

负弯矩作用下预应力组合梁的抗弯承载能力研究

胡少伟, 龚洪波

(南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029)

摘要: 为了对预应力加固老化病害混凝土的修复效果进行评价,研究了预应力施加于连续组合梁的负弯矩区的抗弯性能,完成了4根预应力组合梁在反向跨中集中加载下的静载试验。探讨了不同剪力连接程度对预应力组合梁受力性能的影响,分析了梁的荷载-跨中挠度特征,同时建立了弹性和极限承载能力计算式。研究表明,完全剪力连接的组合梁的抗弯刚度和承载力大于部分剪力连接组合梁,但刚度和承载力与剪力连接程度并不成正比例关系。通过承载能力计算值与实测值比较,发现两者误差在10%以内,满足工程精度要求。

关键词: 预应力; 组合梁; 负弯矩区; 承载能力

中图分类号: TU312

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2014)02-0001-07

预应力连续组合梁相比普通连续组合梁施加了预应力,不仅可以有效防止负弯矩区的混凝土开裂,还能影响并参与梁的内力重分布,改善结构的整体受力性能并提高梁的整体稳定性^[1]。常见的预应力施加方法有钢梁预弯、支座升降、预压载以及张拉高强钢丝束等^[2]。目前,我国规范还没有预应力组合梁负弯矩区的设计条款,导致实际工程按现有钢结构设计规范设计存在较大浪费,而且对负弯矩区抗弯性能的试验研究也尚少^[3],因此,本文设计了4根反向跨中集中加载的预应力组合梁,通过试验研究和理论分析探讨了不同剪力连接程度和配筋率对预应力组合梁负弯矩作用下抗弯承载能力的影响。

1 试验研究

1.1 模型梁设计

试验设计了4根预应力钢混凝土组合箱型梁,试验编号为PCB-40, PCB-42, PCB-44和PCB-47,采用混凝土翼板内预埋PVC管的方式对组合梁施加预应力,预应力张拉方式采用后张法,所有梁长为4 m,钢梁截面形式采用开口箱型。箱梁钢板采用Q235-B一级钢材,纵筋为热轧光圆钢筋HPB235,分上下两层布置,箍筋采用 $\Phi 8$ 热轧圆盘条,沿梁长等间距布置,连接件为ML15AL的 $\Phi 16 \times 100$ 栓钉,沿梁长双排等间距布置,混凝土翼板采用高强混凝土,设计强度等级为C60,预应力筋采用直径 $\Phi 15.24$ 的钢绞线,抗拉强度设计值 $f_{pk} = 1\ 860$ MPa,弹性模量 $E_s = 1.95 \times 10^5$ MPa。具体试验参数见表1,模型梁构造细节见图1,试验材料力学性能和试验结果见表1和2。

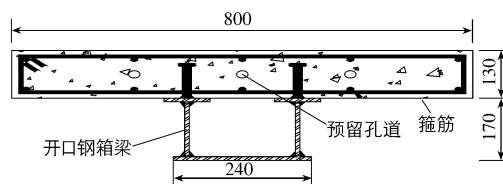


图1 组合梁截面构造(单位: mm)

Fig. 1 Section of composite beam (unit: mm)

收稿日期: 2013-08-15

基金项目: 国家杰出青年科学基金“水工混凝土结构工程”(51325904);江苏省水利科技项目“江苏沿海水闸老化病害修复技术研究”(2012001-3)

作者简介: 胡少伟(1969-),男,河南杞县人,教授级高级工程师,博士,主要从事工程结构与材料方面研究。

E-mail: hushaowei@nhri.cn

表 1 组合箱梁试件设计参数及对应混凝土材料试验结果

Tab. 1 Main design parameters of steel-concrete composite beam and test results

试件编号	纵筋	栓钉	立方体抗压强度 $f_{cu,150}/\text{MPa}$	抗拉强度 f_{tk}/MPa	抗压弹性模量 E_c/MPa	抗拉弹性模量 E_t/MPa
PCB-40	10 Φ 16	2 Φ 16@230	67.00	4.05	3.68×10^4	3.97×10^4
PCB-42	10 Φ 18	2 Φ 16@140	67.00	4.05	3.68×10^4	3.97×10^4
PCB-44	10 Φ 16	2 Φ 16@160	67.00	4.05	3.68×10^4	3.97×10^4
PCB-47	10 Φ 16	2 Φ 16@160	65.52	2.66	3.816×10^4	3.06×10^4

注: 4 组试件的跨度均为 4 m, 翼板尺寸为 800 mm×150 mm, 箍筋采用 Φ 8@200, 预应力筋采用 3 Φ 15.24, 加载方式为反向集中加载。

表 2 试验材料力学性能

Tab. 2 Mechanical properties of experimental materials

类 型	钢材材料	直径 D/mm	截面面积 A/mm^2	弹性模量 E_s/MPa	屈服应变 $\varepsilon_y/10^{-6}$	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa
钢 腹板 板 托板与底板	Q235			2.06×10^5	1 456	300	445
				2.06×10^5	1 165	240	400
钢 纵筋 筋 箍筋 预应力筋		16.0	78.50	2.06×10^5	1 214	250	385
		8.0	50.24	2.06×10^5	1 190	245	380
		15.2	139.00	1.95×10^5	7 153	1 395	1 860

1.2 试验装置及加载方案

试验均采用反向跨中集中加载, 加载设备采用液压八通道伺服机, 用 50 t 吊车将梁翻转, 使混凝土翼板一端置于滚动铰支座上, 另一端置于固定支座上, 在翼板与支座间布置 1 cm 厚橡胶, 以防止局部压力过大, 产生应力集中; 同理在钢梁加载点与千斤顶间先后放置 1 cm 厚橡胶、4 cm 厚钢板, 负弯矩简支梁试验装置见图 2。

1.3 预应力筋张拉及试验结果

4 根预应力组合梁试件均采用混凝土翼板内预埋 PVC 管的方式施加预应力, 由于布置有 3 根预应力筋, 为防止张拉时混凝土翼板偏心受荷发生危险, 采用先两边、后中间的张拉顺序。张拉共分 3 级。考虑到张拉端锚具的变形、锚具与端板之间缝隙的压紧以及应力松弛等造成的预应力损失, 试验进行一定程度的预应力超张拉。每级张拉后, 通过布置在锚固端的压力传感器测量预应力筋的应力大小^[4]。

PCB-40 为纵向配筋 Φ 16 且剪力连接程度为 0.7 的预应力简支组合梁, 当荷载约 50 kN 时, 跨中加载点混凝土翼板表面开始出现受拉裂缝, 随着荷载的增加, 裂缝的长度、深度及宽度也不断扩展。当荷载进一步增加, 钢筋与钢梁开始逐渐屈服, 加载到 270 kN, 组合梁跨中挠度快速增长, 跨中截面混凝土翼板最宽裂缝达到 10 mm 并横向贯穿于翼板, 此时荷载无法继续增大, 试件破坏。PCB-42 为纵向配筋 Φ 18 且完全剪力连接设计的预应力简支组合梁, 开裂荷载为 80 kN, 极限荷载为 290 kN。PCB-44 为纵向配筋 Φ 16 且完全剪力连接设计的预应力简支组合梁, 开裂荷载为 60 kN, 极限荷载为 270 kN, 各模型梁的试验结果如表 3。

表 3 模型梁试验结果

Tab. 3 Mechanical properties of sample composite beams

试件 编号	初始预应力 P_0/kN	开裂状态			屈服状态			极限状态			极限屈服比		
		$M_{cr}/$ (kN·m)	$\delta_{cr}/$ mm	$\Delta T_{cr}/$ kN	$M_y/$ (kN·m)	$\delta_y/$ mm	$\Delta P_y/$ kN	$M_u/$ (kN·m)	$\delta_u/$ mm	$\Delta P_u/$ kN	$M_y/$ M_u	$\delta_y/$ δ_u	$\Delta P_y/$ ΔP_u
PCB-40	146.71	46.875	1.3	0	159.4	11.4	8.76	253.13	136.72	81.33	1.59	12	9.28
PCB-42	145.61	75	3.62	0	121.88	7.38	1.04	253.13	141.32	77.03	2.08	19.15	74.07
PCB-44	306.05	131.25	3.4	0	271.88	9.28	5.02	356.25	18.9	23.65	1.31	2.04	4.71
PCB-47	356.53	56.25	2.08	4.3	150	10.16	18.57	251.25	137.14	198.34	1.68	13.5	10.68



图 2 试验加载装置

Fig. 2 The test loading device

2 承载力分析

2.1 弹性抗弯承载力

进一步研究表明,钢筋与混凝土之间的滑移一般不超过钢梁与混凝土翼板间滑移的10%,在分析中可以忽略。同时考虑到在弹性阶段混凝土翼板并未完全开裂退出工作,具有一定的截面抗弯刚度,可以弥补因混凝土与钢梁之间界面滑移引起的承载力下降,因此对负弯矩区预应力组合梁可以采用完全组合状态下的简化弹性承载力计算^[5]。

当完全忽略滑移效应并符合平截面假定时,组合梁换算截面几何特征如图3。

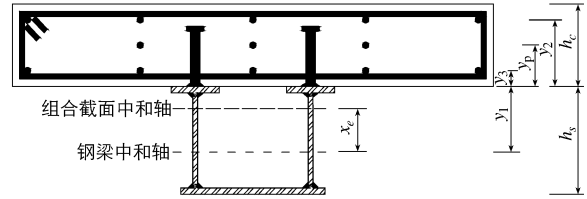


图3 组合梁换算截面几何特征

Fig. 3 Sectional geometric features of composite beams

组合截面弹性中和轴与钢梁弹性中和轴之间的距离 x_e 按下式确定:

$$x_e = \frac{A_s(y_1 + y_2) + A_r(y_1 + y_3) + A_p(y_1 + y_p)}{A_s + 2A_r + A_p} \quad (1)$$

式中: A_s 为钢梁截面面积; A_r 为同一高度处纵筋面积和; A_p 为预应力筋面积和; y_1, y_2, y_3 和 y_p 分别为钢梁形心、外层钢筋、内层钢筋和预应力筋到交界面距离。

组合截面惯性矩为: $I = I_s + A_s x_e^2 + A_r(y_1 + y_2 - x_e)^2 + A_r(y_1 + y_3 - x_e)^2 + A_p(y_1 + y_p - x_e)^2$ (2)

预应力通过混凝土翼板内预埋PVC管的方式施加,二次预应力效应很小,可以认为预应力筋与组合梁变形基本一致,根据虚功原理,取预应力筋内力增量为虚力,由变形协调条件得:

$$\delta_{11} \Delta T - \delta_{1\text{外}} = 0 \quad (3)$$

$$\delta_{11} = \int_0^l \frac{(y_1 + y_p - x_e)^2}{EI} dx + \int_0^l \frac{1}{EA} dx + \int_0^l \frac{1}{E_p A_p} dx \quad (4)$$

$$\delta_{1\text{外}} = \int_0^l \frac{M_{\text{外}}(x) \cdot (y_1 + y_p - x_e)}{EI} dx \quad (5)$$

式中: δ_{11} 和 $\delta_{1\text{外}}$ 分别为单位力和外荷载造成的沿预应力方向的虚位移。

$$\Delta T = \frac{\int_0^l \frac{M_{\text{外}}(x) (y_1 + y_p - x_e)}{EI} dx}{\int_0^l \frac{(y_1 + y_p - x_e)^2}{EI} dx + \int_0^l \frac{1}{EA} dx + \int_0^l \frac{1}{E_p A_p} dx} \quad (6)$$

$$\text{对于反向集中作用力为 } P \text{ 的预应力简支组合梁: } \Delta T = \frac{(y_1 + y_p - x_e) Pl}{8 \left[(y_1 + y_p - x_e)^2 + \frac{I}{A_0} \right]} \quad (7)$$

式中: $A_0 = \frac{AA_p}{(AE/E_p + A_p)}$,一般情况下 E 和 E_p 近似相等。

(1) 当钢梁下翼缘首先达到受压屈服时,弯矩内力增量可以通过钢梁下翼缘的应力增量、预应力筋内力增量求得,即:

$$M = \left(f_y - \sigma_0 - \frac{\Delta T}{A} \right) W_1 + \Delta T (y_1 + y_p - x_e) \quad (8)$$

式中: σ_0 为钢梁下翼缘的初始预应力, $\sigma_0 = \frac{P_0}{A} - \frac{P_0(y_1 + y_p - x_e)}{W_1}$, P_0 为初始预应力, A 为换算截面面积。

由于在初始预应力阶段,截面内力弯矩为0,根据截面内力弯矩与外力弯矩平衡,可得弹性抗弯承载力 M_{eu} 即为式(8),此时外荷载在跨中产生的弯矩为:

$$M_{\text{外}} = Pl/4 \quad (9)$$

联立式(7)~(9)可得:

$$M_{eu} = \frac{2(f_y - \sigma_0) W_1 \left[(y_1 + y_p - x_e)^2 + \frac{I}{A_0} \right]}{\left[(y_1 + y_p - x_e)^2 + 2 \frac{I}{A_0} + \frac{(y_1 + y_p - x_e) W_1}{A} \right]} \quad (10)$$

(2) 当混凝土翼板中钢筋先受拉屈服时, 弯矩内力增量为:

$$M = \left(f_r + \sigma_0 + \frac{\Delta T}{A} \right) W_2 + \Delta T (y_1 + y_p - x_e) \quad (11)$$

式中: σ_0 为钢筋的初始预应力, $\sigma_0 = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0(y_1 + y_p - x_e)}{W_2}$, f_r 为钢筋抗拉屈服强度。

联立式(7), (9) 和(11)可得:

$$M_{eu} = \frac{2(f_r + \sigma_0) W_2 \left[(y_1 + y_p - x_e)^2 + \frac{I}{A_0} \right]}{\left[(y_1 + y_p - x_e)^2 + 2 \frac{I}{A_0} - \frac{(y_1 + y_p - x_e) W_2}{A} \right]} \quad (12)$$

2.2 极限抗弯承载力

当预应力组合梁达到极限抗弯承载力时, 混凝土开裂完全退出工作, 并且组合梁全截面屈服。考虑钢筋和钢筋的应力强化效应可以弥补因界面滑移导致的承载力下降。因此可以采用简化塑性方法计算组合梁的极限抗弯承载力, 忽略滑移效应的影响^[6]。

以下分几种情况讨论负弯矩区预应力组合梁的极限抗弯承载力^[7]。

(1) 完全抗剪连接条件下, 当塑性中和轴在钢梁的腹板内, 即满足条件:

$$2A_r f_r + (P_0 + \Delta P_u) + A_{st} f_y < (A_{sb} + A_{sw}) f_y \quad (13)$$

式中: A_{sb} , A_{sw} , A_{st} 分别为钢梁下翼缘、钢梁腹板和钢梁上翼缘的净截面积。此时组合截面的应力分布如图 4(a) 所示。

则极限抗弯承载力为:

$$M_u = M_s + A_r f_r (2y_1 + y_2 + y_3 - y_{wc}) + (P_0 + \Delta P_u) \left(y_p + y_1 - \frac{y_{wc}}{2} \right) \quad (14)$$

式中: $y_{wc} = \frac{2A_r f_r + P_0 + \Delta P_u}{4f_y f_w}$; M_s 为钢梁绕自身塑性中和轴的塑性抗弯承载力。

(2) 完全抗剪连接条件下, 当塑性中和轴在钢梁的上翼缘内, 即满足条件:

$$(A_{sb} + A_{sw} - A_{st}) f_y < 2A_r f_r + (P_0 + \Delta P_u) < A_s f_y \quad (15)$$

此时组合截面的应力分布如图 4(b) 所示。

则极限抗弯承载力为:

$$M_u = A_s f_y (y_1 + y_2) - A_r f_r (y_2 - y_3) - (P_0 + \Delta P_u) (y_2 - y_p) - (A_s f_y - 2A_r f_r - P_0 - \Delta P_u) \left(y_2 + \frac{y_1}{2} \right) \quad (16)$$

式中: $y_1 = (A_s f_y - 2A_r f_r - P_0 - \Delta P_u) / (4f_y b_1)$ 。

(3) 完全抗剪连接条件下, 当塑性中和轴在钢梁与内层钢筋之间, 即满足条件:

$$A_s f_y = 2A_r f_r + (P_0 + \Delta P_u) \quad (17)$$

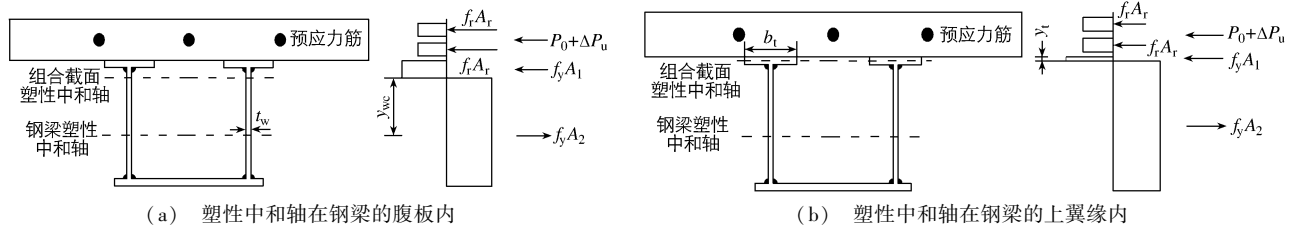


图 4 组合梁截面应力

Fig. 4 Section stress of composite beams

则极限抗弯承载力为: $M_u = A_s f_y (y_1 + y_2) - A_r f_r (y_2 - y_3) - (P_0 + \Delta P_u) (y_2 - y_p)$ (18)

(4)完全抗剪连接条件下,当塑性中和轴在内层钢筋与预应力筋之间,即满足条件:

$$A_s f_y + A_r f_r' \leq A_r f_r + (P_0 + \Delta P_u) \quad (19)$$

则极限抗弯承载力为: $M_u = A_s f_y (y_1 + y_2) + A_r f_r' (y_2 - y_3) - (P_0 + \Delta P_u) (y_2 - y_p)$ (20)

式中: f_r' 为钢筋的抗压屈服强度。

(5)部分抗剪连接条件的情况。当组合梁由于构造原因等条件限制没有足够的抗剪连接件以抵抗钢梁与混凝土翼板之间的纵向剪力时,称为部分抗剪连接组合梁。对于负弯矩区段的预应力组合梁,在剪跨段内,当连接件数目 n 满足以下条件时,称为部分抗剪连接^[8]:

$$n < n_f = \frac{2A_r f_r + A_p f_{ptk}}{N_v} \quad (21)$$

式中: n_f 为剪跨区内所需连接件总数; f_{ptk} 为预应力筋抗拉屈服强度; N_v 为单个连接件的抗剪承载力。

当采用栓钉等柔性连接件时,可以将纵向钢筋的截面积按照抗剪连接程度进行折减,用简化塑性方法计算部分抗剪连接条件下的预应力简支组合梁负弯矩作用下的抗弯承载力:

$$A_r' = \frac{nN_v - (P_0 + \Delta P_u)}{2f_r} \quad (22)$$

式中: A_r' 为折减后的纵筋截面积,用其代替原纵筋截面积,按照式(14)可计算极限塑性抗弯承载力^[9]。

对于极限承载力状态下的预应力筋内力增量计算,文献[10]通过引入位移延性系数 μ_Δ 实现:

$$\mu_\Delta = \delta_u / \delta_y \quad (23)$$

式中: δ_u, δ_y 分别为极限承载力和弹性承载力状态下的跨中挠度。

由试验可得预应力筋内力增量和挠度基本呈线性关系,于是,极限承载力状态下的预应力筋增量为:

$$\Delta T_u = \mu_\Delta \Delta T_y \quad (24)$$

式中: ΔT_y 为弹性承载力状态下的预应力筋增量, μ_Δ 可通过试验测得。

2.3 计算值与实测值比较

承载力计算的计算值和实测值比较见表4。由表4中可得,部分抗剪连接设计 PCB-40 的计算值比实测值稍小,可能在弹性阶段混凝土尚未完全开裂退出工作,实际的抗弯刚度大于理论计算值;对于完全抗剪连接的组合梁,计算值比实测值略大,主要是钢梁受压屈曲的可能性增大,使得钢梁强度不能完全屈服,造成实测承载力下降;极限承载力计算值比实测值小,可能钢梁发生了应力强化,使得承载力提高。

表4 计算值与实测值比较

Tab. 4 Comparison between the calculated and measured values

编 号	$M_{yj} / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{yt} / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{uj} / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{ut} / (\text{kN} \cdot \text{m})$	M_{yj} / M_{yt}	M_{uj} / M_{ut}
PCB-40	153.5	159.4	223.8	253.1	0.96	0.88
PCB-42	152.6	121.8	231.8	253.1	1.25	0.92
PCB-44	154.0	150.0	222.1	251.3	1.03	0.88
PCB-47	244.2	271.9	321.7	356.3	0.90	0.90

注:下标 y, u 分别代表弹性极限状态和承载力极限状态;下标 j, t 分别代表计算值和试验值。

3 结 语

(1)对于承受负弯矩的简支组合梁,由于受初始预应力大小、纵向配筋率大小的影响,钢筋或钢梁都有可能先屈服,在进入屈服阶段后,组合梁变形不断增大,直至截面全塑性,组合梁达到极限承载力;

(2)完全剪力连接的组合梁的抗弯刚度和承载力大于部分剪力连接组合梁,但刚度和承载力与剪力连接程度并不成正比比例关系;

(3)在混凝土翼板上施加预应力,能显著提高组合梁的开裂荷载,增大弹性工作区段,同时初始预应力越大,相应的开裂荷载也越大,并能提高极限承载力;增加翼板中的受力钢筋或增大钢梁刚度,对提高组合梁的极限承载力也有较明显的作用;

(4) 本文推导的预应力组合梁负弯矩区抗弯承载力计算式具有一定的工程精度, 可供设计时参考, 由于计算的极限抗弯承载力小于实测值, 因此, 本文计算结果偏安全。

参 考 文 献:

- [1] 朱聘儒. 钢-混凝土组合梁设计原理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989. (ZHU Ping-ru. The design principles of steel-concrete composite beam [M]. Beijing: China Building Industry Press, 1989. (in Chinese))
- [2] GB 50017-2003, 钢结构设计规范[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003. (GB 50017-2003, Code for design of steel structures[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003. (in Chinese))
- [3] 聂建国. 钢-混凝土组合梁结构——试验、理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2005. (NIE Jian-guo. The structure of steel-concrete composite beam: experiment, theory and application[M]. Beijing: Science Press, 2005. (in Chinese))
- [4] 张锐, 何杰. 某钢-混凝土组合连续梁桥负弯矩区受力特性分析[J]. 工程建设与设计, 2007(2): 60-63. (ZHANG Rui, HE Jie. Force analysis of hogging-moment zone for steel-concrete composite continuous beam bridge[J]. Construction & Design for Project, 2007(2): 60-63. (in Chinese))
- [5] 胡少伟, 叶祥飞. 部分剪力连接预应力组合箱梁受弯性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(10): 153-158. (HU Shao-wei, YE Xiang-fei. Experimental study on bending behavior of prestressed composite box girder with partial shear connection [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(10): 153-158. (in Chinese))
- [6] 舒贻平, 吕志涛. 预应力组合梁的分析和设计计算[J]. 工业建筑, 1996, 26(5): 21-26. (SHU Gan-ping, LV Zhi-tao. The analysis and design of the prestressed composite beams[J]. Industrial Construction, 1996, 26(5): 21-26. (in Chinese))
- [7] 胡汉林. 预应力组合梁结构抗弯性能试验研究与理论分析[D]. 南京: 南京水利科学研究院, 2010. (HU Han-lin. Experimental study and theoretical analysis of the flexural behavior of the prestressed composite box beam structure [D]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2010. (in Chinese))
- [8] CHEN S. Experimental study of prestressed steel-concrete composite beams with external tendons for negative moments[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61(12): 1613-1630.
- [9] 陈春强, 李季. 钢-混凝土组合梁在负弯矩下的承载力计算[J]. 山西建筑, 2007, 33(10): 120-121. (CHEN Chun-qiang, LI Ji. Bearing capacity calculation of steel-concrete composite beam under the action of negative moment[J]. Shanxi Architecture, 2007, 33(10): 120-121. (in Chinese))
- [10] 叶祥飞. 预应力钢-混凝土连续组合梁抗弯性能试验研究与理论分析[D]. 南京: 南京水利科学研究院, 2012. (YE Xiang-fei. Experimental research and theoretical analysis of flexural behavior of prestressed continuous composite beam[D]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2012. (in Chinese))

Bearing capacity research of prestressed steel-concrete composite beams under action of negative bending moments

HU Shao-wei, GONG Hong-bo

(Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: In order to evaluate the repairing effect of prestress reinforcement of the aging deteriorated concrete, studies of the flexural capacity in the negative bending moment zone of continuous composite beams with prestressed reinforcement are carried out. The static load tests of four prestressed composite beams under concentrated load are finished. The impacts of different shear connection degrees upon the mechanical performance of the prestressed composite beams are discussed, and the load-midspan deflection characteristics of the beams are analyzed. The formulae for calculating elasticity and ultimate bearing capacity in the negative bending moment zone are established. The analysis results show that the flexural rigidity and the bearing capacity of full shear connection beams are greater than those of the partial shear connection beams, while the flexural rigidity and the bearing

capacity are not in direct proportion to the shear connection degree. The comparison between the calculated and measured bearing capacity is made, and both errors are within 10%, so the results given by the new formulae can satisfy the engineering accuracy requirements. The calculation formulae derived for the flexural bearing capacity of the negative bending moment zone of the prestressed composite beam have some calculation accuracy in this paper, which is for design reference only. Since the calculated value of the ultimate flexural bearing capacity is less than the measured value, the calculated results given by this study are safer for the project design.

Key words: prestressed; steel-concrete composite beam; negative bending moment zone; bending capacity

第9届国际生态信息学大会(ICEI 2014)

2014年10月20-24日,中国南京

生态信息学重点研究现代信息技术解决环境生态尤其是水环境生态面临的问题和挑战。首届国际生态信息学大会于1998年在法国举办,至今已成功召开8届。每届大会约有近30个国家的专家学者参加,已逐步发展成为全球生态学界最重要的学术研讨会。1999年协会创办了Ecological Informatics期刊(SCI收录,Elsevier出版)。生态信息学大会每两年举办一次,此次为首次在中国举办。

第9届国际生态信息学大会(The 9th International Conference on Ecological Informatics)的主题为“快速城市化及大规模水资源开发下的生态信息学”。

一、会议组织

主办单位:国际生态信息学协会(International Society of Ecological Informatics)

承办单位:南京水利科学研究院

协办单位:北京师范大学;国家自然科学基金委工程与材料科学部;水文水资源与水利工程科学国家重点实验室;国家能源水电工程安全与环境技术研发中心

二、大会组委会

大会主席:Friedrich Recknagel 澳大利亚阿德莱德大学

陈求稳 南京水利科学研究院生态环境研究中心

组委会名誉主席:张建云 中国工程院院士、南京水利科学研究院院长

组委会主席:李云 南京水利科学研究院副院长、教授

组委会副主席:陈求稳 南京水利科学研究院生态环境研究中心主任、教授

陈彬 北京师范大学教授

三、会议议题

(1)生态系统管理的监测与评价:长期监测与评估、整合与多分类多尺度监测、监测与评估的方法及应用等;(2)生态系统时空动态模型:时空分布式数值生态系统模型、基于元胞自动机的生态系统模型、基于个体模式的生态系统模型、基于代理建模的生态系统模型等;(3)仿生计算:遗传算法及遗传编程在生态模型中应用、模糊数学在生态模型中应用、混合模式在生态模型中的应用等;(4)GIS与遥感:生态遥感数据的应用、光探测和测距、声学及近声学应用、测地技术在生态系统中的应用;(5)生态信息学系统分析方法:自然和社会耦合生态系统、物联网技术和生态信息学理论、生态信息学在城市生态系统中的应用;(6)水资源开发中的生态信息学:生态流量、河流生态管理、湖泊生态管理。

四、会议时间和地点

关键日程:2014-04-20:摘要提交;2014-07-20:摘要接受通知;2014-09-20:摘要最终版;

2014-10-21:大会开幕;2015-01-31:Ecological Informatics (SCI) 专刊完整论文提交。

会议地点:主会场:古南都饭店; 经济酒店:瑞迪大酒店