

桥梁的荷载试验与形态分析

黄 璨 郑晓龙

摘 要 本文旨在叙述桥梁的静载、动载及长效试验,提供作者的经验以供讨论,并公布在这一领域的最新研究成果。

关键词 桥梁 荷载试验 形态分析

一、概述

在施工现场进行桥梁荷载试验是检测桥梁结构质量的一个重要方法,通过此方法,可以对桥梁在给定载荷下的理论性能与实际性能加以比较。此方法也有利于土木工程理论与实践相结合,共同取得进步。

为了解桥梁作为公共交通建筑设施的重要性,以及提供桥梁在荷载作用下的详细资料,作者在捷克斯洛伐克共和国的桥梁现场按标准进行了荷载试验。该标准的第一版于1968年发布,并分别于1979、1990、1996年进行了修改。在过去的三十年里,几百座大跨径公路、铁路桥梁均依据此标准进行了检测。

二、静载试验

如果政府部门或是桥梁设计者提出进行静载试验的要求,那么就必须进行相应的试验。根据标准前三版的规定,跨径超过18米的新建桥梁均要符合此标准。

静载试验前,要制订一个试验大纲,包括试验单位建议采用的荷载(按设计者的要求)、荷载的分布、测试点、试验方案及其它必需的数据。在所有的试验进行之前,需用测地线法对桥梁进行检查和测定。

在静载试验过程中,要求必须测出预计变形最大处的纵向挠度(在桥跨的中部和桥拱的1/4处)、支撑点的下沉及支座的挤压。建议测试结果应由桥梁结构所在的周围环境的空气和其结构本

身的温度、桥梁的应变和应力状态、桥梁的裂缝发展趋势以及桥梁受压单元的稳定性组成。

必须记录的基本数据包括:试验日期、天气情况、试验设备及其灵敏度、荷载的大小及加载的区域、试验程序。

通常用重型车辆来做荷载源:对铁路桥梁而言主要用牵引机车、货车、轨道起重机等;对公路而言主要用卡车、建筑机械设备、储水车等等。用这些的目的是按照有可能出现的最大荷载量来给桥梁加载荷载。其效率公式是:

$$U_N = kU_V$$

式中: U_N ——试验载荷;

U_V ——包括标准的动态响应因素在内的标准荷载;

k ——效率系数。

静态试验中,取值为 $0.5 < k_{stat} \leq 1.0$ 。(2)

为了在测试点上产生最大的效应,静荷载被安排在桥梁上。长效荷载在试验前即布置的桥梁上,在混凝土桥上至少持续72小时,在刚构桥上至少持续3小时。混凝土桥梁在其主要结构部件浇筑3个月后才可进行试验。

混凝土桥梁的最小加载时间为30分钟,刚构桥则为15分钟。在加载前,测量的数据至少应记录两次,加载后立即记录一次,持荷10分钟后记录一次,卸载后记录一次,再过10分钟结构稳定后还记录一次。整个加载过程通常重复两次。

因为荷载试验仅限于一段时间之内,所以上所提到的时间长短标准依靠我们的经验来确

定,该标准是在理论上的需要和实际的可能之间进行了综合考虑后得出的结果。

在静载试验后,需要计算所有实测值的总量 S_{tot} ,恒量 S_r 及弹性量 S_e ,其公式:

$$S_{tot} = S_r + S_e$$

首次的加载为计算提供了决定性的结果。

如果以下三个条件均能满足,那么被测试的桥梁则符合标准的要求(α, α_1, β 系数详见表 1):

α, α_1, β 系数值 表 1

| 桥型 | α | α_1 | α_2 | α_3 | β |
|-------|----------|------------|------------|------------|---------|
| 预应力桥 | 1.05 | 0.2 | 0.5 | 0.1 | 0.7 |
| 钢筋混凝土 | 1.10 | 0.25 | 0.5 | 0.125 | 0.6 |
| 刚构桥 | 1.05 | 0.1 | 0.3 | 0.05 | 0.8 |

弹性变形条件(已计算出)

$$\beta < \frac{S_e}{S_{cat}} \leq \alpha \quad (4)$$

永久变形条件

$$\frac{S_r}{S_{tot}} \leq \alpha_1 \quad (5)$$

混凝土桥梁的裂缝宽度能得到控制(见表 2)。

裂缝宽度 表 2

| 桥型 | 环境类别 | 裂缝宽度 |
|--------|------|----------------|
| 加筋梁桥 | 1 | 0.4 |
| | 2,3 | 0.3 |
| | 4,5 | 最大 0.1 |
| 部分预应力桥 | 1 | 0.2 |
| | 2,3 | 0.1(6) 0(7) |
| | 4,5 | 0 |
| 全应力桥 | 任意 | 0 |

* 1——干燥环境、2,3——湿润环境、4,5——具有腐蚀性的环境、(6)——预制、(7)——预应力

对于新建桥梁则条件(5)改为:如果首次加载效果符合下面条件:

$$\alpha_1 < \frac{S_r}{S_{tot}} < \alpha_2 \quad (6)$$

则加载可再次进行,但此时永久变形则改为:

$$\frac{S_r}{S_{tot}} < \alpha_3 \quad (7)$$

如果条件(7)不能满足,就应再重复加载一次,则

$$\frac{S_r}{S_{tot}} \leq \frac{\alpha_1}{6} \quad (8)$$

假设实测值与条件(4)和(8)不相符合,就有

必要进行一个特殊的试验和/或长期观察和/或动载试验。总之,在桥梁中跨或在桥拱 1/4 跨处,测量数据决定了纵向挠度值。

三、动载试验

动载试验通常用于大跨径桥梁、非常规结构体系桥梁或新材料所建的桥梁。标准最初的三个版本均规定动载试验用于跨径超过 50 米的桥梁。

在动载试验前,必须测出轨道或路基在桥前、桥上和超出桥部分的水平位置。在桥梁结构上的重要测试点的动态响应、车辆的速度或其它荷载的性能都要在试验过程中记录下来。此外,实测值还包括:在其余测试点上的应变或应力时间周期、在中跨的水平横向的响应、支座的水平纵向位移以及温度值。

我们采用的荷载是:铁路或公路车辆或者一组匀速行驶的车辆(开始时车速为 5 公里/小时,随后一直加速至最大速度)、可变频的振动机(用于形态分析)、一部能提供可控冲击的马达、一条标准的不规则的轨道(见图 1)或是一群在步行桥上的行人。一般建议动载试验前先进行静载试验。

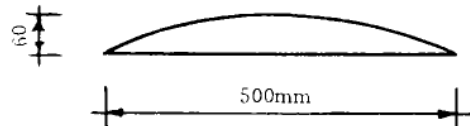


图 1 用于公路桥梁动载试验的不规则轨道

对于动载试验而言,效率(见公式 1)必须满足以下条件:

$$\delta k_{dyn} \leq 1 \quad (9)$$

动载试验提供了自然频率、自由振动或强制振动形式、偏转或应力时间、阻尼特性(如阻尼对数减小)和受观测的动载冲击系数

$$\delta_{obs} = \frac{S_{max}}{S_m} \quad (10)$$

式中 S_{max} ——实测点上的荷载引起的最大动载响应;

S_m ——在同一点上的相同荷载引起的最大静载感应。

如果自然频率 $f(j)$ 的偏差低于表 3 中的数值,则桥梁完全符合标准:

$$\Delta_{(j)} = \frac{f_{(j)teor} - f_{(j)obs}}{f_{(j)teor}} \cdot 100 \quad (11)$$

式中的系数 j ——自然频率
 $teor$ ——计算值

obs——实测频率

对于步行桥来说,也要符合标准 ISO2631—

2.

自然频率误差值 表 3

| 频率 | $f_{(1)}$ | $f_{(2)}$ | $f_{(3)}$ | $f_{(4)}$ | $f_{(5)} \dots$ |
|--------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------|
| $\Delta_{(j)}(\%)$ | +50to | +10to | ±15 | ±20 | ±25 |
| | -15 | -15 | | | |

铁路规范则要求满足的条件是:

$$(\delta_{obs} - 1)k_{dyn} \leq \delta - 1 \quad (12)$$

式中 δ_{obs} ——实测的动态冲击系数(10)

δ ——标准的动态冲击系数

$K_{dyn} = U_{dyn}/U$, 式中 U_{dyn} ——试验荷载的响应。

U ——测试点上标准荷载的响应(不含 δ)。

对于铁路桥的动载试验中,铁路车辆至少要行驶 10 次,其中 90% 的 δ_{obs} 值必须符合条件(12)。

在静载试验和动载试验进行完毕后,应当撰写一份严格的记录数据的评估和建议报告,递交相应的工程监理。

四、监测

许多公路桥和铁路桥都承受着无规律的活载,这些荷载的大小都有随机性,并且可理想化为时间和空间上随机变化的过程。桥梁的寿命较长(80—120年),目前的理论、桥梁当前的和预计的强度对估计它们的疲劳寿命、维护、检查周期等都是非常重要的。

这一问题十分重要,尤其是对于那些疲劳程度的大小以应力幅为决定因素的刚构桥而言更是如此。

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (13)$$

式中 σ_{max} 和 σ_{min} ——局部应力的最大值和最小值。

在长期的试验过程中,在常规的运输荷载下,每一天、每一周或每一年的应力值被记录(监测)下来,同时应力幅(13)将采用雨流法进行测定。那么,随机的应力周期转变为简单的应力幅(两个应力幅=一个应力循环)。计算的方法产生了一个应力幅频率的柱状图,即称为应力频谱,图 2 显示出一个实例。

应力频谱具有以下特性:

1、包括桥梁的静态和动态响应。

2、出现大量小应力幅的循环(动态响应),而大应力幅的则较少(静态部分)。

3、应力频谱由交通流量的强度及其构成和被测桥梁参照线的外形和长度来决定。

4、它们既不支持疲劳损坏的假设,也不依赖霍勒曲线。

5、频谱具有巨大的差量。

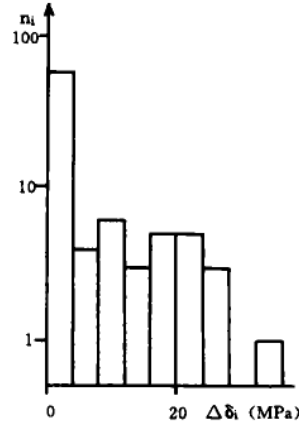


图 2 某铁路刚构桥交叉梁上的应力频谱图
(桥跨 35m, 一辆重 7420kN, 时速 38.5km/h 的列车从桥上经过)

根据对 5 座铁路刚构桥和 3 座公路刚构桥监测所获统计数据得出一个经验性的公式,每年在 i 级状态下的应力幅的 n_i 数值:

$$n_i = aT^b L^c \lambda_i^d \exp^k \quad (14)$$

式中 T ——对于公路桥是指每 24 小时通过的重型车辆的数量;对于铁路桥来说是每年在给定的路线上总重量(以百万吨为单位)。

L ——勘测的桥梁构件参照线的长度;

$\lambda_i = \Delta\sigma_i / \Delta\sigma_s = 0.1, 0.2, \dots, 0.9, 1$ ——无量纲的应力幅;

$\Delta\sigma_s$ ——标准动态冲击系数乘以标准荷载所得的被勘测构件中的最大应力幅;

a, b, c, d ——回归系数[见(15)和(16)];

S ——实测数值的标准偏差,[见(15)和(16)];

$k = 1.65$ ——95%的可靠系数;

从该试验中,以下数据得到检验:

对于公路桥梁:

$$a = 13.099, b = 1.000, c = -0.461, d = -5.208, s = 0.930, k = +1.65 \quad (15)$$

对于铁路桥梁:

$$a = 17.742, b = 0.860, c = -0.354, d = -4.464, s = 1.323, k = +1.65 \quad (16)$$

所获得的静态试验数据可供桥梁的疲劳设计参考,以估算它们的疲劳寿命及检查周期等等。

图3显示了跨径为78m的预应力刚构人行桥的垂直挠度测试的其它情况。该桥所施加荷载的是分别以1.61m/s和1.72m/s速度步行的行人。在中跨上挠度的平均值如图3所示。

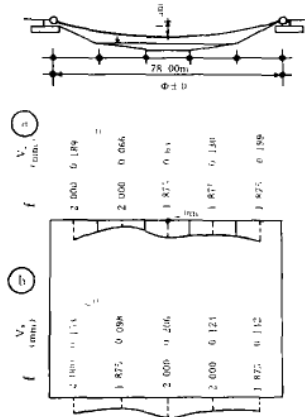


图3 当行人通过时,预应力扳道人行桥的动态位移:
(a)第一种方式:步行速度1.61m/s,步频2.0Hz;(b)第二种方式:步行速度1.72m/s,步频2.2Hz; V_v 为中跨的挠度; f 为实测频率。

当一个跨径为330m的钢拱桥建造好后,在其拱柱上出现了强烈振动,振动是由速度为5—10m/s的风造成的(见图4)。

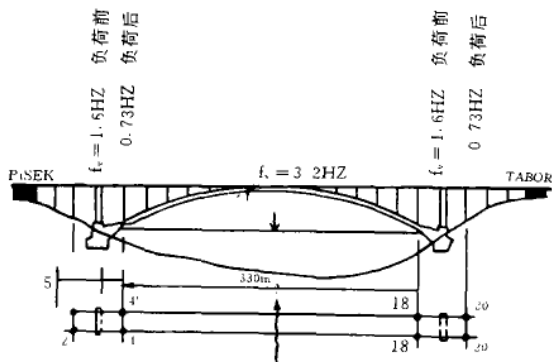


图4 跨径330m的公路刚构桥的拱柱和桥面的自然频率
因此,最高的拱柱以砂砾填实,以减少它们的一阶自然频率,并使它们回归到临界风速范围之外的更低的频率,与增强阻尼一致。图5显示的是监测一天后的结果,测量并绘出了拱柱中心的振幅 V_0 ,与风速 \bar{V} 进行对比。

五、形态分析与验证

尽管通过形态分析对结构进行非破坏性校验的方法较为传统,但迄今为止大型土木结构的校验方法尚无进一步的发展。该方法能判断自然频率的变化。作者将展示自然振动模型中缺陷的影响。

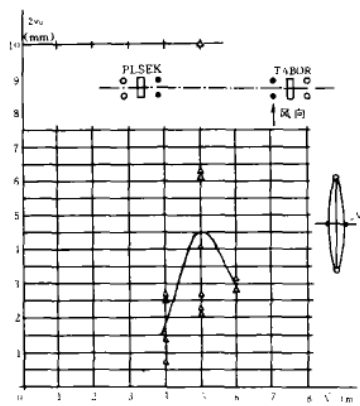


图5 由速度为 \bar{V} 的风引起的桥梁拱柱(图4所示)的振幅

响。

计算方法是根据形态保证标准(MAC)确定的,该方法最常用于测定结构中两种状态下的自然频率模态之间的一致性,公式为:

$$MAC_i = \frac{|V_{iv}^T V_{id}|^2}{(V_{iv}^T V_{iv})(V_{id}^T V_{id})} \quad (17)$$

式中 V_{iv} ——在第一种状态下结构的第*i*次自然振动模式;

V_{id} ——在第二种状态下结构的第*i*次自然振动模式。

因此,MAC作为一种振动模式的对比试验,也适合于各振动模式的自然频率彼此非常接近的情况。

由MAC显示出:两种状态之间或是未破坏的和已破坏的结构之间的自然振动模型的一致性,该式中未考虑局部的位移偏差,作者还采用其它的准则,即所谓的

$$COMAC(j) = \frac{[\sum_{i=1}^N V_{iv(i)} \cdot V_{id(i)}]^2}{\sum_{i=1}^N V_{iv(i)} \cdot V_{iv(i)} \cdot \sum_{i=1}^N V_{id(i)} \cdot V_{id(i)}} \quad (18)$$

式中 $V_{iv}(j)$ ——在测点*j*上,结构的第*i*次(原始)状态的第*i*次振动模式的位移度;

$V_{id}(j)$ ——在测点*j*上,结构的第*i*次(破坏)状态的第*i*次振动模式的位移度;

N ——剧烈振动模式的次数。

如果 $COMAC$ 值与第一种状态相同,那么在第一种状态和第二种状态偏转坐标之间不会出现区别。如果 $COMAC$ 值低,则表示:在坐标中存在区别,这样有可能会产生破坏。设在布拉格的捷克共和国科学院理论与应用力学研究所采用 $COMAC$ 方法来对结构的不完整性、破损及裂缝进行了研究。

$COMAC$ 方法被用来检测横跨高速公路的连续三跨预应力混凝土节段桥梁的性能,见图6。该桥的长度为 $64.4m$ 。

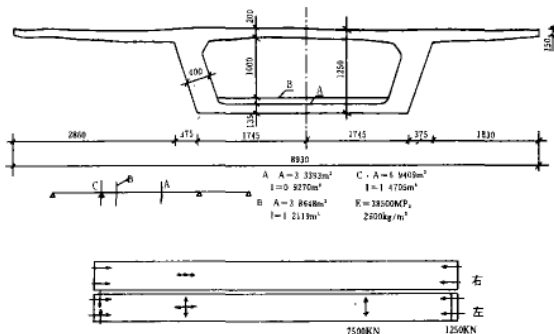


图6 某桥梁的某一横截面图及

显示支座位移的两座桥梁结构的平面图

左侧上部结构被它的支座自然产生的滑动拉裂。这种运动导致节段之间的大多数连接头变形、开裂。在结构被移回到其支座后裂缝就密合了。破损的(左边)和无破损的(右边)上部结构都必须进行静载和动载试验。试验的目的是验证修复后左边的上部结构是否能与右边的未破损的结构相比。

静载试验证明两个上部结构的垂直挠度是相似的,偏差仅为 5.4% 。最初由振荡器引起的左右两侧上部结构的四种振动形态见图7。其结果与实测振幅相差 5% 。

如果用 $COMAC$ 方法来将左右两边的上部结构进行比较,结果如表4所示。该表显示了连续三跨桥梁的中跨测试点上所固有的最大 $COMAC$ 值。从表4中可清楚地得出左边上部结构与右边上部结构没有太大的差别,因此,对受损结构的维修是有效的。

另外一个实例是一座使用了14年的预应力混凝土人行桥(见图8)。动载试验的主要目的是

检验该桥在通车14年后的灵敏性和可靠性。在过去,只能测到自然频率(非自然振动模型),因此,现在自然频率常用以比较结构的两种状态。桥梁上设置了一个电动振荡器,以提供加载(或自然)

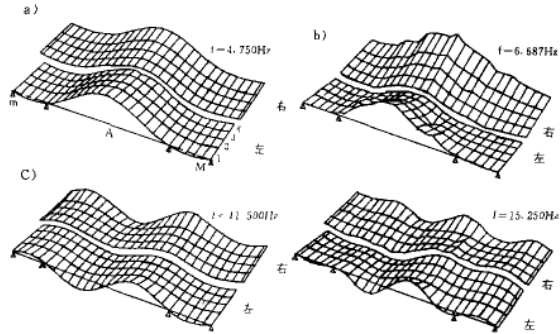


图7 图6所示的桥梁左边和右边结构首次激烈振动的四个模型

桥梁上网点1—4和m—M上j点的 $COMAC$ 值 表4

| Mesh | 1 | 2 | 3 | 4 |
|----------|--------|--------|--------|--------|
| <i>m</i> | 0.9997 | 1.0000 | 0.9999 | 1.0000 |
| <i>l</i> | 0.9995 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9997 |
| <i>k</i> | 0.9993 | 1.0000 | 0.9999 | 0.9999 |
| <i>j</i> | 0.9982 | 1.0000 | 0.9997 | 0.9994 |
| <i>i</i> | 0.9500 | 0.9990 | 0.9998 | 0.9996 |
| <i>h</i> | 0.9721 | 0.9844 | 0.9969 | 0.9474 |
| <i>g</i> | 0.9998 | 0.9998 | 1.0000 | 1.0000 |
| <i>f</i> | 0.9994 | 0.9997 | 0.9998 | 0.9999 |
| <i>e</i> | 0.9992 | 0.9996 | 0.9997 | 0.9999 |
| <i>d</i> | 0.9994 | 0.9997 | 0.9999 | 0.9999 |
| <i>c</i> | 0.9999 | 0.9999 | 1.0000 | 1.0000 |
| <i>b</i> | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 |
| <i>A</i> | 0.9999 | 0.9999 | 1.0000 | 1.0000 |
| <i>B</i> | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 |
| <i>C</i> | 0.9999 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 |
| <i>D</i> | 0.9998 | 0.9999 | 0.9999 | 1.0000 |
| <i>E</i> | 0.9997 | 0.9999 | 1.0000 | 1.0000 |
| <i>F</i> | 0.9995 | 0.9999 | 0.9999 | 1.0000 |
| <i>G</i> | 0.9998 | 1.0000 | 1.0000 | 0.9998 |
| <i>H</i> | 0.9653 | 0.9946 | 0.9979 | 0.6679 |
| <i>I</i> | 0.9866 | 0.9995 | 0.9999 | 0.9997 |
| <i>J</i> | 0.9980 | 0.9998 | 1.0000 | 0.9997 |
| <i>K</i> | 0.9995 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 |
| <i>L</i> | 0.9990 | 0.9999 | 1.0000 | 0.9999 |
| <i>M</i> | 0.9994 | 0.9999 | 0.9999 | 1.0000 |

模态和自然频率。图9显示了5种自然的模态和频率。

表5中显示了14年前后的自然频率的对比及计算结果。表5显示出结构状态与14年前最初

的状态没有太大的区别。微小的区别是因测试人员不同的频率步调,在两种情况下,频率测定中最

长期的实验(监测)为疲劳评估及检查周期的估算提供了参考数据。这使得我们能够观测长期使用后结构的损耗情况。图8所示人行桥的实测与计算的自然频率(Hz)

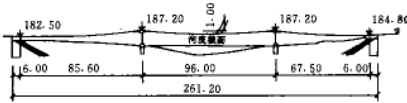


图8 总长为261.20m的预应力混凝土人行桥

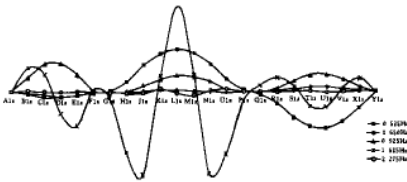


图9 图8所示的人行桥的5种自然的模态和频率大的误差预计在1%的范围内。

六、结论

现场桥梁荷载试验可证明结构的特性,因此这是一种有价值的方法。它们有利于土木工程在理论和实践中的进步和发展。

垂直挠度是静载试验中具有决定性的数值,同时在动载试验后也建议与可计算的和实测的自然频率进行对比。本文建议采用必需的标准、规范。

表5

| 1983年 实测 | 1997年 实测 | 传统统计 计算方法 | 现行计 算方法 |
|-------------|-------------|--------------|------------|
| 0.500 | 0.525 | 0.457 | 0.514 |
| 0.600 | 0.650 | 0.568 | 0.646 |
| 0.900 | 0.925 | 0.920 | 1.091 |
| 1.600 | 1.625 | 1.307 | 1.137 |
| | 2.275 | 1.462 | 1.204 |
| | | 1.842 | 1.534 |
| | | 2.154 | 1.721 |
| | | | 1.826 |
| | | | 2.204 |
| | | | 2.416 |
| | | | 2.484 |
| | | | 2.512 |
| | | | 2.587 |
| | | | 3.142 |
| | | | 3.245 |
| | | | 3.486 |

形态分析及其校验将桥梁结构在最初的和受损的状态加以区别,以及COMAC方法在工程实践中也可以推广应用。COMAC值与第一种状态值越是有不同,结构受损的可能就越大。

尽管从试验中获得的数据具有概括性,桥梁的荷载试验常因其费用较高和仅反映特定情况下的桥梁性能而受到批评,因此,这类试验仅集中于重大的桥梁工程中。

①本文译自《Engineering Structures》23(2001)102~109;作者 L. Fruba, M. Pirner。

HVM 信息

2001年全国公路桥梁维修与加固技术研讨会在昆明召开

由中国公路学会主办、北京华远通科技开发有限公司承办的《2001年全国公路桥梁维修与加固技术研讨会》于2001年12月23日至25日在昆明召开,参加会议的有科研、设计、院校、检测、监理、管理、施工和制造企业共247个单位,427名代表。其中教授、博士、总经理、总工程师、院长、所长、局长、理事长占三分之一以上。会议规模之大,范围之广,层次之高的历届会议之最。充分说明国内有关单位对公路桥梁维修加固技术及其工程市场引起高度重视。

会上发布了50多篇论文和数十份产品资

料,楼庄鸿研究员邵荣光教授、翁冠群博士、徐永模博士、刘伸到教授、张树仁教授、项贻强教授等24位代表先后在大会上发言,从理论分析、设计方法、检测评估、加固方式及新材料等不同方面阐述了桥梁维修与加固技术。柳州海威姆建筑机械管理公司共有6名代表与会,王学海、闫云友、郑晓龙三人,在大会上分别就体解索在旧桥加固中的应用、体外索的构造与施工工艺和体解索振动分析等内容作了简要报告。

(闫云友、韦秋红)