

I-A 237 常吉連絡橋（仮称）の3次元弾性模型を用いた風洞試験

大阪市 正会員 芦原栄治 駒井鉄工 正会員 細見雅生
駒井鉄工 新田吉伸

1. まえがき 常吉連絡橋（仮称）は大阪市の北部，新淀川河口沿いに位置する人工島である舞州と此花区常吉地区を結ぶ橋梁である。主橋梁部は主径間が250mの1基の塔を有する3径間連続鋼床版斜張橋（340m=25+65+250）が採用されている。一般図を図1に示す。本橋の主桁の耐風安定性検討のための2次元模型を用いた風洞試験については既に報告されている¹⁾。ここでは架設系と完成系を対象とする3次元弾性模型を用いた風洞試験について報告する。

2. 検討内容 風洞試験には縮尺1/100の弾性模型を使用する。風洞は高さ2.0m，幅4.0mのエッフェル型風洞を使用する。風洞試験は完成時，塔架設完了時および主桁架設時を対象とする。主桁架設時には各架設ステップの振動解析からもっとも振動数が低くなるステップを選定した。それぞれの状態について，塔単独時（塔架設完了時）：風向，構造減衰，気流の乱れ（境界層乱流），主桁架設時：迎角，気流の乱れ，完成時：風向，迎角，気流の乱れの条件を種々設定してその影響を調べる。

3. 風洞試験結果

(1)塔単独時 橋軸直角方向からの風による応答を図2に示す。構造減衰 $\delta=0.01$ のときは実橋振幅約0.3mの小振幅の振動が発生する。 $\delta=0.007$ と少し下げると振幅は約2.0mと急激に大きくなる。構造減衰と振幅の関係を図3に示す。構造減衰の変化に対して振幅が敏感に変化すること，風洞試験にはレイノルズ数などの模型化の影響のあることが考えられ，安全性を考慮し構造減衰を若干付加することが望ましいと考えられる。

(2)完成時 2次元風洞試験とほぼ同様な結果が得られた。しかし，3次元風洞試験ではフェアリング付きの断面において気流が橋軸直角方向で迎角 $\alpha=+3^\circ$ の時，渦励振が発生する（図4）という異なったケースがあった。検討の結果，レイノルズ数による影響が主要因であると推測される。この $\alpha=+3^\circ$ で発生する渦励振は $1u=8\%$ （桁位置での気流方向の乱れ強度）の境界層乱流中では発生せず，気流の乱れによる振幅低減の効果が期待できる。気流の乱れの少ない場合のことも考慮し，現地の風の条件による確率論を用いた疲労照査を行うこととした。

(3)主桁架設時 完成時の橋軸直角方向， $\alpha=+3^\circ$ の気流中で発生する渦励振は主桁架設時には発生せず，耐風性は良好である。

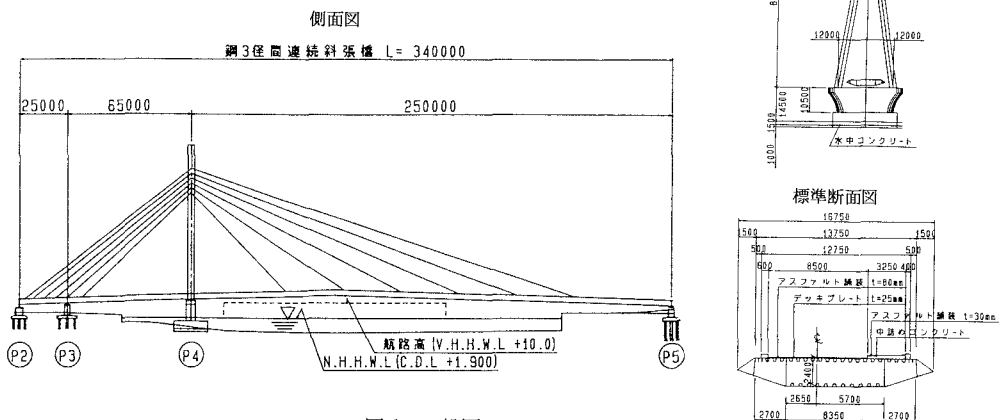


図1 一般図

4. 主桁の疲労照査 本橋が建設される舞州にはモノケーブル形式の吊橋である此花大橋があり、風観測が継続して実施されている。この風観測のデータと今回の風洞試験による一様流中の渦励振とバフエッティングの試験結果を用いて、応答を発生させる風の生起確率を考慮した疲労照査²⁾を行う。風向の生起頻度を図5に示す。大阪港における発生確率が高い風向は、淀川に沿う北東の風と大阪湾からの西風である。橋軸は東北東から西南西である。各振動振幅（モード振幅の最大値）における振動の発生回数の計算結果を図6に示す。振動モード解析から応力度が最大になる位置の応力度を求め、等価応力範囲を用いる方法と累積疲労損傷度を用いる方法により疲労照査を行った（表1）。その結果、どの応答に対しても等価応力範囲、累積疲労損傷度のどちらについても許容値以内であり疲労に対して安全であることが確認できた。

参考文献 1) 芦原栄治・林田幸雄・井上稔・米田昌弘・宮地真一：常吉連絡橋の部分模型風洞試験，第13回風工学シンポジウム，1994. 12. 2) 細見雅生・小林紘士・新田吉伸：橋梁の渦励振およびバフエッティングに対する疲労の照査について，鋼構造年次論文報告集，1995. 11.

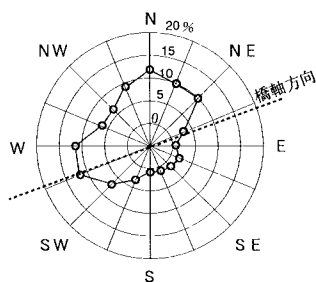


図5 風向の生起頻度

表1 主桁の疲労照査

	渦励振 1次モード	渦励振 2次モード	バフエッティング
有効振動回数 (全振動回数)	386,000回 (413,000,000回)	106回 (1,030,000,000回)	2,670回 (397,000,000回)
等価応力範囲* (kgf/cm ²)	588<1430 (61<140)	615<22000 (63<103)	317<7520 (40<142)
累積疲労損傷度*	0.069<1.0 (0.081<1.0)	0.00002<1.0 (0.224<1.0)	0.00007<1.0 (0.022<1.0)

- 1) * : カッコ内は全振動回数を用いて計算した場合の値を示す。
 2) 有効振動回数は打ち切り限界以上の応力範囲の発生回数を示す。
 3) 許容応力範囲は振動回数に対する準を疲労設計曲線を用いて計算する。
 4) 耐用期間は100年とする。
 5) 強度等級はBとする（打ち切り限界 $\Delta\sigma = 296\text{kgf/cm}^2$ ）。

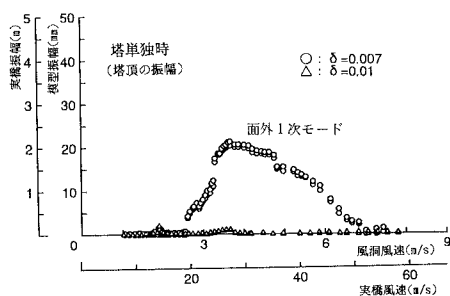


図2 橋軸直角方向からの風による塔の応答

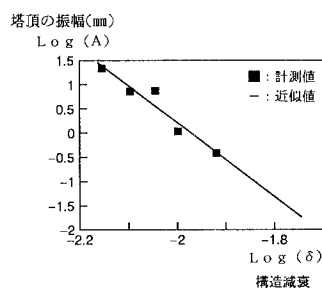


図3 構造減衰と振幅の関係

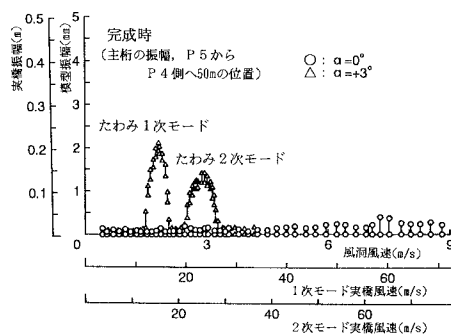
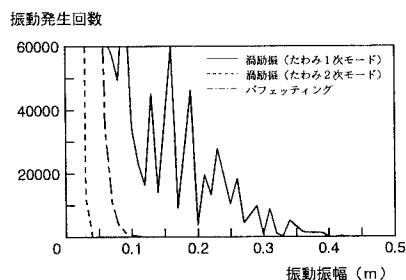


図4 橋軸直角方向の風による主桁の応答



(注) グラフの横軸の振動振幅は、主桁のモード最大振幅である。

図6 振動の発生回数