

# 混合梁刚构桥钢-混结合段局部传力机制试验研究

曾明根<sup>1</sup>, 许桂修<sup>1</sup>, 林志平<sup>2</sup>, 苏庆田<sup>1</sup>, 陈德宝<sup>1</sup>, 丁忠亮<sup>2</sup>

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 福建省高速公路建设发展有限公司, 福建 福州 350001)

**摘要:** 设计了 3 个不同结构构造的钢-混结合段构件, 并分析了连接件和后承压板在结合段中的传力机制。结果表明: 在 1.80 倍设计荷载作用下, 结合段处于弹性状态; 当轴力与剪力分别为设计荷载的 4.65 倍与 1.80 倍时, 结合段达到弹性极限状态; 当轴力为设计荷载的 6.65 倍时, 结合段钢格室混凝土压溃破坏。后承压板是最主要的轴力传递构件, 在弹性阶段承担 50%~60% 轴力, 在塑性阶段承担 35%~42% 轴力。在混合连接方式中焊钉连接件发挥的作用较小, 仅开孔板连接件也能实现钢箱壁板与填充混凝土之间的连接和传力作用。

**关键词:** 刚构桥; 混合梁; 钢-混结合段; 承载力; 传力机理  
**中图分类号:** U443. 35 **文献标志码:** A

## Experimental Study of Local Force Transmission Mechanism of Steel-concrete Connection in Hybrid Continuous Rigid Frame Bridge

ZENG Minggen<sup>1</sup>, XU Guixiu<sup>1</sup>, LIN Zhiping<sup>2</sup>, SU Qingtian<sup>1</sup>, CHEN Debao<sup>1</sup>, DING Zhongliang<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Fujian Provincial Expressway Construction & Development Co. Ltd., Fuzhou 350001, China)

**Abstract:** Three specimens of steel-concrete connection with different structures were designed to analyze the effects of connectors and back bearing plates on force transmission in the connection. It is shown that under 1.80 times of the design load, the connection in practical engineering is in the elastic state; when the axial force is 4.65 times of the design load and the shear force is 1.80 times of the design load, the connection reaches the elastic limit state; when the axial force is 6.65 times of the design load, the concrete inside the steel cells in the connection collapses and reaches the failure state. The

back bearing plate is the most important component for axial force transmission in the structure. The back bearing plate bears 50%~60% of the axial force in the elastic stage, while the back bearing plate bears 35%~42% of the axial force in the plastic phase. In the mixed joint mode of perfobond plate connectors and stud connectors, the stud connectors played a minor role. The connection and force transmission between the steel box plates and the filled concrete could be realized by only setting the perfobond plate connectors.

**Key words:** rigid frame bridge; hybrid beam; steel-concrete connection; bearing capacity; force transmission mechanism

混合梁桥是指在纵桥向分别采用钢梁和混凝土梁并通过钢-混结合段连接的桥梁结构。目前, 混合梁已经广泛应用于大跨度斜拉桥、悬索桥和刚构桥中, 如德国的舒马赫斜拉桥、法国的诺曼底斜拉桥、日本的新川连续梁桥以及中国的重庆石板坡复线桥等<sup>[1]</sup>。在连续刚构桥中, 中跨采用钢梁可以减轻结构自重、降低梁高, 边跨采用混凝土梁则能增大结构刚度; 通过适当分配钢梁与混凝土梁的长度比例, 可使桥梁整体的经济指标处于合理范围。

钢-混结合段作为连接钢梁与混凝土梁的关键传力结构, 形式多样, 受力复杂。基于结构形式的不同, 钢-混结合段分为有钢格室与无钢格室 2 种。对于有钢格室的钢-混结合段, 根据格室与承压板的位置关系, 又可以分为前承压板式、后承压板式及前后承压板式 3 种结构形式。重庆石板坡复线桥作为国内第一座混合梁刚构桥, 采用了混凝土填充后承压板式的钢-混结合段结构形式<sup>[2]</sup>。国内混合梁刚构桥结合段大多采用该构造形式, 如瓯江大桥、鱼山大桥等。

收稿日期: 2021-08-24

基金项目: 国家自然科学基金(51978501)

第一作者: 曾明根(1963—), 男, 教授级高工, 主要研究方向为钢桥与组合桥梁。E-mail: Zengmg@tongji.edu.cn

通信作者: 苏庆田(1974—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢桥与组合桥梁。

E-mail: sqt@mail.tongji.edu.cn



论文  
拓展  
介绍

国内外学者对钢-混结合段进行了大量的研究,主要采用有限元模拟与模型试验相结合的方式。陈开利等<sup>[3]</sup>对舟山桃夭门大桥钢-混结合段开展了模型试验研究,结果表明在试验荷载作用下结构仍处于弹性状态,随后研究了截面的应力分布及传递规律。卫星等<sup>[4]</sup>基于重庆石板坡复线桥的结合段,通过板壳实体有限元模型分析了结合段各部分的应力分布。张仲先等<sup>[5-7]</sup>依托南昌英雄大桥和武汉二七长江大桥,对钢-混结合段进行了模型试验研究,考察了结构在弹性状态下的受力情况,并探讨了有限元建模过程中钢与混凝土结合方式的影响。Kim等<sup>[8-10]</sup>通过模型试验和有限元分析研究了分别采用焊钉连接件与开孔板(PBL)连接件作为剪力连接件的钢-混结合段,发现2种连接件均可以满足结合段的传力要求,并且当采用开孔板连接件时,结构的承载力与刚度更大。He等<sup>[11]</sup>以荆岳大桥为背景,对采用了双开孔板连接件的钢-混结合段进行了缩尺模型试验研究,并分析了承压板与开孔板连接件的传力比例。周阳等<sup>[12]</sup>依托宁波甬江特大铁路混合梁斜拉桥,通过试验与有限元分析相结合研究了钢-混结合段的静力性能及疲劳性能,并分析了钢格室与混凝土之间的传力情况。秦凤江等<sup>[13]</sup>基于重庆鹅公岩轨道专用桥,发现自锚式悬索桥中钢-混结合段在设计荷载下处于弹性状态,并给出了轴向荷载下的构件传力方式。

目前关于混合梁刚构桥钢-混结合段的破坏试验以及不同结构的对照研究还未见报道。由于钢-

混结合段中有钢板、混凝土、钢筋以及开孔板连接件和焊钉连接件等,构件数量多,结构布置复杂,因此采用有限元数值计算方法难以准确模拟结合段的极限承载力和破坏模式。通过试验手段对不同结构构造下的混合梁刚构桥钢-混结合段开展研究,揭示钢-混结合段中构件之间的传力机制。

## 1 试验概述

### 1.1 工程概述

安海湾大桥为三跨混合梁刚构桥,跨径布置为135 m+300 m+135 m,总长为570 m,总体布置如图1所示。跨中钢箱梁吊装段长度为103 m,钢箱梁两端通过5 m长的钢-混结合段与混凝土箱梁连接。箱梁顶板宽16.25 m,底板宽7.65 m。主梁墩顶截面梁高15.0 m,跨中梁高4.5 m,梁高按2次抛物线规律变化。钢材为Q345qD钢,混凝土为C55微膨胀纤维海工耐久混凝土。

钢-混结合段采用有格室后承压板式的构造形式,顶板设置14个格室,底板设置8个格室,格室的壁板上设置开孔板连接件和焊钉连接件。顶板钢格室上板厚26 mm,下板厚25 mm;底板钢格室上板厚25 mm,下板厚24 mm;腹板钢格室外侧板厚28 mm,内侧板厚25 mm。焊钉连接件尺寸为 $\Phi 22$  mm $\times$ 200 mm,开孔板连接件孔径为70 mm,穿孔钢筋为 $\Phi 20$ 的HRB400钢筋。安海湾大桥钢-混结合段构造如图2所示。

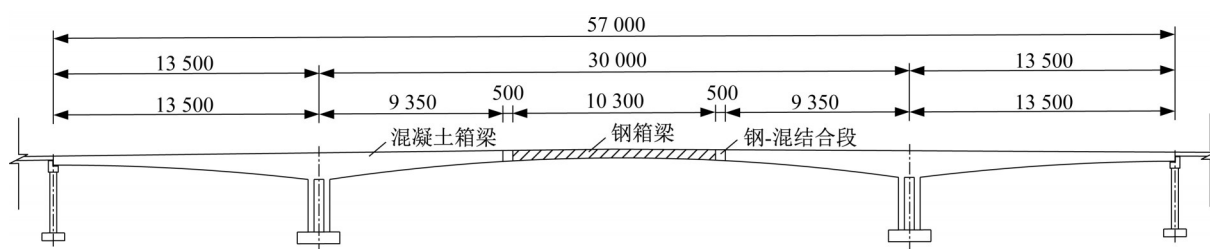


图1 安海湾大桥总体布置(单位: cm)

Fig.1 General layout of the Anhai Bay Bridge (unit: cm)

### 1.2 试件设计与制作

为了研究钢-混结合段的极限承载力与破坏模式,采用模型试验的方法对钢-混结合段中受力最不利的部位进行局部模型加载试验。与混合梁斜拉桥中结合段主要承受轴力不同,混合梁刚构桥中结合段同时承受弯矩和剪力。结合段的单个格室则是承受轴力和剪力。由于结合段中施加了预应力,因此格室受到的轴向压力和剪力作用更加不利。在荷载

作用下,结合段主要受正弯矩作用,因此选取结合段顶板的2个标准格室作为试验对象。

鉴于试验加载设备的限制,选定模型的缩尺比为1:2。试件长1.90 m,包括混凝土梁过渡段0.75 m、钢-混结合段0.75 m、钢箱梁过渡段0.40 m。截面尺寸为0.6 m $\times$ 0.6 m,其中一个钢格室宽度为0.3 m。此外,为了控制破坏位置为钢-混结合段处,通过在钢箱梁上焊接贴板和板肋对钢结构进行补强

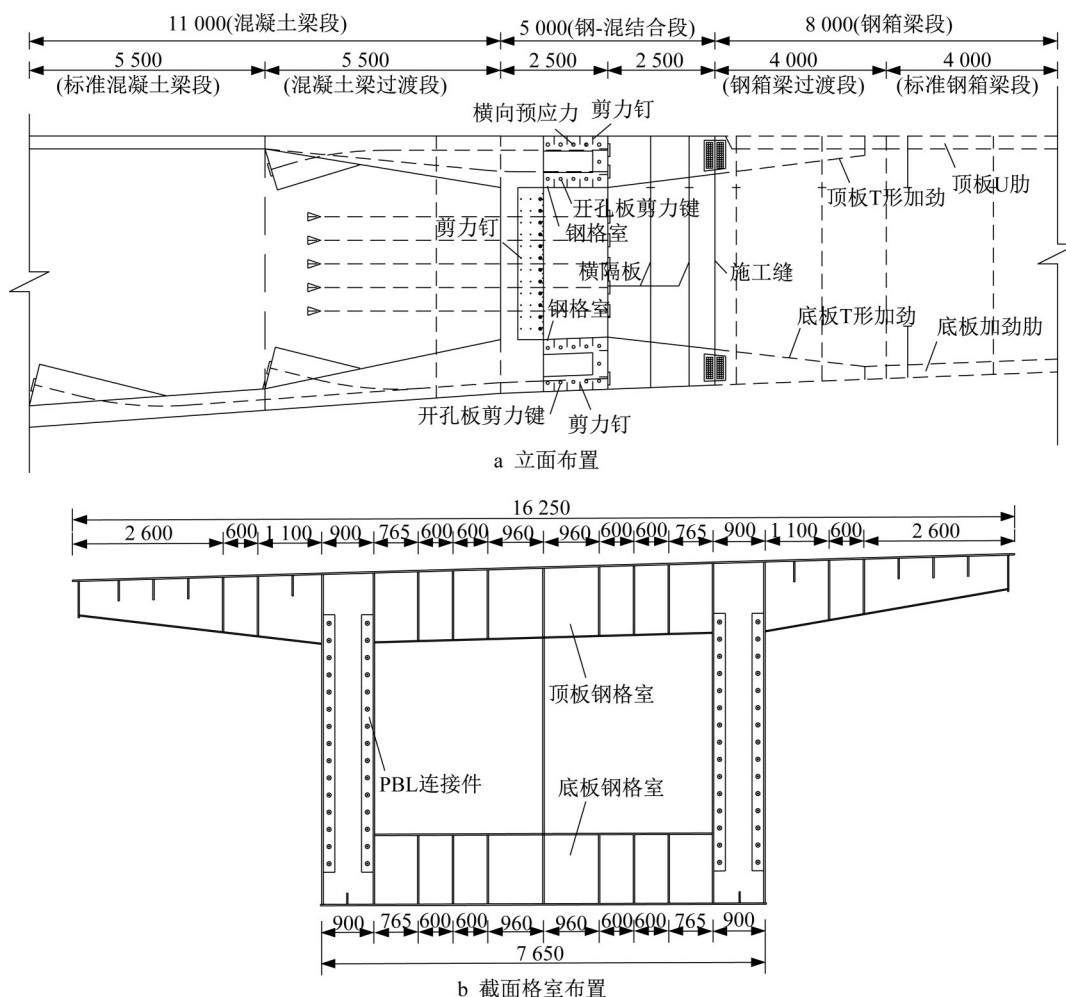


图2 安海湾大桥钢-混结合段构造示意图(单位:mm)

Fig.2 Schematic diagram of steel-concrete connection structure of the Anhai Bay Bridge (unit: mm)

加固。为了进一步比较结合段中不同构件的传力作用,另外设计了2个相似的试验模型。3个模型的设计方案如表1所示。

试件尺寸和构造如图3所示。试件材料采用Q345qD钢及C55混凝土。钢箱梁过渡段顶部端板开设螺栓孔,可以通过螺杆与压力机固定台座相连;混凝土梁过渡段底部台座尺寸为 $1.5\text{ m}\times 1.5\text{ m}$ ,通过螺杆与加载台座相连;同步施加竖向荷载和水平荷载,其中钢箱梁固定端截面和混凝土梁过渡段截面的形心设置一定的偏心距。为与实际结构保持一致,钢格室顶板开设浇筑孔用于水平浇筑混凝土。钢格室的填充混凝土中预埋金属波纹管,内穿5根

$\phi 15.2$ 的钢绞线,锚固端设置在后承压板一侧,张拉端设置在混凝土梁过渡段一侧。

试件加工主要分为3个过程:钢结构加工制作、混凝土浇筑养护和预应力钢绞线张拉。在浇筑钢-混结合段格室内填充混凝土之前,预埋开孔隔板应变测点、开孔板连接件贯穿钢筋应变测点和纵向钢筋应变测点,如图4所示。

## 2 加载测试

### 2.1 加载装置

采用压剪机实现钢-混结合段竖向偏心受压和

表1 试件设计方案

Tab.1 Design scheme of the specimens

试件编号	试件构造设计	试验目的
1	焊钉连接件+开孔板连接件+后承压板	研究结合段的极限承载力
2	开孔板连接件+后承压板	研究焊钉连接件的传剪作用
3	焊钉连接件+开孔板连接件	研究后承压板的承压作用

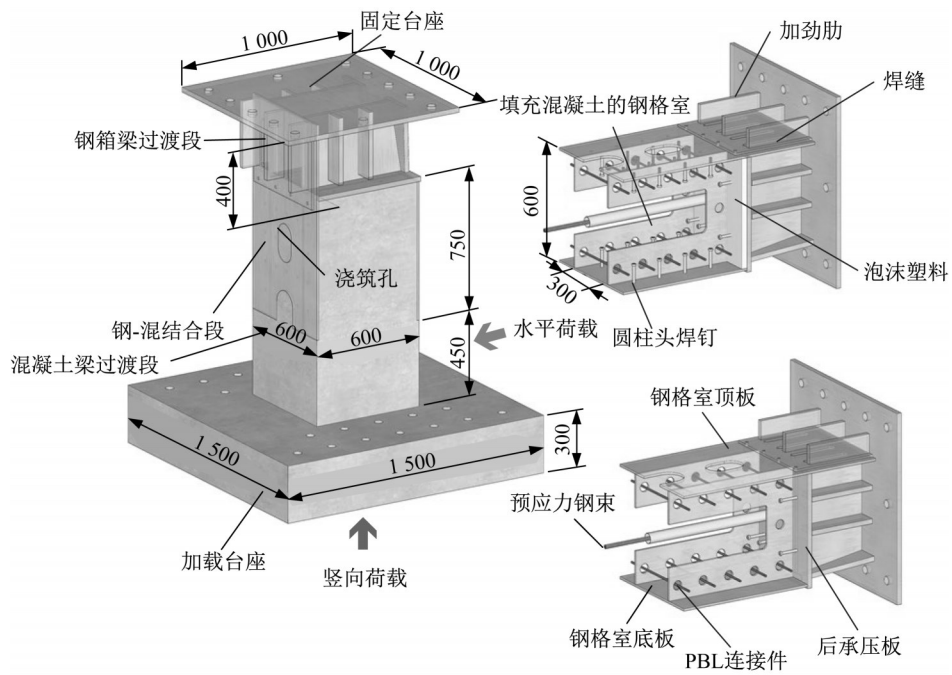


图3 试件尺寸和构造(单位:mm)

Fig.3 Size and structure of the specimens(unit: mm)

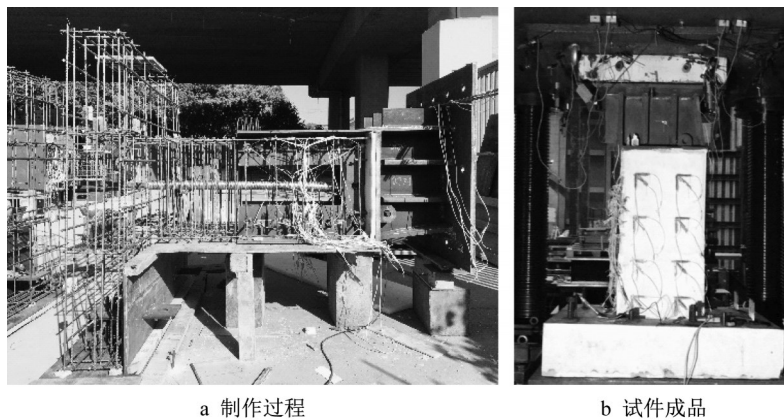


图4 试件制作

Fig.4 Specimen production

水平剪力加载,以模拟结构实际的受力状态。试验加载设备的最大轴向压力为 $2 \times 10^4$  kN,最大水平剪力为 $\pm 2 \times 10^3$  kN。压剪机加载台座底部带有铰装置,能够适应试件的转动变形,保证加载的准确性,如图5所示。

### 2.2 加载方案

根据有限元模型计算结果,钢-混结合段在承受荷载作用最小基本组合时受力最为不利。将试验模型对应的2个标准格室的应力进行积分,获得试件原型的轴向压力为8 600 kN,竖向剪力为1 000 kN。考虑相似比(1:2),得到缩尺模型的轴力为2 150 kN、竖向剪力为250 kN。

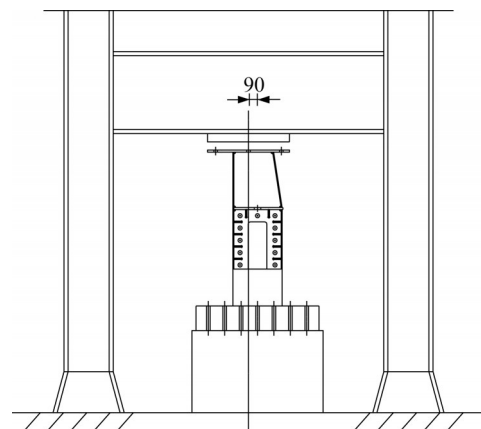


图5 试验加载装置(单位:mm)

Fig.5 Loading set-up(unit: mm)

为了测试试件的压弯剪力学性能,采用同步施加竖向和水平荷载的加载方案。具体的加载方案:竖向荷载通过压力机施加,采用力控制并分级加载,每级250 kN,竖向荷载偏心距为90 mm;水平荷载通过作动器施加,采用力控制并分级加载,每级25 kN。

为了得到试件的受压破坏极限状态,需要避免水平方向提前出现剪坏。因此,水平荷载达到450 kN后持荷,此后竖向荷载每隔500 kN施加一级。对于试件1与试件2,当竖向荷载达到 $1 \times 10^4$  kN时,水平荷载分级卸载至零。当试件接近破坏时,竖向荷载每隔100 kN施加一级。对于试件3,由于其极限承载力大幅减小,因此当竖向荷载大于 $5 \times 10^3$  kN

后,每隔100 kN施加一级荷载。

### 2.3 测点布置

试验测试内容主要包括钢-混结合段极限承载力和极限破坏模式、钢-混结合段顶板与底板轴向变形(D1—D4)、钢格室顶板应变( $S^*-T-1$ 与 $S^*-T-3$ )、钢格室底板应变( $S^*-B-1$ 与 $S^*-B-3$ )、填充混凝土应变( $M^*-C1—M^*-C4$ )及开孔隔板应变( $J^*-P1-1$ 与 $J^*-P1-2$ )。应变花的3个方向,H表示水平方向,V表示竖向方向,I表示倾斜方向。采用应变片测量钢格室壁板与混凝土的应变,采用接触式位移计测量轴向位移。试件顶面测点布置如图6~8所示,其中括号内的符号为试件底面的测点编号。

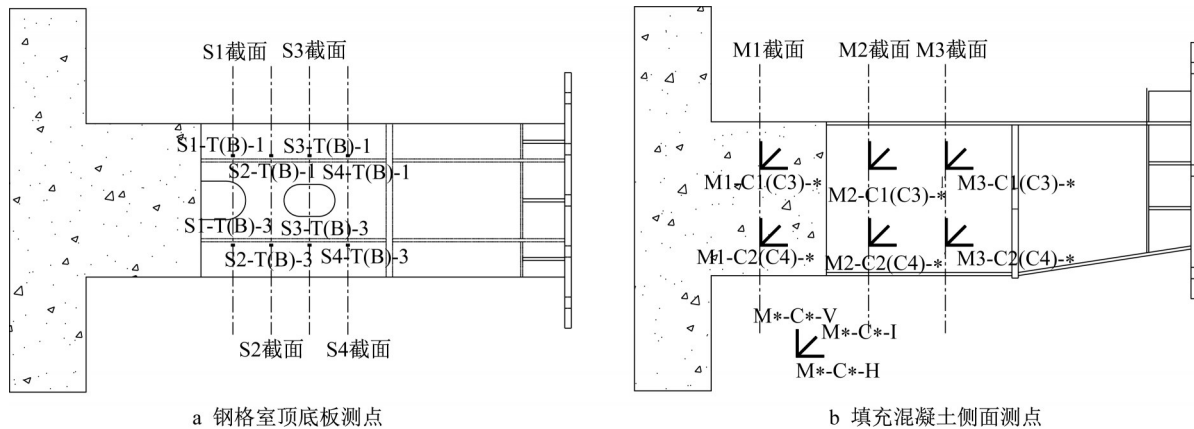


图6 外表面应变测点布置

Fig.6 Layout of strain measuring points on external surfaces

## 3 测试结果

### 3.1 破坏过程

对于试件1,在1.80倍设计荷载作用下,钢-混结合段处于弹性状态;当轴力与弯矩为设计荷载的4.65倍,而剪力为设计荷载的1.80倍时,钢-混结合段达到弹性极限状态。试件未发生任何破坏现象,说明实桥结构具有较高的安全储备。

以轴力作为主要荷载时,3个试件的破坏过程比较相似。随着竖向荷载的增加,与钢格室顶板接触的混凝土局部压溃,表层混凝土剥落。当加载至极限承载力时,钢-混结合段压溃,纵向钢筋屈曲鼓出,但试件内的剪力连接件均未剪断,如图9所示。试件3还出现了钢-混结合段开孔板连接件的混凝土榫压溃现象,并且预应力钢绞线位置处出现自上而下贯通的通长裂缝。试验结果表明,实桥钢-混结合段破坏时表现为钢格室填充混凝土压溃。

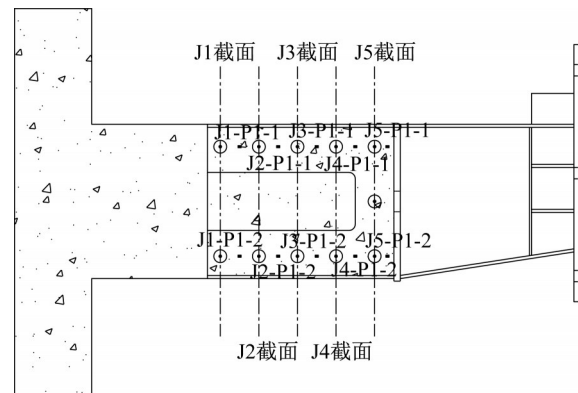


图7 开孔隔板应变测点布置

Fig.7 Layout of strain measuring points on perforated plates

### 3.2 荷载-位移曲线

试件1~3的顶板与底板的竖向荷载-位移曲线如图10所示。从图10可以看出,在荷载作用下,3个试件都经历了弹性阶段及塑性阶段,最终发生塑性破坏。在同一级荷载下,顶板侧的位移大于底板侧

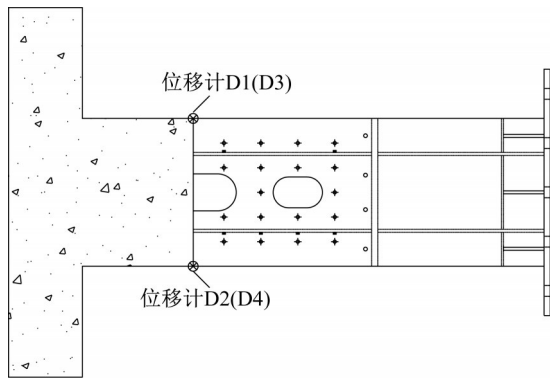


图8 位移计测点布置

Fig.8 Layout of displacement meter measuring points



图9 试件破坏模式

Fig.9 Failure mode of specimen

的位移,说明竖向荷载通过钢格室顶面传力的比例大于通过底面传力的比例。在弹性状态下,试件1整体刚度约为试件2的1.6倍,说明焊钉连接件可以有效地提高结构在压力作用下的刚度;试件1与试件3的底板刚度较为接近,说明后承压板的承压作用对结构弹性刚度的影响较小;试件3的顶板和底板的位移差值远大于其他试件,说明后承压板使结合段截面受力更均匀。各个试件的弹性极限承载力、塑性极限承载力及极限位移如表2所示。

### 3.3 应力变化

钢格室顶底板S1—S4截面(截面位置见图6a)处各测点应变分别取均值后得到的荷载-应变曲线,如图11所示。图11中,  $1 \mu\epsilon = 10^{-6}$ 。从图11可以看出,在相同截面处的顶板应变均显著大于底板应变;顶板和底板的压应变越靠近承压板越大;钢-混结合段混凝土出现压溃时,顶板和底板的应变减小。这说明实际钢-混结合段箱室的顶板传递的轴向压力明显大于底板传递的轴向压力,顶板和底板承受的轴向压力靠近承压板处最大,混凝土在远离钢-混结

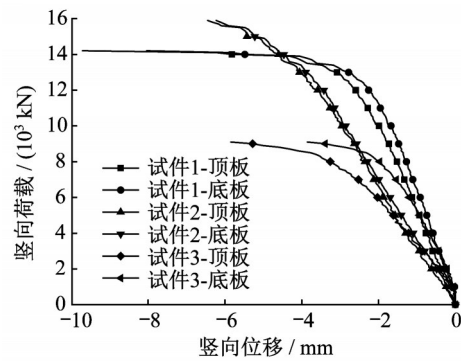


图10 竖向荷载-位移曲线

Fig.10 Vertical load-displacement curve

表2 试验结果

Tab.2 Experimental results

试件编号	弹性极限承载力 $P_E/kN$	塑性极限承载力 $P_U/kN$	极限位移 $S_u/mm$
1	$1.00 \times 10^4$	$1.43 \times 10^4$	8.7
2	$1.20 \times 10^4$	$1.60 \times 10^4$	6.5
3	$6.00 \times 10^3$	$9.30 \times 10^3$	5.8

合段承压板的一端承受的压力最大,与试验中该部位的混凝土先出现压溃现象一致。由于各个试件结构构造的不同,因此在传力特点上各结构构造有所区别。在轴向荷载等级为6 000 kN时,在S1截面上,试件1、试件2和试件3的顶板与底板的压应变比值分别为1.3、1.5和2.6;在S4截面上,试件1、试件2和试件3的顶板与底板的压应变比值分别为1.7、2.1和4.6。可以看出,采用试件1的结构构造时格室顶板和底板的传力更加均匀,采用试件3的结构构造时格室顶板和底板的传力最不均匀。从测试数据还可看出,加载至极限荷载时,试件1顶板和底板均处于弹性状态,试件2顶板的部分测点接近屈服应变,试件3顶板部分的测点已经进入屈服阶段。

钢格室内填充混凝土M2截面(截面位置见图6b)测点C1—C4的荷载-应变曲线如图12所示。从图12可以发现,3个试件在相同截面处的顶板侧混凝土的应变均显著大于底板侧混凝土的应变。对于试件1与试件2,当竖向荷载小于  $1 \times 10^4$  kN时,测点混凝土处于弹性受力状态;当竖向荷载大于等于  $1 \times 10^4$  kN时,测点混凝土开始进入塑性阶段。对于试件3,当竖向荷载大于  $7 \times 10^3$  kN后,顶板侧混凝土测点出现了卸载趋势,而底板侧混凝土测点出现了明显的增幅,说明钢-混结合段受力出现了明显的重分布现象;当竖向荷载达到  $9.3 \times 10^3$  kN时,测点混凝土仍处于弹性受力状态。填充混凝土的荷载-应变曲线特征与试件的荷载-位移曲线一致,说明试件的受力状态主要取决于钢-混结合段

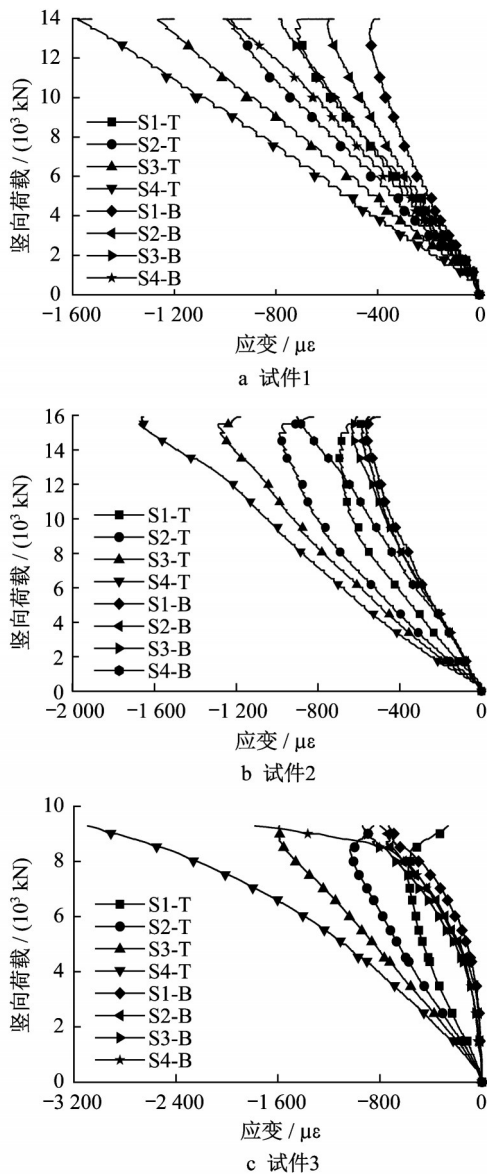


图11 钢格室顶底板测点荷载-应变曲线

Fig.11 Load-strain curves of top and bottom plates of steel cells at measuring points

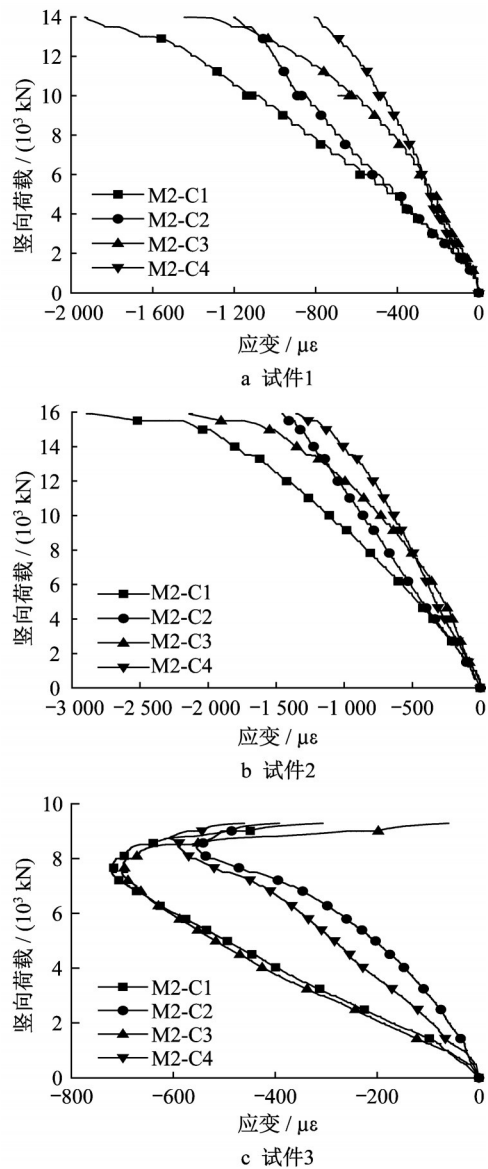


图12 填充混凝土测点荷载-应变曲线

Fig.12 Load-strain curves of filling concrete at measuring points

混凝土的受力状态。

## 4 结果分析

### 4.1 传力机制分析

在不同轴力作用下钢格室顶板及附近混凝土的应变随与后承压板距离的变化如图13所示。从图13可以看出,随着与后承压板距离逐渐增加,钢格室应变均逐渐减小,混凝土应变逐渐增大,说明钢-混凝土结合段中后承压板的“承压”作用与剪力连接件的“传剪”作用能有效地将钢箱梁过渡段承担的轴力传递给混凝土梁过渡段。在轴力较小时,钢格室与混

凝土的应变变化几乎相同;随着轴力的增加,两者应变差值逐渐增大,即两者间的传力需求逐渐增大。

对于试件1与试件2,在荷载作用下,距离后承压板600 mm处的钢格室顶板与附近混凝土的最大应变差值约为500~600  $\mu\epsilon$ ;而对于试件3,两者应变几乎相同,说明后承压板的取消使钢与混凝土的协同作用都通过剪力连接件实现。试件1的混凝土最大应变远大于试件3,说明后承压板的存在能够有效提高混凝土极限承载力。

此外,试件1与试件2的曲线均较为平稳,说明截面应力扩散较为均匀。试件3的曲线斜率变化明显,加载后期,与后承压板距离为225 mm的测点受

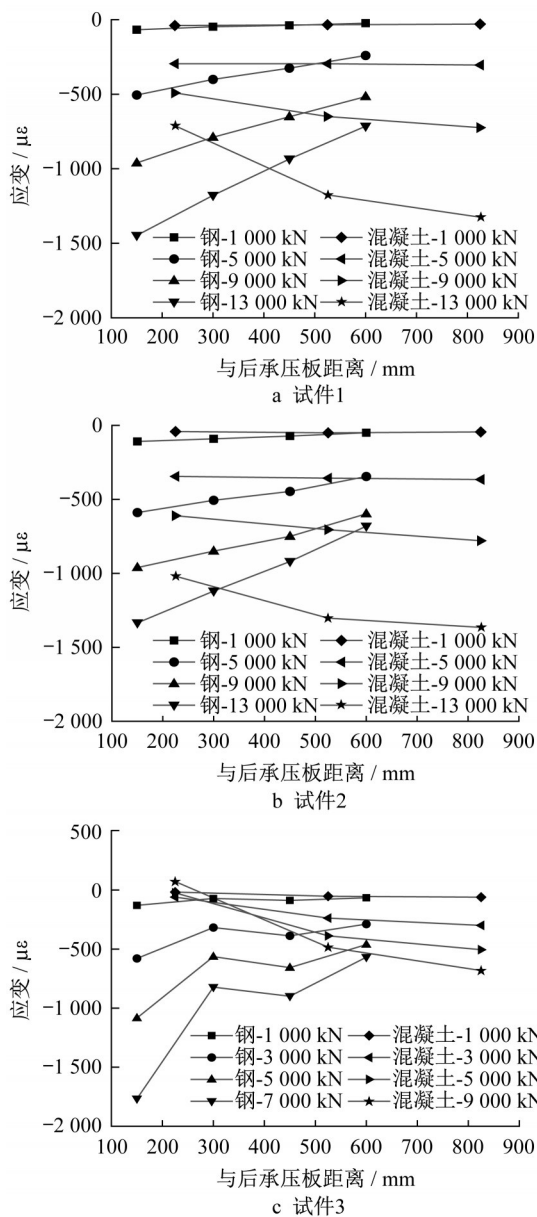


图 13 钢格室顶板及附近混凝土应变随与后承压板距离的变化

Fig.13 Strain variation of top plates of steel cells and its surrounding concrete with distance from back bearing plate

拉应力作用,说明后承压板的存在对于截面的均匀传力有很大影响。

如表 3 所示,进一步对比试件 1 与试件 2 不同荷

表 3 试件 1 与试件 2 钢与混凝土的应变差值

Tab.3 Strain difference between steel and concrete in specimen 1 and specimen 2

竖向荷载/kN	不同与后承压板距离下试件的钢与混凝土的应变差值/ $10^{-9}$							
	300 mm		400 mm		500 mm		600 mm	
	试件 1	试件 2	试件 1	试件 2	试件 1	试件 2	试件 1	试件 2
1 000	10	47	5	32	-1	15	-9	1
5 000	105	159	54	115	1	57	-57	-14
9 000	258	216	114	118	-30	2	-152	-126

载下及不同位置处钢与混凝土的应变差值。可以发现,在弹性阶段 2 个试件的应变十分接近,相差 4~61  $\mu\epsilon$ ,平均差值为 34  $\mu\epsilon$ ,这表明仅设置开孔板连接件与同时设置开孔板连接件与焊钉连接件,在钢与混凝土界面传力过程中发挥的作用十分接近,从而说明焊钉连接件的传力效果较为有限。

#### 4.2 焊钉连接件的作用

从试验结果可以发现,试件 1 与试件 2 的破坏过程几乎相同,并且两者的极限承载力也十分接近。在构件破坏后,构件内的剪力连接件均未破坏,因此结构中剪力连接件的设计较为保守。然而,取消焊钉连接件后,试件 2 的极限承载力比试件 1 的略大,推测是由试件 1 的制作与加载过程中产生的误差而造成的,也可能是试件 1 中的焊钉连接件对混凝土截面有削弱作用以及在焊钉位置的混凝土有应力集中,使得试件 1 中混凝土较试件 2 中混凝土过早损伤。

试件 1 与试件 2 的钢格室 S1—S4 截面顶底板平均应变曲线如图 14 所示。可以发现,试件 1 和试件 2 的结果较为吻合,说明在荷载作用下,仅保留开孔板连接件依然能够实现构件传剪要求,并且剪力连接件的构造与数量对钢格室顶板轴向传力的影响较小。

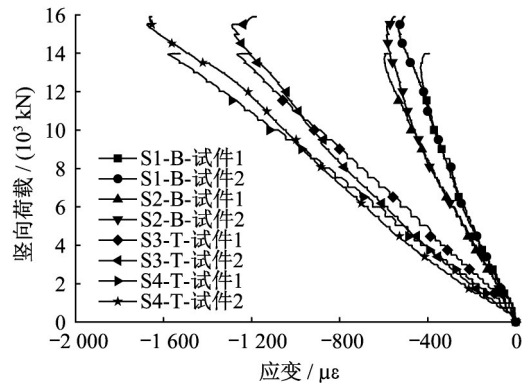


图 14 试件 1 与试件 2 钢格室顶底板荷载-应变曲线  
Fig.14 Load-strain curves of top and bottom plates of steel cells in specimen 1 and specimen 2

进一步分析试件 1 与试件 2 的 J1—J4 截面开孔隔板测点 1、4、5 的荷载-应变曲线,如图 15 所示。可以发现,随着荷载增大,试件 2 的开孔板应变增加速



度比试件1大;当竖向荷载加载至 $1 \times 10^4$  kN时,试件1达到弹性极限状态,开孔板最大压应变约为 $390 \mu\epsilon$ ;试件2开孔板最大压应变约为 $645 \mu\epsilon$ ,较试件1大 $355 \mu\epsilon$ 。这是由于焊钉连接件的取消,使开孔板连接件承担了所有的剪力传递,受力更为不利。即使取消焊钉连接件,在构件破坏时开孔板仍然处于弹性阶段,即开孔板连接件能够满足结构对于传力的要求。

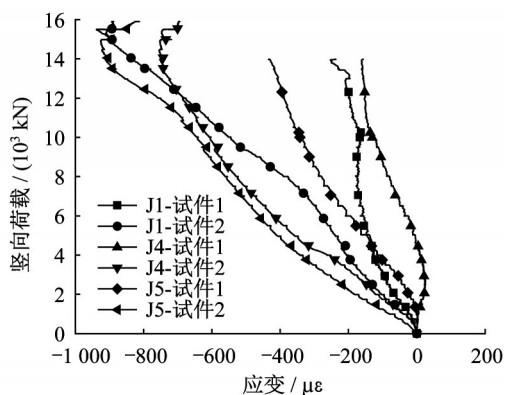


图15 试件1与试件2开孔隔板荷载-应变曲线

Fig.15 Load-strain curves of perforated plates in specimen 1 and specimen 2

从试件1与2的试验结果对比可以看出,焊钉连接件对构件极限承载力的影响较小,即使仅布置开孔板连接件,也能满足结构的受力要求。当同时布置焊钉连接件与开孔板连接件时,开孔板连接件的传剪作用更大。

#### 4.3 后承压板的作用

由试验结果发现,与试件1与试件2相比,试件3的极限承载力大幅降低。由于后承压板“承压”作用的取消,剪力连接件的“传剪”需求大幅提高,因此出现了开孔板连接件的混凝土樵压溃现象。试件3中焊钉连接件仍保持完好,说明其提供的传力作用较为有限。产生上述现象的主要原因是:在同一位置处混合使用开孔板连接件和焊钉连接件时,开孔板的刚度要远大于焊钉的刚度<sup>[14]</sup>,在钢与混凝土相对滑移相同的情况下,开孔板承担的剪力要远大于焊钉承担的剪力,尽管开孔板连接件的抗剪承载力大于焊钉连接件的抗剪承载力,但是开孔板连接件承担的荷载先达到了其抗剪承载力而使得开孔板连接件发生破坏。

试件1与试件3的S1—S4截面钢格室顶底板的荷载-平均应变曲线如图16所示。在弹性阶段,试件3顶板应变增长速度大于试件1,而底板应变增长速

度则小于试件1,说明后承压板的取消使钢格室顶底板受力更加不均匀。在塑性阶段,试件3顶底板应变的增长速度均大于试件1,并且在极限状态下,试件3部分测点的顶板应力达到屈服状态,说明试件3的钢格室承担了更大比例的荷载。

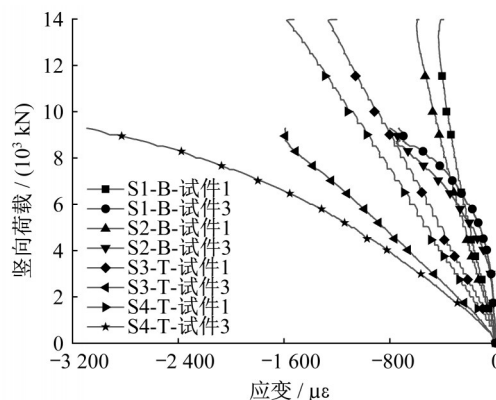


图16 试件1与3钢格室顶底板荷载-应变曲线

Fig.16 Load-strain curves of top and bottom plates of steel cells in specimen 1 and specimen 3

试件1与试件3钢格室填充混凝土M2截面测点C1—C4的荷载-应变曲线如图17所示。在弹性阶段,试件1和试件3的应变增长速度十分接近,但试件3混凝土的极限应变远小于试件1,说明后承压板的存在可以使钢格室中的混凝土处于更为充分的三向受压状态,有效提高混凝土的强度与延性,从而增大钢-混结合段的极限承载力。

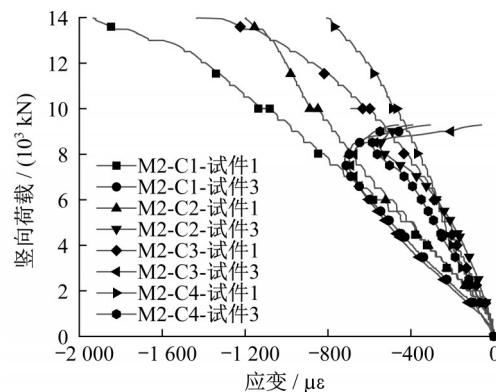


图17 试件1与3填充混凝土荷载-应变曲线

Fig.17 Load-strain curves of filling concrete in specimen 1 and specimen 3

对比试件1~3的试验结果后发现,后承压板是主要的传力构件,在弹性阶段其在承载力中贡献的比例为50%~60%,而在极限承载力中贡献的比例约为35%~42%。

## 5 结论

(1)在1.8倍设计荷载作用下,混合梁刚构桥钢-混结合段处于弹性状态;当轴力为设计荷载的4.65倍,而剪力为设计荷载的1.80倍时,钢-混结合段达到弹性极限状态;当轴力为设计荷载的6.65倍时,钢-混结合段的钢格室填充混凝土压溃,达到破坏状态。钢-混结合段的钢格室在压剪荷载共同作用下,顶板承担的轴力较底板更大。

(2)在轴向压力作用下,随着与后承压板距离的增加,钢格室应变逐渐减小,混凝土应变逐渐增大,钢-混结合段有效地将钢箱梁过渡段承担的轴向压力传递给混凝土梁过渡段。

(3)在轴向压力作用下,焊钉连接件对钢-混结合段极限承载力的影响较小,仅设置开孔板连接件也能满足钢格室壁板与填充混凝土之间的传力要求。

(4)后承压板是钢-混结合段主要的传力构件,在弹性阶段承担50%~60%的轴向压力,在塑性阶段承担35%~42%的轴向压力。后承压板能够明显改善填充混凝土的受力状态,有效改善截面传力均匀性。

### 作者贡献声明:

- 曾明根:论文总体规划,初稿撰写与核对。  
 许桂修:试验实施,结果与理论分析,初稿撰写。  
 林志平:试验实施,初稿撰写。  
 苏庆田:结果与理论分析,初稿撰写与修改。  
 陈德宝:试验实施,结果与理论分析。  
 丁忠亮:试验实施。

### 参考文献:

- [1] 刘玉擎. 混合梁接合部设计技术的发展[J]. 世界桥梁, 2005(4):9.  
 LIU Yuqing. Development of design technique for joint parts of hybrid girder[J]. World Bridges, 2005(4): 9.
- [2] 刘安双,刘雪山,代彤,等. 重庆石板坡长江大桥复线桥钢-混凝土接头设计[J]. 桥梁建设,2007(2):35.  
 LIU Anshuang, LIU Xueshan, DAI Tong, *et al.* Design of steel and concrete joints of double-line bridge of Shibapo Changjiang River Bridge in Chongqing [J]. Bridge Construction, 2007(2): 35.
- [3] 陈开利,王戒躁,安群慧. 舟山桃夭门大桥钢与混凝土结合段模型试验研究[J]. 土木工程学报,2006,39(3):86.  
 CHEN Kaili, WANG Jiezhao, AN Qunhui. Model tests on steel-concrete joining section of main girder of a cable-stayed bridge[J]. China Civil Engineering Journal, 2006,39(3): 86.
- [4] 卫星,李小珍,李俊,等. 钢-混凝土混合结构在大跨度连续刚构桥中的应用[J]. 中国铁道科学,2007(5):43.  
 WEI Xing, LI Xiaozhen, LI Jun, *et al.* Using steel-concrete hybrid structure in long-span continuous rigid frame bridge[J]. China Railway Science, 2007(5):43.
- [5] 张仲先,黄彩萍,党志杰. 混合梁斜拉桥钢混结合段静力试验研究[J]. 华中科技大学学报(自然科学版),2010,38(4):121.  
 ZHANG Zhongxian, HUANG Caiping, DANG Zhijie. Static experiments of steel-concrete composite structure of hybrid cable-stayed bridges [J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2010, 38(4): 121.
- [6] 张仲先,黄彩萍,徐海鹰. 混合梁斜拉桥钢混结合段传力机理研究[J]. 华中科技大学学报(自然科学版),2010,38(5):117.  
 ZHANG Zhongxian, HUANG Caiping, XU Haiying. Force transfer mechanism for steel-concrete composite structures of hybrid cable-stayed bridges[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2010, 38(5): 117.
- [7] 黄彩萍,张仲先,陈开利. 混合梁斜拉桥钢混结合段试验与传力机理研究[J]. 华中科技大学学报(自然科学版),2012,40(1):67.  
 HUANG Caiping, ZHANG Zhongxian, CHEN Kaili. Model test and transfer mechanism of steel-concrete composite structures for hybrid girder cable-stayed bridges[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2012,40(1): 67.
- [8] KIM S E, NGUYEN H T. Evaluation of the connection efficiency of hybrid steel-concrete girder using finite element approach [J]. International Journal of Mechanical Sciences, 2012,61(1):8.
- [9] KIM S E, NGUYEN H T. Finite element modeling and analysis of a hybrid steel-PSC beam connection[J]. Engineering Structures, 2010, 32(9):2557.
- [10] KIM S H, LEE C, AHN J, *et al.* Experimental study on joint of spliced steel-PSC hybrid girder, part I: proposed parallel perfbond rib type joint [J]. Engineering Structures, 2011, 33(8):2382.
- [11] HE Jun, LIU Yuqing, PEI Bingzhi. Experimental study of the steel-concrete connection in hybrid cable-stayed bridges [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2014, 28(3):559.
- [12] 周阳,蒲黔辉,施洲,等. 铁路混合梁斜拉桥钢-混结合段传力及疲劳性能试验研究[J]. 土木工程学报,2015,48(11):77.  
 ZHOU Yang, PU Qianhui, SHI Zhou, *et al.* Study on mechanics behavior and fatigue performance of steel-concrete composite joints of railway hybrid girder canble-stayed bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2015,48(11): 77.
- [13] 秦凤江,周绪红,梁博文,等. 大跨度自锚式悬索桥主梁钢-混结合段模型试验[J]. 中国公路学报,2018,31(9):52.  
 QIN Fengjiang, ZHOU Xuhong, LIANG Bowen, *et al.* Experiment on steel-concrete joint of hybrid girder of a long-span self-anchored suspension bridge [J]. China Journal of Highway and Transport, 2018,31(9): 52.
- [14] 刘荣,余俊林,刘玉擎,等. 鄂东长江大桥混合梁结合段受力分析[J]. 桥梁建设,2010(3):33.  
 LIU Rong, YU Junlin, LIU Yuqing, *et al.* Mechanical analysis of joint sections of hybrid girder of Edong Changjiang River Bridge[J]. Bridge Construction, 2010(3): 33.