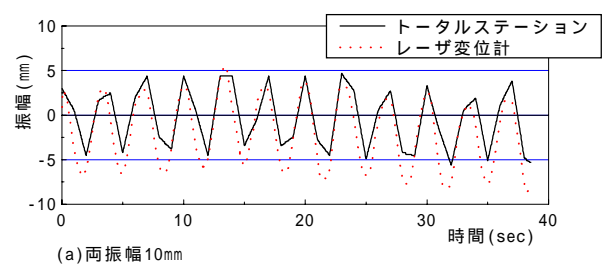
図-A.1 計測方法

表-A.1 計測条件

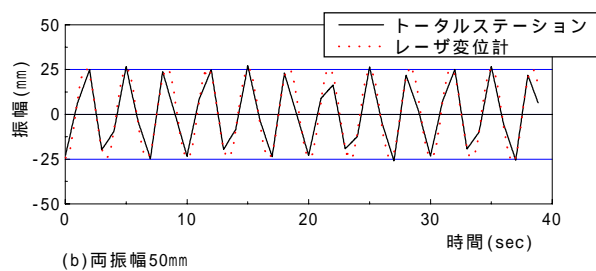
項目	設定値
計測距離	10m, 54m
加振振幅	5 ~ 50mm
加振振動数	0.1 ~ 2.0Hz



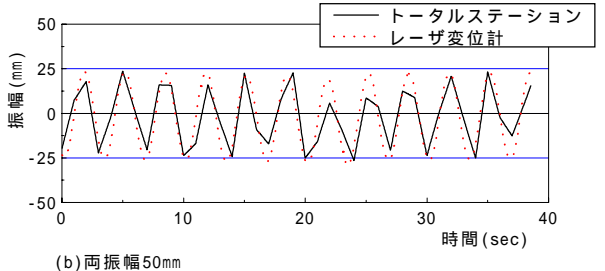
(a)両振幅10mm



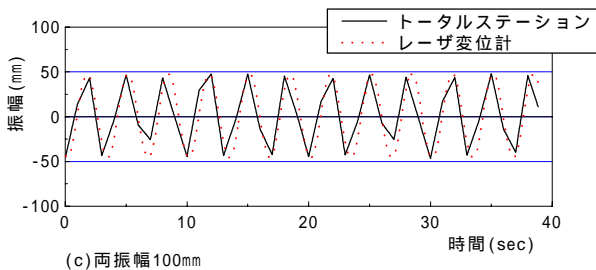
(a)両振幅10mm



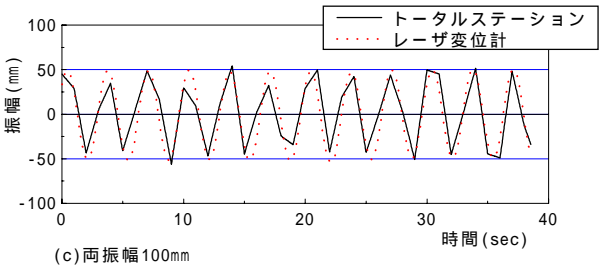
(b)両振幅50mm



(b)両振幅50mm



(c)両振幅100mm



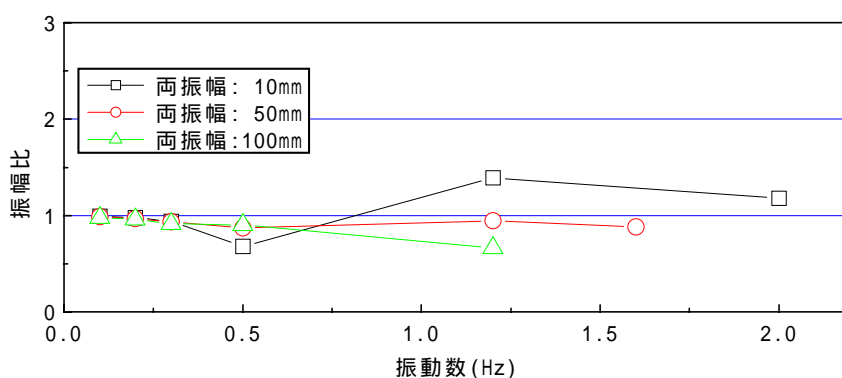
(c)両振幅100mm

図-A.2 計測波形
(計測距離:10m, 振動数:0.3Hz)

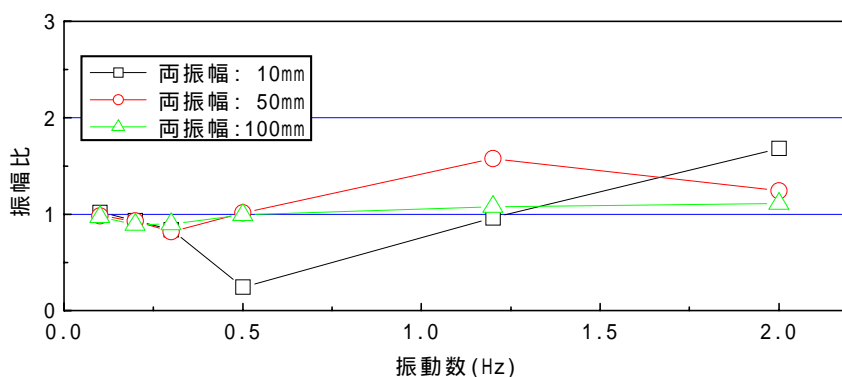
図-A.3 計測波形
(計測距離:56m, 振動数:0.3Hz)

次にターゲットをランダムに動かした場合の振幅の比較を図-A.5に示す .また ,そのパワースペクトルを図 -A.6 に示す .

レーザ変位計における測定結果は図-A.5からも分かるように1Hz以上の高周波成分も含まれている .しかし ,サンプリング間隔が 1 秒の場合でもトータルステーションの測定値はレーザ変位計の高振動数の動きには追従せず ,レーザ変位計における平均的な振幅を抽出する傾向を示していることが伺える .さらにサンプリング間隔が10秒の場合には ,1 秒間隔に測定した振幅の最大値を必ずしも捕らえることは出来ないので測定精度は低下するが ,全体的には振動の経時変化を定性的には捕らえていると考えられる .



(a) 計測距離 10m



(b) 計測距離 56m

図-A.4 トータルステーションとレーザ変位計の振幅比

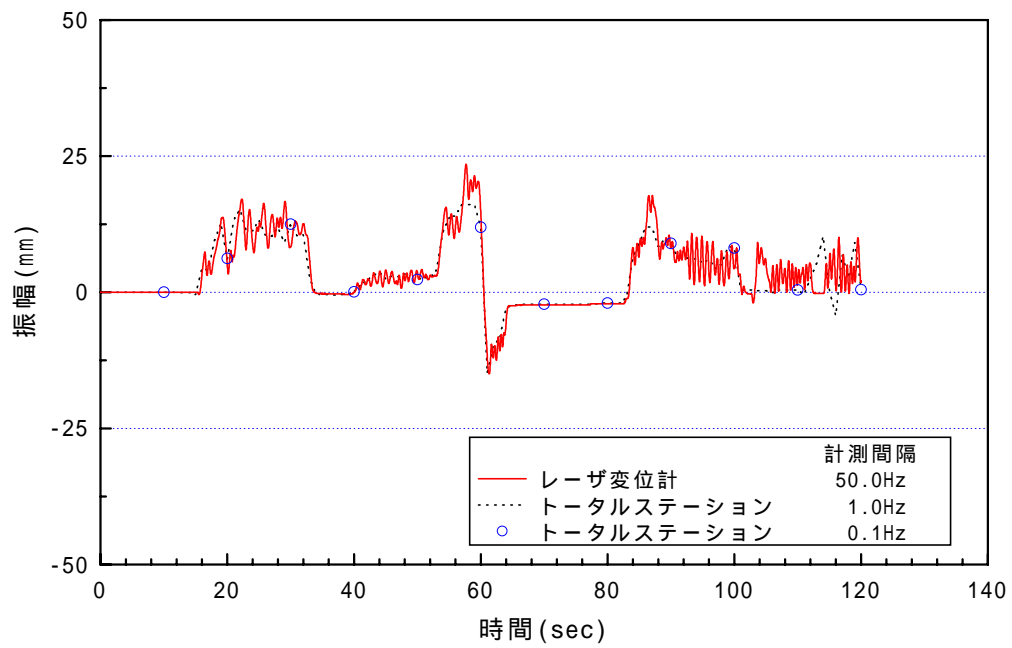


図-A.5 ランダム波形

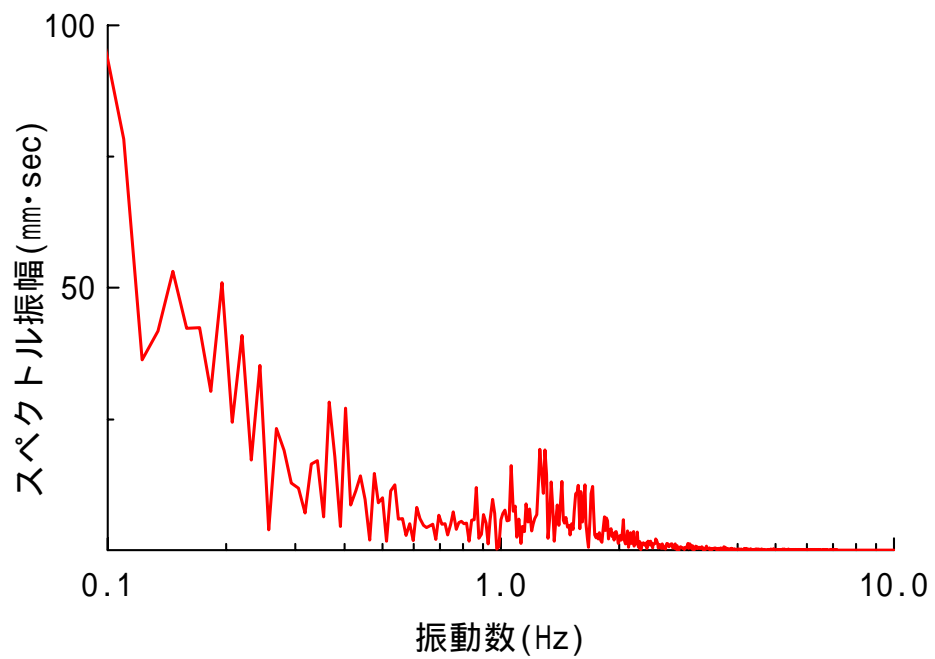


図-A.6 ランダム振動のパワースペクトル

A.3 観測の概要

図 -A.7 にセンサーの設置状況を , 図 -A.8 に実際の観測位置を示す . また , 写真 -A.1 に機器の設置状況を示す .

鋼管群の静的変位成分は , 鋼管柱頂部に設置した自動追尾型トータルステーションによりターゲットの絶対変位を計測することにより求めた .

トータルステーションはターゲットから水平距離150mの位置に設置した . この場合 , 測定精度は1mm+1ppmであるので , 150mの距離では概ね $\pm 1.2\text{mm}$ となる . また , 鋼管柱頂部に設置した温度計により鋼管温度を計測する .

図 -A.9 に計測システムおよび計測機器を示す . 速度計 , 風向風速計および温度計で計測されたデータは専用アンプを通じてデータロガーに記録した後 , パソコンで処理した . サンプルング間隔は1/100秒である . トータルステーションで計測されたデータはICカードメモリに記録した後パソコンで処理した . サンプルング間隔は10秒である .

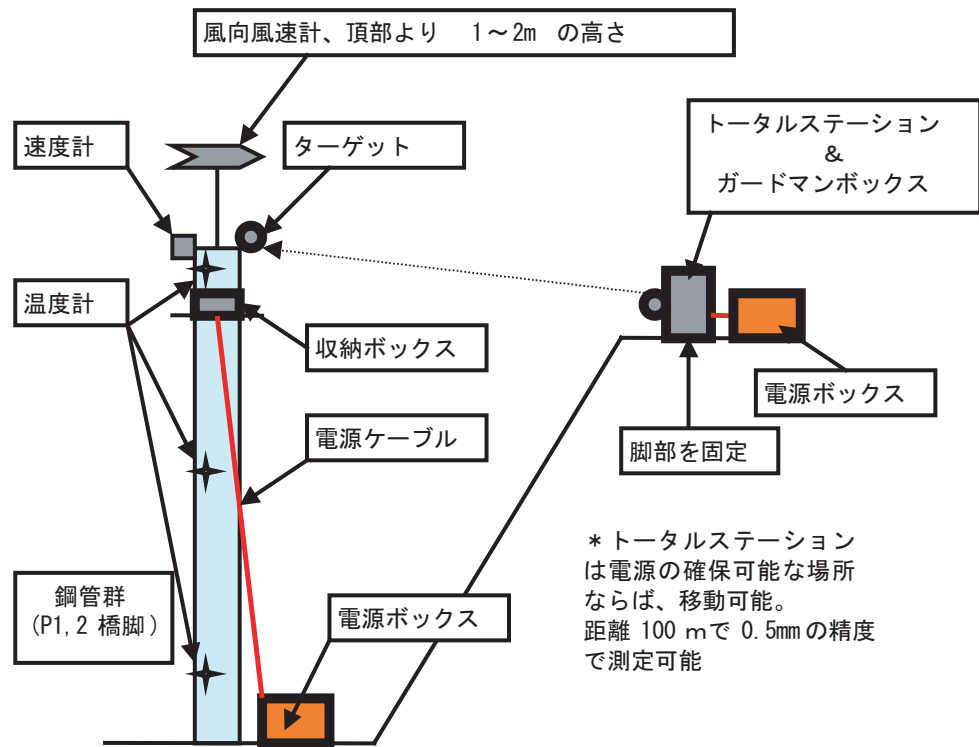


図-A.7 計測機器の設置状況

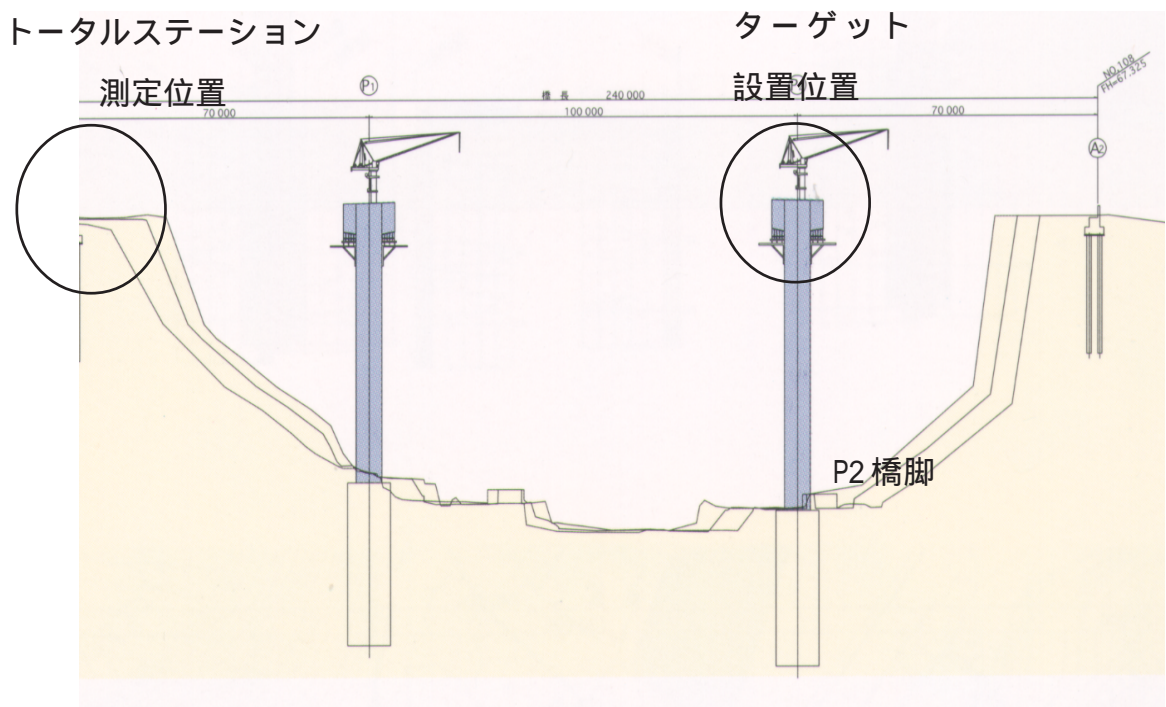


図-A.8 観測位置

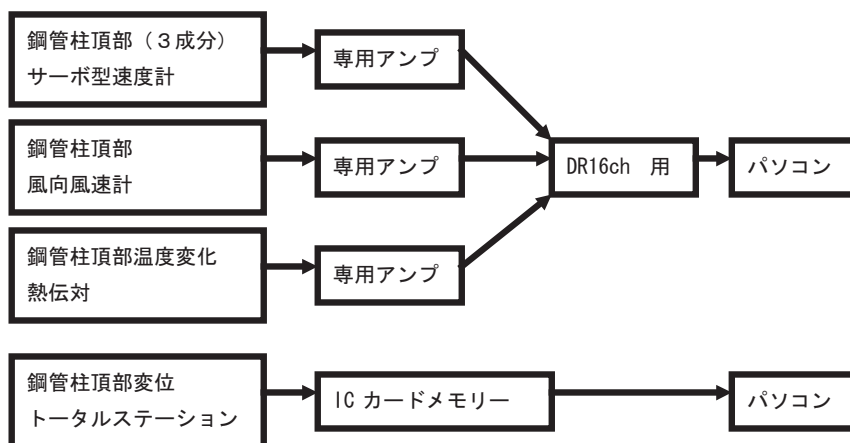


図-A.9 計測システム及び計測機器

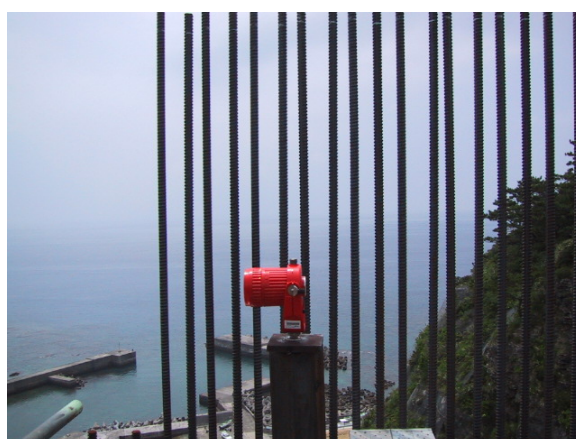


写真-A.1 観測機器の設置状況

A.4 動態観測

風観測は鋼管群が自立状態となる鋼管立て込み完了後からコンクリート打設時までの2001年8月5日～8月30日に実施した。この間、主に強風が観測出来たのは台風11号が接近し始めた8月16～17日である。図-A.10に測定位置と方位の関係を示す。

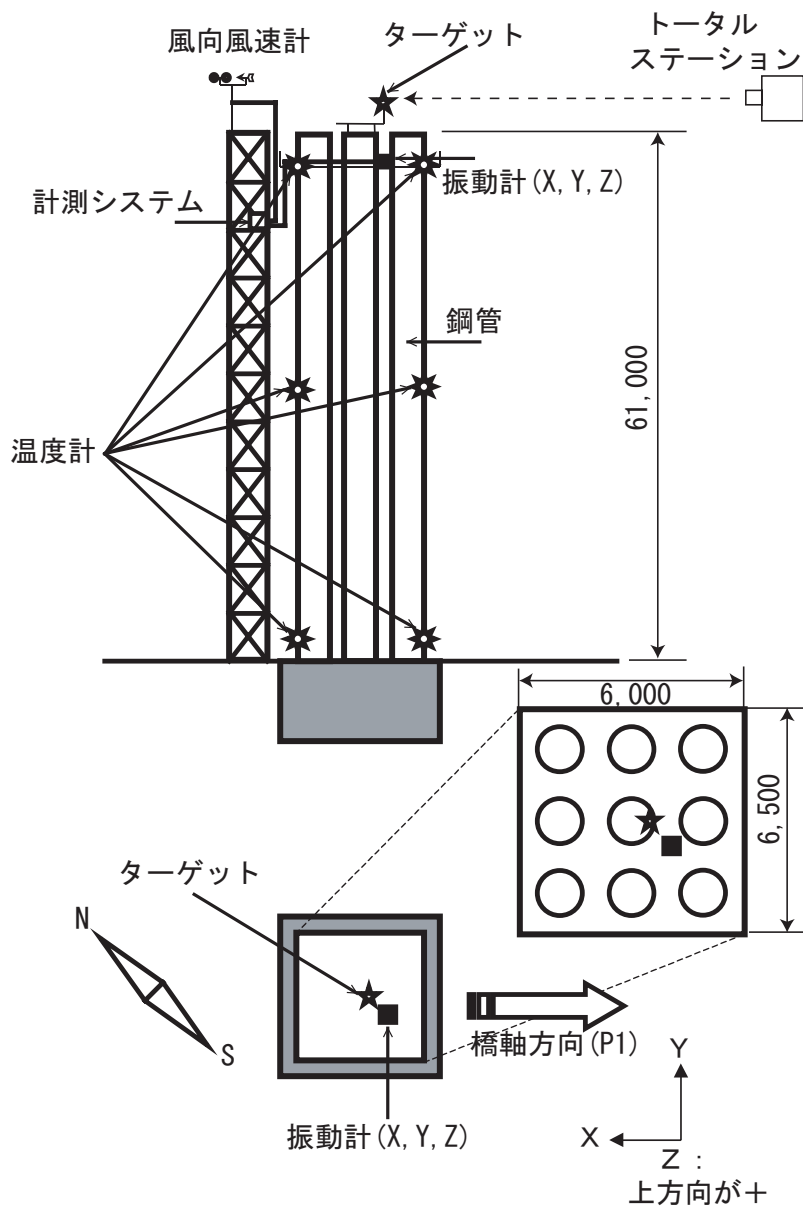


図-A.10 測定位置と方位の関係

A.4.1 変位の時刻歴応答

平均変位成分を抽出するために、トータルステーションを用いて計測した変位の時刻歴を図-A.11に示す。また、計測時の鋼管温度、風速及び風向を図-A.12～14に示す。

一般的には、測定された変位には鋼管の温度変化に伴う変位、風による変位の平均成分および変動成分が含まれていると考えられる。図-A.12に示すように今回実施した計測でも午前6時から7時位までは鋼管の表面温度に大きな相違は見られないが、正午近くになると温度差が大きくなる傾向を示している。また、図-A.13より風速は午前11時から12時頃に強くなっているが、トータルステーションで測定した変位の変動もこの時間帯に大きくなっており概ね対応する傾向を示している。なお、図-A.14に示すようにこの午前11時から12時の時間帯では風向に大きな変化はなく、橋軸直角方向(y方向)となっている。

今回実施した観測では、最大風速が15m/s、平均風速では8m/s程度であることと、ほぼ風向直角方向で、風によっては平均的な応答変位が生じないと考えられるx方向にも、図-A.11のように大きな変位が生じており、それが温度分布の影響によると考えられることから、温度変化の影響による変形を無視することは出来ないと考えられる。温度変化の影響のみを実測することは困難であるので、実際には温度分布を詳細に測定して温度応力解析を実施し、解析的に除去することが考えられる。しかし、今回の観測では詳細な温度観測は実施しておらず、解析手に除去することも難しかったので、温度変化の影響は長周期の変動が卓越すると考えられることを利用して、温度変化の影響を除去することとした。

すなわち、風向方向であるy方向変位に対してハイパスフィルターを用いて、1時間以上の長周期成分を除去することにより、温度変化の影響を除去することを試みた。図-A.15に長周期成分除去後の時刻歴波形を示すが、この場合も午前11時から12時頃に変動が大きくなっており、その点では図-A.13に示す風速変化と定性的には対応していると考えられる。ただし、この方法では図-A.13において、平均風速が午前11時から12時頃に大きくなっているといった、ゆっくりとした長周期の風速の変化の影響も明らかに取り除いていると考えられる。詳細な温度観測の実施は容易でないことから、温度変化の影響のみを除去する方法に関しては今後さらに検討する必要がある。

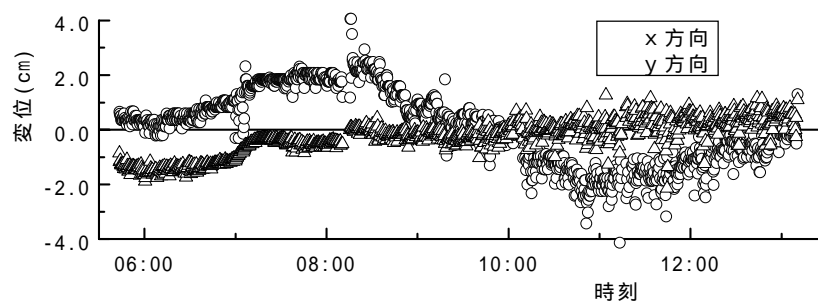


図-A.11 トータルステーションで観測した変位の時刻歴

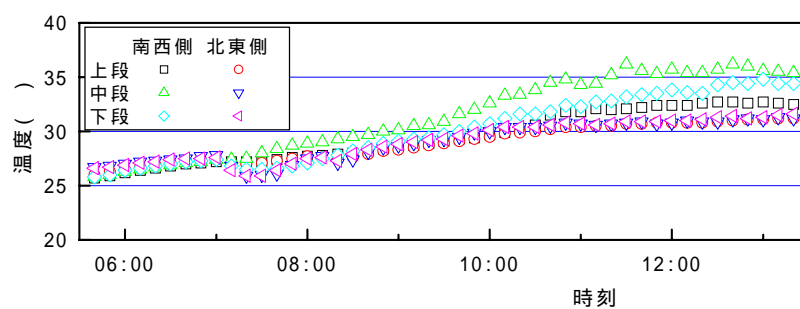


図-A.12 温度の時刻歴

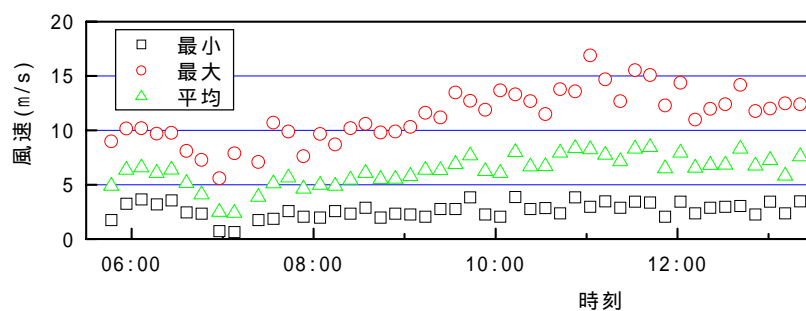


図-A.13 風速の時刻歴

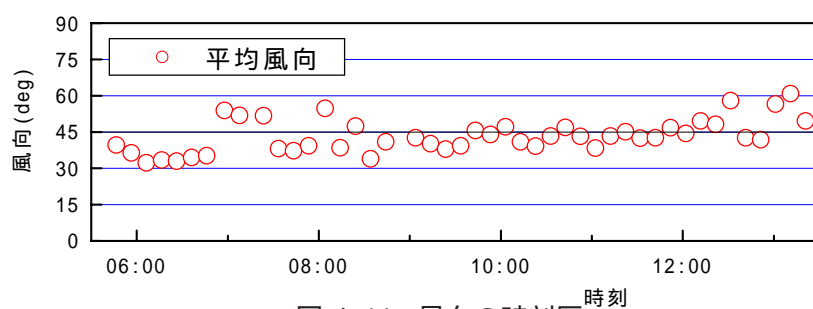


図-A.14 風向の時刻歴

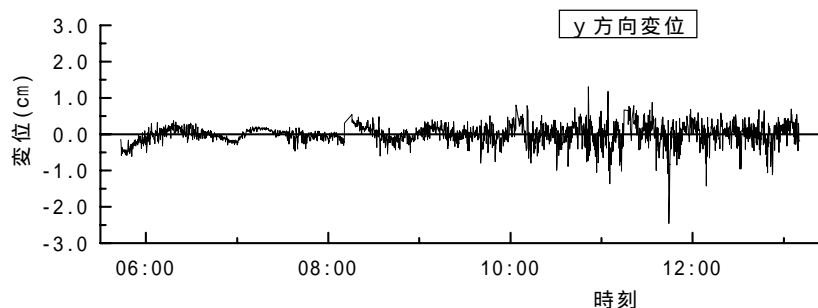


図-A.15 長期成分除去後の時刻歴

A.4.2 変位の平均成分

頂部変位は第5章と同様の方法を用いて、鋼管群に等分布荷重が作用する状態を想定した時のたわみ曲線から算定した。図-A.16に鋼管群の変位と荷重の作用状態を示す。

図-A.17に風速と変位の関係を示す。ここで、風速は10分間の平均風速であり、変位は図-A.15に示す風向方向において長周期成分を除去した値の10分間に含まれる最大値を抽出した値、および平均値を示している。また、図中の実線および点線の予測値は第5章で述べた方法を用いて求めた最大変位と平均変位を示している。ガスト応答係数は道示および耐風設計便覧などで用いられる $G=1.9$ である。

測定結果の平均値は、平均変位の予測値の1/3程度となっており、極めて小さ目の値となった。最大変位の測定値は、数例が最大変位の予測値と近い値をとったが、ほとんどが予測値の1/2程度と小さ目の値となっている。

この原因としては、温度変化の影響を除去するために変位の長周期成分を除去したが、前述のように、風の変動により生じる長周期成分も同時に除去してしまっていることが主として考えられる。また、ここで実施した動態観測は台風接近時であるものの、平均風速が高々8m/s程度であるために測定された変位も小さく、高風速での観測と比較して誤差が大きくなっている可能性がある。

以上のように、温度変化の影響を精度良く除去できなかったために、今回の測定結果からは、トータルステーションにより変位を直接観測する手法の有効性については、残念ながら十分に確認することは出来なかった。しかし、基本特性をみると、サンプリング周波数は小さいものの、トータルステーションは変位を良い精度で測定できると考えられ、低い振動数の構造物の変位を精度良く測定できる手法として、利用出来る可能性は高いと考えられる。なお、風速があまり高くない場合には温度変化の影響を相対的に大きくなると考えられるので、温度観測を充実させ、解析的に影響を除去することが必要であると考えられる。また、無風時における変位測定や強風時の観測を積み重ねて、温度変化の影響を把握するためのデータを蓄積する必要がある。

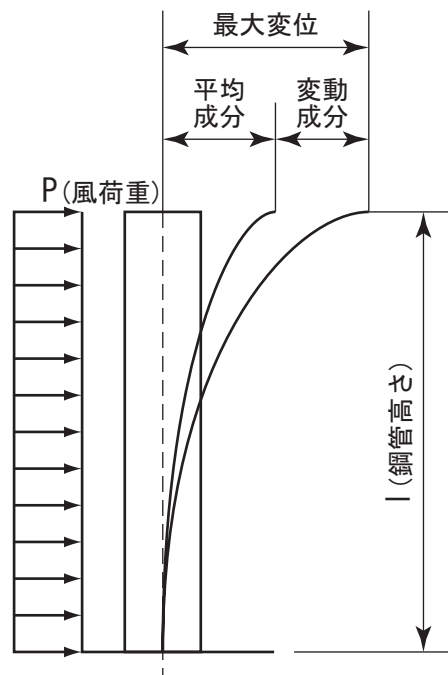


図-A.16 鋼管群の変位

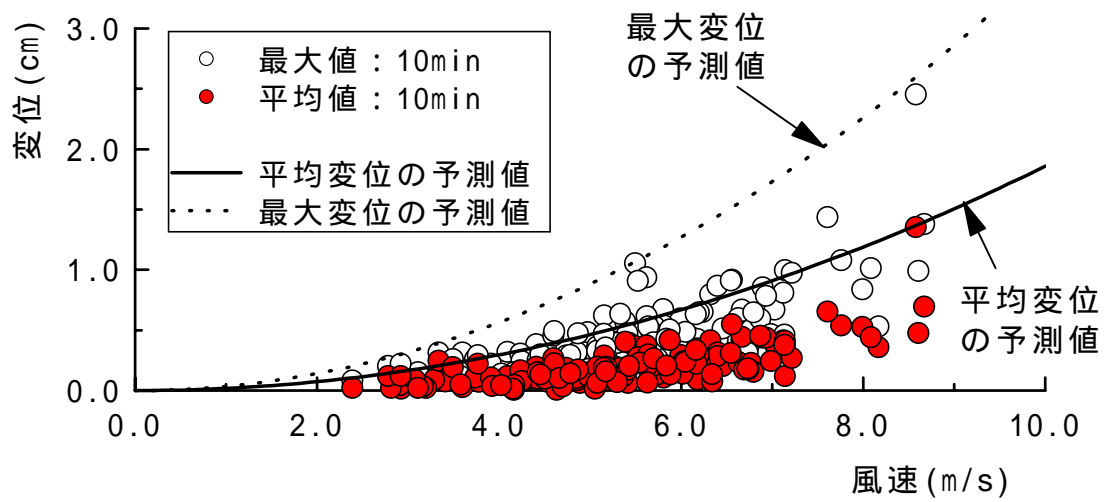


図-A.17 平均風速と静的変位成分の関係

A.4.3 温度変化の影響

無風時におけるトータルステーションの測定データを検討するために、鋼管の温度変化と鋼管変位の関係を検討した。図-A.19は鋼管の変形に温度変化の影響が卓越すると考えられる8月12日の観測結果である。平均風速は最大でも3m/s以下であった。

鋼管の上段、中段および下段ともに東西における温度差は午前9時頃から生じ始める。上段および下段は午後4時頃に温度差が無くなるが、中段では午後6時頃まで温度差が生じている。また、温度差は中段において最も大きくなるが概ね5℃程度であった。

トータルステーションの変位はx方向に顕著に現れ、午前8時頃から変位が生じ始め午後4時頃に大体もとの位置に戻っており、温度差が生じ始めるよりやや早く変位が生じ始めている。最大変位は10mm程度であり、午前10時頃に生じている。

なお、午後1時頃から3時頃まで何らかの原因でトータルステーションはターゲットを見失い、測定不能となっている。この間、温度も通常最も高くなる時刻に温度も急変し、一日の内で最も低くなっており、何らかの施工作業の影響があったと考えられる。この場合、変位が急変した影響なのか、障害物の影響なのか判別は出来ないが、確認可能となればデータ再計測の可能であることが分かる。

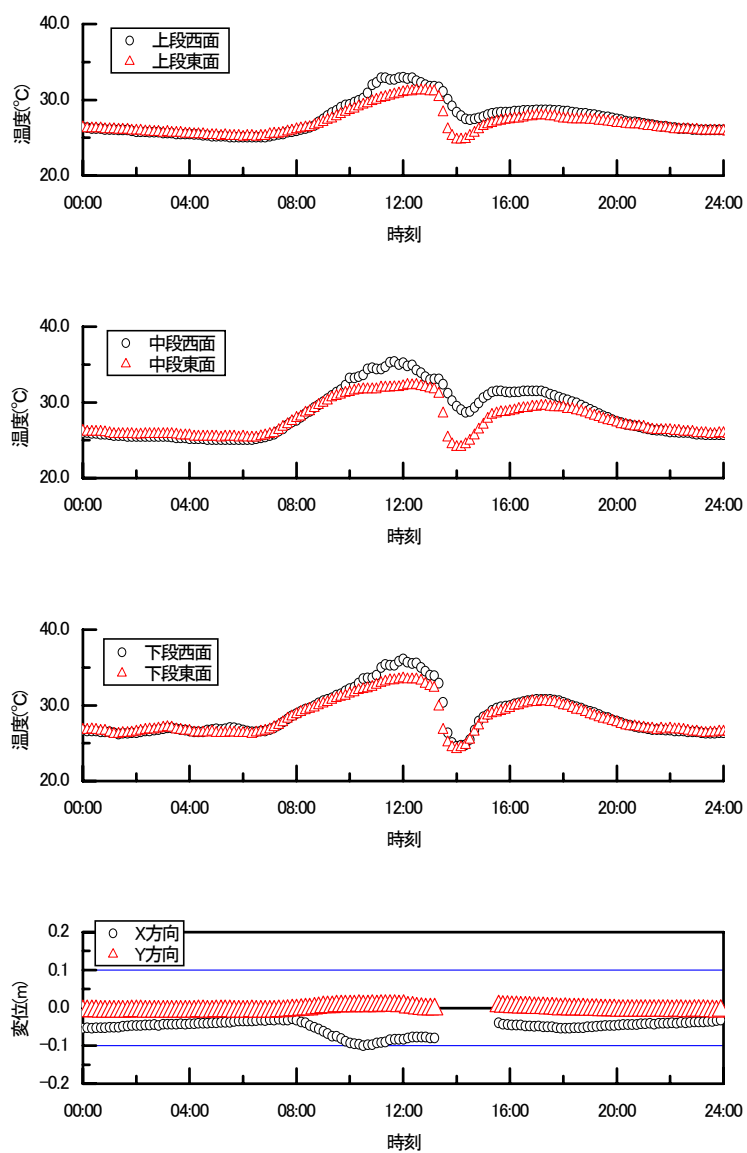


図-A.18 温度変化の影響

A.5 まとめ

耐風設計においては強風時の平均変位を含めた全体の挙動を把握する必要がある。一般に強風時における構造物の応答観測では加速度計を用いることが多いが、加速度計では平均風速に対する平均変位を推定することが難しい。そこで、静的成分の両者を評価するために、自動追尾型トータルステーションを用いて直接変位計測を行い、平均変位成分を含む全体挙動を調査した。以下に風観測のまとめを示す。

- (1) 測定結果の平均値は、平均変位の予測値の1/3程度程度、また、最大変位の測定値も予測値の1/2程度の小さめの値を与える結果となった。
- (2) 本手法に限定されるものではないが、直接変位測定の精度をより向上させるために、温度変化の影響を精度良く除去する方法を検討する必要がある。
- (3) トータルステーションを用いて、直接変位観測を行うことが可能であることが示唆された。

参考文献

- 1) 中村俊一，坂本良文，並木厚，渋谷元：GPSを用いた強風時における吊り橋補剛桁の変位観測の報告，第15回風工学シンポジウム，1998, pp. 245-250
- 2) 吉田昭仁，田村幸雄，松井正宏，石橋外史：GPSを用いた建物の変位応答測定および健全性モニタリング，第17回風工学シンポジウム，2002, pp. 451-456
- 3) 辰巳正明，秋山晴樹，清田鍊次：長大吊橋の強風下での挙動に関する検討，第15回風工学シンポジウム，1998, pp. 307-312
- 4) 前田潤滋，今村義人，森本康幸，川島祐治，矢沢麻由美，石田伸幸：直接変位観測による超高鉄塔の強風時応答特性の検証，第15回風工学シンポジウム，1998, pp. 251-256

謝 辞

本論文は、私が(株)大林組技術研究所において鋼管・コンクリート複合構造橋脚の架設時を対象として実施した、近接する並列円柱群の耐風設計法に関する研究をとりまとめたものです。このような形でまとめることが出来たのは、ひとえに東京大学大学院・藤野陽三教授のご指導の賜です。ご多忙中、貴重な時間を割いて頂き、本論文はもちろんのこと風洞実験を実施する際や、土木学会等への投稿論文等につきましても、終始懇切丁寧なご教授を賜りました。ここに心から感謝の意を表します。

論文をまとめるにあたり、九州工業大学・木村吉郎助教授(前東京大学大学院・助教授)ならびに東京大学大学院・石原孟助教授には論文副査を務めて頂くとともに、日頃より様々なご厚情や示唆に富むご意見を頂きました。また、論文副査を務めて頂いた東京大学大学院・神田順教授ならびに崔恒助教授には、本論文に対し様々な角度より貴重なご助言を頂きました。ここに感謝の意を表します。

本研究を遂行するにあたり、終始ご指導を受けた(株)大林組技術研究所・表佑太郎所長、土木構造研究室・松田隆室長をはじめ、研究室発足以来、昨年度まで所属した流体研究室の歴代室長の皆様、実験や解析の両面からご助言、ご協力を頂いた流体研究室、土木構造研究室的の皆様に心より感謝致します。また、設計・施工および現場での野外実験の面からご助言、ご協力を頂いたプロジェクト部の菊地敏男氏、土木技術本部構造技術部の加藤敏明氏、台湾新幹線215工事事務所の大場誠道氏に感謝致します。

また、風洞実験ならびに解析等でお世話になった(株)アイ・アール・ディの飯島仁、木下裕道の両氏、野外実験に関してお世話になった(株)テクニカルリンクの大滝政博氏に心よりお礼申し上げます。

耐風・風工学に関する研究を始めるきっかけを作って下さるとともに、入社以来、研究開発に対する心構えをご教授頂いた(株)大林組技術研究所の前所長である武田寿一博士、この分野に携わった当初、懇切丁寧にご指導頂いた茨城大学・横山功一教授(当時建設省土木研究所)、国土交通省国土技術政策総合研究所・危機管理技術センター地震防災研究室・日下部毅明室長(当時建設省土木研究所)に心より感謝致します。

最後に、妻・智子、長男・滉紀、長女・瑤子と、父・貞雄、母・貴久江に支えてもらいましたことに感謝致します。

2004年 野村敏雄