

体外索钢箱-混凝土组合梁力学性能研究

张南¹ 洪英维²

(1 南京工业大学 江苏南京 210009 2 江西省交通设计院 江西南昌 330002)

摘要:对一种新型的体外索钢箱-混凝土组合梁与普通的钢箱-混凝土组合梁进行对比试验,研究这两种钢箱-混凝土组合梁受力过程中的应变分布、界面滑移、刚度、极限强度等力学性能的差异。试验证实,体外索钢箱-混凝土组合梁比普通的钢箱-混凝土组合梁的刚度提高54.15%,极限强度提高27.72%。由于体外索的作用,减少了钢箱-混凝土组合梁的脆性破坏程度,提高了结构的强度与刚度,使钢箱-混凝土组合梁的应变分布和增长更为合理。因此,体外索钢箱-混凝土组合梁具有更好的力学性能。试验表明,截面应变沿宽度方向呈非线性分布,剪力滞效应随荷载的增加而变化,并不是常量。研究还发现,体外索应力与混凝土翼板最大压应变有密切的关系。在试验研究基础上,建立了截面非线性分析模型和体外索钢箱-混凝土组合梁极限强度计算公式,计算的极限强度与试验结果符合很好,这为体外索钢箱-混凝土组合梁极限强度的理论分析和工程实际应用提供了有意义的参考和研究途径。

关键词:体外索 钢箱-混凝土组合梁 力学性能

引言

钢-混凝土组合梁合理发挥了钢材抗拉强度高和混凝土抗压强度高的优点,近几十年在建筑工程与桥梁工程的应用中发展很快。对于普通工字型钢梁与混凝土板组合梁,国内外的应用与研究都较为广泛深入,并已有相应的设计规范。由于钢箱-混凝土组合梁的抗弯、抗扭性能好,在降低梁高、减轻结构自重、增大跨度、施工快捷不中断交通等方面具有综合的经济效益。因此,它在城市大跨桥梁结构中已得到较多的应用,并有一定深度的研究^[1-8]。

然而,随着桥梁结构跨度的进一步增大,钢箱-混凝土组合梁的刚度与强度则不能满足进一步承载的要求。体外预应力技术近几十年在桥梁工程中已获得了较大规模的发展^[9-10],但目前对于体外预应力钢箱-混凝土组合桥梁结构受力性能的研究与应用还少有报道。本论文提出一种新型的体外索钢箱-混凝土组合梁,并进行试验研究与理论分析,旨在进一步改善和提高钢箱-混凝土组合桥梁的结构性能,着重研究体外索对钢箱-混凝土组合梁刚度与强度的提高作用,使之合理经济地应用到更大跨度的桥梁结构中。在试验研究的基础上,建立了极限强度计算公式,以

便将研究成果应用到工程实际中。

1 试验模型与加载

试验采用一根普通钢箱-混凝土组合简支梁(SBC-1)和一根体外索钢箱-混凝土组合简支梁(SBC-2)进行对比试验,模型尺寸参照钢箱-混凝土组合桥梁实际尺寸,按比例缩小设计。钢箱上下翼缘板厚度为6mm,腹板厚度为5mm,横隔板厚度为10mm。体外索用 $\phi 5$ 高强钢丝制作。混凝土和钢材的材料性能试验结果见表1和表2,试验梁具体尺寸见图1,破坏情况见图2和图3。

表1 混凝土力学性能

试验梁	立方体抗压强度 $f_{cu}(\text{MPa})$	轴心抗压强度 $f_c(\text{MPa})$	弹性模量 $E_c(\times 10^4 \text{MPa})$
SBC-1	67.19	51.06	3.83
SBC-2	59.93	45.55	3.60

表2 钢材力学性能

钢材类型	屈服强度 $f_y(\text{MPa})$	极限强度 $f_u(\text{MPa})$	弹性模量 $E_s(\times 10^5 \text{MP})$
5mm钢板	406.9	503.1	1.93
6mm钢板	314.1	418.5	1.92
10mm钢板	303.3	413.3	1.91
$\phi 8$ 钢筋	258.6	445.6	1.88
$\phi 5$ 钢丝	1256.9	1694.3	1.97

本文获第三届欧维姆优秀预应力论文奖三等奖(原载《土木工程学报》2006, No. 12)

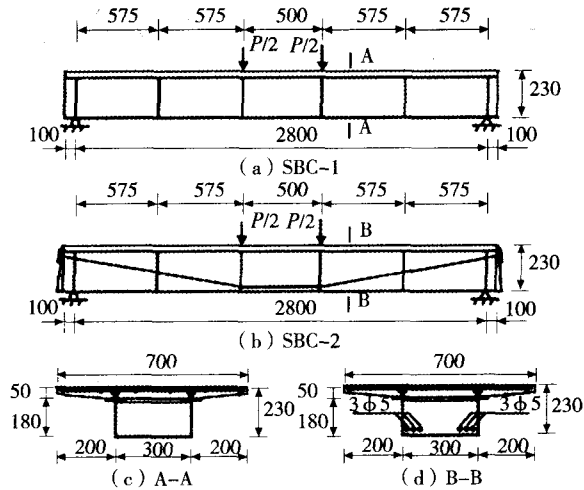


图1 试验梁示意图

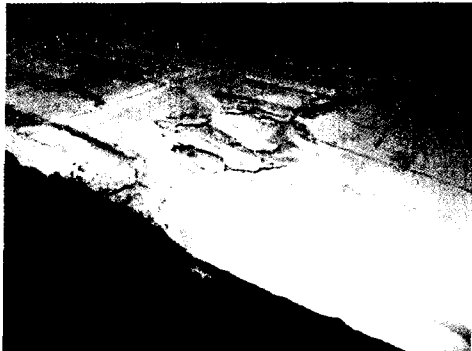


图2 SBC-1混凝土翼缘板破坏



图3 SBC-2混凝土翼缘板破坏

对比两根梁的破坏情况可观察到, 钢箱-混凝土组合简支梁(SBC-1)的混凝土翼缘板破坏程度较大且集中, 而体外索钢箱-混凝土组合简支梁(SBC-2)的混凝土翼缘板破坏程度相对较小且分散。这体现出当钢箱受拉屈服后, 由于体外索的作用而使得钢箱-混凝土组合梁的破坏过程趋于平缓, 减少了脆性破坏程度, 这是桥梁工程结构所需要的力学性能, 也正是施加了体外索的优越性之一。在下面的荷载-位移曲线分析及

截面应变增长分析中可以进一步得到这个结论。

2 试验结果及分析

2.1 荷载-位移曲线

采用逐级施加荷载, 测得各级荷载下试验梁的跨中位移, 得到荷载-跨中位移曲线如图4所示。从图4可见, 施加体外索后, 钢箱-混凝土组合简支梁的刚度与强度都得到了很大程度的提高。钢箱-混凝土组合简支梁(SBC-1)的极限荷载为320kN, 而体外索钢箱-混凝土组合简支梁(SBC-2)的极限荷载达到408.7kN, 施加体外索后极限强度提高了27.72%。钢箱-混凝土组合简支梁(SBC-1)对应于极限荷载320kN的位移为30.16mm, 而体外索钢箱-混凝土组合简支梁(SBC-2)对应于320kN的位移仅为13.83mm, 施加体外索后刚度增加了54.15%, 此时, 体外索钢箱-混凝土组合简支梁(SBC-2)仍处于弹性阶段。由此可见, 体外索对于钢箱-混凝土组合简支梁结构性能的提高作用非常显著。

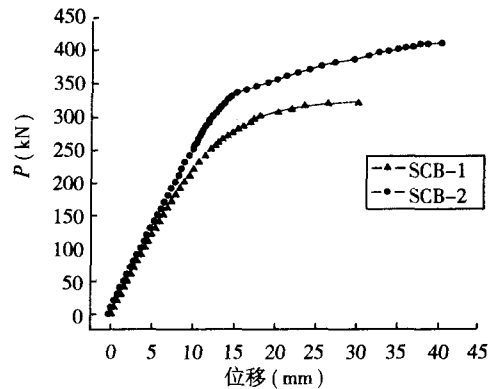


图4 荷载-跨中位移曲线

2.2 截面应变

试验过程中测得试验梁SBC-1和SBC-2在破坏截面处的应变分布情况, 见图5~图9所示。

比较图5和图6, 可看到平截面假定基本成立。当钢箱腹板底缘拉应变进入弹塑性阶段后, 钢箱腹板塑性区逐渐向上发展。由于体外索的作用, SBC-2钢箱腹板塑性区的发展过程慢于SBC-1, 截面变形也小于SBC-1。图7给出了当SBC-1达到其极限荷载320kN时, 不加体外索的SBC-1和施加体外索的SBC-2截面应变变的比较。从图7清楚可见, 施加了体外索后在相同荷载下截面应变减少的程度, 这就很大程度地提高了截面的承载力。

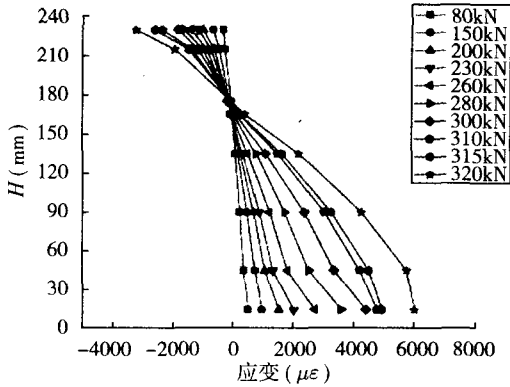


图5 SBC-1沿截面高度的应变分布

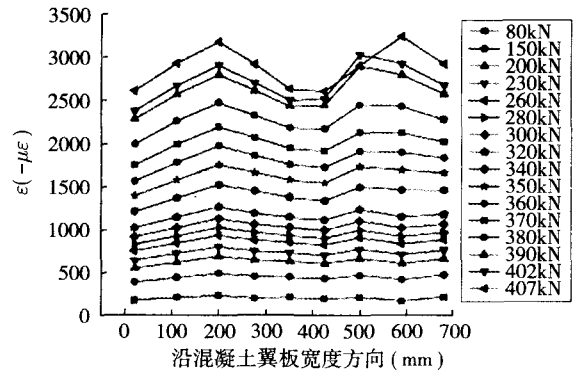


图9 SBC-2混凝土翼板应变分布

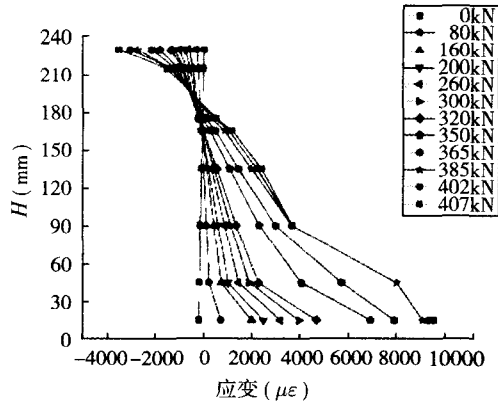


图6 SBC-2沿截面高度的应变分布

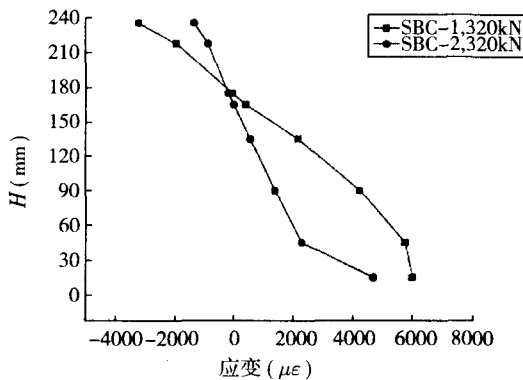


图7 相同荷载下沿截面高度的应变分布

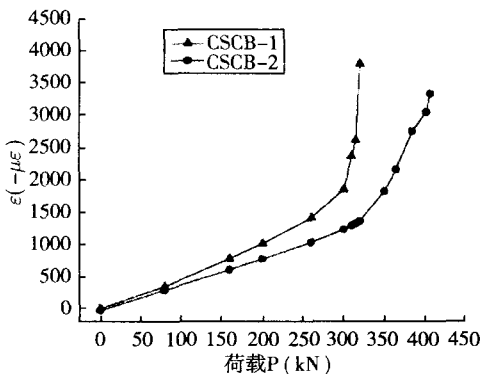


图8 混凝土板上缘压应变增长

试验中观测到，混凝土板上缘的压应变是这类钢箱-混凝土组合梁极限强度的主要控制因素。两根试验梁都是因混凝土板压坏而达到极限强度。因此，将体外索对破坏截面处混凝土板上缘压应变的作用进行了比较，见表3。从表3可见，施加了体外索的SBC-2混凝土板上缘压应变减少程度随荷载增加而逐渐增加，对应SBC-1达到其极限荷载320kN时，混凝土板上缘压应变减少百分比达到58.00%。图8给出了两根试验梁混凝土板上缘压应变的增长情况，清楚地看到SBC-2的压应变增长小于SBC-1的压应变增长。进入屈服阶段后，SBC-1的应变增长率大于SBC-2的应变增长率，这导致了SBC-1的破坏呈现脆性特征；而SBC-2的应变增长率相对较低，减少了脆性破坏程度。这些正是施加了体外索后的显著有利效果。

表3 体外索对破坏截面处混凝土板上缘压应变的作用

荷载 (kN)	SBC-1混凝土板上缘平均压应变(με)	SBC-2混凝土板上缘平均压应变(με)	应变减少百分比(%)
80	-338	-284	15.98
150	-671	-561	16.39
200	-1011	-770	23.84
230	-1182	-885	25.13
260	-1411	-1027	27.21
280	-1651	-1116	32.40
300	-1843	-1226	33.48
310	-2359	-1289	45.36
315	-2604	-1324	49.16
320	-3236	-1359	58.00

图9给出了SBC-2混凝土翼板应变分布特征，从图中可以看到剪力滞效应随着荷载的增加而变化的趋势，并不是常量。这个实测结果为截面非线性分析提供了试验依据。实际上，这体现出钢箱腹板对应处的混凝土翼板的弯曲应变随钢箱底板和腹板下缘屈服而增大，而悬空的混凝土翼板的弯曲应变相对较小。

2.3 界面滑移

在试验中测得半跨范围内钢箱与混凝土的界面相对滑移，所测结果见图10、图11所示。

从图中可见，钢箱与混凝土的界面最大相对滑移出现在约L/4跨附近，SBC-2的跨中相对滑移大于SBC-1。与图12典型推出试件荷载-滑移曲线相比较，试验梁SBC-1和SBC-2在极限荷载时跨中的最大相对滑移基本上还处在弹性阶段。实际上在试验梁的设计中，就考虑到不希望跨中在破坏时出现较大的弹塑性相对滑移，以满足桥梁设计的要求。试验结果证实了本次试验设计的合理性。

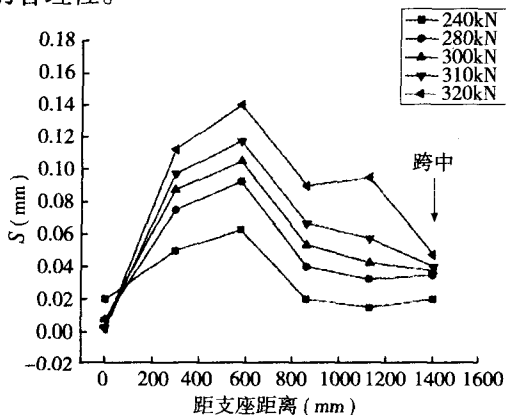


图10 SBC-1界面相对滑移

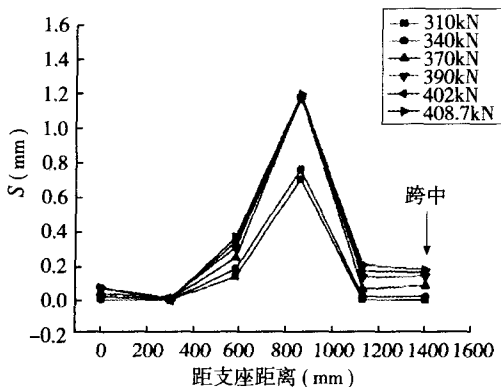


图11 SBC-2界面相对滑移

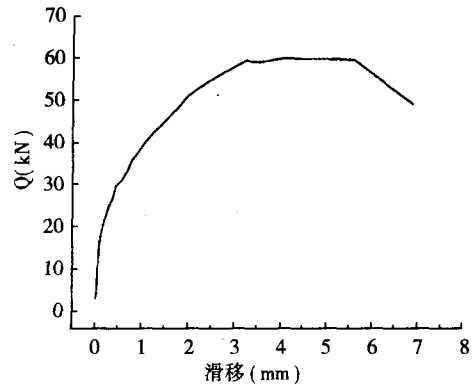


图12 推出试件典型剪力-滑移曲线

2.4 体外索应力

如前所述，施加体外索后，钢箱-混凝土组合梁的受力性能有了较大的改善，强度与刚度都得到了很大程度的提高。图13给出了跨中体外索应力的增长情况，其特征与跨中位移增长特征（图4）很相似。实际上，随着组合梁变形的增大，体外索的应力将随之增大，截面的承载力因此得到了进一步提高。图14给出了跨中体外索应力与混凝土翼板上缘最大压应变的试验及拟合曲线。可以看到，体外索应力与混凝土翼板上缘最大压应变有着密切的关系。

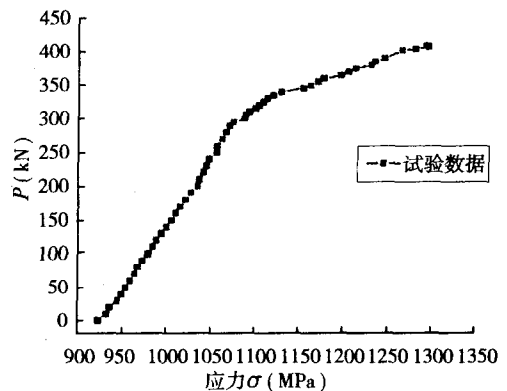


图13 荷载-跨中体外索应力曲线

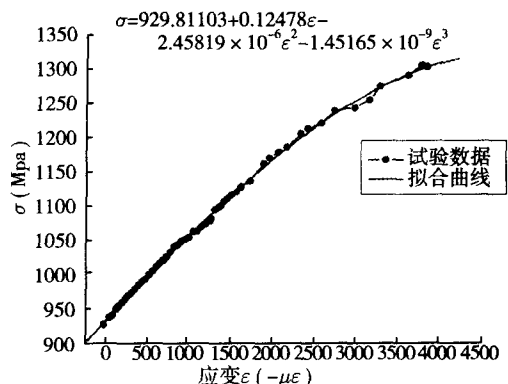


图14 体外索应力-混凝土翼板最大压应变曲线

3 截面非线性分析与极限强度计算

根据前述试验结果，可建立截面非线性分析模型，对体外索钢箱-混凝土组合梁进行极限强度计算。

3.1 截面非线性分析模型

试验测得SBC-2在极限荷载时钢箱与混凝土的界面在跨中的最大相对滑移很小（见图11），故在截面非线性分析中近似不计界面滑移的影响。

SBC-2沿截面高度的应变分布图6可见，平截面假定基本成立。因此，在截面非线性分析模型中采用平截面假定来计算混凝土和钢箱的应变，如图15所示。

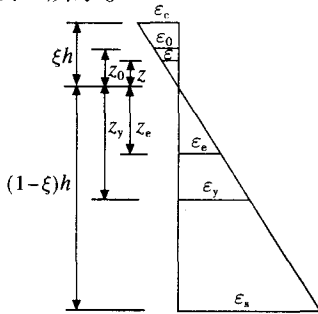


图15 截面应变

混凝土应力应变关系采用抛物线模式：

$$\sigma = f_c \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \varepsilon \leq \varepsilon_0 \quad (1)$$

$$\sigma = f_c \left[1 - m \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - 1 \right) \right] \quad \varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu} \quad (2)$$

钢箱钢材应力应变关系采用三折线模式：

$$\sigma = E_{s1} \varepsilon \quad 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_e \quad (3)$$

$$\sigma = f_e + E_{s2} (\varepsilon - \varepsilon_e) \quad \varepsilon_e \leq \varepsilon \leq \varepsilon_y \quad (4)$$

$$\sigma = f_y + E_{s3} (\varepsilon - \varepsilon_y) \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon \quad (5)$$

根据试验结果，在跨中破坏截面处，混凝土翼板上缘压应变及钢箱底板拉应变沿截面宽度方向呈非线性分布。由试验数据拟合得到截面应变沿截面宽度方向的分布曲线，如图16所示。由于对称，只取截面一半表示。

混凝土翼板上缘压应变分布为：

$$\varepsilon_c = a_1 e^{\beta_1 y} = 0.8742 \varepsilon_{cu} e^{-6.72231 \times 10^{-4} y} \quad 0 \leq y \leq b_1 \quad (6)$$

$$\varepsilon_c = a_2 e^{\beta_2 y} = 1.153218 \varepsilon_{cu} e^{-7.12782 \times 10^{-4} y} \quad b_1 \leq y \leq b_2 \quad (7)$$

钢箱底板拉应变分布为：

$$\varepsilon = a_3 e^{\beta_3 y} = \varepsilon_s e^{-6.192463 \times 10^{-3} y} \quad 0 \leq y \leq b_3 \quad (8)$$

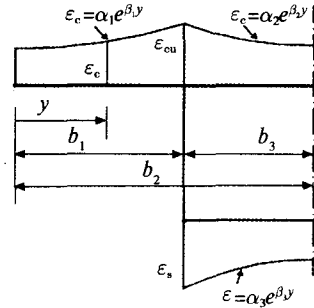


图16 截面应变沿宽度方向的分布

设破坏截面上混凝土的总压力为 F_c ，受压钢筋总压力为 F'_s ，钢箱腹板的总拉力为 F_w ，钢箱底板的总拉力为 F_b ，体外索的总拉力为 F_t 。由截面静力平衡条件可得：

$$F_c + F'_s = F_w + F_b + F_t \quad (9)$$

$$\begin{aligned} F_c &= 2 \int_0^{b_2} \left\{ \int_0^{z_0} f_c \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] dz + \int_{z_0}^{\xi h} f_c \left[1 - m \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - 1 \right) \right] dz \right\} dy \\ &= 2 \int_0^{b_2} \left\{ \int_0^{z_0} f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0 \xi h} z - \left(\frac{\varepsilon_c z}{\varepsilon_0 \xi h} \right)^2 \right] dz + \int_{z_0}^{\xi h} f_c \left[1 - m \left(\frac{\varepsilon_c z}{\varepsilon_0 \xi h} - 1 \right) \right] dz \right\} dy \\ &= 2 \int_0^{b_1} f_c \xi h \left[1 + m - \frac{(2+3m)\varepsilon_0}{6a_1 e^{\beta_1 y}} - \left(\frac{ma_1 e^{\beta_1 y}}{2\varepsilon_0} \right) \right] dy + \\ &\quad 2 \int_{b_1}^{b_2} f_c \xi h \left[1 + m - \frac{(2+3m)\varepsilon_0}{6a_2 e^{\beta_2 y}} - \left(\frac{ma_2 e^{\beta_2 y}}{2\varepsilon_0} \right) \right] dy \\ &= f_c \xi h \left\{ 2(1+m)b_2 + \frac{(2+3m)\varepsilon_0}{3} \left(\frac{e^{-\beta_1 b_1} - 1}{a_1 \beta_1} + \frac{e^{-\beta_2 b_2} - e^{-\beta_2 b_1}}{a_2 \beta_2} \right) - \right. \\ &\quad \left. \frac{m}{\varepsilon_0} \left[\frac{a_1}{\beta_1} (e^{\beta_1 b_1} - 1) + \frac{a_2}{\beta_2} (e^{\beta_2 b_2} - e^{\beta_2 b_1}) \right] \right\} \quad (10) \end{aligned}$$

$$F'_s = A'_s \sigma'_s = A'_s \varepsilon'_s E'_s = A'_s E'_s \left(1 - \frac{a'}{\xi h} \right) \varepsilon_{cu} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} F_w &= 2 \int_0^{z_e} t E_{s1} \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi h} z dz + 2 \int_{z_e}^{z_y} t \left[f_e E_{s2} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\xi h} z - \varepsilon_e \right) \right] dz + \\ &\quad 2 \int_{z_y}^{(1-\xi)h} t \left[f_y + E_{s3} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\xi h} z - \varepsilon_y \right) \right] dz \\ &= \xi \left[\frac{2th}{\varepsilon_{cu}} (f_e - E_{s2} \varepsilon_e) (\varepsilon_y - \varepsilon_e) + \frac{th}{\varepsilon_{cu}} (E_{s1} \varepsilon_e^2 + E_{s2} \varepsilon_y^2 - E_{s2} \varepsilon_e^2) - \right. \\ &\quad \left. 2th (f_y - E_{s3} \varepsilon_y) \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{cu}} \right) + 2t E_{s3} h \left(\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_y^2}{\varepsilon_{cu}} \right) \right] + \\ &\quad 2th (f_y - E_{s3} \varepsilon_y - 2E_{s3} \varepsilon_{cu}) + \frac{2t E_{s3} \varepsilon_{cu} h}{\xi} \quad (12) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_b &= 2 \int_0^{b_3} t_b \left\{ f_y^b + E_{s3}^b (\varepsilon_s - \varepsilon_y^b) \right\} dy \\ &= 2t_b b_3 \left(f_y^b - E_{s3}^b \varepsilon_y^b \right) + \frac{2t_b E_{s3}^b a_3}{\beta_3} (e^{\beta_3 b_3} - 1) \quad (13) \end{aligned}$$

$$F_t = A_p \sigma_{pu} = A_p (929.81103 + 0.12478 \varepsilon_{cu} - 2.45819 \times 10^{-6} \varepsilon_{cu}^2 - 1.45165 \times 10^{-9} \varepsilon_{cu}^3) \quad (14)$$

3.2 极限强度计算

极限状态下，截面抵抗弯矩 M_u^C 可由截面内力对截面中性轴取矩而得到：

$$M_u^C = M_{F_c} + M_{F_s'} + M_{F_w} + M_{F_b} + M_{F_t} \quad (15)$$

式中

$$\begin{aligned} M_{F_c} &= 2 \int_0^{b_2} \left\{ \int_0^{z_0} z f_c \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] dz + \int_{z_0}^{\xi h} z f_c \left[1 - m \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - 1 \right) \right] dz \right\} dy \\ &= 2 \int_0^{b_2} \left\{ \int_0^{z_0} z f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0 \xi h} z - \left(\frac{\varepsilon_c z}{\varepsilon_0 \xi h} \right)^2 \right] dz + \int_{z_0}^{\xi h} z f_c \left[1 - m \left(\frac{\varepsilon_c z}{\varepsilon_0 \xi h} - 1 \right) \right] dz \right\} dy \\ &= 2 f_c \xi^2 h^2 \left\{ \int_0^{b_1} \left[\frac{1+m}{2} \frac{m a_1 e^{\beta_1 y}}{3 \varepsilon_0} - \left(\frac{1+2m}{12} \right) \frac{\varepsilon_0^2}{a_1^2 e^{2\beta_1 y}} \right] dy + \int_{b_1}^{b_2} \left[\frac{1+m}{2} \frac{m a_2 e^{\beta_2 y}}{3 \varepsilon_0} - \left(\frac{1+2m}{12} \right) \frac{\varepsilon_0^2}{a_2^2 e^{2\beta_2 y}} \right] dy \right\} \\ &= f_c \xi^2 h^2 \left\{ (1+m) b_2 - \frac{2m}{3 \varepsilon_0} \left[\frac{a_1}{\beta_1} (e^{\beta_1 b_1} - 1) + \frac{a_2}{\beta_2} (e^{\beta_2 b_2} - e^{\beta_2 b_1}) \right] + \frac{(1+2m) \varepsilon_0^2}{12} \left[\frac{e^{-2\beta_1 b_1} - 1}{a_1^2 \beta_1} + \frac{e^{-2\beta_2 b_2} - e^{-2\beta_2 b_1}}{a_2^2 \beta_2} \right] \right\} \quad (16) \end{aligned}$$

$$M_{F_s'} = F_s' (\xi h - a') = A_s' E_s' \left(1 - \frac{a'}{\xi h} \right) \varepsilon_{cu} (\xi h - a') \quad (17)$$

$$\begin{aligned} M_{F_w} &= 2 \int_0^{z_e} t E_{s1} \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi h} z^2 dz + 2 \int_{z_e}^{z_y} z t \left[f_y + E_{s2} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\xi h} z - \varepsilon_e \right) \right] dz \\ &\quad + 2 \int_{z_y}^{(1-\xi)h} z t \left[f_y + E_{s3} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\xi h} z - \varepsilon_y \right) \right] dz \\ &= \frac{t h^2}{3 \varepsilon_{cu}^2} \left[2 E_{s1} \varepsilon_e^3 \xi + 3 \xi (\varepsilon_y^2 - \varepsilon_e^2) (f_y - E_{s2} \varepsilon_e) + 2 E_{s2} \xi^2 (\varepsilon_y^3 - \varepsilon_e^3) + (3 \varepsilon_{cu}^2 (1-\xi)^2 - 3 \varepsilon_y^2 \xi^2) (f_y - E_{s3} \varepsilon_y) + 2 E_{s3} \xi^2 \left(\frac{\varepsilon_{cu}^3 (1-\xi)^3}{\xi^3} - \varepsilon_y^3 \right) \right] \quad (18) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{F_b} &= F_b (h - \xi h) \\ &= \left[2 t_b b_3 (f_y - E_{s3} \varepsilon_y) + \frac{2 t_b E_{s3} a_3}{\beta_3} (e^{\beta_3 b_3} - 1) \right] (h - \xi h) \quad (19) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{F_t} &= A_p \sigma_{pu} [(1-\xi)h - a] \\ &= A_p (929.81103 + 0.12478 \varepsilon_{cu} - 2.45819 \times 10^{-6} \varepsilon_{cu}^2 - 1.45165 \times 10^{-9} \varepsilon_{cu}^3) [(1-\xi)h - a] \quad (20) \end{aligned}$$

由式(9)~式(14)，可得到一个求解 ξ 的二次方程：

$$A \xi^2 + B \xi + C = 0 \quad (21)$$

将有关参数代入，可解出极限状态下截面的等效相对受压区高度 ξ_u 。然后再将 ξ_u 代入式(15)~式(20)，就可得到截面抵抗弯矩 M_u^C 。

按照上述步骤，代入各计算参数，经运算后可得到截面抵抗弯矩计算值 M_u^C (由于篇幅所限，计算过程略)：

$$M_u^C = 231.644737 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由试验得到极限荷载下截面弯矩 M_u^T 为：

$$M_u^T = 235.0025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{计算相对误差 } \Delta = \frac{M_u^C - M_u^T}{M_u^T} = -1.4288\%$$

由计算结果可见，本文建立的截面非线性分析模型合理正确，极限强度计算式(15)~式(21)中包含了影响极限强度的许多参数，具有明确的力学意义，经众多参数代入诸多公式计算后，计算相对误差仅为-1.4288%，计算精度高，且偏于安全。这对于体外索钢箱-混凝土组合梁极限强度的理论分析和工程实际应用提供了有意义的参考。

具体应用时可运用计算机程序进行计算，则计算过程并不烦琐，其中的计算参数可根据实际取值。本试验采用了高强混凝土，所建立的公式适用于混凝土立方体抗压强度在50~60MPa。钢箱钢材的屈服强度可在400MPa左右。由于采用了高强钢丝代替钢索进行试验，对于实际工程应用中的钢索应力增长方程可参考本文试验结果，也可采用更大比例的试验模型，用实际的钢索作为体外索进行试验，得到钢索应力增长方程，这将在我们下一步的研究工作中进行。

4 结论

通过本文的研究，所得主要结论如下：

(1) 在目前已应用于桥梁工程的钢箱-混凝土组合梁的基础上，本文提出一种体外索钢箱-混凝土组合梁，经试验证实，刚度提高了54.15%，极限强度提高了27.72%。这很大程度的提高了钢箱-混凝土组合梁的强度和刚度，是一种很有应用前景的新型组合结构。

(下转第13页)

一阶自振频率时,该方法有可能会产生较大误差,建议在重要的预应力结构中采用本文所阐述的方法。应该指出,本文方法是在理论推导下建立的,有待进一步通过实验或实测结果进行验证。

参考文献

- [1] 范立础. 预应力混凝土连续梁[M]. 北京: 人民交通出版社, 1988.
Fan Lichu. Prestressed concrete continuous beams [M]. Beijing: People Communication Press, 1988. (in Chinese)
- [2] Hindi A. Enhancing strength and ductility of post-tensioned segmental box girder bridges [J]. ACI Structural Journal, 1995, 92(1): 33-44.
- [3] Ramos G, Aparicio A C. Ultimate behavior of externally prestressed concrete bridges [J]. Structural Engineering International, 1995, (3): 172-177.
- [4] Aoricro A, Ramos G. Flexural strength of externally prestressed concrete bridges [J]. ACI Structural Journal, 1996, 93(5): 512-522.

- [5] Saiid M, Hutchens E, Gardella D. Bridge prestress losses in dry climate [J]. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 1998, 3(3): 111-116.
- [6] Kim J-T, Yum C-B, Ryu Y-S. Identification of prestress-loss in PSC beams using modal information [J]. Structural Engineering and Mechanics, 2004, 17(3-4): 467-482.
- [7] Saiid M, Douglas B, Feng S. Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1994, 120(7): 2233-2241.
- [8] Ayaho M. Behavior of prestressed beam strengthened with external tendons [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2000, 126(9): 1030-1037.
- [9] 刘宏伟, 张伟, 庄惠平. 预加力对梁的动力影响分析[J]. 黑龙江科技学院学报, 2002, 12(3): 37-39.
Liu Hongwei, Zhang Wei, Zhuang Huiping. Dynamic analysis of prestressed beams [J]. Journal of Heilongjiang Institute of Science and Technology, 2002, 12(3): 37-39. (in Chinese)
- [10] 楼梦麟, 吴京宁. 复杂梁动力问题的近似分析方法[J]. 上海力学, 1997, 18(3): 234-240.
Lou Menglin, Wu Jingning. An approach to approximate analysis of dynamic problems of complicated beams [J]. Shanghai Journal of Mechanics, 1997, 18(3): 234-240. (in Chinese)

(上接第8页)

(2) 由于体外索的作用, 体外索钢箱-混凝土组合梁混凝土板上缘的压应变增长率相对较低, 破坏过程平缓, 特别是在接近极限状态时, 体外索力的作用减少了脆性破坏程度。这对于承受动载的桥梁结构来说, 是有利的。

(3) 从试验实测混凝土翼板应变分布结果可以看到剪力滞效应是随着荷载的增加而变化的, 并不是常量。这个实测结果为剪力滞效应的非线性分析提供了试验依据。

(4) 钢箱与混凝土的界面最大相对滑移出现在约 $L/4$ 跨附近, 跨中相对滑移较小。通过合理设计, 跨中界面相对滑移可以控制到很小, 在极限状态分析中可近似不计界面滑移的影响。

(5) 跨中体外索应力的增长特征与跨中位移增长特征很相似, 实际上这反映出体外索的应力随组合梁变形的增大而增加的特点。跨中体外索应力与混凝土翼板上缘最大压应变有紧密的关系, 可拟合分析其曲线关系, 作为体外索应力计算的试验依据。

(6) 由试验所测沿截面高度的应变分布可见, 当钢箱与混凝土的界面相对滑移较小时, 平截面假定基本成立。此时, 在截面非线性分析模型中可采用平截面假定来计算混凝土和钢箱的应变, 这简化了分析, 误差很小。

(7) 根据试验结果, 混凝土翼板上缘压应变及钢箱底板拉应变沿截面宽度方向呈非线性分布, 这体现了剪力滞效应, 在截面非线性分析中

必须考虑这种非线性分布特点。

(8) 基于截面静力平衡条件, 选取合理的混凝土和钢箱钢材的应力-应变曲线, 可建立一组求解 ξ 的二次方程, 并解出极限状态下截面的等效相对受压区高度 ξ_u , 然后可求得截面抵抗弯矩计算值 M_u^C 。经与试验结果相对比, 本文建立的极限强度计算公式精度高, 且偏于安全, 计算相对误差仅为-1.4288%。

致谢

南京工业大学结构工程试验中心对论文的试验给予了大力支持, 硕士生周奇等参加了试验测试工作, 作者在此表示衷心的感谢。

参考文献

- [1] Sennah K M, Kennedy J B. Load distribution factors for composite multicell box girder bridges [J]. ASCE, Journal of Bridge Engineering, 1999, 4(1): 71-78
- [2] Okeil Ayman M, El-Tawil Sherif. Warping stresses in curved box girder bridges: case study [J]. ASCE, Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(5): 487-496
- [3] Sennah K M, Zhang Xuesheng, Kennedy J B. Impact factors for horizontally curved composite box girder bridges [J]. ASCE, Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(6): 512-520
- [4] Samaan M, Sennah K, Kennedy J B. Distribution factors for curved continuous composite box-girder bridges [J]. ASCE, Journal of Bridge Engineering, 2005, 10(6): 678-692
- [5] 王拥军. 北京市西四环复兴路立交变截面连续钢组合梁设计[C]//第十四届全国桥梁学术会议论文集, 上海: 同济大学出版社, 2000: 877-879
- [6] 王韬, 张宏利. 京东立交桥钢箱-混凝土结合梁的设计[J]. 铁道标准设计, 1999(10): 4-7
- [7] 李余华. 石家庄南环大桥大跨度钢箱梁架设计[J]. 铁道建筑技术, 2000(3): 4-7
- [8] 张俊平, 黄道沸. 大跨度异形结合梁设计与分析计算[J]. 梁建设, 2000(4): 29-31
- [9] 周履. 无粘结力筋与体外力筋预应力混凝土桥梁的发展歷程与现状[J]. 桥梁建设, 1997(3): 1-11
- [10] 刘岚. 全体外索预应力混凝土箱梁桥的设计与模型试验[J]. 国外桥梁, 2001(3): 33-40