

## 論文の内容の要旨

論文題目 多径間連続鋼箱桁橋に発生した渦励振とその振動制御に関する研究

氏名 吉田好孝

近年我が国では鋼箱桁橋においても大規模化が目覚ましく、風洞実験の上で耐風上の問題が出てきている事例も多い。本論文は、東京湾アクアライン（旧名：東京湾横断道路）橋梁部（全長約4.4km）における10径間連続鋼床版箱桁部（桁長1,630m）における事前の風洞実験の結果、振動実験ならびに実橋での渦励振の測定、並行して行われた空力的制振策、機械的対策について述べ、最後にそれらの効果を実橋において確認している。本橋のように大規模で、かつ10径間という多径間連続桁構造を有する鋼箱桁橋の建設は初めての試みである。一般に橋梁は支間長が伸びるほど相対的な桁剛性は低下する傾向にあり、それは耐風安定性の低下を意味する。さらに変断面桁や最大4%という縦断勾配などの構造的特徴のため、耐風安定性の検討に関しては、二次元部分模型（剛体模型）のみならず三次元全体模型（10径間、弾性模型）による風洞実験を実施した。その結果、設計風速（ $V_d = 67.7\text{m/sec}$ ）の範囲内でねじれ振動は発生しないが、顕著な鉛直たわみ渦励振が確認された。ギャロッピングは二次元風洞試験では発現したが、10径間全体模型試験では発現しなかった。全体模型における渦励振の発現は、風速が高くなるにしたがい振動が高次となり、振動モードが卓越する位置が長支間部から次第に短支間部に移行していく傾向を示した。1次および2次の渦励振による最大振幅は、それぞれ風速 $V = 16 \sim 17\text{m/sec}$ 、および $V \approx 23.5\text{m/sec}$ で生じ、3次～9次の高次鉛直たわみ振動は、風速 $V < 55\text{m/sec}$ の領域で順次発生した。

渦励振の振動制御のために空力的制振対策（ダブルフラップなど）および構造的制振対策（同調質量減衰器すなわちTMD, Tuned Mass Damper）を検討したが、1次および2次鉛直たわみ渦励振に対しては、空力的対策のみでは桁の振動を十分に抑えきることができず、TMDにより振動を制御することとした。ただし現地における自然風は風洞試験時の風特性とは異なり、実橋の振動特性も風洞試験時に仮定した振動特性と同一ではない。さらに桁の完成から供用開始まで3年以上の期間があったため、最初からTMDを桁に設置することはせずに動態観測を行い、実際の桁に振動が発現した場合に初めてTMDを設置する方針とした。

桁の架設は1995年10月に完了し、同年12月に橋軸直角方向の季節風（南西風）による顕著な鉛直たわみ振動が確認された。渦励振の発現に関し明らかになった主な事項は以下の通りである。

- 1) 1次の鉛直たわみ渦励振は風速 $V_m = 16 \sim 17\text{m/sec}$ で振幅最大となり、計測された振幅の最大値は $\eta \approx 54\text{cm}$ であった。これらの結果は全体模型による風洞試験結果と整合的であった。
- 2) 渦励振が発現する風向（水平偏角）は、橋軸直角方向からほぼ $\pm 20^\circ$ の範囲内であった。ある風向を境に桁の振動振幅が大きく発現するという観測結果は、これまでに報告されていないと思われる。

具体的な制振対策を検討するに当たり、実橋の振動特性を把握する必要がある。そのため

に橋上で起振機による振動実験を実施し、鉛直たわみ振動の振動モード、固有振動数および構造減衰（対数減衰率）などを計測した。実験方法は主として、起振機の加振振動数を少しずつ変化させて橋の共振点を求めるスイープ試験と、加振中の起振機を急停止させ、その後の桁の自由振動現象を観測する減衰自由振動の二種類である。その結果、以下の事項が明らかとなった。

- 1) 固有振動数および振動モードは、実験値と解析値がよく一致していた。特に1次および2次振動の固有振動数では両者の差は1~2%程度であった。スイープ試験では1次固有振動数  $f = 0.347\text{Hz}$  が得られた。他の大規模鋼箱桁橋においては、1次鉛直たわみ固有振動数はほぼ  $f \geq 0.4\text{Hz}$  であり、本橋の固有振動数は他の鋼箱桁橋と比較して小さな値である。
- 2) 1次および2次の減衰自由振動では、対数減衰率に振幅依存性が認められた。たとえば1次減衰自由振動では約100波の減衰振動の対数減衰率  $\delta$  は、振幅が小さくなるにしたがい0.044から0.028へ低下した。この値は桁の最大支間長から得られる対数減衰率の推定値（本橋では  $\delta = 0.048$  となる）より小さな結果となった。

鋼箱桁橋の鉛直たわみ振動を制振するためのTMDとしては、これまで片持ち梁型式がなみはや大橋あるいは関西国際空港連絡橋に設置された。しかし本橋では桁内空間が十分でないために、片持ち梁型式のTMDを設置することは困難であった。そのため大小二重のパンタグラフ状フレームからなるTMDを新たに開発し適用した。このTMDは小フレームの上下振動に対してバネとオイルダンパーが作動する機構であるため、バネとオイルダンパーのストロークが短くてすみ、本橋のような狭小な空間内に適している。

TMDの設置に際しては、制御すべき桁の許容振幅、TMDの設置基数、設置位置などが問題となる。桁の許容振幅については現在一般的な規定はない。本橋では1次振動の場合、一般車両が通行している風速領域であるため、走行性の観点から許容振幅を  $\eta_s = 10\text{cm}$  と定めた。また2次振動の風速領域では一般車両の通行はほとんどないと考えられる。したがって疲労破壊の観点から  $\eta_s = 15\text{cm}$  とした。さらに3次以上の高次振動に関しては初通過破壊の観点から、各振動モードそれぞれについて許容振幅を定めて制御することとした。

実橋の各種データおよび起振実験によって得られた実橋の振動特性に基づき、改めて風洞試験を実施し、1次および2次鉛直たわみ振動に対してはTMDにより制御することとした。また桁断面両側端の自動車防護柵外面に鉛直板（高さ  $h = 49\text{cm}$ ）を設置すると、おおむね1/4~1/2程度の振幅低減効果があることが分かった。本橋において空力的に振動を制御するには、当初ダブルフラップなどが有力であったが、鉛直板はダブルフラップとほぼ同程度の制振効果を示し、かつその簡易的な構造のために工事費は非常に安価となる。したがって3次以上の高次振動に対しては鉛直板を恒久的な空力的制振対策として用いることとした。このような鉛直板の制振効果を確認し、かつそれを実橋に用いたことも本橋が初めてである。

動態観測の結果、TMDは十分な制振効果を示し、TMD設置後の桁の振動振幅は当初の予想通り  $\eta < 10\text{cm}$  であった。TMD設置前後において特性が類似した風による桁の応答を比較対照することにより、本橋のTMDはTMD設置前（鉛直板あり）の桁の振動を約1/7に制御していることが分かった。

1次および2次振動用TMDが全て設置された後に、台風（9617号）が近隣を通過した。橋上で観測された10分間平均風速の最大値は  $V_m = 36.1\text{m/sec}$  に達したが、この時の風向は橋

軸直角方向 $\pm 20^\circ$ の範囲外であり、桁加速度は約30gal程度の小さな値であった。桁に高風速の風が作用しても風向（水平偏角）などの条件が合致しなければ、渦励振は発現しないことの一例が確認された。

これまで鋼箱桁橋に顕著な渦励振が発現したという報告は希であるが、本橋に顕著な渦励振が発現した理由は、第一に橋梁の構造減衰が予想より小さな値であったこと、これには桁の長大化および摩擦減衰の小さな構造などが関係していると考えられる。第二に本橋に作用する風は、乱れが小さいという特性（最大振幅時に4～6%強）を有していることである。ただし乱れ強さの影響を実橋で数値的に確認するまでには至らなかった。