

中島大橋(仮称)の風洞試験報告

細見 雅生¹⁾ 木場 和義²⁾

中島大橋は大阪市西淀川区と尼崎とを結ぶ延長約900mの橋梁で、現在大阪市と兵庫県とで建設が進められている。主橋梁部は1基の塔を有する3径間連続鋼斜張橋が採用されている。基本設計の段階から架設地点の条件、構造条件などを考慮して構造面での検討と風洞試験による耐風安定性の詳細な調査が行われた。その中で主桁の2次元剛体模型と塔単独の3次元弾性模型を使用した風洞試験業務を当社が受けて実施した。本文では、この風洞試験の内容について報告する。

まえがき

中島大橋は大阪市西淀川区と尼崎市とを結ぶ延長約900mの橋梁で、現在大阪市と兵庫県とで建設が進められている。主橋梁部は1基の塔を有する3径間連続鋼斜張橋(336.5m=84.5+163+89m)が採用されている。橋梁の位置と一般図、基本条件を図-1、図-2および表-1に示す。主桁断面は偏平な箱桁、塔の形状は景観上の配慮から図-2に示すように上部水平材より上に28.5mの独立柱部分を持つラーメン形式が採用されている。現地条件と構造条件を列記すると次のようである。

- 建設位置が河口部にあたり、しかも橋軸がほぼ河川軸に直角に交わっている。このことから、堤防沿いの橋軸直角方向の強風の発生が予測される。
- 主桁は水面上約26mの高い位置にあり気流の乱れは比較的小さいと考えられる。
- 本橋の河川上流側に隣接して大型クレーンがあることから、風向によっては乱れ強さなどの気流特性が異なることも考えられる。
- 中央径間中央の主桁の上空に送電線が走っており、ケーブルの配置が中央径間の左岸側1/2程度に限定される。
- 主桁断面は片側に歩道部を持つ非対称な断面である。また、主桁の一部で桁高が橋軸方向に変化する変断面形式が採用されている。
- 河川などの条件から全面的なベント架設ができず、バランス工法が採用されている。

上記の条件と耐風設計便覧などによる照査から

判断して、風洞試験や現地風観測などによる詳細な耐風安定性の検討が行われることになった。

風洞試験では、主桁の2次元模型を使用した試験¹⁾、塔単独の3次元弾性模型を使用した試験²⁾、全橋の3次元弾性模型^{5) 6)}を使用した試験が実施された。また、現地風観測^{3) 4)}は1991年9月から継続して実施されている。

1. 耐風設計便覧などによる照査

全体系の振動解析によって得られた1次のたわみとねじれの振動数はそれぞれ0.495Hzと2.206Hzであった。1次のたわみ振動数は中央支間200m

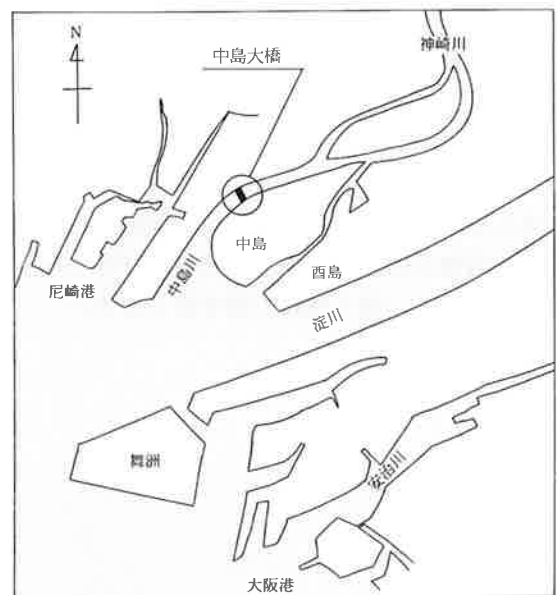


図-1 橋梁位置図

1) 橋梁技術部技術課課長 2) 橋梁技術部技術課

規模の斜張橋と同程度の値になっているのが特徴である。架設時の塔単独の振動数は面外で0.494Hz、面内で0.998Hzと1 Hz以下の振動であった。これらの条件から判断して、主桁ではたわみとねじれの渦励振およびねじれフラッターが、塔架設時にはギャロッピング振動の発生が予測される。

また、耐風設計便覧による橋梁全体系の照査の結果は表-2のとおりである。

照査の結果、たわみ渦励振、ねじれ渦励振については、推定振幅は許容振幅以下であった。また、ねじれフラッターの発現風速は照査風速より約3.6 m/s小さくなる結果となった。しかし、断面形状が六角形断面であると考えると異なった結果になり、単純に耐風安定性の判定は行い難い。

表-1 基本条件

橋格	一等橋 (TL-20, TT-43)
橋長	337.550m
線形	平面 R = ∞
	横断 車道部：2%山形勾配、歩道部：2%直線勾配
縦断	2.5% ~ 7.0% ~ 0.75% ~ -6.0%
	約 4,030t
総鋼重	
主桁	形式 鋼床版箱桁 (3室)
	桁高 2.4 ~ 4.0m
P5 橋脚	形式 鋼製剛結ラーメン橋脚
	脚柱高 H = 18m
塔	塔高 H = 71m (O.P. +78.5m)
	形式 2面マルチファン形式 (85~110φ)
ケーブル	構成 φ7mm 素線 ノングラウトタイプ
	段数 7段
航路高	O.P. +23.500m

表-2 耐風設計便覧による照査

たわみ渦励振	発現風速：18.1 m/s < 設計風速：54.4 m/s 推定振幅：58 mm < 許容振幅：64 mm OK
ねじれ渦励振	発現風速：36.2 m/s < 設計風速：54.4 m/s 推定振幅：0.16° < 許容振幅：0.19° OK
ねじれフラッター	発現風速：68.2 m/s < 照査風速：71.8 m/s

2. 主桁 2次元剛体模型による風洞試験

(1) 試験の概要

主桁断面の基本的な空力特性の確認と耐風性に優れたフェアリング形状の検討を主な目的として主桁の2次元剛体模型を使用した風洞試験を行った。風洞試験の概要の内容を以下にまとめて示す。

- 基本断面の空力特性：一様流を用い基本断面における振動現象の発現の有無を迎角を変化させて調べる。
- 制振装置の検討：フェアリングによる制振効果調べ断面形状の改良検討を行う。
- 乱流中における実験：気流の乱れが応答に与える影響を調べる。乱れの強さは $I_u = 5\%$ 、 10% に設定する (格子乱流を使用)。
- 側径間の影響検討：主桁の最終断面と側径間部使用予定断面 (フェアリングとケーブル定着部のない断面形状) の模型を用い、渦励振の振動振幅Aが最大となる風速で構造減衰 δ を種々変化させてAと δ の関係を調べる。この結果からストリップセオリーにより渦励振時の振動振幅の数値計算を行い、側径間部の断面形状による影響を調べる。
- 回転中心の影響検討：本橋の主桁は図-3に示すよう片側に歩道部のマウントアップを有する非対称な断面形状である。このことから重心Gとせん断中心Sが鉛直方向だけでなく水平方向に約89cm離れている。耐風設計便覧などでは回転中心CはGとSの1/2点とすることとしているが、本橋の様にGとSが水平方向にずれている場合には同様に扱えないものと考えられる。これらのことを考慮し、回転中心位置の影響および気流の方向による影響の検討を行った。
- 静的3分力試験：断面形状のもつ静的空力特性を調べるため静的3分力試験も行った。

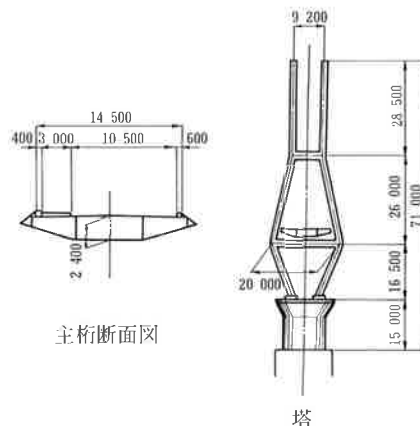
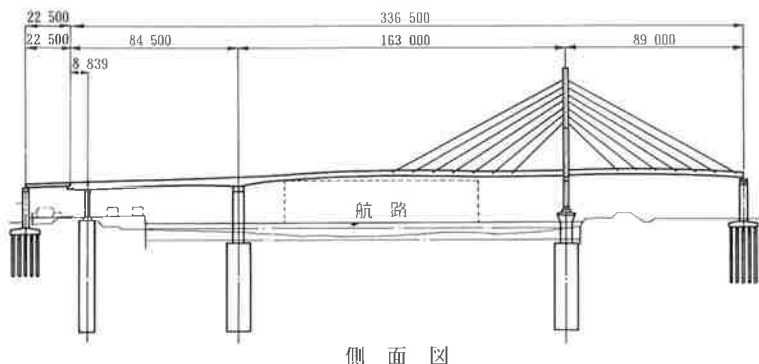


図-2 橋梁一般図

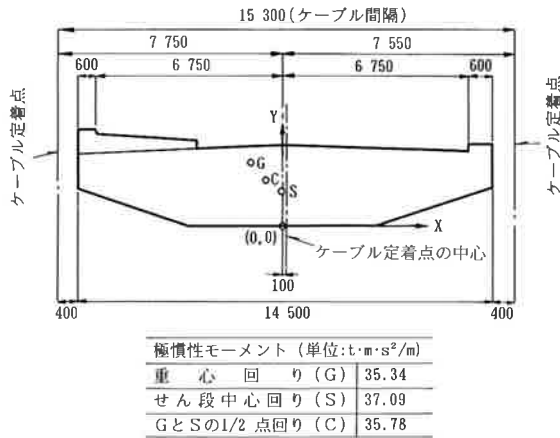


図-3 主桁断面形状

(2) 試験条件

風洞試験には縮尺1/40、長さ1200mmの2次元剛体部分模型を使用した。風洞試験に使用した主桁断面形状を表-3に示す。タイプ1は断面端部にケーブル定着部の張り出しがある基本断面である。タイプ2は既往の実績などを参考に選定したフェアリングを使用した改良断面である。タイプ3はケーブル定着部のない側径間部に使用予定の断面

表-3 風洞試験に使用する主桁断面形状

<p>タイプ1</p> <p>逆風 歩道橋 正風 上流側 ケーブル定着部用張り出し</p>	<p>基本断面 (ケーブル定着部あり)</p>
<p>タイプ2</p> <p>θ_1 $\theta_2=16^\circ$</p>	<p>改良断面 フェアリングによる制振の検討 タイプ 2-1 $\theta_1=30^\circ$ タイプ 2-2 $\theta_1=35^\circ$ タイプ 2-3 $\theta_1=40^\circ$</p>
<p>タイプ3</p>	<p>側径間断面 (ケーブル定着部なし)</p>

表-4 主桁2次元模型の試験条件

	実 橋	模 型	
		所 要 値	実 験 値
縮 尺	—	1/40	1/40
重 量	14.39 t/m	10.79±0.22kgf/model	10.756kgf/model
極 慣 性	35.78*	0.0168±0.0003	0.0166kgf・m・s ²
モーメント	t・m・s ² /m	kgf・m・s ² /model	/model
振 動 数	たわみ	0.4953Hz	2.880Hz
	ねじれ	2.2057Hz	12.36 Hz
振動数比	1/4.453	1/(4.453±0.223)	1/4.292
減 衰	たわみ	0.02±0.005	0.019
	ねじれ	0.02±0.005	0.024

(*回転中心: 1/2点)

である。実橋の条件と風洞試験の試験条件を表-4に示す。風洞は当社のエッフェル型風洞を使用した。

(3) 試験結果

基本断面(タイプ1)、逆風、迎角 $\alpha=+5^\circ$ の時の応答試験結果を図-4に示す。逆風では $\alpha=+5, +3^\circ$ で実橋換算片振幅約120mmのたわみ渦励振が発生した。また、ねじれ渦励振は $\alpha=+5, +3, 0^\circ$ で発生した。最大ねじれ振幅は約0.5°である。これに対して正風では迎角 $\alpha=+5^\circ$ で小振幅(約30mm)のたわみ渦励振が発生した。ねじれ渦励振は発生しなかった。ねじれフラッターの発現風速は両風向とも照査風速71.8m/sを超えているが逆風の限界風速は約100m/s、正風の限界風速は180m/sと差は大きい。このようにタイプ1では正風と逆風で応答特性が大きく異なっている。図-5にタイプ1の静的3分力試験の結果を示す。正風と逆風ではモーメント曲線の正の角度の部分で大きな差が生じている。応答試験と静的3分力試験の結果からタイプ1では正風と逆風で空気力の特性が異なっているものと考えられる。その他の結果をまとめて以下に示す。

- ①許容振幅を超えるたわみ渦励振はタイプ1, 3の逆風 $\alpha=+5, +3^\circ$ 、タイプ2-3の逆風 $\alpha=5^\circ$ で発生した。
- ②ねじれ渦励振はタイプ1, 3の逆風 $\alpha=+5, +3, 0^\circ$ で発生したが、タイプ2では発生しなかった。
- ③上記の結果からタイプ2-3以外のフェアリングは渦励振に対する振動抑制の効果のあることを確認した。
- ④重心、せん断中心、1/2点の3種類の回転中心を用いて応答試験を実施した。たわみ渦励

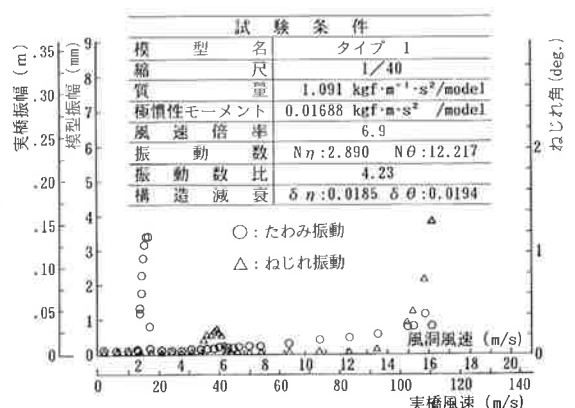


図-4 応答図

(主桁2次元模型タイプ1、逆風、迎角 $=+5^\circ$)

振については応答の差はほとんどみられなかった。ねじれ渦励振については回転中心により応答が多少変化するが、フェアリングを使用すれば応答は生じない。これらのことから、フェアリング付き断面の耐風性の照査を考える場合、どの回転中心を用いても試験結果に大きな差はないと考えられ、静力学的なねじり中心で、ケーブル吊り点の中央にも近いせん断中心を回転中心とすることとした。

⑤上記の結果をもとに、主桁の断面形状としてタイプ2-2が最終断面として選定された。

⑥タイプ2-2について乱流中における応答試験を行った結果、一様流中と同様、有害な振動は発生せず耐風性は良好であった。

当初の計画ではケーブル定着部のない側径間にはタイプ3の断面を使用することとなっていた。このことが橋梁全体の応答特性に与える影響を調べるため、各モードの最大振幅を2次元の風洞試験結果からストリップセオリーにより推定した。図-6に推定方法のフローチャートを示す。渦励振の振幅が最大となる風速で振動振幅と減衰の関係を自由振動法により調べた。その結果から式(1)を用いて空気力係数を算出した。

$$C_i = \frac{2 m y_0}{\pi \rho d U^2} (\delta_s \omega_s \omega - \delta \omega^2) \dots (1)$$

ここに C_i : 空気力係数 (速度成分)

ρ : 空気密度

m : 模型の単位長さ当たり質量

y_0 : 変位振幅

d : 模型の高さ

U : 風速

δ_s, ω_s : 無風時の対数減衰率, 角振動数

δ, ω : 有風時の対数減衰率, 角振動数

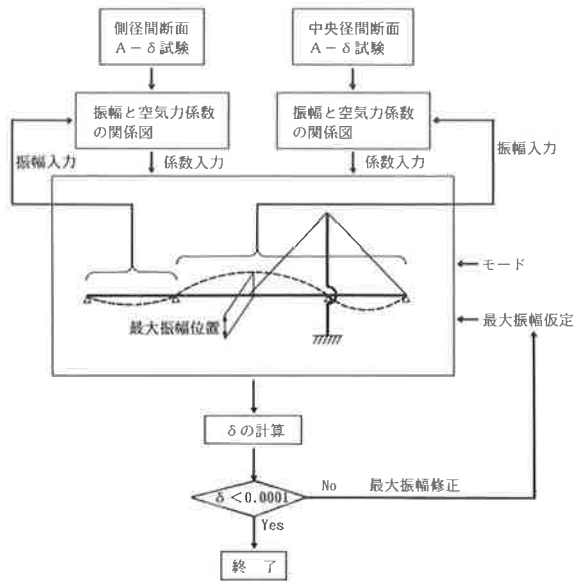


図-6 各モードの最大振幅の計算

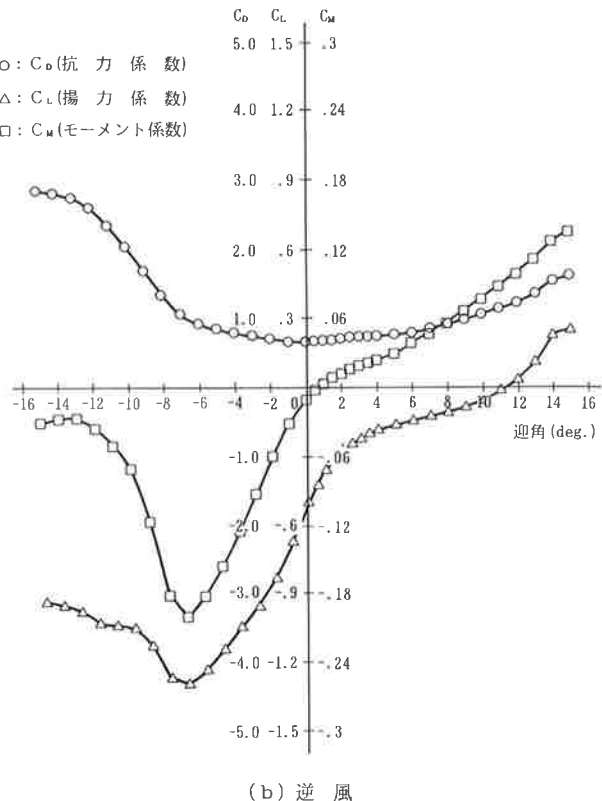
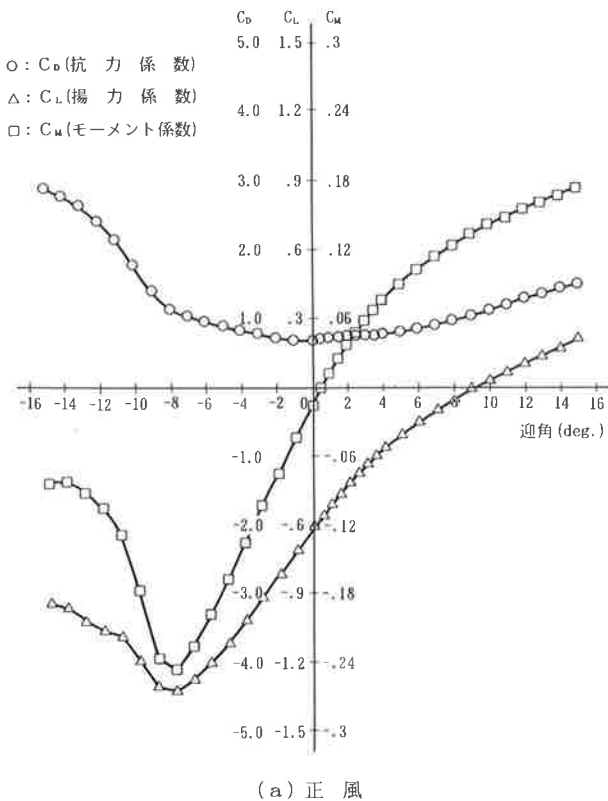


図-5 静的3分力曲線(主桁2次元模型, タイプ1)

各断面の空気力係数を図-7に示す。タイプ1, 3の負の空気力係数の部分が振動を発生させる空気力成分であり、タイプ3ではその振幅範囲が広く、タイプ1より不安定な断面であることがわかる。タイプ2-2は全振幅範囲で正の空気力係数であり、このことから安定な断面であることがわかる。ストリップセオリーはこの空気力係数の結果とモード形状を使用して各モード時の最大振幅を推定するものである。中央径間をタイプ2-2, 側径間をタイプ3としたときの各モードの振幅が最大となる位置での振幅の推定値を表-5に示す。 $\alpha = +5^\circ$ では各モードとも振動が発生し、たわみ4次モードで振幅約24mmと最大になる。上記の結果と全体3次元風洞試験の結果から最終的には橋梁の全範囲にフェアリングを設置することとなった。

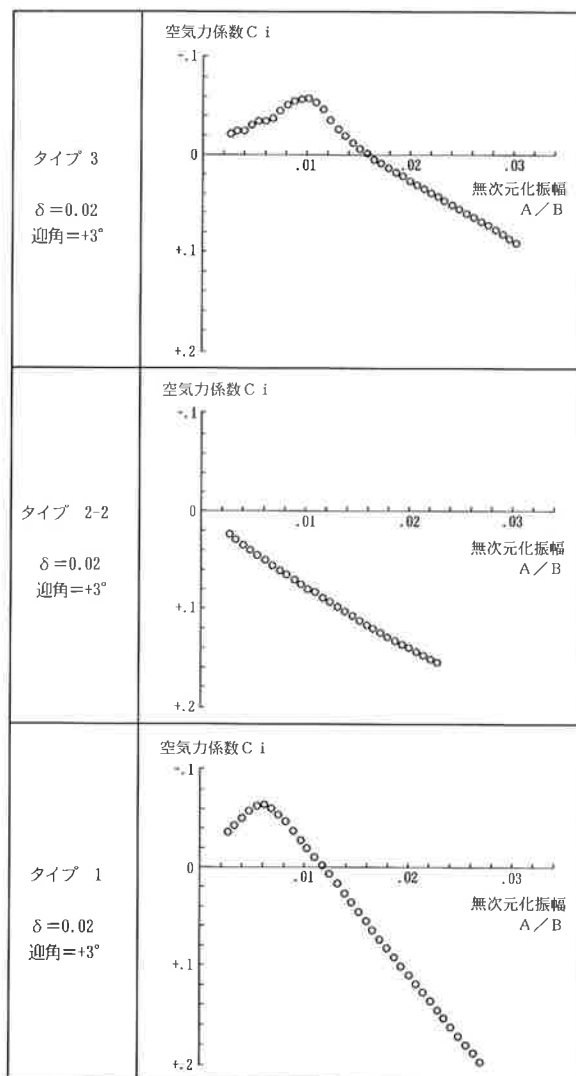


図-7 各断面の空気力係数

表-5 ストリップセオリーによるたわみ渦励振の推定振幅とその発現風速

振動モード	迎角 (α) = +3°	迎角 (α) = +5°	発現風速 (m/s)
1 たわみ1次	(170.2)	(194.2)	4.9 mm
2 たわみ2次	—	—	10.2 mm
4 たわみ3次	—	—	9.2 mm
5 たわみ4次	(179.4)	(212.2)	23.6 mm
7 たわみ5次	—	—	12.7 mm

注) ・断面形状の条件: 中央径間タイプ2-2, 側径間タイプ3。
 ・—は振動が発生しないことを示す。
 ・()内は全径間タイプ3の断面としたときの推定振幅。

3. 塔3次元弾性模型による風洞試験

(1) 試験の概要

塔は構造上と景観上の検討からラーメン形式が採用され(図-2), 上部水平材の上に28.5mの独立柱部分をもっている。断面寸法を図-8に示す。断面寸法は $B/D=0.72$, 上部水平材から上の塔柱間隔と塔柱断面寸法の比は $H/B=5.1$ である。上記の塔の特徴から、塔架設完了時の塔単独に近い架設段階では矩形断面の空力振動現象で知られる渦励振やギャロッピング, また並列柱としての空力振動などの発生が懸念された。これらを検討するために塔単独の3次元弾性模型を使用した風洞試験を行った。

(2) 試験条件

模型は縮尺1/50の塔単独の3次元弾性模型を使用した。気流は一様流の他に境界層乱流2種類を用いた。風向は水平偏角 β は0, 5, 10, 20, 60, 80, 85, 90° ($\beta = 0^\circ$ は橋軸直角方向)に設定した。構造減衰調整の効果, 偏角の影響, 気流の乱れによる影響, 空気力学的な制振装置の効果などを風洞試験により検討した。

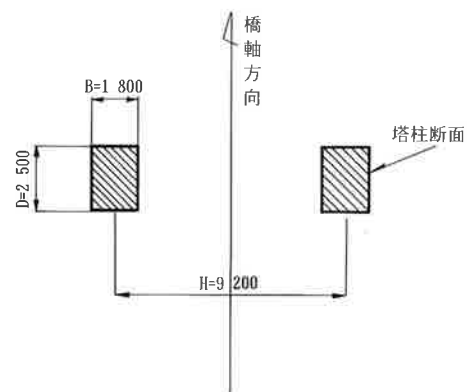


図-8 塔柱断面と塔柱間隔

(3) 試験結果

図-9 に応答試験で発生する振動の振動モードと振動数を示す。代表的な応答試験結果（構造減衰=0.01, 風向は橋軸直角方向と橋軸方向）を図-10に示す。橋軸直角方向の風により塔面外1次,

振動モード	1	2	3	4	5
	塔面外1次	塔面内1次	塔ねじれ1次	塔面内2次	塔面外2次
固有振動数	0.494 Hz	0.998 Hz	1.865 Hz	2.514 Hz	2.999 Hz
塔面内のモード形状					
塔面外のモード形状					

図-9 塔単独時の振動モードと固有振動数

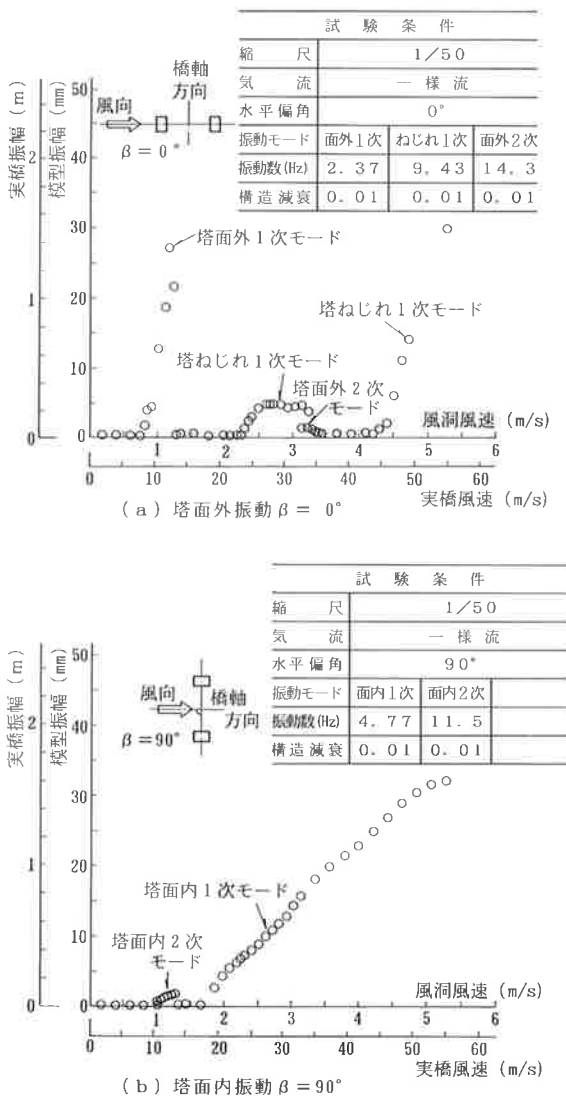


図-10 塔単独時の応答図

塔面外2次モードおよび塔ねじれ1次モードの振動が発生した。橋軸方向の風により塔面内1次と2次モードの振動が発生した。塔面内1次モードの振動は風速の増加と共に振動振幅が大きくなる発散型のギャロッピング振動と考えられる。

水平偏角と応答振幅の関係を図-11に示す。図より水平偏角による影響は塔面内振動と塔面外振動で少し異なり、塔面外は塔面内に比較し水平偏角の広い範囲で振動が発生した。

構造減衰調整による結果を図-12に示す。各モードとも構造減衰=0.04でほぼ振動は抑制される。このことから構造減衰調整による効果が十分期待できると考えられる。

気流の乱れ強さと応答振幅の関係を図-13に示す。塔面外の振動については気流の乱れによる影響は小さい。塔面内の振動については、一様流 ($I_u \approx 0.5\%$) と乱れの強度 $I_u = 6\%$, 9% では応答振幅に差はあるが、試験時の風速 ($V_p = 50\text{m/s}$) によっては乱れの強度を6%から9%に変えても応答振幅はかわらないという結果であった。

また、完成時の振動解析の結果から、塔面内の振動については完成時においても発生するものと予測された。これらのことから、制振対策として構造力学的制振対策だけでなく、空気力学的制振対策も合わせて検討することとなった。空気力学的制振対策としては上部水平材より上の部材にプ

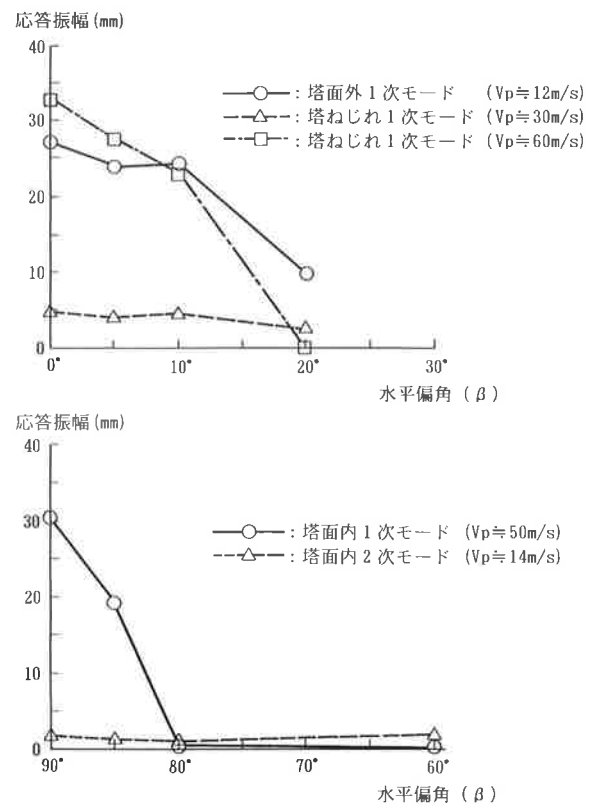


図-11 水平偏角と応答振幅の関係

レートを取り付けた場合の検討を行った。取り付け位置を図-14に示す。プレートにより橋軸の方

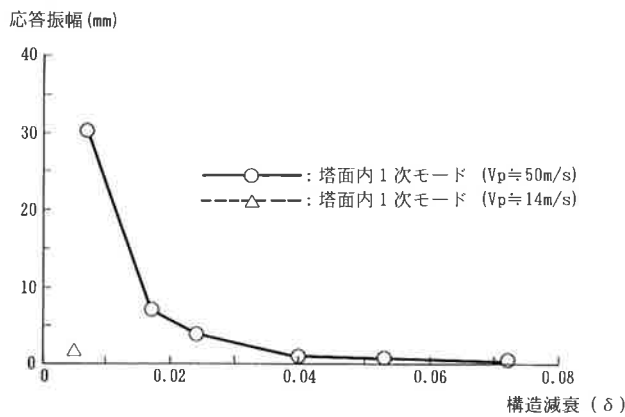
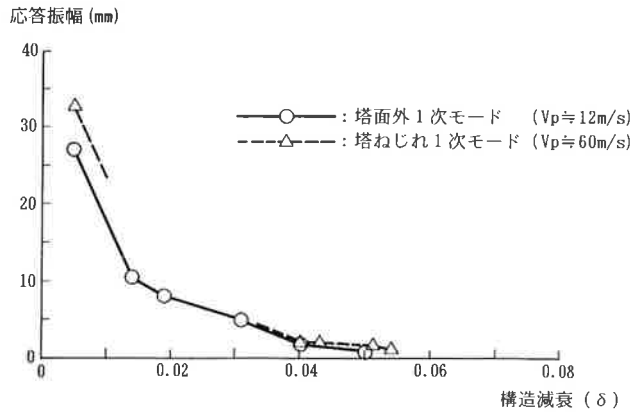


図-12 構造減衰と応答振幅の関係

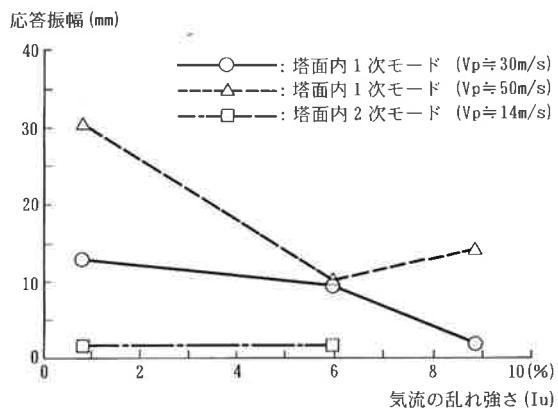
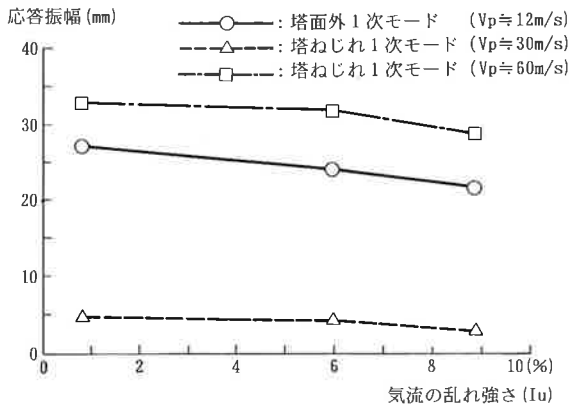


図-13 気流の乱れ強さと応答振幅の関係

向の風による塔面内 1 次と 2 次の振動は抑えることができるが、橋軸直角方向の風による応答はプレートなしの場合と変わらないという結果であった。橋軸直角方向の風に対して 2 本の塔柱はタンデム配列の位置にある。タンデム柱の応答は単独柱より複雑な応答を示すことが知られている。本橋の塔についても気流の乱れによる影響、水平偏角の影響およびプレートの効果などから考えてタンデム配列の影響を受けているものと推察される。

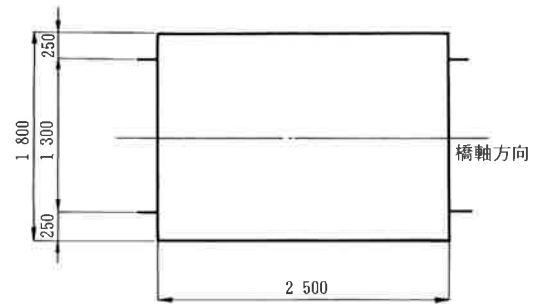


図-14 塔の空力的制振対策

4. まとめ

主桁の 2 次元剛体模型を使用した風洞試験により、主桁断面の基本的な空力特性とフェアリングの効果を確認した。特に、主桁断面形状の非対称性に着目した試験条件を設定しその耐風性確認した。

塔単独の 3 次元弾性模型を使用した風洞試験により、橋軸直角方向の風による塔面外の振動に対しては、構造減衰調整による効果が十分期待できること。架設時、完成時とも発生すると考えられる橋軸方向の風による塔面内振動についてはプレートなどの空気力学的対策により制振可能であることを確認した。

あとがき

中島大橋の耐風安定性照査は当社が行った主桁 2 次元風洞試験と塔 3 次元風洞試験の他に、全体の 3 次元風洞試験が行われており、また、現地の風観測も継続して行われている。これらの一連の耐風関連の業務により、構造条件、現地の条件を考慮した質の高い耐風設計が行えたものとする。この中で当社の実施した風洞試験では、主桁の空力的な特性および塔単独時の空力特性の調査を行い、有効な資料を提供できたものとする。

最後に、本業務を行うにあたって、種々な面でお世話になった大阪市建設局街路部立体交差課と兵庫県の担当者の方々に感謝いたします。また、風洞試験の実施にあたってご指導ご助言をいただいた京都大学の白石成人教授に対して深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 亀井正博・生嶋圭二・細見雅生・木場和義：中島大橋(仮称)の主桁の耐風性について(第1報), 土木学会47回年次学術講演会 第1部, pp. 708-709, 1992.
- 2) 亀井正博・生嶋圭二・木場和義・細見雅生：中島大橋(仮称)の塔3次元風洞試験, 土木学会第48回年次学術講演会 第1部, pp. 858-859, 1993.
- 3) 亀井正博・川上睦二・田中洋・南条正洋：中島大橋(仮称)の風観測について(第1報), 土木学会第47回年次学術講演会 第1部, pp. 726-727, 1992.
- 4) 亀井正博・川上睦二・田中洋・南条正洋：中島大橋(仮称)の風観測について(第2報), 土木学会第48回年次学術講演会 第1部, pp. 862-863, 1993.
- 5) 亀井正博・生嶋圭二・田中洋・山口映二・小林義和：中島大橋全橋模型風洞試験(第1報), 土木学会関西支部年次学術講演会, 1993.
- 6) 亀井正博・生嶋圭二・田中洋・山口映二・小林義和：中島大橋全橋模型風洞試験(第2報), 土木学会第48回年次学術講演会 第1部, pp. 860-861, 1993.