

中部国際空港道路連絡橋の制振対策と鉛直用制振装置の適用

Vibration Control of Chubu Kokusai Airport Bridge and Application of Vertical Used Tuned Mass Dampers

小池 裕二 技術開発本部基盤技術研究所構造研究部 主査 博士（工学）
松田 一俊 技術開発本部基盤技術研究所熱・流体研究部 部長 博士（工学）P. Eng.
佐藤 文男 物流・鉄構事業本部鉄構事業部鉄構設計部 主査
風間 睦広 物流・鉄構事業本部鉄構事業部管理部
五嶋 浩一 物流・鉄構事業本部橋梁事業部品質保証部

中部国際空港道路連絡橋は、愛知県名古屋市近郊の常滑沖合の空港島と臨海部を結ぶ橋長 1 414 m の連続床版箱桁橋である。風洞試験の結果、強風時に桁の鉛直振動が大きくなることが予想されたため、制振対策として制振装置が適用された。本装置は、鉛直用として特別に考案されたものであり、ばね機構およびダンパに梘子機構を採用し、桁内に容易に収納できるコンパクトな構造が特長である。現地で振動試験結果を実施した結果、本装置は所期の性能を発揮できる見通しが得られた。

Chubu Kokusai Airport (Central Japan International Airport) Bridge is a 1 414 m continuous girder bridge which connects the airport island located off the coast of Tokoname with the coastal area in Nagoya City, Aichi Prefecture. Wind tunnel tests suggested that the girder vertical vibration was largely induced by wind loads. To reduce vibrations, the tuned mass damper system was applied. This unit was developed especially for the vertical direction. The lever mechanism was adopted in the spring and damper mechanism and has merits of compactness for easy installation in the girder. The performance test has proved that the proposed units can function as intended in the design.

1. 緒 言

中部国際空港道路連絡橋「セントレア大橋」は、愛知県名古屋市近郊の常滑沖合の空港島と臨海部を結ぶ橋長 1 414 m の連続鋼床版箱桁橋である。本橋は、スパンが長く、I 期線と II 期線が並ぶ並列橋であることから、計画時から耐風安定性に対する検討が行われてきた。風洞試験の結果、強風時に桁の鉛直振動が大きくなることが予想されたため、制振対策として制振装置が適用された。本装置は、鉛直用として特別に考案されたものであり、その特長を挙げれば、① ばね機構およびダンパに梘子機構を採用し、桁内に容易に収納できるコンパクトな構造であること ② 桁内の構造の一部を制振装置の一部に使用した新工法を適用していること、である。

本稿では、はじめに、本橋の耐風安定性について述べ、制振装置に要求される減衰性能を明らかにする。次に、制振装置の仕様を決めるために用いた解析について、振動特性の異なる複数の制振装置が任意の位置に配置された場合の方法を述べた後、設計された装置の構造について述べる。最後に、現地で実施した振動試験結果を紹介し、本装置が所期の性能を発揮できる見通しが得られていることを示す。

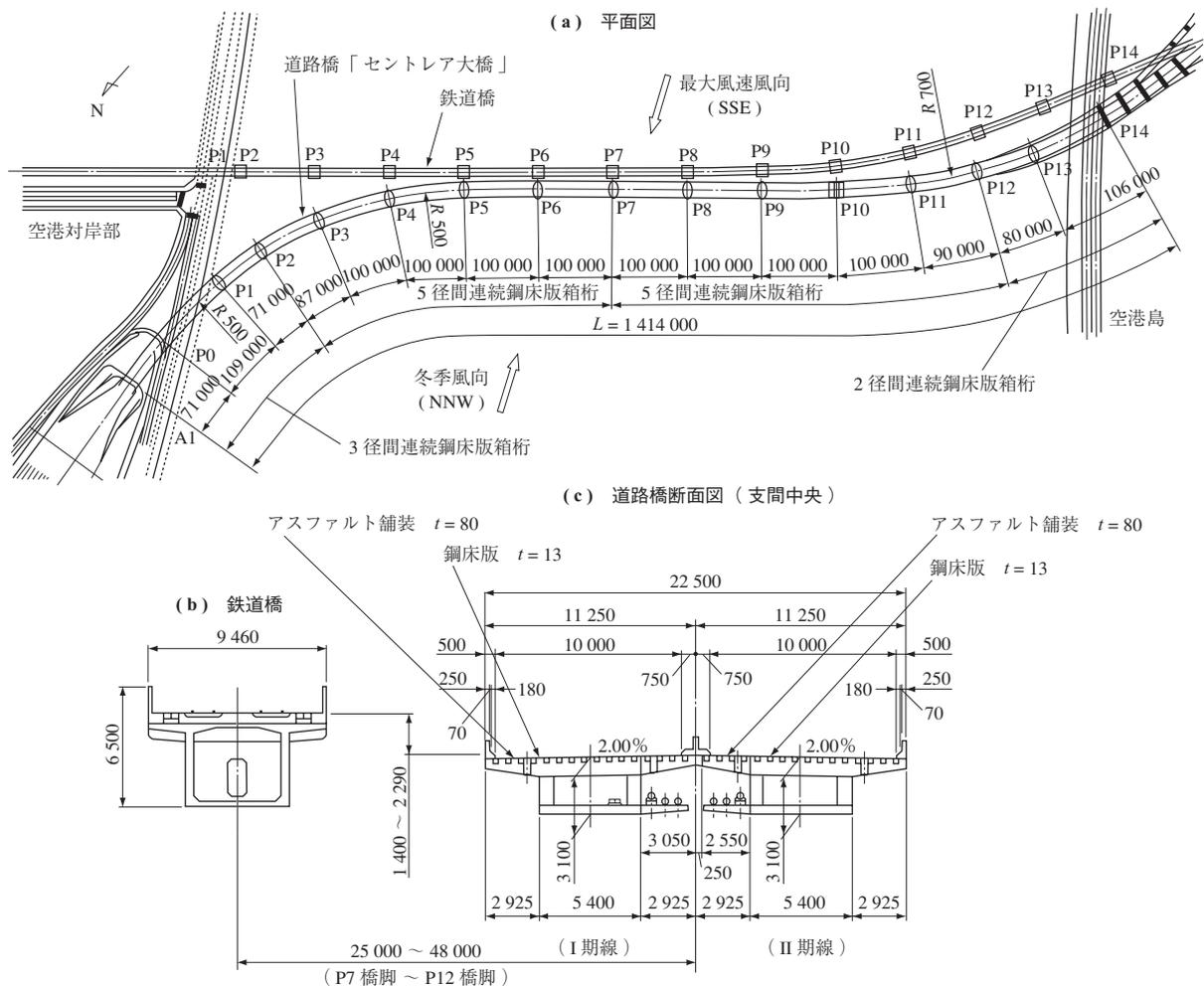
2. 中部国際空港道路連絡橋の耐風安定性

2.1 本橋の構造的特徴

本橋は、最大支間長 109 m をもつ橋長 1 414 m の連続鋼床版箱桁橋である。本橋の特徴は、① 主要部が海上に架設されること ② 道路橋部は上下線が分離した並列橋であること ③ 鉄道橋が道路橋に隣接していること、である。日本車輛製造株式会社と当社から構成される JV は、P7 橋脚から P12 橋脚の 5 径間連続鋼床版箱桁（支間割 99 m + 100 m × 3 + 89 m）およびこの区間に設置する制振装置の設計・製作・施工を担当した。本橋の一般図および全景をそれぞれ第 1 図、第 2 図⁽¹⁾に示す。

2.2 風による応答特性

本橋は海上部に架設されることから乱れ強さの小さい気流の作用によって渦励振が発生する可能性が高い。さらに道路橋および鉄道橋の合計 3 橋間の流体力学的な相互干渉によって、風による複雑な振動現象の発生が予測された。そのため、部分模型を用いた風洞試験による耐風安定性の照査が独立行政法人土木研究所で実施された⁽²⁾。道路橋模型は縮尺 1/60 の二次元剛体模型であり、風洞内に弾性支持された。なお鉄道橋はコンクリート橋であり風に



第1図 中部国際空港連絡道路橋「セントレア大橋」一般図 (単位: mm)
 Fig. 1 General view of "Centrair Bridge" (unit: mm)



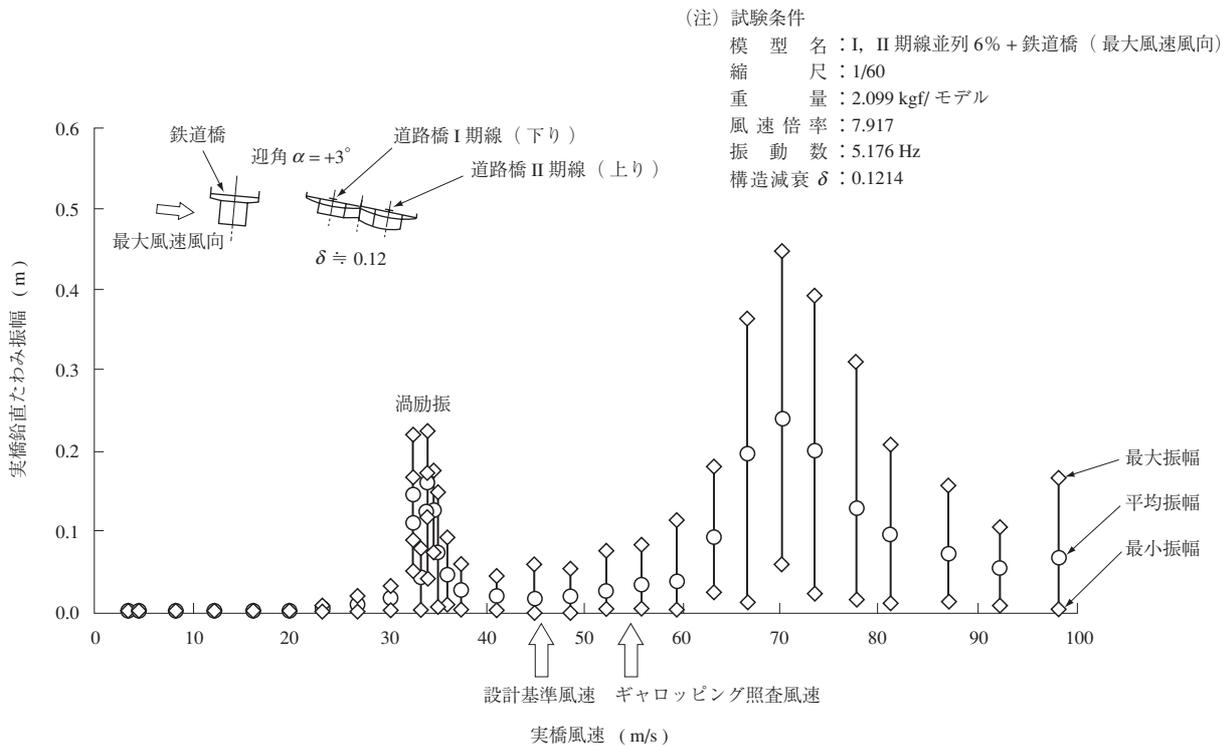
第2図 中部国際空港連絡道路橋「セントレア大橋」
 Fig. 2 Aerial view of "Centrair Bridge"

よる振動振幅は微小であると考えられることから、その二次元剛体模型は、風洞内で固定支持された。本橋の設計基準風速は、46.6 m/s であり、ギャロッピング照査風速は 55.9 m/s (= 設計基準風速 × 1.2) ⁽³⁾ である。ギャロピ

ングとは、特定の風速を超えると鉛直たわみ振幅が急激に大きくなる自励振動現象である。

風洞試験の結果、鉛直たわみモードの構造対数減衰率を 0.02 と仮定した場合、設計基準風速以下において許容振幅を上回る渦励振が発生することが判明した。代表的な風洞試験結果として、制振装置の設計に最も影響を与えた試験ケースにおける風速と応答振幅の関係を第3図に示す。これは道路橋および鉄道橋の3橋が並列した状態で、吹上げ +3 度の気流が作用したときの道路橋 I 期線（下り線）の風による応答図である。実橋換算風速 35 m/s 付近において、実橋最大応答振幅約 0.23 m の渦励振が発現している。

鉛直たわみ 1 次モードの許容振幅は、疲労に対する許容振幅とした。すなわち、100 年間の供用期間中に 10 分間平均風速が渦励振の発生風速を超える確率を求め、渦励振による振動の繰返し回数を算出し、S (応力振幅) - N (繰返し回数) 曲線から許容振幅 0.130 m を算出した⁽⁴⁾。



第 3 図 風速と応答振幅の関係 (道路橋 I 期線 (下り))⁽²⁾
 Fig. 3 Relationship between wind speeds and vertical responses⁽²⁾

鉛直たわみ 2 次および 3 次モードについては、橋梁内に設置される電力ケーブルなどのライフラインの破壊に着目し許容加速度として、それぞれ 300 Gal, 600 Gal とした。固有振動解析結果から、鉛直たわみ 2 次および 3 次モードの固有振動数は、それぞれ 0.813 Hz, 1.049 Hz であることから、許容振幅はそれぞれ 0.115 m, 0.138 m となる。第 4 図に各固有振動モードの解析値と実橋振動試験計測値の比較を示す。

2.3 必要減衰の算出

制振装置の設計に用いる必要減衰は、橋梁の振動諸元および風洞試験結果である構造減衰と渦励振応答振幅の関係から求められる。渦励振応答振幅は、橋梁の構造および振動諸元を用いておむね次式で表される⁽³⁾。

$$\frac{A}{D} = \alpha \left(\frac{m\delta}{\rho D^2} \right)^{-1} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

- A：渦励振最大応答振幅 (m)
- D：桁高 (m)
- α ：定数
- m：等価質量 (t/m)
- δ ：構造対数減衰率
- ρ ：空気密度 (t/m³)

したがって、風洞試験において同一の断面形状および等価質量 m をもつ橋梁模型を用いれば渦励振最大応答振幅 A と構造対数減衰率 δ の関係は、次式で表される。

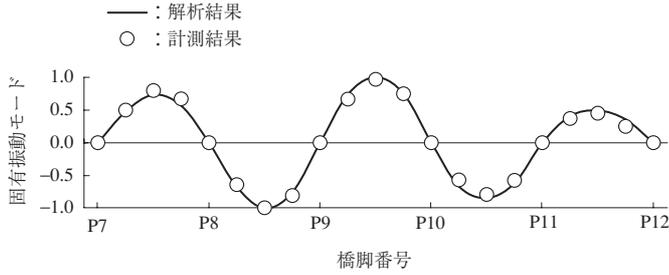
$$A\delta = const. \dots\dots\dots (2)$$

第 3 図から風洞試験で設定した模型の構造対数減衰率 δ は 0.12, 設計基準風速 46.6 m/s 以下における実橋換算の渦励振最大応答振幅 A は 0.231 m である。したがって、(2) 式を用いて実橋の鉛直たわみ 1 次モード許容振幅 0.130 m を確保するために必要な構造対数減衰率は 0.213 となる。

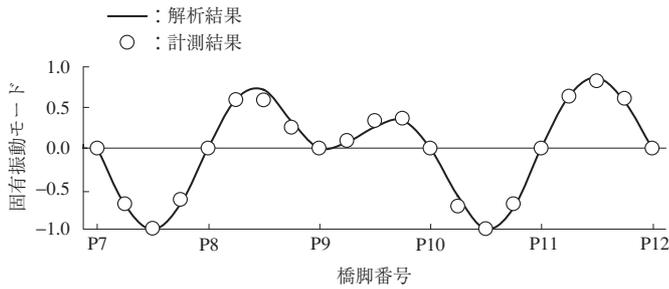
このとき制振装置非作動状態における実橋の構造対数減衰率は、0.02 を仮定していることから、制振装置による付加対数減衰率は、0.193 とする必要がある。また、鉛直たわみ 1 次モード以外に、制振対象である同 2 次モードおよび同 3 次モードの各許容振幅以内に抑えるのに必要な構造対数減衰率は、0.213 以下であることを確認した。

なお、上記部分模型風洞試験結果の妥当性を確認するため、別途三次元弾性模型試験^{(5)~(7)}が実施された。その試験結果に基づいて再度必要減衰を検討したところ、0.213 で問題ないことを確認した。

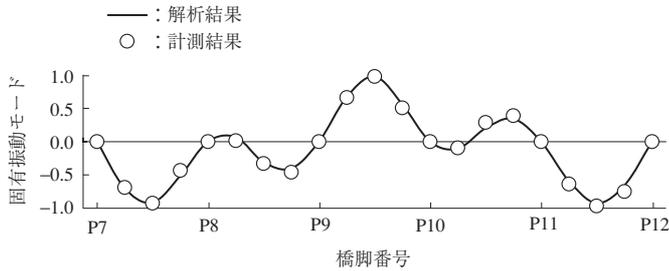
(a) 鉛直たわみ 1 次モード



(b) 鉛直たわみ 2 次モード



(c) 鉛直たわみ 3 次モード



第 4 図 固有振動モード
Fig. 4 Natural vibration mode

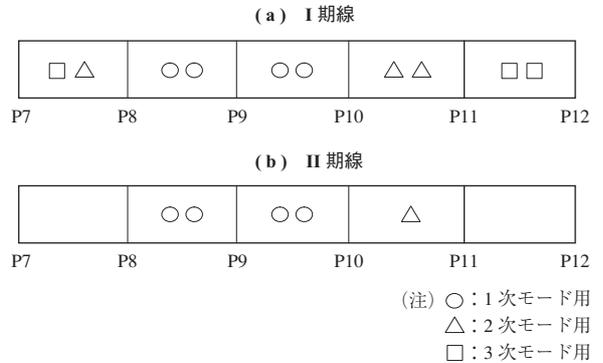
3. 鉛直用 TMD の適用

3.1 制振装置の仕様と配置

第 5 図に制振装置の配置状態を示す。I 期線には、1 次モード用 4 台、2 次モード用および 3 次モード用各 3 台の総計 10 台が、また、II 期線には、1 次モード用 4 台と 2 次モード用 1 台の総計 5 台が、それぞれ 5 径間に分散配置されている。1 次モード用から 3 次モード用の各仕様を、第 1 表に示す。

3.2 制振装置の性能解析

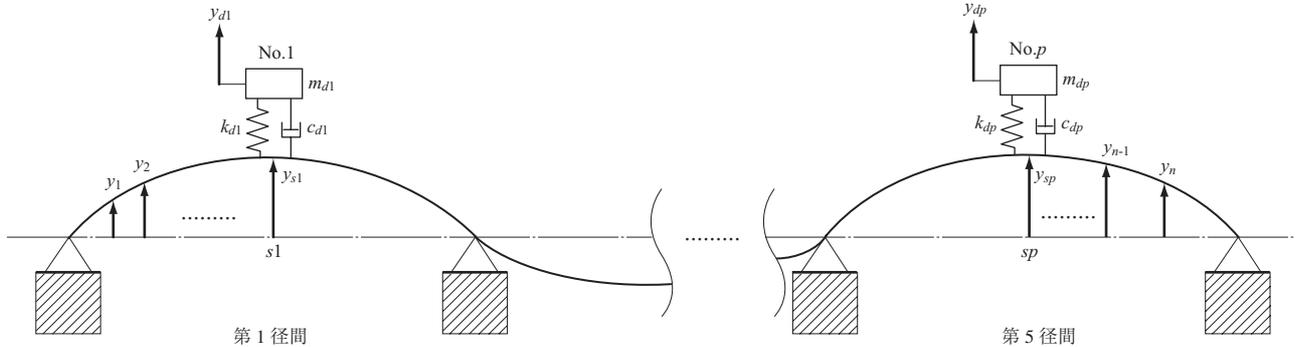
各装置の仕様および配置は、性能解析結果を基に決定される。 n 自由度系からなる橋桁の鉛直振動モデルに複数の制振装置が任意の位置に配置された力学モデルを第 6 図に示す。桁には、 p 個の制振装置が桁の $s1$ から sp の位置



第 5 図 制振装置の配置
Fig. 5 Arrangement of mass dampers

第 1 表 制振装置の仕様
Table 1 Mass damper specifications

装置の種類	可動マス質量 (t)	固有振動数 (Hz)	減衰比 (—)
1 次モード用	12	0.64	0.22
2 次モード用	8	0.79	0.12
3 次モード用	8	1.01	0.15



第 6 図 制振装置を配置した桁の力学モデル
Fig. 6 Dynamic model of girder equipped with mass dampers

に配置されており、各装置を No.1, No.2 … No.p と呼ぶ。このモデルを使えば、同種類の装置が複数の設置場所にある場合の制振効果やほかの種類の装置が与える影響などを評価することができる。

設計では、周波数応答を解析し、制振装置によって得られる付加減衰および可動マスの変位振幅を算定する。以降では、桁振幅の評価位置として、それぞれのモードにおいてモードの大きさが最大となる位置を選定し、便宜上、その位置のモード値が 1.0 になるように正規化する。このとき、橋桁と制振装置の運動方程式は、次式で表される。

$$M \begin{pmatrix} \ddot{y}_1 \\ \vdots \\ \ddot{y}_{s1} \\ \vdots \\ \ddot{y}_{sp} \\ \vdots \\ \ddot{y}_n \end{pmatrix} + C \begin{pmatrix} \dot{y}_1 \\ \vdots \\ \dot{y}_{s1} \\ \vdots \\ \dot{y}_{sp} \\ \vdots \\ \dot{y}_n \end{pmatrix} + K \begin{pmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_{s1} \\ \vdots \\ y_{sp} \\ \vdots \\ y_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} f_1 \\ \vdots \\ f_{s1} \\ \vdots \\ f_{sp} \\ \vdots \\ f_n \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 \\ \vdots \\ m_{d1} \ddot{y}_{d1} \\ \vdots \\ m_{dp} \ddot{y}_{dp} \\ \vdots \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$m_{d1} \ddot{y}_{d1} + c_{d1} (\dot{y}_{d1} - \dot{y}_{s1}) + k_{d1} (y_{d1} - y_{s1}) = 0$$

$$\vdots$$

$$m_{dp} \ddot{y}_{dp} + c_{dp} (\dot{y}_{dp} - \dot{y}_{sp}) + k_{dp} (y_{dp} - y_{sp}) = 0$$

…………… (3)

ここで、

- M : 桁の質量マトリクス
- C : 桁の減衰マトリクス
- K : 桁の剛性マトリクス
- m_{dj} : 制振装置の可動マス質量
- c_{dj} : 制振装置の減衰係数
- $k_{dj} (j=1, \dots, p)$: 制振装置のばね定数
- f_1, \dots, f_n : 桁の各点に作用する風外力

である。

(3) 式で、 i 次モードに着目し、モードベクトル ϕ_i の転置ベクトル ϕ_i^T を両辺の左から乗じ、モード座標に変換すると次式が得られる。

$$(m_{m_i} + \bar{m}_{d1} + \dots + \bar{m}_{dp}) \ddot{y}_e + c_{m_i} \dot{y}_e + k_{m_i} y_e = f_{m_i} - (\bar{m}_{d1} \ddot{z}_1 + \dots + \bar{m}_{dp} \ddot{z}_p)$$

$$\bar{m}_{d1} (\ddot{z}_1 + \ddot{y}_e) + \bar{c}_{d1} \dot{z}_1 + \bar{k}_{d1} z_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\vdots$$

$$\bar{m}_{dp} (\ddot{z}_p + \ddot{y}_e) + \bar{c}_{dp} \dot{z}_p + \bar{k}_{dp} z_p = 0$$

ここで、

$$\bar{m}_{dj} = \phi_i(sj)^2 m_{dj} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$z_j = y_{dj} - y_{sj} = y_{dj} - \phi_i(sj) y_e, j = 1, \dots, p \quad \dots\dots (6)$$

$$\bar{z}_j = z_j / \phi_i(sj) \quad \dots\dots\dots (7)$$

であり、 $\phi_i(sj)$ は、設置位置 sj における i 次モードのモー

ド値を示す。上式の $z_j (j = 1, \dots, p)$ は、各可動マスの桁に対する相対変位であり、許容ストロークはこの値によって評価される。

(4) 式は、制振装置の可動マスに設置位置のモード値の 2 乗を乗じた質量は、装置を桁のモード値が 1.0 の位置に移したときの有効な質量とみることができ、任意の位置の制振装置は、すべて、同一の位置に集約して、統一的に扱うことができることを示している。すなわち、(4) 式の等価なモデルは、**第 7 図** のような多重動吸振器を設置した 1 自由度系の力学モデル⁽⁸⁾ に帰着することができる。

設計では、周波数応答を解析後、以下の手続きによって桁変位、可動マス変位および付加減衰を算定する。

- (1) 周波数応答の最大応答倍率を求める。ここでは、最大応答倍率 G_s, G_d を以下で定義する。

$$G_s(\omega)_{max} = (A_s/x_{st})_{max} \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$G_d(\omega)_{max} = (A_d/x_{st})_{max} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 A_s と A_d は、それぞれ、橋桁に起振力 $F \sin(\omega t)$ を与えたときの桁および可動マスの応答振幅である。また、 x_{st} は、その起振力を静的に与えたときの橋桁のたわみであり、次式で定義される。

$$x_{st} = F/k_s \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 k_s は橋桁の等価ばね定数である。

- (2) 橋桁の制振時の等価減衰を求める。等価減衰 δ_{eq} は上記 (1) 項の最大応答倍率を用いて次式で求められる。

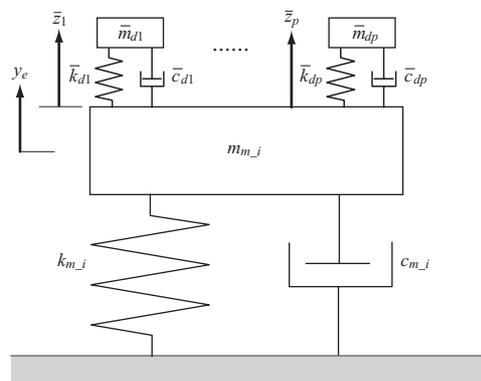
$$\delta_{eq} = \pi / (G_s(\omega))_{max} \quad \dots\dots\dots (11)$$

このとき、付加減衰 δ_{add} は次式となる。

$$\delta_{add} = \delta_{eq} - \delta_{so} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 δ_{so} は非制振時の構造減衰である。

- (3) 上記 (2) 項の等価減衰が必要減衰を満足していれば、桁の変位振幅 (最大値) および可動マス変位



第 7 図 第 6 図と等価な力学モデル
Fig. 7 Dynamic model equivalent to Fig. 6

振幅（最大値）を求める。桁振幅の算定には、振幅一減衰の特性曲線が用いられ、これは風洞実験によって実験的に得られるものである。この特性曲線は、一般には、最小2乗近似などを用いて、次式のような近似的な関数で与えており、ここでは、指数関数を用いている。

$$A_s = f(\delta_s) \quad \dots\dots\dots (13)$$

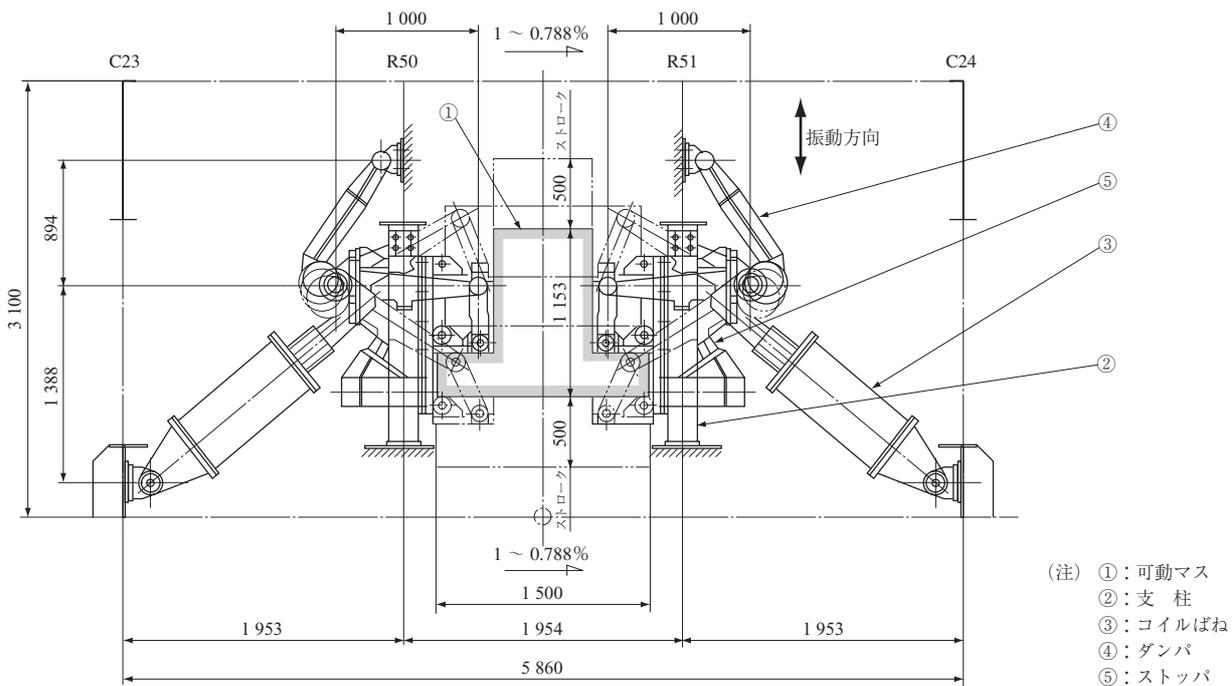
ここで、 δ_s は桁の構造減衰であり、制振時の等価減衰 δ_{eq} を代入すれば、制振時の桁の変位振幅が求められる。このとき、可動マスの変位振幅は、次式によって得られる。

$$A_d = A_s (G_d(\omega)_{max}/G_s(\omega)_{max}) \quad \dots\dots\dots (14)$$

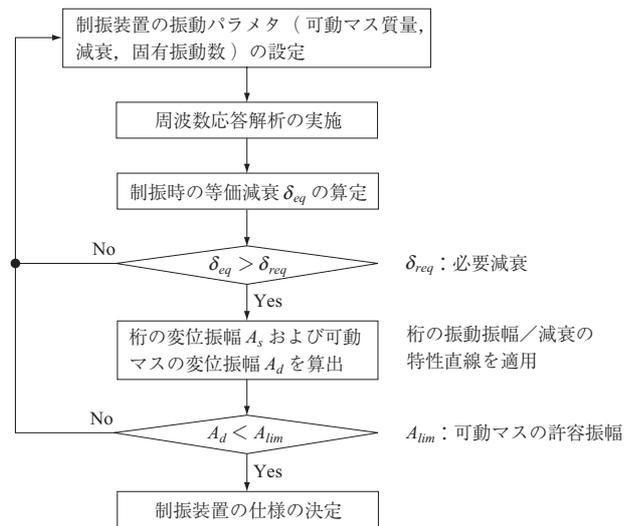
(4) 上記(2)項で等価減衰が必要減衰を満足していない場合および(3)項で可動マス変位が所用の許容値を超えた場合は、再度、(1)項に戻り、可動マス質量、固有振動数および減衰を調整し、(2)項以降の計算を行う。制振装置仕様決定の設計フローを第8図に示す。

3.3 制振装置の構造

第9図と第10図に制振装置の構造および外観を示す。コイルばねおよびダンパに梘子機構を採用することによって、床版に開口を設けることなく桁内に収納できるコンパクトな構造にしている。また、装置の設置には、桁の構造の一部を装置の支柱に利用した、当社独自の工法も採用されている。



第9図 制振装置の構造（単位：mm）
Fig. 9 Schematic of mass damper (unit : mm)

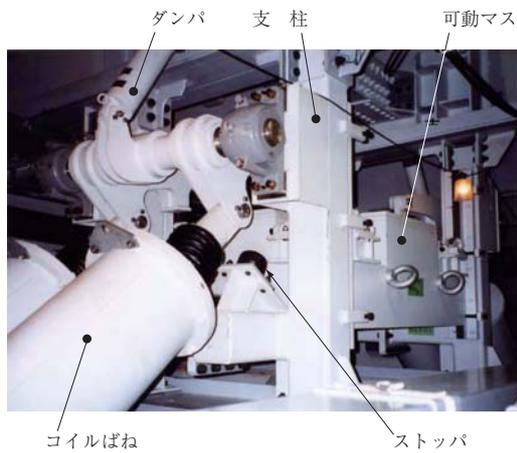


第8図 制振装置仕様決定の設計フロー
Fig. 8 Design flow for determining mass damper specifications

製作、仮組立は砂町工場（東京都江東区）で実施され、工場出荷前に単体確認試験が行われた。試験は可動マスに初期変位を与えた際の自由振動波形から固有振動数および減衰比を計測するという要領で行われた。この結果、所定の仕様を満足していることが確認され、愛知工場に納入された。

4. 加振試験

I期線およびII期線の完成後、それぞれに対して現地で加振試験を実施した。ここでは、I期線の結果について紹



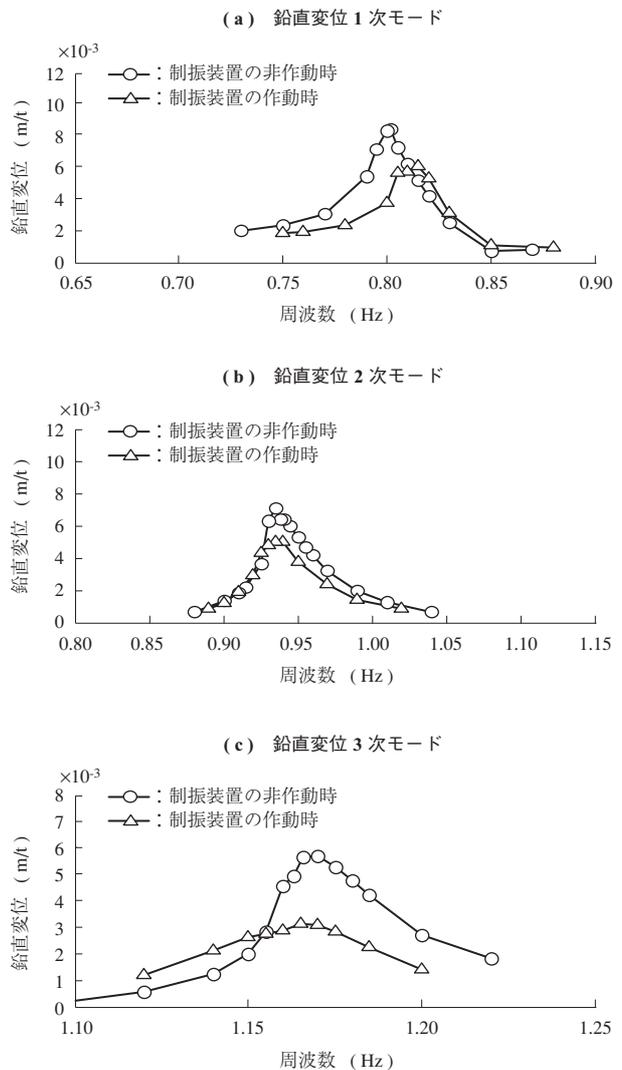
第 10 図 桁内に収められた制振装置の外観
 Fig. 10 General view of mass damper installed in a girder

介する。第 11 図に加振試験の状況を示す。5 径間を加振できる慣性型の油圧加振機を用意し、鉛直方向に桁を強制加振することによって、桁の振動特性や制振装置の効果を詳細に調査した。加振機は、P7 - P8 間の中央部に配置し、計測にはサーボ型加速度計を用いた。計測は、第 4 図に○印で示した位置で実施した。

第 12 図に、桁の周波数応答を示し、加振機で正弦波加振したときの定常応答を周波数ごとに並べて示す。加振力は、約 19.6 kN である。第 12 図は、制振装置の非作動時と作動時を比較しており、非作動時は、可動マスを機械的に固縛した状態である。横軸は周波数、縦軸は加振機によって与えられる加振力に対する桁の鉛直変位を示しており、実測された加速度を周波数上で変位に変換している。第 12 図から、1 次から 3 次のすべてのモードで制振効果が確認できる。しかし、この結果では 3 次モードに比べ、1 次モードと 2 次モードの制振効果が小さくなっている。



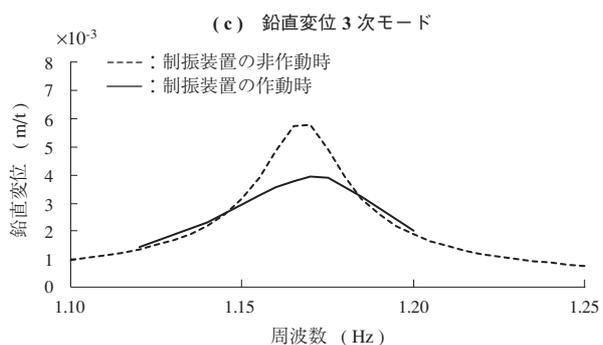
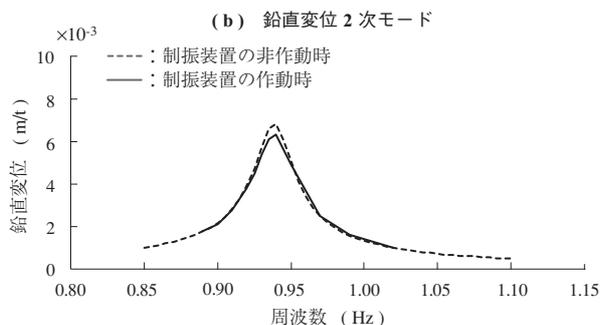
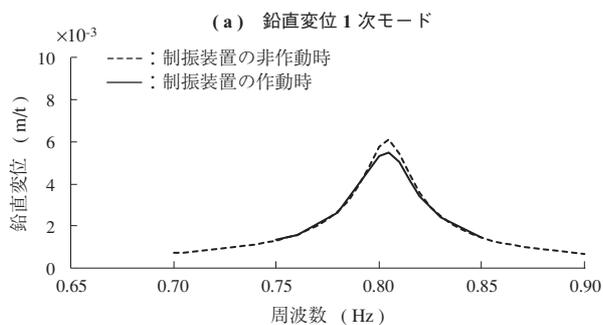
第 11 図 加振試験の状況
 Fig. 11 Excitation test status



第 12 図 桁の周波数応答の実測結果
 Fig. 12 Measured frequency responses of a girder

これは、加振力が小さかったため、機構部の摩擦によって想定どおりの稼働ができなかったことが原因であり、その状況を示す解析結果を第 13 図および第 14 図に示す。この解析では、3 章の解析方法に装置機構部の摩擦を考慮しており、第 13 図は上述の加振試験時と同等の加振力の場合、第 14 図は、実際の強風時に想定される起振力を与えた場合である。加振力が小さい場合、摩擦の影響によって 1 次モードと 2 次モードの制振効果が小さくなるのが分かる。

一方、加振レベルが大きいと、明らかに共振ピークは低減し、制振効果が高くなっている。このときの各モードの対数減衰率は、1 次モードから順に、0.333, 0.265, 0.161 であることから、設計時の必要減衰を満足できる見通しが得られた。



第13図 桁の周波数応答の解析結果
(加振試験時の起振力の場合)

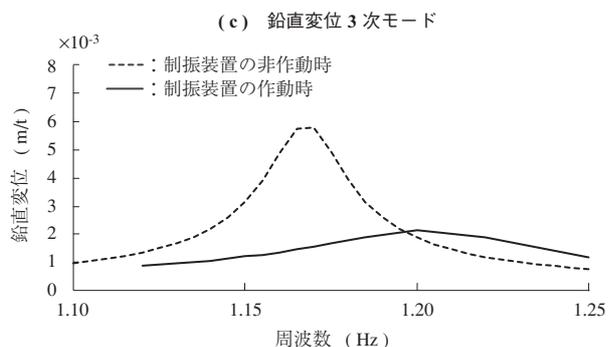
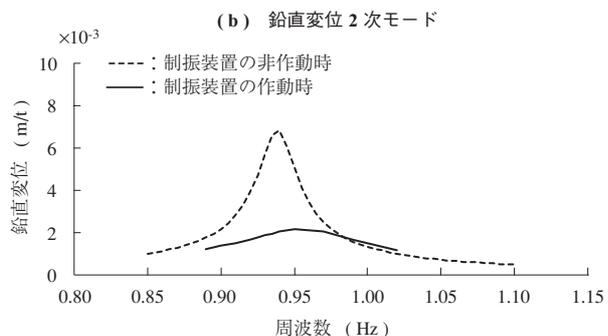
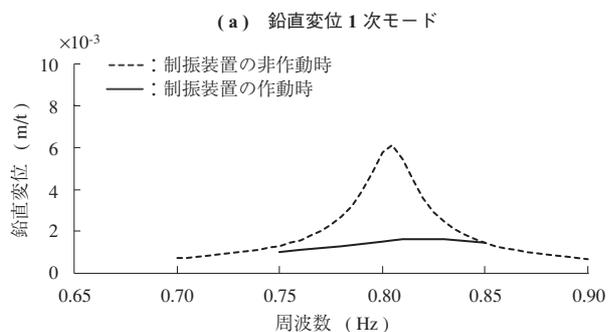
Fig. 13 Calculated frequency responses of a girder span
(when applying equivalent force used in excitation test)

5. 結 言

中部国際空港道路連絡橋に適用された制振装置について述べた。風洞実験結果を基に制振装置の仕様を決定し、鉛直方向に対応するコンパクトな装置を考案した。実橋への設置後、現地での加振試験を実施した結果、所期の性能を得られる見通しが得られた。

— 謝 辞 —

本橋における制振装置の適用に当たっては、愛知県建設企画課鈴木五月氏に資料提供をはじめ貴重なご指導を頂きました。ここに記し、深く感謝の意を表します。



第14図 桁の周波数応答の解析結果
(強風時相当の起振力の場合)

Fig. 14 Calculated frequency responses of a girder span
(when using equivalent force to strong wind)

参 考 文 献

- (1) 愛知県道路公社:DRIVE INFORMATION MAP
あいちの有料道路パンフレット
- (2) 財団法人土木研究センター:中部国際空港連絡橋耐風安定性検討 風洞実験結果速報 耐風工学研究委員会資料2-3(2001.02.16) 2001年2月
- (3) 社団法人日本道路協会:道路橋耐風設計便覧 1991年7月
- (4) 白石成人, 松本 勝, 長尾文明, 真下英人, 本田明弘: 渦励振に及ぼす断面計上の影響と許容振幅に関する研究 第7回風工学シンポジウム論文集 1982年12月 pp.203-210

- (5) 鈴木五月：セントレア大橋（中部国際空港連絡道路橋）の制振装置による耐風対策について 社団法人日本鋼構造協会誌 No.56 2005 春季号 2005 年 4 月 pp. 8 - 13
- (6) 斎藤時則，横里寿章，佐伯彰一，所 伸介，岸 明信：中部国際空港連絡道路橋の耐風安定性検討 第 17 回風工学シンポジウム論文集 2002 年 12 月 pp.481 - 486
- (7) 斎藤時則，横里寿章，佐伯彰一，横幕 清，所 伸介，本田明弘：中部国際空港連絡道路橋の耐風安定性検討について（その 1） 土木学会第 57 回年次学術講演会 I-501 2002 年 9 月 pp.1 001 - 1 002
- (8) 背戸一登：構造物の振動制御 株式会社コロナ社 2006 年 4 月 pp.45 - 46