



Research  
High Performance Structures: Building Structures and Materials—Review

## 日本桥梁和建筑结构监测的研究与实施综述

Yoza Fujino <sup>a,\*</sup>, Dionysius M. Siringoringo <sup>a,\*</sup>, Yoshiki Ikeda <sup>b</sup>, Tomonori Nagayama <sup>c</sup>, Tsukasa Mizutani <sup>c</sup>

<sup>a</sup> Institute of Advanced Sciences, Yokohama National University, Yokohama 240-8501, Japan

<sup>b</sup> Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Kyoto 611-0011, Japan

<sup>c</sup> Department of Civil Engineering, The University of Tokyo, Tokyo 113-8656, Japan

### ARTICLE INFO

#### Article history:

Received 8 October 2018

Revised 15 April 2019

Accepted 1 June 2019

Available online 29 September 2019

#### 关键词

建筑结构监测

大跨度桥梁

高层建筑

地震监测

风振响应

路面及桥面板监测

建筑结构控制监测

建筑结构评估

### 摘要

本文对日本建筑结构监测技术的发展进行了综述，重点介绍了监测系统的类型、策略和开发利用。本文主要对基于振动技术的桥梁和建筑结构进行了介绍。日本的结构监测系统历来都是以评估建筑结构对极端事件的响应程度为目标的。在建筑结构监测技术的开发中，监测系统和所收集到的数据被用来验证设计假设、更新技术参数并优化振动控制系统的性能。本文对大跨度桥梁和高层建筑的设计验证、建筑物和桥梁的隔震系统性能、建筑结构改造和加固验证、结构控制系统验证（被动式、半主动式和主动式）、结构评估和损伤检测进行了研究。近年来，监测系统的应用范围被逐步扩大，监测数据的充分利用使得风险和资产管理趋于合理化，从而进一步提升了监测系统的高效运作和有效维护。本文还从对日本桥梁和建筑结构监测案例研究中总结了一些经验教训和反馈意见。

© 2019 THE AUTHORS. Published by Elsevier LTD on behalf of Chinese Academy of Engineering and Higher Education Press Limited Company This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

## 1. 引言

在实行国家开放、废除德川幕府时期实行的长达两个多世纪的严格的贸易限制政策后，日本终于在1868年明治维新时期，引进了现代基础设施建设技术。在此期间，人们开始使用金属作为建筑结构材料。19世纪70年代左右，日本开始使用以铆接技术制造的铸铁和锻铁作为建造新桥梁的材料。坐落于日本长崎市的Kurogane桥（跨度为27 m）是日本第一座现代铸铁桥。从1895年开始，钢材迅速取代了锻铁，成为金属桥的首选材料。

1923年的日本关东大地震（Great Kanto Earthquake）揭露了锻铁材料的诸多弊端，此后，日本的桥梁建筑材料大多选用了高强度钢。Kiyosu桥是一座坐落于日本东京Sumida River上的眼杆链式自锚式悬索桥，桥梁跨度为183 m，是该时代铆接式桥梁的典型代表[1]。

在20世纪初，钢筋混凝土在基础设施中的使用变得更加普遍，在20世纪50年代，预应力技术被广泛应用于多种简单建筑结构构件。先进的钢铁和钢筋混凝土技术的出现为大跨度桥梁和高层建筑的建设提供了动力[2]。

\* Corresponding author.

E-mail address: [fujino@ynu.ac.jp](mailto:fujino@ynu.ac.jp) (Y. Fujino), [dion@ynu.ac.jp](mailto:dion@ynu.ac.jp) (D.M. Siringoringo)

在日本这样的群岛国家，大跨度桥梁是连接岛屿和规避海湾的交通枢纽的重要组成部分。大跨度桥梁的建设始于第二次世界大战结束之后，1955年，坐落在日本长崎市的长达243.7 m的钢拱桥——Saikai桥竣工。此后，日本掀起了建造大跨度桥梁的潮流，日本本州-四国联络桥项目（Honshu-Shikoku Bridge Project, HSBP）的实施标志着大跨度桥梁的建造达到顶峰[3,4]。HSBP是连接日本本州和四国群岛的一项国家级桥梁建设项目，该项目从1975年开工至1999年全面完工。连接线路由主要的大跨度桥梁组成，其中Akashi Kaikyo大桥是整条线路中最长的悬索桥，Tatara大桥是最长的斜拉桥[5]。到目前为止，日本共建造了15座悬索桥、3座斜拉桥和1座跨度大于500 m的桁架桥。表1为部分桥梁列表[6]。

1964年，日本东京被选为夏季奥运会的主办城市，日本建筑业开始蓬勃发展。这给日本主要城市在战后重建时期基础设施的建设带来了新的发展。20世纪70~90年代，建筑结构工程的技术发展迅速，尤其是在抗震与抗风设计和建筑领域。20世纪60年代，与抗震相关的一些法规还明确禁止建造高层建筑。直到1968年，第一座高层办公大楼才被建造完成。这座36层、高147 m的霞关大厦（Kasumigaseki Building）于1968年完工，是当时日本东京的一座现代办公高层建筑。这一标志性建筑的出现改变了人们对日本和其他地震多发地区

不能建设高层建筑的看法。从那时起，越来越多的高层建筑在市区被建造起来，到现在为止，高度超过200 m的高层建筑已达到40多座。

多年来，横滨地标塔（Yokohama Landmark Tower）一直是日本最高的一座建筑物。横滨地标塔建于1993年，高296 m，是一座集办公和购物为一体的大厦。2014年，一座总高度为300 m、集办公和购物为一体的新建筑物——Abeno Harukas竣工[7]。这是目前日本正在使用的较高的建筑物。日本目前最高的建筑物是建于2012年的东京晴空塔（Tokyo Sky Tree），该建筑物高634 m。此塔可作为广播塔、餐厅和观测塔被使用。

土木建筑与其他工业产品有一个很重要的区别。土木建筑的每一个建筑结构都是独一无二的。它们是根据当地不同的地理和地质条件设计的，是利用不同的建筑材料和采用不同的施工技术建造而成的。没有一个土木建筑是完全相同的。它们与大量生产的商品有很大不同。土木建筑的另一个重要特征是，土木建筑是被作为社会资产而建造的，并被预计会长期发挥作用，所以土木建筑的寿命通常很长，有些甚至可以长达数百年。因此，确保所建的基础结构满足设计要求和设计假设是十分必要的。为了确保建筑结构的高耐用性和长效使用寿命，检查建筑结构的实际状况也很重要。从另一个角度看，大跨度桥梁和高层建筑的设计和施工的进展与复杂

表1 日本最大跨度大于500 m的桥梁

Bridge name	Year of completion	Longest span (m)	Bridge type	Remarks
Akashi Kaikyo	1998	1991	Suspension	Active control during construction/wake galloping of hangers, dry air injection for cable, permanent monitoring system
Minami Bisan-Seto	1988	1100	Suspension	Dry air injection for cable
Third Kurushima Kaikyo	1999	1020	Suspension	Active control during construction/dry air injection for cable
Kita Bisan-Seto	1988	990	Suspension	Dry air injection for cable
Shimotsui-Seto	1988	940	Suspension	Dry air injection for cable
Tatara	1999	890	Cable-stayed	—
Onaruto	1985	876	Suspension	Dry air injection for cable
Innoshima	1983	770	Suspension	Dry air injection for cable
Akinada	2000	750	Suspension	Dry air injection for cable
Hakucho	1998	720	Suspension	Active control during construction, dry air injection for cable, permanent monitoring system
Kanmon	1973	712	Suspension	During rehabilitation
First Kurushima Kaikyo	1999	600	Suspension	Active control during construction, dry air injection for cable
Meiko Central	1998	590	Cable-stayed	Active control during construction
Rainbow (Tokyo Port)	1993	570	Suspension	Active control during construction, dry air injection for cable, seismic monitoring system
Oshima	1988	560	Suspension	Dry air injection for cable
Toyoshima	2008	540	Suspension	Dry air injection for cable

的模型、分析和先进的技术分不开。所以，对与这些新模型、分析和技术相关的不确定性条件进行量化和监测是十分必要的，以确保其应用的准确性和有效性。为此，研究人员对大型重要建筑结构进行了长期或短期的结构监测，并获得了非常有价值的信息[8]。

建筑结构监测通常涵盖许多方面和涉及多种方法。在本文中，我们强调了振动技术在桥梁、建筑物和道路路面等建筑结构监测中的应用。振动是建筑结构监测的方法之一，因为振动响应能反映建筑结构的整体和局部性能。基于振动技术的监测系统是抗震和抗风建筑结构研究的一项重要工作。在地震监测方面，日本气象厅（Japan Meteorological Agency, JMA）主要利用位移型地震仪进行地震运动观测。然而，在抗震建筑结构的研究中，因为加速度在建筑结构的运动方程中是作为结构的直接输入运动，所以加速度记录比位移记录更方便。此外，传统的地震仪可以记录大地震时饱和振幅振动。

1948年，一场破坏性极大的内陆地震——福井地震（Fukui Earthquake）（本文所涉及的地震的详细信息请参见表2）发生后，日本开始着手开发强震仪。1953年，日本强震动加速度仪委员会（Strong-Motion Accelerometer Committee, SMAC）开发了SMAC加速度仪（以该委员会的名字命名）[9]。SMAC加速度仪是一个模拟装置，可以记录高达1 g ( $g=9.8 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ ) 的三轴加速度。1956年，日本在建筑物中总共安装了25个SMAC加速度仪，这标志着日本开始了建筑结构的地震

响应监测。到1975年，日本已经安装了约1000个SMAC加速度仪[10]。这些装置从1964年的新潟地震（Niigata Earthquake）、1968年的十胜冲地震（Tokachi-oki Earthquake）和1978年的宫城地震（Miyagi-oki Earthquake）等事件中获取了有价值的地震测量数据。从这些测量数据中总结出的经验已被用来设计日本的高层建筑。

自20世纪80年代后期以来，SMAC地震仪系统逐渐被淘汰。随着信息技术和数字记录技术的发展，新型加速度计应运而生。现代加速度计通常是一种小型的微电子机械系统（MEMS）。近年来，研究人员对无线传感器网络进行了大量的研究和开发。在日本，无线传感器网络在建筑结构监测中的实际应用已经在几项研究中得到证实[11,12]。无线传感器网络在应用中存在两个问题：一个是无线通信的稳健性，另一个是功耗的降低。无线传感器网络的这些问题还有待于进一步研究。

在无线传感器网络的开发过程中，从基于振动技术的建筑结构监测系统中所获取的数据被用于多种用途，包括监测极端情况下建筑结构的响应及为设计和工程的再开发提供反馈。20世纪90年代，随着越来越多的桥梁和高层建筑的修建，结构监测系统被应用于施工过程，大型建筑结构的振动控制变得越来越普遍。随着建筑结构的不断发展和监测系统的不断完善，建筑结构在不同环境和不同负载条件下的响应数据也得到不断积累。这些数据可被用于评估建筑结构的状况、指出潜在的损坏并有助于维修和（或）改造决策的提出。监测数据也为

表2 本文所涉及的地震清单

Earthquake names	Date of occurrence	Epicenter	Magnitude	Maximum intensity (JMA intensity) and maximum recorded peak ground acceleration (PGA)
1948 Fukui Earthquake	28 June 1948	36.16° N, 136.22° E	$M_w = 7.1$	JMA intensity 6
1964 Niigata Earthquake	16 June 1964	38.37° N, 139.22° E	$M_w = 7.6$	JMA intensity 6, PGA > 450 $\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$
1968 Tokachi-oki Earthquake	16 May 1968	40.90° N, 143.35° E	$M_w = 8.2$	JMA intensity 5 in Aomori and Hakodate
1978 Miyagi-oki Earthquake	12 June 1978	38.19° N, 142.03° E	$M_w = 7.4$	JMA intensity 5 in Sendai
1995 Great Hanshin (Kobe area) Earthquake	17 Jan 1995	34.59° N, 135.07° E	$M_w = 6.9$	JMA intensity 7, PGA 833 $\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$
2001 Geiyo (near Hiroshima) Earthquake	24 Mar 2001	34.083° N, 132.526° E	$M_w = 6.7$	JMA intensity 5-, PGA 852 $\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$
2003 Tokachi-Oki (Hokkaido) Earthquake	26 Sept 2003	41.78° N, 143.86° E	$M_w = 8.3$	JMA intensity 6-, PGA 988 $\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$
2004 Chuetsu-Niigata (Niigata Prefecture) Earthquake	23 Oct 2004	37.3° N, 138.8° E	$M_w = 6.6$	JMA intensity 7, PGA 800–1700 $\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$
2004 Kushiro-Oki (Hokkaido) Earthquake	29 Nov 2004	42.946° N, 145.274° E	$M_w = 7.0$	JMA intensity 5+, PGA 879 $\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$
2004 Kii Peninsula (Mie Prefecture) Earthquake	5 Sept 2004	33.15° N, 137.14° E	$M_w = 7.3$	JMA intensity 5-, PGA 400 $\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$
2007 Chuetsu-Niigata-Oki Earthquake	16 July 2007	37.5° N, 136.6° E	$M_w = 6.6$	JMA intensity 6 upper, PGA 6.7 $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ in Kashiwazaki City
2011 Great East Japan (Tohoku) Earthquake	11 Mar 2011	38.322° N, 142.369° E	$M_w = 9.0$	JMA intensity 7 (max), PGA 2000–2900 $\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$

$M_w$ : moment magnitude.



建筑结构的维修和管理提供依据。

本文综述了土木结构的结构监测策略和实践，重点介绍了日本在这方面的研究工作和实施情况以及作者本人的一些经验。在对实际桥梁和建筑物的振动监测数据进行分析的过程中，研究人员得到了一些新的和意想不到的发现，由此可见监测的重要性。本文主要包括桥梁结构监测和建筑结构监测两部分内容。每个部分的监测案例按照类型、策略和目的进行归类。

## 2. 桥梁结构监测

### 2.1. 大跨度桥梁设计验证的监测

动态性能是大跨度桥梁设计时需要重点考虑的因素。由于大跨度桥梁的柔韧性和低阻尼的特点，其在整个使用寿命期内可能会发生各种类型的振动。空气动力稳定性和地震响应是设计中需要主要考虑的问题。因此，对日本的大跨度桥梁在早期研发阶段、设计阶段和竣工阶段分别进行动态测试是十分普遍的。研究人员有时候在施工阶段就会安装监测系统，并在施工结束后再多保留几年。这类监测数据已被用于验证与地震载荷和风载荷相关的设计假设。在下面的章节中，我们针对设计验证将描述一些与监测相关的研究工作。这些设计验证以抗风载荷和抗地震载荷以及建筑结构响应为研究对象。

#### 2.1.1. 风振响应设计验证的监测

在日本大跨度桥梁的开发初期，力的量化（尤其是风载荷）的相关问题在设计过程中是非常重要的。历史经验的不足和设计假设较大的不确定性，使得通过大规

模实验测试进行验证成为重要的设计步骤。从1973年到1975年，研究人员为了验证抗风设计方法，为HSBP建造了一个十分之一截面的桥梁模型，其中包括明石海峡大桥。研究人员对长度约8 m的桁架加劲梁进行了自然风测试（图1）。实验结果测得的阻力系数与风洞试验的估计值一致[13]。

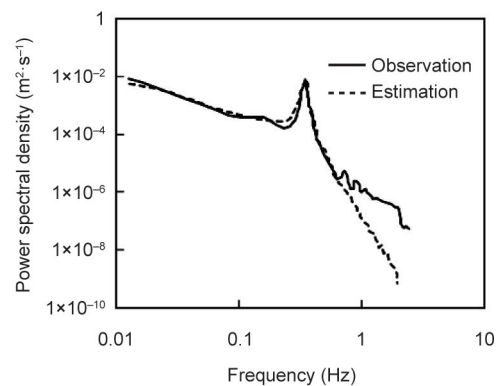
在桥梁设计的早期阶段，随着传感器技术和信息系统的发展，这种尝试最终发展成为了在桥梁使用寿命期间使用永久性测量装置进行监测。例如，图2 [14,15]显示了在桥梁竣工阶段，明石海峡大桥的测量仪表数据 [16]。该图显示了利用全球定位系统（GPS）测量得出的平均风速和横向位移之间的关系。由于桥梁跨度足够大，GPS定位可以较准确地测量出桥梁的位移。由实验得出的观测值与设计平均值比较接近，最大值较为保守且具有合理的余量[17]。此外，研究人员对HSBP中各种大跨度桥梁的功率谱、湍流强度和自然风空间相关性的测量数据进行了研究，并对设计假设进行了验证，结果发现这些数据处于合理的范围内[14,15]。

风洞试验通常采用截面模型来确定气动阻尼和刚度。在风洞测试中，风速因子的变化是已知的，但这在已建成的大跨度桥梁的全尺寸试验中几乎没有得到证实。为了了解和确认空气动力学刚度和阻尼的变化情况，研究人员对日本Hakucho大桥[全长1380 m（330 m + 720 m + 330 m）的三跨悬索桥]进行了风振响应的建筑结构监测（图3）。从施工结束后到1998年正式通车之前，研究人员在桥上每隔30~55 m安装一个加速度计，记录了在不同风速条件下连续数周的建筑结构风振响应数据。

研究人员采用反分析方法评估了建筑结构在环境振



(a)



(b)

图1. (a) 大型桥梁模型（由本州-四国桥梁管理局提供）；(b) *in situ*模型响应（观测）和风洞试验的估计值（平均风速为12.6 m·s<sup>-1</sup>、海拔0°）的对比。



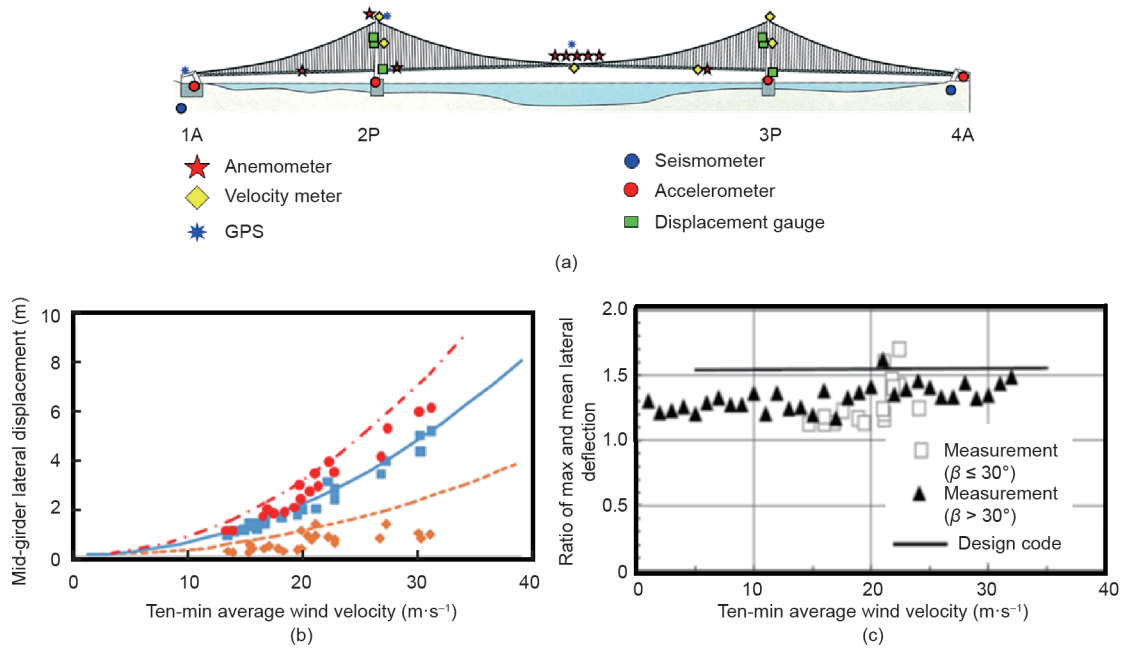


图2. (a) 明石海峡大桥的监测系统; (b) 明石海峡大桥 10 min 平均风速与中梁横向位移的关系; (c) 测量和设计规范的比较 (由本州-四国桥梁管理局提供)。1A 和 4A——锚固; 2P 和 3P——主桥塔;  $\beta$ ——风斜交角 (即迎面而来的风与桥梁轴线法线的夹角)。经 J-STAGE 许可, 转载自参考文献 [14], © 2010 以及经 J-STAGE 许可, 转载自参考文献 [15], © 2006。

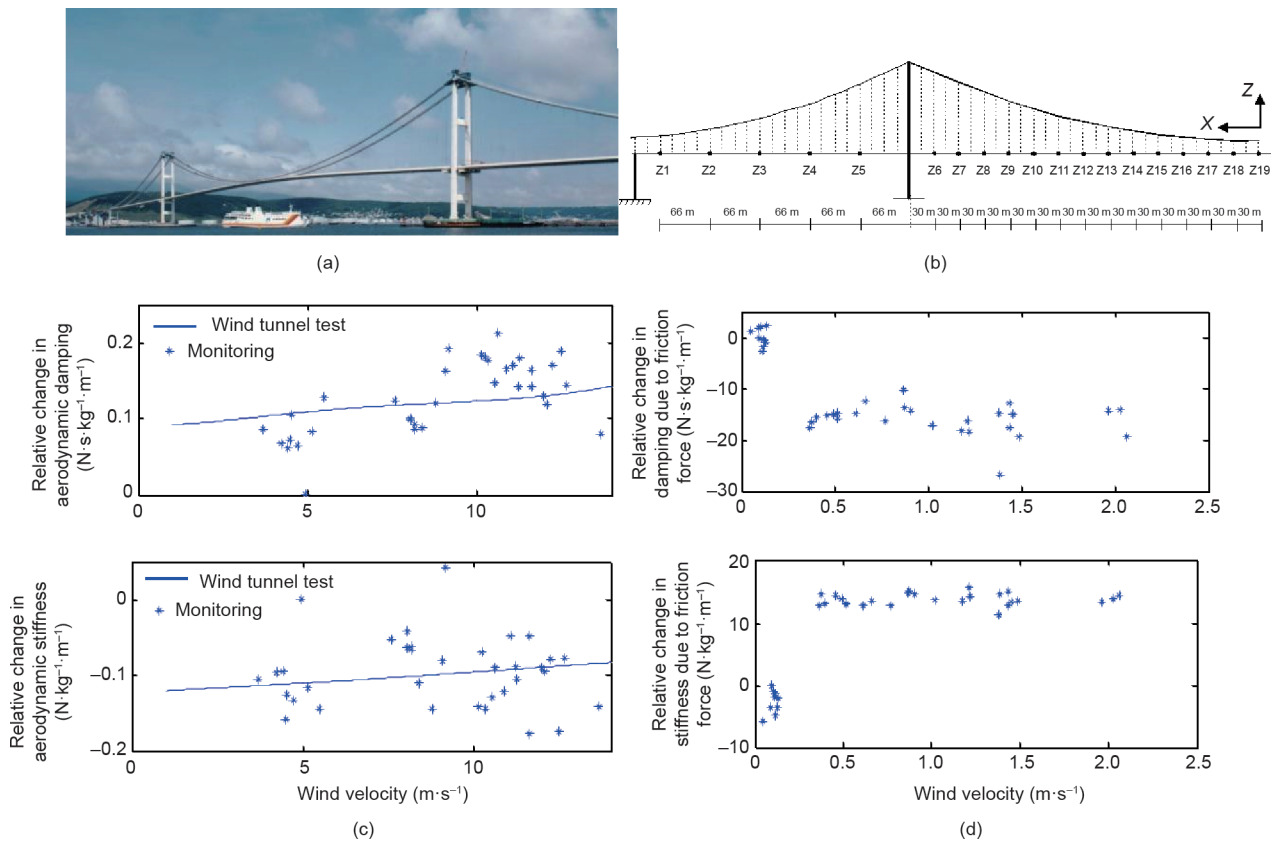


图3. (a) Hakucho 桥; (b) 环境振动测量的运动型传感器布局 (Z1~Z19 表示传感器的位置)。已确定的变化: (c) 气动阻尼和刚度与风速的关系; (d) 摩擦力产生的阻尼和刚度与风速的关系。经 American Society of Civil Engineers 许可, 转载自参考文献 [18], © 2005 和经 Elsevier Ltd. 许可, 转载自参考文献 [19], © 2007。

动和强风条件下的性能[18,19]。结果表明,在一般情况下,自振频率随着风速的增大而减小,而阻尼比随着风速的增大而增大。研究人员在实验中将空气动力和摩擦力对风速的影响进行了量化。结果表明,空气动力对风速的影响远小于支座摩擦力对风速的作用。空气动力对风速的影响约为摩擦力对风速影响的1%,其特性与风洞试验中空气动力的特性一致[图3(c)]。作者认为,这些试验结果是对风洞试验中空气动力与大跨度桥梁全面监测结果的阐述和比较,这在世界上尚属首次。

此外,研究人员发现相位差的局部效应主要集中在主梁的边缘。该发现可被用于确定由支座处摩擦力引起的附加阻尼和刚度的作用[图3(d)]。由支座处摩擦力引起的阻尼和刚度的变化趋势比较明显,即在振动较小的情况下主梁显示出低阻尼高刚度的特性。当风速增加时,阻尼也增加,即当支座脱落时,刚度会因建筑结构变形的增加而降低。参考文献[18]给出了风速对刚度和阻尼影响的详细说明。在对桥梁的长期抗震监测中,研

究人员也观测到了由支座处摩擦力引起的附加刚度和阻尼的影响,详情请见参考文献[20]。

### 2.1.2. 抗震设计验证的监测

从建筑结构监测中获得的抗震响应数据已被用于验证抗震设计。日本最长的斜拉桥——多多罗大桥(Tatara Bridge)(图4)就是其中的一个例子。2001年日本广岛附近发生的Geiyo地震( $M_w = 6.7$ )对多多罗大桥产生了强烈刺激。桥梁现场的最大地面加速度为 $144 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ 。对地震响应的观测表明,根据监测系统记录的地震动计算出的响应谱的实际地震载荷低于设计规范。研究人员通过模拟分析的方法研究了桥梁的抗震性能,验证了建筑结构模型和假设。模拟结果与实际观测到的地震响应基本一致[21]。

大跨度桥梁抗震分析中的一个重要工程问题是地震动的空间变化。因为大跨度桥梁的支座被大跨度结构隔开,所以导致地震波传播滞后,进而产生了这种空间变

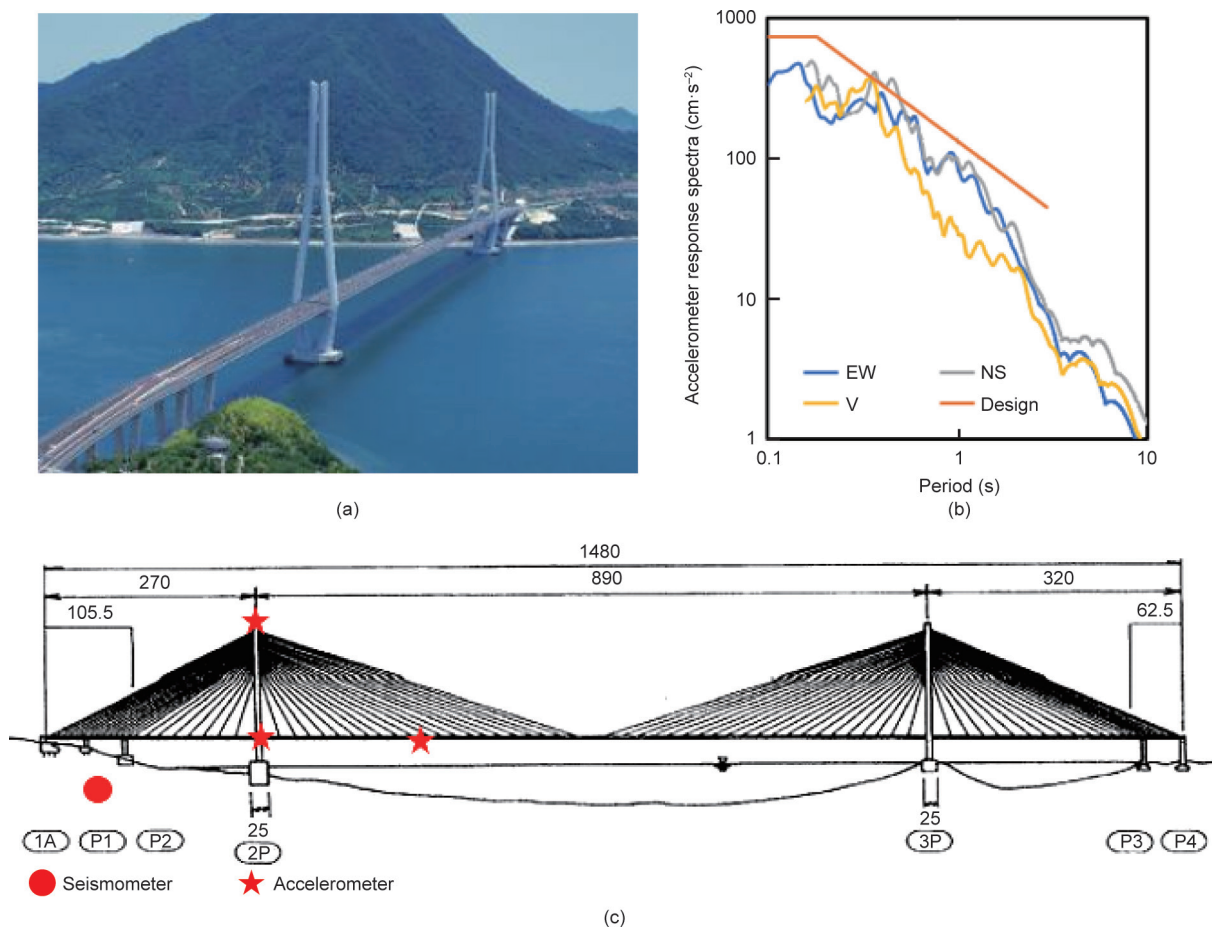


图4. (a) Tatara桥; (b) 在2001年广岛附近发生的Geiyo地震中,桥梁抗震设计响应谱与所观测到的响应谱之间的比较; (c) Tatara桥的监测系统(单位: m)(由本州-四国桥梁管理局提供)。EW: 东西方向; NS: 南北方向; V: 垂直方向。P1、P2和P3是桥墩; P4是桥梁端部的桥墩。

化。在1995年日本阪神（神户地区）大地震（ $M_w=6.9$ ）期间，研究人员根据所观测到的地震响应，对日本Onaruto桥进行了此类分析。研究表明，地震动的空间变化增加了主梁的垂直响应[22]。其他大跨度桥梁（包括2001年广岛附近的Akinada桥）的垂直梁响应也有类似的增加趋势[23]。

在2001年日本广岛附近发生的Geiyo地震中，第一座来岛海峡大桥（Kurushima Kaikyo Bridge）坍塌[24]。研究人员将观测到的地震动应用到了动态三维有限元分析中，并验证了失效的中心支撑杆组件的设计性能。通过重新分析从极端事件中获取的观测数据，可以为验证和更新设计提供有价值的信息。

另一个重要的设计验证案例是阻尼值的合理估算和相关机理的恰当阐述。合理估算阻尼值并阐述相关机理是非常困难的，因为相关机理比较复杂以及被估计的值对激发条件又十分敏感。尽管如此，一些研究人员还是利用大跨度桥梁的抗震记录对阻尼机制进行了阐述并估算了阻尼值。例如，Kawashima等[25,26]利用Suigo桥（长度为290.45 m的双跨连续钢箱梁斜拉桥）的33次抗震记录阐明了桥塔和桥面板的阻尼特性。结果发现，阻尼比与实测的加速度相关，同时取决于建筑结构部件和震动刺激的方向。

从日本鹤见翼桥（Tsurumi Tsubasa Bridge）通车起，研究人员就开始对大桥进行强震观测，并获取了一些重大地震记录。在2004年10月23日发生的日本新潟（新潟县）地震中，抗震记录显示地震震动持续时间较长，抗震响应的位移幅度的阻尼较小[27]。研究人员从横滨湾大桥（Yokohama Bay Bridge）10次地震的抗震记录中发现，随着地震震级的增加，垂直和水平方向上低阶模态的阻尼比均有增加的趋势[28]。对于小震级地震，平均阻尼比为2%；然而，随着地震震级的增加，不同方向上的阻尼比显著增加，最高可达4%~5%，从而导致其比先前建议的2%要大。

## 2.2. 隔震系统性能验证的桥梁监测

日本桥梁采用隔震抗震技术已经有30多年。日本第一座抗震隔离桥是宫川大桥（Miyagawa Bridge）。桥梁主梁为三跨连续非组合钢梁，长度为105.8 m。这座桥位于静冈县春野町，该桥于1991年3月通车，是从全国选出的用于基础隔震系统建设试点项目的8座桥梁之一。铅芯橡胶垫（LRB）被用作隔震装置。为了检查抗震隔

离桥的抗震响应特性，研究人员在宫川大桥上的桥墩墩帽、主梁和自由场处安装了强加速度传感器。1992年4月25日，JMA记录到一次4.9级地震，震中位于日本静冈县。这是日本隔震桥梁监测系统的第一次地震记录。对记录进行分析有助于研究人员确定在基础隔震桥设计中所采用的一些重要方面[29]。

本文接下来对几个中短跨度和长跨度抗震隔离桥监测的案例研究进行了阐述。在1995年日本阪神（神户地区）大地震发生之前，日本的一些桥梁就被安装了基础隔震系统，其中一些还被安装了地震监测系统。1995年阪神（神户地区）大地震使这种基础隔震系统第一次遭受强烈震动。在抗震隔离桥上安装结构监测系统的最初目的是为了确定地震刺激下隔震系统的性能。由于隔震技术是一种新兴的先进技术，因此，利用从实际事件中获得的震动响应记录来验证此类桥梁的设计程序和模型的准确性是十分必要的。

研究人员对基础隔震桥在大地震中的表现性能进行了详细的研究。他们选取的研究对象为日本西部关西地区的松之滨（Matsunohama）高架桥（图5）[30]。该桥于1994年开放通车，是阪神高速公路上的第一座基础隔震桥。该桥是四跨连续钢箱梁桥，桥梁全长为211.5 m，曲线半径为560 m。在1995年日本阪神（神户地区）大地震中，该桥距离震中中心东南方向约35 km处。松之滨高架桥有两座基础隔离桥：A桥和B桥。Chaudhary等[30]采用系统识别的方法研究了隔震系统在1995年日本阪神（神户地区）大地震中的性能。研究表明，使用简单的等效线性二自由度（2-DOF）集中质量模型来捕获基础隔离的松之滨高架桥的整体性能是可行的。该项研究证实，基础隔震系统的性能是令人满意的。因为它可以有效地解耦上部建筑结构与下部建筑结构，进而通过滤除其他频率，使得主梁的地震动响应频谱只包含了上部主要建筑结构频率。

图6显示了1995年日本阪神（神户地区）大地震主震及余震的观测结果。结果表明，随着地震强度的增加，两座桥梁的自振频率均逐渐降低。第一模态频率的降低与隔震作用下支座刚度的降低有关。第二模态频率的降低与桥梁下部结构刚度的降低有关。第一模态的阻尼比与隔震器相关，其在B桥上的阻尼比比在A桥上大。这是由两座桥梁所采用的隔震系统的特性所导致的。研究人员在Yama-age桥上设立了类似的地震监测系统并进行了地震响应分析。值得注意的是，该桥的抗震隔离系



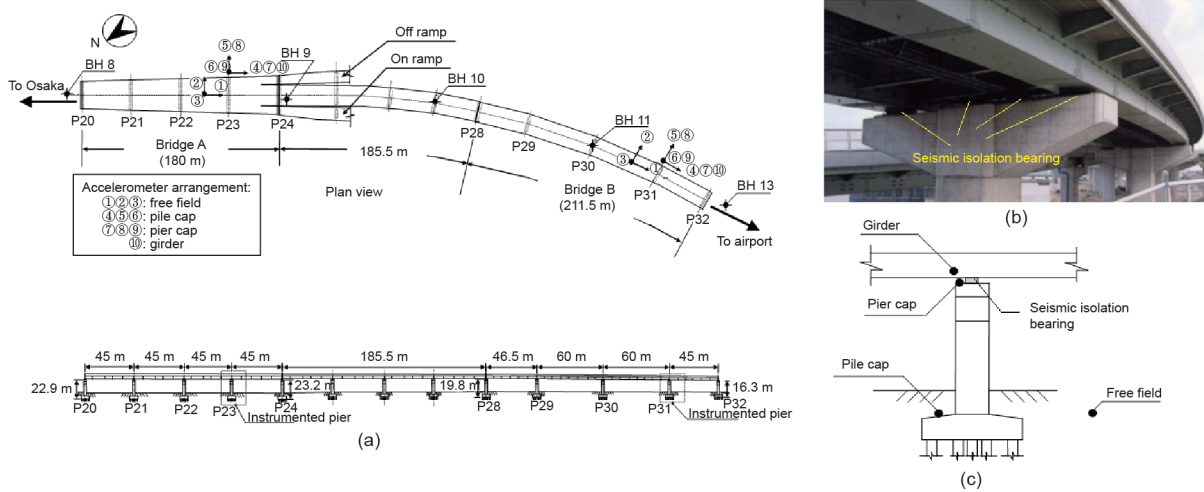


图5. 抗震隔离的松之滨高架桥。(a) 总体布局和强震仪；(b) 桥墩墩帽和抗震支座的照片；(c) 墩帽和主梁上传感器的位置。BH: 钻孔。P20~P32表示桥墩的位置。经American Society of Civil Engineers许可，转载自参考文献[30]，©2000。

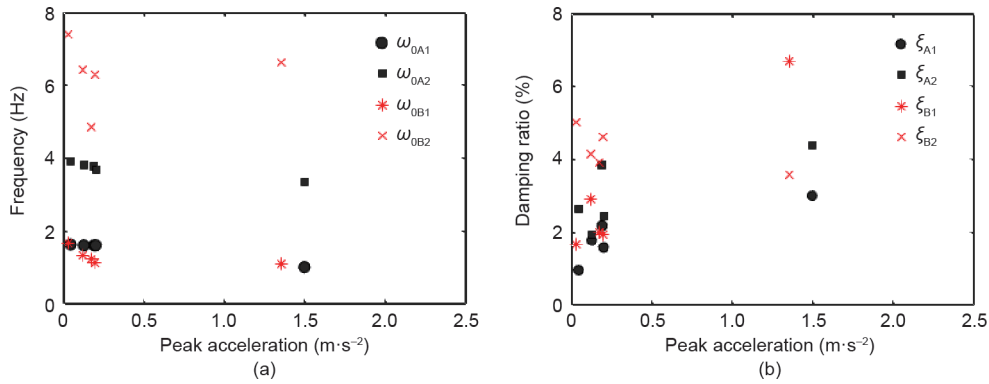


图6. 模态参数随地震强度的变化。(a) 自振频率( $\omega_0$ )；(b) 阻尼比( $\zeta$ )。上标A和B分别表示A桥和B桥；上标1和2分别表示第一模态和第二模态。

统采用的是高阻尼橡胶(HDR)支座。1995年,该桥受到了阪神大地震的冲击。隔震系统从实际地震中识别出了隔震支座,该支座的性能与安装之前的预期性能一致[30]。预期性能是通过载荷试验得到的,其位于建模不确定性(即摩擦的影响)的范围内。

在上述两种情况中,将确定后的刚度和阻尼系数与等效线性化的实验值进行比较,可以进一步评估隔震支座的性能。由较小的建筑结构元件引起的摩擦力会影响上部建筑结构的动力特性,并大大增加建模的不确定性,从而降低基础隔震的效果。研究人员发现,微小建筑结构元件对隔震系统会产生影响。研究人员利用这种反馈信息,改进了公路高架桥隔震系统的设计和使用[32]。

通过对1995年日本阪神(神户地区)大地震中隔震桥的地震响应的观测,研究人员认为隔震系统比橡胶垫的侧向力分布体系更具优势,因为其阻尼性能在很大程

度上降低了响应位移。因此,在1995年日本阪神(神户地区)大地震后,隔震系统的使用率显著增加。在由日本国土交通省(MLIT)管理的国家高速公路上,大约有120座桥梁和200座新建桥梁均采用了隔震设计。此外,隔震系统也被应用于现有桥梁的加固[32]。

大跨度桥梁比中小跨度桥梁具有更大的变形性能。大跨度桥梁的地震载荷通常要小于风载荷。然而,由于大跨度桥梁的主梁重量较大,由桥梁的上部建筑结构引起的惯性载荷可能很大。因此,通过进一步延长自振周期来降低地震载荷的做法是常用的隔震方法。具体做法是,通过使用专门设计的塔梁连接系统来隔离梁与塔,从而达到隔震目的。然而,在降低地震载荷的同时,可能会因为桥梁的变形性能导致建筑结构的过度位移。因此,在对大跨度桥梁进行隔震处理时,需要谨慎考虑是否要降低地震载荷。

日本的一些大跨度斜拉桥均采用了塔梁连接的方

法来延长桥梁的自振周期。例如，位于日本名古屋的 Meiko Triton 斜拉桥采用了弹性缆索将主塔和主梁沿纵向相连接，从而使自振周期延长至大约 2~3 s。位于日本横滨的鹤见翼桥 (Tsurumi Tsubasa Bridge) 在主塔和主梁之间采用了弹性约束缆索体系，并使用叶片式液压油阻尼器来控制位移。另一个例子是日本的东神户大桥 (Higashi-Kobe Bridge)。为了延长大桥的自振周期，桥梁施工人员在塔楼和墩帽的所有支座处沿纵向放置了能自由活动的支撑物。为了提高桥梁的安全性和增加阻尼，桥梁施工人员在主梁端部安装了叶片式液压油阻尼器[32]。

在日本，一些大跨度桥梁（包括已安装有隔震系统的桥梁）均安装了密集排列的永久性地震监测系统。横滨湾大桥就是其中之一（图7）。由于该桥被建造在软土上，所以需要特殊的隔震系统。该桥位于活动断层附近，靠近1923年日本关东大地震的震中。特殊的地理条件使得桥梁的抗震性能成为首要考虑的问题。因此，为了验证抗震设计以及监测桥梁在地震作用下的性能，研究人员在该大桥上安装了一套密集排列的综合监测系统。监测系统主要被用于评估桥梁的抗震性能、验证和比较抗震设计以及观测可能出现的损坏。研究人员对桥梁抗震记录进行分析时，重点关注的是隔震装置，即铰链支座 (LBC)。

作为其动态监控系统的一部分，该桥在36个位置配备了85个加速度计通道（图7）。为了评估桥梁的整体和局部性能，研究人员分析了1990年至1997年间6次大地震的不同振幅的地震记录[28,33]。大跨度桥梁在地震激发下的系统识别需要考虑沿桥梁测量的非唯一地面激发记录以及在多个方向上的激发。桥梁的LBC的性能研究主要是通过观测第一纵向模态、分析桥墩和主梁之间的响应以及使用有限元模型进行的分析来进行的。基于这些分析，得到了以下结果（图7）：①系统识别产生了三种典型的第一纵向模态，它们在桥梁端部墩帽和主梁之间的相对模态位移方面有所不同。这些模态是铰链-铰接模态、混合铰链-固定模态和固定-固定模态。后两种模态是人们强烈期望的机制的变体（即铰链-铰接模态）。对端部墩帽与主梁之间的相对位移响应的分析证实了上述结论。②在小地震中，LBC尚未起到全铰链连接的作用。因此，研究人员观测到了由于刚性连接而引起的较高的自振频率。在中等强度地震中，研究人员发现了混合铰链-固定模态。在大地震中，研究人员在两个端部墩帽处发现了全铰链连接模态。

### 2.3. 结构改造验证的桥梁监测

1995年日本阪神（神户地区）大地震后，日本建设部（Ministry of Construction）于1995年2月27日发布了重建和修复因地震受损公路桥梁的建议。为期三年的翻新工程于1997年完成。在1995年日本阪神（神户地区）大地震前设计的其他重要桥梁也在随后几年被翻新，以满足1995年日本阪神（神户地区）大地震后所制定的标准和规范。改造后的大桥包括了城市高速公路的三座大型缆索支撑桥——横滨湾大桥、彩虹大桥（Rainbow Bridge）和 Tsurumi Tsubasa 大桥[34]。

通过结构监测可以深入了解改造过程，并可以验证改造行动的效率。横滨湾大桥就是这样，这座中心跨度为460 m的斜拉桥自1990年以来就一直由密集分布的传感器系统进行连续监测。2005年，根据日本桥梁的抗震规范，横滨湾大桥被重新进行了抗震加固，以确保二级地震安全。改造方案考虑了两种最大可信地震，即在太平洋板块俯冲带发生的8级远场或中等远场大地震和近场或近场附近发生的近场内陆地震。

改造方案利用先前的监测结果和对两种地震动识别出的潜在损伤模拟，并得出结论，即在这种激发下，桥塔和支座将发生重大损伤。此外，远场地震动会造成更大的损伤，并导致主梁出现1.5 m的纵向位移。因此，研究人员引入了五种改造策略和故障安全设计概念[34]。

如前一节所述，横滨湾大桥的地震监测表明，在大地震期间，LBC可能无法正常工作。在这种情况下，桥梁端部墩帽底部的力矩可能会过大，LBC也可能发生故障，主梁可能会出现上拔变形。为了防止出现这种情况，研究人员对桥梁进行了抗震改造，并提供了故障解决方案。研究人员在2005年采用了故障安全设计对桥梁进行了抗震改造，使用预应力缆索将主梁端部与基脚相连接，以防止主梁端部隆起，如图8[35]所示。

### 2.4. 建筑结构控制系统验证的桥梁监测

为了抑制风振响应，振动控制被普遍应用于大跨度桥梁。传统的振动控制方法是被动振动控制（如主梁位移的液压阻尼器）和桥塔振动的调谐质量阻尼器。随着建筑结构的体积增大和弹性增强，控制设备需要更大的容量。主动控制（引入人工的外力来抑制振动）将成为一种更好的选择。因为主动控制需要进行测量才能调节控制力，所以监测成为这项新技术的基础。

从实际情况来看，主动控制在以下三种情形下优于

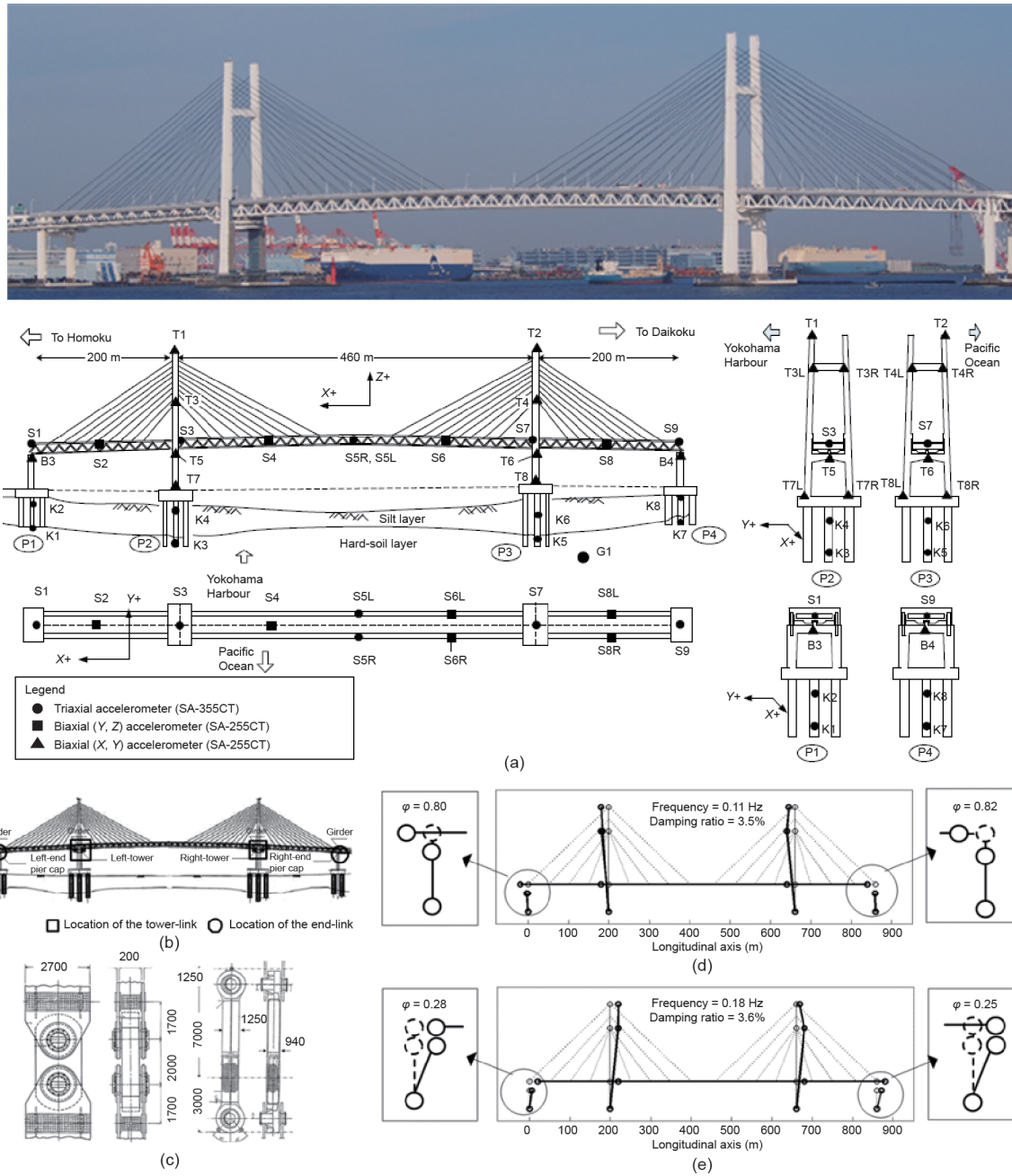


图7. (a) 横滨湾大桥和永久防震监测系统的布局; (b) 横滨湾大桥的LBC位置; (c) 连接桥塔(左)和底端墩帽(右)的典型LBC装置。从地震中识别出的横滨湾大桥的三种典型第一模态中的两种; (d) 铰链-铰接模态; (e) 固定-固定模态。S: 主梁上的传感器; T: 桥塔上的传感器; K: 地基上的传感器; B: 端部桥墩上的传感器; G: 地面上的传感器;  $\phi$ : 相对模态位移比(无量纲); R: 右; L: 左。经John Wiley & Sons, Inc. 许可, 转载自参考文献[28], ©2005。

被动控制: ①多种振动模态存在; ②施工过程中通常会观测到自振频率的变化; ③安装空间有限, 优先选用小型设备。这三种情形适合弹性较大的大跨度桥梁, 尤其是在施工阶段。Hakucho大桥在施工阶段应用的就是主动控制方法。如图9 (b) 所示, 研究人员在塔顶附近安装了一个钟摆式控制装置[图9 (a)] [36]。该系统是一个“混合”系统, 它将钟摆式运动提供的被动控制效果与带有电机的齿条和齿轮产生的主动控制力结合了起来。

为了确保安装在大跨度桥梁上的控制系统能发挥预期的作用以及能提供与控制系统性能相关的反馈信息, 监测系统是很重要的。表1列出了一些在施工阶段采用了主动控制方法的大跨度桥梁。

## 2.5. 极端情况下的桥梁监测

与欧洲和北美等世界其他发达地区相比, 日本是世界上被公认的自然灾害多发的国家。强烈的地震活动以



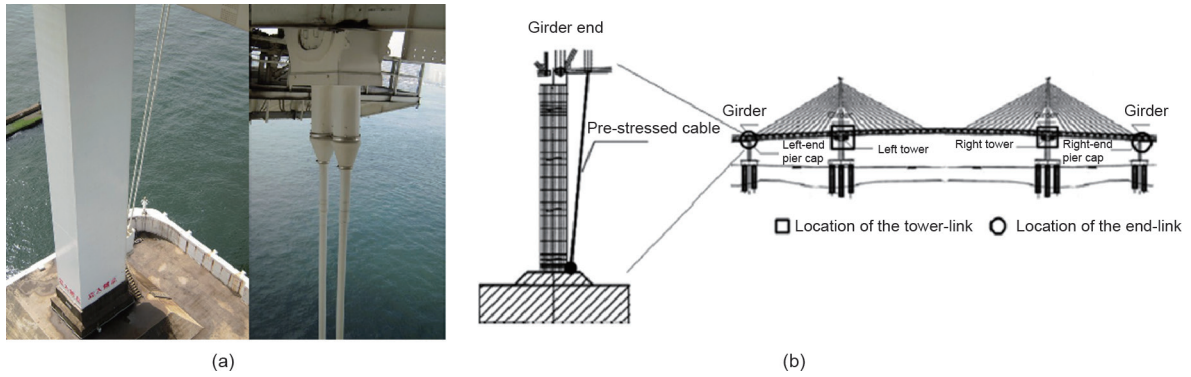


图8. 照片(a)和应用预应力缆索的故障安全设计系统的示意图(b)。缆索被用于连接主梁端部和地面,以防止横滨湾大桥的桥梁端部的隆起[35]。

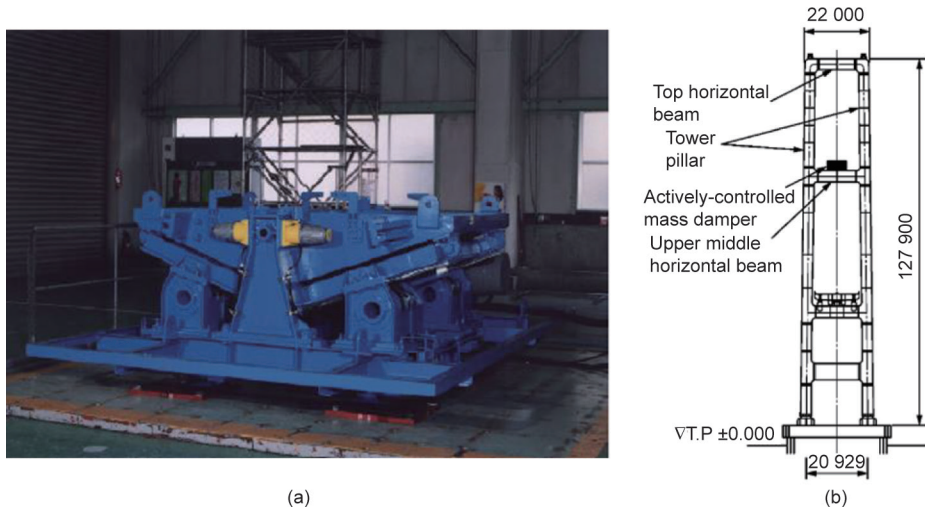


图9. Hakucho大桥桥塔的振动控制系统。(a)钟摆式控制装置;(b)在Hakucho大桥桥塔上的安装位置(单位: mm)。T.P: 高度。

及季节性强风和台风的频繁发生,使得日本针对此类极端事件进行的评估成为了其建筑结构监测的重点。在经过对初始设计、改造加固和建筑结构控制性能的有关假设进行验证之后,我们设计了一个桥梁监测系统来监测极端情况下建筑结构的性能并确定其对建筑结构的影响。极端情况下建筑结构性能监测的主要目的有两个:①验证极端载荷条件下设计假设的合理性或局限性;②观测设计中有可能被忽视的建筑结构的性能。这两个目的为未来建筑结构设计的改进提供了有用的反馈。本文接下来的部分将要描述与两个主要极端事件——强风或台风以及大地震——相关的案例。

### 2.5.1. 强风和台风期间的桥梁监控

日本每年遭受台风袭击的次数是不一样的;每年平均约有11次台风登陆日本。台风多发的季节通常从夏季(8月份)开始,并会带来强降雨和破坏性强风。强风和台风会造成大量人员伤亡和民用基础设施受损。在强风

和台风期间,对基础设施(如大跨度桥梁)进行监测是十分重要的。这不仅能够确保桥梁的安全性能,而且可以监测出建筑结构的实际响应和可能需要特殊处理的意外情况,也可以为未来的桥梁设计提供反馈。以下是对一些重要案例研究进行的综述。

在日本明石海峡大桥(Akashi Kaikyo Bridge)开通约两年半后,其经历了两次强台风,即台风“维姬”(Typhoon Vicky)(1998年第7次台风)和台风“帕特”(Typhoon Bart)(1999年第18次台风)。本文提及的台风详细信息,请参见表3。在这两次台风期间,大桥的结构监测系统记录到了桥梁结构的风振响应和地震响应。Miyata等[15]对监测系统记录的数据进行了分析,重点关注了功率谱密度(PSD)、风速波动的空间相关性(相干性)以及桥面板响应。这是针对大跨度桥梁在实际强风条件下的响应的首次评估,研究指出,位于中央跨距中间的桥面板的实际静态横向挠度与分析值相吻合(图10)。

风速波动的空间相关性（相干性）的估算在评估超大跨度桥梁的风致响应时至关重要。风速波动相对于降低的风速的空间相关性（相干性）通常用指数函数表示，即Davenport方程： $\text{coh}(f)=\exp(-k \cdot f \Delta x / U)$ ；其中， $k$ 是衰减因子， $f$ 是频率， $\Delta x$ 是两点的距离， $U$ 是平均风速。明石海峡大桥的抗风设计规范规定了以 $k=8$ 为设计标准的Davenport方程。对台风资料的分析表明，特别是在低频区域，相干值的测量值小于指数函数的估计值。后来有研究人员提出，用Gamma函数和Bessel函数的替代公式来描述相干性[15]。

除了对桥面板和桥塔进行振动监测外，研究人员还对明石海峡大桥的平行吊索进行了监测。平行吊索是连接主梁与主缆索的悬挂系统的重要组成部分。背风吊索经常出现尾流激振现象，在台风“维姬”和台风“卡特”期间，研究人员就观测到了过大的尾流激振现象，它破坏了为抑制吊索涡激振动而安装的HDR阻尼器。研究人员利用影像和风振监测数据进行目视检查，研究了尾

流激振现象，并提出采用螺旋式钢丝绳连接的方法来改善吊索的空气动力学特性[37]。

在主跨为405 m的Meiko West大桥的施工过程中，研究人员观测到了大振幅的斜拉索振动。通过可视化装置和振动监测系统进行的大量观测表明，大振幅斜拉索振动现象只在强风和暴雨同时发生时出现[38]。在雨天和一定的风速范围内，倾斜的斜拉索会产生较大的振动，其振幅比缆索直径大10倍，振动不仅包括第一模态，还包括较高的模态。该振动被认为是一种新的振动类型，因为它的独特性，其振动机制是涡激振动或尾流激振等经典振动机制所无法解释的。目前，该振动被广泛称为“风雨振”（rain-and-wind-induced vibration, RWIV）。

RWIV的激发机制已成为研究热点；然而，由于这种现象不仅涉及风和缆索的特性，还涉及液体在钝头体上的流动性，因此，研究清楚RWIV的实际激发机制是一件非常具有挑战性的工作。Yamaguchi [39]是最早提

表3 本文提到的台风列表

Typhoon names (Japanese name)	Date of occurrence	Category	Highest wind speed (10 min sustained $\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$ )	Maximum intensity (hPa)
Typhoon Vicki (7th typhoon of 1998)	22 Sept 1998	2	140	960
Typhoon Bart (18th typhoon of 1999)	21 Sept 1999	5 (super typhoon)	165	930
Typhoon Etou (10th typhoon 2003)	2 Aug 2003	3	155	945

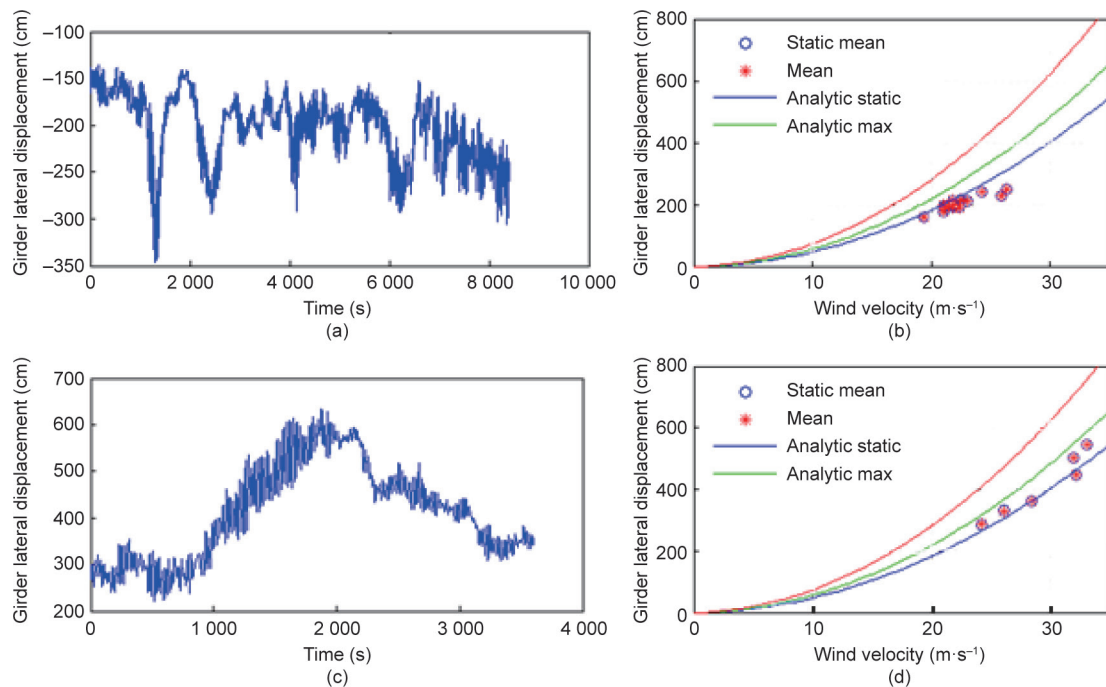


图10. 在台风“维姬”（1998年第7次台风）和台风“卡特”（1999年第18次台风）期间，在明石海峡大桥主梁中部测得的横向位移。主梁横向位移分别与台风“维姬”（1998年第7次台风）的持续时间（a）和风速（b）以及与和台风“卡特”（1999年第18次台风）的持续时间（c）和风速（d）的关系。

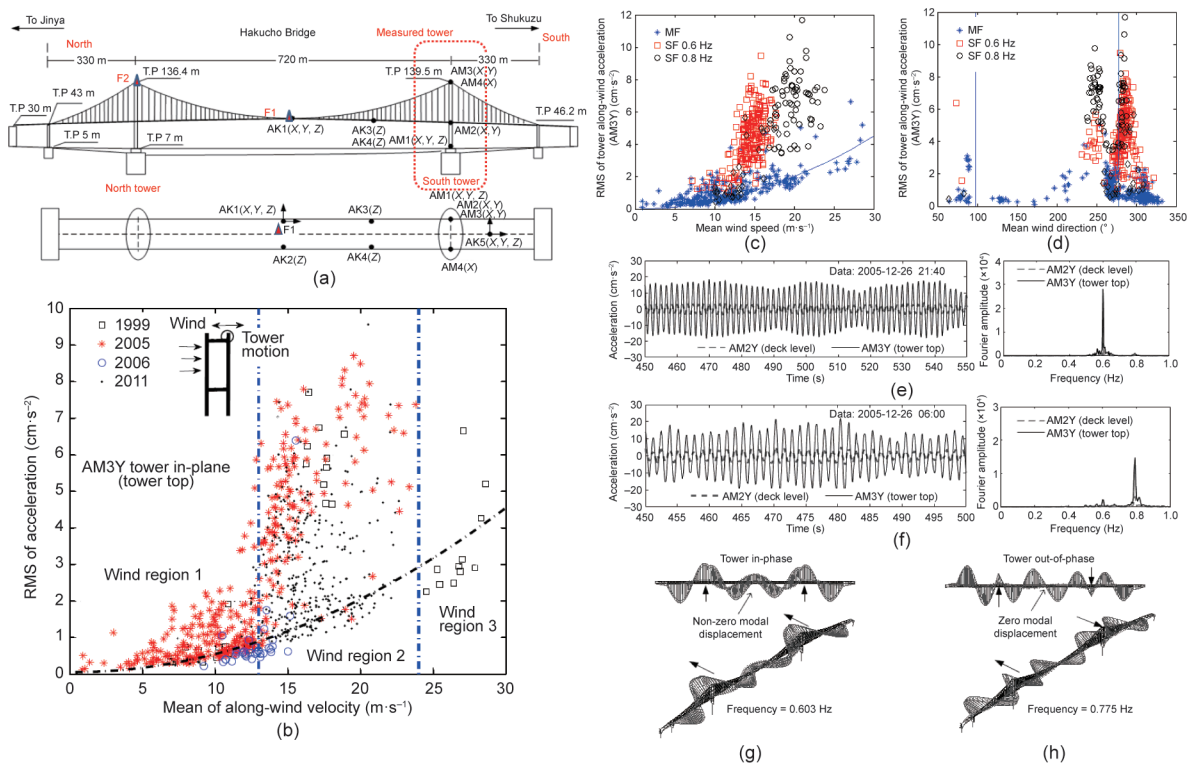
出利用模型来解释这种现象的人之一，在这个模型中，振动机制被分成两步来解释。在雨天，缆索表面刚开始会形成水沟。后来这些水沟改变了缆索的几何截面和相关的空气动力情况。由于冲角的微小变化，水沟易使升力呈现负斜率，从而显著降低牵引阻力。这些综合效应最终导致了Den-Hartog型驰振的不稳定性。

对许多大跨度斜拉桥的观测证实了类似的RWIV，包括对日本的Aratsu桥和Tempozan桥以及世界各地的其他桥梁的观测（参考文献[40]提供了这些观测的完整列表）。长期来看，振动会引起斜拉索的疲劳问题并导致锚索的损坏。目前，研究人员已经进行了大量的实验研究和分析研究，确定了对抗这种振动的措施。现在，我们可以通过对缆索进行机械控制或对缆索表面进行处理来有效抑制这种振动。

监测是研究与极端风载荷相关的失效原因的重要手段，因为流体与结构之间的相互作用可能会引发罕见的现象，而这些现象在风洞中不易重现。例如，研究人员研究了1999年至2011年间4次强风和台风过程中所观测到的哈口桥塔的非预期顺风向振动现象，重点研究了该

桥塔的单频振动[41]。这座桥被安装了一个永久性的风振和地震监测系统，该系统由被放置在14个位置的27个振动传感器通道组成。传感器包括22个单轴加速度计通道、两个单轴位移传感器和一个三轴自由场强震仪[图11(a)]。为了监测风速和风向，在中心跨度的中间位置和北塔的顶部位置[图11(a)中的F1和F2]分别安装了两个超声波风速计（DA-600; Kaijo Denki, 日本）。所有传感器同时测量响应，每10 min记录一次数据，采样频率为20 Hz。

长期的风振监测记录了在四个不同年份的强风事件下，即1999年3月（3月6日和22日）、2005年12月（12月25~28日）、2006年（6月29日和7月12日）和2011年11月（11月20~22日），桥塔的振动。在这些事件中，研究人员在桥梁的132 m 高的H形钢塔的背风面塔腿上观测到了单频顺风振动。振动仅在风速为13~24 m·s<sup>-1</sup>的范围内发生，具有一定的迎角度数[图11(c)和(d)]。研究者观测到了两个主要的单频振动，即频率为0.6 Hz和0.8 Hz的单频振动。它们具有类似于图11(e)和(f)所示的涡激振动的特性。频率为0.6 Hz和0.8 Hz的单频



**图11.** 在Hakucho桥桥塔上的顺风涡激振动:(a) Hakucho桥上的永久监测系统 (AM和AK分别表示桥塔和主梁上的加速度计的位置; F表示风速计的位置); (b) 在四个强风条件下观测到的桥塔面内加速度的均方根 (RMS) 与在塔顶测得的平均风速之间的关系; (c) 实验观测到的现象与风速之间的关系; (d) 实验观测到的现象与风向之间的关系 (其中MF表示多频, SF表示单频); (e) 在2005年12月26日的强风情况下所记录的桥塔面内振动频率为0.6 Hz的示例 (左) 及其频谱傅里叶振幅 (右); (f) 在2005年12月26日的强风情况下所记录的桥塔面内振动频率为0.8 Hz的示例 (右) 及其频谱傅里叶振幅 (左)。利用有限元模型分析生成的两种桥塔局部模态: (g) 频率为0.603 Hz的同相模态桥塔; (h) 频率为0.775 Hz的异相模态桥塔[40]。



振动分别与桥塔的局域同相模态和异相模态有关。在风速在 $13\sim 24\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ 的范围之外，或者当风向垂直于桥塔时，桥塔响应的主要特征是具有冲击趋势的随机响应。由于桥塔和主梁之间横向振动的耦合，使得桥塔的单频振动大大增加了主梁的横向振动。

为了阐明振动机理，在对监测数据进行分析的基础上，研究人员还进行了详细的有限元分析和风洞试验研究[41,42]。有限元分析表明，频率为 $0.6\text{ Hz}$ 的单频振动对应于桥塔的局域面内同相模态[图11 (g)]，而频率为 $0.8\text{ Hz}$ 的单频振动则对应于桥塔的局域面内异相模态[图11 (h)]。这两种模态是以桥塔为主导的模态，主梁和缆索等其他组件的参与度较低。

研究人员采用 $1:20$ 的比例模型进行了风洞试验，研究了不同风速和冲角下的风洞现象。结果表明，迎风塔的钝头体发生了涡旋脱落，说明在背风塔前存在着单频主振动。涡旋脱落产生了一个周期性的朝向背风面塔腿的力。在风速为 $13\sim 17\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ 、冲角为 $291^\circ$ 和风速为 $17\sim 24\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ 、冲角为 $248^\circ$ 的条件下，涡旋脱落频率与桥塔的 $0.6\text{ Hz}$ 和 $0.8\text{ Hz}$ 的自振频率，分别导致桥塔沿顺风方向发生共振。

在独立式施工阶段，大跨度桥梁的桥塔经常会出现涡激振动现象，但是在已建成的桥梁的桥塔上，特别是在桥塔坚固的支座上，涡激振动现象却很少发生。由于桥塔涡激振动的位移幅度相对较小，所以没有引起比较严重的问题。然而，监测数据表明，尽管桥塔存在横截面切角，但这种振动仍然会出现。这些研究结果可为桥塔抵抗涡激振动的结构设计提供参考。

## 2.5.2. 大地震期间的桥梁监测

日本发生的几次大地震对桥梁的设计规范和实施产生了重大影响。如1995年的日本阪神（神户地区）大地震和2011年东日本（东北地区）大地震。1995年日本阪神（神户地区）大地震对日本关西地区的几座大跨度桥梁产生了重大影响。其中有一些桥梁安装了监测系统，这些监测系统获取到了重要的地震记录。其中一些地震记录是从仍在建设的明石海峡大桥上获取到的[43]；还有一些地震记录是从Minami Bisan-Seto大桥和Hitsuishi大桥（沿着本州-四国联络桥的儿岛-坂出路线）[44,45]以及Higashi-Kobe大桥[46]上获取的。根据所记录的地震响应数据，研究人员对桥梁的抗震性能进行了研究。通常，研究人员首先会将所记录的地震动数据与设计好的地震动数据进行比较，以此来进行分析。随后，研究人员通过详细的分析（即对地面施加到所有支座上的地面加速度进行数值模拟）来评估桥梁的动力响应。从这些地震中获取的经验以及从监测系统中获得的地震响应数据，为日本桥梁设计规范的改进和实施做出了贡献。

日本东神户大桥（Higashi-Kobe Bridge）（图12）[46]是一个特例，因为它是1995年日本阪神（神户地区）大地震中，仅有的几座安装有监测系统的大跨度受损桥梁之一。桥梁连接端部主梁和桥墩墩帽的支座结构失灵[图12 (b)]，失去了其作为抗拔垂直支撑构件的功能。由于主梁端部横向运动过大，导致风挡失效，进而引起桥梁支座连接失效。幸运的是，该桥在侧跨处由中间桥墩支撑，为桥梁提供了额外的冗余，避免了桥梁全部倒塌。

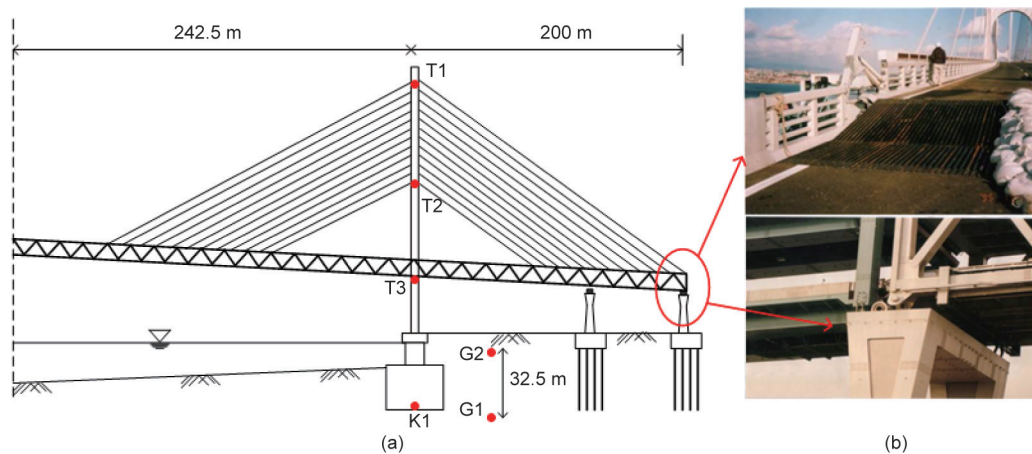


图12. 在1995年日本阪神（神户地区）大地震期间，东神户大桥的损坏状况。(a) 东神户大桥的监测系统；(b) 桥梁端部支座的损坏情况。经 John Wiley & Sons, Inc. 许可，转载自参考文献[46]，©1998。

地震监测系统可以成功记录地震期间桥梁的响应情况。主梁之间的碰撞以及支座和连杆的损坏情况在历史记录中都可以查找到。通过对记录中地震响应的尖峰状波形进行分析可知，桥塔和主梁之间发生了碰撞。该地震响应还表明，土壤-结构体系受到表层饱和土壤孔隙水压力累积的强烈影响[46]。地震发生后，为了在桥梁墩帽和主梁之间增加冗余以防止桥梁连杆失效，施工人员采用了抗拔缆索来连接桥梁墩帽和主梁。除了观测到建筑结构响应，研究人员在地震动记录中还观测到了液化迹象，这是因为桥被建造在了填海土地上。研究人员根据地震响应分析结果，修改了现行公路桥梁的设计规范，以评估在最软地基上建造的桥梁的抗震性能。

横滨海湾大桥在被重新翻修六年后，其在2011年东日本（东北地区）大地震中因强烈的地面震动而振动。监测系统记录到了桥梁对主要冲击和几次余震的重要响应。地震记录显示，隔震装置（LBC）有效地发挥了作用。研究人员从这次地震记录中发现了塔梁之间有横向撞击的迹象。桥塔的横向加速度特征是具有类似于脉冲

的许多周期性的尖峰，它们与主梁在频率为0.32 Hz时的第一横向模态有关（图13）[47]。随后进行的目视检查证实，在塔-梁连接处，主梁和桥塔之间发生了横向碰撞[47]。

尽管发生了这种情况，但在2011年东日本（东北地区）大地震中，横向撞击并未对建筑结构造成破坏。有研究者采用简化模型研究了在风挡处对应于桥塔和主梁节点间的双向接触问题[48]。简化的结构模型合理地模拟了撞击机理及其对结构的影响，如桥塔和风挡承受的最大冲击力。最近，Takeda等[49]采用多尺度有限元模型进行了更详细的研究，研究了地震冲击对桥塔和主梁的影响。为了验证有限元模型，研究人员利用了桥梁不同位置处的地震记录，然后，使用验证模型来估计桥塔、风挡和LBC在大地震中的抗震性能。

## 2.6. 桥梁设施维护和管理的监测

### 2.6.1. 大跨度桥梁的维护和管理的监测

由于现存的桥梁日益老化，目前日本正将结构监测

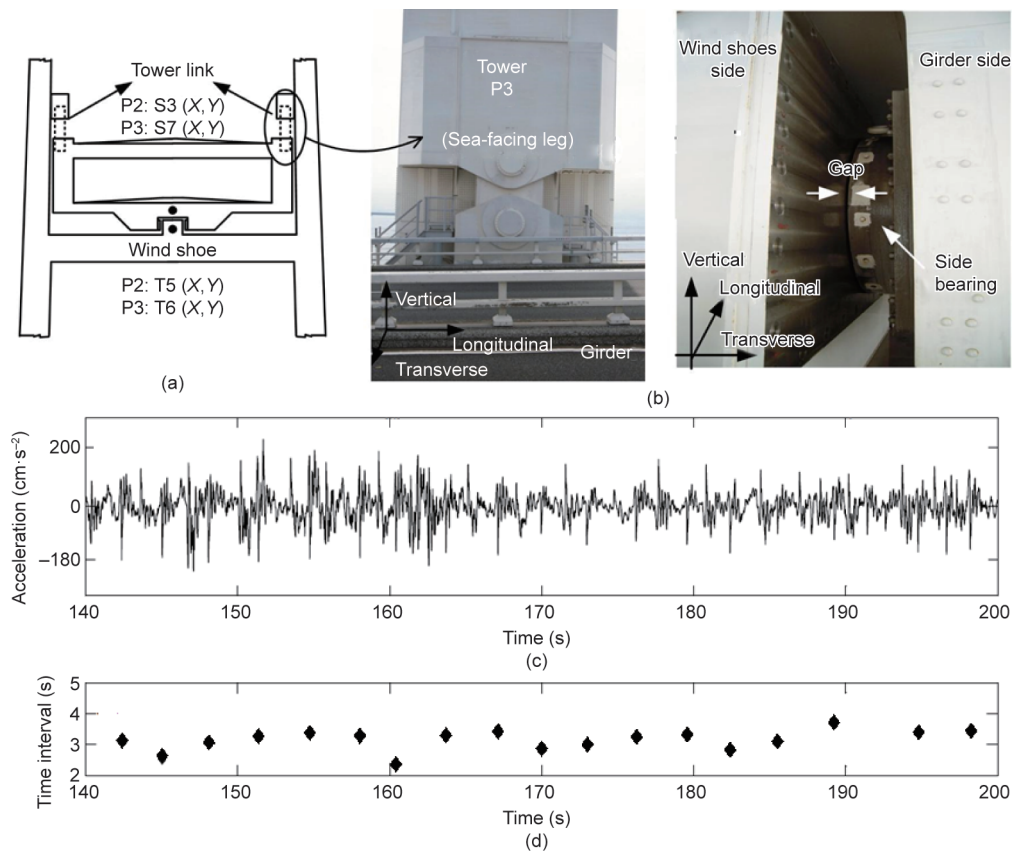


图13. 横滨海湾大桥桥塔的LBC照片以及在2011年东日本（东北地区）大地震期间使用的监测系统和所观测到的地震记录。(a) 传感器在桥塔和主梁上的位置，完整的传感器布局图请参见图7 (a); (b) 桥塔上连杆支座连接（左）和风挡（右）的照片; (c) 主震期间桥塔在桥面板高度处的加速度显示出类似于脉冲的尖峰; (d) 连续横向撞击之间的时间间隔。(c) 和 (d) 中的数据是从T5(Y)（桥塔P2横向主震上的传感器）中获得的。经American Society of Civil Engineers许可，转载自参考文献[47]，©2013。

应用到现有大跨度桥梁的维护和管理中。在若户大桥（Wakato Bridge）的修复和道路扩展过程进行结构监测，是早期实施结构监测的例子之一[50]。若户大桥始建于1962年，是日本第一座现代化大跨度悬索桥，桥梁中心跨距为367 m。为了适应不断增加的交通流量，1990年施工人员对大桥进行了四车道加宽工程。在进行拓宽工作的同时，桥梁禁止车辆通行，这种做法对日本北九州市的主要道路产生了严重影响，并给附近地区带来了一定的社会和经济影响。因此，施工人员决定在确保正常交通流量的条件下进行施工。这是日本当时的一项前所未有的建筑工程。为了确保桥梁在修复工作期间和之后均完好，施工人员给桥梁安装了半永久性的结构监测系统。监测系统可使用位移传感器记录关键位置的位移，并使用加速度计记录桥梁振动。

监测的主要目的是观测拓宽后的道路可能对桥梁形状和相关内力平衡造成的影响。这主要是通过使用位移计测量变形和对几个关键位置进行光学测量来实现的，关键位置包括桥塔的顶部（ $\delta 1$ ）、桥塔的中部（ $\delta 2$ ）、桥墩的顶部（ $\delta 3$ ）和主梁的端部（ $\delta 4$ ）[图14（b）][50]。由于施工人员提供了完工阶段的原始测量数据，因此研究人员可以轻松地将每个修复工作阶段进展过程中的结构条件与原始条件进行比较。图15展示了各个修复阶段

的位移测量点和相应的测量值。通过对比发现，关键位置的位移仍低于设计值。此外，研究人员在日本户畑市和若松市两地之间的桥梁上观测到了对称运动，这意味着在桥梁修复工作期间，内力之间的平衡得到了密切维护。从振动监测系统中可观测到，在桥梁被加宽之后，其自振频率没有变化或轻微增加。因此，研究人员预测，桥梁不会出现影响气动稳定性的重大损伤或软化。

大跨度桥梁的变形监测不仅在修复工作中很重要，在强风和台风等极端载荷条件下也很重要。在世界上跨度最长的明石海峡大桥上，研究人员通过GPS传感器测量了主梁在各个位置的横向位移。强风和台风期间的变形对于桥梁性能的评估和维护是很重要的。图16显示了在2003年台风“埃陶”（Typhoon Etau）期间观测到的主梁横向位移[16]。同时，研究人员还测量了横向位移（通过GPS传感器测量）、加速度和主梁中心的风速。

由于与传统的位移测量相比，加速度测量可以被应用于各种形状和位置相对任意的结构，因此，研究人员利用加速度测量得到的数据研究了参考位移估计需要定点的问题。实际载荷下的最大位移是评估现有结构性能的重要指标。但是，直接的位移测量需要一个固定的参考点，并且这种方法在实际的土木结构中通常很难实现且成本很高，而加速度测量可以在多种情况下轻易实

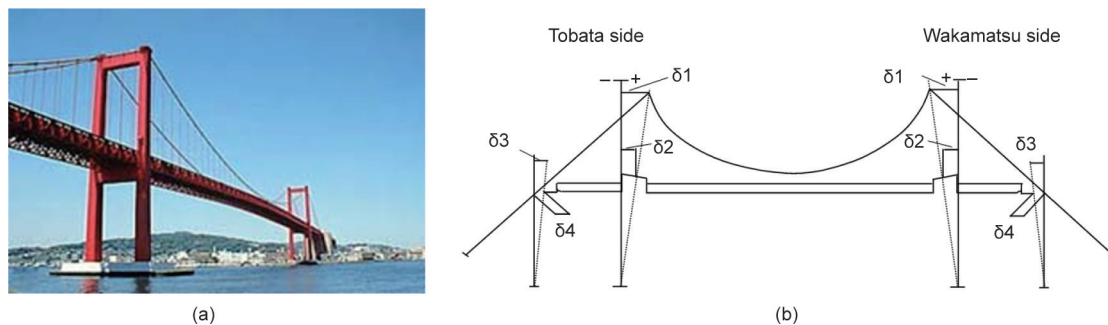


图14. (a) 若户桥；(b) 若户桥主梁被扩宽后，在桥上进行的变形测量。经J-STAGE许可，转载自参考文献[50]，©1991。

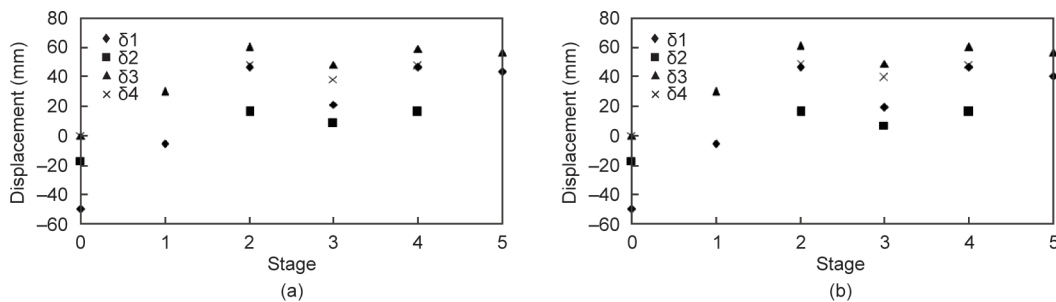


图15. 若户桥的变形测量。(a) 户畑侧；(b) 若松侧。阶段0=设计值；阶段1=完成时；阶段2=修复前；阶段3=中心跨度被缩减一半时；阶段4=修复后的设计值；阶段5=修复后。



现。因此，有研究者提出了一种基于随机振动理论的加速度响应的最大位移响应的快速评估方法[16]。研究人员从随机振动理论中的响应统计出发，首先推导出了响应加速度与响应位移之间关系的数学表达式。然后，通过数值模拟和利用在明石海峡大桥上的实际测得的数据评估了该方法的准确性，并验证了其适用性。该方法在位移测量方面扩大了结构评估和监测的应用范围，位移是桥梁的主要性能指标。

环境测量对于评估结构耐久性变得越来越重要。对于大跨度悬索桥，空气监测及缆索和箱形梁内的分监测对于避免发生结构腐蚀和盐分渗透非常重要。现代的大跨度桥梁都采用了干式空气喷射系统（图17）以保护主缆索免受腐蚀[51]。图17（b）显示了外部空气与明石海峡大桥主缆索内部空气之间的湿度比较，由此可知该系统的优势。

大跨度桥梁环境监测中的另一个挑战性问题是对桥塔塔脚处冲刷作用的评估。例如，施工人员每两年使用一次勘测船对明石海峡大桥进行超声波探测。到目前为止，尚未观测到桥塔塔脚处被严重冲刷的痕迹[52]。但是我们应该认识到，在超声波勘测的时间间隔期内可能

会发生能引起冲刷的自然灾害，因此对桥梁进行连续或永久的监测是十分必要的。事实证明，为地震或大风期间桥梁的动态响应所设计的常规监测系统是有用的，但是，为了合理地维护和管理大跨度桥梁，进一步开发监测系统以适应桥梁的维护和管理需求是十分必要的。

对于大跨度桥梁，尤其是铁路运输桥梁，另一个重要问题是钢构件的磨损问题。对于本州-四国联络桥儿岛-坂出路线上的桥梁，自桥梁设计和施工阶段起，工作人员就对钢构件的磨损问题进行了排查。这条路线上的桥梁在其使用寿命期内预计会承受较高的车轴载荷，因为它们需要支撑铁路运输。桥梁的主要构件采用的是高强度钢，这种钢材对疲劳很敏感。本州-四国联络桥高速公路管理局已经发明了一种焊接方法和一种被称为自动超声测试（AUT）系统的焊接检查系统[53]。该系统可以有效地检测出厂家的焊接缺陷。在利用该系统对现有的焊缝进行现场检查之前，工作人员对该系统进行了改进。截至2000年，工作人员对桥梁进行了两次检查，并且未发现裂纹迹象[54]。

## 2.6.2. 桥梁路面养护管理监测及移动车辆监测

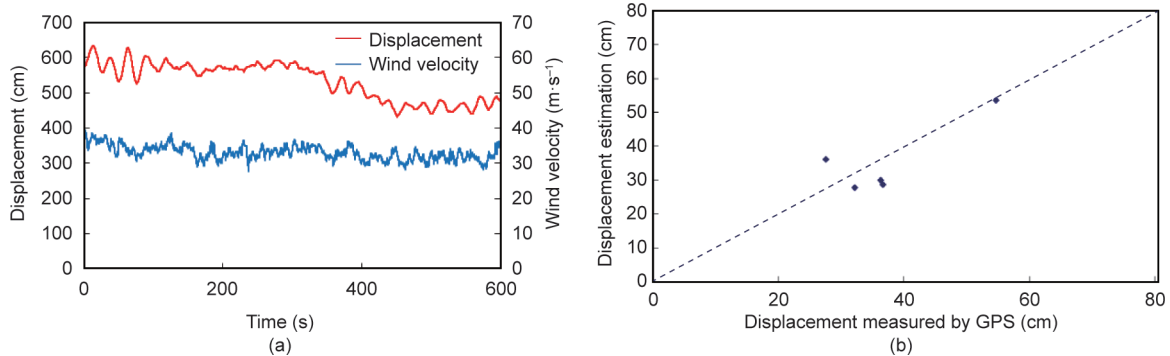


图16. 明石海峡大桥的性能。(a) 在2003年台风“埃陶”期间，通过GPS传感器测得的主梁中心处的横向位移以及风速与时间的关系；(b) 根据随机振动理论[16]，由加速度计计算的位移估算值与由GPS传感器测得位移值之间的比较（估算结果与观测结果一致）。经J-STAGE许可，转载自参考文献[16]，©1996。

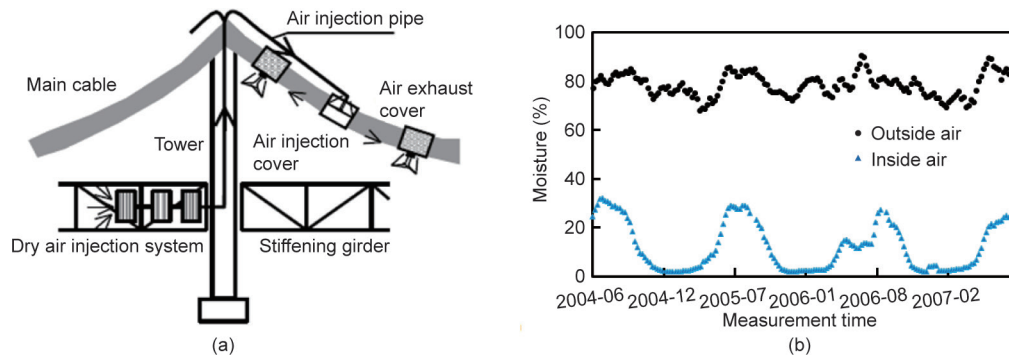


图17. (a) 明石海峡大桥的干式空气喷射系统；(b) 主缆索的湿度监测。由本州-四国桥梁管理局提供。

由于许多桥梁被分布在宽广的公路网中，因此，移动车辆的使用被视为是进行桥梁有效监测的一种替代方法和解决方案。间接估算的方法对于中短跨度桥梁和道路路面状况的评估特别有吸引力，因为在对这些桥梁和道路路面状况进行评估时，安装永久性监测设备和进行常规的人工检查所需的成本可能会很高。在利用间接估算法进行评估时，研究人员利用装有传感器的检测车，通过记录车辆沿着道路行驶时产生的振动来进行定期测量[55,56]。检测车可动态监测桥梁道路路面轮廓的基本属性，该属性是车辆-桥梁相互作用下桥梁动力响应的主要来源。利用路面评估技术可以估计桥梁的模态质量、桥梁自振频率和行驶中的车辆重量。检测车测量的另一个重要性能是钢筋混凝土路面的状况。安装了探地雷达（GPR）的检测车以 $80 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 的速度行驶在混凝土路面上，对混凝土路面状况进行评估。本节介绍了移动检测车进行的两种监测。

### 2.6.2.1. 路面轮廓评估及其在桥梁动力特性评估中的应用

研究人员利用车辆在正常行驶条件下的动态响应对路面轮廓的评估算法进行了研究，并对其性能进行了实验室评估[57,58]。基于动态响应的路面轮廓估计值通常难以补偿车辆动态特性和车辆行驶速度之间的差异，但是基于数据同化的路面轮廓估算技术已被证明可以补偿车辆动态特性和车辆行驶速度之间的差异，该项技术采用的是半车[HC; 图18 (a)]模型[56]。Kalman滤波器和粒子滤波器是典型的数据同化技术；路面轮廓被估算为增强状态向量的一部分。基于可观测性分析，车体的加速度和角速度响应可作为观测变量[59]。当满足了可观测性条件并且获得了能准确表示车辆响应的车辆模型参数时，说明被估算的路面轮廓是准确的。此外，使用智

能手机进行的基于响应的轮廓估算技术已被应用于不同类型的车辆，并且利用该项技术估算轮廓的成功率与利用配备有精密激光器和惯性传感器组件的轮廓测量仪估算轮廓的成功率相似[图18 (b)] [60]。

为了根据车辆响应来估算轮廓，HC模型的参数是首先必须要确定的。这可以通过分析车辆在经过一个已知大小的路面隆起后的响应来完成。该方法已经被研究人员提出并通过了实验验证[57,58]。参数识别技术的使用使得多种车辆类型可被用于轮廓估算。在日本，研究人员已使用此方法对100多辆装有智能手机的车辆进行了校准，而且这些校准后的车辆已被用于记录日常行驶中的震动响应。识别出的道路路面轮廓被用来评估路面状况。

此外，轮廓估算技术已经在几个桥梁动力学问题中得到利用。首先，轮廓估算法可以被轻松转换为轮胎接触力估算法[61]。将依据车辆响应测量值估算出的轮胎接触力与由车轴上称重传感器测得的轮胎接触力进行比较（图19），结果表明，由这两种方法测得的接触力在动态频率范围内是一致的[图20 (a)] [60]。因此，桥梁受到的力可以通过移动车辆被有效地估算出来。施加在桥梁上的动态载荷一旦被确定，就可以利用与车辆响应同步获得的桥梁振动响应来估计桥梁的模态质量[图20 (b)] [61]。桥梁模态质量是桥梁的基本属性。模态质量主要被用于利用桥梁的动态响应来估算桥梁上车辆施加的力[61]。

其次，利用轮廓估算技术可以从行驶的车辆中识别出桥梁的自振频率[61,62]。因为轮胎接触点的垂直位移是桥梁垂直运动和轮廓的总和，所以通过从后轮胎位移中减去前轮胎垂直位移，可以消除轮廓的共同分量，从而获得桥梁垂直运动分量。这种方法只使用了车辆的动态响应来估计桥梁自振频率。有研究人员对钢箱梁桥自

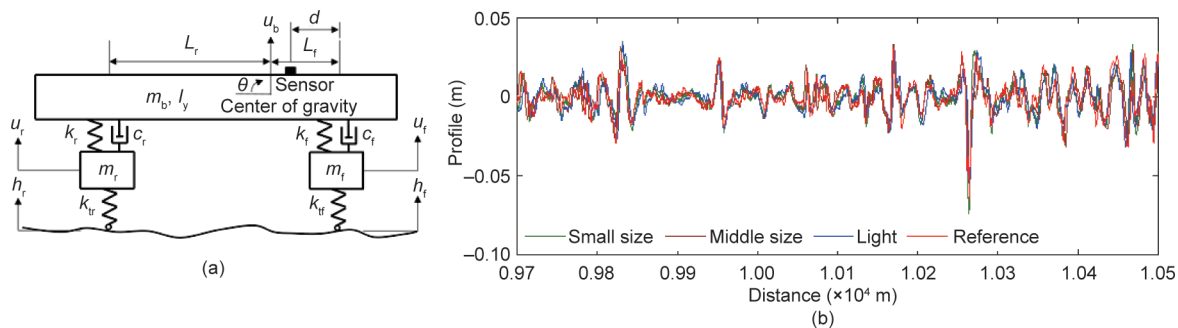


图18. (a) HC模型; (b) 三种车辆测得的轮廓与轮廓测量仪测得的轮廓的比较。  $m_b$ : 车体质量;  $I_y$ : 惯性力矩;  $u_b$ : 车体的垂直运动;  $\theta$ : 车体俯仰运动;  $d$ 是车辆前轴与传感器位置之间的距离,  $m_r$ 和 $m_f$ 表示轮胎质量;  $k_r$ 和 $k_f$ 表示车辆悬架刚度;  $k_{tr}$ 和 $k_{tf}$ 表示轮胎刚度;  $c_r$ 和 $c_f$ 表示悬架阻尼;  $u_r$ 和 $u_f$ 表示轮胎的垂直位移,  $h_r$ 和 $h_f$ 表示道路平整度;  $L_r$ 和 $L_f$ 表示从车辆重心 (COG) 到悬架装置的距离。下标f和r分别表示车辆的前端和尾部。经 Elsevier Ltd. 许可, 转载自参考文献[56], ©2018。



图19. 轮胎力估算的实验装置。(a) 配备的测试车;(b) 轮载传感器[60]。

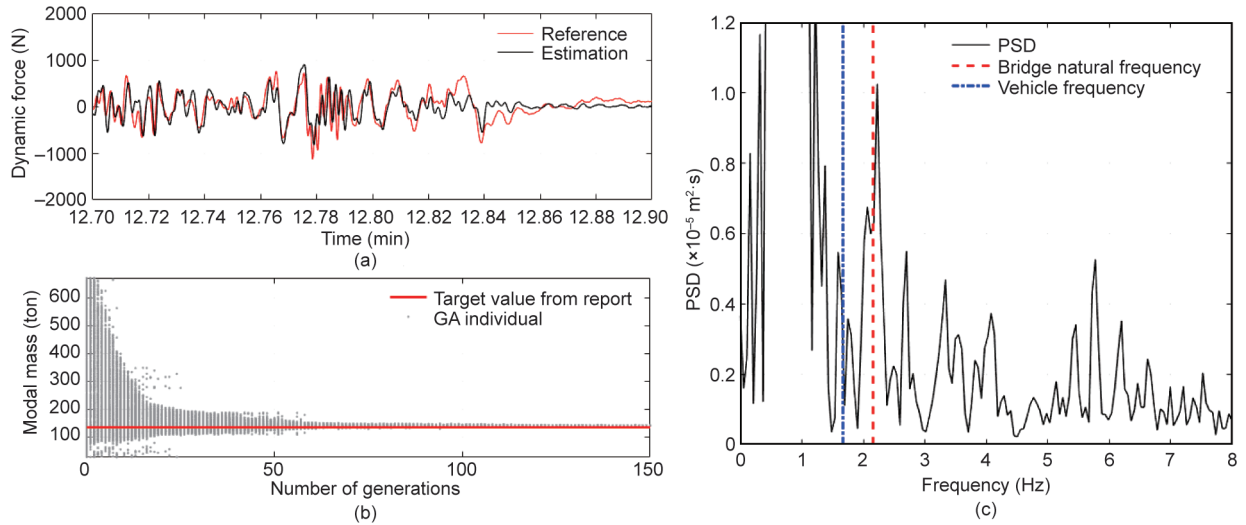


图20. (a) 在时域内被估算的轮胎接触力和供参考的轮胎接触力;(b) 桥梁第一模态质量的估计值;(c) 利用行驶中的车辆估算的桥梁自振频率[60]。GA: 遗传算法。1 ton = 1.01605 t。

振频率的估算能力进行了实验研究[图20 (c)][62]。由于车辆的运动、车辆与桥梁之间的相互作用以及轮胎位移估算值精度的有限性, PSD的峰值与桥梁的自振频率不完全匹配;但是, 主峰清楚地显示出与桥梁基频的对应关系。

#### 2.6.2.2. 使用装有 GPR 的车辆进行混凝土路面状况评估

桥面板是桥梁结构的重要组成部分。桥面板的主要功能是支撑车辆的垂直载荷并将这些载荷分配给主梁。桥面板通常沿着桥梁跨度连续排列, 并且在跨度的宽度上也连续排列。在大多数应用中, 桥面板由钢筋混凝土或复合材料制成。在不断的交通和环境压力下, 混凝土桥面板必须能够维持数十年。当然, 桥面板会不可避免地出现破裂、分层等损坏情况。在冬季天气恶劣的地方, 使用除冰盐会加速桥面板的腐蚀。

混凝土桥面板的损坏通常发生在内部, 直到后期才能从表面凸显出来。为了有效地保护混凝土桥面板, 快

速、准确地评估桥梁状况至关重要。在实践中, 研究人员已经使用了各种非破坏性技术(如冲击回波、链条牵引和超声脉冲速度)对混凝土桥面板的状况进行了评估。这些技术的局限性在于它们需要大量的人力和需要花费较长的时间。因此, 对钢筋混凝土桥面板进行更加有效和可靠的评估是十分必要的。

目前一种新的评估系统正在被开发, 用于对混凝土桥面板进行高效、稳健的无损评估。该系统由安装在车辆上的GPR组成[图21 (a)]。这种监控系统可以在高速公路上按照正常速度( $80 \text{ km}\cdot\text{h}^{-1}$ )行驶, 并且以非接触方式对混凝土桥面板进行快速扫描[63]。通常, 在基于GPR的监测系统中, 雷达信号会从混凝土桥面板反射出来并被捕获。检测人员随后会人工检查这些信号并对路面状况进行评估。但是, 该信号通常对损坏不敏感, 因为现有的GPR系统的波长远大于损坏范围。因此, 直接检测混凝土路面状况常常是不准确的, 这些检测的准确度仅取决于检测人员的经验或先验知识。



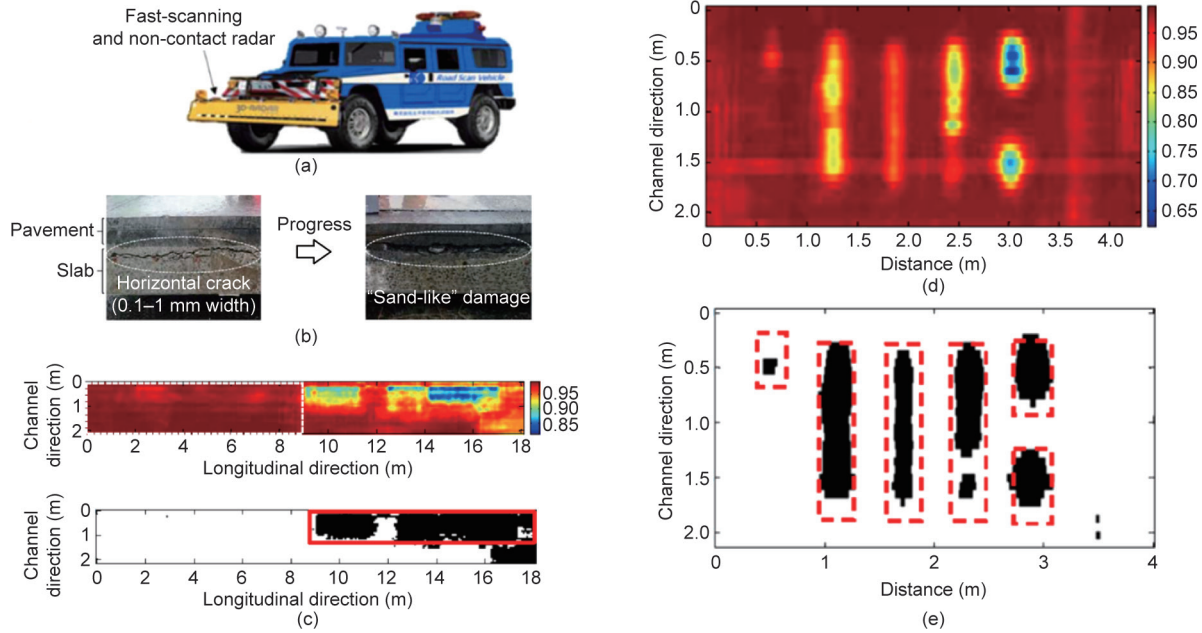


图21. 使用装有GPR的车辆评估混凝土桥面板状况。(a) GPR测量车;(b) 钢筋混凝土桥面板内部的水平裂缝和“沙状”损坏(偏析);(c) 利用GPR信号的最大互相关函数得出的结果(上部)与通过锤击测试检测出的异常声音获取的结果(下部)之间的比较(白色虚线框表示整个桥面板;红色实心框表示受损桥面板的位置,受损桥面板是经锤击测试检测出的);(d) 在潮湿条件下对含有混凝土人为损伤的钢筋混凝土桥面板样本进行GPR测试的最大互相关函数的颜色图;(e) 施加阈值后,在潮湿条件下对含有混凝土人为损伤的钢筋混凝土桥面板样本进行GPR测试的结果(黑色区域:低于阈值;白色区域:高于阈值;红色虚线框:人为损坏的位置)。经J-STAGE许可,转载自参考文献[63],©2017。

手动检查图像是一项既费体力又费时间的工作。因此,有研究者已经提出了一种从GPR信号中自动检测损坏的算法[63,64]。该算法首先估算了来自未损坏区域的信号(被称为“参考信号”)与来自目标区域的信号之间的互相关值。如果目标区域没有被损坏,则GPR信号的波形与参考信号的相似度很高,从而导致较大的互相关值。相反,受损区域的互相关值较小。混凝土桥面板内部的典型损坏类型包括水平裂缝和图21(b)所示的“沙状”损坏(偏析)。通过将某个阈值应用到互相关,可以确定损坏和未损坏的区域。图21(c)显示了锤击测试结果与从GPR信号获得的最大互相关函数之间的比较。结果表明它们之间有很好的 consistency。为了验证损伤检测算法,我们准备了含有人为损伤的全尺寸桥面板,并采用了该算法[图21(b)]。人为的水平裂缝的宽度约为1 mm、5 mm和10 mm。受损的桥面板内部通常含有水,这会加速损坏的进程。水的存在还可以提高损坏检测的准确性。我们在干燥和潮湿条件下分别进行了损坏检测,结果如图21(c)和(d)所示。在干燥条件下,我们发现了宽度为10 mm的裂缝。在潮湿条件下,我们在人为裂缝处发现了较小的互相关值。但是,在应用阈值后,我们在所有裂缝宽度区域识别出了裂缝区域。该算法现已被应用于许多实际桥梁,并与锤击测试结果保持了良好的一致性。

### 3. 建筑结构的监测

#### 3.1. 用于验证主动和半主动控制系统的建筑物监测

在20世纪90年代和21世纪初,振动控制技术的研究与开发在日本迅速发展。作为地震和风力工程领域的一项创新技术,振动控制系统在建筑结构中的实际应用在全球引发了越来越多的关注。有研究者已经提出将各种机械设备用于建筑结构的被动、半主动和主动控制。主动和半主动控制已被应用于许多建筑结构[65]。使用数字信息技术的振动监测为实际应用提供了支持,因为控制过程需要振动传感器才能实现反馈控制律并验证控制效果。1989年建成的协和大楼(Kyowa Building),首次将主动控制系统应用在了建筑物中。到2009年,日本已完成了约70个主动和半主动控制装置的安装工作,其中52个是主动控制装置,17个是半主动控制装置[66]。在主动控制应用中,有51个是主动质量阻尼器(AMD)系统。

在本节中,我们描述了一个监测AMD系统性能的例子,因为这是主动控制系统在现有建筑物中最广泛的应用。通过对主动控制建筑物的记录数据进行振动分析,我们验证了控制系统的有效性。图22所示的是附加阻尼比在不同周期下对第一振动模态的依赖性,不同周期来源于在小地震、强风和强制振动测试下所记录的

振动数据。注意，该图并未显示等效阻尼比，而是显示了附加阻尼比[66]，附加阻尼比的定义是受控阻尼比和非受控阻尼比之差。对于主动控制系统，我们可以在AMD系统不运行时评估不受控阻尼比。在该图中，附加阻尼比的范围为0.7%~18.2%，其平均值为7.8%。我们无法获得大约20种应用的阻尼比信息，因为这些信息不是通过阻尼比进行评估的，它们是通过其他标准进行评估的。尽管变化较大，但图22显示，附加阻尼比会随着第一自然周期的增加而减小。由于高层建筑是具有较长自然周期和较小阻尼比的柔性结构，因此即使很小的附加阻尼也能非常有效地降低震动响应。

在2007年之前，现有的半主动控制系统从未经历过大地震和中等强度地震，这是结构设计的目标。2007年7月16日，日本新潟县中越冲地区发生了大地震，地震震动了新潟市的万代大厦（Bandaijima Building），大厦共有31层。在大厦顶层记录到的最大加速度为 $100 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ 。安装在大厦第五层楼上的半主动控制阻尼器的最大控制

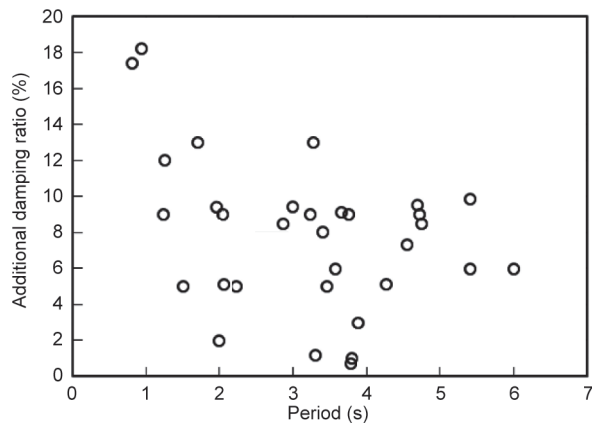


图22. 主动控制中附加阻尼比对第一自然周期的依赖性。

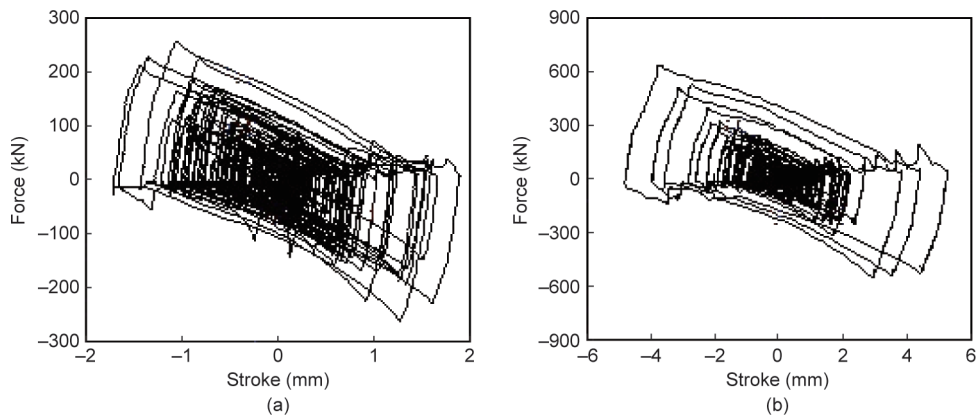


图23. 在2004年和2007年两次新潟地震中，安装在万代大厦第五层楼上的半主动阻尼器的冲程-控制力关系：(a) 2004年10月23日，中越-新潟（新潟县）地震；(b) 2007年7月16日，新潟县中越冲地震。

力为640 kN，最大行程为5.2 mm [67]。控制力的最大极限值为1500 kN，行程的最大极限值为60 mm。在此之前，该建筑在2004年10月23日还经历过一次较小的地震，即2004年的日本中越-新潟（新潟县）地震。当时的半主动控制器-结构系统的响应小于2007年新潟县中越冲地区发生的大地震中半主动控制器-结构系统的响应。图23显示了安装在大厦第五层楼上的半主动阻尼器的冲程-控制力关系。基于带外生变量的自回归（ARX）模型的识别结果，在这些地震及其余震下，最低控制模态的等效阻尼比约为7%。通过被应用于风向观测的随机减量（RD）技术，将未进行半主动控制的阻尼比评估为1%。

为了将来能继续增强系统的实际应用，监测和验证已安装的结构控制系统是非常重要的。我们建议对主动和半主动控制的现有结构进行连续监测，并记录其在动态载荷下的响应。对观测记录的长期积累和相应分析有助于结构控制中的健康监测。基于观测数据的控制验证应当被广泛推广并向公众公开。

### 3.2. 被动控制系统验证的监测

被动控制被认为是进行大规模刺激时最有用的技术，因为它既不需要外部能量供应，也不需要基于振动测量的计算。实际上，被动控制的应用范围远远超过了主动控制和半主动控制的应用范围的总和[66,68]。但是，在2011年东日本（东北地区）地震（ $M_w = 9.0$ ）之前，被动控制的有效性很难被确认，因为这种系统不需要监测系统来进行振动控制；另外，在这些地区还未发生中等强度地震和大地震，而且这些地区的许多建筑物都有被动控制系统。考虑到实际应用数量，目前，振动监测在被动控制建筑物中还没有得到广泛应用。

在2011年3月7日，即东日本（东北地区）大地震发生的前四天，在由日本建筑学会（Architectural Institute of Japan, AIJ）主办的一次专题讨论会上，有学者提供了几篇有关被动控制验证的报告。在专题讨论会上，专家们建议，在大地震下应通过实际的测量记录来验证被动控制。在20世纪初期，日本修订了 *Building Standard Law* (BSL) 以适应基于性能的设计，这就要求结构设计师和工程师要检查建筑物的性能是否符合设计要求。设计师和工程师可以通过观测和相应的分析来进行确认。

在2011年东日本（东北地区）大地震之后，日本隔震学会（Japan Society of Seismic Isolation, JSSI）下的振动控制委员会（Vibration Control Committee）开始研究基础隔震建筑物和振动控制建筑物的实际性能[69]。该委员会共收到了有关327座基础隔震建筑物和130座振动控制建筑物（基础隔震建筑物除外）的问卷答复。按照JMA十级地震强度等级，大约有100座受振动控制的建筑物在主震超过“低5级”的地区。“低5级”等级来源于最小地震等级的第六个等级，而且该等级在0.5~5.0 s的频率范围内的峰值加速度约为50~100 cm·s<sup>-2</sup>。报告指出，在地震期间，研究人员对15座受振动控制的建筑物的结构响应进行了记录，并对其中的11座建筑物进行了系统识别，以识别其自然周期、相应的阻尼比及不受控制的地震响应等。AIJ下设的结构控制小组委员会要求政府向公众公开建筑物中控制系统的验证结果，已验证的建筑物总数略超出了JSSI报告所列出的数量。近年来，日本带有振动监测系统的建筑物数量有所增加。但是，大多数振动监测系统所记录的数据并没有向公众或研究人员开放。

图24显示了主震下被动控制建筑物在第一振动模式下的等效线性自然周期和相应的阻尼比[70]。与图22不同，图24显示了基于参考基准的等效阻尼比。一个图表示结构中一个受控的水平方向。动态特性的评估可以通过ARX模型或子空间系统识别来进行。在识别中，输入信号是第一层或底层的加速度，而输出信号是高层的加速度。因此，图中描述的阻尼效果是建筑物阻尼和已安装的被动控制装置的结果。对于被动控制系统，将等效阻尼比划分为附加阻尼和结构阻尼是不太可能的。每个图代表了主震下的平均值。报告中的建筑物都是具有典型楼层平面图的多层结构，且已安装的被动控制设备被分为磁滞阻尼器、屈曲约束支撑、黏性阻尼器和液压油阻尼器。被动控制装置在两个相邻建筑物之间不包含任何联合阻尼器。这里需要指出，考虑到它们的方差较

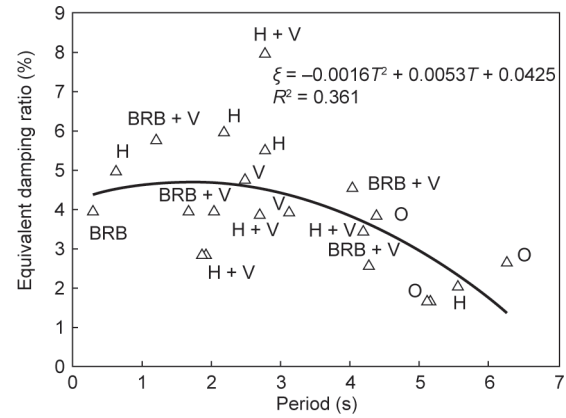


图24. 被动控制中等效阻尼比 ( $\xi$ ) 对第一自然周期 ( $T$ ) 的依赖性。  
 $R^2$ : 相关系数; H: 磁滞阻尼器; V: 黏性阻尼器; O: 液压油阻尼器; BRB: 屈曲约束支撑。

大，要为识别结果找到一个好的回归曲线是不可能的。所示曲线可作为了解控制效果总体趋势的一个参考。

除了一座五层楼高的钢筋混凝土建筑，该图显示的结果大部分来自11~54层楼高的中高层建筑。图中所示的结构类型为钢筋混凝土结构（RC）、钢框架钢筋混凝土结构（SRC）、带钢梁的钢管混凝土柱（CFT）和钢结构。地面加速度峰值随着建筑物位置的不同而不同。在日本东北地区仙台市，在一座21层楼高的办公大厦的地下室，研究人员记录的水平加速度峰值为210 cm·s<sup>-2</sup>和310 cm·s<sup>-2</sup>。然而，在日本东京及其周边地区，即埼玉县和神奈川县，研究人员记录的其他建筑物的水平加速度峰值为50~140 cm·s<sup>-2</sup>。应当指出，日本东京都会区的震动与其结构设计中的小地震或中等强度地震相对应。因为输入加速度比东京都会区的地面加速度小，所以图24排除了日本中部地区岐阜市的建筑物，该建筑物具有半主动阻尼器和被动阻尼器[71]。

该图表明，被动控制在所有被观测的建筑物中均有效，因为不受控制的建筑物的第一水平模态的阻尼比通常在1%~2%。大都市地区的主要激振水平不足以使磁滞阻尼器充分发挥作用。值得注意的是，磁滞阻尼器所产生的阻尼对于磁滞阻尼器而言效果稍差。磁滞阻尼器的顶层和底层之间的加速度峰值比的范围为1.7~10.9，而黏性阻尼器和液压油阻尼器的顶层和底层之间的加速度峰值比的范围为1.1~3.1。这些阻尼比揭示了阻尼器动力特性之间的差异：具有位移依赖性的磁滞阻尼器在大地震下工作良好，而具有速度依赖性的黏性阻尼器和液压油阻尼器在小地震、中等强度地震及大地震下工作良好。由于被报道的建筑物数量有限、识别结果差异较大以及建筑结构设计原理未被公开，所以，要准确地描述



控制有效性的总体趋势是比较困难的。但是，等效阻尼比刚开始是增长的，之后随着时间的变化出现了下降趋势。如果想让阻尼比一定，那么被动控制则无法对第一模态大于3 s的高层建筑进行跟踪。从图22中可以看到，等效阻尼比随着时间的变化同样出现了下降趋势。在实际的建筑结构中，阻尼器的安装有严格的空限制，并且安装成本高。然而，通过对地震观测记录进行分析，我们也可以了解建筑结构的振动控制机制。所以，我们建议对建筑结构进行监测，以促进建筑结构控制技术的发展。

### 3.3. 用于结构评估和损坏检测的建筑结构监测

信息技术的进步使得需要传感器和控制律的主动和半主动控制方法得以实现。随着振动控制技术的不断发展，该领域的研究重点逐步转向了使用信息技术的结构评估和损坏检测方面，使用信息技术的结构评估和损坏检测被广泛称为结构无损监测。尽管使用结构无损监测技术来维护和管理土木工程结构的想法在过去一直存在，但对通过振动测量来检测建筑物中的损坏的研究是从20世纪后期才开始的。促使这项研究开展的第一个推动力是1995年日本阪神（神户地区）大地震，该地震袭击了日本典型的现代化大城市。地震的破坏范围极其广泛，结构工程师需要投入大量的时间和精力来判断许多建筑物的安全性。因此，日本启动了对公共建筑、医院和高层建筑等重要建筑结构地震损伤的快速和自动评估的前沿研究课题。

在实施这项研究期间，日本发生了东日本（东北地区）大地震。在主震后和余震期间，地震灾民返回家乡的指示给东京造成了一些混乱。在大城市，政府建议灾民在发生大地震后最好不要返回家中。在大地震后，如果建筑物还可以被安全使用，那么办公楼的租户应该在大楼里呆几天。非结构工程领域的专家不可能保证建筑物的安全性。这也是人们对通过振动监测进行损坏检测感兴趣的另一个原因。由于设计中使用的分析模型无法准确描述地震响应，因此监测结果会对地震后能否继续使用建筑物的决策产生极大的影响。此外，研究人员还发现，当建筑物管理员向用户或居民报告建筑损坏时，使用地震观测记录是非常有效的[72]。然而，实际建筑物中的传感器数量是有限的。因此，建筑物管理员需要将测量数据与基于模型的分析结合起来，以向用户提供有关建筑结构损坏的有用的信息。

对于中高层钢结构建筑，研究人员可以在最低振动

模态下，利用数量有限的传感器轻松评估等效线性动力特性。以识别结果为基础，研究人员通过修改钢结构建筑的分析模型，可以等效线性评估所有楼层上和所有楼层里的结构响应[73]。在不久的将来，按照可接受的精确程度来评估每个结构构件的响应应该会比较困难的，原因是：①安装的传感器数量有限；②许多非结构构件会影响整个结构的地震响应；③很难从结构构件的测量结果中提取出与损伤直接相关的信号。

在实际情况中，研究人员将根据结构和非结构构件、设备、家具等的损坏程度，综合评估由地震导致的整个建筑物的损害程度。每一个损伤的例子都可以按照与加速度有关、与位移有关或与二者都有关的方式进行分类。这也就是说，所有楼层的加速度和位移对地震后临时使用决策的制定都是有用的。楼层之间的位移是指两个相邻楼层的位移之间的差值，它是用于检测每个楼层中结构损坏的必要信息。

参考文献[73,74]中提出了一种基于线性模态分析的损伤检测方法，如图25所示，该方法旨在通过使用楼层上数量有限的传感器所记录的信息，对中高层钢结构建筑的损坏程度进行评估。研究人员利用部分楼层的数据记录估算了所有楼层的地震响应[73]。首先，参考文献[73]中所提出的方法是，通过一个单输入多输出（a single-input-multioutput, SIMO）-ARX模型来识别每个水平方向上最低模态的等效线性模态特性。图25显示了通过SIMO-ARX模型分析的建筑物的案例研究。假设第 $j$ 个模态（ $\hat{u}_{ij}\hat{\beta}_j$ ）在第 $i$ 个输出层上的模态振幅是含有两个未知数 $b_j$ 和 $c_j$ 的一个正弦函数，并可由等式（1）近似表示：

$$\hat{u}_{ij}\hat{\beta}_j = b_j \sin\left(\frac{2j-1}{2} \pi c_j H_i\right) \quad (1)$$

式中， $H_i$ 是第 $i$ 个输出位置到屋顶的标准化高度（图25中 $i=1\sim 3$ ）。等式（1）中的参数 $b_j$ 和 $c_j$ 通过最小化等式（2）中的性能指标 $J_j$ 来确定。

$$J_j = \sum_{i=1}^n \left[ \hat{u}_{ij}\hat{\beta}_j - u_{ij}\beta_j \right]^2 \quad (2)$$

式中， $u_{ij}\beta_j$ 是第 $j$ 个模态在第 $i$ 个输出层识别出的模态振幅，而 $n$ 是测得的输出数量。

将 $b_j$ 和 $c_j$ 优化后，通过将公式（1）中的 $H_i$ 设定为每个楼层的标准化高度，可以求得每个楼层的第 $j$ 个模态振幅。这个过程可以利用图中的红线和红框表示。

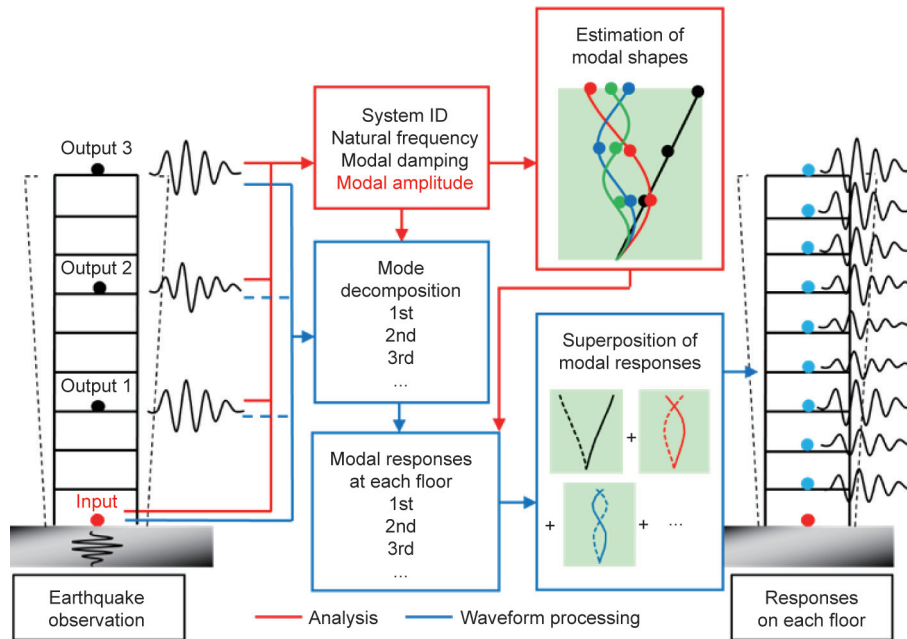


图25. 通过使用某些楼层上记录到的加速度值估算所有楼层上的加速度值。

接下来，使用与第 $j$ 个模态的频率相对应的带通滤波器，根据该楼层测得的加速度，计算出所选输出楼层的第 $j$ 个模态响应加速度。在第 $j$ 个模态下，利用每个楼层的模态振幅和所选楼层的模态加速度来获得每个楼层的模态加速度。通过将几种最低模态的模态加速度叠加，可以估算每个楼层的地震响应。在这种方法中，输出数量与所选的最低模态的数量无关。此外，通过对加速度进行二次积分并执行上述类似的过程，可以计算出位移。在没有先验分析模型的情况下，使用这种方法可以估算出整个建筑物的地震响应，并通过模态识别来实现物理现象。

此方法已被应用于位于日本东京日本铁路（JR）新宿站西侧的29层钢结构建筑中。该建筑物的平面图在北向南（NS）方向25.6 m处，在东西向（EW）方向38.4 m处；该建筑物高27.8 m，没有结构控制装置[74]。加速度计被安装在最低层（地下室）以及地面上的第1层、第8层、第16层、第22层、第24层和第29层楼上。2011年东日本（东北地区）大地震主震引起的建筑物的加速度是以100 Hz的采样频率被记录下来的[75]。

图26显示了最大响应加速度和最大响应位移沿高度方向上的估计分布。该估计分布使用了在第1层、第16层和第29层楼上测得的三个加速度，并考虑了模态叠加中的三个最低振动模态。研究人员在第16层、第22层和第29层楼上分别安装了两个加速度计（NS1和NS2），因此在同一楼层上有两个平面图。在第8层楼上，通过

相应加速度的双重积分无法获得相对于地面的位移。从图中可以看出，被估算的响应与观测到的响应之间有很好的 consistency。在2011年东日本（东北地区）大地震中，这座29层建筑的性能仍处于线性范围内。然而，应该注意的是，该研究并不适用于非线性范围[73]。

研究人员通过1/3比例的18层钢试样进行了振动台试验，首次研究了该方法在非线性的适用性[74]。该试验于2013年在“E-Defense”上进行，E-Defense是由日本国家地球科学与防灾研究院（National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, NIED）主管的三维全方位地震测试设备。图27显示了一种抗弯框架结构，它是用于测试的钢试样，其尺寸为6.0 m长（在 $x$ 方向上有三个长为2.0 m的隔间） $\times$  5.0 m宽（在 $y$ 方向上有一个隔间） $\times$  25.3 m高。该框架结构模型是按1/3比例缩小的建筑物，它的各组成部分的高度如下：地基高为0.7 m，第一层楼高为1.65 m，其他各层楼高为1.35 m。模型总重量为4180 kN。该框架由箱形钢柱和H形钢梁组成，柱宽为200 mm。 $x$ 方向上的钢梁深度为270 mm，法兰宽度为85~95 mm； $y$ 方向上的钢梁深度为250 mm，法兰宽度为125 mm。

如图27所示，加速度计被安装在每个楼层的两个角落处。加速度以200 Hz的采样频率被记录。在日本本州岛以南俯冲带发生超级大地震的情况下，在使用输入人为地震动（预计发生在爱知县对马岛）后，试验样本仅在 $x$ 方向（纵向）上被激发。地面加速度峰值

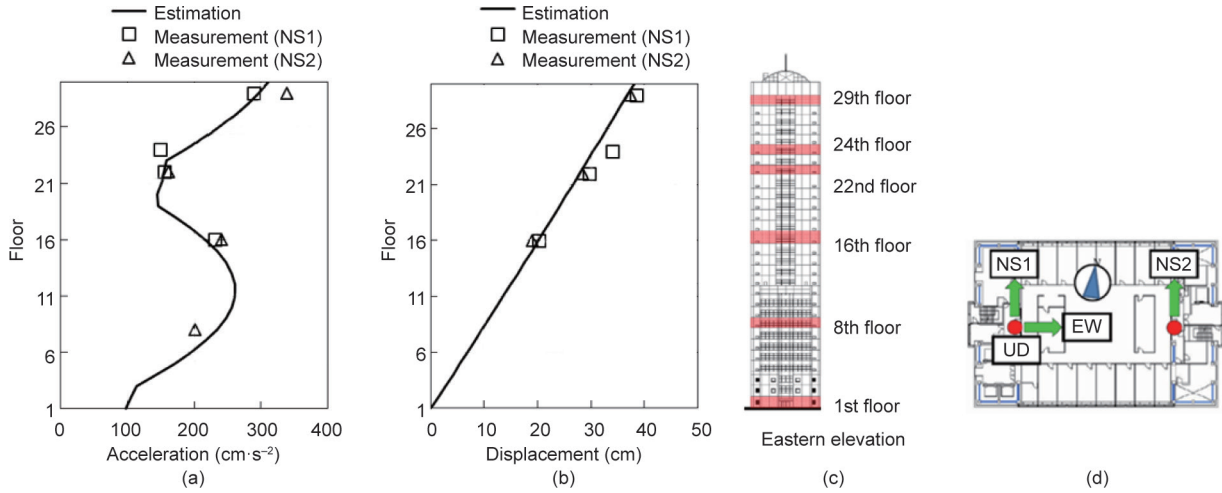


图26. 以第1层、第19层和第29层楼上测得的加速度为基础，结合三种最低振动模式估算的南北方向上所有楼层中心的地震响应。(a) 最大响应加速度；(b) 最大响应位移；(c) 安装了加速度计的楼层；(d) 标准楼层和传感器位置。UD: 由上至下，即垂直。

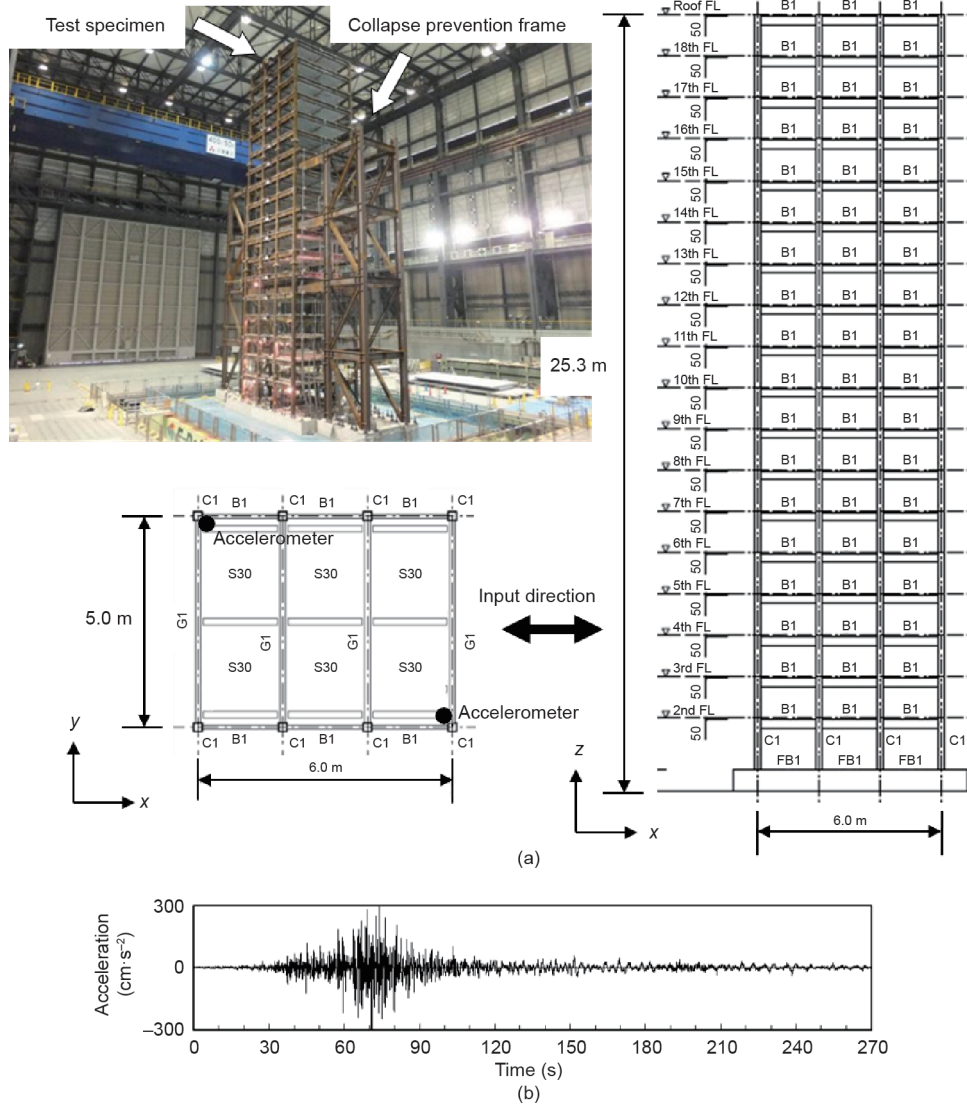


图27. (a) 试样概述 (B: 隔间; C: 钢柱; S30: 混凝土板; FB: 地基梁); (b) 在pSv110-1激发下的输入加速度。FL: 楼层。



约为 $300 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ 。对于全尺寸的建筑结构，在 $0.8\sim 10 \text{ s}$ 的时间段内，阻尼率为5%的拟速度（pSv）响应谱值约为 $110 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ ，输入持续时间约为 $460 \text{ s}$ 。对应于 $1/3$ 比例的样本，人工地震的时间被缩减为 $1/\sqrt{3}$ 。如表4所示，重复加载的激发幅度峰值从 $20 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 增加到 $420 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$  [76]。图27（b）显示了在pSv110-1激发下（此时，pSv响应谱值为 $110 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ ）样本的输入加速度。

首先将建筑物建模，使其成为一个多自由度系统，然后对其进行分析。该系统的每个楼层都具有集中的楼层质量和线性剪切刚度。从质量和刚度矩阵可获得一个无阻尼特征值问题以及几个最低模态及其模态振幅。在有限的楼层上测得的模态振幅和相应的模态加速度是用于估算所有楼层结构响应的基本信息。与Ikeda和Hisada [73]不同，Morii等[74]假设输出的数量与所选的最低模态的数量相同。

最低的模态加速度可以从下面的等式（3）中获得：

$$\begin{Bmatrix} \ddot{a}_1 \\ \ddot{a}_2 \\ \vdots \\ \ddot{a}_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \beta_{11} & \beta_{12} & \cdots & \beta_{1n} \\ \beta_{21} & \beta_{22} & \cdots & \beta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \beta_{n1} & \beta_{n2} & \cdots & \beta_{nn} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix} \quad (3)$$

式中， $n$ 是被测的输出的数量； $\ddot{x}_k$ 是相对于地基的第 $k$ （ $k = 1, 2, \dots, n$ ）个限制楼层上的相对加速度； $\ddot{a}_j$ 是相对于地面的第 $j$ 个模态相对加速度； $\beta_{kj}$ 是通过最初假定的质量和刚度矩阵获得的第 $k$ 个受限楼层的第 $j$ 个模态参与系数。模态加速度被确定后，该过程与参考文献[73]中使用的过程相似。

在测试样本的应用中，研究人员在第1层、第4层、第10层、第15层和第19层楼上测量了加速度。在pSv340-1激发之前，该方法在估计响应与在被测量楼层上观测到的响应之间显示出良好的一致性。参考文献[73]中提出的方法采用了相同的振动台试验[77]。三次样条插值的使用是由Kodera等[78]提出的。该方法是用已知的有限楼层数量的加速度信息来估计所有楼层的移动变形。

对于高层钢结构建筑，先前的研究证明，当层间位移在 $1/50\sim 1/30$ 时，可以使用某些楼层上的加速度来估算每个楼层的加速度和位移。对于每个楼层的最大响应，这些估计的准确性可能在20%的误差范围内。即使建筑结构在大地震中变为非线性，结构响应的模态分析对于高层钢结构的分析仍然很有用。

下面的内容将讨论等效线性模态特性对结构响应振

表4 1/3比例的18层钢试样的振动台试验

Scale ratio	Loading name	Maximum inter-story angle (unit: rad) (story)	Damage state
0.18	pSv20	0.0027 (14th)	Undamaged
0.37	pSv40	0.0057 (14th)	<i>Ditto</i>
0.74	pSv81	0.0096 (14th)	Beam ends: yielding (stories 1–3)
1.00	pSv110-1	0.011 (3rd)	Beam ends: yielding (stories 1–6) 1st story column bases: yielding
	pSv110-2	0.011 (14th)	<i>Ditto</i>
1.64	pSv180-1	0.016 (11th)	Beam ends: yielding (stories 1–13) Beam ends: cracking (stories 1–4)
	pSv80-2	0.018 (11th)	<i>Ditto</i>
2.00	pSv220	0.019 (11th)	Beam ends: fracture (story 1)
2.27	pSv250	0.024 (2nd)	Beam ends: fracture (stories 1 & 2)
2.73	pSv300	0.032 (2nd)	Beam ends: fracture (stories 1–4)
3.10	pSv340-1	0.058 (2nd)	Beam ends: fracture (upper stories) 1st story column bases: local buckling
	pSv340-2	0.074 (2nd)	Beam ends: fracture (upper stories) 1st story column bases: local buckling
3.80	pSv420-1	—	All beam ends: fracture (stories 1–5) 1st story column bases: fracture
	pSv420-2	—	<i>Ditto</i>
	pSv420-3	—	<i>Ditto</i>

幅的依赖性。高层钢结构建筑的监测和系统识别结果表明,等效线性模态特性取决于地震响应幅度[79-81]。图28显示了图26所示的29层建筑物在三种最低振动模态下的模态识别结果。红色三角形是根据29层楼上直接测得的加速度进行绘制的,黑点是根据模态加速度进行绘制的,这些加速度都通过了相应的带通滤波器。在图28中, $\omega$ 是等效自振频率; $\xi$ 是相应的阻尼比; $\dot{x}+\dot{y}$ 是绝对加速度; $R^2$ 是已确定的值与响应加速度之间的相关系数。随着最大加速度振幅的增加,相应的阻尼比将增大,而等效自振频率将减小。但是,阻尼比的变化幅度比自振频率的大。阻尼比在初始增加后,振幅开始降低,这是基于先前针对几座高层建筑的识别结果所指出的[82]。自振频率与最大加速度的对数高度相关。在第

一模态中,自振频率与模态加速度的相关性高于其与直接测量的加速度的相关性。

在东日本(东北地区)大地震发生前后,研究人员对日本仙台市的一座15层建筑物、日本东京的一座20层和一座21层建筑物以及日本横滨市的一座23层建筑物进行多次测量,发现了自振频率相似的振幅依赖性[79]。假设在一定的位移范围内存在线性关系,这些高层建筑即使在位移很小的情况下也会显示出非线性响应,这在一般的结构设计中是不会被考虑的。

#### 4. 结论

本文从作者的角度对日本桥梁和建筑结构监测的发

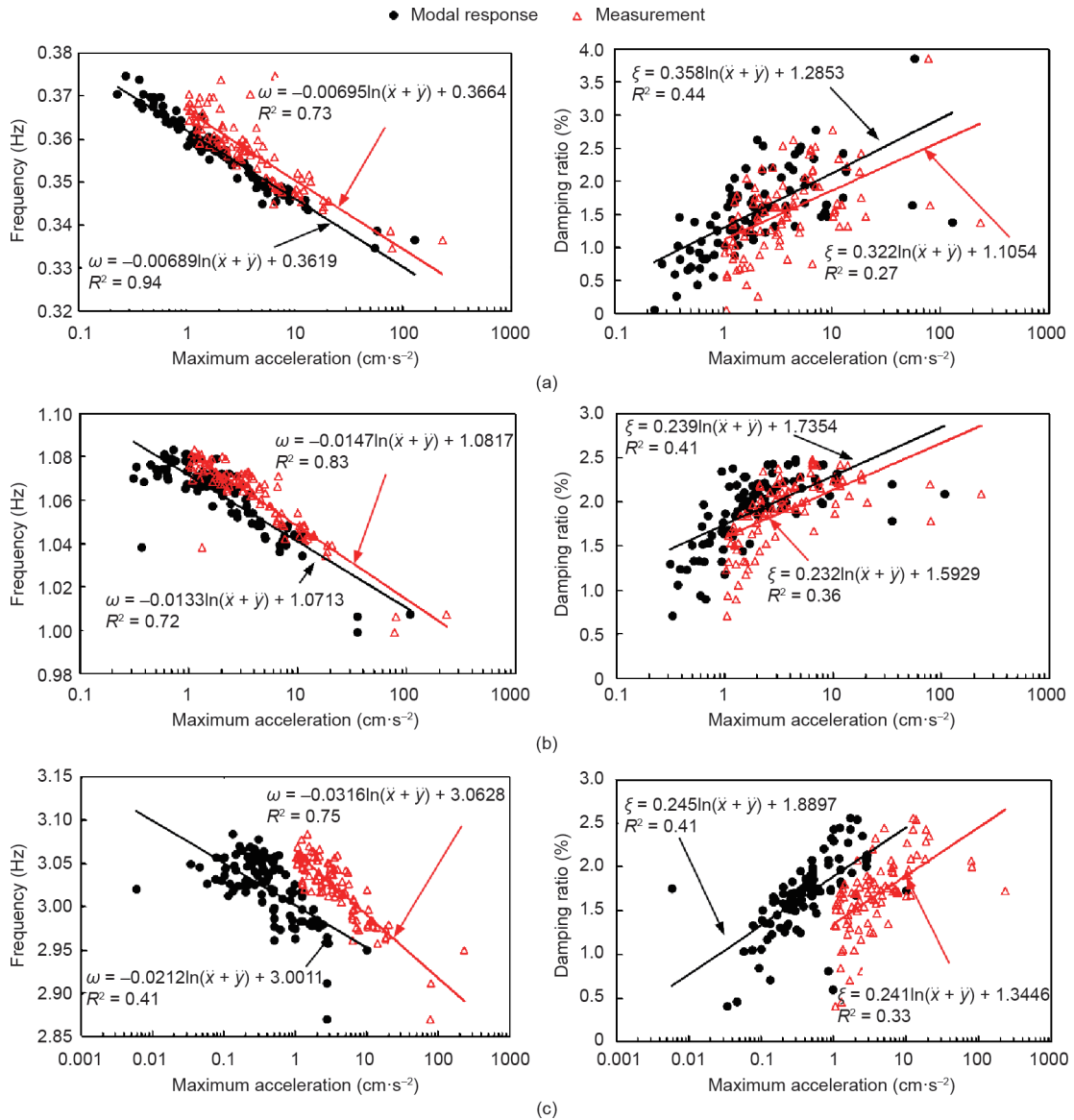


图28. 第一模态 (a)、第二模态 (b) 和第三模态 (c) 在EW方向上的模态特性的加速度依赖性。

展进行了回顾。从历史的角度来看，日本的结构监测更加重视针对极端事件的结构性能评估，鉴于日本普遍存在的恶劣环境条件（如频繁的地震活动和强风），所以这是一个比较合理的选择。在结构监测系统开发的初期，监测数据主要被用于验证设计假设、更新技术参数并促进被动、半主动和主动系统中的振动控制作用。后来，监测系统被用来评估各种环境和载荷条件下的结构性能，并被用于检测结构寿命周期内可能出现的结构劣化。监测系统也可被当作是一种依据，研究人员据此去调查事故原因，并就所需的维修和（或）翻新做出决定。近期有关监测的兴趣主要集中在通过监测数据使风险和资产管理合理化，从而进一步将监测应用扩展到操作和维护领域。

本文介绍了结构监测的典型实例，包括利用分布式传感器阵列对桥梁和建筑物进行结构监测，以及利用车辆对桥梁路面和混凝土路面进行监测。在整个结构的寿命周期内，监测系统已从运动型监测系统转变为连续型和永久型监测系统，其中连续的监测数据可提供各种载荷和环境条件下（包括意外的极端事件）结构的行为信息。事实证明，这样的系统对于深入了解实际的结构行为、揭示设计中未考虑到的未知因素，以及为极端事件后必要的翻新提供结构信息是非常有用的。环境条件的监测对于评估结构的耐久性变得越来越重要。

我们期望日本的结构监测技术将会有更好的发展。当前至少有两个发展前沿，即传感技术的发展以及数据采集、分析和和管理方法的发展。传感器将会发展成为更稳健和更可靠的无线传感器，从而促进无线传感器网络在大型结构监测中更广泛的应用。这可以通过更快的通信、更快的数据传输和更有效的功耗来实现。我们预计将来还会出现其他方法可被用于增强或补充当前基于振动的监测系统，如使用激光技术或无人飞行器（UAV）的非接触式振动监测技术，以及使用高精度摄像机的视觉监测技术。数据采集、分析和和管理方面也有了新的发展。传感器容量和能力的提高意味着当前有更多的可用数据，这就需要一种便捷的方法来有效地整理有用的数据以进行结构评估。因此，使用其他研究领域的先进技术（如计算机科学中的机器学习和深度学习）进行数据挖掘和特征提取对于更有效地进行数据管理非常重要。因此，结构监测有望成为结构工程的组成部分，在结构的整个寿命周期内对其进行监测的好处证明了安装成本的合理性。这种趋势强调了结构监测的必要性，即从流

行的[“可以有”（nice to have）]范式转变为基本的[“必须有”（important to have）]范式。

## Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the support and courtesy of the Honshu–Shikoku Bridge Authority and the Metropolitan Expressway Co. Ltd, for the materials related to the works presented in this paper. We also gratefully acknowledge contributions from the following individuals in providing relevant materials for the completeness of this paper: Dr. Masato Abe of BMC Corporation, Japan, Dr. Hitoshi Yamada and Dr. Hiroshi Katsuchi of Yokohama National University, and Dr. Masaaki Yabe and Mr. Kenji Namikawa of Metropolitan Expressway Co. Ltd.

## Compliance with ethics guidelines

Yozo Fujino, Dionysius M. Siringoringo, Yoshiki Ikeda, Tomonori Nagayama, and Tsukasa Mizutani declare that they have no conflict of interest or financial conflicts to disclose.

## References

- [1] Nagai M, Okui Y, Kawai Y, Yamamoto M, Saito K. Bridge engineering in Japan. In: Chen WF, Duan L, editors. Handbook of international bridge engineering. Boca Raton: CRC Press; 2013. p. 1037–86.
- [2] Fujino Y, Kawai Y. Technical development in structural engineering with emphasis on steel bridges in Japan. J JSCE 2016;4(1):211–26. Japanese.
- [3] Ohashi H; Honshu–Shikoku Bridge Authority. Design of long-span highway and railway suspension bridges. Civ Eng Jpn 1988;27:33–41. Japanese.
- [4] Honshu–Shikoku Bridge Authority. [Seto Ohashi bridge]. Honshu: Honshu–Shikoku Bridge Authority; 1989. Japanese.
- [5] Committee on Editing of Honshu–Shikoku Bridge History. [Progress in Honshu–Shikoku Bridge]. Tokyo: Japan Bridge Engineering Center; 1985. Japanese.
- [6] Nakai M, Koshika N, Kawano K, Hirakawa K, Wada A. Performance-based seismic design for high-rise buildings in Japan. Int J High-Rise Build 2012;1(3):155–67.
- [7] Fujino Y. Vibration-based monitoring for performance evaluation of flexible civil structures in Japan. Proc Jpn Acad Ser B Phys Biol Sci 2018;94(2):98–128.
- [8] Takahashi R. “SMAC” strong motion accelerometer. J Seismol Soc Jpn 1953;6(3):117–21. Japanese.
- [9] Muto K. [Dynamic design for structures]. Tokyo: Maruzen Publishing Co., Ltd.; 1977. Japanese.
- [10] Nagayama T, Moinzadeh P, Mechitov K, Ushita M, Makihata N, Leiri M, et al. Reliable multi-hop communication for structural health monitoring. Smart Struct Syst 2010;6(5–6):481–504.
- [11] Suzuki M, Jinno K, Tashiro Y, Katsumata Y, Liao CH, Nagayama T, et al. Development and field experiment of routing-free multi-hop wireless sensor networks for structural monitoring. In: Mair RJ, Soga K, Jin Y, Parlikad AK, Schooling JM, editors. Transforming the future of infrastructure through smarter information: proceedings of the International Conference on Smart Infrastructure and Construction; 2016 Jun 27–29; Cambridge, UK. London: ICE Publishing; 2016. p. 179–84.
- [12] Okauchi I. [Research on wind resistant design principles of Honshu–Shikoku Bridge]. J Wind Eng 1978;3:13–23. Japanese.



- [13] Katsuchi H, Tada K, Kitagawa M. A study on wind resistant design of long-span bridges based on field observation result. *Proc Jpn Soc Civ Eng* 1996;1996(543):163–73.
- [14] Miyata T, Yamada H, Katsuchi H, Kitagawa M. Full-scale measurement of Akashi Kaikyo Bridge during typhoon. *J Wind Eng Ind Aerodyn* 2002;90(12–15):1517–27.
- [15] Abe M, Fujino Y. Maximum displacement response estimation from acceleration record for random excitation. *Proc Jpn Soc Civ Eng A* 2010;66(3):477–90. Japanese.
- [16] Toyama N, Yamada I, Kusuha S. Analytical result of health monitored data on long-span bridge. In: *Proceedings of the 19th National Symposium on Wind Engineering*; 2006 Nov 29–Dec 1; Tokyo, Japan; 2006. p. 495–500. Japanese.
- [17] Nagayama T, Abe M, Fujino Y, Ikeda K. Structural identification of a nonproportionally damped system and its application to a full-scale suspension bridge. *J Struct Eng* 2005;131(10):1536–45.
- [18] Siringoringo DM, Fujino Y. System identification of suspension bridge from ambient vibration response. *Eng Struct* 2008;30(2):462–77.
- [19] Siringoringo DM, Fujino Y. Seismic responses of a suspension bridge: insights from long-term full-scale seismic monitoring system. *Struct Contr Health Monit* 2018;25(11):e2252.
- [20] Kawato C, Kawaguchi K, Furumura M. Design verification of Tataru Bridge by seismic analysis. In: *Proceedings of the 60th Annual Meeting of the Japan Society of Civil Engineers*; 2005 Sep 7–9; Tokyo, Japan; 2005. Japanese.
- [21] Yoshida O. Comparative study on the recorded and analyzed response of Ohnaruto Bridge due to Hyogoken-Nanbu Earthquake. *J Steel Struct* 1999;6(22):41–56. Japanese.
- [22] Ogiwara K, Nitta T, Nishimori K, Ota H. On dynamic response of Akinada Bridge during Geiyo Earthquake. *J Earthquake Eng* 2001;26:1021–4. Japanese.
- [23] Abe M, Fujino Y. Bridge monitoring in Japan. In: *Boller C, Chang F, Fujino Y, editors. Encyclopedia of structural health monitoring*. Hoboken: John Wiley & Sons Inc.; 2009. p. 2131–48.
- [24] Kawashima K, Unjoh S, Azuta Y. Analysis of damping characteristics of a cable stayed bridge based on strong motion records. *Proc Jpn Soc Civ Eng* 1990;1990(416):181–90.
- [25] Kawashima K, Unjoh S, Tsunomoto M. Damping characteristics of cable stayed bridges for seismic design. *J Res Jpn* 1991;27:1–79.
- [26] Yamamoto Y, Fujino Y, Yabe M. Comparison of seismic records with seismic response of long span cable-supported bridges identified using a dynamic analytical model. *Proc Jpn Soc Civ Eng A* 2009;65(3):738–57. Japanese.
- [27] Siringoringo DM, Fujino Y. Observed dynamic performance of the Yokoha Bay Bridge from system identification using seismic records. *Struct Contr Health Monit* 2006;13(1):226–44.
- [28] Kawashima K, Nagashima H, Masumoto S, Hara K. Response analysis of Miyagawa Bridge based on a measured acceleration record. *J Struct Eng* 1994;40:991–9.
- [29] Chaudhary MTA, Abe M, Fujino Y, Yoshida J. System identification of two base-isolated bridges using seismic records. *J Struct Eng* 2000;126(10):1187–95.
- [30] Chaudhary MTA, Abe M, Fujino Y. Performance evaluation of base-isolated Yama-age Bridge with high damping rubber bearings using recorded seismic data. *Eng Struct* 2001;23(8):902–10.
- [31] Unjoh S. *Menshin (seismic isolation) bridges in Japan*. Tsukuba: Public Works Research Institute; 2014.
- [32] Siringoringo DM, Fujino Y. System identification applied to long-span cable-supported bridges using seismic records. *Earthq Eng Struct Dynam* 2008;37(3):361–86.
- [33] Fujino Y, Kikkawa H, Namikawa K, Mizoguchi T. Seismic retrofit design of long-span bridges on metropolitan expressways in Tokyo. *Transp Res Rec* 2005;(CD 11-5):335–42.
- [34] Fujino Y, Siringoringo DM. Bridge monitoring in Japan: the needs and strategies. *Struct Infrastruct Eng* 2011;7(7–8):597–611.
- [35] Matsuda K. Aerodynamic response of large-span bridges and its stabilizations. *J Jpn Soc Fluid Mech* 2002;21(3):269–73. Japanese.
- [36] Furuya M, Miyazaki M. Wind induced vibration of parallel hangers in Akashi Kaikyo Bridge and its aerodynamic remedy. In: *Proceedings of 3rd International Symposium on Cable Dynamics*; 1999 Aug 16–18; Trondheim, Norway; 1999.
- [37] Hikami Y, Shiraiishi N. Rain-wind induced vibrations of cables stayed bridges. *J Wind Eng Ind Aerodyn* 1988;29(1–3):409–18.
- [38] Yamaguchi H. Analytical study on growth mechanism of rain vibration of cables. *J Wind Eng Ind Aerodyn* 1990;33(1–2):73–80.
- [39] Fujino Y, Siringoringo DM. Vibration mechanisms and controls of long-span bridges: a review. *Struct Eng Int* 2013;23(3):248–68.
- [40] Siringoringo DM, Fujino Y. Observed along-wind vibration of a suspension bridge tower. *J Wind Eng Ind Aerodyn* 2012;103:107–21.
- [41] Mizutani T, Kobayashi T, Fujino Y, Siringoringo DM. Along-wind almost-harmonic vibration observed at Hakucho Bridge pylons and its wind tunnel experiments. *J Wind Eng* 2016;41(4):136–47. Japanese.
- [42] Lin A, Uda S. Tectonic history of the Akashi Strait and the fault model associated with the Southern Hyogo Prefecture Earthquake. *J Jpn Soc Eng Geol* 1996;37(3):160–71. Japanese.
- [43] Okuda M, Yano Y, Kon K. Comparison of seismic response record with analysis for Minami Bisan–Seto Bridge. *J Struc Engrg* 1997;43A:821–31.
- [44] Yoshizawa T, Moritani T, Fukunaga S, Kawabata A. Seismic behavior and simulation analysis of Honshu–Shikoku Bridge. *J Struc Engrg* 2000;46A:685–94.
- [45] Ganey T, Yamazaki F, Ishizaki H, Kitazawa M. Response analysis of the Higashi-Kobe Bridge and surrounding soil in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake. *Earthquake Eng Struct Dynam* 1998;27(6):557–76.
- [46] Siringoringo DM, Fujino Y, Namikawa K. Seismic response analyses of the Yokohama Bay cable-stayed bridge in the 2011 Great East Japan Earthquake. *J Bridge Eng* 2013;19(8):A4014006.
- [47] Siringoringo D, Takamoto G, Fujino Y. Analysis of tower-girder transfer pounding on the Yokohama Bay cable-stayed bridge during the 2011 Great East Japan Earthquake. In: *Elegance in Structures: IABSE Conference Nara 2015*; 2015 May 13–15; Nara, Japan. Zurich: International Association for Bridge and Structural Engineering; 2015. p. 1–8.
- [48] Takeda T, Mizutani T, Nagayama T, Fujino Y. Reproduction of cable-stayed bridge seismic responses involving tower-girder pounding and damage process estimation for large earthquakes. *J Bridge Eng* 2019;24(2):04018112.
- [49] Ishii T, Kaneko T, Sanuki Y, Sugimoto M. On form-observation and vibration characteristics of Wakato Bridge during its widening construction. *Proc Jpn Soc Civ Eng* 1991;427:123–31. Japanese.
- [50] Kitagawa M, Furuya K, Nakamura S, Suzumura K. A study on anti-corrosion capacity of dry air injection system of suspension bridge cables. *Proc Jpn Soc Civ Eng* 2001;672:145–54. Japanese.
- [51] Kurino S, Yumiyama S. Observation of condition of scour prevention system installed at pylon foundations of Akashi Kaikyo Bridge. In: *Proceedings of the 57th annual meeting of the Japan Society of Civil Engineers*; 2002 Sep 25–27; Hokkaido, Japan; 2002. Japanese.
- [52] Okuda M, Yamada I, Hasegawa Y. Preventive maintenance and technical development on long-span bridges. In: *Frangopol D, Sause R, Kusko C, editors. Bridge maintenance, safety, management and life-cycle optimization: proceedings of the 5th International IABMAS Conference*; 2010 Jul 11–15; Philadelphia, PA, USA. Boca Raton: CRC Press; 2010. p. 509.
- [53] Okawa M, Kurihara T. Preventive maintenance on highway–railway combined bridges. In: *Proceedings of IABSE–JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-II*; 2010 Aug 8–10; Dhaka, Bangladesh; 2010. p. 478–87.
- [54] Siringoringo DM, Fujino Y. Estimating bridge fundamental frequency from vibration response of instrumented passing vehicle: analytical and experimental study. *Adv Struct Eng* 2012;15(3):417–33.
- [55] Wang H, Nagayama T, Nakasuka J, Zhao B, Su D. Extraction of bridge fundamental frequency from estimated vehicle excitation through a particle filter approach. *J Sound Vibrat* 2018;428:44–58.
- [56] Zhao B, Nagayama T, Toyoda M, Makihata N, Takahashi M, Ieiri M. Vehicle model calibration in the frequency domain and its application to large-scale IRI estimation. *J Disaster Res* 2017;12(3):446–55.
- [57] Yagi K. Response type roughness measurement and cracking detection method by using smartphone. In: *Pavement and asset management: proceedings of the World Conference on Pavement and Asset Management*; 2017 June 12–16; Baveno, Italy. Boca Raton: CRC Press; 2017. p. 815–22.
- [58] Saravanan TJ, Zhao B, Su D, Nagayama T. An observability analysis for profile estimation through vehicle response measurement. In: *Proceedings of the International Conference on Smart Infrastructure and Construction*; 2016 June 27–29; Cambridge, UK; 2016.
- [59] Zhao B. Road roughness evaluation based on the identification of vehicle rigid body motion models and inverse analysis of vehicle responses [dissertation]. Tokyo: The University of Tokyo; 2018.
- [60] Wang H, Nagayama T, Su D. Estimation of dynamic tire force by measurement of vehicle body responses with numerical and experimental validation. *Mech Syst Signal Process* 2019;123:369–85.
- [61] Nakasuka J, Wang H, Nagayama T. Extraction of the bridge natural frequency based on road profile estimation using vehicle response measurement. *J Struct Eng* 2018;64A:325–32. Japanese.
- [62] Mizutani T, Nakamura N, Yamaguchi T, Tarumi M, Ando Y, Hara I. Bridge slab damage detection by signal processing of UHF-band ground penetrating radar data. *J Disaster Res* 2017;12(3):415–21.
- [63] Mizutani T, Nakamura N, Yamaguchi T, Tarumi M, Ando Y. Signal processing for fast RC bridge slab damage detection by using UHF-band radar. *Procedia Eng* 2017;188:377–84.
- [64] Nishitani A, Inoue Y. Overview of the application of active/semi-active control to building structures in Japan. *Earthq Eng Struct Dynam*. 2001;30(11):1565–74.
- [65] Ikeda Y. Active and semi-active vibration control of buildings in Japan—practical applications and verification. *Struct Contr Health Monit* 2009;16(7–8):703–23.
- [66] Shimizu K, Orui S, Kurino H, Omika Y, Koshika N. Control effect of hydraulic dampers installed in high-rise building observed during earthquakes. In: *Proceedings of the 8th World Congress on Council on Tall Buildings and Urban Habitat*; 2008 Mar 3–5; Dubai, Arab; 2008. p. 529–35.
- [67] Number of VC buildings in Japan (by year) & usage ratio of VC devices (2004–2015) [Internet]. Tokyo: The Japan Society of Seismic Isolation; 2016 [cited 2019 Sep 12]. Available from: [http://www.jssi.or.jp/english/aboutus/doc/VC\\_data\\_2016.pdf](http://www.jssi.or.jp/english/aboutus/doc/VC_data_2016.pdf).
- [68] The Japan Society of Seismic Isolation (JSSI). [Report on the performance of

- base-isolated and vibration-controlled buildings during the 2011 Tohoku Earthquake]. Tokyo: The Japan Society of Seismic Isolation (JSSI); 2012. Japanese.
- [69] Ikeda Y. [The aspects of structural control before and after the 2011 Great Tohoku Earthquake]. Panel discussion on the state-of-the art of structural control and preparation for coming earthquakes. In: The 2013 Annual Meeting of Architectural Institute of Japan; 2013 Aug 30–Sep 1, Hokkaido, Japan; 2013. p. 15–24. Japanese.
- [70] Orui S, Sugimoto Y, Mizuno H, Goto K, Yamamoto K, Kanda K, et al. [Improvement of building damage estimation system for electric power company—part 2. Estimation of building characteristics based on system identification analysis]. In: Summaries of technical papers of annual meeting of Architectural Institute of Japan: structure II; 2016 Aug 24–26; Fukuoka, Japan; 2016. p. 611–2. Japanese.
- [71] Architectural Institute of Japan (AIJ). [Symposium report on tall buildings excited by long-period ground motions]. Tokyo: AIJ; 2012. Japanese.
- [72] Ikeda Y, Hisada Y. Earthquake responses on all floors in a building estimated by observation records on some restricted floors. *J Jpn Assoc Earthq Eng* 2013;13(4):38–54. Japanese.
- [73] Morii T, Okada K, Shiraishi M, Sugimoto K, Terada T, Sato T, et al. Seismic response estimation of whole building based on limited number of acceleration records for structural health monitoring system shortly after an earthquake—system application for large shaking table test of a 18-story steel building. *J Struct Constr Eng* 2016;81(730):2045–55. Japanese.
- [74] Yamashita T, Hisada Y, Sakamoto T, Kubo T. Vibration characteristics of high-rise steel building in Shinjuku skyscraper district before and after the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. *J Jpn Assoc Earthq Eng* 2015;15(3):17–31.
- [75] [Public page for waveform observation data by Kogakuin University (Shinjuku Campus): Tohoku Earthquake] [Internet]. Tokyo: Hisada Laboratory; c2015 [cited 2019 Sep 12]. Available from: <http://kouzou.cc.kogakuin.ac.jp/newhp/observation/shinjukutouhoku.html>.
- [76] Hatada T, Ikeda Y, Hagiwara H, Nitta Y, Nishitani A. Verification of damage monitoring and evaluation method for high-rise buildings based on acceleration measurement on some restricted floors in e-defense shaking table test. In: Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering; 2018 Jun 18–21; Thessaloniki, Greece; 2018.
- [77] Kodera K, Nishitani A, Okihara Y. Cubic spline interpolation based estimation of all story seismic responses with acceleration measurement at a limited number of floors. *J Struct Construc Eng* 2018;83(746):527–35. Japanese.
- [78] Kashima T. Study on changes in dynamic characteristics of high-rise steel-framed buildings base on strong motion data. *Procedia Eng* 2017;199:194–9.
- [79] Ikeda Y. Amplitude-dependency evaluation of building's dynamic properties only by seismic main shock record. In: Proceedings of 2018 Disaster Prevention Research Institute Annual Meeting; 2018 Feb 20–21; Kyoto, Japan; 2018. Japanese.
- [80] Ikeda Y. An effective use of measurements under main shock of earthquake to predict structural dynamic properties under aftershocks. In: Proceedings of the 7th World Conference on Structural Control and Monitoring; 2018 July 22–25; Qingdao, China; 2018.
- [81] Spence SMJ, Kareem A. Tall buildings and damping: a concept-based data-driven model. *J Struct Eng* 2014;140(5):04014005.
- [82] Fujino Y, Kimura K, Tanaka H. Wind resistant design of bridges in Japan: developments and practices. Tokyo: Springer Science & Business Media; 2012.