

# 浙江省交通运输科技成果推广目录申报表

## 一、成果概况

成果名称	一种高墩桥梁墩顶位移弹簧限位器装置在山区高墩桥梁上的应用
成果类型	<input type="radio"/> 技术 <input checked="" type="radio"/> 工艺 <input type="radio"/> 材料 <input type="radio"/> 产品
专业领域	桥梁工程技术
申报单位	浙江省交通规划设计研究院有限公司
联系人及电话	雷波, 13957107328
推广应用起止时间	2020年1月 ~ 2022年12月
申报单位意见	<p>我单位申请将上述成果列入《浙江省交通运输科技成果推广目录》，并承诺所有关于申请单位与成果的文件、证明、陈述均真实、准确。如有违背，我单位将承担由此产生的一切后果。</p> <p>申报单位法人代表签字：</p> <p>申报单位公章：</p> <p>年 月 日</p>
主管部门推荐意见	<p>市交通运输局（委）或厅管厅属单位或省级有关单位意见</p> <p>公 章：</p> <p>年 月 日</p>

## 二、成果简介（可另附页）

<p>成果简介</p>	<p>本项目主要技术内容有：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>(1) 高墩墩顶位移超限成因分析；</li> <li>(2) 高墩墩顶限位装置研发；</li> <li>(3) 高墩墩顶装置限位机理分析；</li> <li>(4) 高墩墩顶限位装置设计方法；</li> <li>(5) 高墩墩顶位移超限防治对策；</li> </ol> <p>本项目通过有限元软件进行仿真计算，对高桥墩在偏压、温度、基础沉降和汽车荷载等作用下的墩顶水平偏移量进行分析，研究墩顶偏位主要原因；分析支座不同接触状态对高墩柱顶位移的影响。同时，结合桥梁工程实际，在考虑施工和后期维护便利性的条件下，提出若干不同形式的墩顶纵向限位措施；并对不同限位装置的限位机理和限位能力进行比较，从设计和施工方面提出综合防治对策。</p>
<p>专利</p>	<p>一种高墩桥梁墩顶位移弹簧限位器(201510415496.3, 2015.07.15, 发明专利, CN 104963278B)</p> <p>本发明公开了一种高墩桥梁墩顶位移弹簧限位器,其通过在立柱或盖梁侧面和主梁端部梁底分别设置加劲钢板,通过螺栓将其与立柱或盖梁、主梁连接,在锚固于立柱或盖梁侧面的竖向加劲板间设置若干弹簧,这些弹簧的另一端固定在同一块钢板上,并使钢板与锚固于主梁的钢板间预留一定间隙,用于在墩顶纵向位移过大时进行限制;加劲钢板与盖梁和梁底的连接根据锚固要求设计,弹簧能够在墩顶发生过位移时通过软碰撞使弹簧变形耗能来减小和限制这种过大位移,减小和限制累积的效应,防止墩顶位移累积过大使墩受力不利;且可通过调节间隙宽度和弹簧的种类来调整装置性能。</p>
<p>软件著作权</p>	<p>(登记号、发表日期、权利取得方式及范围、简介等)</p>

标准规范	(名称、编号、发布时间、主要内容、应用情况等)
其它已取得的成果	论文: 山区高墩桥梁墩顶位移超限成因分析 焊钉连接件峰值滑移及剪力-滑移本构关系 焊钉连接件抗剪承载力试验研究 实用新型: 一种钢构与混凝土组合的高墩结构(专利号 201420673170.1) 一种薄壁空心高墩钢筋支模板(专利号 201320337756.6) 一种钢构与混凝土组合的高墩结构(专利号 201420673170.1)

### 三、有关指标 (可另附页)

技术指标	<p>(1)构造简洁、受力明确</p> <p>如图 1, 加劲钢板与弹簧组合限位装置将在墩顶发生过大位移时利用弹簧的压缩变形来减小和限制该位移, 其受力明确、便于设计计算, 且构造简单、便于加工安装。设计时, 可通过合理计算方便地确定构件尺寸和弹簧选用(包括刚度、尺寸、材料等); 同时, 可以通过改变弹簧的规格和材料以及限位装置的间隙来改变限位装置的性能。</p> <div data-bbox="603 1131 1225 1848" data-label="Image"> </div> <p>图 1 弹簧限位装置结构示意图</p> <p>(2)便于管理养护</p> <p>在加劲钢板与弹簧组合限位装置中, 弹簧的材料多采用弹簧钢, 韧性</p>
------	--

	<p>和疲劳性能好,耐久性相比橡胶等材料也大大提高;同时,弹簧安装便捷,后期的更换十分方便;另一方面,由于弹簧的特殊性,即使在受力压缩时,也不像橡胶垫块或者U型钢板一样完全遮挡住了接触面,仍然可以通过弹簧空隙之间查看和检查接触面的情况,便于日常的检查和管理。</p>
经济指标	<p>因支座支撑接触面控制的偏差导致高墩桥梁墩顶位移超限带来的一系列病害,一直是困扰山区公路沟谷高墩桥梁安全运营的一个重大问题,传统的防治措施需要投入大量的人力、物力进行定期跟踪,极大地增加了桥梁的运营成本。本次研究提出的限位装置具有良好的力学性能、施工便利性和耐久性,可有效防止过大的墩顶位移,改善高墩桥梁的运营状况,并节约后期维护的投入,具有很强的社会效益。</p>
可采取的推广应用措施	<p>1.加强与各运营项目检测单位沟通,积极掌握桥梁结构典型病害特征,对于高墩偏位导致的桥梁结构使用安全问题,积极推广省院成熟的设计经验。2.做好既有应用工程的回访,准确掌握该技术的应用情况,通过与运营公司的积极互动,对类似工程病害在充分评判的基础上,逐渐扩大应用规模以及市场范围。3.积极做好技术成果的整理、经验总结,向兄弟设计单位推广我院成熟的设计技术及处治方法。</p>
申报单位及其推广能力简介	<p>浙江省交通规划设计研究院作为本科技成果的申报单位,可将该科技成果应用于老桥加固维修,又可应用于新建桥梁,具有较强的推广能力。</p>
推广应用实例	<p>本项目为根据既有项目——杭千高速上桥头大桥、金竹牌大桥典型工程病害研究为依托,剖析了病害机理成因,并研发了解决问题的产品——高墩限位装置。该装置在省内多个项目上有使用,基于承办部门负责设计的项目主要有:</p> <p>杭新景高速公路,首先应用在付子坑大桥,上部结构为先简支后连续T梁,下部结构为桩柱式桥墩。2016年7月20日,本桥在交工验收时发现,左幅第1-4联伸缩缝端支座存在不同程度的超极值滑移(纵坡方向)。</p> <p>杭新景高速公路,2019年10月竣工验收时,发现杨梅岗大桥、上庄大桥存在伸缩缝位置桥墩非设计预期偏移,主要原因也是预制板梁在伸缩</p>

缝位置的梁端楔形调平块，施工单位制作不精细。基于本项目前期限位装置的使用良好效果，上述 2 座桥梁增设了限位装置。

义武公路——外八仙大桥，上部结构为先简支后连续组合小箱梁，下部结构为桩柱式桥墩。本桥在交工验收时发现，因施工单位对梁板预制楔形调平块制作不精细，导致支座存在偏压，造成伸缩缝位置桥墩立柱发生非设计预期超限偏移。采用本项目研发的限位装置后，目前工作性能良好。

成果	登记号	
登记	批准日期	

# 科学技术成果鉴定证书

浙交鉴字[ 2018 ] 39 号

成果名称：仿真分析支座不同接触状态对高墩柱顶位移的影响及设计、施工防治对策研究

完成单位：浙江省交通规划设计研究院有限公司  
同济大学  
杭绍台高速公路工程建设指挥部  
永康交通运输管理局

鉴定形式：会议鉴定

组织鉴定单位：浙江省交通运输厅（盖章）

鉴定日期：二〇一八年九月八日

鉴定批准日期：二〇一八年九月二十日

国家科学技术委员会

二〇〇九年制

## 简要技术说明及主要技术性能指标

本课题研究的对象为高墩墩顶限位装置，研究目的是分析高墩桥梁主梁与桥墩间相对纵桥向位移超限的成因，从根本上掌握超高桥墩的几何变形非线性特性，有针对性研发二者间纵向限位装置，为现有存在此类病害的桥梁加固及今后高墩桥梁设计提供参考依据。课题组结合工程实例，从模拟计算、理论分析两个层次展开研究。

### 1. 主要研究内容

#### (1) 高墩墩顶位移超限成因分析

本研究结合浙江省山区高速公路高墩桥梁发生在伸缩缝位置桥墩墩顶位移超限的现象，建立杆系模型通过有限元数值模拟，对结构施加自重、升降温度循环、汽车荷载和汽车制动力等多种荷载作用，分别模拟结构在梁底接触面水平和调平失效情况下墩顶的水平位移值，对支座偏压、摩擦系数、坡度、墩高和曲率半径等几个因素进行变参数分析，明确了墩顶位移超限的成因。

#### (2) 高墩墩顶限位装置研发

课题组广泛调研桥梁限位装置的形式和国内外研究现状，总结并提出了对于高墩墩顶位移超限的限位装置设计要点。在此基础上，提出了新型 U 型加劲板弹性限位装置、加劲钢板与橡胶组合限位装置、加劲钢板与弹簧组合限位装置和 FRP 限位装置等四种高墩限位装置结构形式，并从力学性能、施工便利性能和耐久性等方面进行了综合对比，选定适用于分联高墩墩顶位移超限的合理限位装置结构形式。

#### (3) 高墩墩顶装置限位机理分析

通过建立 ANSYS 有限元模型，考虑几何非线性的影响，分析复杂受力状态下限位装置承担的限位力及锚固要求，明确限位装置整体受力性能及极限状态下的破坏和失效的规律；采用变参数分析的方法，研究在不同的墩高、线路纵坡、单联桥长度、支座锈蚀钢板摩擦系数和限位装置间隙的条件下，对比改变限位弹簧的刚度对墩顶位移及限位装置限位力的影响，剖析了高墩墩顶装置限位机理；探明了合理的限位装置刚度和间隙取值关联，为限位装置的设计提供参考。

#### (4) 高墩墩顶限位装置设计方法

课题组调研了国内外限位装置的设计方法，通过分析桥梁设计参数，拟合推导了墩顶限位装置的限位力计算公式，对限位装置的锚固要求提出实用建议，总

结了高墩限位装置的设计流程,并给出墩顶限位装置的设计实例,为墩顶位移装置的推广利用提供参考。

### **(5) 高墩墩顶位移超限防治对策**

为了防止高墩桥梁墩顶位移过大,导致伸缩缝破坏、墩底出现开裂、降低桥梁安全及耐久性,结合前述研究,对高墩桥梁设计、施工及运营养护提出了合理建议和注意要点;对于出现了墩顶位移过大的高墩桥梁,为保证桥梁受力性能、耐久性能良好,防止落梁现象的最终发生,给出了后期的加固整治措施,并介绍了纠偏工艺。

## **2. 拟解决的关键问题**

### **(1) 高墩墩顶位移超限机理**

高墩桥梁由于墩柱在纵向刚度较低,当发生梁底与支座面接触面不水平时,支座会处在偏压状态,汽车制动力及温差循环等效应在墩顶产生不平衡水平推力,墩顶随即发生纵向偏移。目前国内针对高墩墩顶位移超限机理的研究方法不尽相同,研究结果与实际工程具有一定出入,不具备指导实际工程的意义。因此,高墩纵向偏移的影响因素仍需进一步分析,归纳主要原因,从根本上掌握超高桥墩的几何变形非线性特性。

### **(2) 高墩限位装置合理构造形式研究**

桥梁纵向限位装置近年来在很多桥梁中得到应用,其结构形式各异,可以大致将桥梁纵向限位装置分为拉索限位装置以及挡块限位装置两大类。然而,相关研究仍然集中在地震作用下防止落梁破坏及梁体碰撞破坏的领域,均没有针对高桥墩长期非线性效应所导致的墩顶位移过大、墩梁间相对位移过大这种情况来设计的限位装置。为此,需要研发能够限制过大的墩顶纵桥向位移的高墩限位装置形式,同时要方便施工。

### **(3) 限位装置性能参数研究**

通过对几种限位装置构造形式进行相关比选研究,并对选定构造进行参数化计算分析,得到高墩桥梁的不同参数对限位装置刚度和限位力的影响,探明其限位机理,进一步提出高墩限位装置的设计方法。

### **(4) 高墩墩顶位移超限病害的防治**

为了防止高墩桥梁墩顶位移过大,引发伸缩缝破坏、墩底开裂、降低桥梁耐久性,以及保证已发生高墩墩顶滑移的桥梁,各个部件能够继续健康工作,不使病害进一步恶化,需要制定考虑了设计、施工和后期维护便利性的综合防治对策。

### **3. 主要研究特色**

#### **(1) 现场调研和仿真计算结合，分析墩顶偏移成因**

通过大量调查此类病害桥梁现场，得到了支座、墩顶、伸缩缝等许多关键构造的病害情况。通过现场调研结果建立数值模型进行仿真计算。模拟了多种工况和病害情况，分析分联交界墩墩顶位移超限的原因。

#### **(2) 参考既有抗震限位装置并作相关改进**

目前，对于桥梁纵向限位装置的既有研究集中在地震作用下防止落梁破坏及梁体碰撞破坏的领域。高墩因为受到长期非线性效应累加而产生过大的墩顶位移，进而导致梁体与桥墩墩顶相对位移过大，目前尚未检索到此领域的纵向限位装置的相关文献，尤其是支座滑移性能发生改变后。课题组参考既有抗震限位装置，针对性地改进并提出了四种不同类型的限位装置，并从使用性能、施工便利等方面进行比较研究，最终选定了加劲钢板与弹簧组合限位装置的构造形式，较好的弥补了相关研究领域的空缺，有效地克服了墩顶纵向位移超限的问题。

#### **(3) 限位装置参数仿真计算**

国内外对高墩墩顶装置开发较少，限位机理的相关研究也不充分。限位装置的刚度、最大限位力等重要参数等不能准确估算；此外，限位装置与梁板和盖梁的接触面，还承担了较大的剪力与轴力，实际受力复杂，限位装置的锚固面的承载力同样是影响其最大限位力的重要因素。过往的此类研究中，没有针对复杂受力状态下限位装置承担的限位力及锚固要求的分析，限位装置整体受力性能并不清晰，极限状态下的破坏和失效的规律和机理不明确。本研究通过分别对墩高、线路纵坡、支座锈蚀侧摩擦系数、桥联长度和限位装置间隙与限位装置刚度的关系进行变参数分析，考虑几何非线性的影响，根据计算结果，拟合推导出了墩顶限位力的计算公式，可用于限位装置设计参考。

#### **(4) 提出计算模型和设计方法**

基于高墩限位装置仿真计算分析和理论计算模型，提出了高墩限位装置的合理设计方法，包括限位装置的刚度选取和限位力的确定，并在实桥中得到了较好的应用。

## 推广应用前景与措施

本课题提出的高墩墩顶限位装置，可以防止支座顶、底板错位，支座滑动摩擦系数因锈蚀发生差异，有效限制高墩桥梁主梁与桥墩间相对纵桥向位移，以及伸缩缝破坏等一系列病害，具有很强的市场需求和推广应用前景。其技术特点如下：

### (1) 构造简洁、受力明确

如图 1，加劲钢板与弹簧组合限位装置将在墩顶发生过大位移时利用弹簧的压缩变形来减小和限制该位移，其受力明确、便于设计计算，且构造简单、便于加工安装。设计时，可通过合理计算方便地确定构件尺寸和弹簧选用(包括刚度、尺寸、材料等)；同时，可以通过改变弹簧的规格和材料以及限位装置的间隙来改变限位装置的性能。

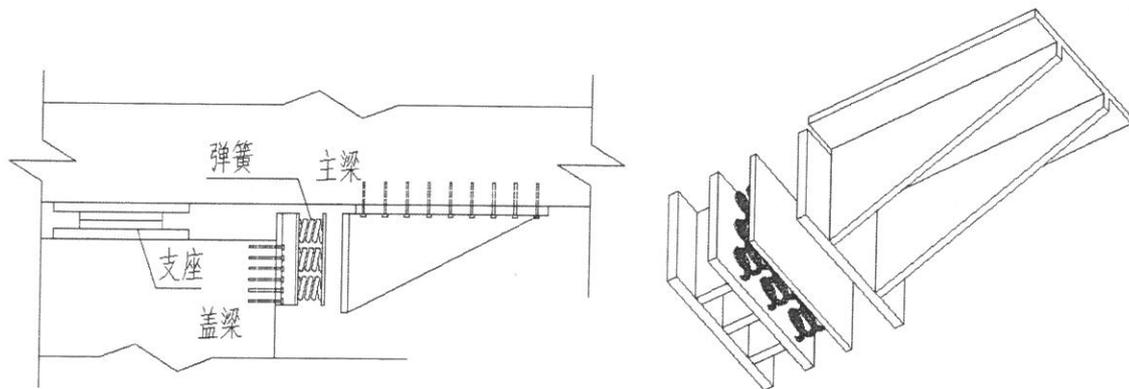


图 1 弹簧限位装置结构示意图

### (2) 便于管理养护

在加劲钢板与弹簧组合限位装置中，弹簧的材料多采用弹簧钢，韧性和疲劳性能好，耐久性相比橡胶等材料也大大提高；同时，弹簧安装便捷，后期的更换十分方便；另一方面，由于弹簧的特殊性，即使在受力压缩时，也不像橡胶垫块或者 U 型钢板一样完全遮挡住了接触面，仍然可以通过弹簧空隙之间查看和检查接触面的情况，便于日常的检查和管理。

### (3) 综合经济效益好

因支座支撑接触面控制的偏差导致高墩桥梁墩顶位移超限带来的一系列病害，一直是困扰山区公路沟谷高墩桥梁安全运营的一个重大问题，传统的防治措施需要投入大量的人力、物力进行定期跟踪，极大地增加了桥梁的运营成本。本次研究提出的限位装置具有良好的力学性能、施工便利性和耐久性，可有效防止过大的墩顶位移，改善高墩桥梁的运营状况，并节约后期维护的投入，具有很强的社会经济

效益。

本项目研究成果为高墩墩顶位移超限这一现象提供了针对性的解决方案，弥补了国内外该研究方向上的空缺，创新点较多。研究分析了支座不同接触状态对高墩柱顶位移的影响，明确了墩顶位移超限机理，提出新型高墩限位装置，并给出完善的设计流程，具有很强的实用性。项目成果的应用不仅可以为现有出现此类病害的桥梁加固维修提出技术支持，同时对今后的高墩桥梁设计提出指导性意见，具有广阔的推广应用前景和显著的社会经济效益。

主要技术文件目录及来源

- 1、鉴定大纲..... 浙江省交通运输厅
- 2、执行合同（2014H08）..... 浙江省交通运输厅
- 3、研究总结报告..... 浙江省交通规划设计研究院有限公司等
- 4、查新报告..... 浙江省科技信息研究院
- 5、用户报告..... 武义县交通建设指挥部等

鉴定委员会专家测试报告

测试组长：\_\_\_\_\_签字 成员：\_\_\_\_\_、\_\_\_\_\_、\_\_\_\_\_、\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_年\_\_\_\_\_月\_\_\_\_\_日

## 鉴 定 意 见

浙江省交通运输厅于2018年9月8日在杭州主持召开了“仿真分析支座不同接触状态对高墩柱顶位移的影响及设计、施工防治对策研究”（项目编号2014H08）项目成果鉴定会。鉴定委员会（名单附后）听取了项目研究报告、查新报告、用户报告和财务审计报告，审阅了有关技术资料，经讨论，形成鉴定意见如下：

一. 提交鉴定的资料齐全、规范，符合鉴定要求。

二. 课题组结合工程实例，从模拟计算、理论分析两个层次展开研究，建立高墩桥梁有限元数值仿真模型，通过变动设计参数，对分联交界墩支座不同接触状态进行模拟，仿真分析分联交接墩偏移情况，研究了位移超限的机理；提出了相应的设计、施工、运营防治措施，并通过计算分析研发了相应的限位装置；上述成果在数个实体工程中得到了验证。

三. 课题的主要创新点：

1.分析并得出支座不同接触状态下的高墩桥梁墩顶位移超限成因机理；

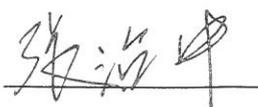
2.提出适用于长期非线性效应的高墩桥梁限位装置弹簧刚度的选取和限位力确定的方法。

四. 项目预算总经费70万元，其中省财政科技补助34万元。经浙江恒惠会计师事务所有限公司审计（浙恒惠专审字【2018】第324号），项目实际总支出59.02万元，其中省财政科技补助支出30.00万元，审计认定结余4.00万元，扣除预计后续鉴定支出财政补助经费1.60万元，项目实际净结余财政补助经费2.40万元。经费使用基本合理。

本课题研究完成了合同所规定的任务，具有显著的社会和经济效益，总体达到国际先进水平。

建议进一步推广应用。

鉴定委员会主任：



2018年9月8日

主 持 鉴 定 单 位 意 见

同意鉴定意见



主管领导签字: \_\_\_\_\_ (盖章)



2018 年 9 月 20 日

组 织 鉴 定 单 位 意 见

同意鉴定意见



主管领导签字: \_\_\_\_\_ (盖章)



2018 年 9 月 20 日

# 科技 成果 完成 单位 情况

序号	完成单位名称		邮政编码	所在省市代码	详细地址	隶属省部	单位属性
1	浙江省交通规划设计研究院有限公司		310006	933	杭州环城西路89号	浙江省	5
2	同济大学				上海市四平路1239号	上海市	2
3	杭绍台高速公路工程建设指挥部					浙江省	5
4	永康交通运输管理局					浙江省	5
5							
6							
7							
8							

注：1. 完成单位序号超过8个可加附页。其顺序必须与鉴定证书封面上的顺序完全一致。

2. 完成单位名称必须填写全称，不得简化，与单位公章完全一致，并填入完成单位名称的第一栏中，其下属机构名称则填入第二栏中。

3. 所在省市代码由组织鉴定单位按省、自治区、直辖市和国务院部门及其它机构名称代码填写。

4. 详细地址要写明省（自治区、直辖市）、市（地区）、县（区）、街道和门牌号码。

5. 隶属省部是指本单位的行政关系隶属于哪一个省、自治区、直辖市或国务院部门主管。并将其名称填入表中。如果本单位有地方/部门双重隶属关系，请按主要的隶属关系填写。

6. 单位属性是指本单位在 1. 独立科研机构 2. 大专院校 3. 工矿企业 4. 集体或个体企业 5. 其他 五类性质中属于哪一类，并在栏中选项填 1. 2. 3. 4. 5. 即可。

# 主要研制人员名单

序号	姓名	性别	出生年月	技术职称	文化程度	工作单位	对成果创造性贡献
1	张仁根	男	1974.11	正高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	项目负责人
2	雷波	男	1974.11	正高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	技术负责人
3	刘玉擎	男	1962.12	正高	博士研究生	同济大学	理论研究
4	汪文滨	男	1977.4	副高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	现场试验
5	毛学舜	男	1972.2	副高	大学本科	浙江杭新景高速公路有限公司 杭新景管理处	理论研究
6	吴向阳	男	1975.5	副高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	模型研究
7	赵长军	男	1971.3	正高	博士研究生	浙江省交通规划设计研究院有限公司	审稿
8	陆春燕	女	1977.2	副高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	经济分析
9	鲁彪	男	1977.10	副高	硕士研究生	浙江省交通规划设计研究院有限公司	模型研究
10	郭飞	男	1979.9	副高	硕士研究生	浙江省交通规划设计研究院有限公司	计算分析
11	仰沈琴	女	1970.12	工程师	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	经济分析
12	张建华	男	1981.12	副高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	安装工艺研究
13	姜亮	男	1970.6	正高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	审稿
14	冯世挺	男	1974.10	副高	硕士研究生	浙江省交通规划设计研究院有限公司	后续服务
15	陈露晔	男	1983.6	副高	硕士研究生	浙江省交通规划设计研究院有限公司	安装工艺研究

16	侯义辉	男	1971.5	正高	大学本科	杭绍台高速公路建设指挥部有限公司	理论研究
17	杜晓雷	男	1979.7	副高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	安装工艺研究
18	吴杰良	男	1987.3	工程师	硕士研究生	浙江省交通规划设计研究院有限公司	模型研究
19	徐锋铭	男	1982.4	副高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	现场服务
20	黄方成	男	1986.9	工程师	大学本科	浙江省交通投资集团有限公司杭州板块	现场服务
21	郁存正	男	1971.11	副高	大学本科	永康交通运输局	工作协调
22	程建旗	男	1985.7	工程师	硕士研究生	浙江省交通规划设计研究院有限公司	计算分析
23	王乐群	女	1981.12	副高	大学本科	浙江省交通规划设计研究院有限公司	模型试验
24	金康康	男	1984.4	副高	硕士研究生	浙江省交通规划设计研究院有限公司	现场服务
25	崔侠侠	男	1991.2	工程师	硕士研究生	浙江省交通规划设计研究院有限公司	计算分析
26	汤圣鹏	男	1995.7	其他	大学本科	浙江大学城市学院	模型试验
27	杨栋	男	1993.7	其他	硕士研究生	同济大学桥梁工程系	模型试验
28	肖维思	男	1989.7	其他	博士研究生	同济大学桥梁工程系	计算分析
29	王习之	男	1989.8	其他	博士研究生	同济大学桥梁工程系	计算分析
30	王博	男	1993.8	其他	硕士研究生	同济大学桥梁工程系	模型试验
31	文艺	男	1990.2	其他	硕士研究生	同济大学桥梁工程系	模型试验



## 科 技 成 果 登 记 表

成果名称		仿真分析支座不同接触状态对高墩柱顶位移的影响及设计、施工防治对策研究					
研究起始时间		2013.9		研究终止时间		2018.6	
成果第一完成单位	单位名称	浙江省交通规划设计研究院有限公司					
	隶属省部	代码	933	名称	浙江省		
	所在地区	代码		名称		单位属性 (5)	1. 独立科研机构 2. 大专院校 3. 工矿企业 4. 集体个体 5. 其他
	联系人	雷波					
	邮政编码	310006		联系电话	1. 0571-89709198 2. 13957107328		
	通信地址	杭州环城西路 89 号					
鉴定日期	2018.9.8		鉴定批准日期	2018.9.8			
组织鉴定单位名称	浙江省交通运输厅 <span style="float: right;">限 20 个汉字</span>						
成果有无密级	(0)	0—无 1—有	密级	( )	1—机密 2—秘密 3—绝密		
成果水平	(2)	1—国际领先 2—国际先进 3—国内领先 4—国内先进					
任务来源	(2)	1—国家计划 2—省部计划 3—计划外					
应用行业大类	(05)	01—农、林、牧、渔、水利 02—工业 03—地质普查和勘探业 04—建筑业 05—交通运输、邮电通讯业 06—商业、饮食、物资供销和仓储业 07—房地产、公用事业、居民和服务业 08—卫生、体育、社会、福利业 09—教育、文化、艺术、广播和电视业 10—科学研究和综合技术服务业 11—金融、保险业 12—其他行业					
应用情况	(1)	1—已应用 2—未应用原因 A 无接产单位 B 缺乏资金 C 技术不配套 D 工业性实验前成果 E 其它					
转让范围	(1)	1—允许出口 2—限国内转让 3—不转让					
科研投资 (万元)				应用投资 (万元)			
国家投资				国家投资			
地方、部门投资		34		地方、部门投资			
其他单位投资		36		其他单位投资			
合 计		70		合 计			
本 年 度 经 济 效 益 ( 万 元 或 万 美 元 )							
新增产值		新增利税		其中创收 外 汇			

(附页)

## 承诺书

本单位（或个人）承诺：

- 1、本鉴定证书中所填写的各栏目内容真实、准确。
- 2、提供鉴定的技术文件和资料真实、可靠，技术（或理论）成果事实存在。
- 3、提供鉴定的实物（样品）与所提供鉴定的技术文件和资料一致，并事实存在。
- 4、本成果的知识产权或商业秘密明晰完整，归属本单位（或个人）所有，未剽窃他人成果、未侵犯他人的知识产权或商业秘密。

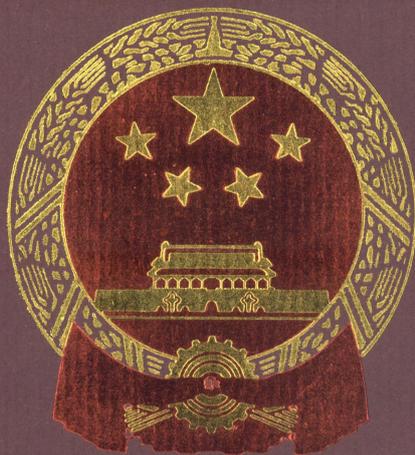
若发生与上述承诺相违背的事实，由本单位（或个人）承担全部法律责任。

完成单位（盖印）

（或个人）签字：

2018年9月18日





# 发明专利证书

Certificate of Invention Patent

中华人民共和国国家知识产权局

STATE INTELLECTUAL PROPERTY OFFICE OF THE PEOPLE'S REPUBLIC OF CHINA

证书号第 2428387 号



# 发明专利证书

发明名称：一种高墩桥梁墩顶位移弹簧限位器

发明人：雷波；赵长军；张仁根；刘玉擎

专利号：ZL 2015 1 0415496.3

专利申请日：2015年07月15日

专利权人：浙江省交通规划设计研究院

授权公告日：2017年03月29日

本发明经过本局依照中华人民共和国专利法进行审查，决定授予专利权，颁发本证书并在专利登记簿上予以登记。专利权自授权公告之日起生效。

本专利的专利权期限为二十年，自申请日起算。专利权人应当依照专利法及其实施细则规定缴纳年费。本专利的年费应当在每年07月15日前缴纳。未按照规定缴纳年费的，专利权自应当缴纳年费期满之日起终止。

专利书记载专利权登记时的法律状况。专利权的转移、质押、无效、终止、恢复和专利权人的姓名或名称、国籍、地址变更等事项记载在专利登记簿上。



局长  
申长雨

申长雨





(12)发明专利

(10)授权公告号 CN 104963278 B

(45)授权公告日 2017.03.29

(21)申请号 201510415496.3

审查员 王曼

(22)申请日 2015.07.15

(65)同一申请的已公布的文献号

申请公布号 CN 104963278 A

(43)申请公布日 2015.10.07

(73)专利权人 浙江省交通规划设计研究院

地址 310006 浙江省杭州市西湖区环城西路89号

(72)发明人 雷波 赵长军 张仁根 刘玉擎

(74)专利代理机构 杭州天勤知识产权代理有限公司

公司 33224

代理人 胡红娟

(51)Int.Cl.

E01D 19/00(2006.01)

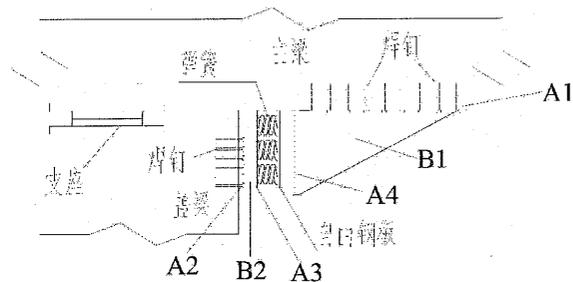
权利要求书1页 说明书5页 附图2页

(54)发明名称

一种高墩桥梁墩顶位移弹簧限位器

(57)摘要

本发明公开了一种高墩桥梁墩顶位移弹簧限位器,其通过在立柱或盖梁侧面和主梁端部梁底分别设置加劲钢板,通过螺栓将其与立柱或盖梁、主梁连接,在锚固于立柱或盖梁侧面的竖向加劲板间设置若干弹簧,这些弹簧的另一端固定在同一块钢板上,并使钢板与锚固于主梁的钢板间预留一定间隙,用于在墩顶纵向位移过大时进行限制;加劲钢板与盖梁和梁底的连接根据锚固要求设计,弹簧能够在墩顶发生过大位移时通过软碰撞使弹簧变形耗能来减小和限制这种过大位移,减小和限制累积的效应,防止墩顶位移累积过大使墩受力不利;且可通过调节间隙宽度和弹簧的种类来调整装置性能。



证书号第 4236293 号



# 实用新型专利证书

实用新型名称：一种钢构与混凝土组合的高墩结构

发 明 人：雷波；王昌将；刘玉擎；张仁根

专 利 号：ZL 2014 2 0673170.1

专利申请日：2014 年 11 月 12 日

专 利 权 人：浙江省交通规划设计研究院

授权公告日：2015 年 04 月 15 日

本实用新型经过本局依照中华人民共和国专利法进行初步审查，决定授予专利权，颁发本证书并在专利登记簿上予以登记。专利权自授权公告之日起生效。

本专利的专利权期限为十年，自申请日起算。专利权人应当依照专利法及其实施细则规定缴纳年费。本专利的年费应当在每年 11 月 12 日前缴纳。未按照规定缴纳年费的，专利权自应当缴纳年费期满之日起终止。

专利书记载专利权登记时的法律状况。专利权的转移、质押、无效、终止、恢复和专利权人的姓名或名称、国籍、地址变更等事项记载在专利登记簿上。



局长  
申长雨

申长雨



证书号第 3254368 号



# 实用新型专利证书

实用新型名称：一种薄壁空心高墩钢筋支模架

发明人：郑竟友；叶水标；曾先才；李云龙；范丰安；傅建红；董国君

专利号：ZL 2013 2 0337756.6

专利申请日：2013 年 06 月 13 日

专利权人：浙江金筑交通建设有限公司

授权公告日：2013 年 11 月 13 日

本实用新型经过本局依照中华人民共和国专利法进行初步审查，决定授予专利权，颁发本证书并在专利登记簿上予以登记。专利权自授权公告之日起生效。

本专利的专利权期限为十年，自申请日起算。专利权人应当依照专利法及其实施细则规定缴纳年费。本专利的年费应当在每年 06 月 13 日前缴纳。未按照规定缴纳年费的，专利权自应当缴纳年费期满之日起终止。

专利证书记载专利权登记时的法律状况。专利权的转移、质押、无效、终止、恢复和专利权人的姓名或名称、国籍、地址变更等事项记载在专利登记簿上。



局长

田力普



证书号第3812316号



# 实用新型专利证书

实用新型名称：一种钢混结构空心薄壁墩型钢骨架柱

发明人：曾先才；郑竟友；毛学舜；周陈忠；方树君；姜湘臣；傅建红  
叶水标；纪斌；吕宝中；於冬；于乔

专利号：ZL 2014 2 0262985.0

专利申请日：2014年05月22日

专利权人：浙江金筑交通建设有限公司

授权公告日：2014年09月17日

本实用新型经过本局依照中华人民共和国专利法进行初步审查，决定授予专利权，颁发本证书并在专利登记簿上予以登记。专利权自授权公告之日起生效。

本专利的专利权期限为十年，自申请日起算。专利权人应当依照专利法及其实施细则规定缴纳年费。本专利的年费应当在每年05月22日前缴纳。未按照规定缴纳年费的，专利权自应当缴纳年费期满之日起终止。

专利证书记载专利权登记时的法律状况。专利权的转移、质押、无效、终止、恢复和专利权人的姓名或名称、国籍、地址变更等事项记载在专利登记簿上。



局长  
申长雨

申长雨



# 公路交通科技

ISSN 1002-0268



9 771002 026169

## 应用技术版

中华人民共和国交通运输部主管 / 交通运输部公路科学研究院主办 / 全国中文核心期刊

新一代公路基础设施维护关键技术、重大装备与示范（一期）  
重大科技专项之公路基础设施检测、评价技术与装备

### 高速激光弯沉仪



北京市路兴公路新技术有限公司

◎ 地址: 北京市海淀区西土城路8号

◎ 电话: 15801141996 15801141998 15801143799 15801143899

◎ 传真: 010-62063247

◎ <http://www.bjluxing.com>

- 道路工程: 累计当量轴次对路面设计年限影响的工程实例分析
- 桥隧工程: 混合梁超宽桥面斜拉桥抗风性能试验研究
- 交通工程: 基于驾驶模拟的平面交叉口出口交通标志设置方法研究



# 2016 11

# CONTENTS

第12卷 总第143期 2016年第11期

## 养护工程

- |    |                         |             |
|----|-------------------------|-------------|
| 1  | 浅谈“沥再生”养护新技术            | 李文龙 张艳红 王东辉 |
| 4  | 高速公路养护工程中沥青路面再生技术的研究    | 苟云龙         |
| 6  | 北京市普通公路道班布局规划方法研究       | 王延娟 王岱岳     |
| 8  | 有机硅乳液在沥青路面预防性养护中的应用效果研究 | 李冬梅         |
| 10 | 沥青路面预防性养护技术对比分析         | 戴凌云         |
| 13 | 纤维碎石封层技术在公路预防性养护中的应用研究  | 苏志宝         |

## 道路工程

- |    |                               |                     |
|----|-------------------------------|---------------------|
| 17 | 复合双改性沥青性能研究                   | 杜杰贵 孟勇军 迟凤霞 毛明亮     |
| 20 | 沥青混合料车辙性能优化关键技术研究与应用          | 李文秀                 |
| 24 | 乐广高速公路岩溶桩基顶板厚度与嵌岩深度确定         | 苏明星 杨运平             |
| 27 | 公路桥梁冲击系数研究综述                  | 王玉昌 赵智勇 陆久飞         |
| 30 | 累计当量轴次对路面设计年限影响的工程实例分析        | 许士丽 平树江 毛利建 隋利建 薄占顺 |
| 33 | 基于AHP-SA-FCE模型的就地热再生项目综合后评估研究 | 于玲 张筱薇 包龙生          |
| 37 | 土工织物散体桩复合地基路堤稳定性分析方法研究        | 邓海清 张胜利             |
| 40 | 基于群落演替原理的石质边坡植被建植技术研究         | 李松 王志泰              |
| 45 | 半刚性基层沥青路面受拉破坏研究               | 刘世清                 |
| 47 | 砂岩SMA-13混合料在沥青表面层的应用          | 马晓晖                 |
| 49 | 道路三维可视化技术及应用探讨                | 田毕江 杨国清 苏宇 卢英志 胡澄宇  |
| 52 | 水泥稳定材料基层过冬措施浅析                | 张明文                 |
| 54 | CFRP/GFRP层间混杂纤维复合材料单向拉伸试验研究   | 赵占超 陈思维 易铸 肖翔天      |

# CONTENTS

第12卷 总第143期 2016年第11期

## 122 灌注式水泥-沥青混凝土复合路面路用性能试验研究

王明建 尚波 王海洋 杨志刚

## 125 沥青混凝土路面的压实与质量控制

张思桐 吕秀明

## 桥隧工程

## 127 大桥超限检测系统的设计与实现

胡永立 陈凌飞 许博

## 130 山区高墩桥梁墩顶位移超限成因分析

雷波 张仁根 王昌将 杨栋 刘玉擎

## 134 混合梁超宽桥面斜拉桥抗风性能试验研究

祁永利 徐治芹

## 137 混凝土中氯离子含量、碳化和电阻率相互关系的研究

赵磊 张敬珍 李康 卜凡氏

## 140 高速公路立交设计中的若干问题浅析

李华超

## 142 独塔双索面斜拉桥地震响应分析

骆春雨 王清龙

## 145 桥梁预应力张拉实时智能监控技术研究

孟泽彬

## 148 高速公路运营隧道安全现状与对策分析

欧阳娜

## 151 上承式钢桁架拱桥抗震性能分析

王占飞 邢宇玥 陈小军 金霞宇

## 154 高速公路跨线构造物与互通式立交出口合理间距研究

张胜平 陈天幸 危文康

## 158 BP神经网络法在换索施工中的应用

张铁成

## 161 双直立大跨PC斜拉桥体系转换新技术研究

王凤琳 钟启凯 冯浩 刘开扬

## 165 复杂地质条件下压力分散型单孔多锚头全防腐无粘接型预应力锚索施工工艺研究

刘军

## 169 高原高寒地区长大隧道施工通风设计与通风设备选型

刘洋 安相镇 施竹青

## 171 滑翻结合施工技术在高墩中的应用

卢占伟 张旭烽

## 173 浅谈悬臂现浇箱梁挂篮施工工艺及质量控制

孟凡勇

# 山区高墩桥梁墩顶位移超限成因分析

雷波<sup>1</sup>, 张仁根<sup>1</sup>, 王昌将<sup>1</sup>, 杨栋<sup>2</sup>, 刘玉擎<sup>2</sup>

(浙江省交通规划设计研究院, 浙江 杭州 310005; 同济大学 桥梁工程系, 上海 200092)

**摘要:**为探讨山区高墩桥梁墩顶位移超限的成因, 本研究以某山区高墩桥梁为例建立了三维有限元模型, 采用弹簧单元模拟了支座偏压并考虑了几何非线性, 比较了线路纵坡、墩高、线路曲率半径和支座摩擦系数对墩顶位移的影响。计算结果表明: 当支座处于偏压状态时, 尤其是分联桥墩所在位置, 升降温循环作用是产生墩顶向上坡侧位移的主要因素, 且随着支座偏压和墩高的增加而增大; 线路曲率半径对墩顶位移影响较小; 支座钢板部分锈蚀所致的前后滑动摩擦系数不同是最终导致墩顶位移逐渐累积超限的主要原因。

**关键词:**高墩; 墩顶位移; 有限元分析; 支座; 摩擦系数

中图分类号: U44

文献标识码: B

我国多山区深谷, 山区桥梁桥墩近年逐渐朝高、柔、轻的趋势发展。而高墩由于抗推刚度较小, 墩顶位移对上部结构传来的水平力更加敏感。浙江省某山区公路在日常管理养护过程中, 发现数座高墩柱桥梁, 出现了墩顶位移超限, 且均出现在联间交界墩处, 柱顶朝向上坡侧偏移。过大的墩顶位移导致墩底弯矩增大、混凝土开裂, 桥墩承载力降低, 同时板梁搁置在盖梁内的长度发生变化, 对结构的耐久性、安全性以及正常使用性能造成不利影响。

通常, 联间交界墩墩顶位移超限是一个逐渐累积增大的过程。目前很少有针对引起和影响这种墩顶位移累积的主要因素的研究, 李德郁主要研究了多种最不利工况下所引起的墩顶位移, 但未对高墩墩顶位移超限多发生于分联且偏位均朝向上坡侧的现象给与解释。

本研究结合某山区桥梁工程实例, 对其中两联建立了三维有限元模型, 计入了几何非线性的影响, 对比分析了支座处于不同偏压状态和钢板部分锈蚀 2 种情况下, 线路纵坡、墩高、线路曲率半径和支座摩擦系数对墩顶位移的影响, 提出了引起高墩墩顶位移逐渐累积直至超限的成因, 为同类桥梁的设计施工和养护管理提供参考。

## 1 高墩桥梁结构特点

图 1 为某山区桥梁 3 号墩和 9 号墩之间两联桥立面布置。单幅桥宽 11.5m, 2 车道, 跨径布置为 35m + 40 × 2m + 40 × 3m, 三跨一联, 简支变连续刚构体系, 纵坡 2.5%, 曲率半径  $R = 450\text{m}$ 。下部结构为双柱式墩, 墩柱直径均为 2.2m, 3 号、6 号和 9 号墩为分联的墩, 墩顶盖梁上设置 2 排盆式支座, 4 号、5 号、7 号和 8 号

墩采用墩梁固结。其中 5 号、6 号、7 号墩墩高分别为 40.91m、41.78m、42.88m。在日常巡检中, 发现联间交界墩 6 号墩出现 21cm 的上坡侧墩顶位移。

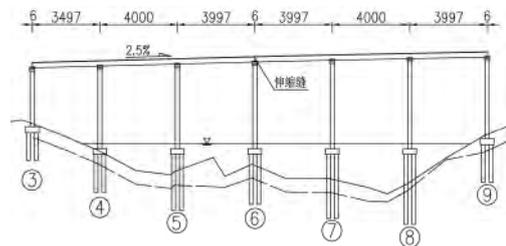


图 1 部分引桥立面布置/cm

## 2 有限元模型

图 2 为采用通用有限元软件建立的高墩桥梁模型。选取相邻两联引桥, 其中主梁、盖梁和立柱采用 BEAM188 单元模拟。联间交界墩的盆式支座采用三个方向弹簧模拟, 通过旋转节点坐标系模拟支座偏压, 竖桥向和横桥向采用 COMBIN14 单元约束位移, 纵桥向可滑动采用 COMBIN40 单元模拟正常工作的支座, COMBIN39 单元模拟部分钢板锈蚀的情况。COMBIN40 非线性弹簧单元设置关闭 GAP、K2 和 C, 采用 FSLIDE 模拟极限滑动力; COMBIN39 非线性弹簧单元在支座前后不同滑动方向上采用不同的力-位移曲线, 用以模拟不同的极限滑动力, 即不同的摩擦系数。固结墩的墩顶与梁体采用刚域模拟墩梁固结。不考虑桩土作用, 立柱底部约束 3 个方向的平动自由度和 3 个方向的转动自由度。分析计入几何非线性模拟薄壁高墩的 P- $\Delta$  效应。

主梁为 C50 级混凝土, 立柱和盖梁为 C30 级混凝土, 材料特性根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 取值。



图2 高墩桥梁有限元模型

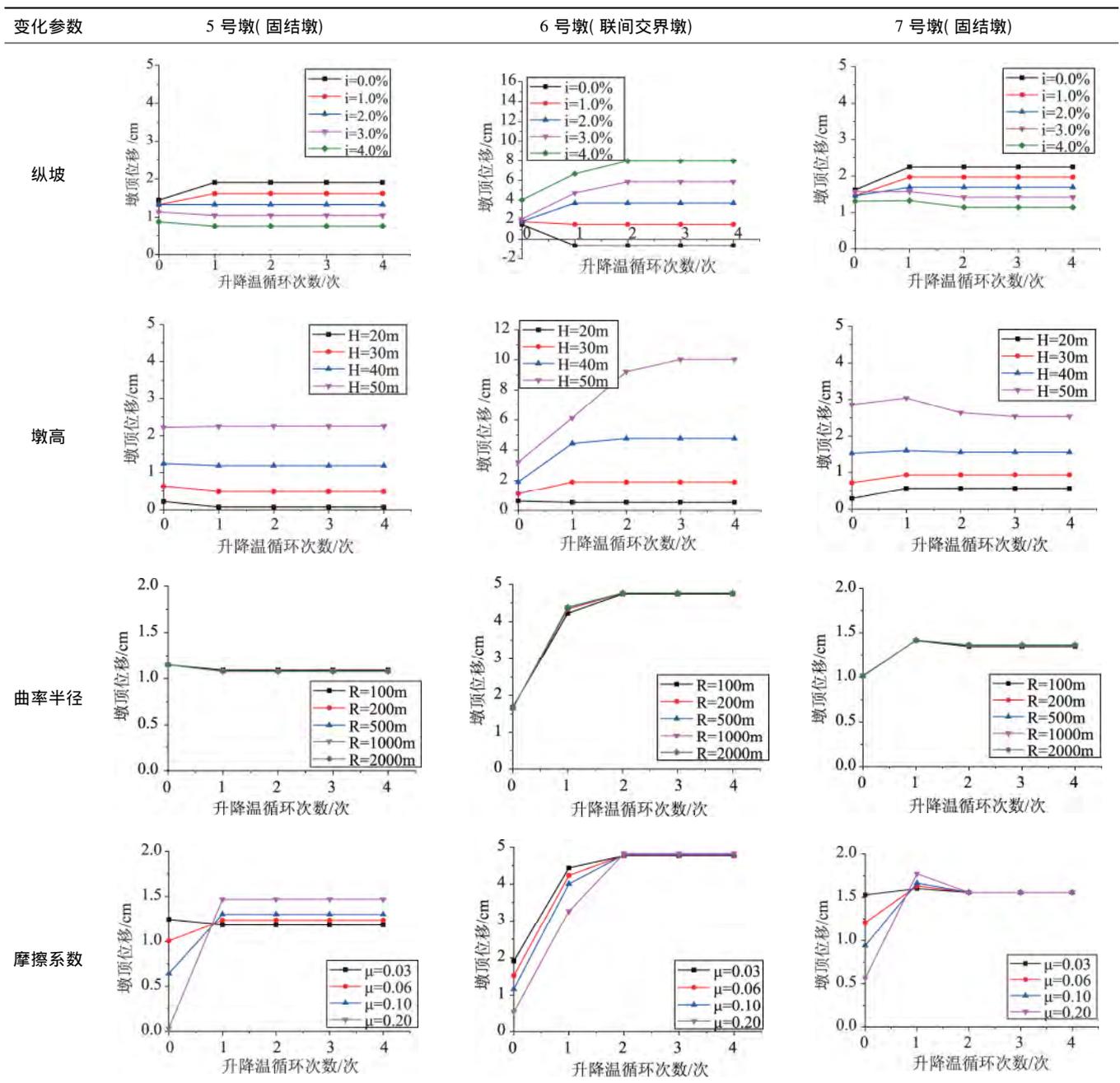
### 3 墩顶位移计算结果及分析

考虑施工时精度偏差,梁底楔形调平块与支座顶面间非全截面密贴接触时,支座偏压角度用坡率  $i\%$  表示。参数未变化时,墩高取 40m,纵坡 2.5%,支座摩擦系数 0.03。荷载组合为二期恒载 + 二期恒载 + 汽车活载(不考虑冲击系数) + 制动力 + 整体年温差升降温循环(整体升降  $\pm 15^\circ\text{C}$ )。计算结果以上坡侧为正方向。

#### 3.1 支座不同偏压工作状态

变化的支座有偏压但仍能正常滑动时,各计算结果汇总如表 1。

表 1 支座处于不同偏压工作状态墩顶位移计算结果/cm



如图3,梁底楔形调平块未准确设置,梁底钢板与支座为线接触或者斜面接触,在未计入升降温循环的初始荷载组合作用下,支座上反力的水平分力均朝向上坡侧,墩顶产生初始的位移。

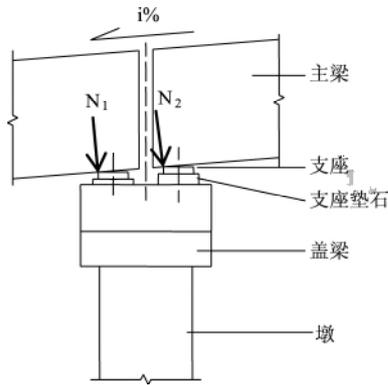


图3 6号墩墩顶受力状态

随温度升降循环次数增加,固结墩5号墩和7号墩墩顶位移累积作用不明显,数值较小;联间交界墩6号墩墩顶位两排支座受到来自前后联的支座摩阻力并不是大小相等方向相反,而是随升降温循环不断改变,墩顶位移逐渐累积到较大数值后直至达到力的平衡点方处于稳定。

考虑线路纵坡变化。当支座偏压交角纵坡为4%时,初始荷载作用下墩顶位移为4cm,经过4次升降温循环,墩顶偏位可达到8cm,增大为初始两倍;纵坡为0%时,墩顶位移从最初的1.5cm,减小并稳定到-0.6cm;基本上墩顶位移与支座偏压交角斜坡呈线性关系增长,斜交坡度越大,最终稳定的墩顶位移越大。固结墩5号墩与7号墩墩顶水平位移较小,联端支座出现偏压时,墩顶才会出现较大的上坡侧位移,且支座偏压角度越大,升降温循环后最终稳定的墩顶位移越大。

考虑桥墩高度变化。随着墩高度增大,抗推刚度减小,墩顶位移均增大。对于固结墩5号墩和7号墩,墩顶位移数值始终较小且对升降温循环不敏感,墩高50m时,4次升降温循环后,5号与7号墩墩顶位移为2.25cm和2.54cm,较初始的2.22cm和2.86cm分别仅增大了1.4%和减小了11.2%。而墩高20m时,经过4次升降温循环后6号墩墩顶位移为10cm,较初始荷载作用下时的3.2cm增大为了2.1倍,最终6号墩墩顶位移与5号墩与7号墩墩顶位移相差近8cm。当墩高为20m时,经过4次升降温循环,5号墩和7号墩墩顶位移分别为0.07cm和0.06cm,6号墩墩顶位移最终为0.53cm,与前者相差不到0.5cm,数值均较小。可见墩顶位移超限易发生

在抗推刚度较小的高墩上。

考虑线路曲率半径变化。同样经过4次升降温循环,当 $R=2000\text{m}$ 时,6号墩墩顶位移为4.76cm,当 $R=100\text{m}$ 时,墩顶位移4.74cm,较 $R=2000\text{m}$ 时增大了0.4%,可见墩顶位移对曲率半径的改变不敏感,曲率半径对墩顶位移影响很小。

考虑支座摩擦系数变化。随着支座摩擦系数的增大,各墩墩顶位移在初始受力状态时有所减小,但最终稳定在接近的水平,可见支座同时增大前后滑动方向的摩擦系数对最终墩顶位移的改变影响不大。

对墩顶位移进行变参数分析发现,高墩桥梁在出现较大的支座偏压时,在经过若干次升降温循环后,联间交界墩墩顶会出现一定的上坡侧位移。

### 3.2 支座部分钢板锈蚀

当支座处于偏压状态,实际桥梁墩柱,在初始荷载组合作用下,墩顶会出现一定偏位,在经过升降温循环后,墩顶向上坡侧位移会逐渐放大并稳定在某一数值。以计算为例,40m墩高,2.5%纵坡,墩顶位移经过若干次升降温循环后最终稳定在4.77cm。当盆式支座上下钢板长期错位,支座部分钢板因此长期暴露在空气中至锈蚀导致支座前后两个滑动方向摩擦系数不同,支座往恢复的方向滑动时摩擦系数较大,而往继续错开的方向滑动时摩擦系数较小,如图4和图5所示。

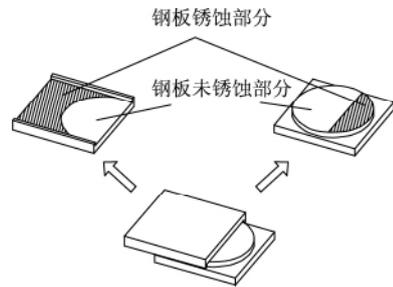


图4 盆式支座部分钢板锈蚀

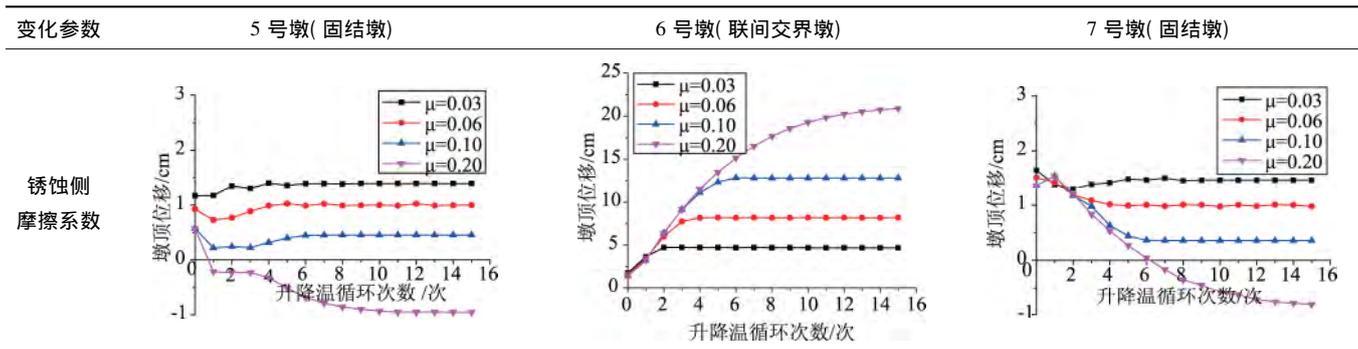


图5 盆式支座部分钢板锈蚀

取钢板锈蚀侧的摩擦系数分别为0.03、0.06、0.1和0.2,钢板未锈蚀侧的摩擦系数为0.03。

采用COMBIN39单元进一步模拟,计算结果如表2所示。

表2 支座部分钢板锈蚀墩顶位移计算结果/cm



当锈蚀侧摩擦系数为0.03时,固结墩5号墩墩顶位移在升降温循环作用下变化较小,为1.4cm;锈蚀侧摩擦系数0.1时,为0.45cm;锈蚀侧摩擦系数为0.2时,墩顶位移随升降温循环次数增加有较小幅度降低,经过15次循环后为-0.95cm。固结墩墩顶位移随锈蚀侧摩擦系数的增大而减小。

对于固结墩7号墩,当锈蚀侧摩擦系数0.2时,墩顶位移在经过15次升降温循环后为-0.8cm,呈现与5号墩类似规律,当锈蚀侧摩擦系数增大,墩顶位移减小,但幅值均不大。

对于联间交界墩6号墩,当锈蚀侧摩擦系数为0.03时,即支座钢板在前后滑动方向的摩擦系数相等时,在初始荷载组合下,墩顶位移较小,为1.7cm,经过若干次升降温循环,最终稳定在约4.7cm,这与前文中采用COMBIN40单元,相同的前后滑动摩擦系数0.03时计算结果相同。当锈蚀侧摩擦系数增大为0.2时,初始荷载组合下,墩顶位移仍较小,为1.4cm,在经过15次升降温循环后达到20.8cm。可见随着前后两个方向的摩擦系数差值的增大,初始荷载组合下,联间交界墩墩顶位移变化不大,但在经过若干次升降温循环后,墩顶位移有较大的增加。

## 4 结论

(1) 高墩桥梁墩顶位移超限一般发生在联间交界

墩,且位移方向趋势向上坡侧;非联间交界墩在支座处于密贴全截面接触或者墩梁固结状态时,由于处于轴心受力,墩顶位移常较小。

(2) 高墩桥梁墩柱移位是否符合设计预期,主要因素为墩顶支座与梁体接触面是否水平和全截面紧密接触;在日常管理养护中,应将支座接触状态作为检查项目,预制梁在吊装前,应加强检查调平块的施工精度。

(3) 高墩桥梁墩柱刚度较小,对支座与梁体的接触要求更加严格。

(4) 墩顶位移随支座偏压斜率增大、墩高增加而显著增大,受线路曲率半径的影响较小,但施工仍要注意支座顶接触面横桥向需调平且要紧密封触。

(5) 墩顶位移逐渐累积的主要外部荷载因素是升降温循环,支座钢板部分生锈会导致支座滑动前后方向摩擦系数不一致,并进一步导致墩顶位移累积至超限。

### 参考文献:

- [1] 杨昀,周列茅,周勇军. 弯桥与高墩. 北京:人民交通出版社,2011.
- [2] 李德郁. 重庆高速公路简支连续桥问题与对策研究. 重庆:重庆交通大学,2012.
- [3] 王伯惠,徐风云. 柔性墩台梁式桥设计. 北京:人民交通出版社,1991.
- [4] JTG D62-2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范.

# 焊钉连接件峰值滑移及剪力-滑移本构关系

蔺钊飞, 刘玉擎

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:** 为了得到组合结构桥梁常用的焊钉连接件剪力-滑移本构关系, 进行了 35 个焊钉连接件抗剪性能模型试验. 比较分析了焊钉直径、高度、极限抗拉强度和混凝土抗压强度对焊钉峰值滑移的影响, 提出了焊钉峰值滑移计算式及考虑其影响的剪力-滑移本构关系式. 研究表明, 峰值滑移随焊钉直径、高度和极限抗拉强度的增加而增大, 随混凝土抗压强度的增加而减小; 提出的峰值滑移计算式与 *fédération internationale du béton (fib)* 所建议公式相比, 考虑因素更全面, 与试验结果吻合更好. 包含峰值滑移的剪力-滑移本构关系式, 能够反映焊钉直径、高度、强度和混凝土抗压强度的影响, 可用于考虑焊钉非线性作用的组合结构桥梁计算分析.

**关键词:** 组合结构桥梁; 焊钉连接件; 模型试验; 峰值滑移; 本构关系

中图分类号: U441

文献标志码: A

## Peak Slip and Load-Slip Relationship of Headed Stud Connectors

LIN Zhao-fei, LIU Yu-qing

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** In order to derive the load-slip constitutive expression of headed stud connectors used widely in composite bridges, thirty-five push-out specimens were prepared and tested. Based on the tests results, the influences of stud diameter, stud height, stud ultimate tensile strength and compressive strength of concrete on the peak slip were investigated, and the expression for calculating the peak slip and the load-slip constitutive expression with a consideration of the effect of peak slip were proposed. The results indicate that the peak slip increases with the increasing of stud diameter, but stud height and ultimate tensile strength decreases with the increasing of compressive strength of concrete. The proposed expression of peak slip considers more influence factors and fits better with the test results in

comparison with the expression specified by the CEB-FIP. The load-slip constitutive expression by taking into consideration the effect of peak slip is able to reflect the influence of stud diameter, stud height, stud ultimate tensile strength and compressive strength and be employed to conduct the non-linear numerical and analytical study of composite bridges.

**Key words:** composite bridge; headed stud connector; model test; peak slip; constitutive relationship

焊钉连接件具有抗剪性能不依赖方向、延性好、施工质量易于保证等优点, 在钢-混凝土组合结构桥梁中得到了较多应用<sup>[1]</sup>. 焊钉连接件主要传递结合面的剪力, 其在剪力作用下的变形, 对结构的刚度和受力将产生较大的影响. 此外, 焊钉连接件的非线性变形将造成结合面焊钉剪力重分布, 进而造成结构内力的重分布. 因此, 在采用弹簧模拟焊钉进行组合结构桥梁非线性分析时, 需要给出结合面焊钉的剪力-滑移本构关系式.

在国内外学者提出的剪力-滑移本构关系式中, Buttry<sup>[2]</sup>的分数形式和 Ollgaard<sup>[3]</sup>的指数形式得到较多应用. 然而, 对于桥梁结构, 他们提出的剪力-滑移本构关系式所依据的推出试验的焊钉直径、高度和强度较小, 混凝土强度较低. 之后, An<sup>[4]</sup>, Lorenc<sup>[5]</sup>和 Xue<sup>[6]</sup>等, 依据试验数据进行剪力-滑移本构关系式拟合, 基本在保持分数或指数形式不变情况下, 对系数进行调整, 但所依据的数据和考虑的影响因素较少. 此外, 这两种形式的剪力-滑移本构关系式表明, 在相同施力比下, 不同参数的推出试验对应的滑移量是相同的, 忽略了不同参数对滑移量的影响; 当施力比等于 1, 即剪力达到最大值时, 对应滑移量趋于无穷大, 不存在与试验结果相符的峰值点.

本研究进行了 35 个焊钉连接件抗剪性能推出

收稿日期: 2013-06-12

基金项目: 交通运输部西部交通建设科技项目(2013 318 822 370)

第一作者: 蔺钊飞(1988—), 男, 博士生, 主要研究方向为组合结构桥梁. E-mail: linzhaofei2012@gmail.com

通讯作者: 刘玉擎(1962—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为组合结构桥梁. E-mail: yql@tongji.edu.cn

模型试验,分析了焊钉直径  $d_s$ 、高度  $h_s$ 、极限抗拉强度  $f_{su}$  和混凝土轴心抗压强度  $f_{ck}$  等对焊钉连接件峰值滑移的影响;并基于国内外共 48 个试验结果,提出了考虑主要影响因素的峰值滑移计算式和物理意义更明确、适用范围更广的焊钉连接件剪力-滑移本构关系式。

### 1 焊钉连接件抗剪模型试验

表 1 为焊钉连接件模型试件分组. 模型试件构造如图 1 所示,每个钢翼缘焊接两个焊钉,钢结构部分由两块焊接 T 形钢板通过连接板和高强螺栓拼接而成,钢结构翼缘板上焊接焊钉连接件,在与混凝土接触的钢翼缘板上涂抹润滑油以减小钢与混凝土间的摩擦和黏阻力,将焊钉正立浇筑混凝土. 混凝土轴心抗压强度  $f_{ck}$  为 32.7~44.7 MPa,焊钉直径  $d_s$  为 19,22 和 25 mm,高度  $h_s$  为 100,200,300 和 400 mm,强度  $f_{su}$  为 445.0~675.0 MPa. 其中,混凝土轴心抗压强度由测得的立方体抗压强度依据《公路钢

表 1 焊钉连接件试件分组

试件分组	试件个数	$d_s$ /mm	$h_s$ /mm	$f_{su}$ /MPa	$f_{ck}$ /MPa
SS-1	3	22	100	519.0	40.6
SS-2	3	22	200	519.0	40.6
SS-3	3	22	300	519.0	40.6
SS-4	3	22	400	519.0	40.6
SS-5	3	22	200	465.0	44.7
SS-6	3	22	200	675.0	44.7
SS-7	3	25	200	485.0	44.7
SS-8	3	22	100	445.0	35.2
SS-9	3	19	100	445.0	35.2
SS-10	2	22	200	475.0	35.9
SS-11	3	22	200	515.0	32.7
SS-12	3	25	200	515.0	36.3

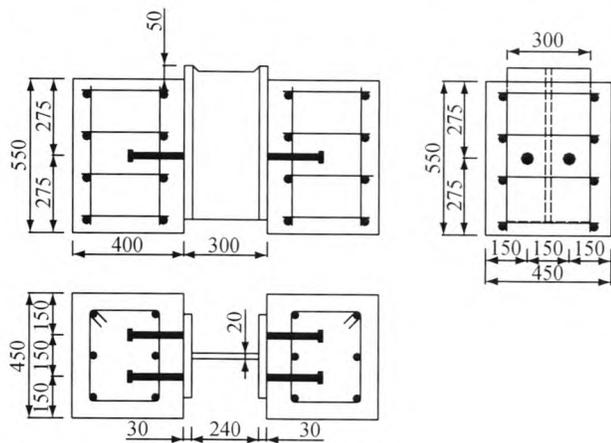


图 1 模型试件(单位:mm)

Fig.1 Details of test specimens (unit:mm)

筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》<sup>[7]</sup>转换得到。

采用千斤顶对试件两侧对称施加推压力,在钢梁顶面设置厚钢板并在混凝土块底部布置沙垫层以确保结构两侧施力和受力的均匀. 在试件的前后两侧焊钉等高处,布置 4 个位移计测试相对滑移,最终相对滑移值取其平均值。

### 2 试验结果及峰值滑移影响因素分析

表 2 所示为焊钉连接件抗剪承载力和峰值滑移试验结果,所有模型试件破坏形态均为焊钉连接件根部的剪断. 在影响因素分析中, $s_{p,min}$ ,  $s_{p,mid}$  和  $s_{p,max}$  分别为每组 3 个试件峰值滑移的最小值、中间值和最大值。

表 2 试验结果

Tab.2 Test results

试件分组	试件 1		试件 2		试件 3	
	$V_u$ /kN	$s_p$ /mm	$V_u$ /kN	$s_p$ /mm	$V_u$ /kN	$s_p$ /mm
SS-1	186.7	4.40	196.9	6.55	192.9	3.36
SS-2	196.6	7.50	190.2	8.52	205.6	6.91
SS-3	176.3	6.67	188.8	8.20	225.8	8.70
SS-4	175.7	6.70	213.8	9.10	199.3	8.40
SS-5	152.6	3.85	233.9	3.68	238.8	4.45
SS-6	266.2	3.53	286.5	5.68	265.3	5.41
SS-7	253.7	7.01	266.8	6.70	285.2	5.26
SS-8	153.5	4.66	173.6	4.68	197.6	5.40
SS-9	124.8	2.03	125.8	1.82	134.8	3.10
SS-10	204.8	5.70	208.8	5.42		
SS-11	180.7	8.20	200.1	10.66	187.5	7.60
SS-12	240.4	6.22	241.1	6.50	219.3	7.60

注: $V_u$  为单个焊钉的抗剪承载力。

图 2 所示为试件 SS-1~SS-4 在焊钉直径、强度和混凝土抗压强度相同,焊钉高度为 100~400 mm 时对峰值滑移的影响. 当焊钉高度位于 100~200 mm 时,峰值滑移随着焊钉高度增加而增大,当焊钉高度位于 200~400 mm 时,峰值滑移变化较小. 相对于高度 100 mm,高度为 200,300 和 400 mm 时,峰

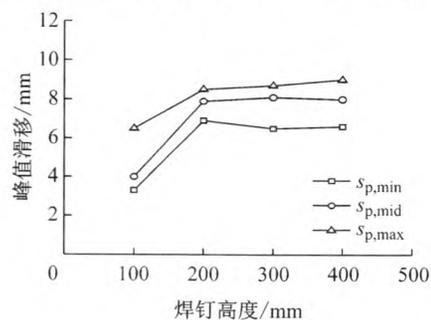


图 2 焊钉高度的影响

Fig.2 Effect of stud heights on peak slip

值滑移分别增大 69%, 69% 和 70%。

图 3 所示为试件 SS-5 和 SS-7 及 SS-8 和 SS-9 在焊钉高度、强度和混凝土强度基本不变, 焊钉直径变化对峰值滑移的影响. 结果表明, 峰值滑移随着焊钉直径的增加而增大. 相对于直径 19 mm(SS-9), 直径为 22 mm(SS-8) 时, 峰值滑移平均增大大约 115%; 相对于直径 22 mm(SS-5), 直径为 25 mm(SS-7) 时, 峰值滑移平均增大大约 66%。

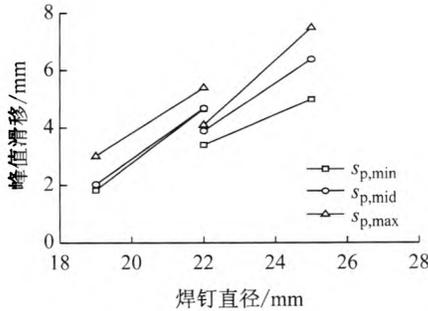


图 3 焊钉直径的影响

Fig.3 Effect of stud diameters on peak slip

图 4 所示为试件 SS-5 和 SS-6 在焊钉高度、直径和混凝土强度基本不变, 焊钉强度变化对峰值滑移的影响. 结果表明, 峰值滑移随着焊钉极限抗拉强度的增加而增大. 相对于强度 465 MPa, 强度为 675 MPa 时, 峰值滑移平均增大大约 26%。

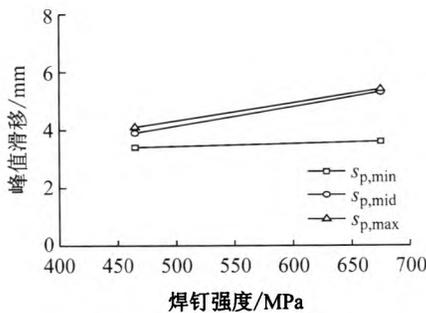


图 4 焊钉极限抗拉强度的影响

Fig.4 Effect of ultimate tensile strengths of stud on peak slip

图 5 所示为试件 SS-2, SS-11, SS-5 和 SS-10 在焊钉直径、高度和极限强度基本不变, 混凝土抗压强度分别为 32.7~40.6 MPa 和 35.9~44.7 MPa 时对峰值滑移的影响. 结果表明, 峰值滑移随着混凝土强度的增加而减小, 且随着强度的增加, 变化率逐渐减小. 相对于抗压强度 32.7 MPa(SS-11), 抗压强度为 40.6 MPa(SS-2) 时, 峰值滑移平均减少约 9%; 相对于抗压强度 35.9 MPa(SS-10), 抗压强度为 44.7 MPa(SS-5) 时, 峰值滑移平均减少约 6%。

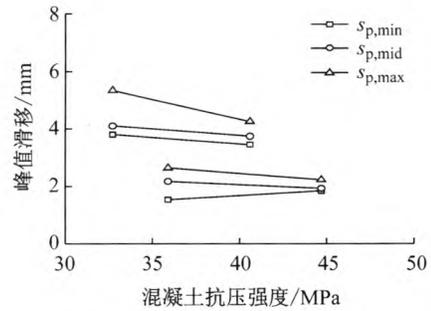


图 5 混凝土抗压强度的影响

Fig.5 Effect of compressive strengths of concrete on peak slip

### 3 焊钉连接件峰值滑移计算方法

国内外关于峰值滑移的研究较少, 试验结果离散度较大, 有效数据十分缺乏. fib<sup>[8]</sup> 建议峰值滑移计算式为

$$s_p = (0.389 - 0.0023f_c)d_s \quad (1)$$

式中:  $s_p$  为峰值滑移, mm;  $f_c$  为圆柱体抗压强度, MPa,  $d_s$  为焊钉直径, mm.

分析试验结果可知, 焊钉直径、高度和极限抗拉强度以及混凝土抗压强度是影响焊钉连接件峰值滑移的主要因素. 基于国内外学者共计 48 个试验数据<sup>[4,6,9-10]</sup>, 以峰值滑移的主要影响因素为自变量, 拟合得到焊钉连接件峰值滑移计算式为

$$s_p = 0.0036d_s h_s^{1/2} (f_{su}/f_{ck})^{2/3} \quad (2)$$

其中, 拟合所用的统计数据均为试件剪切方向布置一排焊钉的结果. 焊钉直径为 13~25 mm, 焊钉高度与直径比值为 4~9, 当比值大于 9 时, 取焊钉高度为 9 倍焊钉直径计算, 焊钉极限强度为 436~675 MPa. 混凝土轴心抗压强度为 21.1~44.7 MPa. 按照现行标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》<sup>[11]</sup> 要求, 焊钉材料极限强度应大于 400 MPa, 当缺乏焊钉极限强度数据时, 可取 400 MPa 计算.

图 6 和图 7 分别为式(1)和式(2)的计算值与试验值的比较. 其中式(1)计算值与试验值比值的均值为 1.14, 方差为 0.19; 式(2)计算值与试验值比值的均值为 1.00, 方差为 0.10; 式(2)计算值与试验数据具有更高的吻合度.

### 4 焊钉连接件剪力-滑移本构关系

#### 4.1 剪力-滑移本构关系式的提出

在以往的焊钉连接件剪力-滑移本构关系中,

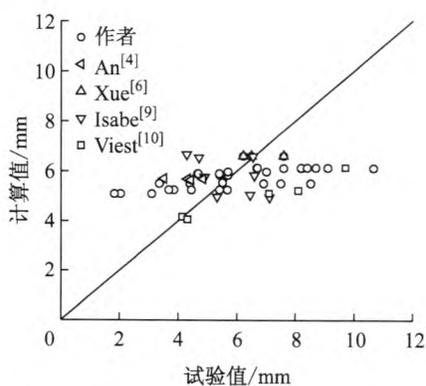


图 6 峰值滑移式(1)计算值和试验值比较  
Fig.6 Comparison of peak slip predicted by Expression (1) and test results

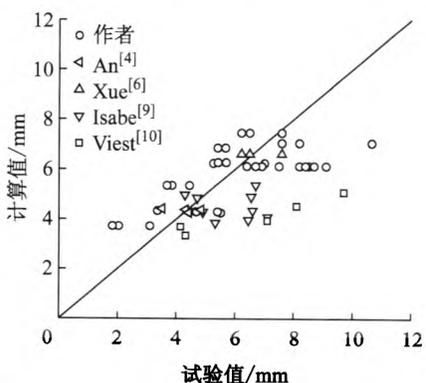


图 7 峰值滑移式(2)计算值和试验值比较  
Fig.7 Comparison of peak slip predicted by Expression (2) and test results

Buttry<sup>[2]</sup>的分数形式和 Ollgaard<sup>[3]</sup>的指数形式具有较高的认可度,分别如式(3),(4)所示,其中,已将原式中的单位换算为毫米.

$$V/V_u = 3.15s/(1 + 3.15s) \quad (3)$$

$$V/V_u = (1 - e^{-0.71s})^{0.4} \quad (4)$$

式中:  $V$  为所施加剪力,  $kN$ ;  $s$  为相对滑移值,  $mm$ .

式(3)和式(4)将施力比  $V/V_u$  看做滑移量  $s$  的函数,使得量纲不统一,且忽略了不同参数对滑移量的影响,不能充分反映实际剪力-滑移曲线的特征.

fib<sup>[8]</sup>建议了含一个待定参数  $\gamma$  的幂函数形式的量纲一的剪力-滑移本构关系式.

$$V/V_u = (s/s_p)^\gamma \quad (5)$$

基于本文试验数据,得到最佳拟合的  $\gamma$  值为 0.24. 如图 8 所示,式(5)计算结果与试验结果吻合度相对较低.

为此,分别采用极限剪力  $V_u$  和峰值滑移  $s_p$  将剪力和滑移量纲一化,使得不同参数下的试验结果具有可比性. 选用幂函数形式,采用最小二乘拟合得到量纲一化的剪力-滑移本构关系式为

$$V/V_u = 1.5(s/s_p)^{1/3} - 0.5(s/s_p) \quad (6)$$

如图 8 所示,相比式(5),式(6)计算结果与试验数据具有更高的吻合度. 在得到量纲一化的剪力-滑移本构关系式后,结合峰值滑移计算式(2)和文献[1]提出的抗剪承载能力  $V_u$  计算式,即可得到焊钉连接件的剪力-滑移本构关系.

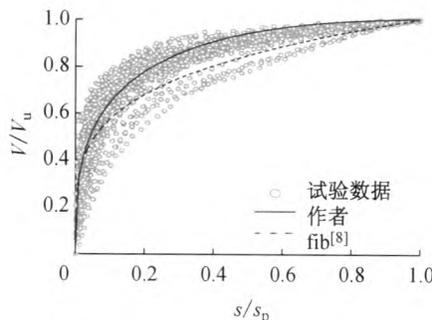


图 8 剪力-滑移本构关系式比较

Fig.8 Comparison of different expressions of load-slip relationship

本文提出的剪力-滑移本构关系式,物理意义更为明确:①在加载初始点的切线模量无穷大,与试验结果相符合,这是由于结合面存在一定的黏结力和摩擦力<sup>[3]</sup>;②存在与试验结果相一致的峰值点,即峰值滑移对应最大剪力;③考虑了焊钉直径、高度、强度和混凝土抗压强度对滑移的影响.

#### 4.2 剪力-滑移本构关系式的比较分析

分别选取试件 SS-9 ( $d_s = 19 \text{ mm}$ ,  $f_{ck} = 35.2 \text{ MPa}$ ), SS-1 ( $d_s = 22 \text{ mm}$ ,  $f_{ck} = 40.6 \text{ MPa}$ ) 和 SS-7 ( $d_s = 25 \text{ mm}$ ,  $f_{ck} = 44.7 \text{ MPa}$ ) 3 条试验曲线比较在不同焊钉直径和混凝土抗压强度下,剪力-滑移本构关系式与试验曲线的吻合度. 如图 9~11 所示,相对于式(3)和式(4),在不同焊钉直径和混凝土抗压强度下,式(6)始终与试验曲线具有较高的吻合度.

分析表明,由于式(3)和式(4)均不存在与试验曲线相对应的峰值点,而是通过滑移的增加,使得剪力不断逼近极限剪力,这就使得当试验峰值滑移较小时,两式均不能很好地与试验曲线吻合. 式(3)和式(4)只有当试验峰值滑移分别为 6.0 mm 和 3.0 mm 时,极限剪力才能达到试验值的 95%;当试验峰值滑移分别为 32.0 mm 和 5.3 mm 时,极限剪力才能达到试验值的 99%. 因此,式(3)几乎总是低估剪力值,而式(4)只有试验峰值滑移在一定范围内时才能与试验具有较高的吻合度. 本文提出的剪力-滑移本构关系式(6)在不同参数情况下,只要峰值滑移  $s_p$  计算误差不大,始终保持与试验结果具有较高的吻合度.

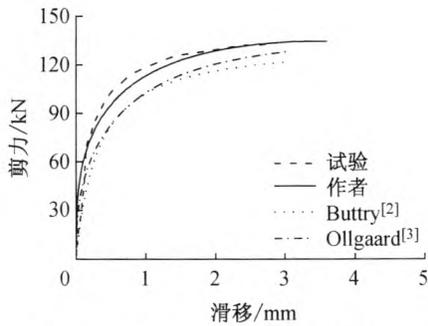


图 9 直径 19 mm 焊钉本构关系比较

Fig. 9 Comparison of different expressions of load-slip relationship with 19 mm studs

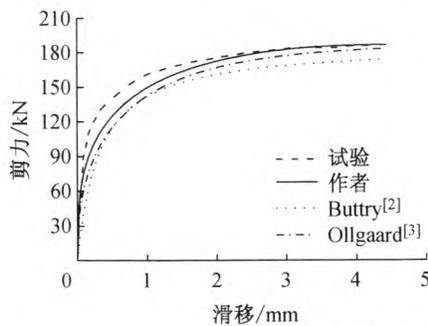


图 10 直径 22 mm 焊钉本构关系比较

Fig. 10 Comparison of different expressions of load-slip relationship with 22 mm studs

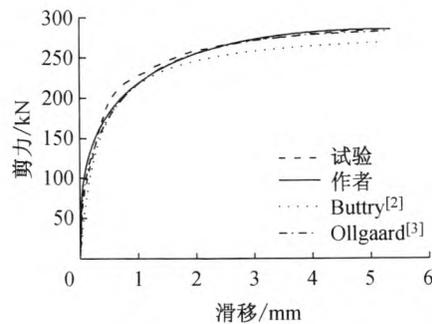


图 11 直径 25 mm 焊钉本构关系比较

Fig. 11 Comparison of different expressions of load-slip relationship with 25 mm studs

## 5 结论

(1) 通过焊钉连接件抗剪性能模型推出试验可知,焊钉连接件峰值滑移随焊钉直径和极限强度的增加而增大,随混凝土抗压强度的增加而减小.当焊钉高度与直径比值小于 9 时,峰值滑移随高度增加而增大,当比值大于 9 时,则变化较小.

(2) 基于国内外共 48 个峰值滑移试验数据,考虑焊钉直径、高度、极限强度和混凝土抗压强度的影响,提出焊钉连接件峰值滑移计算式,与 fib 建议公

式相比较,考虑影响因素全面,与试验结果具有更高的吻合度.

(3) 提出了包含峰值滑移的焊钉连接件剪力-滑移本构关系式,该式能够反映焊钉直径、高度、强度和混凝土抗压强度等因素的影响.

(4) 所提出的焊钉连接件剪力-滑移本构关系式,量纲统一,可用于考虑焊钉非线性作用的组合结构桥梁计算分析.

## 参考文献:

- [1] 王倩,刘玉擎. 焊钉连接件抗剪承载力试验研究[J]. 同济大学学报:自然科学版,2013, 41(5):659.  
WANG Qian, LIU Yuqing. Experimental study of shear capacity of stud connectors [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2013, 41(5): 659.
- [2] Buttry K E. Behavior of stud shear connectors in lightweight and normal-weight concrete [R]. Kansas: Missouri State Highway Department and University of Missouri-Columbia, 1965.
- [3] Ollgaard J G, Slutter R G, Fisher J W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete [J]. AISC Engineering Journal, 1971, 8(2): 55.
- [4] An L, Cederwall K. Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 36(1):15.
- [5] Lorenc W, Kubica E. Behavior of composite beams prestressed with external tendons: experimental study [J]. Journal of Construction Steel Research, 2006, 62(12): 1353.
- [6] Xue D Y, Liu Y Q, Yu Z, et al. Static behavior of multi-stud shear connectors for steel-concrete composite bridge [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 74:1.
- [7] 中华人民共和国交通部. JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 [S]. 北京:人民交通出版社, 2004.  
Ministry of Transport of the People's Republic of China. JTG D62—2004 Code for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts[S]. Beijing: China Communications Press, 2004.
- [8] Fédération Internationale du Béton. First complete draft—volume 1 [S]. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2010.
- [9] Valente B I, Cruz J S P. Experimental analysis of shear connection between steel and lightweight concrete [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(10): 1953.
- [10] Viest I M. Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel t-beams[J]. ACI Journal, 1956, 52(4):1633.
- [11] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. GB/T 10433—2002 电弧螺柱焊用圆柱头焊钉 [S]. 北京:中国标准出版社, 2003.  
General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. GB/T 10433—2002 Cheese head studs for arc stud welding [S]. Beijing: China Standards Press, 2003.

# 焊钉连接件峰值滑移及剪力-滑移本构关系

作者: 蔺钊飞, 刘玉擎, LIN Zhaofei, LIU Yuqing  
作者单位: 同济大学土木工程学院, 上海, 200092  
刊名: 同济大学学报(自然科学版) IISTIC EI PKU  
英文刊名: Journal of Tongji University(Natural Science)  
年, 卷(期): 2014, 42(7)

## 参考文献(11条)

1. 王倩;刘玉擎 焊钉连接件抗剪承载力试验研究 2013(05)
2. Buttry K E Behavior of stud shear connectors in lightweight and normal-weight concrete 1965
3. Ollgaard J G;Slutter R G;Fisher J W Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete 1971(02)
4. An L;Cederwall K Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete 1996(01)
5. Lorenc W;Kubica E Behavior of composite beams prestressed with external tendons:experimental study 2006(12)
6. Xue D Y;Liu Y Q;Yu Z Static behavior of multi-stud shear connectors for steel-concrete composite bridge 2012
7. 中华人民共和国交通部 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 2004
8. Fédération Internationale du Béton First complete draft-volume 1 2010
9. Valente B I;Cruz J S P Experimental analysis of shear connection between steel and lightweight concrete 2009(10)
10. Viest I M Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel t-beams 1956(04)
11. 中华人民共和国质量监督检验检疫总局 电弧螺柱焊用圆柱头焊钉 2003

引用本文格式: 蔺钊飞, 刘玉擎, LIN Zhaofei, LIU Yuqing 焊钉连接件峰值滑移及剪力-滑移本构关系[期刊论文]-同济大学学报(自然科学版) 2014(7)

# 焊钉连接件抗剪承载力试验研究

王倩, 刘玉擎

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:** 为建立组合桥梁使用的大尺度焊钉连接件抗剪承载力设计计算方法, 通过 26 组 71 个焊钉连接件模型推出试验比较分析了混凝土抗压强度及焊钉的抗拉强度、直径、长度等对焊钉连接件抗剪承载力的影响; 基于国内外 255 个模型推出试验结果提出了双折线型焊钉连接件抗剪承载力计算式。研究表明, 焊钉连接件抗剪承载力在混凝土强度较高时仍取决于焊钉杆部与混凝土的组合作用; 提出的设计计算式在常用的混凝土强度等级 C35~C60 范围内能够更合理地偏于安全的计算焊钉连接件抗剪承载力; 可适用于使用混凝土强度等级 C15~C80、焊钉长径比大于 4 且直径 9~30 mm、长度 50~400 mm 的组合桥梁结构焊钉连接件的设计。

**关键词:** 组合桥梁; 焊钉连接件; 抗剪承载力; 计算方法; 模型试验

**中图分类号:** U441

**文献标志码:** A

## Experimental Study of Shear Capacity of Stud Connector

WANG Qian, LIU Yuqing

(Department of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** A great number of model tests were carried out to build up a method for calculating the shear capacity of large-diameter stud connector used in high strength concrete for bridge structures. A comparative study was made of 26 groups consisting of 71 stud connector models to explore the influence of different parameters such as the concrete compressive strength, the stud diameter, the stud tensile strength and the stud length on the shear capacity of stud connectors. Formulas to calculate the shear capacity of stud connector were proposed based on the worldwide 255 test results. The results show that the shear capacity of stud connector in high strength concrete is still based on the composite behavior of the stud and the concrete. Besides, the proposed formulas are more reasonable and safe in predicting the shear capacity of stud connector in a commonly-used

concrete which ranges from C35 to C60. These formulas are suitable for the analysis of stud connector with the diameters of 9 mm to 30 mm and the lengths of 50 mm to 400 mm as well as the ratio of stud length and diameter over 4, used in concrete with cubic compressive strength from 15.0 MPa to 80.0 MPa.

**Key words:** composite bridge; stud connector; shear capacity; calculation method; model test

圆柱头焊钉抗剪性能不具有方向性, 施工质量易于保证, 是钢与混凝土结合最常用的连接件形式。Ollgaard 等<sup>[1]</sup>在 1971 年进行 16 组 48 个焊钉连接件模型推出试验, 以焊钉直径 16~19 mm、混凝土抗压强度 18.0~35.0 MPa 为变化参数提出了与焊钉杆部面积及混凝土抗压强度、弹性模量的平方根成正比的焊钉连接件抗剪承载力计算式, 并认为焊钉连接件抗剪承载力不随混凝土强度的增加而无限提高, 给定了一个与焊钉连接件的直径和抗拉强度有关的上限值。其后, 美国规范 AASHTO<sup>[2]</sup>、欧洲规范 Eurocode 4<sup>[3]</sup>、加拿大规范 CAN/CSA-S16-01<sup>[4]</sup>及我国规范 GB 50017—2003<sup>[5]</sup>均在 Ollgaard 计算式的基础上考虑抗力分项系数等给出焊钉连接件抗剪承载力设计计算式。

近年来组合结构不仅局限于应用在组合梁桥上, 在混合梁、混合塔、索塔锚固区等组合桥梁结构中也得到广泛应用, 目前混凝土强度等级大幅度提高, 焊钉直径、长度相对建筑结构使用的尺度增大, 在此情况下按照现有规范焊钉连接件抗剪承载力设计值基本上由焊钉的直径和抗拉强度控制, 没能反映焊钉与混凝土组合作用对焊钉连接件抗剪承载力的影响。

本文通过 26 组 71 个焊钉连接件模型推出试验比较分析了混凝土抗压强度、焊钉的抗拉强度、直

收稿日期: 2012-08-17

第一作者: 王倩(1985—), 女, 博士生, 主要研究方向为组合结构桥梁。E-mail: zl\_bridge@163.com

通讯作者: 刘玉擎(1962—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为组合结构桥梁。E-mail: yql@tongji.edu.cn

径、长度等对焊钉连接件抗剪承载力的影响,并结合国内外焊钉连接件模型试验结果,提出了适用范围较大的焊钉连接件抗剪承载力设计计算式。

## 1 焊钉连接件抗剪性能试验

### 1.1 模型试件

如表 1 所示,试验共包含 26 组 71 个焊钉连接

件模型试件,分别考虑混凝土抗压强度及焊钉抗拉强度、直径、长度等。表中  $d_s$  为焊钉直径,  $h_s$  为焊钉长度,  $f_{ck}$  为混凝土抗压强度标准值,  $E_c$  为混凝土弹性模量,  $f_{su}$  为焊钉材料抗拉强度,  $V_u$  为单根焊钉连接件抗剪承载力,  $\bar{V}_u$  为每组试件焊钉连接件抗剪承载力平均值。表格中“—”表示此处试件无测试结果, 原因为组中无试件 3 或试件 3 在加载中测试仪器失效。

表 1 焊钉连接件试件分组及试验结果

Tab.1 Grouping and results of test specimens of stud connector

试件 分组	$d_s$ / mm	$h_s$ / mm	$f_{ck}$ / MPa	$E_c$ / GPa	$f_{su}$ / MPa	单侧焊 钉/个	$V_u$ /kN			$\bar{V}_u$ /kN
							试件 1	试件 2	试件 3	
SS-1	22	100	41.1	36.4	519.0	2	186.7	197.3	191.1	191.7
SS-2	22	200	41.1	36.4	519.0	2	197.0	190.6	205.9	197.8
SS-3	22	300	41.1	36.4	519.0	2	176.8	189.0	225.8	197.2
SS-4	22	400	41.1	36.4	519.0	2	175.6	214.3	200.1	196.7
SS-5	22	200	45.0	37.1	465.0	2	233.9	239.0	—	236.4
SS-6	22	200	45.0	37.1	675.0	2	266.2	265.6	286.3	272.7
SS-7	25	200	45.0	37.1	485.0	2	255.0	266.8	285.1	269.0
SS-8	30	200	45.0	37.1	430.0	2	314.5	327.6	348.1	330.1
SS-9	22	200	33.5	34.6	515.0	2	180.8	187.5	202.2	190.1
SS-10	22	200	33.5	34.6	515.0	4	170.8	181.3	199.1	183.7
SS-11	22	200	33.5	34.6	515.0	6	183.5	155.6	166.1	168.4
SS-12	22	200	33.5	34.6	515.0	9	189.7	172.9	183.7	182.1
SS-13	25	200	37.0	35.5	515.0	2	240.4	219.3	241.4	233.7
SS-14	25	200	37.0	35.5	515.0	4	226.8	234.1	212.2	224.4
SS-15	25	200	37.0	35.5	515.0	6	201.9	221.2	213.2	212.1
SS-16	25	200	37.0	35.5	515.0	9	223.4	229.7	222.8	225.3
SS-17	22	100	36.0	35.3	445.0	2	153.5	173.6	198.2	175.1
SS-18	19	100	36.0	35.3	445.0	2	124.7	125.8	134.8	128.4
SS-19	19	100	36.0	35.3	445.0	2	128.0	145.9	—	136.9
SS-20	19	100	36.0	35.3	445.0	2	129.1	103.1	123.0	118.4
SS-21	22	200	36.6	35.4	475.0	2	205.3	208.8	—	207.0
SS-22	22	200	36.6	35.4	475.0	6	189.5	183.0	—	186.3
SS-23	22	200	36.6	35.4	475.0	6	197.4	181.2	—	189.3
SS-24	22	200	36.6	35.4	475.0	6	194.7	197.9	—	196.3
SS-25	22	200	36.6	35.4	475.0	6	189.4	185.4	—	187.4
SS-26	19	100	28.7	33.5	450.0	2	104.2	103.6	113.8	107.2

模型试件构造示意如图 1 所示,钢结构部分由 2 块焊接 T 形钢板通过连接板和高强螺栓拼接而成,钢结构翼缘板上焊接焊钉连接件,在与混凝土接触的钢翼缘板上涂抹润滑油以减小钢与混凝土间的摩擦和粘阻力。其中,  $d_s$  为 19, 22, 25 和 30 mm,  $h_s$  为 100, 200, 300 和 400 mm 等大尺度多种规格, 试验分组包括  $f_{su}$  达到 675.0 MPa,  $f_{ck}$  达到 45.0 MPa 的模型试件。

### 1.2 加载及测试

加载及位移计布置如图 2 所示,采用千斤顶对试件两侧对称施加推力,试件混凝土底部布置沙垫

层以确保结构两侧施力和受力的均匀。并在试件的前后两侧焊钉等高处共布置 4 个位移计测试钢板与混凝土块之间的相对滑移值。

### 1.3 试验结果

表 1、图 3 分别给出了模型试验单根焊钉的抗剪承载力测试结果及试件破坏形态。图 3 中两侧为混凝土破坏表面,中间为钢板破坏表面。所有推出试件的破坏形态均为焊钉连接件根部剪断,焊钉附近混凝土有局部压溃,但未出现明显的混凝土开裂现象。焊钉根部出现明显的塑性变形,剪切破坏面位于焊钉根部焊脚上方,剪切断面光滑。

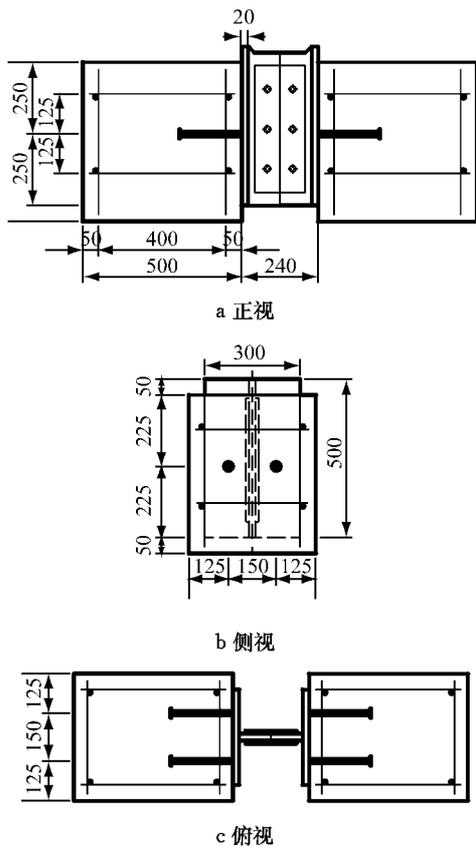


图 1 模型试件细节 (单位:mm)

Fig.1 Details of push-out specimen (unit: mm)



图 2 试验加载示意

Fig.2 Test setup

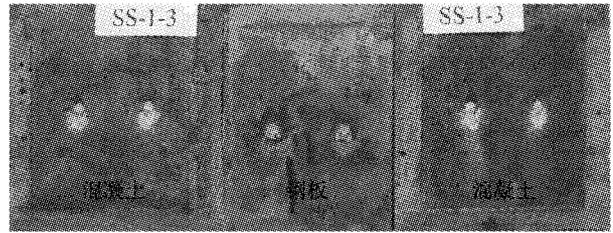


图 3 试件破坏形态

Fig.3 Failure modes

## 2 抗剪承载力影响因素分析

(1) 混凝土抗压强度。图 4a 为  $f_{ck}$  分别为 45.0, 33.5 和 36.6 MPa 时模型试件的剪力-相对滑移曲线。当  $f_{ck}$  从 33.5 MPa 增加为 36.6 MPa 时,  $\bar{V}_u$  增大 8.9%;  $f_{ck}$  从 36.6 MPa 增为 45.0 MPa 时,  $\bar{V}_u$  增大 14.2%。表明  $\bar{V}_u$  随着  $f_{ck}$  的提高而增大, 但当混凝土强度等级较高时, 增加幅度明显减小。

(2) 焊钉抗拉强度。图 4b 为  $f_{su}$  分别为 465.0 和 675.0 MPa 时模型试件的剪力-相对滑移曲线。 $f_{su}$  增加约 45.0% 时,  $\bar{V}_u$  增大约 15.0%。表明  $\bar{V}_u$  并不随着  $f_{su}$  成比例提高。

(3) 焊钉直径。图 4c 为  $d_s$  分别为 22, 25, 30 mm 时模型试件的剪力-相对滑移曲线。 $d_s$  从 22 mm 增加至 25 mm 时, 杆部面积  $A_s$  增加约 29.0%,  $\bar{V}_u$  增约 14.0%;  $d_s$  从 25 mm 增大至 30 mm 时,  $A_s$  增幅约 44.0%,  $\bar{V}_u$  增大约 23.0%。表明  $\bar{V}_u$  随着  $A_s$  增加而增大。

(4) 焊钉长度。图 5 为  $h_s$  分别为 100, 200, 300 和 400 mm 时  $V_u$  与  $h_s$  的变化关系。 $h_s$  从 100 mm 增加至 400 mm 时,  $\bar{V}_u$  变化不超过 3%, 表明焊钉在  $h_s/d_s$  大于 4 时,  $h_s$  对  $\bar{V}_u$  影响较小, 这是因为焊钉主要是通过根部与混凝土接触并传递剪力作用。

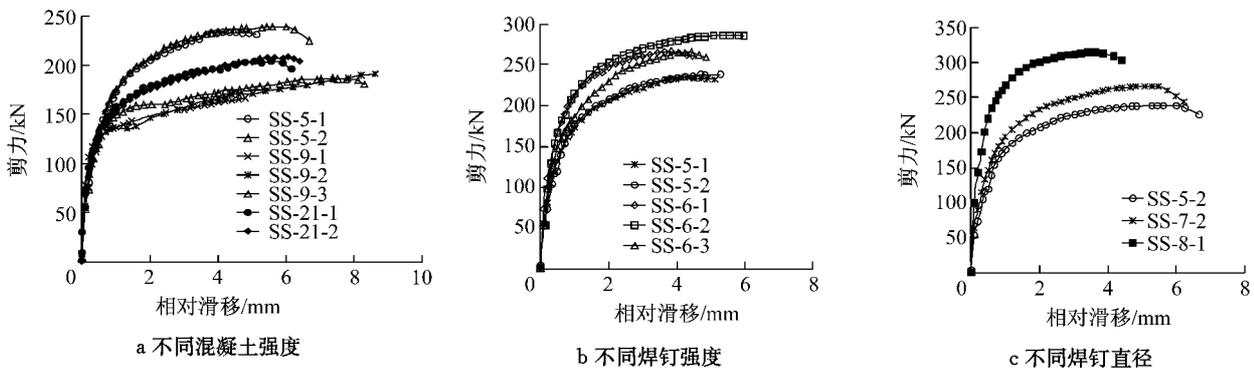


图 4 剪力-相对滑移曲线

Fig.4 Curves of shearing force and slip of specimens

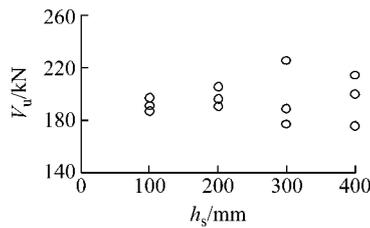


图 5 焊钉长度对承载力的影响

Fig. 7 Effect of stud length on the shear capacity of stud connector

### 3 抗剪承载力计算方法

Ollgaard 等<sup>[1]</sup>通过模型试验提出的焊钉连接件在  $h_s/d_s \geq 4$  时  $V_u$  计算式.

$$V_u = 0.5A_s \sqrt{E_c f_c} \leq A_s f_{su} \quad (1)$$

式中,  $f_c$  为混凝土抗压强度, MPa.

图 6 为  $V_u/A_s$  与  $\sqrt{E_c f_c}$  变化曲线, 并给出文献<sup>[1]</sup>和本文的试验数据. 文献<sup>[1]</sup>中  $f_c$  为 18.0~35.0 MPa,  $d_s$  为 16~19 mm, 但现在桥梁结构混凝土等级已大幅度提高, 从而造成  $V_u$  计算基本上由  $A_s f_{su}$  控制. 从笔者试验结果来看,  $V_u$  仍随混凝土强度增加而增大, 即使在混凝土强度较高时仍取决于焊钉杆部与混凝土的组合作用.

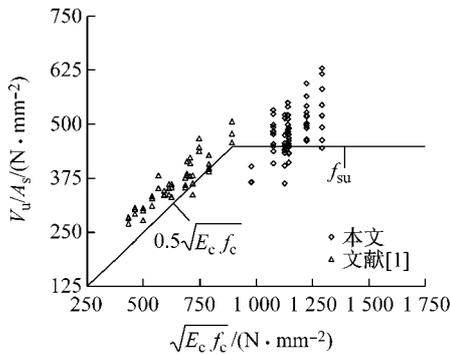


图 6 文献<sup>[1]</sup>计算式结果与本文试验结果比较

Fig. 6 Comparison of experimental data with the calculated results of the formula in Ref. [1]

因此采用双折线模型拟合焊钉连接件抗剪承载力计算式, 考虑焊钉杆部与混凝土的组合作用. 通过对表 1 及国内外共 255 个焊钉连接件推出试验数据<sup>[1,6-14]</sup>进行回归分析得到抗剪承载力计算式.

$$\begin{cases} V_u = 0.50A_s \sqrt{E_c f_{ck}} \\ \sqrt{E_c f_{ck}} \leq 700.0 \end{cases} \quad (2)$$

$$\begin{cases} V_u = 0.20A_s \sqrt{E_c f_{ck}} + 210.0A_s \\ \sqrt{E_c f_{ck}} > 700.0 \end{cases} \quad (3)$$

图 7 为依据式(2)和式(3)的计算结果与试验结果的比较, 其相关系数为  $R=0.88$ . 试验数据包括  $d_s$  为 9~30 mm、 $h_s$  为 50~400 mm 及混凝土强度等级 C15~C80 的情形.

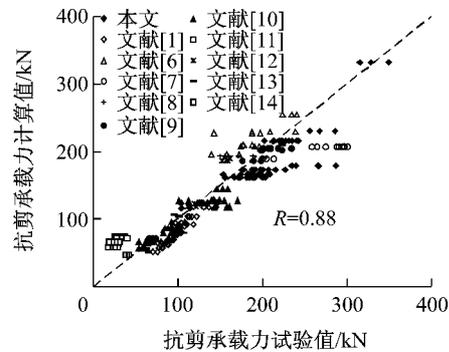


图 7 计算值与试验值的比较

Fig. 7 Comparison of the experiment results and the calculated results

进一步参照欧洲规范焊钉连接件抗剪承载力分项系数取 1.25, 将混凝土抗压强度取设计值  $f_{cd}$ , 焊钉连接件抗剪承载力设计值  $V_d$  建议为

$$\begin{cases} V_d = 0.40A_s \sqrt{E_c f_{cd}} \\ \sqrt{E_c f_{cd}} \leq 700.0 \end{cases} \quad (4)$$

$$\begin{cases} V_d = 0.16A_s \sqrt{E_c f_{cd}} + 168.0A_s \\ \sqrt{E_c f_{cd}} > 700.0 \end{cases} \quad (5)$$

依据式(4)和式(5)计算模型试件焊钉连接件抗剪承载力设计值与试验结果比值的平均值约为 0.60.

图 8 比较了焊钉连接件抗剪承载力设计计算式与各规范设计计算式, 横坐标将混凝土强度统一换算成设计值, 图中 I 区、II 区、III 区分别近似对应混凝土强度等级为 C35 以下、C35~C60 及 C60~C80 的焊钉抗剪承载力设计值. 可知所提出的设计式在混凝土强度等级低于 C35 时, 与规范 Eorucode 4 保持一致, 在 C35~C60 范围内低于规范 Eorucode 4, 在 C60~C80 时略高于规范 Eorucode 4. 特别是在常用的混凝土强度等级 C35~C60 范围内, 相对于规范 Eorucode 4 能够更合理地偏于安全的计算焊钉连接件抗剪承载力, 如 C50 混凝土中  $\phi 22$  的焊钉连接件承载力设计值为 117.3 kN, 约为规范 Eorucode 4 设计值(121.6 kN)的 96.5%.

### 4 结语

(1) 通过 26 组 71 个焊钉连接件模型推出试验对影响因素进行比较分析可知, 混凝土强度及焊钉

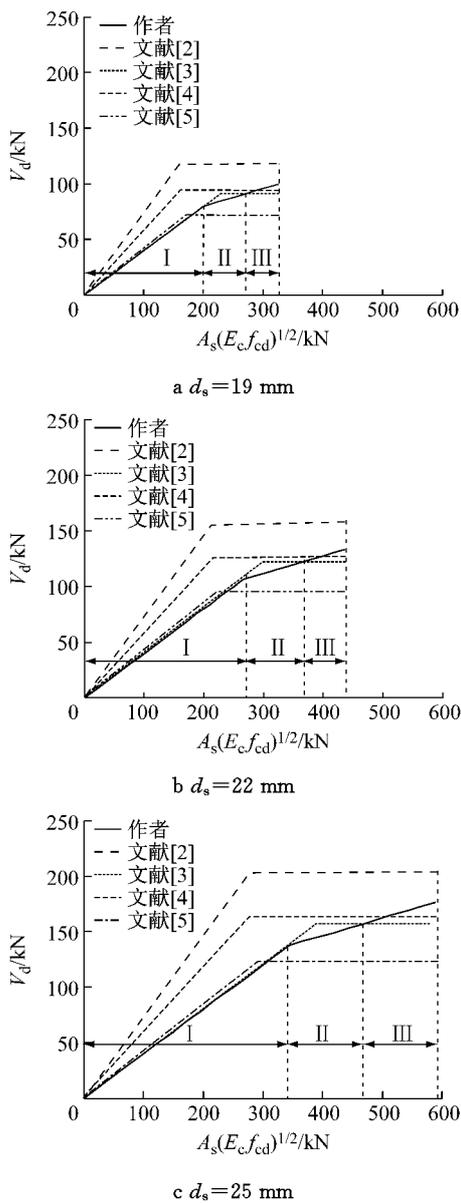


图 8 设计计算式比较

Fig. 8 Comparison of design equations

面积是焊钉连接件抗剪承载力的主要影响因素,而焊钉抗拉强度和长度等对抗剪承载力影响较小。

(2) 焊钉连接件抗剪承载力在混凝土强度较高时仍随混凝土强度增加而增大,并仍取决于焊钉杆部与混凝土的组合作用。

(3) 基于国内外共计 255 个焊钉连接件推出试验结果提出了焊钉连接件抗剪承载力的计算式,该式上段直线与焊钉抗拉强度无关,而随着焊钉杆部面积和混凝土强度的变化而变化。

(4) 考虑分项系数给出焊钉连接件抗剪承载力设计式,该式与欧洲规范相比较,在混凝土强度等级低于 C35 时保持一致,在常用的 C35~C60 范围内能够更合理偏于安全的计算焊钉连接件抗剪承载

力,可适用于使用混凝土强度等级 C15~C80、焊钉长径比大于 4 且直径 9~30 mm、长度 50~400 mm 的组合桥梁结构焊钉连接件的设计。

参考文献:

[1] Ollgaard J G, Slutter R G, Fisher J W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete [J]. AISC Engineering Journal, 1971, 8(2): 55.

[2] AASHTO LRFD. Bridge design specifications [S]. 4th ed. Washington D C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007.

[3] BS EN 1994-2 Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures, part 1-1: general rules and rules for buildings [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

[4] CAN/CSA-S16-01 A national standard of Canada, limit states design of steel structures [S]. [S. 1.]: Canadian Standards Association, 2001.

[5] 中华人民共和国建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. GB 50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京:中国计划出版社, 2003.

Ministry of Construction of P R China, State General Administration of P R China for Quality Supervision and Inspection and Quarantine. GB 50017—2003 Code for design of steel structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2003.

[6] Shim C S, Lee P G, Yoon T Y. Static behavior of large stud shear connectors[J]. Engineering Structures, 2004, 26(12): 1853.

[7] Yabe Junichi, Fujita Masahiro, Nishikawa Toshiaki, et al. Shear tests of  $\Phi 25$ mm stud for composite girder[J]. Journal of Constructional Steel, 1998, 6: 245.

[8] 陈忠延,史家钧,李炳生,等. 大直径栓钉承载力的试验研究[J]. 土木工程学报, 1993, 26(2): 67.

CHEN Zhongyan, SHI Jiajun, LI Bingsheng, et al. Experimental research on the load-bearing capacity of large diameter shear connector [J]. China Civil Engineering Journal, 1993, 26(2): 67.

[9] 周孟波. 芜湖长江大桥大跨度低塔斜拉桥板桁组合结构建造技术[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2004.

ZHOU Mengbo. Construction technology of composite plate truss structures for the large span low-pylon cable-stayed Wuhu Yangtze River Bridge[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2004.

[10] Goble G G. Shear strength of thin flange composite specimens [J]. AISC Engineering Journal, 1968, 5(2): 62.

[11] Kim B, Wright H D, Cairns R. The behaviour of through-deck welded shear connectors: an experimental and numerical study [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2001, 57(12): 1359.

[12] An L, Cederwall K. Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 36(1): 15.

[13] Viest I M. Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel T-beams [J]. Journal of the American Concrete Institute, 1956, 52(4): 875.

[14] Davies C. Small-scale push-out tests on welded stud shear connectors[J]. Concrete, 1967, 1(3): 311.