

国内图书分类号：U448

密级：公开

国际图书分类号：624

# 西南交通大学 研究生学位论文

## 基于 TMD 的大跨度悬索桥涡激振动 控制研究

年                级2020 级

姓                名蒲诗雨

申请学位级别工学硕士

专                业桥梁与隧道工程

指 导 老 师廖海黎 教授

王骑 副教授

二零二三年五月

Classified Index: U448  
U.D.C:624

Southwest Jiaotong University  
Master Degree Thesis

STUDY ON VORTEX INDUCED VIBRATION  
CONTROL OF LONG-SPAN SUSPENSION  
BRIDGES BASED ON TUNED MASS  
DAMPER

Grade: 2020

Candidate: Pu Shiyu

Academic Degree Applied for : Master of Engineering

Speciality: Bridge and Tunnel Engineering

Supervisor: Prof. Liao Haili

Associate Prof. Wang Qi

May, 2023

## 摘 要

大跨度悬索桥的频率低、模态密集,在 5m/s 到 15m/s 常遇风速范围内,随着风速升高会依次出现从低阶模态到高阶模态的涡激振动,这会严重影响桥面行车安全,需要对其进行有效抑制。目前,除了采用气动措施有效减振,还可以采用调谐质量阻尼器(TMD)进行减振。常用的经典 TMD 理论是基于单自由度主系统的,忽略了对邻近模态的影响;但大跨度悬索桥模态密集,单模态 TMD 对相邻模态振动的作用不可忽略。鉴于国内外对单模态 TMD 控制相邻模态的研究较少的现状,研究此问题可以有效解决使用单模态 TMD 控制大跨度悬索桥多阶模态涡振时存在的经济问题,具有一定的工程参考价值。

本文以某大跨度悬索桥的涡振及减振为工程背景,针对大跨度悬索桥前 6 阶竖向模态分别设计 TMD 系统,采用数值模拟的方式开展单模态 TMD 对主控模态以及相邻模态的涡振减振计算分析,由此对比得出单模态 TMD 对结构各模态振动的控制效果;最后针对大跨度悬索桥多阶模态涡激振动问题,并提出经济高效的 TMD 优化方案。通过上述研究工作得到主要结论如下:

1、单模态 TMD 对主控模态具有良好的控制效果,且控制效果主要取决于 TMD 的设计参数(广义质量比、频率比和阻尼比)。

2、对于大跨度悬索桥,单模态 TMD 对邻近模态具有一定控制效果。从总体来说,TMD 对主控模态的控制效果最好;非主控模态距 TMD 主控模态越近,TMD 对非主控模态的附带控制效果越好;非主控模态距离 TMD 的主控模态较远时,TMD 对非主控模态的控制效果较差,减振率一般在-5%~5%,可忽略。本文针对某大跨度悬索桥设计的单模态 TMD 方案对主控模态的减振率为 93%左右,对相邻模态的减振率最高可达到 70.88%。

3、单模态 TMD 对邻近模态的控制效果不仅与频率比有关,还与 TMD 的布置位置有关。TMD 一般布置在主控模态的最大振型坐标处,但此位置在邻近模态的振型坐标可能较小,从而大大减小 TMD 对于邻近模态的广义质量比,影响控制效果。

4、高阶模态 TMD 的鲁棒性优于低阶模态 TMD。低阶 TMD 一般最广泛能影响到其相邻 2 阶模态的振动;而高阶模态的 TMD 减振率曲线上升下降较为平缓,不仅能有效地控制高阶模态,同时能够影响低阶模态,控制频率范围更广,对频率的敏感度更低。

5、为解决大跨度悬索桥多阶涡激振动的问题,可以选取多阶模态 TMD 组合的方式以有效控制一定频率范围内所有模态的涡激振动。控制某大跨度悬索桥前 6 阶竖向模态涡激振动的最优 TMD 组合为 TVS2+TVA2+TVS3,前 6 阶竖向模态的减振率介于 30.91%~94.3%。

**关键词:** 大跨悬索桥; TMD; 涡激振动; 密频结构; 振动控制

## Abstract

Long-span suspension bridges are characterized by lower frequencies and closely spaced modal frequencies. In the range of common wind speed from 5m/s to 15m/s, long-span suspension bridges will develop vortex-induced vibration in tune from low-order mode to high-order mode with the increase of wind speed, which seriously affects the safety of driving on the bridge deck and needs to be effectively suppressed. At present, in addition to aerodynamic measures, tuned mass dampers (TMD) can also be used for vibration reduction. The classical TMD theory is based on the SDOF (single degree of freedom) main system, without considering the influence of adjacent modes; However, because long-span suspension bridges are characterized by closely spaced modal frequencies, the influence of STMD (single-mode TMD) on the adjacent modes' vibration can't be ignored. Up to now, there is little research on adjacent modes controlled by STMD at home and abroad. For long-span suspension bridges, the uneconomic problem of using several STMDs to control the multi-mode vortex vibration can be effectively solved by this research, which has engineering reference value.

This thesis is based on the engineering background of one certain long-span suspension bridge. The TMD systems are designed for the first six vertical bending modes of the long-span suspension bridge. The vortex vibration reduction calculations of the mainly-controlled mode and adjacent modes are carried out by numerical simulation, so as to compare and analyze the control effect of STMD on the vibration of each mode. Finally, an economical and effective TMD optimization scheme is proposed for the multi-mode vortex vibration of long-span suspension bridges. Through the above research, the main conclusions are summarized as follows:

1. STMD has a good control effect on the mainly-controlled mode vibration, which mainly depends on the parameters of TMD (generalized mass ratio, frequency ratio and damping ratio).

2. For long-span suspension bridge, STMD has certain control effect on adjacent modes. Generally, STMD has the best control effect on the mainly-controlled mode. The closer the incidentally-controlled mode is to the mainly-controlled mode of TMD, the better the control effect of TMD on the incidentally-controlled mode. When the incidentally-controlled mode is far from the mainly-controlled mode of TMD, the control effect on the incidentally-controlled mode is poor, and the vibration reduction rate is generally between -5% and 5%, which can be ignored. Based on the STMD schemes designed for one certain long-span suspension bridge in

this thesis, the damping rate for the mainly-controlled mode is about 93%, and the most damping rate for adjacent modes is 70.88%.

3. The control effect of STMD on adjacent modes is not only related to frequency ratio, but also to the layout location of TMD. TMD is generally arranged at the maximum mode coordinate of the mainly-controlled mode, but the mode coordinates of adjacent modes at this position may be smaller, greatly reducing the generalized mass ratio of TMD to adjacent modes, thereby affecting the control effect.

4. The robustness of high-mode TMD is better than that of low-mode TMD. Low-mode TMD generally has the most extensive influence on two adjacent modes. The high-mode TMD can not only control high-order modes well, but also control low-order modes, whose frequency range controlled is wider and sensitivity to frequency is lower.

5. For the sake of controlling multi-mode vortex-induced vibration of long-span suspension bridges, the combination of several STMDs can be selected to effectively control the vortex-induced vibration of all modes within a certain frequency range. For one certain long-span suspension bridge, the optimal TMD combination to control the vortex-induced vibration of the front six vertical modes is TVS2+TVA2+TVS3. The vibration reduction rates of the first six vertical bending modes range from 30.91% to 94.3%.

**Key words:** Long-span suspension bridge ; TMD ; Vortex-induced vibration ; Structure with closely-spaced frequencies ; Vibration control

# 目 录

第 1 章 绪论.....	1
1.1 引言.....	1
1.2 风对桥梁的作用.....	2
1.2.1 风对桥梁的静力作用.....	3
1.2.2 风对桥梁的动力作用.....	5
1.3 桥梁结构风致振动的减振措施 .....	7
1.3.1 气动措施.....	8
1.3.2 结构措施.....	8
1.3.3 机械措施.....	9
1.4 TMD 国内外研究及应用现状.....	10
1.5 本文研究的意义及内容.....	12
第 2 章 涡激力模型及经典 TMD 理论 .....	14
2.1 涡激气动力模型.....	14
2.1.1 简谐力模型.....	14
2.1.2 升力振子模型.....	14
2.1.3 经验线性模型.....	15
2.1.4 经验非线性模型.....	15
2.1.5 Larsen 模型.....	16
2.2 TMD 制振原理.....	16
2.2.1 调谐质量系统制振原理.....	16
2.2.2 调谐质量阻尼系统制振原理.....	18
2.2.3 考虑主结构阻尼效应的调谐质量阻尼系统制振原理 .....	20
2.3 TMD 设计方法.....	21
2.3.1 常用的 TMD 参数取值方法.....	21
2.3.2 TMD 布置原则 .....	21
2.3.3 TMD 设计流程.....	22
2.4 TMD 控制性能评价.....	22
2.5 本章小结.....	23
第 3 章 大跨悬索桥 TMD 振动控制分析 .....	24
3.1 工程背景和有限元建模.....	24
3.1.1 工程背景.....	24
3.1.2 有限元模型建立.....	24
3.1.3 结构动力特性计算结果.....	25
3.2 TMD 方案设计.....	27

3.2.1 TMD 布置及参数设置 .....	27
3.2.2 TMD 有限元模拟 .....	29
3.3 结构响应的计算方法 .....	29
3.4 分析方法及计算工况 .....	30
3.5 单模态 TMD 制振效果及分析 .....	31
3.5.1 计算结果 .....	31
3.5.2 减振率对比分析 .....	33
3.6 本章小结 .....	34
第 4 章 大跨度悬索桥 TMD 对相邻模态控制分析 .....	35
4.1 二自由度系统分析案例 .....	35
4.2 分析方法及计算工况 .....	37
4.3 单模态 TMD 制振效果及分析 .....	38
4.3.1 计算结果 .....	38
4.3.2 减振率对比分析 .....	45
4.4 本章小结 .....	46
第 5 章 大跨度悬索桥多阶模态控制的优化方案 .....	48
5.1 分析方法及计算工况 .....	48
5.2 多阶单模态 TMD 组合制振效果及分析 .....	48
5.2.1 计算结果 .....	49
5.2.2 减振率对比分析 .....	53
5.3 本章小结 .....	54
结论与展望 .....	55
参考文献 .....	57

# 第1章 绪论

## 1.1 引言

随着交通基础设施建设迅猛发展,桥梁建造技术日益提升、桥梁设计规范规范愈加完善,新建桥梁逐渐向大跨度、轻柔、纤细的方向发展。悬索桥因结构受力明确,跨越能力强,造型优美等特点,成为大跨度桥梁中备受青睐的桥型方案之一。

减轻每延米主梁自重是提升大跨度桥梁跨越能力的常用方法,且大跨度桥梁的结构刚度和阻尼一般较小,这些因素导致了此类结构对风荷载非常敏感。在结构风致振动的种类中,涡激振动是桥梁结构在低风速区容易发生的振动,其振幅有限,不会直接引起桥梁发生发散性的毁灭破坏,但长时间的持续振动会严重影响行车安全性、人体舒适度,甚至造成结构疲劳损伤等<sup>[1]</sup>。日本的东京湾航道桥<sup>[2]</sup>、丹麦 Storebaelt 桥<sup>[3]</sup>、中国的西堠门桥、南京第四长江大桥、虎门大桥等都曾因发生过较大振幅的持续涡振现象。寻找合理有效的制振措施使涡激振动现象消失或将其振幅控制在允许范围内,在桥梁的设计和运营阶段十分必要。

目前控制桥梁涡激振动的方法主要有 3 种:结构措施、气动措施、机械措施<sup>[4]</sup>。结构措施是指在桥梁设计阶段对桥梁的几何性质或者结构动力特性进行修改以减小结构振动响应;气动措施是通过修改结构外形或添加附属措施以改变流场特性,减小涡激气动力。机械措施是指在桥梁中设置机械耗能系统(如调谐质量阻尼器 TMD、调谐液体阻尼器 TLD、主动质量驱动器 AMD 等)以减小桥梁结构的振动能量。机械措施使用时,无需修改桥梁结构设计方案,也不会改变流场特性,在结构设计阶段及成桥运营阶段均可考虑使用<sup>[5]</sup>。

调谐质量阻尼器(Tuned Mass Damper, 简称 TMD)是桥梁上运用最广泛的机械减振控制手段之一,其调频机制决定了其比较适用于结构单模态振动的控制。在现场实测和风洞试验中均发现,桥梁都是以结构的某一固有模态(竖弯模态或扭转模态)单独发生涡激振动的,弯曲与扭转模态间不存在耦合,因此 TMD 从理论上适用于桥梁的涡激振动控制<sup>[6]</sup>。目前 TMD 已在多个实际工程中用于控制桥梁涡激振动,如巴西里约-尼特罗伊桥(Rio-Niterói)<sup>[7]</sup>、日本的东京湾航道桥、中国的港珠澳大桥等。

大跨度悬索桥的竖向弯曲模态一般分布较为密集。在常遇风速限度内,随着风速增加,大跨度悬索桥会依次出现从低阶模态到高阶模态的多个涡激振动<sup>[8,9]</sup>,可以使用 TMD 技术对多阶模态涡激振动进行有效控制<sup>[10]</sup>。目前,TMD 的控制原理、参数设计等理论研究已经逐渐成熟<sup>[11,12]</sup>,但工程中常用的经典 TMD 理论是基于单自由度主系统的<sup>[6,13]</sup>,不考虑模态耦合,不完全适用于密集频率结构的减振设计<sup>[14-18]</sup>。



1.2 风对桥梁的作用

太阳辐射导致的热力时空分布不均匀现象，是大气中两点气压差产生的主要原因，空气由高压处移动到低气压处进而形成了风<sup>[19]</sup>。由于地表物对气流的阻挡作用，自然风的风速和风向具有空间不确定性和时间不确定性；在计算时，常将自然风分解为以平均速度描述的平均风（定常，即随时间和空间不变）和零均值的脉动风（非定常，即随时间和空间变化）。自然风中的定常成分对桥梁结构产生的作用称为静力作用，自然风中的非定常成分引发的桥梁结构空气弹性动力响应称为动力作用<sup>[20]</sup>。

风的静力作用除了会使桥梁结构产生静内力和静变形，还可能导致桥梁产生静力稳定问题<sup>[21]</sup>。不利的静风荷载可能会导致结构发生强度破坏或静力失稳现象。强度问题主要来源于阻力引起的侧向风压荷载的作用，有时也需要考虑升力和力矩作用；稳定问题则可能是因力矩作用引起的扭转发散，也可能是因阻力作用引起的横向屈曲。

桥梁在自然风的作用下还会产生空气弹性动力响应，即风的动力作用<sup>[22]</sup>。风致动力响应根据作用机理可分为两大类：一类是自激振动现象，即桥梁结构在平均风的作用下不断吸收气流的动能转化为自身振动的能量，如驰振、颤振；另一类是强迫振动现象，即桥梁结构在脉动风的作用下受迫发生的随机振动，如抖振<sup>[23]</sup>。涡振既具有自激振动的定常力激发特点，又具有强迫振动的限幅特点，因此具有双重性<sup>[24-26]</sup>。

风对桥梁的作用和破坏特点可以归纳为表 1-1 和表 1-2。

表 1-1 风对桥梁的作用分类表

分类	现象				作用机理
静力作用	静风荷载引起的内力和变形				平均风引起的阻力、升力和力矩作用
	静力不稳定		扭转发散		静（扭转）力矩作用
			横向屈曲		静阻力作用
动力作用	抖振（紊流风效应）		限幅振动		紊流风引起的脉动力
	自激 振动	涡振			漩涡脱落引起的涡激力
		驰振	单自由度	发散 振动	自激力动力驱动
		扭转颤振			
		古典耦合颤振			
			二自由度		自激力气动刚度驱动

表 1-2 风对桥梁的作用形式和破坏特点

风对桥梁的作用形式	破坏特点
静风荷载作用	过大的变形、发生强度破坏
空气静力失稳	突发性强、破坏性大，破坏前无任何征兆
颤振、驰振	对结构造成毁灭性破坏，自激发散振动
抖振、涡振	不造成毁灭性破坏，有限振幅振动，但容易使结构构件产生疲劳损伤以及影响行人和乘车人的舒适性，激发风速低

## 1.2.1 风对桥梁的静力作用

### (1) 静力三分力

当风通过桥梁结构的主梁时,气流先与主梁接触并附着,然后又可能由于流动惯性而分离。流线不沿着固体表面形态变化,这会造成主梁断面周围的压力分布不均匀,断面前后压差形成阻力,上下压差形成升力,阻力和升力的合力绕主梁断面形心的合力矩形成扭转力矩。作用在结构上的任意静力风荷载均可分解为沿着风流动的阻力和垂直风流动方向的升力,以及由升力和阻力合成的绕桥轴线的力矩,这三个力统称为静力三分力<sup>[4]</sup>。

三分力的坐标系以来流风向及其垂直方向定义,称为风轴系(如图 1-1  $x'-y'$ );三分力的坐标系以主梁断面横向、竖向和纵向定义,称为体轴系(如图 1-1  $x-y$ )。风向与水平桥面的夹角称为风攻角  $\alpha$ ;风向斜向上时攻角定义为正,斜向下时攻角定义为负。为了便于计算,引入了静力三分力系数来描述结构的静风荷载。三分力系数是一组无量纲参数,只与结构的形状有关,与结构尺寸无关。

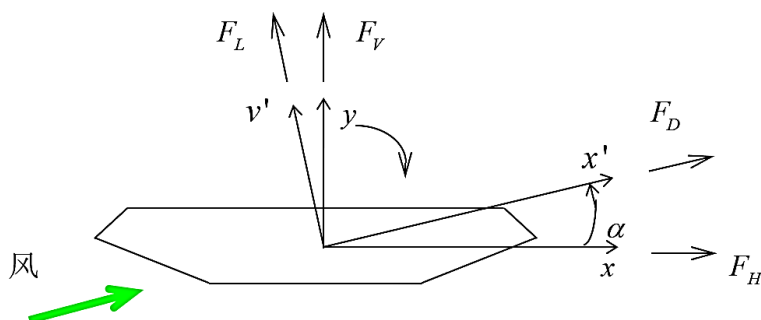


图 1-1 体轴坐标系和风轴坐标系

在风轴坐标系下,作用在主梁上每延米的静力三分力的表达式为:

$$\text{阻力:} \quad F_D(\alpha) = \frac{1}{2} \rho U^2 H C_D(\alpha) \quad (1-1)$$

$$\text{升力:} \quad F_L(\alpha) = \frac{1}{2} \rho U^2 B C_L(\alpha) \quad (1-2)$$

$$\text{力矩:} \quad M_T(\alpha) = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 C_M(\alpha) \quad (1-3)$$

式中,  $C_D(\alpha)$ 、 $C_L(\alpha)$ 、 $C_M(\alpha)$ 分别为攻角  $\alpha$  的情况下主梁沿风轴坐标系的阻力系数、升力系数和力矩系数,通常情况下需要通过风洞试验获得;  $\alpha$  为来流攻角,  $U$  为来流速度,  $\rho$  为空气密度,  $H$ 、 $B$  分别为主梁的高度和宽度。

体轴坐标系的三分力分别用  $F_V(\alpha)$ 、 $F_H(\alpha)$ 、 $M_Z(\alpha)$ 表示,  $M_Z(\alpha)$ 在两种坐标系下式相同的,其余两个力在两个坐标系间的换算公式为:

$$\begin{pmatrix} F_V \\ F_H \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha \\ -\sin \alpha & \cos \alpha \end{pmatrix} \begin{pmatrix} F_L \\ F_D \end{pmatrix} \quad (1-4)$$

### (2) 结构静风内力及变形

在计算风对桥梁主梁的静力作用时,将风压换算为沿桥梁跨度方向的均布荷载施加于主梁上,与恒载类似,可运用有限元软件计算出主梁在静风荷载作用下的结构内力和变形(水平、竖向及扭转)。主梁静风位移与风速的关系如图 1-2 所示。风速过大时,结构可能产生过大的变形,发生强度破坏<sup>[27]</sup>。

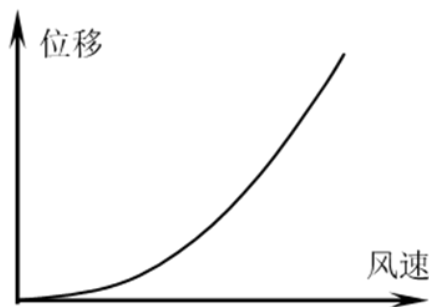


图 1-2 主梁静风位移与风速的关系

### (3) 结构静风失稳

在某一固定风速下,桥梁的主梁会受到静风荷载作用,进而产生弯曲和扭转变形。由于静力三分力是扭转角的函数,扭转变形使作用在主梁上的风荷载变大,进而产生更大的结构变形<sup>[28,29]</sup>,如图 1-3 所示。

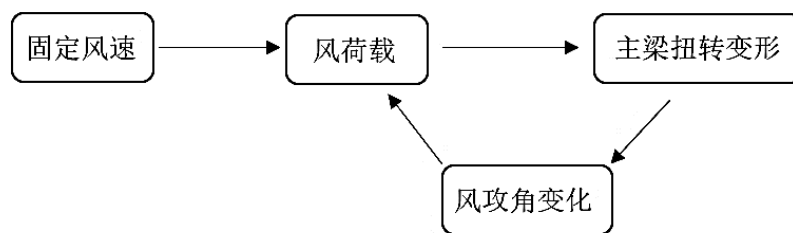


图 1-3 静风失稳发生的过程

图 1-4 是单自由度结构风速与结构抗力的关系图。其中,曲线①表示理想状态下线性结构的抗力曲线,曲线②表示悬索桥、斜拉桥等非线性结构的抗力曲线,曲线③表示非线性静风荷载作用曲线,横坐标  $V$  表示风速,纵坐标  $P$  表示结构抗力和静风荷载。曲线②和曲线③交点处对应的风速  $V_{cr}$  称为静风失稳临界风速。由图可知,随着风速上升,静风荷载呈现非线性上升趋势,结构抗力呈现非线性下降趋势;当风速上升到结构抗力与静风荷载大小相同时,即上升到静风失稳临界风速  $V_{cr}$  时,结构所受荷载与抗力抵消,结构变形突然增大,发生静风失稳现象<sup>[30]</sup>。静风失稳突发性强,破坏前无任何征

兆，破坏性大。主梁静风位移与风速的关系如图 1-5 所示。

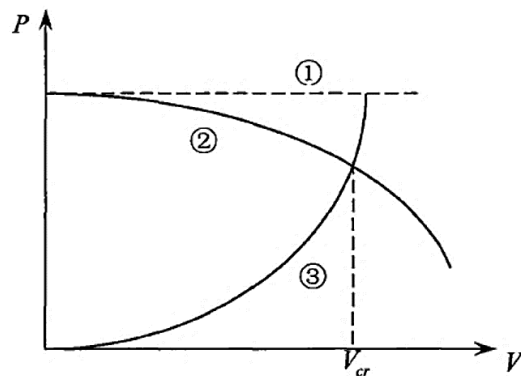


图 1-4 单自由度结构风速与结构抗力的关系图

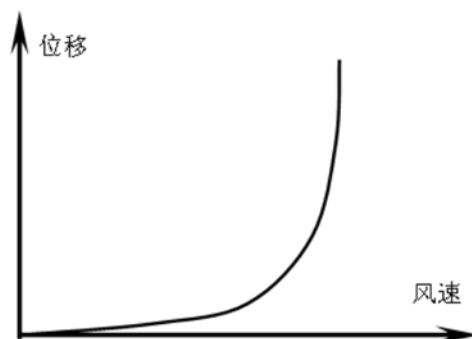


图 1-5 主梁静风失稳与风速的关系

桥梁结构主梁静风失稳主要表现为两种类型：（1）主梁在扭转力矩作用下会产生附加攻角，当风速超过某一临界风速时，附加攻角引起的空气力矩增量超过了结构抵抗力矩的增量，主梁扭转角发生发散现象，这种失稳模式称为扭转发散。（2）主梁受到的横向静风荷载随着风速增加而增大，当其数值超过侧向屈曲的临界荷载时，主梁会发生横向屈曲失稳现象。

### 1.2.2 风对桥梁的动力作用

#### （1）颤振

当桥梁结构刚度较小时，气流在主梁断面处的分离、附着以及漩涡生成会使主梁产生振动，同时主梁的动力响应又会反过来改变气流的流场，在两者相互作用的过程中会产生自激气动力<sup>[31]</sup>。该过程实质就是气流与结构能量交换的过程。风速越大，结构能够从气流运动中吸收的能量越多。当达到临界风速时，结构获得的能量等于系统阻尼在振动中所消耗的能量，超过这一风速结构运动会突然发散，这种动力失稳现象就叫做颤振<sup>[32-35]</sup>。颤振开始发生时的风速称为颤振临界风速，该风速是衡量结构颤振性能的重要指标。主梁颤振与风速的关系如图 1-6 所示。

颤振失稳主要有两种形态：一般情况下，宽高比较大的流线型箱梁断面发生弯扭耦合颤振，钝体断面发生扭转颤振，其他断面则需通过风洞试验确定其失稳形态。

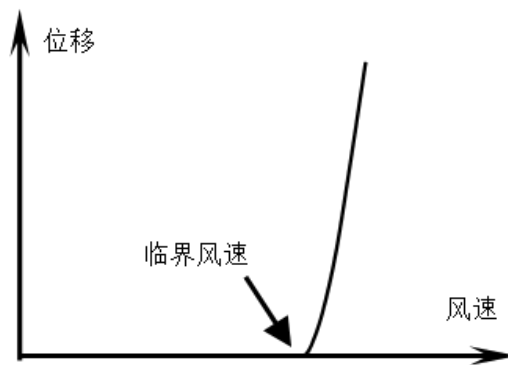


图 1-6 主梁颤振与风速的关系

### （2）驰振

驰振发生在具有特殊断面形状（如矩形、“D”形、“H”型、裹冰的输电线形状截面等）的细长结构物上，是一种横风向单自由度的纯弯曲发散振动<sup>[4]</sup>。悬吊体系结构中的拉索、吊杆、处于施工状态中的自立桥塔等容易发生驰振现象。

### （3）涡激振动

气流在钝体表面规律性的分离与附着现象会对结构产生一定频率的涡激气动力，在一定风速下涡激气动力的频率与结构的自振频率相匹配，此时结构发生涡激共振。主梁涡激振动与风速的关系如图 1-7 所示。涡激共振具有强迫和自激双重属性，以限幅的正弦振动呈现，不会直接引起结构的破坏。结构振动与气流漩涡脱落之间的相互作用使得漩涡脱落频率在一定风速区间内保持稳定，结构响应表现出一种“锁定”现象，如图 1-8 所示<sup>[2,36,37]</sup>。

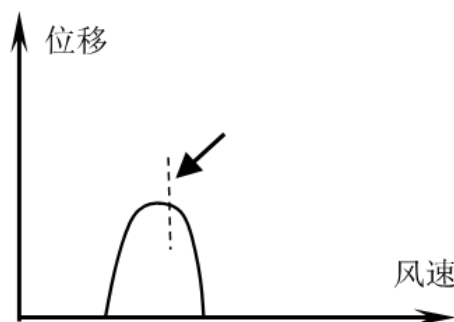


图 1-7 主梁涡振与风速的关系

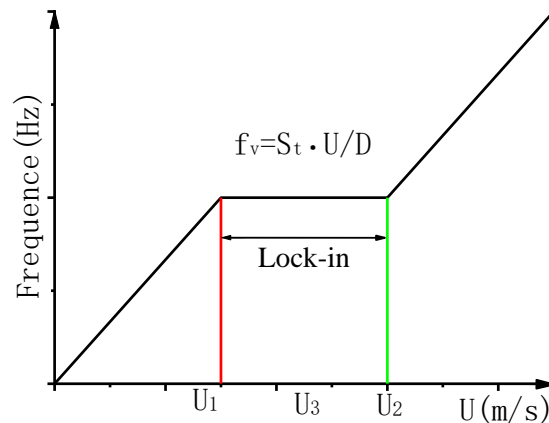


图 1-8 涡激振动锁定现象

#### (4) 抖振

脉动风的作用使桥梁结构在静位移处发生风致受迫振动,这称为抖振。抖振的振幅有限,一般不会发生毁灭性的破坏,但抖振发生的频率高,可能会引起结构局部疲劳和行人不适感。主梁抖振与风速的关系如图 1-9 所示。抖振响应的大小与结构固有动力特性、脉动风特性及风对结构的作用机制密切相关<sup>[38,39]</sup>。

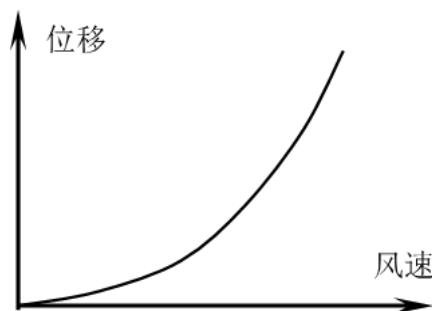


图 1-9 主梁抖振与风速的关系

### 1.3 桥梁结构风致振动的减振措施

目前桥梁正朝着大跨度、轻柔、低阻尼的方向发展,但在这种趋势下,新建桥梁的风致振动问题越来越突出。寻求有效的风振减振措施是大跨度桥梁设计阶段的必备工作。在桥梁抗风设计过程中,对于发散性的结构风致振动(如颤振、驰振),要求临界风速一定要高于桥梁的设计风速,并且通过安全系数控制其保证程度<sup>[40]</sup>;对于限幅性的结构风致振动(如涡振、抖振),要求响应的振幅控制在一定范围内,以确保满足行车安全性、人体舒适度、结构抗疲劳的要求<sup>[41-43]</sup>。

根据动力学原理,改善桥梁断面形状以改变流场、提高结构的整体刚度和增加结构阻尼等均可以减小桥梁风致振动响应。因此,桥梁结构风振的减振措施主要分为气动措施、结构措施、机械措施<sup>[44]</sup>。

### 1.3.1 气动措施

在风的作用下,桥梁结构的外形是决定桥梁所受气动力性质的重要因素。气动措施的原理是通过选择气动稳定性高的桥梁断面、修改桥梁断面外形或在桥梁断面添加附属装置等,减小作用在结构上的气动力,提高结构的抗风能力<sup>[45-47]</sup>。常见的气动措施有:

(1) 设置一些导流装置以使桥梁断面更加接近流线型,避免或推迟气流漩涡的脱落,如导流板、风嘴、稳定板、风障等<sup>[48,49]</sup>。

(2) 调整附属结构的位置、透风率等以改变气流扰动,如防撞栏杆、检修车轨道、人行道等<sup>[50]</sup>。

(3) 对桥面板进行局部开槽处理,以减小主梁顶面和底面的压力差<sup>[51]</sup>。

(4) 在H型吊杆的腹板和翼板开孔以提高透风率<sup>[52]</sup>。

(5) 在斜拉索表面制造螺旋线、凹痕或加凹凸斑点以阻止水线的形成,进而减小风雨振响应<sup>[53]</sup>。

(6) 将塔柱截面的四个角设计成圆角、倒角或切角<sup>[54]</sup>。

(7) 采用分体式箱梁形式<sup>[55,56]</sup>。

气动措施目前已经广泛运用于大跨度桥梁抗风设计。丹麦 Storebaelt 桥在中跨布置了导流板<sup>[3]</sup>;坝陵河大桥桥面板中央开槽同时安装气动翼板<sup>[57]</sup>;泰州长江公路大桥采用三角形风嘴;Akashi Kaikyo 大桥设置中央稳定板,并设置带开孔格栅的桥面;西堠门大桥采用分体式箱梁形式;日本东神户大桥的主塔设计为十字形断面以消除驰振现象。丹麦 Storebaelt 桥导流板设置如图 1-10。

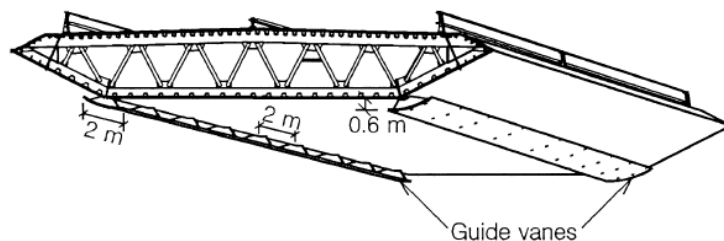


图 1-10 丹麦 Storebaelt 桥抑振措施

### 1.3.2 结构措施

结构措施是在桥梁结构设计阶段选用结构总体刚度或则质量较大的方案,以降低结构风振响应和防止气动失稳现象。结构措施主要有以下几种<sup>[58]</sup>:

(1) 增加桥梁结构的质量以减小风致振动的响应,但这种措施同时也降低了结构的固有频率,可能会引起其他不利后果。

(2) 增加桥梁结构的刚度以提高结构固有频率,从而提高风致振动临界风速和减

小风振响应，但这种方式极其不经济，改善效果有限。

(3) 采用扭转刚度较大的结构形式以提高结构的抗风能力，如悬索桥中采用中央扣、空间主缆（图 1-11）、抗风缆，斜拉桥采用 A 型桥塔、塔梁间固结以约束扭转变形等。

(4) 将斜拉索与联结器或辅助拉索连接以削弱斜拉索的风振响应<sup>[59,60]</sup>。

前两种结构措施不符合大跨度桥梁的发展趋势，且不经济；最后一种结构措施影响桥梁美观。在实际应用中，只有第三种措施会被采用，故目前结构措施较少运用于已有工程的风振控制。

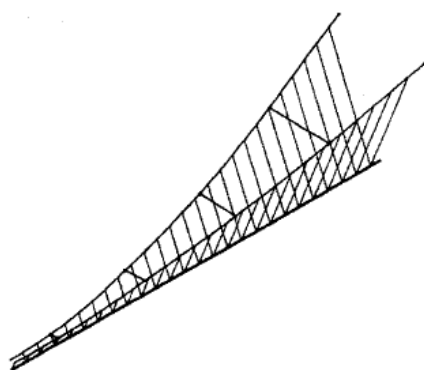


图 1-11 空间主缆系统

### 1.3.3 机械措施

机械措施通过增加阻尼、附加质量或改变质量分布等以减小风致振动响应，其效果显著且易于实现，目前广泛运用于各种结构振动控制<sup>[61]</sup>。1960 年，Korobi 与 Minai 提出了动态智能建筑的概念，这是在强震作用下的一种主动控制，标志着土木工程振动控制思想的开端。随后，Zuk 于 1968 年提出了动态结构的概念<sup>[62]</sup>。1972 年，T.P.Yao 基于现代控制理论首次提出了结构控制的概念<sup>[63]</sup>。1980 年，王光远院士率先研讨了高耸结构的风振控制，这是我国结构振动控制研究热潮的开端<sup>[64]</sup>。1987 年，李桂青按照控制理论开始设计结构，这大大推动了结构控制在国内的发展<sup>[13]</sup>。根据控制过程中能量输入的必要性的必要性，机械措施可以分为被动控制、主动控制、半主动控制以及混合控制四类<sup>[65]</sup>。

(1) 被动控制不依赖能量供应，通过阻断或减少能量向结构的输入、将受控结构的振动能量转移到其它附属结构、增加结构阻尼充分发挥耗能机制等方式减小结构振动响应。被动控制技术简单、造价低、性能可靠、理论较成熟，因此应用范围很广。目前风振控制常用的被动措施有：动力吸振器（调谐质量阻尼器 TMD<sup>[66]</sup>、调谐液体阻尼器 TLD<sup>[67]</sup>、调液柱阻尼器 TLCD<sup>[68]</sup>等），阻尼耗能装置（摩擦阻尼器、粘滞阻尼器、金属阻尼器<sup>[12]</sup>、磁流变阻尼器等）。

(2) 主动控制需要外部能量输入才能发挥作用，它根据采集到的输出信息，通过



算法分析输入输出的关系以确定控制力,并借助有外部能量供应的驱动器将控制力施加在结构上,最终发挥减小结构振幅的作用。主动控制的控制效果优秀,但技术难度大、成本高、稳定性差。目前风振控制常用的主动措施有:主动斜支撑系统(ABS)、主动拉索系统(ATS)、主动质量驱动器(AMD)<sup>[69,70]</sup>、主动调频质量阻尼器(ATMD)、主动可变刚性振动控制系统(AVSS)等。

(3) 半主动控制是一种需要少量外加能源的控制,根据输入或(和)输出信息调整结构体系的阻尼和刚度,以切换控制系统的工作状态来减小振动响应<sup>[71,72]</sup>。半主动控制兼具被动控制和主动控制的特点,控制效果优于被动控制、次于主动控制,无需大量能源供应,技术易行,成本不高。目前常用的半主动措施主要有:主动变刚度系统(AVS)和主动变阻尼系统(AVD)<sup>[73]</sup>。

(4) 混合控制<sup>[11]</sup>指同时设置两种或两种以上的控制系统来抑制同一个结构的振动,如 AMD 和 TMD 混合控制系统,AMD 和基础隔震相结合的混合控制系统等。这种控制兼具主、被动控制的优点,可靠性和鲁棒性较好,具有较高的工程价值。

本文研究的是被动控制中调谐质量阻尼器(Tuned Mass Damper, TMD)。TMD 是一个由质量、弹簧、阻尼器组成的机械振动系统,其原理是利用调谐特性让质量块产生与主结构异相的共振,从而吸收主结构的振动能量,并利用自身的阻尼机制将能量消散,以抑制主结构振动<sup>[74]</sup>。TMD 系统如图 1-12 所示。

气动措施和结构措施大多会影响结构的外形设计和美感,且有的施工困难或造价高昂;而 TMD 结构简单、成本较低、控制效果较好、安装和拆卸灵活<sup>[75]</sup>。TMD 目前已被广泛应用于各种结构的振动控制,被证明是减小高层建筑地震和风振、桥梁主梁和桥塔风振的有效措施<sup>[76]</sup>。

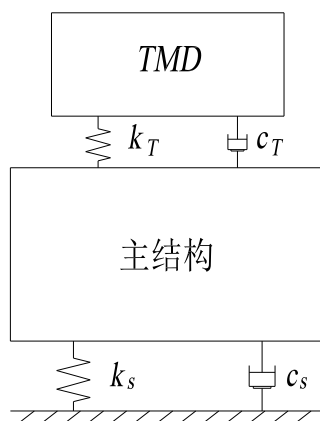


图 1-12 TMD 系统示意图

## 1.4 TMD 国内外研究及应用现状

1902 年, Frahm 在一艘德国游船安装了防摇水箱, 结果游船的振动响应大幅度减

小,这是 TMD 思想的开端<sup>[77]</sup>。1909 年, Frahm 在此基础上提出了调谐质量阻尼器的概念,并研究了其计算模型<sup>[78]</sup>。1928, Den Hartong 和 Orm-ondroyd 教授针对无阻尼主结构——TMD 系统提出了定点理论,研究了求解 TMD 最优参数的公式<sup>[79]</sup>。Cr S H 在 1963 年提出了 H<sub>2</sub> 理论,这不同于 Den Hartog 的 TMD 最优参数解法,虽然也是针对无阻尼主振动系统的,但主要适用于随机荷载作为外部激励的情况<sup>[80]</sup>。1985 年, Fujino 等通过对设置 TMD 的桥塔进行风洞试验,发现 TMD 能够提高桥塔一阶模态的阻尼,从而有效抑制桥塔驰振<sup>[81]</sup>。1992 年,顾明、项海帆等建立了 TMD 控制的弯扭抖振的运动方程,讨论了 TMD 的设计步骤,并通过杨浦大桥的风洞试验验证了 TMD 的有效性<sup>[82,83]</sup>。1994 年,项海帆、陈艾荣、顾明基于 Scanlan 提出的涡振锁定区非线性气动力模型,以阻尼效果为指标进行了 TMD 参数优化分析<sup>[1,84]</sup>。同年,王肇民等阐述了高耸结构的 TMD 风振控制的基本理论和参数分析。1995 年,吴炜、顾明、项海帆利用 TMD 对汕头海湾大桥的耦合颤振进行了研究<sup>[85]</sup>。1999 年,李春祥对比了施加和未施加 TMD 的钢框架模型,发现 TMD 的阻尼比严重影响其在地震作用下减震效果<sup>[86]</sup>。2001 年, Tsai 等运用 TMD 对简谐支承的单自由度结构进行减振分析,并提出了 TMD 最优参数设计的回归分析计算方法<sup>[87]</sup>。2003 年,陈新中等建立了 TMD 控制的颤振运动方程,并研究发现 TMD 对流线型断面的颤振制振效果小于对钝体断面的颤振制振效果<sup>[88]</sup>。2010 年,秦丽等分析对比了结构在地震波及反应谱作用下四种 TMD 最优参数计算方法设计出的 TMD 的减震效果<sup>[89]</sup>。2012 年,何浩祥等提出了水平双向并包含扭转方向的 TMD 概念,研究发现其减振效果则明显强于水平单向 TMD 的减振效果<sup>[90]</sup>。2013 年,潘兆东从弹性能量、弹塑性能量和损伤三个方面研究了 TMD 的减震机理,研究表明主振动系统的动力特性和阻尼比会明显影响 TMD 工作效率<sup>[91]</sup>。2016 年,张志田等研究表明在主缆设置 TMD 能有效减小吊杆的风致振动<sup>[92]</sup>。2017 年,郑宇欣对 TMD 的设计参数进行了敏感性分析,并验证了 MTMD 的鲁棒性优势<sup>[93]</sup>。2019 年, Dai J 等对比经验非线性涡激力模型和经验线性涡激力模型的 TMD 参数设计,发现后者给出了更保守的控制评估和更大的 TMD 最优阻尼比<sup>[94]</sup>。

TMD 技术较为成熟,且控制效率高、可靠性高、安装简单、造价低、维护方便,目前被广泛运用于高层建筑、大跨度桥梁、人行桥等结构的抗风、抗震和人致振动控制。20 世纪 50 年代初,前苏联就开始在较高建筑上安装撞击式摆锤以减小风振响应<sup>[95]</sup>;迪拜 7 星级酒店弧形支撑杆内安装了多个重 5T 的单自由度摆动的 TMD 以控制风振和地震响应<sup>[6]</sup>;中国九江长江大桥在其上游中拱第 8 根吊杆和下游中拱第 12 根吊杆中部安装 TMD 以抑制其涡激振动<sup>[96]</sup>;南通云水桥和北京太平桥大街人行过街天桥通过安装 TMD 以解决人致振动问题,提高舒适度。

在桥梁的风振类型中,颤振和抖振是多模态参与的振动,而涡激共振和驰振仅有单模态参与,所以 TMD 对涡激共振和驰振的控制效果最佳,对颤振、抖振的控制效果有

限。除此之外，TMD 对钝体断面的风振制振效果优于对流线型断面的风振制振效果<sup>[6]</sup>。  
表 1-3 列举了部分采用 TMD 进行风振控制的桥梁。

表 1-3 部分桥梁 TMD 风振控制实例

名称	桥型	跨径	用途
日本明石海峡大桥	钢桁梁悬索桥	960+1991+960m	施工桥塔风振控制
日本多多罗大桥	钢箱梁斜拉桥	270+890+300m	桥塔风振控制
中国虎门大桥	钢箱梁悬索桥	302+888+348.5m	主梁涡激振动
法国诺曼底桥	混合梁斜拉桥	主跨 856m	悬臂架设横向风振
中国南京长江三桥	钢箱梁斜拉桥	主跨 648m	桥塔风振控制
中国崇启大桥	连续钢箱梁桥	102+185×4+102m	主梁涡激振动
中国杨浦大桥	叠合梁斜拉桥	主跨 602m	主梁抖振
日本横滨港湾桥	钢桁梁斜拉桥	200+460+200m	桥塔风振控制
泰国拉玛九世大桥	单索面斜拉桥	主跨 450m	主梁涡激振动
中国大胜关长江大桥	连续钢桁拱桥	主跨 336m	吊杆风振控制
东京湾通道大桥	连续钢箱梁桥	主跨 240m	主梁涡激振动
英国科索克桥	钢箱梁斜拉桥	主跨 240m	主梁涡激振动
中国九江长江大桥	钢桁拱桥	180+216+180m	吊杆涡激振动
大贝尔特东桥引桥	连续钢箱梁桥	主跨 193m	主梁涡激振动
中国港珠澳大桥	连续钢箱梁桥	6×110m	主梁涡激振动

1.5 本文研究的意义及内容

大跨度悬索桥的频率低、模态密集、模态耦合程度高<sup>[97]</sup>。在常遇风速范围内，大跨度悬索桥随着风速升高会依次出现从低阶模态到高阶模态的涡激振动，这就是需要重视的大跨度悬索桥多阶模态涡振问题。TMD 的控制原理决定了其对单模态参与的涡激振动具有良好减振效果，因此 TMD 已广泛运用于大跨度悬索桥风振控制。现在常用的经典 TMD 理论是基于单自由度主系统的，忽略邻近振型的影响；但现实的桥梁结构为多自由度主系统，当邻近模态的频率与 TMD 主控模态的频率接近时，单模态 TMD 对相邻模态的振动影响不可忽略<sup>[98,99]</sup>。目前国内外对单模态 TMD 控制相邻模态的研究较少，研究此问题可以有效解决使用 TMD 控制大跨度悬索桥多阶模态涡振导致的不经济问题，具有一定的工程参考价值。

本文以某大跨度悬索桥为工程背景，采用 ANSYS 软件对大跨度悬索桥——TMD 系统的三维有限元模型进行瞬态动力分析，研究单模态 TMD 对大跨度悬索桥各模态振动的控制效果，提出采用 TMD 控制大跨度悬索桥多阶模态涡激振动的优化方案。

本文共分为五章，各章的主要内容如下：  
第一章绪论简要介绍了研究背景、风对桥梁结构的作用、桥梁结构风致振动的减振措施以及 TMD 减振技术的研究发展历史及应用现状。

第二章首先简要对比分析了几种常用涡激气动力模型；详细介绍了 TMD 的制振原

理,明确了 TMD 控制效果的决定参数主要是广义质量比、频率比和阻尼比;然后总结了 TMD 的布置原则以及设计参数的确定方法;最后提出了一种 TMD 控制效果的评价指标。

第三章以某大跨度悬索桥为工程背景,通过 ANSYS 软件建立三维有限元模型,对大跨悬索桥进行了动力特性分析,并针对主梁前 6 阶竖向弯曲模态(TVA1、TVS1、TVS2、TVA2、TVS3、TVA3)设计 TMD 方案。然后建立 6 种 TMD 方案下大跨度悬索桥——单模态 TMD 的三维有限元模型,进行桥梁结构的瞬态动力分析,计算无 TMD、有 TMD 情况下的结构稳态响应,对比分析单模态 TMD 对主控模态的制振效果。

第四章先以二自由度系统为例,计算单模态 TMD 对相邻模态的减振率,初步探明单模态 TMD 对密频结构相邻模态振动的影响。然后以某大跨度悬索桥为工程背景,在每个 TMD 方案(对应前 6 阶竖弯模态)下分别施加 6 种强迫激励方案(对应前 6 阶竖弯模态),通过 ANSYS 有限元软件进行桥梁结构的瞬态动力分析,对比无 TMD、不同方案单模态 TMD 情况下的结构时程响应,分析单模态 TMD 对相邻模态的制振效果。

第五章基于单模态 TMD 对相邻模态的影响程度,选取了 4 种由 3 阶单模态 TMD 组成的方案,对比各 TMD 组合方案对某大跨度悬索桥的前 6 阶竖弯模态的控制效果,以确定适用于大跨度悬索桥多阶模态控制的优化方案。

第六章总结研究内容,梳理结论,针对工作的不足提出下一步的研究方向。

## 第2章 涡激力模型及经典 TMD 理论

涡激振动常表现为单模态简谐振动,而 TMD 因具有良好的单模态调谐性能,因此在工程结构涡激振动控制中应用广泛。本章介绍涡激力模型和经典 TMD 理论,从而为后续工作开展提供理论基础。

### 2.1 涡激气动力模型

涡激振动是限幅振动,因此在结构使用过程中,工程人员最关心的是结构涡激振动的振幅问题;而要计算涡振振幅,就需要确定涡激力的解析表达式。涡激振动是流体与柔性结构耦合作用时,在柔性结构上发生的复杂振动现象,与结构的动力特性、气动外形、运动状态及流场特性等多种因素相关,其振动机理十分复杂,所以涡激振动很难通过纯理论的方式获得涡激力的解析解。目前常用的涡激力计算模型基本都是基于物理风洞试验建立的半经验模型,具体有以下几种<sup>[4]</sup>。

#### 2.1.1 简谐力模型

涡激振动的表现特点与简谐力作用下的强迫振动相似,于是简谐力模型最初被用于描述涡激气动力:

$$F_v = \frac{1}{2} \rho U^2 B C_L \sin(\omega_s t + \phi) \quad (2-1)$$

$$m(\ddot{y} + 2\zeta\omega_n\dot{y} + \omega_n^2 y) = \frac{1}{2} \rho U^2 D C_L \sin(\omega t + \phi) \quad (2-2)$$

式中,  $m$  为质量;  $\rho$  为空气密度;  $U$  为平均风速;  $B$  为结构参考宽度;  $\zeta$  为阻尼比;  $\omega_n$  为结构振动频率;  $C_L$  为升力系数;  $\omega$  为漩涡脱落频率;  $\phi$  为初相位角。

简谐力模型中,涡激气动力由一个与升力系数成正比的简谐力描述,该模型运用方便简单,但不能反映涡激振动振幅随风速变化的真实情况。

#### 2.1.2 升力振子模型

20 世纪 60 年代,Scruton 提出了升力振子模型<sup>[100]</sup>:

$$\begin{cases} F_v = \frac{1}{2} \rho U^2 B C_L(t) \\ \ddot{C}_L + a_1 \dot{C}_L + a_2 \dot{C}_L^3 + a_3 C_L = a_4 \dot{y} \end{cases} \quad (2-3)$$

$$m(\ddot{y} + 2\zeta\omega_n\dot{y} + \omega_n^2 y) = \frac{1}{2} \rho U^2 D C_L(t) \quad (2-4)$$

式中,  $y$  为结构的位移响应函数;  $C_L(t)$  为具有 Vander Pol 振子振荡特性随时间变化的函数, 小振幅时阻尼小, 大振幅时阻尼大;  $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$ 、 $a_4$  4 个参数须通过风洞试验来识别确定。

与简谐力模型相比, 升力振子模型的升力系数不再是定常的, 而是与时间、速度、阻尼等相关的时变量, 更符合实际涡振情况; 但该模型的参数确定需要大量的试验, 而测压试验往往很难得到理想结果。

### 2.1.3 经验线性模型

1986 年, Simiu 与 Scanlan 假定涡激力的气动激振力、气动阻力以及气动刚度来源于一个线性机械振子, 提出了经验线性模型<sup>[101]</sup>:

$$F_v = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B) \left[ Y_1(K) \frac{\dot{y}}{U} + Y_2(K) \frac{y}{B} + \frac{1}{2} C_L(K) \sin(\omega_s t + \varphi) \right] \quad (2-5)$$

$$m(\ddot{y} + 2\zeta\omega_n\dot{y} + \omega_n^2 y) = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B) \left[ Y_1(K) \frac{\dot{y}}{U} + Y_2(K) \frac{y}{B} + \frac{1}{2} C_L(K) \sin(\omega t + \varphi) \right] \quad (2-6)$$

式中,  $\dot{y}$ 、 $y$  分别为垂直风向的结构的速度和位移;  $K = B\omega_n / U$  为无量纲的折减频率;  $Y_1(K)$  为与  $K$  有关的线性气动阻尼项;  $Y_2(K)$  为与  $K$  有关的气动刚度项;  $C_L(K)$  为与  $K$  有关的升力系数;  $Y_1(K)$ 、 $Y_2(K)$ 、 $C_L(K)$ 、 $\varphi$  均为待拟合的参数, 需要通过风洞试验识别。

该模型的推导前提是当风速处于结构的涡振锁定区时, 气动系统被机械振子的固有频率所控制, 气流的涡脱频率  $\omega$  与结构的自振频率  $\omega_n$  近似相等, 即  $\omega \approx \omega_n$ ; 因此涡激振动的“锁定”现象也无法用该模型解释。此外, 该模型用线性函数来描述漩涡脱落这一非线性气动现象, 具有一定近似性; 但由于该经验模型简单易用, 在工程实际应用中仍然被广泛采用。

### 2.1.4 经验非线性模型

1990 年, Ehsan 和 Scanlan 提出了经验非线性模型, 即在经验线性模型中增加一个非线性气动力阻尼项<sup>[102]</sup>:

$$F_v = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B) \left[ Y_1(K) \left( 1 - \varepsilon \frac{y^2}{B^2} \right) \frac{\dot{y}}{U} + Y_2(K) \frac{y}{B} + \frac{1}{2} C_L(K) \sin(\omega t + \varphi) \right] \quad (2-7)$$

$$m(\ddot{y} + 2\zeta\omega_n\dot{y} + \omega_n^2 y) = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B) \left[ Y_1(K) \left( 1 - \varepsilon \frac{y^2}{B^2} \right) \frac{\dot{y}}{U} + Y_2(K) \frac{y}{B} + \frac{1}{2} C_L(K) \sin(\omega t + \varphi) \right] \quad (2-8)$$

式中,  $\varepsilon$  为非线性气动阻尼限参数。

这个非线性气动力阻尼项能够更真实地反映涡激振动的非线性特性, 将涡激力的描述从线性范围引入到了非线性范围。

### 2.1.5 Larsen 模型

1995 年, Allan Larsen 考虑结构断面形状的影响, 在经验非线性模型基础上提出广义范德波尔经验模型<sup>[103]</sup>:

$$F_v = \rho D^3 f C_a (1 - \varepsilon |y/D|^{2\delta}) y' \quad (2-9)$$

$$m(\ddot{y} + 2\zeta\omega_n\dot{y} + \omega_n^2 y) = \rho D^3 f C_a (1 - \varepsilon |y/D|^{2\delta}) y' \quad (2-10)$$

式中,  $D$  为结构横风向的特征尺寸,  $f$  表示系统自振频率; 待求气动力参数为  $C_a$ 、 $\varepsilon$ 、 $\delta$ , 可通过风洞试验进行识别。

该广义涡激力模型适用于描述钝体节段模型所受到的横风向非线性涡激力, 其计算出的一维刚体涡激振动响应与试验数据吻合良好。

## 2.2 TMD 制振原理

调谐质量阻尼器 (Tuned Mass Damper, TMD) 是一种由质量块、弹簧、阻尼器协同作用的动力吸振器。通过参数设计, TMD 被调谐到主结构控制振型的频率, 发生与主结构异相的共振, TMD 一边通过运动不断吸收主结构振动能量, 一边利用自身阻尼不断消耗吸收的能量, 此过程中也称为动力吸振。

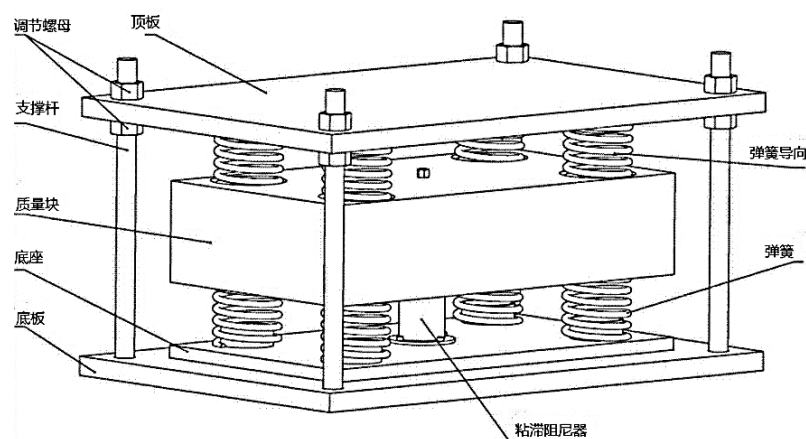


图 2-1 TMD 构造示意图

### 2.2.1 调谐质量系统制振原理

假定受控结构 (也称主结构) 和调谐质量系统 (也称子结构) 均无阻尼。主结构的

质量为 $M$ ，弹簧刚度为 $K$ ，位移为 $x_M$ ，受到的外部激励力为 $p(t)$ ；子结构的质量为 $m$ ，弹簧刚度为 $k$ ，位移为 $x_d$ 。主结构——调谐质量动力吸振器的力学模型如图 2-2 所示，该系统运动方程为：

$$M\ddot{x}_M + (K + k)x_M - kx_d = p(t) \quad (2-11)$$

$$m\ddot{x}_d + kx_d - kx_M = 0 \quad (2-12)$$

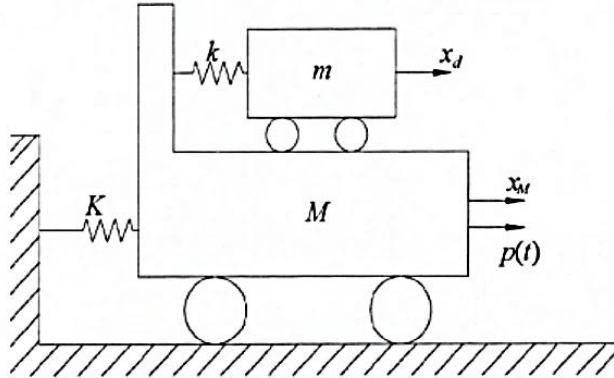


图 2-2 调谐质量系统动力吸振原理示意图

假设作用在 $M$ 上的外部激励力为简谐力：

$$p(t) = p_0 \sin \omega t \quad (2-13)$$

将式(2-11)和(2-12)进行拉普拉斯变换，可得到主结构和子结构的频率响应函数：

$$H_M(\omega) = \frac{k - m\omega^2}{(K + k - M\omega^2)(k - m\omega^2) - k^2} \quad (2-14)$$

$$H_d(\omega) = \frac{k}{(K + k - M\omega^2)(k - m\omega^2) - k^2} \quad (2-15)$$

为了方便讨论，定义子结构与主结构的质量比为 $\mu$ ，主结构的固有频率为 $\omega_s$ ，子结构的固有频率为 $\omega_d$ ，子结构固有频率与主结构固有频率的比值为 $\beta$ ，外激励频率与主结构固有频率的比值为 $\gamma$ ，无调谐质量系统时的主结构静位移为 $x_0$ ，这些参数的表达式为：

$$\mu = \frac{m}{M}, \quad \omega_s^2 = \frac{K}{M}, \quad \omega_d^2 = \frac{k}{m}, \quad \beta = \frac{\omega_d}{\omega_s}, \quad \gamma = \frac{\omega}{\omega_s}, \quad x_0 = \frac{p_0}{K}$$

将参数代入式(2-14)和(2-15)，得到主结构和子结构的动力放大系数分别为：

$$D_M(\gamma) = \frac{R_M(\omega)p_0}{x_0} = \frac{\beta^2 - \gamma^2}{\gamma^4 - \gamma^2[1 + \beta^2(1 + \mu)] + \beta^2} \quad (2-16)$$



$$D_d(\gamma) = \frac{R_d(\omega)p_0}{x_0} = \frac{\gamma^2}{\gamma^4 - \gamma^2[1 + \gamma^2(1 + \mu)] + \gamma^2} \quad (2-17)$$

若设计主结构的固有频率、子结构的固有频率、激振力的频率三者相等，可得到主结构的动力放大系数为零，即主结构的振动消失，达成动力调谐条件。此时，主结构和子结构的振幅  $A_M$ 、 $A_d$ ，子结构对主结构的作用力  $F_d$  分别为：

$$A_M = \frac{D_M(\gamma)p_0}{K} = 0 \quad (2-18)$$

$$A_d = \frac{-D_d(\gamma)p_0}{k} = -\frac{p_0}{k} \quad (2-19)$$

$$F_d = k(x_d - x_M) = -P_0 \sin \omega t \quad (2-20)$$

式(2-20)表明，子结构的参数调整到动力调谐条件时，其对主结构的作用力等于外部激振力且与外部激振力作用方向相反；此条件下主结构受一对平衡力作用，不会产生振幅，这就是调谐质量动力吸振原理。

### 2.2.2 调谐质量阻尼系统制振原理

实际工程中的 TMD 都是通过阻尼原件消耗主结构振动的能量。假定子结构的阻尼是  $c$ ，调谐质量阻尼动力吸振器的力学模型如图 2-3 所示，其系统运动方程为：

$$M\ddot{x}_M + c\dot{x}_M + (K + k)x_M - c\dot{x}_d - kx_d = p(t) \quad (2-21)$$

$$m\ddot{x}_d + c\dot{x}_d + kx_d - c\dot{x}_M - kx_M = 0 \quad (2-22)$$

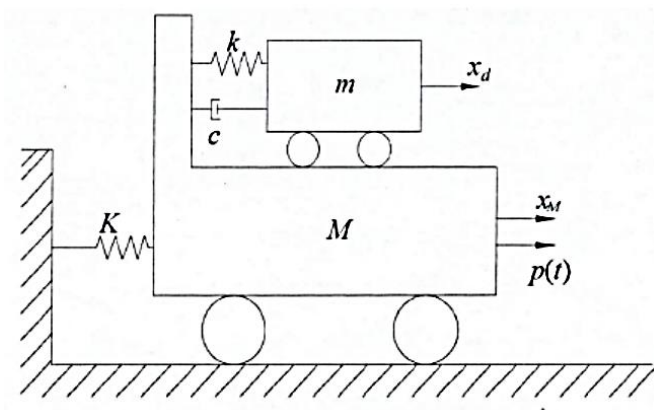


图 2-3 调谐质量阻尼系统动力吸振原理示意图

同样方法，可求出主结构和子结构的动力放大系数为：

$$D_M(\gamma) = \left\{ \frac{(\gamma^2 - \beta^2)^2 + (2\xi_d\gamma)^2}{(2\xi\gamma)^2 [\gamma^2(1+\mu) - 1]^2 + [(\gamma^2 - 1)(\gamma^2 - \beta^2) - \mu\beta^2\gamma^2]^2} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2-23)$$

$$D_d(\gamma) = \left\{ \frac{(\gamma^2)^2 + (2\xi_d\gamma)^2}{(2\xi\gamma)^2 [\gamma^2(1+\mu) - 1]^2 + [(\gamma^2 - 1)(\gamma^2 - \beta^2) - \mu\beta^2\gamma^2]^2} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2-24)$$

式中,  $\xi_d$  为子结构阻尼比:

$$\xi_d = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \quad (2-25)$$

由式(2-23)可知, 当子结构存在阻尼时, 主结构的振动不可能被完全抑制。给定质量比  $\mu$ 、固有频率比  $\beta$  和 TMD 系统阻尼比  $\xi_d$ , 可以得到主结构动力放大系数  $D_M(\gamma)$  随外激力频率比  $\gamma$  的关系曲线。保持质量比  $\mu$ 、固有频率比  $\beta$  不变, 改变 TMD 系统阻尼比  $\xi_d$ , 动力放大系数曲线会有所不同。1956 年, Den Hartog 对式 (2-13) 分析发现: 当质量比  $\mu$ 、固有频率比  $\beta$  固定时, 不论子系统阻尼比  $\xi_d$  如何变化, 主结构动力放大系数  $D_M(g)$  都经过两个固定点<sup>[104]</sup>, 如图 2-4 所示。最优参数设计时, 可以先选定固有频率比  $\beta$  使这两个固定点的动力放大系数相同, 然后再选定子系统阻尼比  $\xi_d$  使动力放大系数曲线的一个峰值点移动到任一固定点, 这时最大动力放大系数将取得最小值。按照这个优化思路可推导出不考虑主结构阻尼效应的最优频率比  $\beta_{opt}$  和最优阻尼比  $\xi_{d,opt}$ :

$$\beta_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \quad (2-26)$$

$$\xi_{d,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}} \quad (2-27)$$

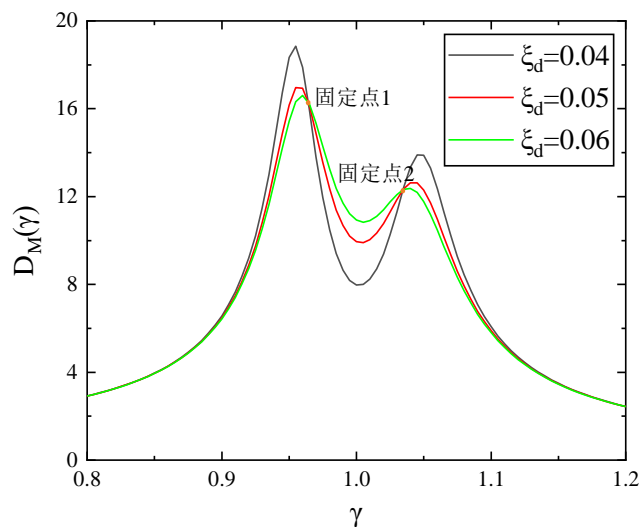


图 2-4 主结构动力放大系数曲线

### 2.2.3 考虑主结构阻尼效应的调谐质量阻尼系统制振原理

在实际工程中,主结构是存在阻尼的,且 TMD 的制振效果影响受主结构阻尼的影响较大,不能忽略。假定主结构的阻尼是  $C$ ,考虑主结构的阻尼效应的调谐质量阻尼动力吸振器的力学模型如图 2-5 所示,其系统运动方程为:

$$M\ddot{x}_M + (C+c)\dot{x}_M + (K+k)x_M - c\dot{x}_d - kx_d = p(t) \quad (2-28)$$

$$m\ddot{x}_d + c\dot{x}_d + kx_d - c\dot{x}_M - kx_M = 0 \quad (2-29)$$

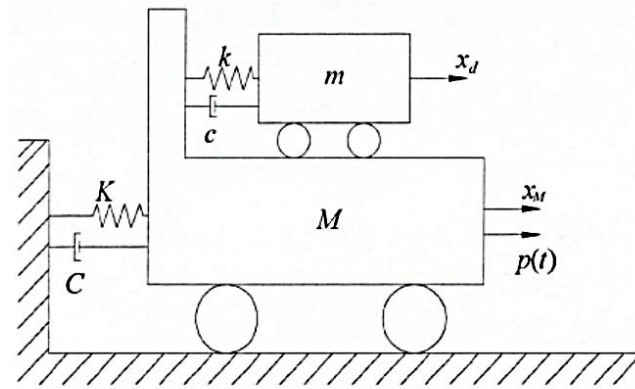


图 2-5 考虑主结构的阻尼效应的调谐质量阻尼系统动力吸振原理示意图

同样方法,可求出主结构和子结构的动力放大系数为:

$$D_M(\gamma) = \left\{ \frac{(\gamma^2 - \beta^2)^2 + (2\xi_d\beta\gamma)^2}{\left[ 2\xi_d\beta\gamma(\gamma^2(1+\mu)-1) + 2\xi_s\gamma(\gamma^2 - \beta^2) \right]^2 + \left[ (\gamma^2 - 1)(\gamma^2 - \beta^2) - \mu\beta^2\gamma^2 - 4\xi_s\xi_d\beta\gamma^2 \right]^2} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2-30)$$

$$D_d(\gamma) = \left\{ \frac{(\beta^2)^2 + (2\xi_d\beta\gamma)^2}{\left[ 2\xi_d\beta\gamma(\gamma^2(1+\mu)-1) + 2\xi_s\gamma(\gamma^2 - \beta^2) \right]^2 + \left[ (\gamma^2 - 1)(\gamma^2 - \beta^2) - \mu\beta^2\gamma^2 - 4\xi_s\xi_d\beta\gamma^2 \right]^2} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2-31)$$

式中,  $\xi_s$  为主结构阻尼比:

$$\xi_s = \frac{C}{2\sqrt{MK}} \quad (2-32)$$

当主结构有阻尼时,动力放大系数曲线不存在固定点,最优频率比  $\beta_{\text{opt}}$  和最优阻尼比  $\xi_{\text{d,opt}}$  需要通过数值方法来确定<sup>[105]</sup>。Hsiang-Chuan 通过回归分析得到的考虑主结构阻尼效应的 TMD 近似最优频率比  $\beta_{\text{opt}}$  和最优阻尼比  $\xi_{\text{d,opt}}$  如下<sup>[106]</sup>:

$$\beta_{opt} = \left( \frac{\sqrt{1+0.5\mu}}{1+\mu} + \frac{1}{\sqrt{1-2\xi_s^2}} - 1 \right) - (0.288 - 0.661\sqrt{\mu} + 1.120\mu)\sqrt{\mu}\xi_s - (2.298 - 6.739\sqrt{\mu} + 8.316\mu)\sqrt{\mu}\xi_s^2 \quad (2-33)$$

$$\xi_{d,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} + 0.151\xi_s - 0.187\xi_s^2 + 0.238\xi_s\mu \quad (2-34)$$

## 2.3 TMD 设计方法

实际工程中，结构一般为多自由度体系，TMD 的参数设计和布置位置要根据主控模态的频率、振型综合考虑，此时需要引入广义质量比  $\mu_m$  的概念，即 TMD 广义振型质量与结构主控模态的广义振型质量的比值。

### 2.3.1 常用的 TMD 参数取值方法

根据《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01-2018)，当采用调谐式阻尼器控制主梁风致振动时，调谐式阻尼器的最优频率比  $\beta_{(opt)}$  及最优阻尼比  $\xi_{(opt)}$  可按下式计算：

$$\beta_{(opt)} = \frac{f_d}{f_s} = \frac{1}{1+\mu_m} \quad (2-35)$$

$$\xi_{(opt)} = \sqrt{\frac{3\mu_m}{8(1+\mu_m)}} \quad (2-36)$$

$$\mu_m = \frac{m_i \phi_i^2(x_0)}{\int_0^L m(x) \phi_i^2(x) dx} \quad (2-37)$$

式中， $\beta_{(opt)}$  为阻尼器的最优频率比； $f_d$  为阻尼器频率 (Hz)； $f_s$  为桥梁受控振型频率 (Hz)； $\xi_{(opt)}$  为阻尼器最优阻尼比； $\mu_m$  为阻尼器振子与结构受控振型的广义质量比； $L$  为桥梁全长 (m)； $m_i$  为阻尼器振子的质量 (kg)； $m(x)$  为桥梁单位长度质量 (kg/m)； $\phi_i(x)$  为受控振型值； $x_0$  为阻尼器安装位置 (m)； $\phi_i(x_0)$  为阻尼器安装位置相应的振型值。

### 2.3.2 TMD 布置原则

对多自由度主结构进行 TMD 设计时，如果频率比和阻尼比参数分别取最优频率比  $\beta_{(opt)}$  和最优阻尼比  $\xi_{(opt)}$ ，则 TMD 的减振效果只与广义质量比  $\mu_m$  有关，与 TMD 具体的质量大小无直接联系。对于一个确定的结构，其各阶振型对应的广义模态质量是定值；当 TMD 的广义质量比取定时，TMD 的广义质量则也可确定。由式(2-37)，TMD 等效质量与布置处的振型坐标平方成反比，安装处的振型坐标绝对值越大，TMD 的等效质

量越小。在实际工程中, TMD 质量过大会导致安装困难。为了减小 TMD 质量, 应该尽量将其安装在主控模态的振型坐标绝对值最大处。

高阶振型会出现存在多个波峰和波谷, 即存在多个最大振型坐标绝对值位置。为了施工方便和减小 TMD 对主结构静力的影响, 一般将 TMD 分布在每个最大振型坐标位置处<sup>[9,107]</sup>, 各 TMD 的质量按照布置位置处的振型坐标推出:

$$\begin{cases} \frac{m_{t1}}{\phi_{t1}} = \frac{m_{t2}}{\phi_{t2}} = \dots = \frac{m_{tj}}{\phi_{tj}} = \dots = \frac{m_m}{\phi_m} \\ \mu_m \int_0^L m(x) \phi_1^2(x) dx = \phi_{t1}^2 m_{t1} + \phi_{t2}^2 m_{t2} \dots + \phi_{tj}^2 m_{tj} + \dots + \phi_m^2 m_m \end{cases} \quad (2-38)$$

式中,  $m_{tj}$  为第  $j$  个 TMD 的质量,  $\phi_{tj}$  为第  $j$  个 TMD 在主控模态中的振型坐标值, 用正负表示振动方向,  $j=1, 2, \dots, n$ 。

### 2.3.3 TMD 设计流程

对于需要使用 TMD 进行振动控制的结构, 其设计流程主要如下:

(1) 利用有限元计算受控结构的动力特性。根据动力特性选取需要控制的模态  $i$  (多为低阶模态), 求得结构在主控模态  $i$  的广义振型质量  $M_s = \int_0^L m(x) \phi_1^2(x) dx$ 。

(2) 选取 TMD 系统的广义质量比  $\mu_m$ 。一般  $\mu_m$  可在 0.005~0.02 取值。

(3) 根据选定的广义质量比  $\mu_m$ , 参考式(2-35)、(2-36)对 TMD 的频率比  $\beta$  和阻尼比  $\xi_t$  取值。

(4) 根据 TMD 布置原则, 通过式(2-37)计算每个 TMD 系统质量  $m_{tj}$  ( $j=1, 2, \dots, n$ ), 然后确定弹簧刚度  $k_{tj}$  及阻尼系数  $c_{tj}$ 。

$$\omega_t = \beta \times \omega_i \quad (2-39)$$

$$k_{tj} = m_{tj} \omega_t^2 \quad (2-40)$$

$$c_{tj} = 2m_{tj} \omega_t \xi_t \quad (2-41)$$

(5) 对附加 TMD 的结构进行频域<sup>[108]</sup>或时域分析, 若结果满足控制指标, 则对应的  $m_{tj}$ 、 $k_{tj}$ 、 $c_{tj}$  为选定 TMD 参数; 若结果不满足控制指标或安全裕度过多, 返回步骤(3), 稍微修改频率比  $\beta$  和阻尼比  $\xi_t$ , 进入循环。

### 2.4 TMD 控制性能评价

为评价 TMD 的控制效果, 定义 TMD 减振率  $DR$ <sup>[109]</sup>为:

$$DR = \frac{A_s - A_{s+t}}{A_s} \times 100\% \quad (2-42)$$

式中,  $A_s$  为结构没有施加控制时的振动幅值,  $A_{s+t}$  为结构附加 TMD 控制时的振动幅值。

在 TMD 最优参数设计情况下, 主结构主控模态的减振率可达到 90% 以上。除此之外, TMD 控制性能还可以加速度幅值、等效阻尼比、TMD 行程等作为评价指标。

## 2.5 本章小结

本章首先简要对比分析了几种常用涡激力模型; 详细介绍了 TMD 的制振原理, 明确了 TMD 控制效果的决定参数主要是广义质量比、频率比和阻尼比; 然后总结了 TMD 的布置原则以及设计参数的确定方法; 最后提出了一种 TMD 控制效果的评价指标。本章为后文大跨度悬索桥的 TMD 方案设计、制振效果描述以及激振方案设置提供了理论支撑。

## 第3章 大跨悬索桥 TMD 振动控制分析

一方面, TMD 广泛运用于结构振动控制; 另一方面, 大跨度悬索桥频率密集, 在运营过程中需要控制多阶模态的涡激振动。本章针对大跨悬索桥的前 6 阶竖弯模态设计单模态 TMD 方案, 通过数值模拟验证单模态 TMD 对控制主控模态涡激振动的有效性。

### 3.1 工程背景和有限元建模

#### 3.1.1 工程背景

某大跨度悬索桥位于珠江狮子洋, 是连接广州市与东莞市的大跨度跨海悬索桥。某大跨度悬索桥主跨 888m, 净宽 30m(双向 6 车道); 加劲梁采用正交异性板, 为宽 35.6m、梁高 3.012m 的扁平单箱单室钢箱梁; 双主缆的矢跨比为 1:10.5、中心间距为 33m; 桥塔为高 147.55m 的钢筋混凝土多层门型框架式结构。

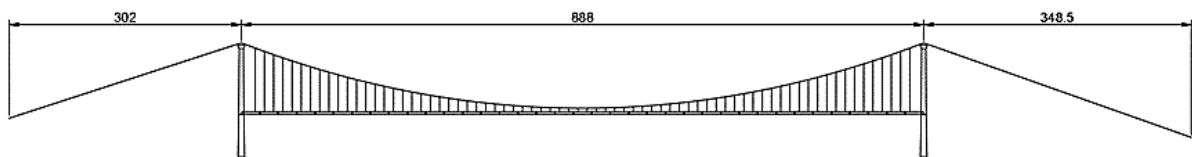


图 3-1 某大跨度悬索桥桥型布置图

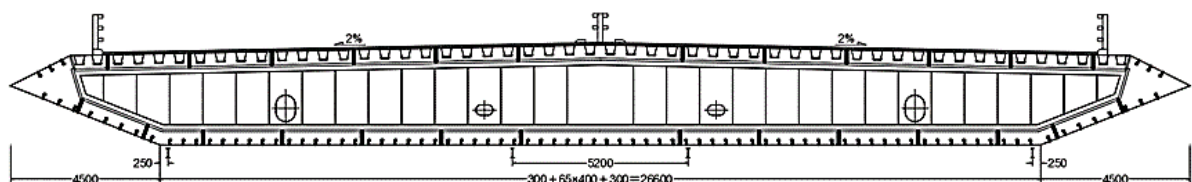


图 3-2 某大跨度悬索桥主梁断面

#### 3.1.2 有限元模型建立

本文通过大型通用有限元程序 ANSYS 的 Mechanical APDL 模块建立某大跨度悬索桥的三维有限元模型。

某大跨度悬索桥模型采用传统的“鱼骨”单主梁形式, 成桥态有限元模型三维视图如图 3-3 所示。模型采用三维弹性梁单元 (BEAM4) 模拟整个主梁的刚度特性, 并在主梁单元节点处采用三维质量单元 (MASS21) 来模拟铺装、栏杆、横隔板等质量和主梁总的质量惯性矩。主缆和吊杆采用三维杆单元 (LINK10) 模拟其轴向拉伸刚度, 忽略其弯曲刚度。桥塔采用三维不对称变截面弹性梁单元 (BMEM44) 模拟其变截面刚度

特性。

在有限元模型中，桥塔底部、主缆地锚的 6 个方向自由度全部约束；主缆与主塔塔顶的平动自由度耦合；主梁的横桥向、竖向平动自由度和绕主梁轴向的转动自由度从属于主塔下横梁节点，其余三个方向自由度释放。边界和连接约束条件如表 3-1 所示。

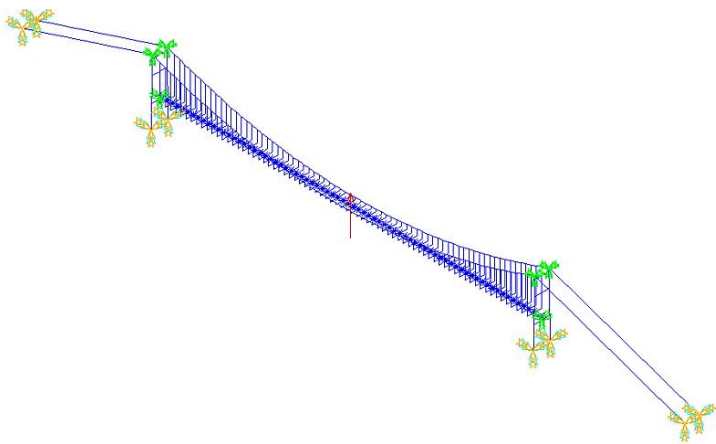


图 3-3 某大跨度悬索桥有限元模型

表 3-1 有限元模型约束体系

位置	自由度					
	dx	dy	dz	rotx	roty	rotz
主塔塔底、主缆地锚	d	d	d	d	d	d
主塔和主缆间	1	1	1	0	0	0
主塔和主梁间	0	1	1	1	0	0
吊索和主梁间	1	1	1	0	0	0

注：dx-纵桥向位移；dy-横桥向位移；dz-竖向位移；rotx-纵桥向扭转角；roty-横桥向转角；rotz-竖向转角。0 表示自由，1 表示主从，d 表示固结约束。

3.1.3 结构动力特性计算结果

模型采用 ANSYS11.0 里 Lanczos 迭代法求解结构动力特性，并按式(3-1)计算结构每延米的等效质量。某大跨度悬索桥前 15 阶基频、等效质量和振型特点如表 3-2 所示，计算结果与实测结果吻合较好<sup>[110]</sup>。某大跨度悬索桥刚度较小、固有频率低并且相对密集；因在低风速区桥梁涡激振动主要以竖向为主，本文重点关注前 6 阶竖向模态，振型如图 3-4 所示。

$$m_{eq} = \frac{\int m\phi^2 dx}{\int_D \phi_h^2 dx} \text{ 或 } I_{meq} = \frac{\int m\phi^2 dx}{\int_D \phi_\theta^2 dx}$$

(3-1)

式中， $m_{eq}$ 、 $I_{meq}$  分别为每延米的等效质量，等效质量惯性矩； $\int m\phi^2 dx$  为对于振型  $\phi(x)$  的

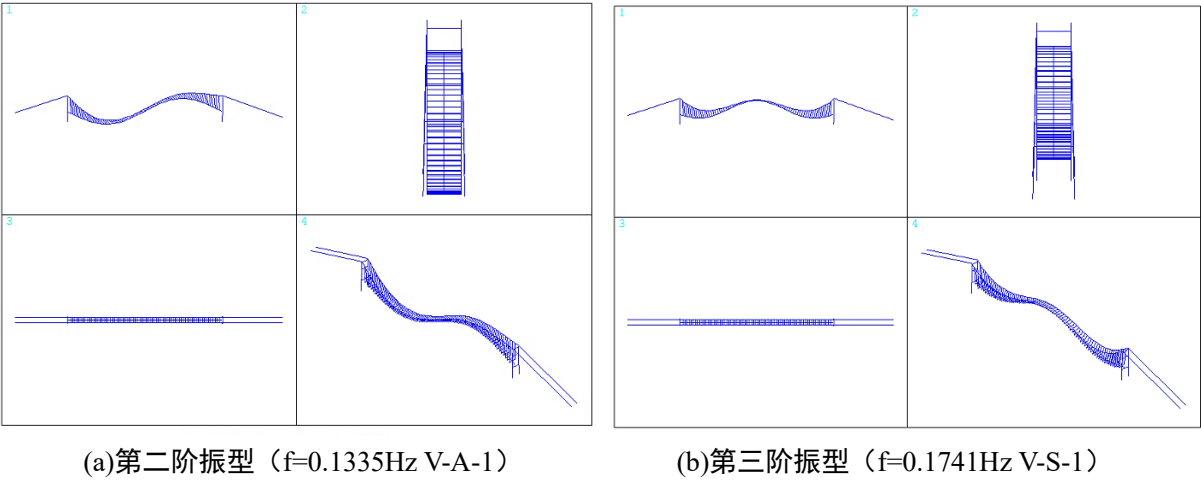


全桥广义质量： $\int_D \phi^2 dx$ 为振型 $\phi(x)$ 平方关于主梁的积分； $\phi_h$ 、 $\phi_\theta$ 分别对应于主梁的竖向弯曲和扭转的振型。

表 3-2 某大跨度悬索桥动力特性

阶次	频率(Hz)	主梁等效质量				振型
		纵向(t/m)	竖向(t/m)	横向(t/m)	扭转(t.m2/m)	
1	0.0887	—	—	21.567	—	LS1
2	0.1335	—	23.062	—	—	VA1
3	0.1741	—	22.487	—	—	VS1
4	0.2390	—	22.864	—	—	VS2
5	0.2776	—	22.812	—	—	VA2
6	0.2849	—	—	31.948	—	LA1
7	0.3116	—	—	—	—	大缆振动
8	0.3297	—	—	—	—	大缆振动
9	0.3312	—	—	135.958	—	LS2
10	0.3558	—	—	40.088	—	LA2
11	0.3718	—	22.742	—	—	VS3
12	0.3825	—	—	—	2913.504	TS1
13	0.4476	—	—	—	3120.222	TA1
14	0.4716	—	22.712	—	—	VA3
15	0.4832	—	—	181.805	—	桥塔+大缆

注：L—横向，V—竖向，T—扭转，S—对称，A—反对称。例如 V-S-2 表示第二阶对称竖弯。等效质量一栏中，—表示数值较大，即不会出现该方向振动。



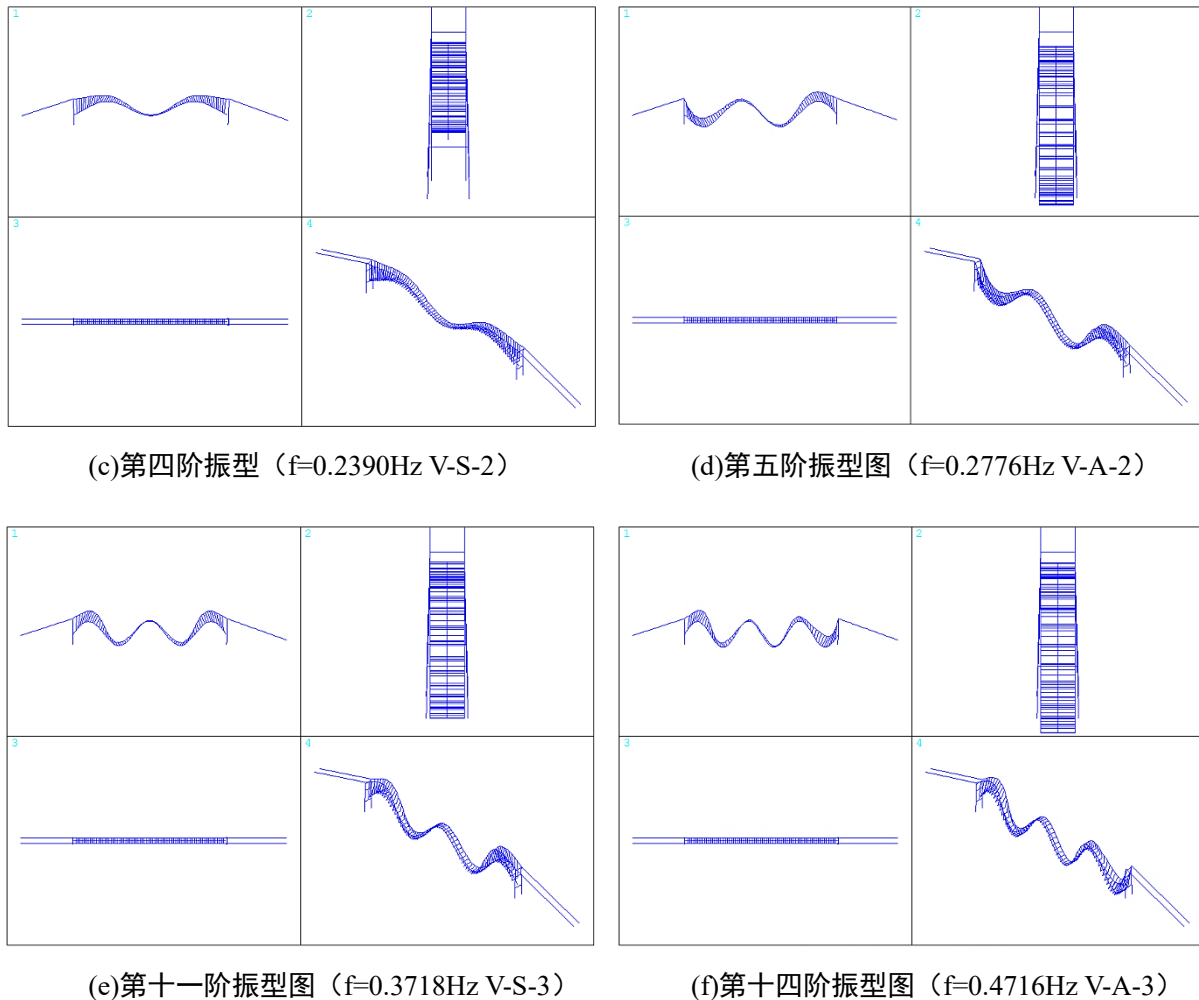


图 3-4 某大跨度悬索桥竖弯模态振型图

## 3.2 TMD 方案设计

### 3.2.1 TMD 布置及参数设置

桥梁往往可能会发生基阶竖弯模态涡激振动。由于某大跨度悬索桥竖向频率低且密集，在其桥址风场中，若在主梁上添加附属结构容易引发结构多阶模态的涡激振动。因此需分别针对主梁第一阶反对称竖弯到第三阶反对称竖弯共 6 阶竖向模态 ( $f=0.1335\sim 0.4715\text{Hz}$ ) 设计 TMD 方案。

对于控制高阶模态的 TMD，一方面其对应的竖弯模态振型坐标最大值多处出现，另一方面为了安装方便，因此多采用分布形式设置，即 TMD 分散布置在对应竖弯模态振型坐标的每个最大绝对值处，TMD 布置位置如表 3-3 所示。

为了控制变量及方便后续减振率比较，TMD 方案采用相同的设计参数（广义质量比、频率比、阻尼比）。每阶模态的 TMD 广义质量比定为 0.01，频率比为 0.99，阻尼比为 0.05，依据式(2-38)至(2-41)可确定布置处 TMD 的质量、刚度及阻尼系数，如表 3-4

所示。在实际工程中，布置处的 TMD 会细分成更小的质量阻尼元件。

表 3-3 TMD 布置


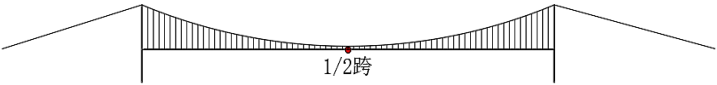

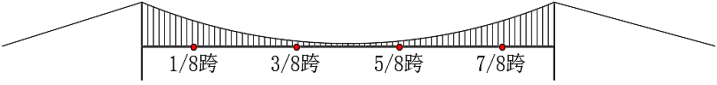
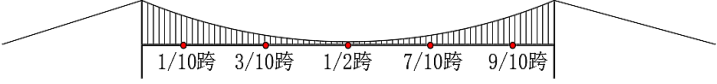
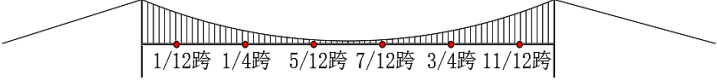
TMD 型号	对应模态	布置位置
VA1	一阶反对称竖弯	
VS1	一阶对称竖弯	
VS2	二阶对称竖弯	
VA2	二阶反对称竖弯	
VS3	三阶对称竖弯	
VA3	三阶反对称竖弯	

表 3-4 前 6 阶竖弯模态的 TMD 参数设计

主控模态	TMD 编号	质量 $m$ (kg)	频率 $f$ (Hz)	弹簧刚度 (N / m)	阻尼常数 $c$ (N • s / m)
VA1	VA1-1	50455.00	0.1322	34793.40	4189.87
	VA1-2	50455.00	0.1322	34793.40	4189.87
VS1	VS1-1	51756.00	0.1724	60699.96	5604.99
VS2	VS2-1	40818.50	0.2366	90215.88	6068.34
	VS2-2	40818.50	0.2366	90215.88	6068.34
VA2	VA2-1	24870.75	0.2748	74157.99	4294.61
	VA2-2	24870.75	0.2748	74157.99	4294.61
	VA2-3	24870.75	0.2748	74157.99	4294.61
	VA2-4	24870.75	0.2748	74157.99	4294.61
VS3	VS3-1	18214.40	0.3681	97423.51	4212.49
	VS3-2	18214.40	0.3681	97423.51	4212.49
	VS3-3	18214.40	0.3681	97423.51	4212.49
	VS3-4	18214.40	0.3681	97423.51	4212.49
	VS3-5	18214.40	0.3681	97423.51	4212.49

VA3	VA3-1	16685.00	0.4669	143583.30	4894.58
	VA3-2	16685.00	0.4669	143583.30	4894.58
	VA3-3	16685.00	0.4669	143583.30	4894.58
	VA3-4	16685.00	0.4669	143583.30	4894.58
	VA3-5	16685.00	0.4669	143583.30	4894.58
	VA3-6	16685.00	0.4669	143583.30	4894.58

注：TMD 编号最末数字表示 TMD 布置位置，从左到右依次排序。例如，VA1-1 表示控制 VA1 模态且位于 1/4 跨处的 TMD 设置情况。

### 3.2.2 TMD 有限元模拟

TMD 有限元模拟的关键在于质量、阻尼、弹簧刚度的实现。在 ANSYS 有限元软件中，采用 COMBIN14 单元模拟竖向一维自由度的刚度和阻尼，采用 MASS21 三维质量单元模拟质量。

### 3.3 结构响应的计算方法

结构动力分析时，通常使用二阶线性微分方程来描述结构的振动。当结构没有附加 TMD 时，结构的运动方程为：

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + KX = F(t) + HF_{\text{TMD}} \quad (3-2)$$

安装  $n$  个 TMD 的结构以及第  $j$  个 TMD ( $j=1,2,\dots,n$ ) 的运动方程<sup>[11]</sup>为：

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + KX = F(t) + HF_{\text{TMD}} \quad (3-3)$$

$$m_j \ddot{x}_j + c_j (\dot{x}_j - \dot{x}_j) + k_j (x_j - x_j) = -m_j H^T \ddot{X} \quad (3-4)$$

$$F_{\text{TMD}} = \begin{Bmatrix} C_{t1} (\dot{x}_{t1} - \dot{x}_1) + K_{t1} (x_{t1} - x_1) \\ \vdots \\ C_{tj} (\dot{x}_{tj} - \dot{x}_j) + K_{tj} (x_{tj} - x_j) \\ \vdots \\ C_{tm} (\dot{x}_{tm} - \dot{x}_n) + K_{tm} (x_{tm} - x_n) \end{Bmatrix} \quad (3-5)$$

式中， $m_j$ 、 $c_j$ 、 $k_j$  分别为第  $j$  个 TMD 的质量、刚度和阻尼系数； $x_j$ 、 $\dot{x}_j$ 、 $\ddot{x}_j$  分别是第  $j$  个 TMD 相对于地面的位移、速度和加速度； $H$  为 TMD 作用位置矩阵，其中第  $j$  列向量  $H_j = [0, 0, \dots, 0, 1, 0, \dots]^T$ （1 在第  $k$  行）表示第  $j$  个 TMD 作用在结构的  $k$  位置处； $F(t) = [F_1(t) \cdots F_k(t) \cdots]^T$  表示作用在结构上的外荷载。

本文采用瞬态动力分析的直接积分法（也称时域逐步积分法）研究大跨悬索桥在强迫荷载作用下的 TMD 制振效果。时域分析方法能反映结构振动响应随时间的变化过程，

无需对微分方程组进行数学变换，直接进行数值计算以获得动力反应解，适用于任意复杂荷载和非线性结构体系。

直接积分法的核心思想是将求解的连续时间段划分为一系列的离散时间点，各离散时间点间隔 $\Delta t = t_{i+1} - t_i (i = 0, 1, 2, 3 \cdots)$ 称为时间步长；在每个时间步长内，结构响应被近似为恒定的或按一定规律变化，只需要在所有离散时间点 $t$ 上满足平衡方程即可保证整个求解时间段内的结构平衡，进而得到结构响应。直接积分法根据假设的位移、速度和加速度在时间步长 $\Delta t$ 内变化规律，分为了多种积分方式，如分段解析法、中心差分法、平均加速度法、线性加速度法、Newmark- $\beta$ 法、Wilson- $\theta$ 法、HHT法、Collocation法等。

本文采用 ANSYS 通用有限元软件进行结构振动响应计算，该软件是通过 Newmark- $\beta$ 法进行时域积分求解的<sup>[112]</sup>。

3.4 分析方法及计算工况

由 2.4 节可知，TMD 的控制性能一般采用减振率进行评价。本文采用结构在有、无 TMD 设置的情况下，受到同一荷载作用时稳态振幅的比值来量化振动控制效果。

本文选取 2.1 节中的不含自激力的简谐力模型模拟涡激力，这主要是因为本文主要着眼于减振率分析，而不是追求涡振振幅的准确计算；并且采用简单模型不需要在气动力和响应之间反复迭代，计算效率高。

本章对设置单模态 TMD 的桥梁结构分别激励主控模态，计算稳态响应及减振率，以验证单模态 TMD 对主控模态的制振效果。

针对主梁第一阶反对称竖弯到第三阶反对称竖弯共 6 阶竖向模态，分别建立 6 种 TMD 方案下大跨度悬索桥——单模态 TMD 的三维有限元模型，采用完全法进行结构强迫振动的瞬态动力分析。TMD 方案见 3.2 节（即 TVA1、TVS1、TVS2、TVA2、TVS3、TVA3），强迫激励采用正弦函数荷载 $F = 1\text{kN} \times \sin(2\pi f_v t)$ （ $v = 1, 2, 3, 4, 5, 6$ ）施加在主控模态的最大振型坐标处，各工况频率 $f_v$ 对应于前 6 阶竖向模态的频率。6 种工况设置如表 3-5 所示。结构阻尼比取 0.3%。

表 3-5 单模态 TMD 对主控模态制振的工况设置

工况名称	TMD 方案	强迫激励方案	荷载作用位置	荷载函数（kN）
TVA1-MVA1	TVA1	MVA1	1/4 跨	$F = \sin(0.1335 \times 2\pi t)$
TVS1-MVS1	TVS1	MVS1	1/2 跨	$F = \sin(0.1741 \times 2\pi t)$
TVS2-MVS2	TVS2	MVS2	1/4 跨	$F = \sin(0.2390 \times 2\pi t)$

TVA2-MVA2	TVA2	MVA2	3/8 跨	$F = \sin(0.2776 \times 2\pi t)$
TVS3-MVS3	TVS3	MVS3	1/2 跨	$F = \sin(0.3718 \times 2\pi t)$
TVA3-MVA3	TVA3	MVA3	1/4 跨	$F = \sin(0.4716 \times 2\pi t)$

注：工况名称前半部分表示 TMD 方案，后半部分表示强迫激励方案。例如，TVA1-MVA1 表示对设置 TVA1 方案的悬索桥——TMD 系统强迫激励 VA1 模态。

3.5 单模态 TMD 制振效果及分析

3.5.1 计算结果

记录每一工况外荷载作用位置处的竖向稳态响应时程曲线，如图 3-5 至图 3-10 所示。

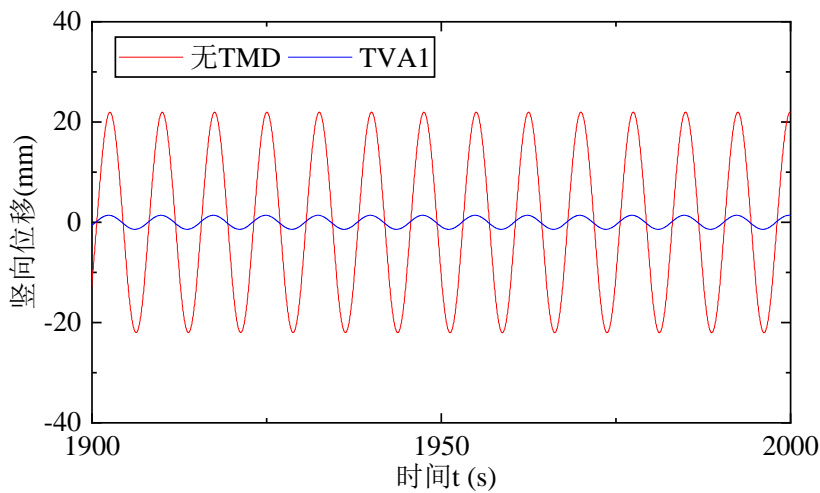


图 3-5 激励 VA1 模态时 1/4 跨处的稳态时程曲线

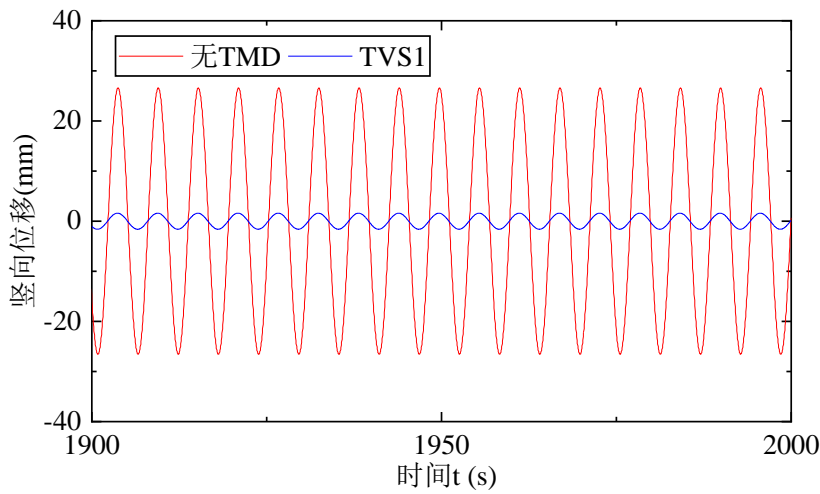


图 3-6 激励 VS1 模态时 1/2 跨处的稳态时程曲线

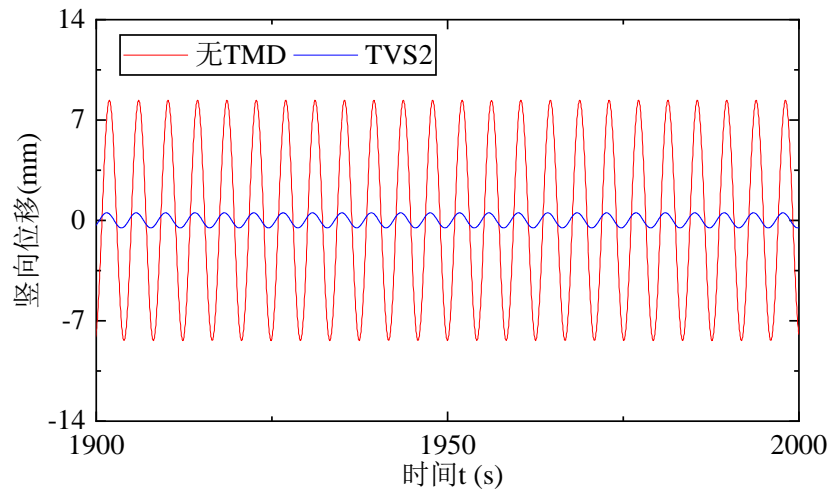


图 3-7 激励 VS2 模态时 1/4 跨处的稳态时程曲线

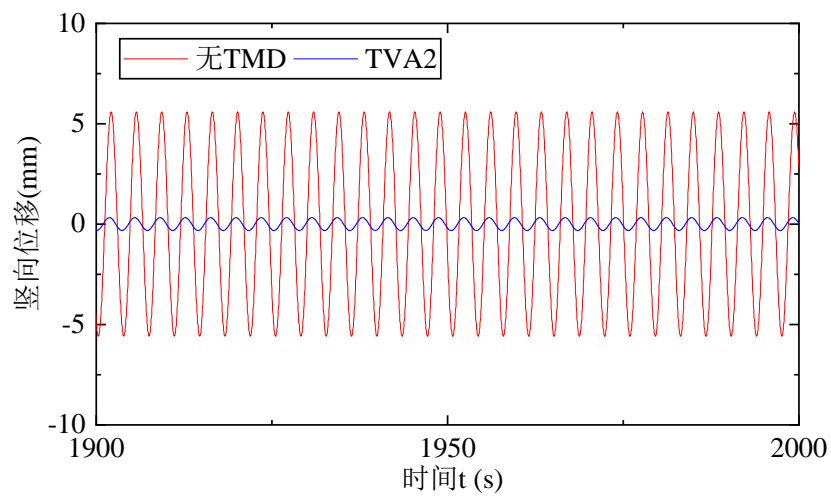


图 3-8 激励 VA2 模态时 3/8 跨处的稳态时程曲线

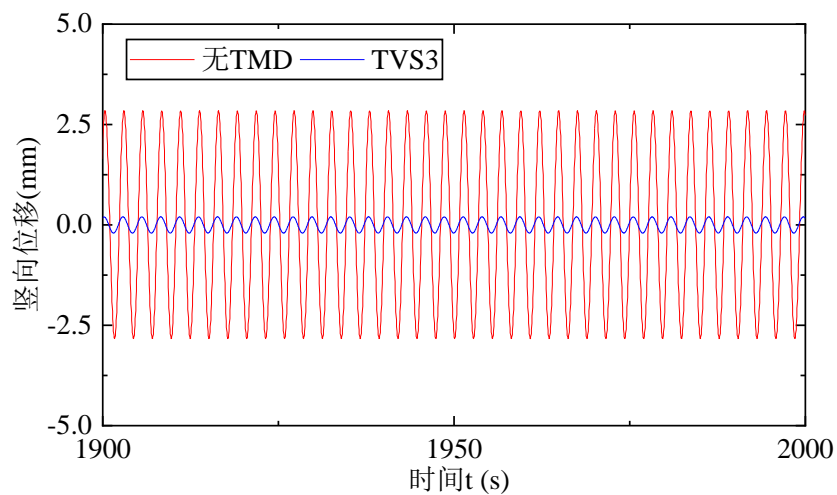


图 3-9 激励 VS3 模态时 1/2 跨处的稳态时程曲线

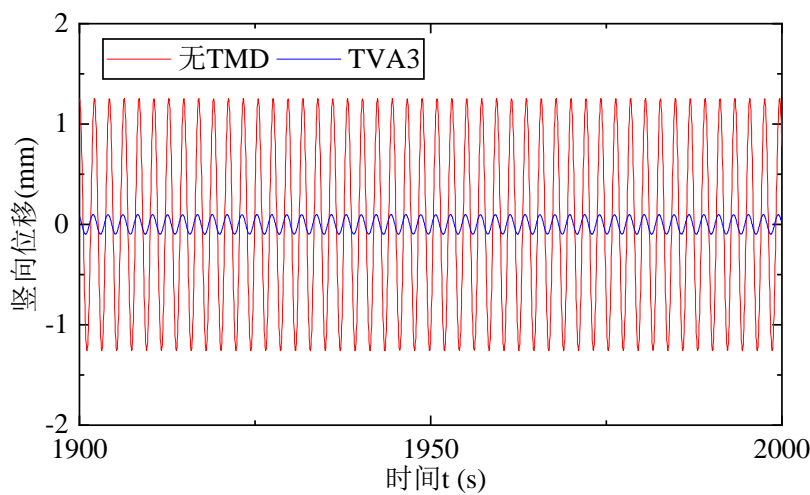


图 3-10 激励 VA3 模态时 1/4 跨处的稳态时程曲线

对比有、无 TMD 的结构响应可知，设置 TMD 后，结构主控模态的稳态振幅显著变小，且结构稳态响应与原结构稳态响应的相位差较小，几乎可以忽略。这是因为结构振动达到稳态时，单模态 TMD 与结构发生频率一致、方向相反的振动，TMD 对结构的作用力只消减结构振幅，对结构响应与外荷载的相位差影响较小。

3.5.2 减振率对比分析

根据各工况的稳态响应计算减振率，如表 3-6 和图 3-11 所示。

表 3-6 单模态 TMD 对主控模态的减振率

工况	减振率
TVA1-MVA1	93.63%
TVS1-MVS1	93.97%
TVS2-MVS2	93.63%
TVA2-MVA2	94.15%
TVS3-MVS3	92.87%
TVA3-MVA3	92.11%

设置 TMD 后，各工况主控模态的减振率均达到 93%左右。这是因为各工况 TMD 参数（广义质量比、频率比、阻尼比）设置相同，且在只考虑单模态的经典 TMD 理论中，减振率由 TMD 参数确定。工况 TVA1-MVA1 的减振率为 93.63%，工况 TVS1-MVS1 的减振率为 93.97%，工况 TVS2-MVS2 的减振率为 93.63%，工况 TVA2-MVA2 的减振率为 94.15%，工况 TVS3-MVS3 的减振率为 92.87%，工况 TVA3-MVA3 的减振率为 92.11%。

综上所述，单模态 TMD 对主控模态具有良好的制振作用。以上时程结果均是在振幅不变的正弦荷载作用下生成的，可以类比涡激振动的简谐力模型，所以针对某阶模态的涡激振动设计单模态 TMD 方案可以有效控制结构响应在容许振幅范围内。



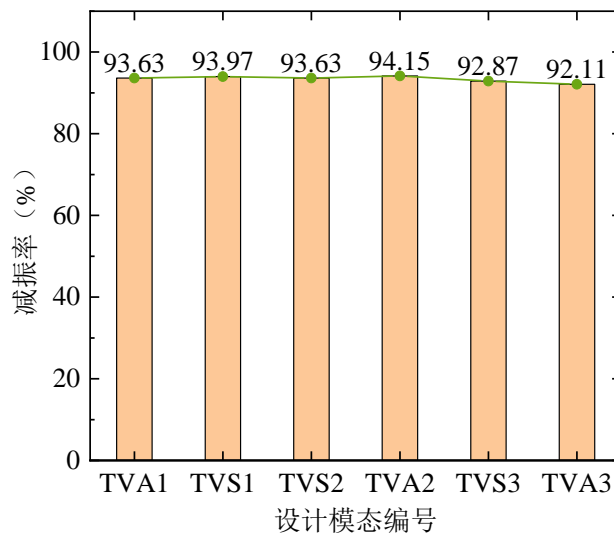


图 3-11 单模态 TMD 对主控模态的减振率

### 3.6 本章小结

本章以某大跨度悬索桥为工程背景，通过 ANSYS 软件建立三维有限元模型，对大跨悬索桥进行了动力特性分析，并针对主梁前 6 阶竖向弯曲模态（TVA1、TVS1、TVS2、TVA2、TVS3、TVA3）设计 TMD 方案。然后建立 6 种 TMD 方案下大跨度悬索桥——单模态 TMD 的三维有限元模型，进行桥梁结构的瞬态动力分析，计算无 TMD、有 TMD 情况下的结构稳态响应，对比分析单模态 TMD 对主控模态的制振效果。可以得出以下结论：

（1）单模态 TMD 能显著减小主控模态振动响应，具有良好的控制效果；针对某阶模态的涡激振动设计单模态 TMD 方案可以有效控制结构响应在容许振幅范围内。

（2）当 TMD 布置在主控模态的最大振型坐标处时，单模态 TMD 对主控模态的控制效果主要取决于 TMD 的设计参数（广义质量比、频率比和阻尼比）；TMD 广义质量比定为 0.01，频率比为 0.99，阻尼比为 0.05，各主控模态的减振率均为 93% 左右。

## 第4章 大跨度悬索桥 TMD 对相邻模态控制分析

单模态 TMD 的鲁棒性较差,一般只关注其对主控模态振动的影响<sup>[113]</sup>。但随着桥梁结构向着大跨、轻柔方向发展,桥梁动力特性日趋低频化、密频化;单模态 TMD 对相邻模态的影响已不可忽视。本章通过计算设置单模态 TMD 的大跨度悬索桥各模态振动响应,对比分析得到单模态 TMD 对邻近模态的制振效果。

### 4.1 二自由度系统分析案例

某二自由度系统如图 4-1 所示,其两阶圆频率和振型分别为:

$$\omega_1 = \sqrt{k_s / m_s} \quad (4-1)$$

$$\omega_2 = \sqrt{(1+2\delta)k_s / m_s} \quad (4-2)$$

$$\phi_1 = \frac{1}{\sqrt{2m_s}} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (4-3)$$

$$\phi_2 = \frac{1}{\sqrt{2m_s}} \begin{pmatrix} 1 \\ -1 \end{pmatrix} \quad (4-4)$$

针对该系统的一阶模态设计 TMD 方案,并附加在系统上。该系统在外荷载  $F = pe^{i\omega t}$  作用下的运动方程<sup>[16]</sup>表示为:

$$\begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 \\ 0 & m_s & 0 \\ 0 & 0 & m_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{s1} \\ \ddot{x}_{s2} \\ \ddot{x}_T \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s + \delta c_s + c_T & -\delta c_s & -c_T \\ -\delta c_s & c_s + \delta c_s & 0 \\ -c_T & 0 & c_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{s1} \\ \dot{x}_{s2} \\ \dot{x}_T \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s + \delta k_s + k_T & -\delta k_s & -k_T \\ -\delta k_s & k_s + \delta k_s & 0 \\ -k_T & 0 & k_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{s1} \\ x_{s2} \\ x_T \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4-5)$$

式中,  $k_T = m_T \omega_T^2$  为 TMD 的刚度,  $\mu = m_T / m_s$  为 TMD 的质量比,  $\zeta_T = c_T / 2m_T \omega_T$  为 TMD 的阻尼比;  $\zeta_s = c_s / 2m_s \omega_1$  为主控模态的阻尼比,  $k_s = m_s \omega_1^2$  为主控模态的刚度,  $g = \omega / \omega_1$  为外荷载频率比。

令  $x_{s1} = A_{s1}e^{i\omega t}$ 、 $x_{s2} = A_{s2}e^{i\omega t}$ 、 $x_T = A_T e^{i\omega t}$ , 将式(4-5)转换为状态空间并采用复模态方法求解:

$$[G(\omega)] \begin{Bmatrix} x_{s1} \\ x_{s2} \\ x_T \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} pe^{i\omega t} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4-6)$$

式中, 传递函数  $[H(\omega)] = [G(\omega)]^{-1}$ ,  $[G(\omega)] = [K - \omega^2 M + i\omega C]$ ; 系统的刚度矩阵、质量

矩阵、阻尼矩阵分别为  $K = \begin{bmatrix} k_s + \delta k_s + k_T & -\delta k_s & -k_T \\ -\delta k_s & k_s + \delta k_s & 0 \\ -k_T & 0 & k_T \end{bmatrix}$ 、 $M = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 \\ 0 & m_s & 0 \\ 0 & 0 & m_T \end{bmatrix}$ 、

$$C = \begin{bmatrix} c_s + \delta c_s + c_T & -\delta c_s & -c_T \\ -\delta c_s & c_s + \delta c_s & 0 \\ -c_T & 0 & c_T \end{bmatrix}。$$

在附加 TMD 的二自由度系统中, 非受控质量块的振幅为:

$$A_{s2} = P \cdot |H_{21}(\omega)| \quad (4-7)$$

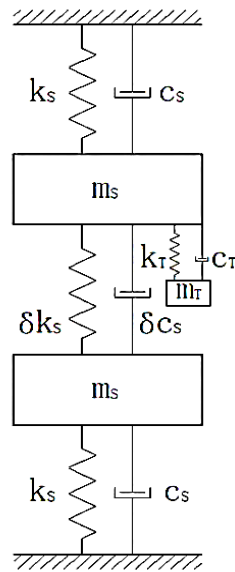


图 4-1 TMD 用于二自由度系统振动控制

在没有附加 TMD 时, 二自由度系统的运动方程表示为:

$$[G'(\omega)] \begin{Bmatrix} x_{s1} \\ x_{s2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p e^{i\omega t} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4-8)$$

式中, 传递函数  $[H'(\omega)] = [G'(\omega)]^{-1}$ ,  $[G'(\omega)] = [K' - \omega^2 M' + i\omega C']$ ; 桥梁—TMD 系统的

刚度矩阵、质量矩阵、阻尼矩阵分别为  $K = \begin{bmatrix} k_s + \delta k_s & -\delta k_s \\ -\delta k_s & k_s + \delta k_s \end{bmatrix}$ 、 $M = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_s \end{bmatrix}$ 、

$$C = \begin{bmatrix} c_s + \delta c_s & -\delta c_s \\ -\delta c_s & c_s + \delta c_s \end{bmatrix}。$$

在没有附加 TMD 的二自由度系统中, 非受控质量块的振幅为:

$$A_{s2}' = P \cdot |H'_{21}(\omega)| \quad (4-9)$$

以有、无 TMD 时非受控质量块的稳态响应差异衡量单模态 TMD 对邻近模态的制振效果。这里定义 1 阶模态 TMD 对 2 阶模态的减振率  $D_{12}$  为:

$$D_{12} = 1 - \frac{A_{s2}}{A_{s2}}, \quad (4-10)$$

定义二自由度系统的频率比为  $\omega_2 / \omega_1 = \sqrt{1+2\delta}$ ，频率比越小表示模态密集度越大，频率比越大表示模态分布越稀疏。经过数值计算即可得到单模态 TMD 对相邻模态的减振率随模态密集度的关系曲线，如图 4-2 所示。其中，TMD 广义质量比定为 0.01，频率比为 0.99，阻尼比为 0.05。

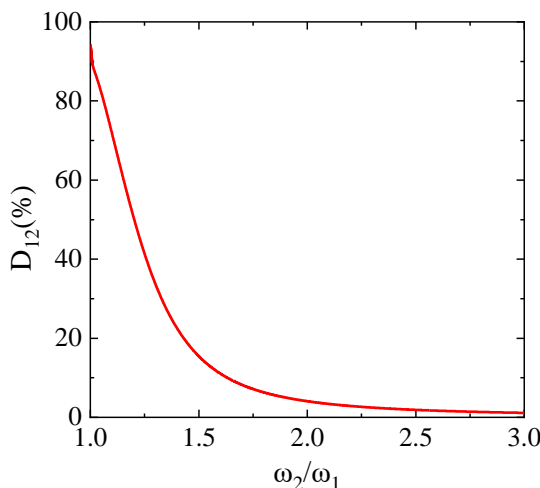


图 4-2 单模态 TMD 对相邻模态的减振率与模态比的关系

当频率比  $\omega_2 / \omega_1 \rightarrow 1$  时，单模态 TMD 对相邻模态的减振率趋于单模态 TMD 对主控模态的减振率；当  $\omega_2 / \omega_1 = 1$  时，双自由度系统转变为单自由度系统，此时计算得出的减振率等于单模态 TMD 对主控模态的减振率。

单模态 TMD 对相邻模态的减振率随着频率比  $\omega_2 / \omega_1$  增大而减小，当频率比  $\omega_2 / \omega_1 \rightarrow +\infty$  时，单模态 TMD 对相邻模态的减振率趋于 0，双自由度系统转变为两个单自由度系统，两个质量块的运动互不影响。

在二自由度系统中，频率比  $\omega_2 / \omega_1 = 1.5$  时，单模态 TMD 对相邻模态的减振率为 15.26%；频率比  $\omega_2 / \omega_1 = 2$  时，单模态 TMD 对相邻模态的减振率为 3.98%。因此可认为当频率比  $\omega_2 / \omega_1 > 1.5$  时，单模态 TMD 对相邻模态的影响较小；当频率比  $\omega_2 / \omega_1 > 2$  时，单模态 TMD 对相邻模态的影响可忽略。

## 4.2 分析方法及计算工况

本章对设置单模态 TMD 的桥梁结构分工况激励邻近几阶模态，计算稳态响应及减振率，对比分析单模态 TMD 对邻近模态的制振效果。

针对某大跨度悬索桥主梁前 6 阶竖向弯曲模态展开研究，6 阶单模态 TMD 方案与 3.2 节设置相同（即 TVA1、TVS1、TVS2、TVA2、TVS3、TVA3），在每种 TMD 方案下又分 6 种强迫激励工况，6 种工况的强迫激励方案与 3.5 节设置相同（即 MVA1、MVS1、MVS2、MVA2、MVS3、MVA3），共 36 种工况设置如表 4-1 所示。结构阻尼

比取 0.3%。

表 4-1 单模态 TMD 对相邻模态制振的工况设置

<div>强迫激励 方案</div> <div>TMD 方案</div>	MVA1	MVS1	MVS2	MVA2	MVS3	MVA3
TVA1	TVA1-MVA1	TVA1-MVS1	TVA1-MVS2	TVA1-MVA2	TVA1-MVS3	TVA1-MVA3
TVS1	TVS1-MVA1	TVS1-MVS1	TVS1-MVS2	TVS1-MVA2	TVS1-MVS3	TVS1-MVA3
TVS2	TVS2-MVA1	TVS2-MVS1	TVS2-MVS2	TVS2-MVA2	TVS2-MVS3	TVS2-MVA3
TVA2	TVA2-MVA1	TVA2-MVS1	TVA2-MVS2	TVA2-MVA2	TVA2-MVS3	TVA2-MVA3
TVS3	TVS3-MVA1	TVS3-MVS1	TVS3-MVS2	TVS3-MVA2	TVS3-MVS3	TVS3-MVA3
TVA3	TVA3-MVA1	TVA3-MVS1	TVA3-MVS2	TVA3-MVA2	TVA3-MVS3	TVA3-MVA3

4.3 单模态 TMD 制振效果及分析

4.3.1 计算结果

记录每一工况外荷载作用位置处的竖向稳态响应时程曲线，如图 4-3 至图 4-8 所示。

对比有、无 TMD 的结构响应可知，对于某模态，不仅此模态的 TMD 方案能显著削弱稳态响应，其邻近模态的 TMD 方案也对此模态振动有一定控制效果，例如工 TVA2-MVS2。

从总体看，非主控模态距 TMD 的主控模态越近，TMD 的减振效果越好，例如工况 TVS3- MVA3 及 TVA1-MVA3。从局部看，TMD 的主控模态距离非主控模态越近，不一定减振效果越好，例如工况 TVA1-MVS2 及 TVS1- MVS2。这是因为 TMD 的控制效果不仅与频率比有关，还与 TMD 的布置位置有关。由式(2-37)可知，若 TMD 布置在非主控模态的振型驻点附近，则该 TMD 方案广义质量比将远小于 0.01，由此影响 TMD 的控制效果。例如，在工况 TVA1-MVS1 中，TMD 布置在模态 VS1 的振型驻点附近，该工况的稳态响应变化不大。

设置单模态 TMD 后，相邻模态的稳态响应与原结构相邻模态的稳态响应会产生相位差。这是因为结构振动达到稳态时，单模态 TMD 与结构发生频率一致、但方向不完全相反的振动，TMD 对结构的作用力与外荷载不完全与同步，二者的合力作用会改变结构振动的相位。

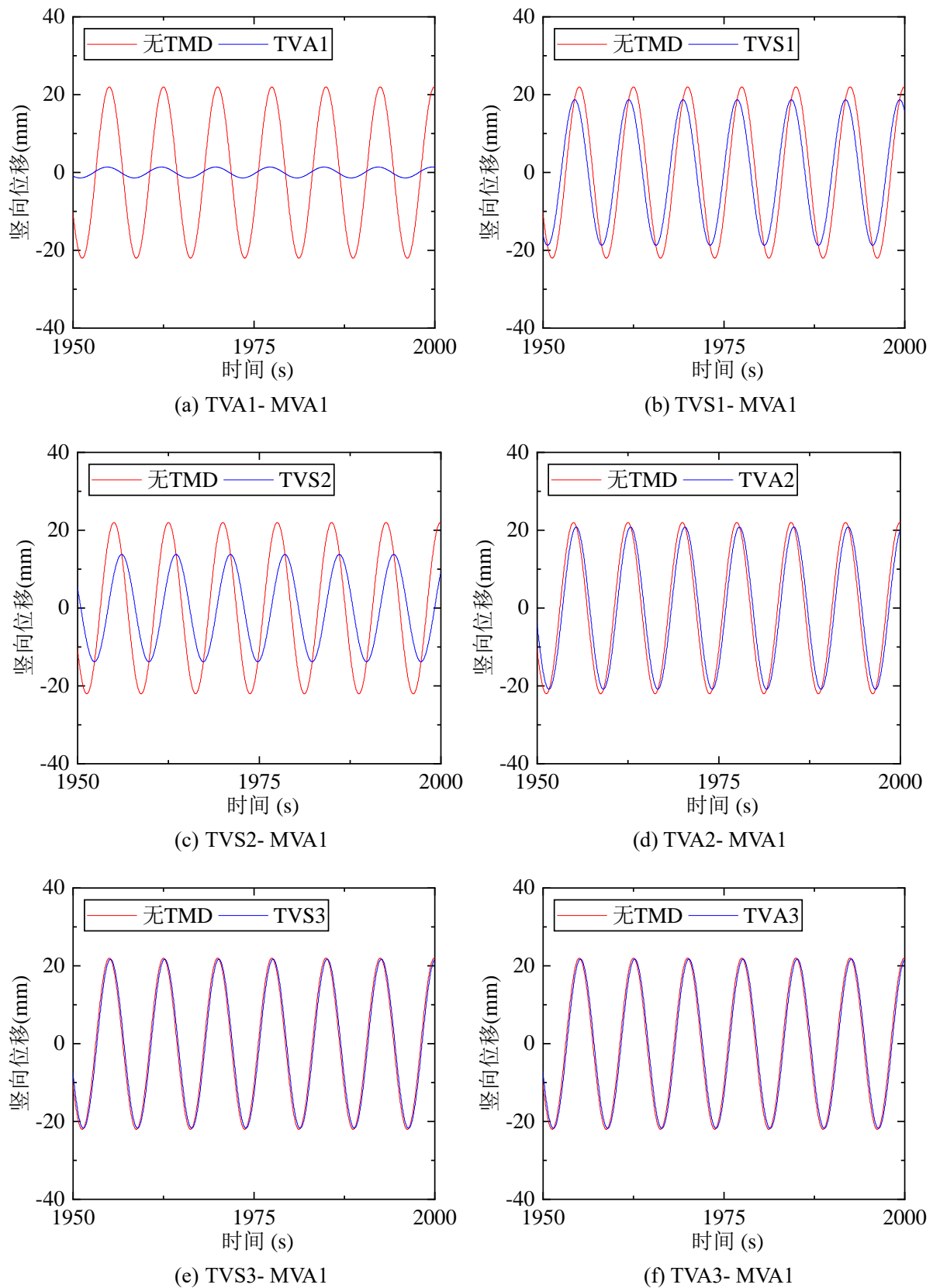


图 4-3 不同单模态 TMD 方案下, 激励 VA1 模态时 1/4 跨处的稳态时程曲线

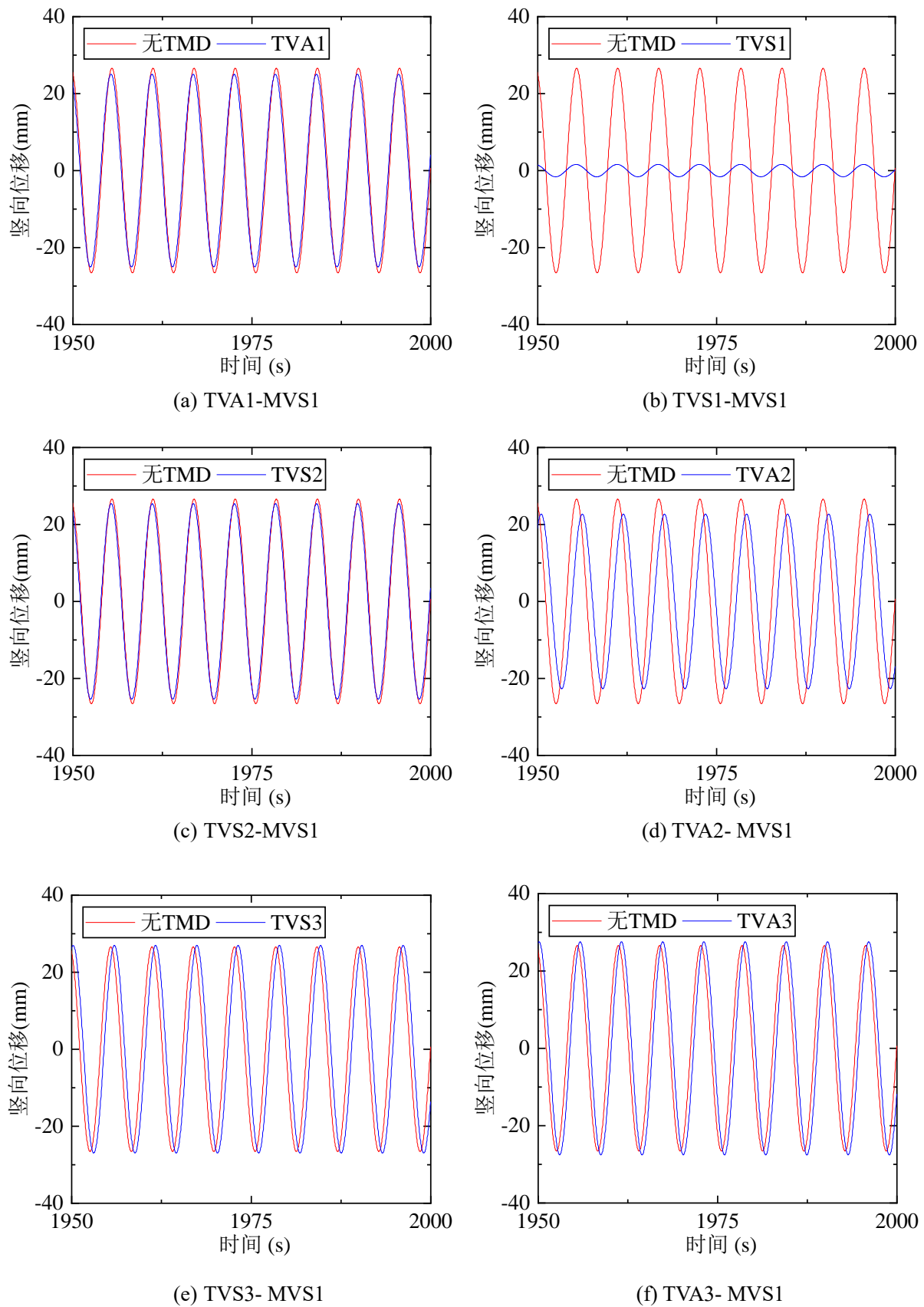


图 4-4 不同单模态 TMD 方案下, 激励 VS1 模态时 1/2 跨处的稳态时程曲线

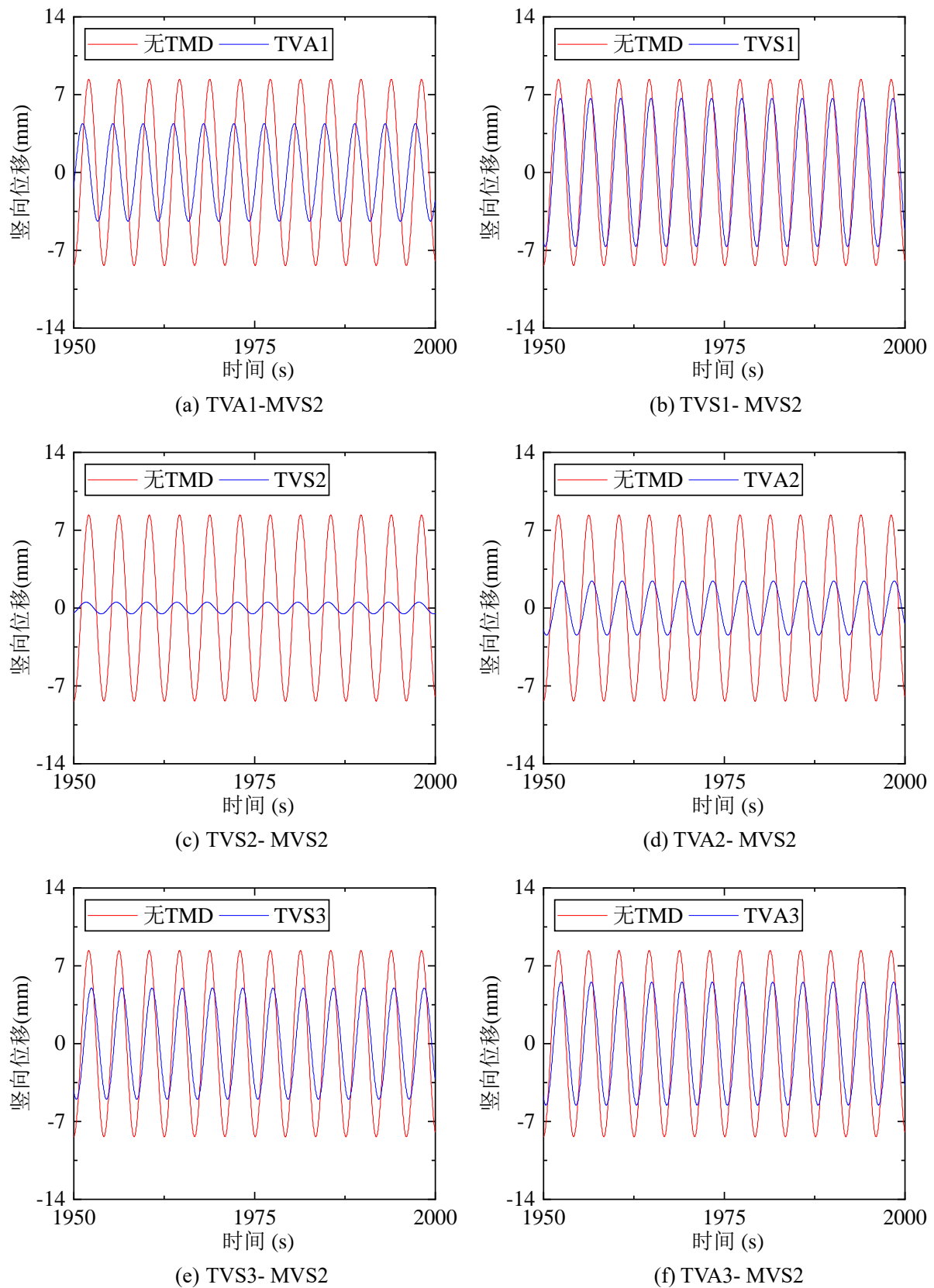


图 4-5 不同单模态 TMD 方案下, 激励 VS2 模态时 1/4 跨处的稳态时程曲线



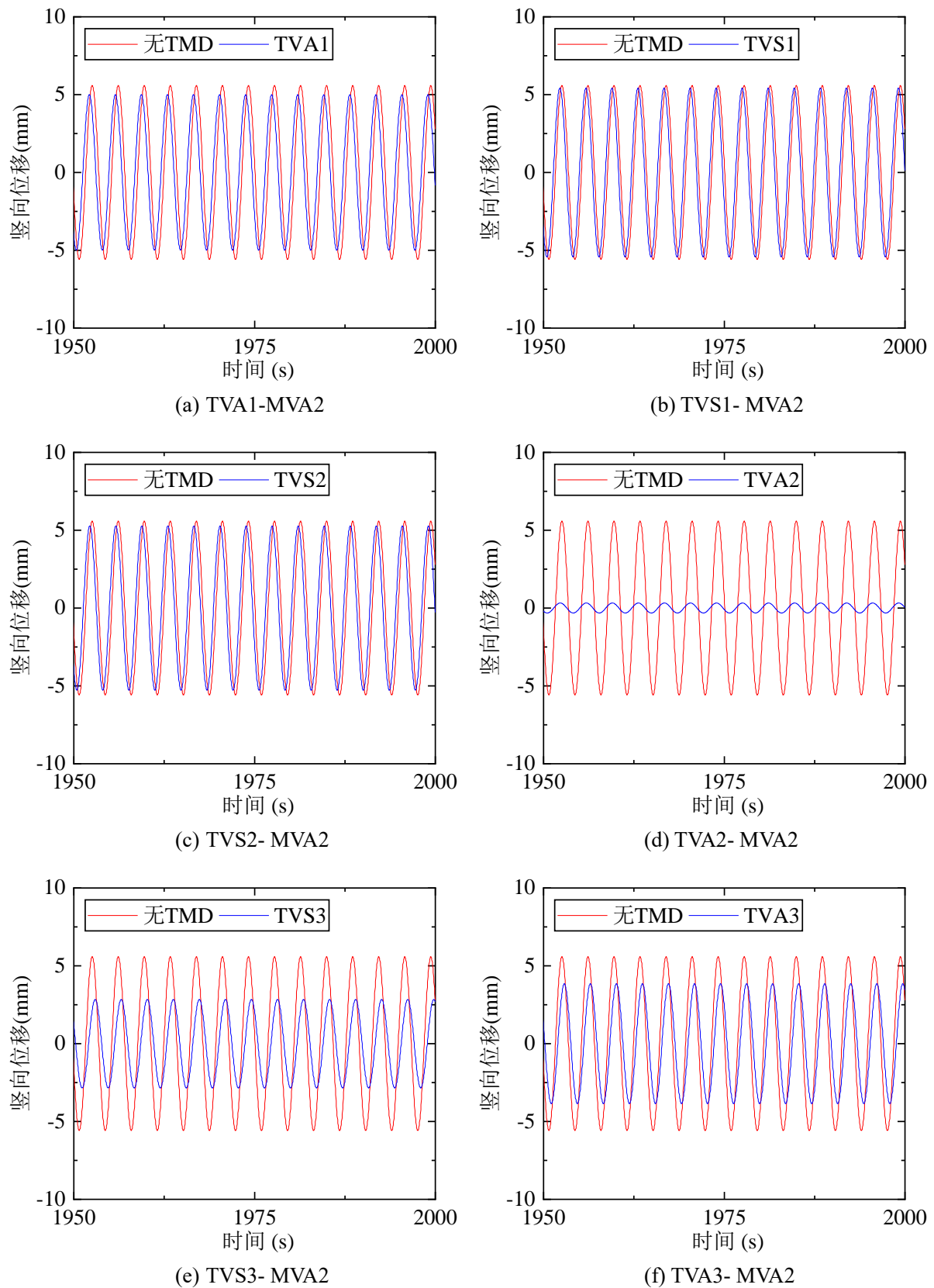


图 4-6 不同单模态 TMD 方案下, 激励 VA2 模态时 3/8 跨处的稳态时程曲线

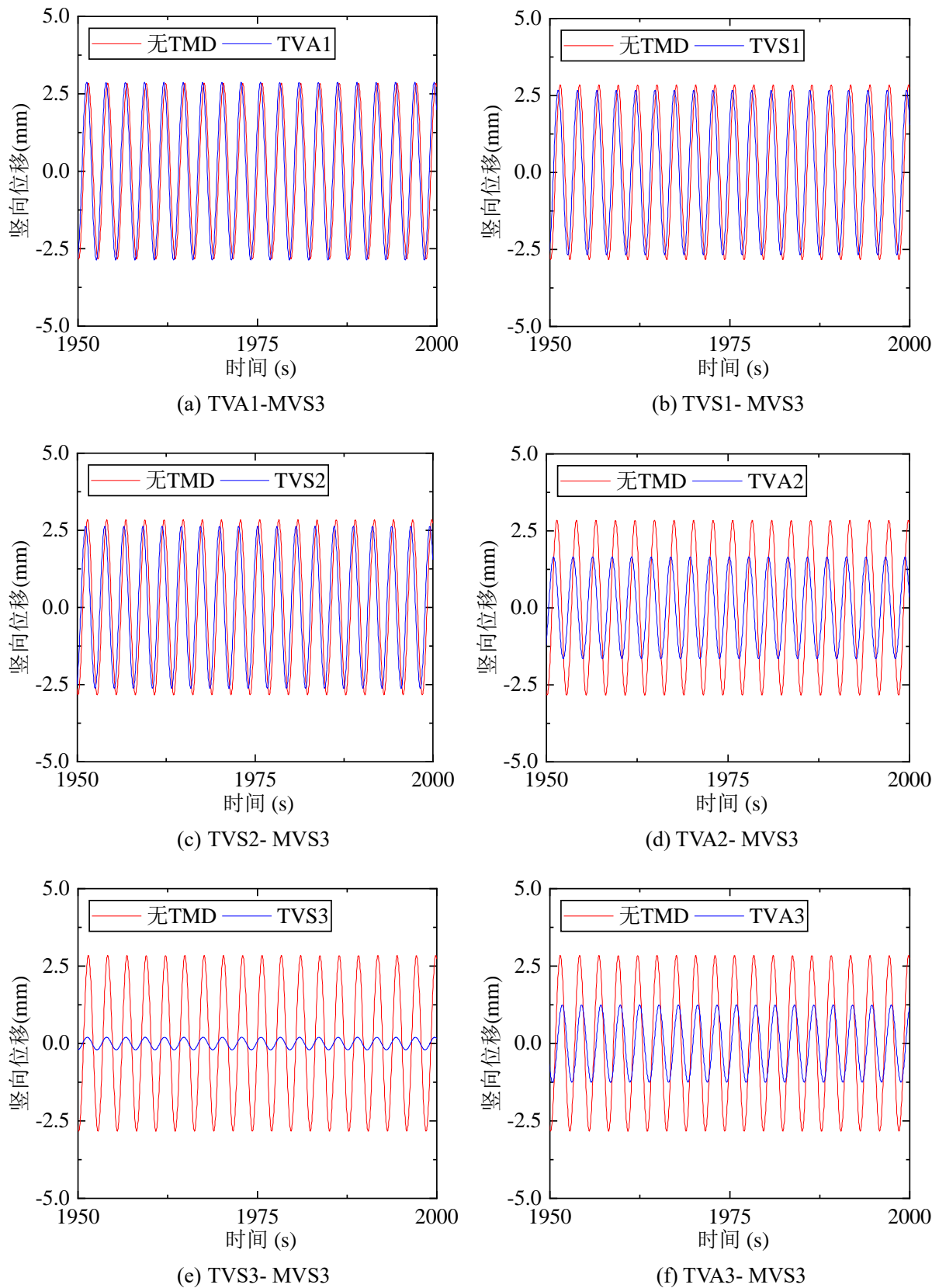


图 4-7 不同单模态 TMD 方案下, 激励 VS3 模态时 1/2 跨处的稳态时程曲线

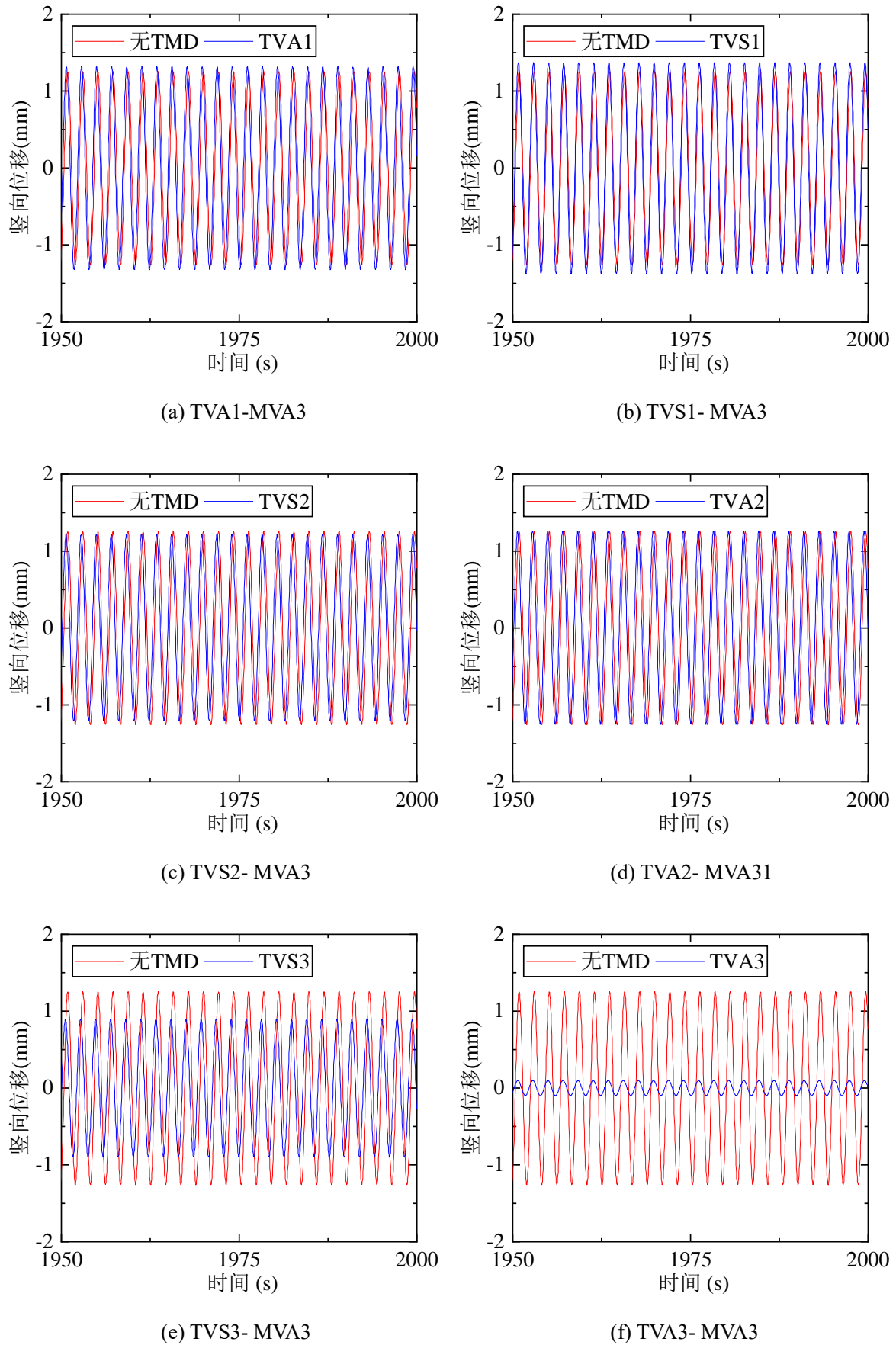


图 4-8 不同单模态 TMD 方案下, 激励 VA3 模态时 1/4 跨处的稳态时程曲线

## 4.3.2 减振率对比分析

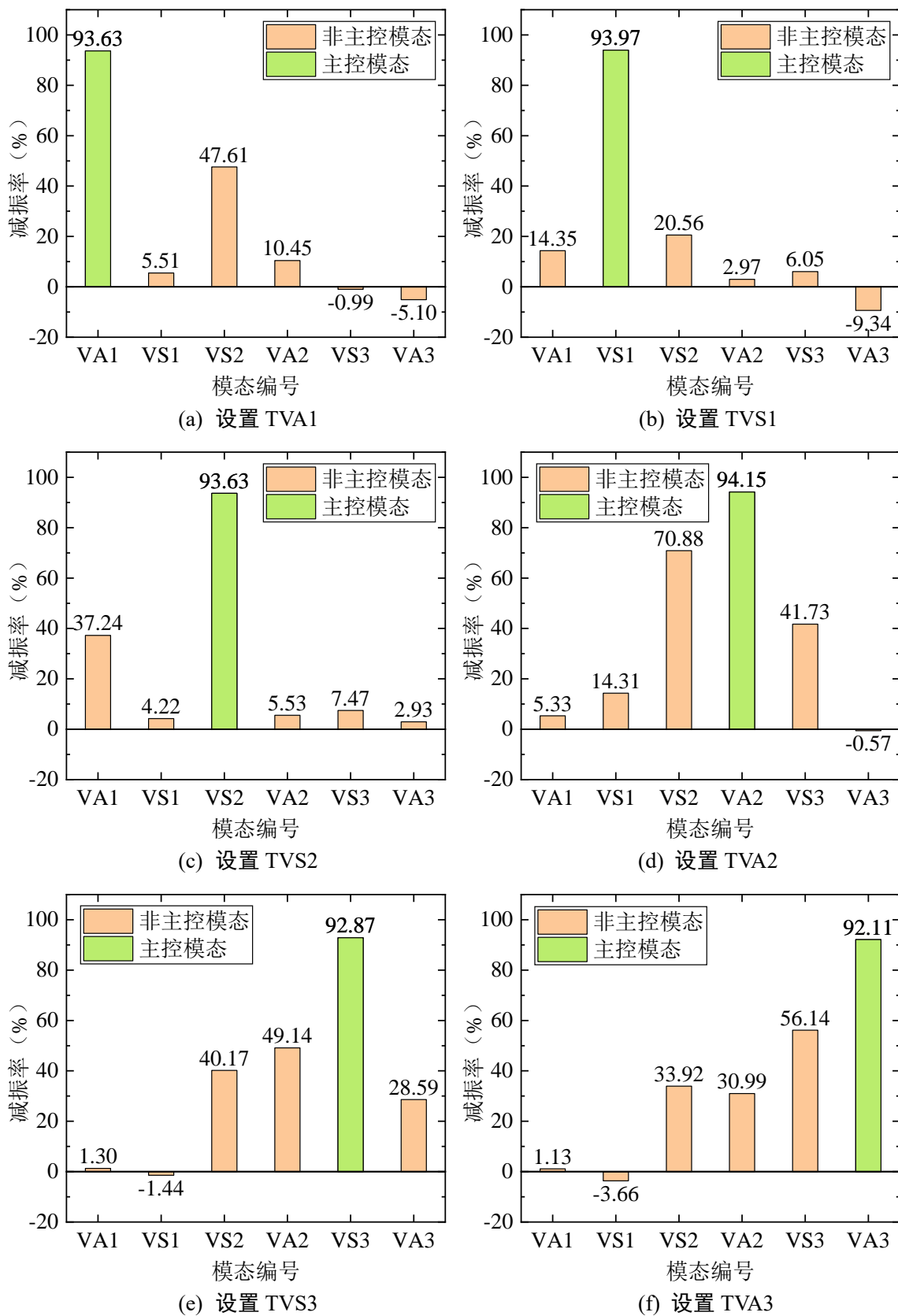


图 4-9 单模态 TMD 对相邻模态的减振率

根据各工况的稳态响应计算减振率，如表 4-2 和图 4-9 所示。

对于模态密集结构，单模态 TMD 对邻近模态也具有一定控制效果。例如，设置 TVA2 方案时，悬索桥主控模态 VA2 的相邻模态 VS2 减振率可高达 70.88%。在大跨度悬索桥 TMD 方案设计时可以合理考虑此影响。

单模态 TMD 的频率对主控模态的控制效果最好，控制效果主要取决于 TMD 的广义质量比、频率比和阻尼比。例如，工况 TVA1-MVA1、TVS1-MVS1、TVS2-MVS2、TVA2-MVA2、TVS3-MVS3、TVA3-MVA3 的减振率均在 93%左右且大于其余工况。

单模态 TMD 的频率与主结构的某阶模态频率远离时，其对主结构该阶模态的控制效果很小，一般可以忽略；在少数工况下，单模态 TMD 会对频率远离其的某阶模态产生负效应，但影响较小。这是因为附加 TMD 对主结构的动力特性产生了较小影响。例如，设置 TVA1 方案的 TMD 时，悬索桥的模态 VA3 减振率仅有-5.10%。

高阶模态 TMD 的鲁棒性优于低阶模态。低阶 TMD 一般最广能影响到其相邻两阶模态的振动，其偏离高阶模态较远，对高阶模态的影响小。而高阶模态的 TMD 减振率曲线上升下降较为平缓，设置高阶 TMD 不仅能有效地控制高阶模态，同时能够影响低阶模态，控制的频率范围更广，对频率的敏感度更低。例如，以减振率 20%为具有明显制振效果的标准,设置 TVA1 方案的 TMD 对悬索桥有明显制振效果的范围是模态 VA1~VS2，设置 TVA3 方案的 TMD 对悬索桥有明显制振效果的范围是模态 VS2~VA3。

表 4-2 单模态 TMD 对相邻模态的减振率

<div>模态</div> <div>TMD 方案</div>	VA1	VS1	VS2	VA2	VS3	VA3
TVA1	93.63%	5.51%	47.61%	10.45%	-0.99%	-5.10%
TVS1	14.35%	93.97%	20.56%	2.97%	6.05%	-9.34%
TVS2	37.24%	4.22%	93.63%	5.53%	7.47%	2.92%
TVA2	5.33%	14.31%	70.88%	94.15%	41.73%	-0.57%
TVS3	1.30%	-1.44%	40.17%	49.14%	92.87%	28.59%
TVA3	1.13%	-3.66%	33.92%	30.99%	56.14%	92.11%

4.4 本章小结

本章先以二自由度系统为例，计算单模态 TMD 对相邻模态的减振率，初步探明单模态 TMD 对密频结构相邻模态振动的影响。然后以某大跨度悬索桥为工程背景，在每个 TMD 方案（对应前 6 阶竖弯模态）下分别施加 6 种强迫激励方案（对应前 6 阶竖弯模态），通过 ANSYS 有限元软件进行桥梁结构的瞬态动力分析，对比无 TMD、不同方案单模态 TMD 情况下的结构时程响应，分析单模态 TMD 对相邻模态的制振效果。可以得出以下结论：

- (1) 对于大跨度悬索桥，单模态 TMD 对邻近模态具有一定控制效果。TMD 对主

控模态的控制效果最好；非主控模态距 TMD 主控模态越近，TMD 对非主控模态的附带控制效果越好；非主控模态距离 TMD 的主控模态较远时，TMD 对非主控模态的控制效果较差，减振率一般在-5%~5%，可忽略。本文针对某大跨度悬索桥设计的单模态 TMD 方案对主控模态的减振率为 93%左右，对相邻模态的减振率最高可达到 70.88%。

(2) 单模态 TMD 对邻近模态的控制效果不仅与频率比有关，还与 TMD 的布置位置有关。TMD 一般布置在主控模态的最大振型坐标处，但此位置在邻近模态的振型坐标可能较小，从而大大削减 TMD 对于邻近模态的广义质量比，从而影响控制效果。

(3) 高阶模态 TMD 的鲁棒性优于低阶模态。低阶 TMD 一般最广泛能影响到其相邻 2 阶模态的振动，其偏离高阶模态较远，对高阶模态的影响小。而高阶模态的 TMD 减振率曲线上升下降较为平缓，设置高阶 TMD 不仅能有效地控制高阶模态，同时能够影响低阶模态，控制的频率范围更广，对频率的敏感度更低。

第5章 大跨度悬索桥多阶模态控制的优化方案

低、密频结构的在常遇风速范围内会发生多阶模态的涡激振动;若不考虑模态耦合,针对每阶主控模态都设计 TMD 会导致主结构局部恒载增加、施工工程量大、造价提高等问题。本章基于单模态 TMD 对相邻模态的影响,以某大跨度悬索桥为例,提出运用单模态 TMD 控制大跨悬索桥多阶模态涡激振动的优化方案。

5.1 分析方法及计算工况

由第 4 章分析可知,密频大跨度悬索桥的单模态 TMD 方案会对相邻模态振动产生控制效果,因此可不针对每阶模态都设置 TMD,仅选取某几阶模态的 TMD 组合作用于桥梁结构,以实现在一定频率范围内所有模态都得到有效控制的目标。

本章拟以减振率为优化目标,寻找一个由 3 阶单模态 TMD 组合的方案以有效控制大跨度悬索桥前 6 阶竖弯模态的振动响应。

表 4-2 和图 4-9 可知,TMD 方案 TVA2、TVS3、TVA3 对相邻振型的影响范围较广且控制效果显著,在设计多模态组合方案时应该考虑选择其一或其二;在选择低阶模态 TMD 方案时,发现 TVS2 方案对 VA1 模态的减振效果良好,因此可以选 TVS2 方案以同时控制 VA1、VS2 模态。

综上所述,初步确定的 TMD 方案为:(a)TVS1+TVS2+TVS3(b)TVS1+TVS2+TVA3 (c) TVS2+TVA2+TVS3 (d) TVS2+TVA2+TVA3。共 24 种工况设置如表 5-1 所示,每一单模态 TMD 方案和强迫激励方案与 3.4 节相同。结构阻尼比取 0.3%。分别建立 4 种 TMD 组合方案下大跨度悬索桥——多阶模态组合 TMD 的三维有限元模型,采用完全法进行结构强迫振动的瞬态动力分析。

表 5-1 多模态 TMD 组合对相邻模态制振的工况设置

<div>强迫激励 TMD 方案 组合方案</div>	MVA1	MVS1	MVS2	MVA2	MVS3	MVA3
(a)	(a)-MVA1	(a)-MVS1	(a)-MVS2	(a)-MVA2	(a)-MVS3	(a)-MVA3
(b)	(b)-MVA1	(b)-MVS1	(b)-MVS2	(b)-MVA2	(b)-MVS3	(b)-MVA3
(c)	(c)-MVA1	(c)-MVS1	(c)-MVS2	(c)-MVA2	(c)-MVS3	(c)-MVA3
(d)	(d)-MVA1	(d)-MVS1	(d)-MVS2	(d)-MVA2	(d)-MVS3	(d)-MVA3

注: 工况名称前半部分表示 TMD 组合方案,后半部分表示强迫激励方案。例如,(a)-MVA1 表示对设置 TVS1+TVS2+TVS3 方案的悬索桥——TMD 系统强迫激励 VA1 模态。

5.2 多阶单模态 TMD 组合制振效果及分析

### 5.2.1 计算结果

记录每一工况外荷载作用位置处的竖向稳态响应时程曲线,如图 5-1 至图 5-6 所示。

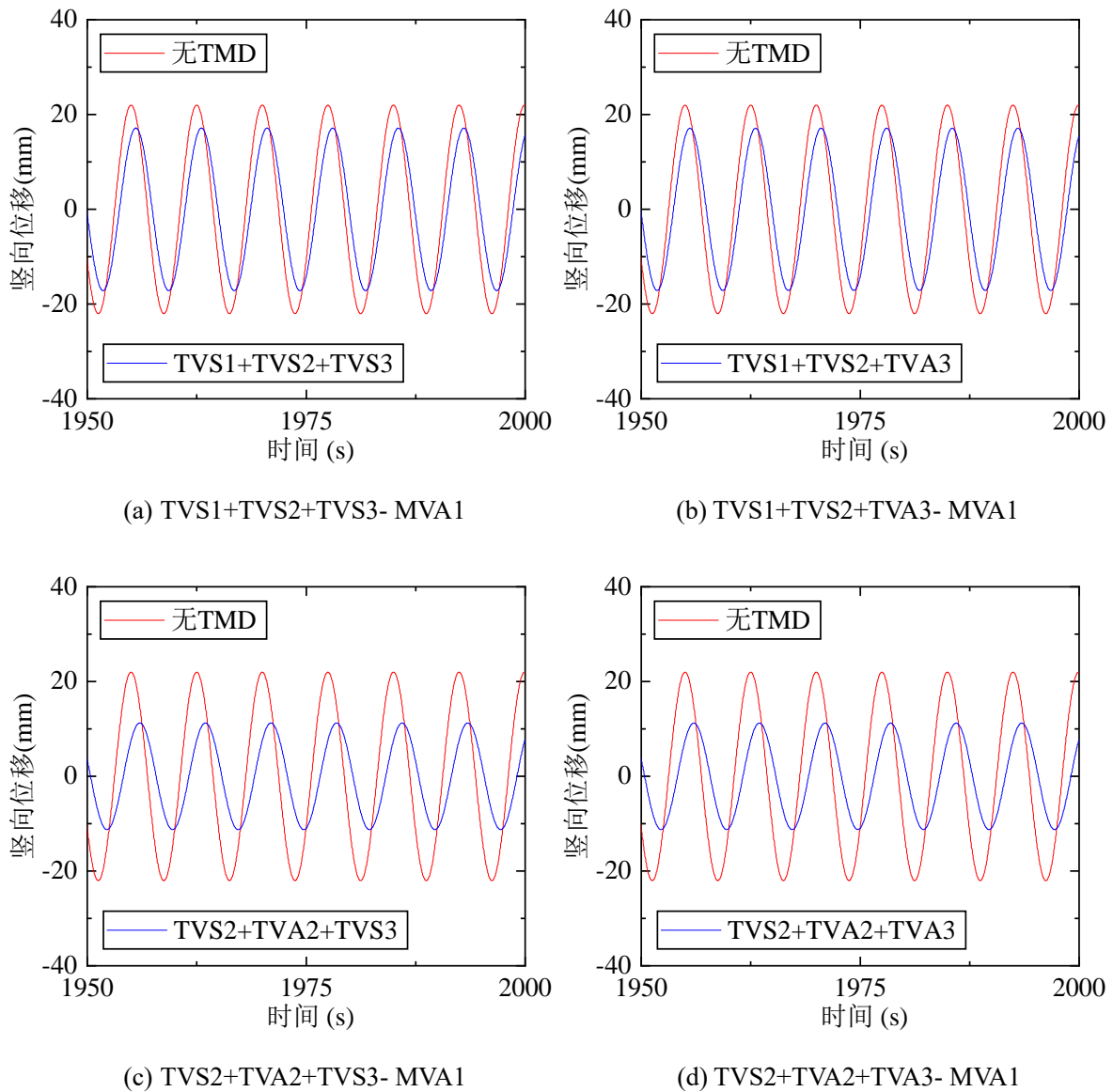
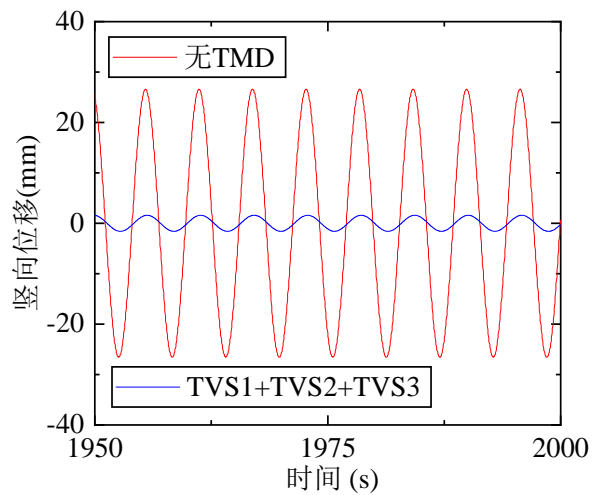
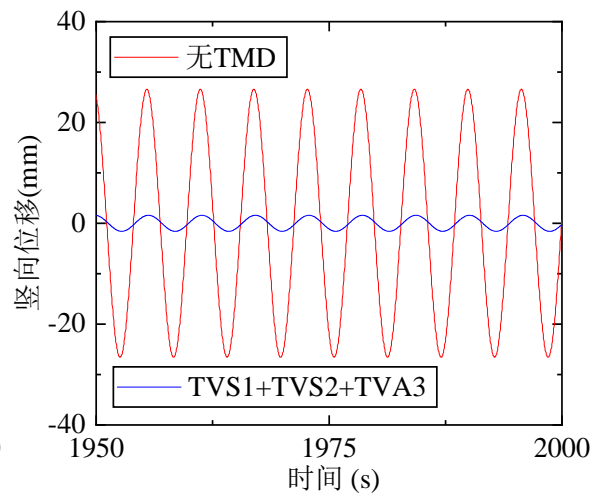


图 5-1 不同多模态 TMD 组合方案下,激励 VA1 模态时 1/4 跨处的稳态时程曲线

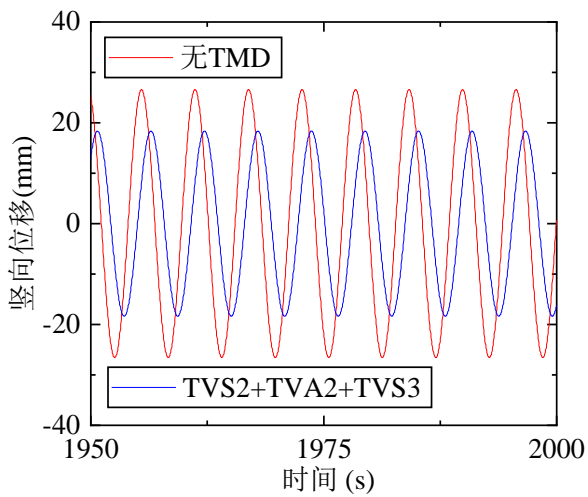




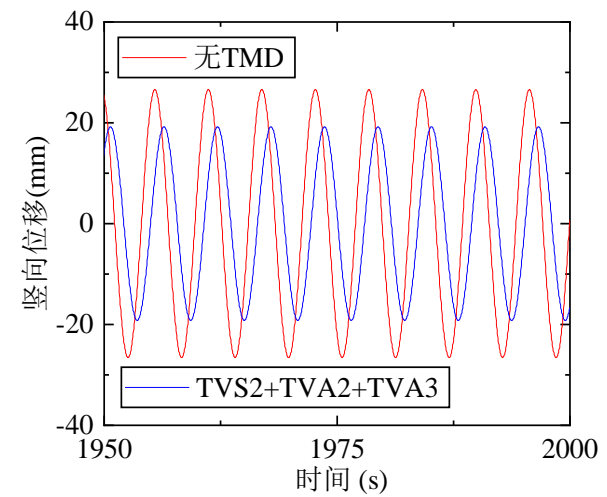
(a) TVS1+TVS2+TVS3- MVS1



(b) TVS1+TVS2+TVA3- MVS1

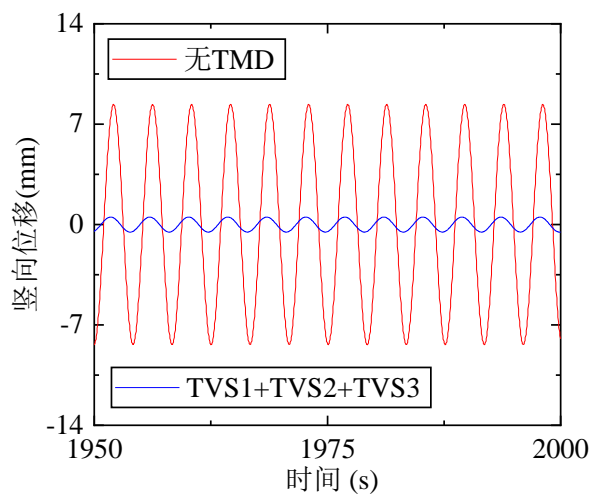


(c) TVS2+TVA2+TVS3- MVS1

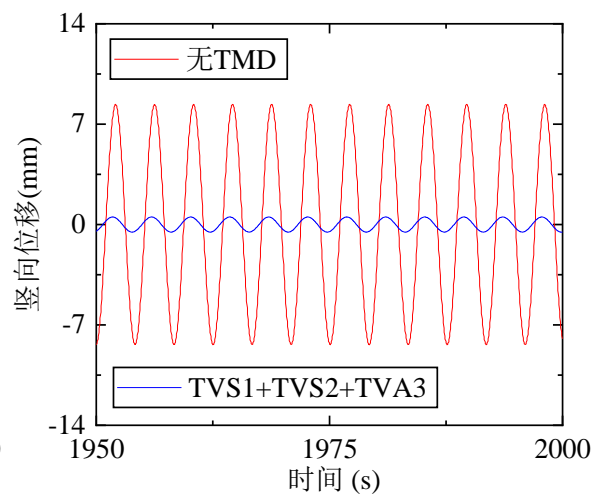


(d) TVS2+TVA2+TVA3- MVS1

图 5-2 不同多模态 TMD 组合方案下, 激励 VS1 模态时 1/2 跨处的稳态时程曲线



(a) TVS1+TVS2+TVS3- MVS2



(b) TVS1+TVS2+TVA3- MVS2

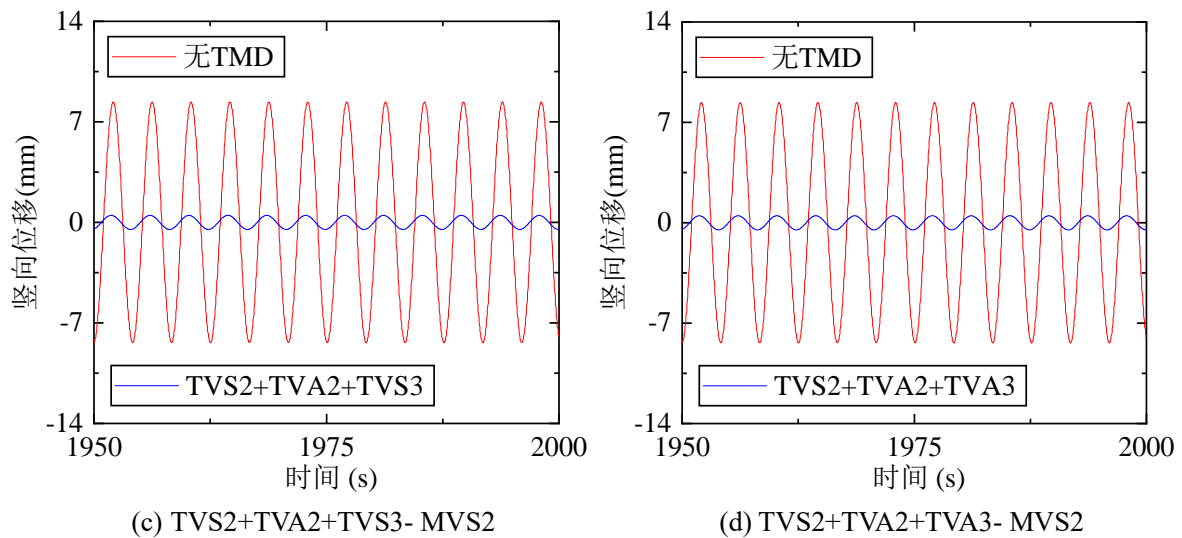


图 5-3 不同多模态 TMD 组合方案下, 激励 VS2 模态时 1/4 跨处的稳态时程曲线

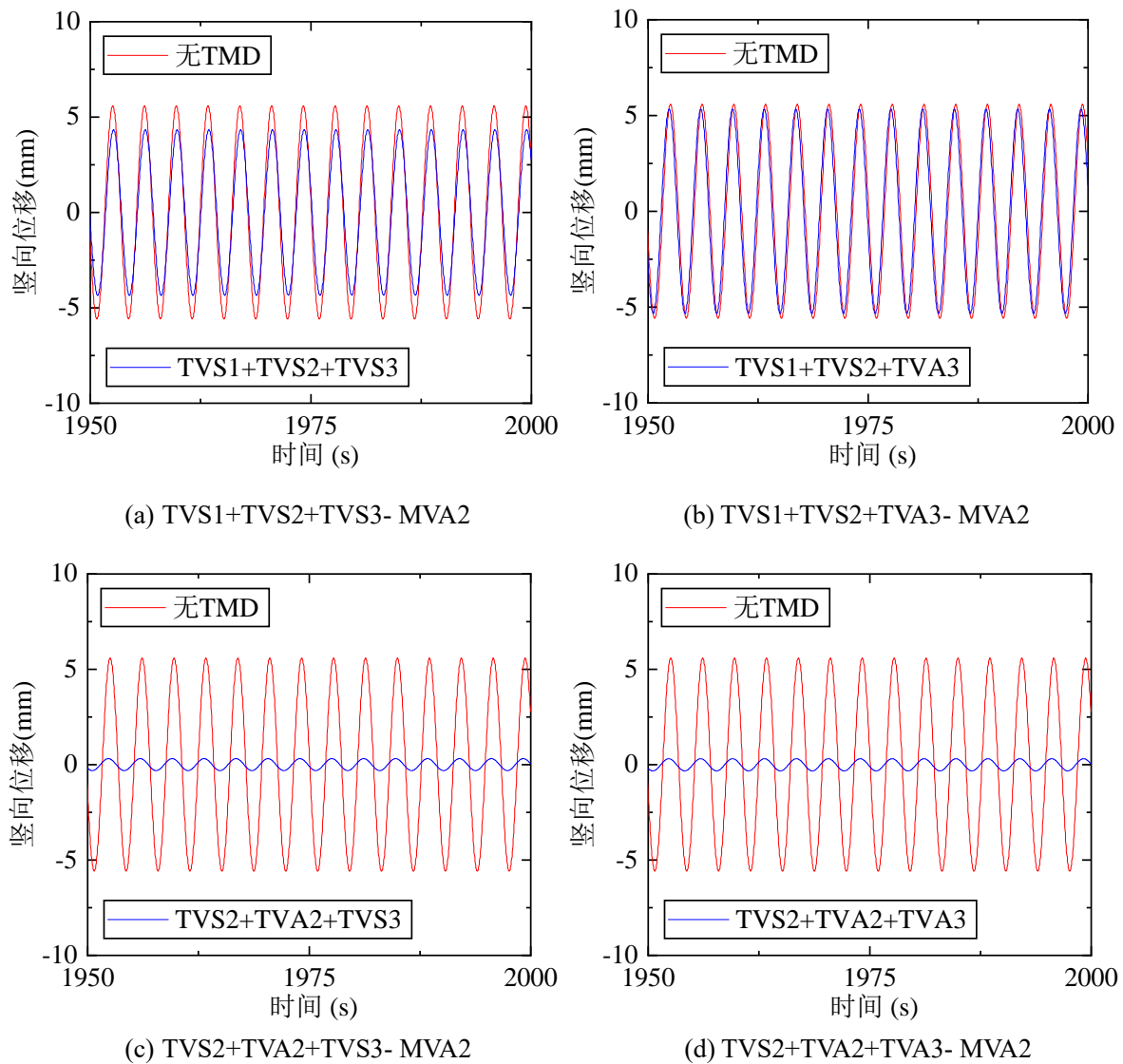


图 5-4 不同多模态 TMD 组合方案下, 激励 VA2 模态时 3/8 跨处的稳态时程曲线

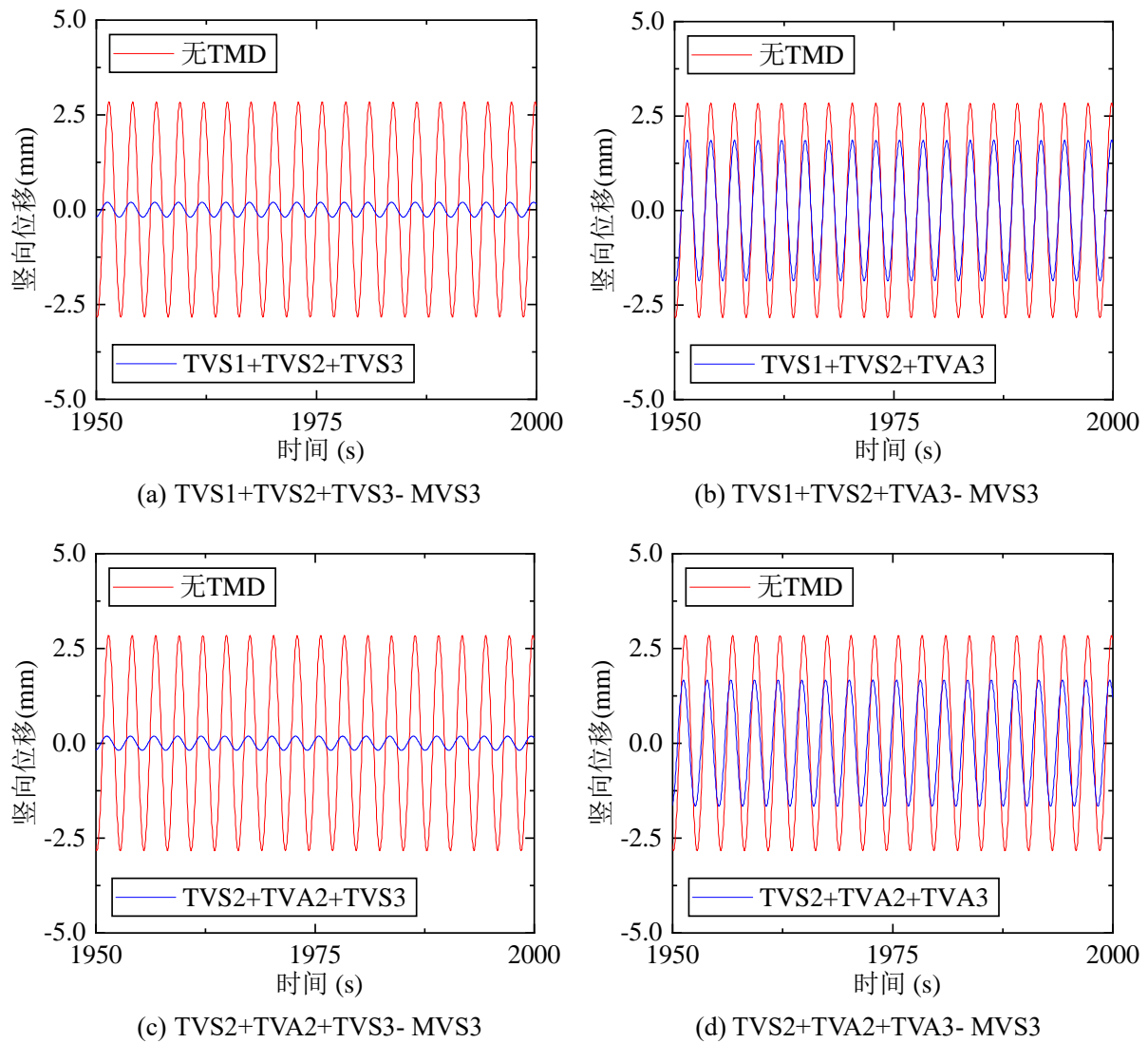
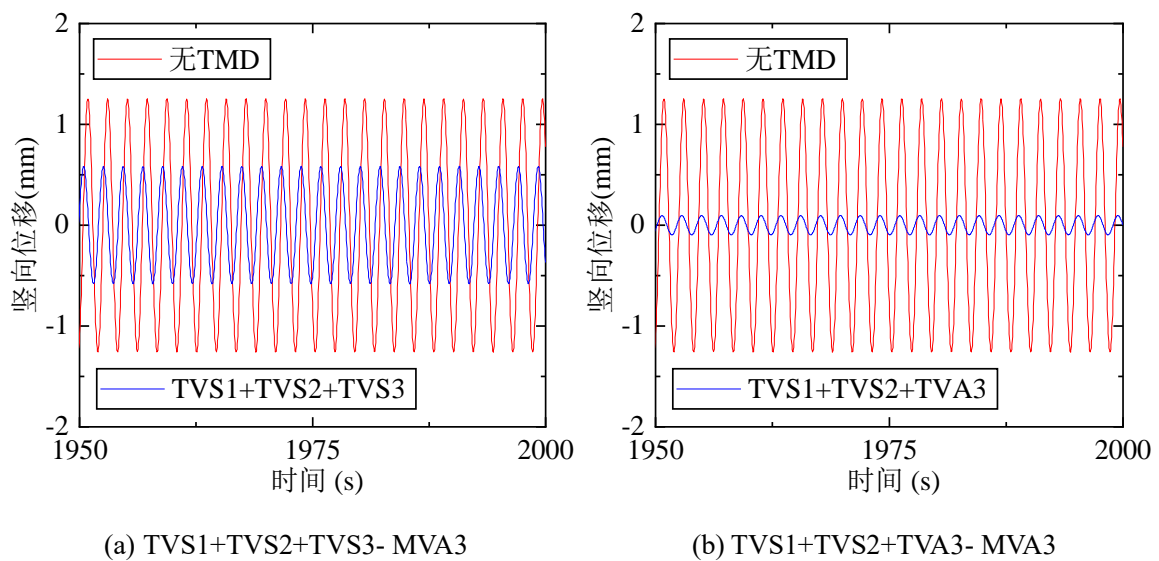


图 5-5 不同多模态 TMD 组合方案下, 激励 VS3 模态时 1/2 跨处的稳态时程曲线



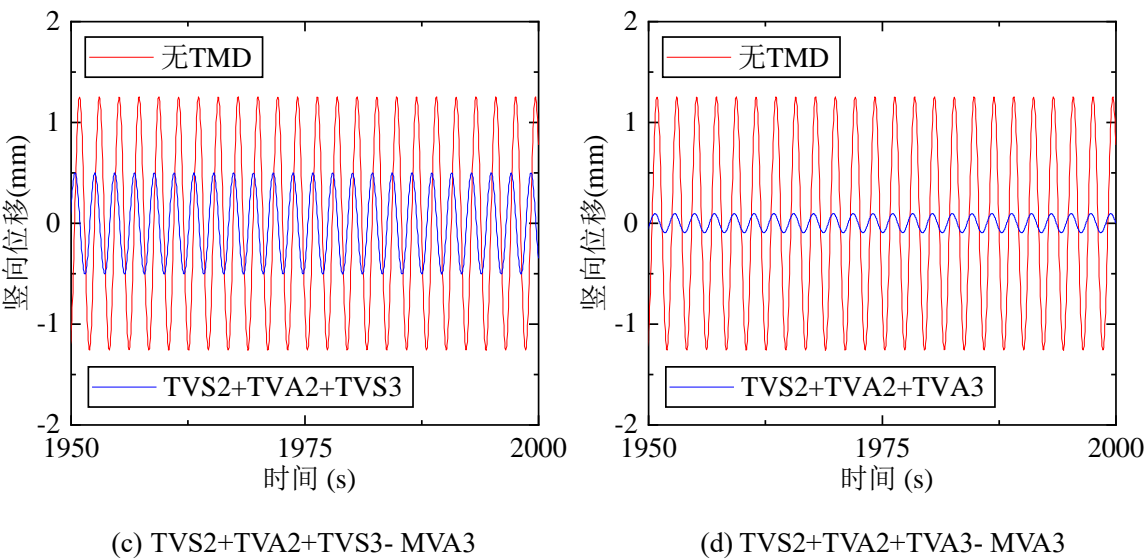


图 5-6 不同多模态 TMD 组合方案下，激励 VA3 模态时 1/4 跨处的稳态时程曲线

5.2.2 减振率对比分析

根据各工况的稳态响应计算减振率，如表 5-2 和图 5-7 所示。

表 5-2 多模态 TMD 组合对相邻模态的减振率

模态 TMD 方案	VA1	VS1	VS2	VA2	VS3	VA3
TVS1+TVS2+TVS3	21.36%	94.01%	93.75%	22.32%	93.04%	53.46%
TVS1+TVS2+TVA3	21.47%	94.02%	93.69%	4.57%	34.59%	92.35%
TVS2+TVA2+TVS3	48.82%	30.91%	94.17%	94.30%	93.29%	60.15%
TVS2+TVA2+TVA3	48.94%	27.64%	94.16%	94.35%	41.27%	92.27%

对于大跨度悬索桥，合理选用某几阶单模态 TMD 组合的方式可以有效控制一定频率范围内所有模态的振动。类比涡激振动的简谐力模型，这种制振思想可以用于解决大跨度悬索桥的多阶涡激振动问题。与针对每阶模态都设置 TMD 的方案相比，选取多阶模态 TMD 组合方案具有减小 TMD 的附加质量、降低施工难度、提升工程经济性的优势。

控制某大跨度悬索桥前 6 阶竖弯模态涡激振动的最优 TMD 组合为 TVS2+TVA2+TVS3。在 4 种 TMD 组合方案中，TVS2+TVA2+TVS3 是唯一前 6 阶竖弯模态的减振率全部达到 30%以上的方案。因 2 阶模态的 TMD 组合方案均无法对前 6 竖弯模态进行全面控制，此处的“最优”是综合考虑减振率和工程经济性的结果。

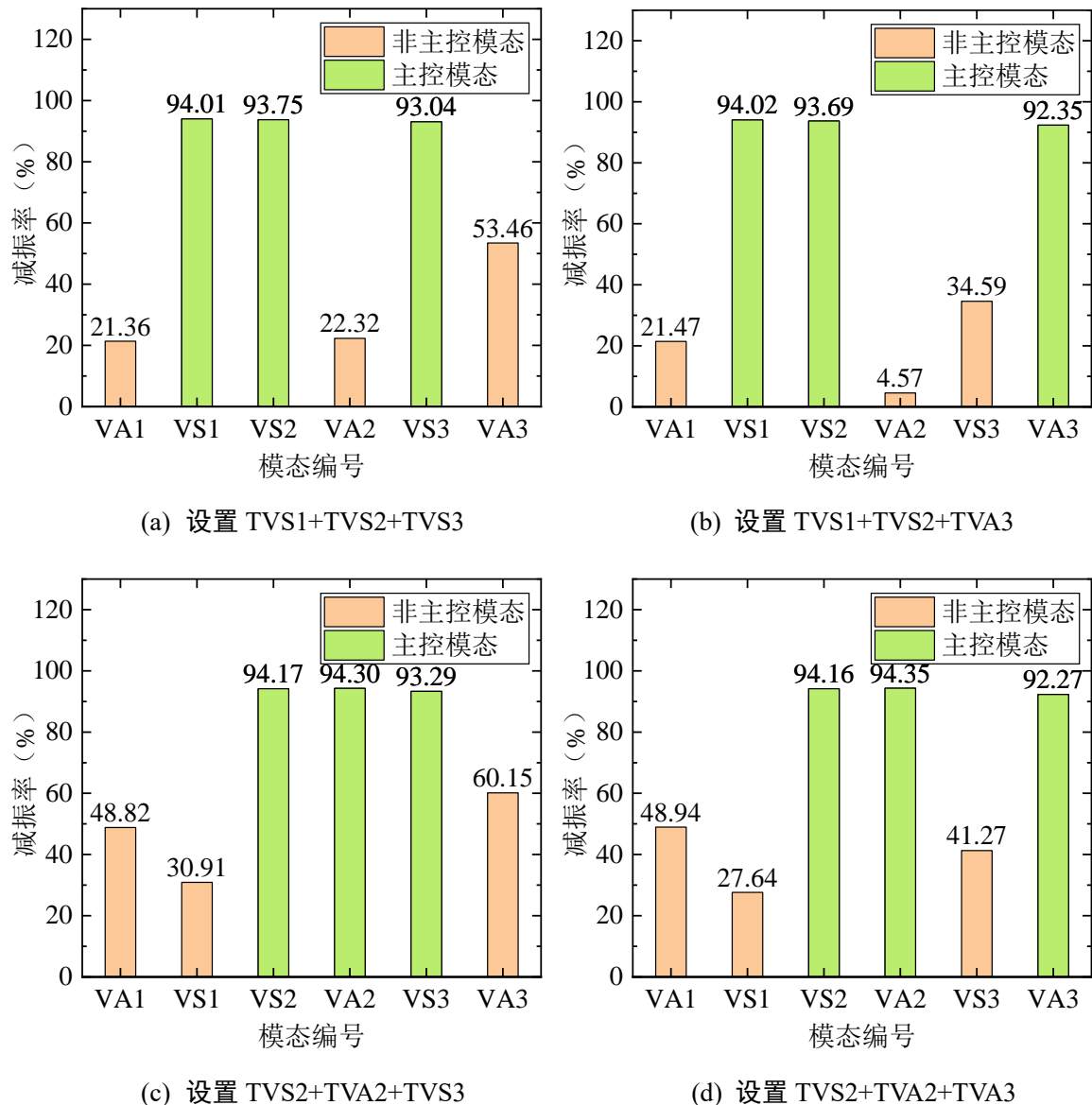


图 5-7 多模态 TMD 组合对相邻模态的减振率

### 5.3 本章小结

本章基于单模态 TMD 对相邻模态的影响程度,选取了 4 种由 3 阶单模态 TMD 组成的方案,对比各 TMD 组合方案对某大跨度悬索桥的前 6 阶竖弯模态的控制效果,以确定适用于大跨度悬索桥多阶模态控制的优化方案。可以得出以下结论:

(1) 为解决大跨度悬索桥多阶涡激振动的问题,可以选取多阶模态 TMD 组合的方式以有效控制一定频率范围内所有模态的涡激振动。与针对每阶模态设计 TMD 的方案相比,这种优化方案可以减小 TMD 的附加质量、降低施工难度、提升工程经济性。

(2) 控制某大跨度悬索桥前 6 阶竖弯模态涡激振动的最优 TMD 组合为 TVS2+TVA2+TVS3,前 6 阶竖弯模态的减振率介于 30.91%~94.3%。

## 结论与展望

### 主要结论

本文以某大跨度悬索桥的涡振及减振为工程背景,针对大跨度悬索桥前 6 阶竖向模态分别设计了 TMD 系统,采用数值模拟的方式开展了单模态 TMD 对主控模态以及相邻模态的涡振减振计算,由此对比分析了单模态 TMD 对结构各模态振动的控制效果;并针对大跨度悬索桥多阶模态涡激振动问题,并提出了经济高效的 TMD 优化方案。

通过上述研究可以得出如下结论:

(1) 单模态 TMD 能显著减小主控模态振动响应,具有良好的控制效果;针对某阶模态的涡激振动设计单模态 TMD 方案可以有效控制结构响应在容许振幅范围内。

(2) 当 TMD 布置在主控模态的最大振型坐标处时,单模态 TMD 对主控模态的控制效果主要取决于 TMD 的设计参数(广义质量比、频率比和阻尼比);TMD 广义质量比定为 0.01,频率比为 0.99,阻尼比为 0.05,各主控模态的减振率均为 93%左右。

(3) 对于大跨度悬索桥,单模态 TMD 对邻近模态具有一定控制效果。TMD 对主控模态的控制效果最好;非主控模态距 TMD 主控模态越近,TMD 对非主控模态的附带控制效果越好;非主控模态距离 TMD 的主控模态较远时,TMD 对非主控模态的控制效果较差,减振率一般在-5%~5%,可忽略。本文针对某大跨度悬索桥设计的单模态 TMD 方案对主控模态的减振率为 93%左右,对相邻模态的减振率最高可达到 70.88%。

(4) 单模态 TMD 对邻近模态的控制效果不仅与频率比有关,还与 TMD 的布置位置有关。TMD 一般布置在主控模态的最大振型坐标处,但此位置在邻近模态的振型坐标可能较小,从而大大削减 TMD 对于邻近模态的广义质量比,从而影响控制效果。

(5) 高阶模态 TMD 的鲁棒性优于低阶模态。低阶 TMD 一般最广泛能影响到其相邻 2 阶模态的振动,其偏离高阶模态较远,对高阶模态的影响小。而高阶模态的 TMD 减振率曲线上升下降较为平缓,设置高阶 TMD 不仅能有效地控制高阶模态,同时能够影响低阶模态,控制的频率范围更广,对频率的敏感度更低。

(6) 为解决大跨度悬索桥多阶涡激振动的问题,可以选取多阶模态 TMD 组合的方式以有效控制一定频率范围内所有模态的涡激振动。与针对每阶模态设计 TMD 的方案相比,这种优化方案可以减小 TMD 的附加质量、降低施工难度、提升工程经济性。

(7) 控制某大跨度悬索桥前 6 阶竖弯模态涡激振动的最优 TMD 组合为 TVS2+TVA2+TVS3,前 6 阶竖弯模态的减振率介于 30.91%~94.3%。

### 研究展望

本文具有创新性地研究了密频结构中单模态 TMD 对相邻模态的控制效果,有效解

决了使用 TMD 控制大跨度悬索桥多阶模态涡振导致的不经济问题，具有一定的工程参考价值。但研究过程中仍存在一些不周全的地方，亟需进一步地研究和完善：

（1）本文的研究重点在于单模态 TMD 对相邻模态振动的影响，在 TMD 参数设计时参考了基于单自由度主结构的经典设计理论。但当相邻模态频率与主控模态的频率接近且相邻模态对控制部位的振动响应贡献较大时，使用经典设计理论的 TMD 方案会大大削弱制振效果。进一步研究邻近模态对密频结构 TMD 优化参数的影响，具有一定的意义。

（2）本文通过正弦函数荷载激励桥梁结构的各模态振动，而实际的涡激力不是完全的正弦函数；后续可以通过风洞试验引入气动参数模拟涡激力，以进行更精确的数值模拟。

（3）大跨度悬索桥在常遇风速范围内可能出现扭转模态的涡激振动，而本文只讨论了竖弯模态涡激振动的控制，后续可以对扭转模态进行研究。

## 参考文献

- [1] 项海帆, 陈艾荣, 顾明. 调质阻尼器 (TMD) 对桥梁涡激共振的抑制[J]. 同济大学学报(自然科学版), 1994(02): 159-164.
- [2] Fujino Y, Yoshida Y. Wind-Induced Vibration and Control of Trans-Tokyo Bay Crossing Bridge[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(8).
- [3] Allan Larsen S E, Jacob E Andersen, Tina Vejrum. Storebælt suspension bridge – vortex shedding excitation and mitigation by guide vanes[J]. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 2000, 88(2).
- [4] 陈政清. 桥梁风工程[M]. 2005.
- [5] Battista R C, Pfeil M S. Control of wind oscillations of Rio-Niterói bridge, Brazil [J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, 2010, 163(2).
- [6] 韩艳艳. 钢箱梁斜拉桥涡激振动控制的 TMD 参数研究[D]. 西南交通大学, 2015.
- [7] 喻梅, 廖海黎, 李明水等. 基于经验线性涡激力的桥梁涡激振动 TMD 控制 [J]. 工程力学, 2013, 30(06): 269-274.
- [8] 华旭刚, 黄智文, 陈政清. 大跨度悬索桥的多阶模态竖向涡振与控制[J]. 中国公路学报, 2019, 32(10): 115-124.
- [9] 黄智文, 陈政清. MTMD 在钢箱梁悬索桥高阶涡激振动控制中的应用[J]. 振动工程学报, 2013, 26(06): 908-914.
- [10] 高星亮. TMD 涡振控制技术在大跨径桥梁的应用[J]. 中国公路, 2021(24): 62-65.
- [11] 李春祥, 刘艳霞, 王肇民. 质量阻尼器的发展[J]. 力学进展, 2003(02): 194-206.
- [12] 邹向阳, 王晓天, 刘丽华等. 结构振动控制发展概况综述[J]. 长春工程学院学报(自然科学版), 2001(04): 10-12+60.
- [13] 周友权. 基于 TMD 的斜拉桥钢塔涡振控制研究[D]. 西南交通大学, 2006.
- [14] 刘梦渝. 基于 TMD 的人行桥多振型减振控制研究[D]. 哈尔滨工业大学, 2019.
- [15] 秦丽, 闫维明, 呼学军等. 河南艺术中心标志塔 TMD 地震控制[J]. 北京工业大学学报, 2009, 35(06): 761-768.
- [16] 王超. 邻近振型对调谐质量阻尼器优化参数的影响[J]. 佳木斯大学学报(自然科学版), 2017, 35(06): 926-929+986.
- [17] 文永奎, 胡九战, 卢文良. 分布式 TMD 对双密频结构的减振研究[J]. 振动工程学报, 2014, 27(03): 392-399.
- [18] 谢发祥, 孙利民. 受控结构频率密集度的判别及其对控制效果的影响[J]. 山东大学学报(工学版), 2009, 39(05): 101-105.



- 
- [19] 武岳, 孙瑛, 郑朝荣等. 风工程与结构抗风设计[M]. 1. 哈尔滨工业大学出版社: 210.
- [20] 项海帆. 风工程力学和大跨度桥梁的空气动力学问题[J]. 中国科学基金, 1994(03): 80-82.
- [21] 程进, 江见鲸, 肖汝诚等. 大跨度桥梁空气静力失稳机理研究[J]. 土木工程学报, 2002(01): 35-39.
- [22] 项海帆. 结构风工程研究的现状和展望[J]. 振动工程学报, 1997(03): 12-17.
- [23] 周祥树. 高墩大跨连续刚构抖振时域分析[D]. 长安大学, 2006.
- [24] 桑建设. 桥梁结构涡激振动实例及减振措施比较研究[J]. 价值工程, 2013, 32(24): 100-102.
- [25] 徐泉. 大跨度桥梁涡激振动及其气动减振措施研究[D]. 西南交通大学, 2007.
- [26] 周建龙. 桥梁结构涡激振动及其控制[D]. 长安大学, 2010.
- [27] 黄泰鑫. 沿海铁路桥梁挡风墙抗风作用研究[D]. 中南大学, 2010.
- [28] 程进, 江见鲸, 肖汝诚等. 风对桥梁结构稳定性的影响及其对策[J]. 自然灾害学报, 2002(01): 81-84.
- [29] 李文杰. 大跨径悬索桥静风稳定性分析[D]. 长安大学, 2009.
- [30] 雷鸣. 山区非均匀风作用下大跨悬索桥的静风稳定分析与研究[D]. 西南交通大学, 2016.
- [31] Scanlan R H, Tomko J J. Airfoil and bridge deck flutter derivatives[J]. Journal of the engineering mechanics division, 1971, 97(6): 1717-1737.
- [32] 李俊. 基于气动翼板措施的流线型箱梁断面颤振主动控制机理[D]. 西南交通大学, 2020.
- [33] 李琦. 考虑侧向运动及静风非线性影响的大跨度悬索桥施工全过程颤振分析[D]. 西南交通大学, 2020.
- [34] 刘幸. 大跨度悬索桥施工过程考虑静风非线性效应的频域颤振分析[D]. 西南交通大学, 2019.
- [35] 朱乐东, 高广中. 典型桥梁断面软颤振现象及影响因素[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2015, 43(09): 1289-1294+1382.
- [36] Li H, Laima S, Ou J et al. Investigation of vortex-induced vibration of a suspension bridge with two separated steel box girders based on field measurements[J]. Engineering Structures, 2011, 33(6).
- [37] Xu K, Bi K, Han Q et al. Using tuned mass damper inerter to mitigate vortex-induced vibration of long-span bridges: Analytical study[J]. Engineering Structures, 2019, 182.
- [38] 顾明, 项海帆. 大跨桥梁的颤振及抖振控制[J]. 中国科学基金, 1999(03): 3-6.
-

- [39] 黄海新, 张哲, 郑江敏等. 独塔斜拉桥施工阶段抖振响应及抑振分析[J]. 辽宁工程技术大学学报, 2007(04): 547-549.
- [40] 喻梅. 大跨度桥梁颤振及涡激振动主动控制[D]. 西南交通大学, 2013.
- [41] 费梁. 大跨径钢结构人行桥人致振动分析与控制[D]. 东南大学, 2018.
- [42] 张宏亮. 大跨度斜拉桥施工阶段的抖振控制措施研究[D]. 西南交通大学, 2018.
- [43] 张涛. 人行激励下步行桥竖向 TMD 减振分析[D]. 燕山大学, 2015.
- [44] 李江刚. 大跨度连续钢箱梁涡激振动及振动控制研究[D]. 西南交通大学, 2012.
- [45] 龚佳琛.  $\pi$  型叠合梁涡激振动特性及制振措施机理研究[D]. 西南交通大学, 2021.
- [46] 刘珉巍. 并列碗形截面钢箱梁涡振特性研究[D]. 西南交通大学, 2021.
- [47] 项海帆, 陈艾荣. 特大跨度桥梁抗风研究的新进展[J]. 土木工程学报, 2003(04): 1-8.
- [48] 黄林. 矩形钢箱梁铁路斜拉桥涡振响应及下行风嘴制振措施研究[D]. 西南交通大学, 2020.
- [49] 张文明, 葛耀君, 杨詠昕等. 带挑臂箱梁涡振气动控制试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2010, 42(12): 1948-1952+1989.
- [50] 孔令智. 斜拉桥钢箱梁涡振控制措施试验研究[D]. 重庆交通大学, 2009.
- [51] 杨涵, 刘圣源, 赵林等. 中央开槽箱梁断面颤振驱动机理研究[C]. 中国土木工程学会 2019 年学术年会, 2019: 130-138.
- [52] 杨剑. 大跨度拱桥 H 型吊杆驰振及涡振特性研究[D]. 西南交通大学, 2010.
- [53] 林伟达. 斜拉索雨振及其制振措施研究[D]. 西南交通大学, 2008.
- [54] 廖海黎, 李永乐, 李佳圣等. 南京三桥桥塔气动选型及风致响应研究[C]. 第十一届全国结构风工程学术会议, 2004: 244-248.
- [55] 廖海黎, 王骑, 李明水. 嘉绍大桥分体式钢箱梁涡激振动特性风洞试验研究[C]. 第十四届全国结构风工程学术会议, 2009: 172-176.
- [56] 邵国攀. 大跨度吊拉组合桥梁结构行为及抗风稳定性研究[D]. 西南交通大学, 2020.
- [57] 徐洪涛, 廖海黎, 李明水等. 坝陵河大桥节段模型风洞试验研究[J]. 世界桥梁, 2009(04): 30-33.
- [58] 刘仰昭. 倒角方形桥塔气动性能风洞试验及减振措施研究[D]. 西南交通大学, 2013.
- [59] 刘高, 王秀伟, 强士中. 交叉吊索用于改善悬索桥架设阶段的颤振稳定性[J]. 振动与冲击, 2000(04): 20-23.
- [60] 马如进, 陈艾荣. 辅助结构对悬索桥的颤振稳定性的影响[J]. 结构工程师, 2001(03): 25-30.

- [61] 谢晓辉, 李非. 桥梁结构风振控制与设计[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2018, 14(12): 208-209.
- [62] 贺辉. 基于不同建筑结构形式的质量调谐阻尼器性能研究[D]. 广州大学, 2017.
- [63] Yao J T P. Concept of Structure Control[J]. Journal of the Structure Division, ASECE, 1972, 98(7): 1567-1574.
- [64] 王光远. 高耸结构风振控制[J]. 高耸结构学术交流会, 1980.
- [65] 周云, 陈小兵, 汪大洋. 基于能量的结构风振控制设计方法研究[J]. 振动与冲击, 2012, 31(08): 24-28.
- [66] 付杰. 调谐质量阻尼器的减振研究[D]. 华侨大学, 2017.
- [67] 董悦, 唐贞云. 液体调谐阻尼器对多高层结构的减震性能对比研究[J]. 工程力学, 2022, 39(S1): 84-91+100.
- [68] 瞿伟廉, 秦顺全, 张金武等. 海口世纪大桥施工双悬臂阶段风致抖振反应的控制[J]. 土木工程学报, 1999(03): 41-47.
- [69] 李小珍, 蔡婧, 强士中. 南京长江二桥南汊桥地震反应的主动控制及 AMD 系统参数设计[J]. 工程力学, 2003(04): 78-85+44.
- [70] 谭莹. 桥梁施工中的振动控制[J]. 国外桥梁, 2000(04): 21-23+65.
- [71] 李学有, 张胤. 斜拉索多模态振动半主动控制试验[J]. 土木工程与管理学报, 2021, 38(01): 100-105.
- [72] 徐彦青, 郭彤. 半主动控制下超长斜拉索的面外风振响应[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2018, 48(01): 146-151.
- [73] 文永奎. 大跨度斜拉桥施工阶段风振控制研究[D]. 同济大学, 2006.
- [74] 戴军. 港珠澳大桥深水区非通航孔桥 TMD 风致振动控制[D]. 东南大学, 2020.
- [75] 王琦. TMDI 对大跨钢箱连续梁桥涡激振动的控制研究[D]. 北京交通大学, 2021.
- [76] 秦丽. 结构风振与地震响应的 TMD 控制[D]. 北京工业大学, 2008.
- [77] Frahm E, Feinberg J M, Schmidt-Magee B A et al. Sourcing geochemically identical obsidian: multiscalar magnetic variations in the Gutansar volcanic complex and implications for Palaeolithic research in Armenia[J]. Journal of Archaeological Science, 2014, 47.
- [78] Gu M, Chen SR, Chang CC. Control of wind-induced vibrations of long-span bridges by semi-active lever-type TMD[J]. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 2002, 90(2).
- [79] Crandall S H, Mark W D. Random vibration in mechanical systems[M]. Academic Press, 2014.
- [80] Hartong D. Mechanical Vibrations. New York: Dover, 1984.
- [81] Fujino Y W P. Suppression of galloping of bridge tower using tuned mass damper[J].

Journal of the Faculty of Engineering, 1985, 38(2): 49.

[82] Gu M, Xiang H. Optimization of TMD for suppressing buffeting response of long-span bridges[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1992, 42(1-3): 1383-1392.

[83] Gu M, Xiang H F, Chen A R. A practical method of passive TMD for suppressing wind-induced vertical buffeting of long-span cable-stayed bridges and its application[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1994, 51(2): 203-213.

[84] 陈艾荣, 项海帆. 斜拉桥涡激扭转振动的被动控制[J]. 同济大学学报(自然科学版), 1994(04): 487-492.

[85] 吴炜, 顾明, 项海帆. 用调质阻尼器控制桥梁颤振[J]. 振动与冲击, 1995(02): 12-16.

[86] 李春祥. 地震作用下高层建筑 TMD 控制研究与设计[J]. 上海交通大学学报, 1999(06): 110-113.

[87] Lin C C, Wang J F, Ueng J M. Vibration control identification of seismically excited mdof structure-PTMD systems[J]. Journal of Sound and Vibration, 2001, 240(1): 87-115.

[88] Chen X, Kareem A. Efficacy of Tuned Mass Dampers for Bridge Flutter Control[J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(10).

[89] 秦丽, 李业学, 徐福卫. TMD 对结构地震响应控制效果的研究[J]. 世界地震工程, 2010, 26(01): 202-206.

[90] 何浩祥, 葛腾飞, 闫维明. 双向水平及扭转调谐质量阻尼器及其减震控制研究[J]. 振动与冲击, 2012, 31(18): 143-147.

[91] 潘兆东. 基于能量原理的调谐质量阻尼器减震性能与损伤研究[D]. 广州大学, 2013.

[92] 张志田, 吴肖波, 葛耀君等. 悬索桥吊杆风致内共振及减振措施初探[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43(01): 11-19.

[93] 郑宇欣. 基于 TMD 的大跨度悬索桥时域抖振控制研究[D]. 西南交通大学, 2017.

[94] Dai J, Xu Z D, Yin X J, et al. Parameters design of TMD mitigating vortex-induced vibration of the Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge deep-water nonnavigable bridge[J]. Journal of Bridge Engineering, 2019, 24(8): 06019005.

[95] 王均刚, 马汝建, 赵东等. TMD 振动控制结构的发展及应用[J]. 济南大学学报(自然科学版), 2006(02): 172-175.

[96] 顾金钧, 赵煜澄, 邵克华. 九江长江大桥应用新型 TMD 抑制吊杆涡振[J]. 土木工程学报, 1994(03): 3-13.

[97] 孙红灵. 振动主动控制若干问题的研究[D]. 中国科学技术大学, 2007.

- [98] 胡晓锋, 胡世德. 调质阻尼器地震反应控制应用研究[J]. 地震工程与工程振动, 2000(02): 112-116.
- [99] 余钱华, 胡世德, 范立础. 具有单个和多个调谐质量阻尼器结构受控振型的频率响应方程[J]. 世界地震工程, 2000(04): 53-57.
- [100] Hartlen R T, Currie I G. Lift-oscillator model of vortex-induced vibration[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1970, 96(5): 577-591.
- [101] Simiu E, Scanlan R H, Sachs P, et al. Wind effects on structures: an introduction to wind engineering and wind forces in engineering[J]. 1980.
- [102] Chen Z Q, Yu X D, Yang G, et al. Wind-induced self-excited loads on bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(12): 1783-1793.
- [103] Larsen A. A generalized model for assessment of vortex-induced vibrations of flexible structures[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1995, 57(2-3): 281-294.
- [104] Rana R, Soong T T. Parametric study and simplified design of tuned mass dampers[J]. Engineering Structures, 1998, 20(3).
- [105] 肖学双. 钢结构人行桥人致振动舒适度及其控制研究[D]. 长沙理工大学, 2009.
- [106] Tsai H C, Lin G C. Optimum tuned - mass dampers for minimizing steady - state response of support - excited and damped systems[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 1993, 22(11): 957-973.
- [107] 伍定一, 陈浩军. TMD 减小人行天桥人致振动的研究[J]. 特种结构, 2009, 26(01): 94-97.
- [108] 王文熙. 桥梁 TMD 系统的参数优化与设计[D]. 湖南大学, 2014.
- [109] 李聘, 曹铁柱, 邓涛. 大跨结构的振动舒适度与 TMD 减振频域分析[J]. 建筑结构, 2022, 52(05): 75-80+69.
- [110] 章关永, 朱乐东. 虎门大桥主桥自振特性测定[J]. 同济大学学报(自然科学版), 1999(02): 69-72.
- [111] 张志强, 李爱群, 蔡丹绎等. 合肥电视塔 TMD 风振控制的时域分析[J]. 特种结构, 2000(03): 26-29.
- [112] 钟万勰. 结构动力方程的精细时程积分法[J]. 大连理工大学学报, 1994, 34(02): 131-136.
- [113] 师少辉. 多 TMD 对斜拉桥减震设计与效果分析研究[D]. 北京交通大学, 2011.