

相対変位利用型減衰装置の考案

A SEISMIC CONTROL DEVICE BASED ON TMD WITH THE SIMPLE MECHANISM FOR CONTROL FORCE AMPLIFICATION

金子 誉* 足立 喜隆** 田中 港* 鈴木 猛康*

Isao Kaneko, Yoshitaka Adachi, Minato Tanaka and Takeyasu Suzuki

ABSTRACT

A new TMD-type device to control bridge vibrations due to earthquake is presented. The outline of the device is introduced first. Then, the structural model, equation of motion and the method of optimum tuning for the device are described. Earthquake response analyses using a simple model for the bridge, to which the proposed device is applied, are carried out, and the results are compared with cases in which no control device and a conventional passive TMD device is applied. Finally, the effectiveness and the applicability of the proposed device are examined.

1. はじめに

近年、桁橋等の一般橋梁では免震構造の採用、また長大斜張橋ではオールフリー構造の採用等にみられるように、長周期化と高減衰化の効果を利用して地震時安全性の向上を図る事例が増加している。筆者等は、いわゆる一般橋と長大橋の中間規模のPC橋（固有周期1～2秒程度）の震動制御を対象に、TMDを基本としてインテリジェント化を図った桁端ダンパー機構の開発を目指している。本文では、まず減衰装置の概要を紹介し、次いで構造モデルと運動方程式、最適調整の方法について述べ、最後に簡単な地震応答解析による制震効果の検討例を示す。

2. 装置の概要

図-1に提案する桁端ダンパーの制震機構を模式的に示す。ダンパーはPC箱桁内部の端部に設置され、橋軸方向の震動制御を行う。このダンパーはTMDを基本としており、TMDは橋軸方向にスライド可能な台上に設置される。その台はバネを介して構造物に固定され、復元力(R_1)が与えられる。さらに、レバーにより桁外部(橋台)、構造物およびTMD台が結ばれ、台と構造物の変位は独立ではなく、両者の関係はアーム比 $\alpha=r/r_0$ により定まる。ところで、レバー部は、地盤(橋台)を支点、TMD取付部を力点、構造物を作用点とする「てこ」とみなすことができる。したがって、地震時にTMDに慣性力が生

* (株)熊谷組技術研究所 (Technical Research & Development Institute, Kumagai Gumi Co., Ltd.)

** (株)熊谷組大阪支店 (Osaka Branch, Kumagai Gumi Co., Ltd.)

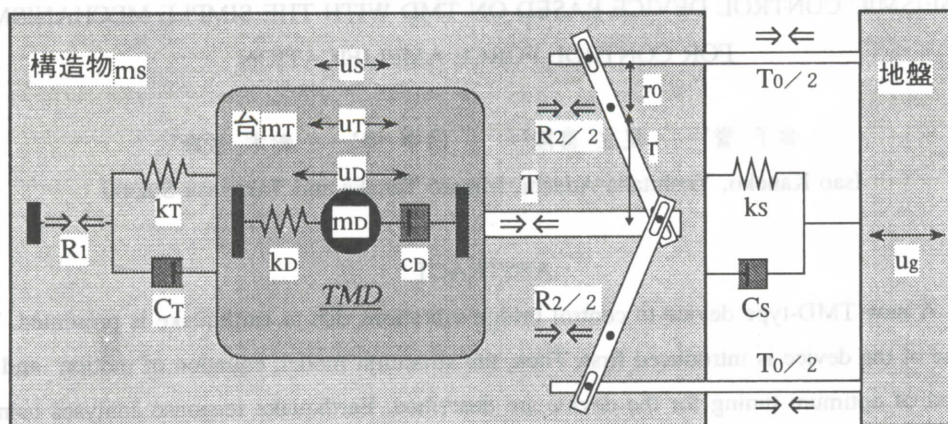


図-1 提案ダンパーの機構

じ、その一部がレバー部に伝わると(T)、アーム比に応じて桁外部からの拘束力(T_0)が生じ、この2つの力の和が制震力(R_2)として桁へ作用する。このように、提案ダンパーは、「てこの原理」を用いてTMDの制御力を増幅させるものである。

3. 構造モデルと運動方程式

構造物を簡易的に1自由度系として扱い、提案ダンパーを組込んだ全体系を、TMD、台および構造物の変位からなる3自由度系で表現する。全体系の構造モデルは図-2に示すように、3質点バネマス系において、台と構造物が地盤に固定されたレバーにより互いに変位を拘束しあうものとして表現できる。

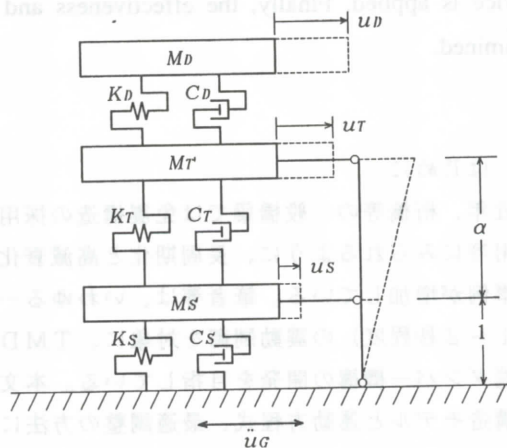


図-2 提案ダンパーの構造モデル

また、提案ダンパーを組込んだ系の地震時の運動方程式は式(1)で与えられる。

$$\begin{bmatrix} m_D & 0 & 0 \\ 0 & m_T & 0 \\ 0 & 0 & m_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_D \\ \ddot{u}_T \\ \ddot{u}_S \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_D & -c_D & 0 \\ -c_D & c_D + c_T & 0 \\ 0 & -c_T & c_T + c_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_D \\ \dot{u}_T \\ \dot{u}_S \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_D & -k_D & 0 \\ -k_D & k_D + k_T & 0 \\ 0 & -k_T & k_T + k_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_D \\ u_T \\ u_S \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_D & 0 & 0 \\ 0 & m_T & 0 \\ 0 & 0 & m_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{u}_g + \begin{bmatrix} 0 \\ -1/\alpha \\ 1+1/\alpha \end{bmatrix} T_0 \quad (1)$$

ここで、添字D、T、SはそれぞれTMD、台、構造物を表し、 u 、 m 、 c 、 k は相対変位、質

量、減衰係数、剛性、 u_g は地盤の変位である。ところで、台と構造物の変位の間には、

$$u_T = (1+\alpha)u_g \quad (2)$$

なる拘束条件が成り立つから、式(1)から T_0 を消去すれば、TMDと構造物の2自由度系の運動方程式として(3)式が得られる。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} m_D & 0 \\ 0 & (1+\alpha)^2 m_T + m_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_D \\ \ddot{u}_S \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_D & -(1+\alpha)c_D \\ -(1+\alpha)c_D & (1+\alpha)^2 c_D + \alpha^2 c_T + c_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_D \\ \dot{u}_S \end{bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} k_D & -(1+\alpha)k_D \\ -(1+\alpha)k_D & (1+\alpha)^2 k_D + \alpha^2 k_T + k_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_D \\ u_S \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_D & 0 \\ 0 & (1+\alpha)m_T + m_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (3)$$

4. 最適調整

従来のTMDの場合と同様に、台と構造物の減衰を無視し($c_T=c_S=0$)、構造物に調和外力が作用する場合に対する最適調整を行う。まず、最適同調条件は式(4a)～(4d)で与えられる。

$$v_{opt} = \frac{\sqrt{bc}}{a+b} \quad (4a)$$

$$a = (1+\alpha)^2 \mu, \quad b = 1+(1+\alpha)^2 \mu', \quad c = 1+\alpha^2 \mu' v'^2 \quad (4b)$$

$$v = \omega_D / \omega_S = \sqrt{k_D / m_D} / \sqrt{k_S / m_S}, \quad v' = \omega_T / \omega_S = \sqrt{k_T / m_T} / \sqrt{k_S / m_S} \quad (4c)$$

$$\mu = m_D / m_S, \quad \mu' = m_T / m_S \quad (4d)$$

ここで、 v_{opt} はTMDと構造物の最適振動数比、 v' は台と構造物の振動数比、 ω_D 、 ω_T 、 ω_S はそれぞれレバーを無視した場合のTMD、台、構造物の固有円振動数、 μ および μ' はTMDおよび台と構造物の質量比である。つぎに、最適減衰条件は式(5a)～(5c)で示され、この $(2h_D)^2$ に関する2つの2次方程式の正の根の平均値をとりTMDの最適減衰定数 h_{opt} を求めることができる。

$$\begin{aligned} & \left[B_{opt}^2 \frac{\partial D_{opt}^2}{\partial \lambda^2} - D_{opt}^2 \frac{\partial B_{opt}^2}{\partial \lambda^2} \right]_{\lambda_P^2, \lambda_Q^2} (2h_D)^4 + \left[A_{opt}^2 \frac{\partial D_{opt}^2}{\partial \lambda^2} + B_{opt}^2 \frac{\partial C_{opt}^2}{\partial \lambda^2} - C_{opt}^2 \frac{\partial B_{opt}^2}{\partial \lambda^2} - D_{opt}^2 \frac{\partial A_{opt}^2}{\partial \lambda^2} \right]_{\lambda_P^2, \lambda_Q^2} (2h_D)^2 \\ & + \left[A_{opt}^2 \frac{\partial C_{opt}^2}{\partial \lambda^2} - C_{opt}^2 \frac{\partial A_{opt}^2}{\partial \lambda^2} \right]_{\lambda_P^2, \lambda_Q^2} = 0 \end{aligned} \quad (5a)$$

$$\left. \begin{aligned} A_{opt}^2 &= \left\{ b\lambda^4 - \frac{(a+2b)c}{a+b}\lambda^2 + \frac{bc^2}{(a+b)^2} \right\}^2, & B_{opt}^2 &= \frac{bc}{(a+b)^2} \{ -(a+b)\lambda^2 + c \}^2 \lambda^2 \\ C_{opt}^2 &= \left\{ \frac{bc}{(a+b)^2} - \lambda^2 \right\}^2, & D_{opt}^2 &= \frac{bc}{(a+b)^2} \lambda^2 \end{aligned} \right\} \quad (5b)$$

$$\lambda = \frac{\omega}{\omega_s}, \quad \left. \begin{aligned} \lambda_P^2 \\ \lambda_Q^2 \end{aligned} \right\} = \frac{1}{a+b} \left\{ c \mp \sqrt{\frac{a}{a+2b}} \right\} \quad (5c)$$

ここで、 ω は外力の円振動数、 λ は無次元振動数(外力の円振動数と構造物の固有円振動数の比)、 λ_P 、 λ_Q はいずれも共振曲線における固定点の無次元振動数である。

図-3は、TMDと台の質量比を一定($\mu'/\mu=1/10$)とし、TMDと構造物の質量比($0.005 \leq \mu \leq 0.1$)、レバーのアーム比($\alpha=1, 2, 3$)、および台と構造物の振動数比($\nu'=1, 2, 5$)をパラメータとして、最適調整値を在来のTMDと比較して示したものである。まず、同図(a)は最適振動数比 ν_{opt} について示したもので、このパラメータの範囲内では提案ダンパーでは在来のTMDより ν_{opt} が小さく、 α が大きいほど ν_{opt} は小さくなる。また、 μ が大きいほど ν_{opt} は小さく、 ν' が大きいほど ν_{opt} は大きくなる。次に、同図(b)の最適減衰定数 h_{opt} についてみると、提案ダンパーでは在来TMDより h_{opt} が大きく高減衰化が図られ

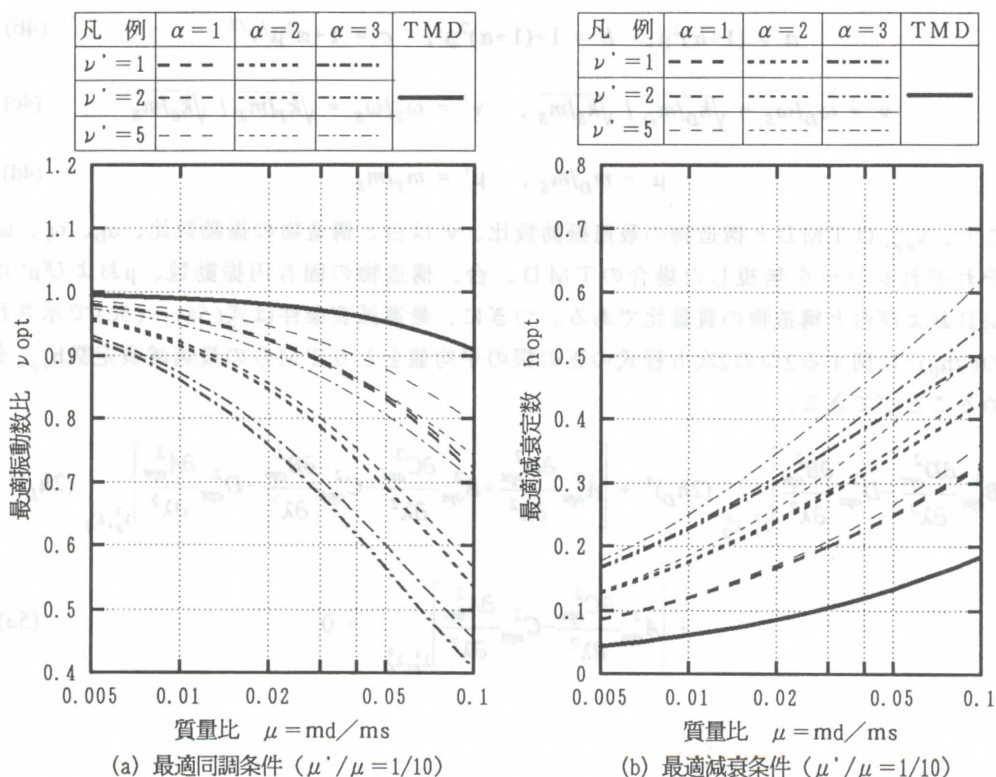


図-3 提案ダンパーの最適調整

ることになり、それは α が大きいほど有利となる。また、 μ が大きいほど h_{opt} は大きく、 ν' が大きいほど h_{opt} は大きくなる。

5. 地震応答解析による検討例

地震応答解析を行い、提案ダンパーの制震効果と適用性の検討を行った。対象橋梁は橋長250mのPC橋を想定し、主桁重量8,000tf、固有周期1.5sec、減衰定数0.05とした。ダンパーのアーム比($\alpha=1, 2$)および台と構造物の振動数比($\nu'=1, 3, 5, 7, 9$)をパラメータとし、質量比($\mu=0.05, \mu'=0.005$)は固定した。それぞれのケースについて、前述の方法によりダンパーは最適調整されているものとした。また、比較のために同じ質量比をもつ在来型TMDを載せた場合およびダンパー無しの場合の解析も行った。構造物本体は1自由度で簡単に表現し、式(3)をNewmark- β 法($\beta=1/6$)により解いて応答を求めた。なお、入力地震動にはレベル2・I種地盤用の土研標準波(修正開北橋記録)を用いた。

まず、図-4に最大制御力の比較を示す。TMDの慣性力自体は α や ν' に係らず一定であり、在来TMDとも変わらない。これは、いずれのケースも同じように同調させているためである。外部からの拘束力は、 ν' が小さい領域ではTMD慣性力のほぼ α 倍である。しかし、 $\alpha=1$ では $\nu'>5$ 、 $\alpha=2$ では $\nu'>3$ とすると急激に拘束力が大

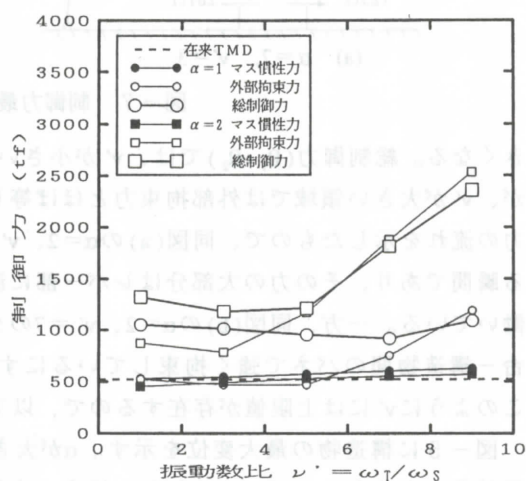


図-4 振動数比 ν' と最大制御力

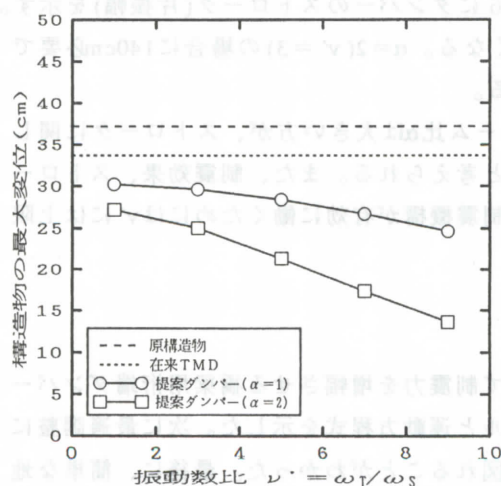


図-5 振動数比 ν' と最大応答変位

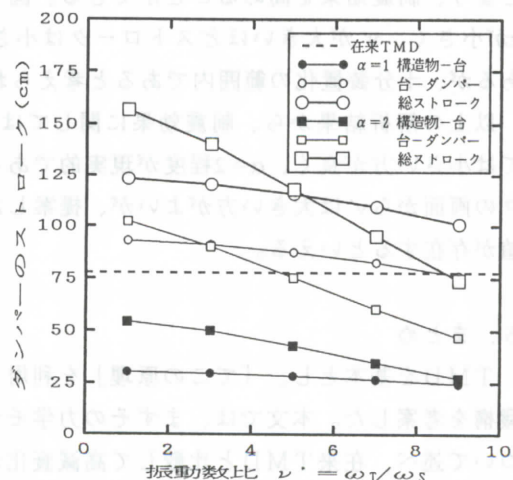


図-6 振動数比 ν' と最大ストローク

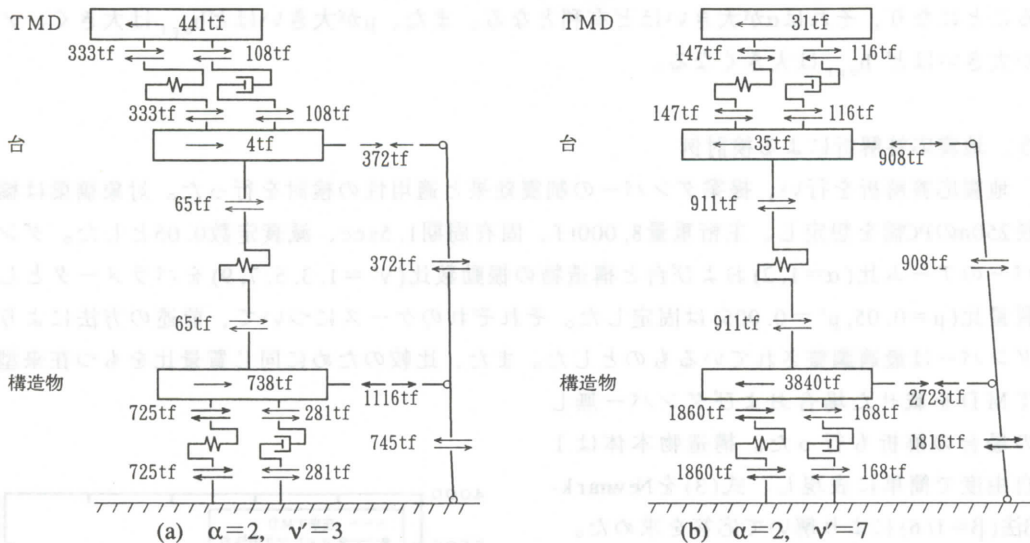


図-7 制御力最大時の力の流れ

きくなる。総制御力($R_1 + R_2$)では、 ν' が小さい領域ではTMD慣性力のほぼ $(1+\alpha)$ 倍であるが、 ν' が大きい領域では外部拘束力とほぼ等しい。図-7は総制御力が最大となる瞬間の力の流れを示したもので、同図(a)の $\alpha=2, \nu'=3$ のケースではTMDの慣性力が最大となる瞬間であり、その力の大部分はレバー部に流れて「てこの原理」による増幅作用が良く働いている。一方、同図(b)の $\alpha=2, \nu'=7$ のケースではTMDの慣性力に関係なく、単に台-構造物間のバネで強く拘束しているにすぎず、ダンパー内で無駄な力も生じている。このように ν' には上限値が存在するので、以下の議論はその範囲内で行う。

図-5に構造物の最大変位を示す。 α が大きく、また ν' が大きいほど変位は小さく、制震効果が高くなる。ダンパー無しの場合の変位を基準とすれば、在来TMDでは10%減であるのに対し、提案ダンパーでは、 $\alpha=1(\nu'=5)$ の場合24%減、 $\alpha=2(\nu'=3)$ の場合33%減となり、制震効果を高めることができる。図-6にダンパーのストローク(片振幅)を示す。 α が小さく、 ν' が大きいほどストロークは小さくなる。 $\alpha=2(\nu'=3)$ の場合に140cm必要であるが、十分装置化の範囲内であると考えられる。

以上の解析結果から、制震効果に関してはアーム比 α は大きい方が、ストロークに関しては小さい方が良く、 $\alpha=2$ 程度が現実的であると考えられる。また、制震効果、ストロークの両面から ν' は大きい方がよいが、提案した制震機構が有効に働くためには ν' には上限値が存在するといえる。

6. まとめ

TMDを基本とし、「てこの原理」を利用して制震力を増幅させる橋梁用桁端ダンパー機構を考案した。本文では、まずその力学モデルと運動方程式を示した。次に最適調整について述べ、在来TMDと比較して高減衰化が図れることがわかった。最後に、簡単な地震応答解析を行い、約30%の制震効果が見込めること、またアーム比 α や振動数比 ν' には実用的な範囲が存在することが示された。