

# 混合梁斜拉桥钢—混结合段附近区域梁段刚度和承载能力的合理分布研究

刘凯<sup>1</sup>, 裴炳志<sup>2</sup>, 张门哲<sup>2</sup>, 丁望星<sup>3</sup>, 方志<sup>1</sup>

(1.湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 2.湖北省交通投资集团有限公司;  
3.湖北省交通规划设计院股份有限公司)

**摘要:** 为确定混合梁斜拉桥钢—混结合段附近区域梁段刚度合理分布,以石首长江公路大桥为背景,建立全桥空间杆系模型进行结构整体分析,获得了标准荷载组合下钢—混结合段附近区域混凝土箱梁、钢—混结合段及钢箱梁等不同类型梁段中典型截面的内力;编制截面非线性分析程序计算截面的弯矩—曲率—轴力关系,得到了前述3种不同类型截面的抗弯刚度及极限承载力。结果表明:考虑到运营过程中混凝土箱梁截面可能开裂的影响,混凝土箱梁截面的弹性抗弯刚度宜设计为标准钢箱梁截面的2.0~3.0倍;与前后相邻的混凝土梁和钢箱梁相比,钢格室内灌注混凝土后的钢—混结合段,其截面的刚度和承载力高出较多,使得钢—混结合段附近区域截面刚度、控制点应力及承载力等沿顺桥向的分布存在较明显的突变,而采用格室内不灌注混凝土的纯钢格室钢—混结合段后,截面的刚度、控制点应力及承载力均满足结构的受力需求且沿顺桥向的分布较为平顺,具备更好的工程适应性。

**关键词:** 斜拉桥; 混合梁; 钢—混结合段; 刚度分布; 结构优化

混合梁斜拉桥以其良好的结构受力性能、跨越能力及经济性而成为大跨桥梁结构中极具竞争力的桥型。现有混合梁斜拉桥的主梁均由主跨钢梁+边跨混凝土梁混合而成并在其间设置钢—混结合段。作为混合梁斜拉桥中主跨钢梁与边跨混凝土梁之间至关重要的连接部位,钢—混结合段主要起着传递荷载与变形的作用,其基本要求是传力可靠和刚度过渡平顺。

国内外学者对混合梁斜拉桥钢—混结合段进行了一系列理论和试验研究。Dunai等针对轴压及弯矩作用下钢—混结合段的力学行为进行了试验研究,结果表明:对于钢—混结合段试件,即使加强钢材与混凝土之间的连接,其破坏特征仍为结合段截面上缘混凝土压碎;Kim S.E.等对不同连接件形式的工字型钢板梁与混凝土梁的拼接结合段进行了数值分析及模型试验,结果表明:增大结合段中梁顶、梁底钢板厚度能显著提高截面极限承载力;文武松等对汕头礐石大桥进行了1:2的缩尺模型试验,测试了结合段钢箱梁与混凝土箱梁的应力及应变,结果表明:钢—混结合段的破坏主要体现为弯曲破坏,剪力并不是结合面破坏的关

键因素;陈开利等对舟山桃夭门大桥上的钢—混结合段进行了缩尺模型试验和有限元分析,结果表明:在1.7倍最大轴力组合、最大剪力组合及最大弯矩组合荷载作用下,结构各测试部位仍处于弹性工作状态;蒋永红通过有限元分析研究了混凝土填充量、钢格室加劲肋尺寸等参数对钢—混结合段受力性能的影响,结果表明:增加钢—混结合段混凝土的填充量,会使箱体内部拉应力区域扩大,不利于连接界面的受力;张仲先等对南昌英雄大桥钢—混结合段进行了模型试验,结果表明:在1.4倍设计极限荷载作用下,钢—混结合段具有足够的承载力,但其底板和腹板应力在承压板附近变化较大。

目前相关桥梁规范中,对混合梁斜拉桥钢—混结合段设计的条文规定尚不完善,且钢—混结合段构造和传力机制较为复杂,为保证结构破坏不首先出现在结合段,一般对钢—混结合段均偏安全地进行设计,由此可能导致混合梁斜拉桥主梁在钢—混结合段处发生刚度突变而产生应力集中,结构受力反而达不到设计预期要求,因此对钢—混结合段附近区域梁段刚度的

收稿日期:2019-07-07(修改稿)

基金项目:交通运输部交通运输行业重点科技项目(编号:2018-MS1-017)

作者简介:刘凯,男,硕士研究生,E-mail:1049915095@qq.com

合理分布进行研究具有意义。

该文以石首长江公路大桥为背景,建立全桥空间杆系模型进行结构整体分析获得钢—混结合段附近区域梁段各典型截面的内力,编制非线性分析程序获得各典型截面的弯矩—曲率—轴力关系,由此得到各梁段的刚度分布和承载能力,并据此对钢—混结合段的设计状况进行评估和修改,以期获得受力更为合理的梁段刚度分布。

## 1 钢—混结合段附近区域梁段内力分析

### 1.1 工程概况

石首长江公路大桥是一座主跨 820 m 的双塔不

对称混合梁斜拉桥,其总体布置见图 1。其中北边跨采用 C55 预应力混凝土箱梁,长 251.5 m,其内普通钢筋采用 HRB400,纵向预应力筋采用直径为 50 mm 的精轧螺纹钢筋;中跨和南边跨采用 Q345D 钢箱梁,长 1191.5 m;钢—混结合面位于距北塔 26.5 m 处。

选取图 2 所示钢—混结合段附近区域 10.66 m 长主梁梁段(4.66 m 混凝土梁段+2 m 钢—混结合段+2 m 钢箱梁加强段+2 m 钢箱梁)进行受力分析,其局部坐标系定义如图 2 所示。其中钢—混结合段采用带 PBL 剪力键的有格室后承压板式构造方案;钢箱梁加强段采用在标准钢箱梁 U 肋中间加设变高度 T 形加劲的构造形式。不同梁段的截面构造如图 3 所示,其中 C、SC 和 S 分别表示混凝土箱梁段、钢—混结合段及钢箱梁段截面。

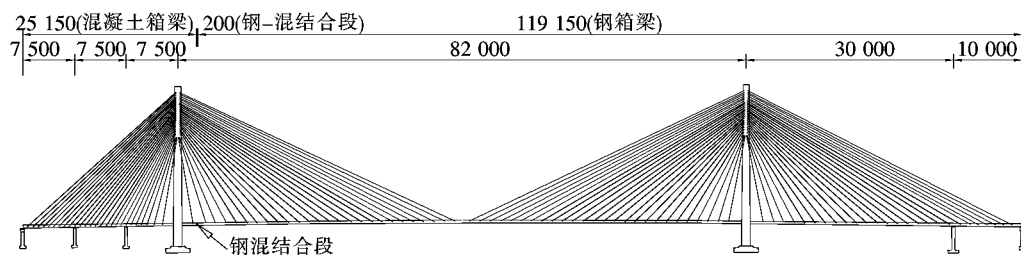


图 1 石首长江公路大桥总体布置(单位:cm)

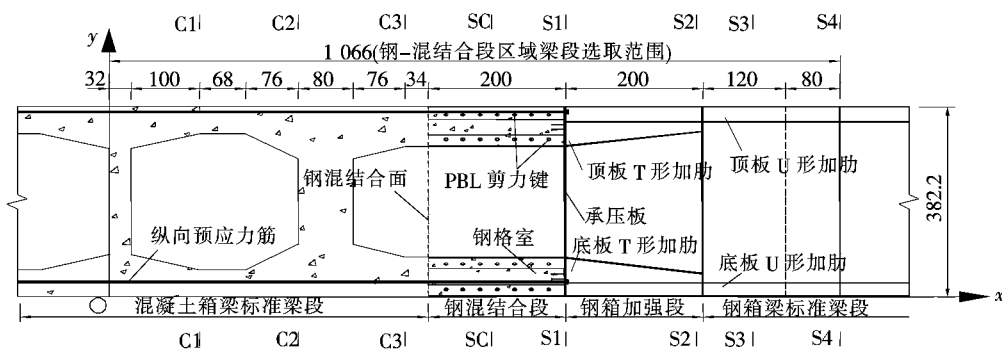


图 2 钢—混结合段附近区域梁段纵断面(单位:cm)

### 1.2 钢—混结合段附近区域梁段内力结果

采用 Midas Civil 有限元软件建立石首长江公路大桥的全桥空间杆系模型进行结构整体分析,得到标准荷载组合下图 2 所示梁段各截面内力见表 1。

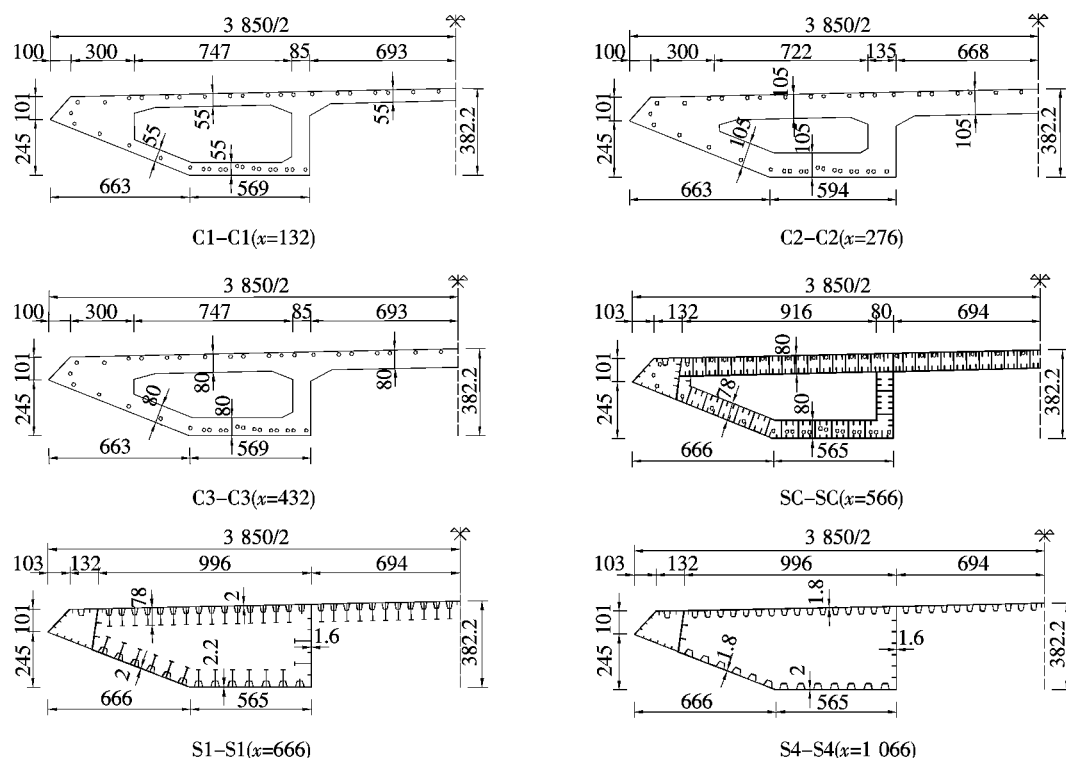
由表 1 可知:钢—混结合段附近区域梁段剪力均较小,轴力和弯矩均较大,但各截面轴力基本一致,因此在后续截面非线性分析时主要考虑弯矩和轴力的相互作用,分析时截面轴力统一取位于 C1 截面的最大值 142 635 kN。

## 2 钢—混结合段附近区域梁段截面非线性分析

该文采用有限条带法编制截面非线性程序,对钢—混结合段附近区域梁段各截面进行全过程分析,得到各典型截面的弯矩—曲率—轴力关系,并据此获得截面的刚度和抗弯承载能力。

### 2.1 基本假定

截面非线性分析时采用如下假定:



注:图中○代表预应力螺纹钢筋。

图 3 钢-混结合段附近区域梁段横断面(单位:cm)

表 1 钢-混结合段附近区域梁段各截面内力结果

截面编号	轴力/ kN	剪力/ kN	弯矩/ (kN·m)
混凝土箱梁截面 C1	142 635	-3 548	102 683
混凝土箱梁截面 C2	142 571	-1 501	108 912
混凝土箱梁截面 C3	142 605	2 689	108 131
钢-混结合段截面 SC	142 499	8 528	106 299
钢箱梁加强段截面 S1	142 489	6 551	99 977
钢箱梁加强段截面 S2	142 479	7 373	87 437
钢箱梁截面 S3	142 477	7 927	80 204
钢箱梁截面 S4	142 473	8 147	67 532

(1) 截面变形后仍保持为平面,截面沿梁高度的应变为直线分布。

(2) 钢筋和钢材与周边混凝土完全黏结,不计相对滑移。

(3) 忽略截面剪切变形的影响。

## 2.2 材料本构关系

### 2.2.1 混凝土的本构关系

混凝土的应力-应变关系由式(1)、(2)确定。

受压应力-应变关系:

$$\sigma_c = \begin{cases} \left[ 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right] f_c & 0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{c0} \\ f_c & \epsilon_{c0} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (1)$$

式中: $\sigma_c$ 、 $\epsilon_c$  分别为混凝土的压应力和压应变; $f_c$ 、 $\epsilon_{c0}$  和  $\epsilon_{cu}$  分别为混凝土的棱柱体抗压强度、峰值压应变和极限压应变,对 C55 混凝土,取  $f_c = 35.5 \text{ MPa}$ 、 $\epsilon_{c0} = 2\ 025 \mu\epsilon$ 、 $\epsilon_{cu} = 3\ 250 \mu\epsilon$ 。

受拉应力-应变关系:

$$\sigma_t = \begin{cases} \left[ 1.2 \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{t0}} - 0.2 \left( \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{t0}} \right)^6 \right] f_t & 0 < \epsilon_t \leq \epsilon_{t0} \\ \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{t0}} \frac{f_t}{\alpha_t \left( \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{t0}} - 1 \right)^{1.7} + \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{t0}}} & \epsilon_{t0} < \epsilon_t \leq \epsilon_{tu} \end{cases} \quad (2)$$

且有: $\alpha_t = 0.312 f_t^2$ ,  $\epsilon_{t0} = f_t / E_c$ ,  $\epsilon_{tu} = 2\epsilon_{t0}$ 。

式中: $\sigma_t$ 、 $\epsilon_t$  分别为混凝土的拉应力和拉应变; $f_t$ 、 $\epsilon_{t0}$ 、 $\epsilon_{tu}$  和  $E_c$  分别为混凝土的轴心抗拉强度、峰值拉应变、极限拉应变和弹性模量,对 C55 混凝土,取  $f_t = 2.74 \text{ MPa}$ 、 $E_c = 3.55 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。

### 2.2.2 钢材、普通钢筋及预应力钢筋的本构关系

钢材及普通钢筋本构均采用理想弹塑性模型,并按式(3)计算。

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & 0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (3)$$

式中:  $\sigma_s$ 、 $\varepsilon_s$  分别为钢材及普通钢筋的应力、应变;  $f_y$ 、 $\varepsilon_y$  分别为钢材及普通钢筋的屈服应力和屈服应变;  $E_s$  为钢材弹性模量, 其中钢材取为  $2.06 \times 10^5$  MPa, 普通钢筋取为  $2.0 \times 10^5$  MPa。

预应力筋本构采用弹性-强化模型, 并按式(4)计算。

$$\sigma_p = \begin{cases} E_p \varepsilon_p & 0 < \varepsilon_p \leq \varepsilon_{py} \\ f_{py} + E_{p2} (\varepsilon_p - \varepsilon_{py}) & \varepsilon_{py} < \varepsilon_p \leq \varepsilon_{pu} \end{cases} \quad (4)$$

式中:  $\sigma_p$ 、 $\varepsilon_p$  分别为预应力钢筋的应力和应变;  $f_{py}$ 、 $\varepsilon_{py}$  分别为预应力钢筋的屈服应力和屈服应变;  $E_p$  为预应力钢筋弹性模量, 精轧螺纹钢取为  $2.0 \times 10^5$  MPa,  $E_{p2}$  为强化阶段预应力钢筋弹性模量, 取  $E_{p2} = 0.01E_p$ , 极限拉应变  $\varepsilon_{pu}$  取为 10 000  $\mu\varepsilon$ 。

为方便确定结构的安全系数, 非线性分析中材料的强度均按规范取相应的标准值, 内力组合亦取相应的标准组合。

## 2.3 分析方法

### 2.3.1 分析步骤

截面弯矩-曲率-轴力关系全过程曲线的计算步骤如下:

(1) 输入截面标准荷载组合轴力  $N_a$ , 计算预应力产生的偏心弯矩  $M_p$  (对于钢箱梁截面, 取  $M_p = 0$ ), 由  $N_a$  及  $M_p$  计算截面初曲率  $\varphi_0$  及初应变  $\varepsilon_0$ 。

(2) 给定截面曲率值  $\varphi_i = \varphi_{i-1} + \Delta\varphi$ 。

(3) 假定截面受压区高度初值  $x_i$ , 由  $\varphi_i$ 、 $x_i$  求混凝土、钢材或普通钢筋及预应力钢筋各条带的应变增量, 然后将其与初应变  $\varepsilon_0$  迭加, 得到全截面各条带的应变  $\varepsilon$ 。

(4) 根据混凝土、钢材或普通钢筋及预应力钢筋的本构关系, 确定与应变  $\varepsilon$  相对应各条带的应力值  $\sigma$ 。

(5) 根据各条带的应力值  $\sigma$  计算截面的轴力  $N_k$ , 若  $\Delta N = |N_k - N_a|$  不满足迭代的收敛条件, 则修改  $x_i$ , 重复步骤(3)~(5), 直至满足条件。

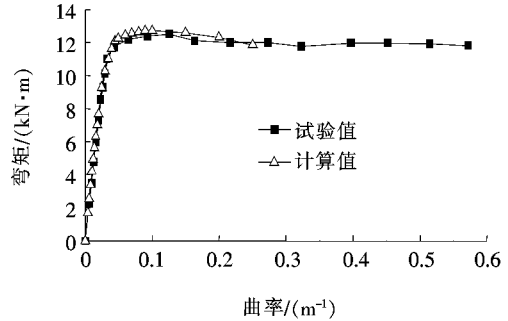
(6) 根据截面的弯矩平衡方程求得  $\varphi_i$ 、 $x_i$  所对应的弯矩  $M$ 。

(7) 循环步骤(1)~(6), 直至截面破坏, 即梁顶缘混凝土压碎或者钢材达到极限应变后终止计算, 得到截面的弯矩-曲率-轴力关系曲线。

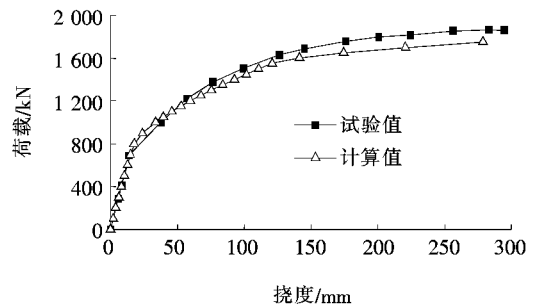
### 2.3.2 程序验证

考虑到钢-混结合段附近区域梁段压弯的受力特点及截面形式的多样性, 以压弯方钢管混凝土柱和预

应力混凝土简支箱梁为算例, 将程序计算结果与相应试验结果进行对比, 验证分析方法及所编程序的正确性。结果如图4所示。



(a) 压弯方钢管混凝土柱  $M-\varphi-N$  曲线



(b) 预应力混凝土简支箱梁  $P-\Delta$  曲线

图4 分析和试验结果对比

由图4可知: 该文分析结果与试验结果吻合良好, 验证了方法和程序的正确性。

### 2.3.3 截面弯矩-曲率-轴力关系

基于程序分析结果, 得到了钢-混结合段附近区域梁段各典型截面的弯矩-曲率-轴力关系曲线, 如图5所示。

从图5可以看出:

(1) 对于混凝土梁段, C1 截面为梁段标准截面, C2 截面为梁段加强截面, C3 截面为与钢-混结合段相邻的梁段截面, 具体构造如图2(b)所示。混凝土开裂前, 截面弯矩与曲率呈线性变化, C1、C2 及 C3 截面开裂点基本相同。弹塑性阶段, 截面刚度逐渐降低, C2、C3 截面屈服弯矩分别为 C1 截面的 103% 和 106%。截面钢筋屈服后, 截面曲率迅速增大, 弯矩基本不增加, 直至截面上缘混凝土压碎, C2、C3 截面极限弯矩分别为 C1 截面的 105% 和 107%。

(2) 对于格室内灌注混凝土的钢-混结合段截面 SC, 截面开裂点割线刚度为  $3.788 \times 10^9$  kN·m<sup>2</sup>; 由于钢格室的存在, 钢材占比大, 使得截面混凝土开裂后, 弯矩-曲率-轴力关系曲线转折不明显; 钢材屈服后,

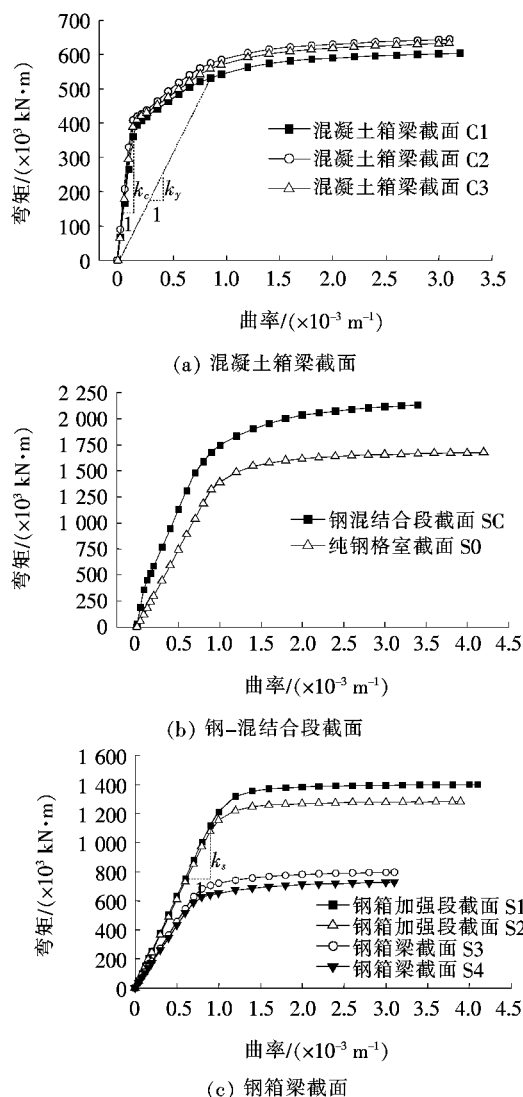


图 5 各典型截面弯矩—曲率—轴力关系曲线

曲线出现明显转折,弯矩缓慢增大,直至截面上缘混凝土

土压碎。对于格室内未灌注混凝土的纯钢格室钢—混凝土结合段截面 S0,其截面弹性阶段抗弯刚度为  $1.467 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ ,为 SC 截面的 38.7%;其截面极限弯矩为 SC 截面的 78.9%。

(3) 对于钢箱梁段,弯矩—曲率—轴力关系曲线可划分为弹性和屈服后两个阶段:弹性阶段,弯矩与曲率呈线弹性关系,S1 截面弹性阶段抗弯刚度为  $1.255 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ ,为 S4 截面的 146%;屈服后阶段,钢箱梁塑性区域迅速增大,弯矩基本不再增大,仅曲率增大直至截面钢材达到极限应变 0.01,S1 截面极限弯矩为 S4 截面的 193%。

### 3 钢—混凝土结合段附近区域梁段刚度分布

依据钢—混凝土结合段钢格室内是否灌注混凝土,将结合段的构造分为方案 1、2。两种方案仅结合段构造存在差别,与之相邻的混凝土箱梁和钢箱梁构造不变。

#### 3.1 梁段弹性刚度分布

由表 1 可知:标准荷载组合下,混凝土箱梁及钢—混凝土结合段截面的最大弯矩均小于截面开裂弯矩,钢箱梁截面的最大弯矩小于截面屈服弯矩,梁段处于弹性工作状态。混凝土箱梁及钢—混凝土结合段截面的弹性抗弯刚度取相应弯矩—曲率曲线上开裂点处的割线刚度  $k_c$ ,钢箱梁截面取相应弯矩—曲率曲线上屈服点处的割线刚度  $k_s$ ,如图 5 所示。

定义截面抗弯刚度比为各截面抗弯刚度与标准钢箱梁截面 S4 抗弯刚度的比值,计算结果如表 2 及图 6 所示,图中横坐标按图 2 中的局部坐标系取值。

表 2 截面弹性阶段抗弯刚度及刚度比

截面编号	刚度/ ( $\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ )	刚度比	截面编号	刚度/ ( $\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ )	刚度比
混凝土箱梁截面 C1	2 332	2.72	钢箱梁加强段截面 S1	1 255	1.46
混凝土箱梁截面 C2	2 793	3.25	钢箱梁加强段截面 S2	1 215	1.42
混凝土箱梁截面 C3	2 597	3.03	钢箱梁截面 S3	905	1.05
			钢箱梁截面 S4	858	1.00
钢—混凝土结合段截面 SC	3 788	4.41	纯钢格式截面 S0	1 467	1.76

由图 6 可知:格室内灌注混凝土后的钢—混凝土结合段(方案 1),其截面的刚度比为 4.41,远较刚度比为 3.03 的相邻混凝土箱梁截面 C3 和刚度比为 1.46 的相邻钢箱梁加强段截面 C1 高,局部形成较明显的刚度

突变。格室内未灌注混凝土的纯钢格室钢—混凝土结合段(方案 2),其截面的刚度比减小为 1.76,刚度突变明显减缓。

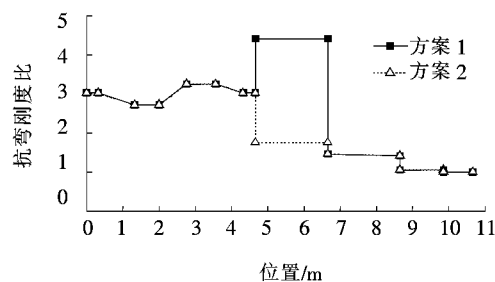


图6 钢-混结合段附近区域梁段截面弹性抗弯刚度比

表3 钢-混结合段附近区域梁段截面开裂后抗弯刚度及刚度比

截面编号	刚度/ ( $\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ )	刚度比	截面编号	刚度/ ( $\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ )	刚度比
混凝土箱梁截面 C1	1 484	1.72	混凝土箱梁截面 C2	1 755	2.05
混凝土箱梁截面 C3	1 650	1.92	钢-混结合段截面 SC	2 909	3.39

的64%,格室内灌注混凝土的钢-混结合段(方案1)开裂后截面抗弯刚度退化为弹性抗弯刚度的77%。

考虑截面混凝土开裂后的抗弯刚度比分布如图7所示。

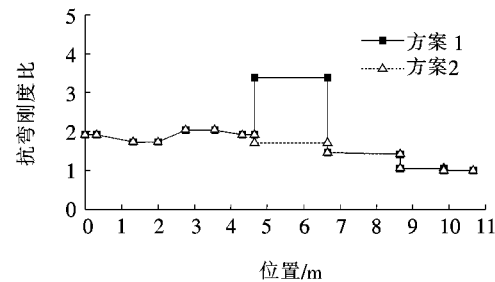


图7 钢-混结合段附近区域梁段截面开裂后抗弯刚度比

由图7可知:开裂后混凝土箱梁截面的抗弯刚度比降为2.0左右,仅比格室内未灌注混凝土的纯钢格室钢-混结合段(方案2)截面S0的抗弯刚度大12%。因此,考虑到运营过程中混凝土箱梁截面可能开裂的影响,混凝土箱梁截面的弹性抗弯刚度宜设计为标准钢箱梁的2.0~3.0倍。

### 3.3 截面抗弯承载能力

利用 Midas Civil 有限元软件,分别对两种方案进行静力性能分析,其标准荷载组合下各截面的弯矩分布如图8所示。由于方案2的钢-混结合段自重减小,使得结合段附近区域梁段斜拉索索力相应减小,截面弯矩亦相应有所降低。

定义截面承载力安全系数为各截面抗弯极限承载力与标准荷载组合下弯矩作用效应的比值,可得钢-混结合段附近区域梁段各截面的抗弯承载力安全系数

### 3.2 梁段开裂后抗弯刚度分布

为评价混凝土箱梁截面及钢-混结合段截面混凝土开裂后截面抗弯刚度的变化,开裂后截面的抗弯刚度代表值取图5所示弯矩-曲率-轴力关系曲线上开裂点处割线刚度 $k_c$ 与屈服点处割线刚度 $k_y$ 的平均值,结果如表3所示。

由表3可知:裂缝的出现使得其截面被削弱,导致混凝土箱梁开裂后截面抗弯刚度退化为弹性抗弯刚度

分布如图9所示。

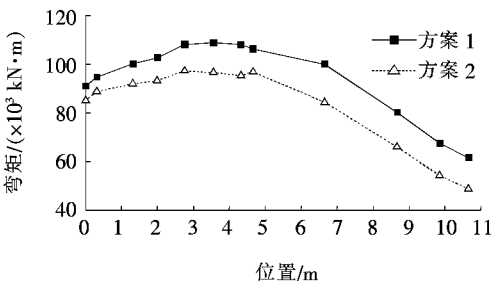


图8 承载力极限状态梁段弯矩包络图

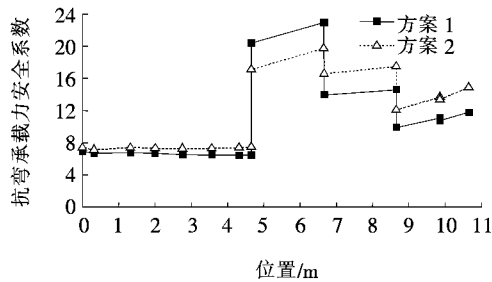


图9 钢-混结合段附近区域梁段截面抗弯承载力安全系数

由图9可见:两种结合段方案下各截面的抗弯承载力均具有足够的安全储备,安全储备最低的混凝土箱梁截面,其安全系数亦超过6.0;安全储备最高的钢-混结合段截面,方案1下其安全系数超过20,方案2也超过17;钢箱梁截面介于混凝土箱梁和钢-混结合段之间。

### 3.4 正常使用阶段的应力水平

定义截面应力强度比为截面最大应力与相应材料强度标准值之比。标准荷载组合下各截面梁顶和梁底位置处的应力强度比分布如图10所示。

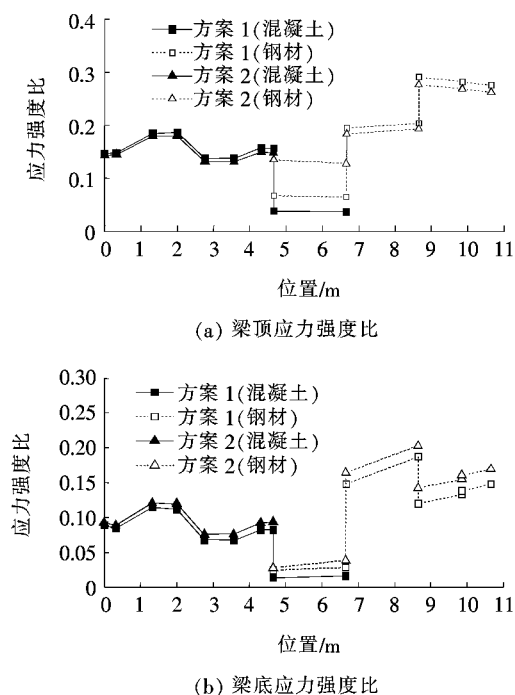


图 10 钢—混结合段附近区域梁段截面应力强度比

由图 10 可见:标准组合下,两种方案混凝土箱梁和钢箱梁截面的应力强度比相近,梁顶在 0.13~0.30 之间,梁底在 0.08~0.21 之间,均高于结合段截面的 0.02~0.14。此外,钢—混结合段内混凝土的应力强度比最大仅为 0.04,即结合段内所灌注混凝土的应力水平很低,作用较小。

#### 4 结论

以石首长江公路大桥为背景,对混合梁斜拉桥钢—混结合段附近区域梁段的刚度、承载能力及应力分布进行了分析比较,基于分析结果,得到以下结论:

(1) 考虑到运营过程中混凝土箱梁截面可能开裂的影响,混凝土箱梁截面弹性抗弯刚度宜设计为标准钢箱梁截面的 2.0~3.0 倍。

(2) 就所分析的情形而言,钢—混结合段格室内灌注混凝土后,其截面刚度和抗弯承载能力远高于、应力水平远低于相邻的混凝土箱梁和钢箱梁,其分布形成明显的突变,去除格室混凝土后的钢—混结合段,其受力性能与相邻的混凝土箱梁和钢箱梁更加匹配协

调,且施工更为便捷,具备更好的工程适应性。

#### 参考文献:

- [1] 陈开利,余天庆,习刚.混合梁斜拉桥的发展与展望[J].桥梁建设,2005(2).
- [2] Hui M C H, Wong C K P. Stonecutters Bridge—Durability, Maintenance and Safety Considerations[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2009, 5(3): 229—243.
- [3] Dunai L, Fukumoto Y, Ohtani Y. Behaviour of Steel-to-Concrete Connections under Combined Axial Force and Cyclic Bending[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 36(2): 121—147.
- [4] 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—23.
- [5] 文武松,汪双炎,王邦楣.混合型斜拉桥连接部位的传力研究[J].桥梁建设,1997(3).
- [6] 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(3).
- [7] 蒋永红.混合梁斜拉桥结合段刚度匹配的研究[D].湖北工业大学硕士学位论文,2006.
- [8] 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(4).
- [9] 刘新华,王建国,赖淑标.大跨混合体系斜拉桥钢混结合段设计与试验分析[J].中外公路,2017(5).
- [10] 吕西林.钢筋混凝土结构非线性有限元理论与应用[M].上海:同济大学出版社,1996.
- [11] 过镇海,时旭东.钢筋混凝土原理和分析[M].3版.北京:清华大学出版社,2013.
- [12] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
- [13] JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [14] JTG D64—2015 公路钢结构桥梁设计规范[S].
- [15] Nakahara H. Elasto—Plastic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam—Columns under a Constant Gravity Load and Cyclic Bending Moment[J]. Research Reports, 1999, 41: 87—93.
- [16] 方志,汪建群,何鑫,等.预应力混凝土简支箱梁受力性能足尺模型试验[J].中国公路学报,2011(6).