

配筋梯度混凝土梁极限承载力分析

周 威, 郑文忠

(哈尔滨工业大学 土木工程学院, 150090 哈尔滨, zhouwei - hit@163.com)

摘 要: 采用高强高性能混凝土替换普通混凝土压区形成了配筋梯度混凝土受弯结构构件, 该类新型结构构件可达到使相对受压区高度易于满足截面容许受压区高度的目的. 结合拉压区为异强混凝土的配筋梯度混凝土梁试验, 获得了极限压应变、极限变形以及纯弯段箍筋应变等, 着重分析了承载能力极限状态下平截面假定的适用性以及两类混凝土的整体工作性能. 提出了配筋梯度混凝土受弯结构构件正截面承载力计算方法, 探索了该类梁塑性铰转动能力与曲率延性. 为配筋梯度混凝土受弯结构构件承载能力极限状态计算提供了理论支持与试验依据.

关键词: 梯度混凝土; 梁; 正截面承载力; 塑性铰; 延性

中图分类号: TU375.1

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2012)02-0017-06

Analysis of ultimate load-capacity for reinforced gradient concrete beams consisting of normal and high strength concrete

ZHOU Wei, ZHENG Wen-zhong

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 150090 Harbin, China, zhouwei - hit@163.com)

Abstract: The reinforced gradient concrete beam consists of normal concrete tensile region and high concrete compressive zone. This new flexural member may easily satisfy the requirement of the depth of the limiting compressive zone in reinforced concrete flexural element. The experiment of simple beam with reinforced gradient concrete was carried out. Ultimate compressive strain, maximum deflection and strains of round stirrup are measured. Assumption on plane before loading remaining plane under ultimate load and harmony of two concretes were analyzed emphatically. The calculation method of ultimate load-bearing capacity of such flexural member is proposed. Plastic hinge rotation capacity and curvature ductility are analyzed. It can be served as calculation for ultimate limit state of reinforcing gradient concrete flexural members.

Key words: gradient concrete; beam; ultimate load-bearing capacity; plastic hinge; ductility

采用拉压区为异强混凝土的配筋梯度混凝土受弯结构构件, 可达到降低由容许受压区高度决定的配筋混凝土受弯结构构件截面高度的目的; 若使用功能限制楼盖受弯构件截面尺寸时, 采用配筋梯度混凝土受弯结构构件, 可解决压区钢筋密集造成的混凝土不易浇筑等难题; 因此, 与相同条件下普通钢筋混凝土受弯结构构件相比, 配筋

梯度混凝土受弯结构构件可有效降低承载能力极限状态的相对受压区高度.

由于配筋梯度混凝土受弯结构构件截面实际受压区高度范围内为高强高性能混凝土, 若正常使用及承载能力极限两类极限状态下, 拉区普通混凝土与压区高强高性能混凝土形成整体、协同工作, 则配筋梯度混凝土受弯结构构件正截面承载力即可参照常规高强高性能混凝土受弯结构构件的计算方法进行. 配筋梯度混凝土梁的抗裂度、裂缝发展及刚度分析表明, 正常使用阶段组成该类构件的两类混凝土: 高强高性能混凝土与普通混凝土可协同工作^[1-2]; 因此, 本文结合拉压区为

收稿日期: 2012-11-30.

基金项目: 黑龙江省自然科学基金项目(E200835); 哈尔滨工业大学优秀青年教师培养计划(HITQJNS.2008.040).

作者简介: 周 威(1977—), 男, 博士, 副教授;

郑文忠(1965—), 男, 博士生导师, 长江学者特聘教授.

异强混凝土的配筋梯度混凝土梁试验,分析了平截面假定对承载能力极限状态下配筋梯度混凝土梁的适用性,获得了极限压应变、极限变形以及纯弯段箍筋应变等.提出了配筋梯度混凝土受弯结构构件正截面承载力计算方法,探索了该类梁塑性铰转动能力与曲率延性.为配筋梯度混凝土受弯结构构件的承载能力极限状态的计算提供了理论支持与试验依据.

1 试验过程与结果

1.1 试验简介

以相对受压区高度 ξ 为基本参数,按 ξ 分别等于 0.076、0.251、0.289、0.333、0.427 设计制作了 5 根配筋梯度混凝土简支梁,试验梁截面尺寸为 $b \times h = 150 \times 200$ mm,计算跨度为 1 600 mm.试验梁的压区高强高性能混凝土厚度分别为 30、55、70、90、120 mm.压区采用标准立方体抗压强度实测平均值为 89.3 N/mm^2 的混凝土,拉区采用标准立方体抗压强度实测平均值为 52.7 N/mm^2 的混凝土;受力纵筋采用 HRB335 级和 HRB400 级两种.试验梁制作时,两类混凝土同时搅拌,首先将普通混凝土灌入模板达设计高度,并振捣密实,然后将高强混凝土灌入模板剩余部分并振捣密实,在两类混凝土初凝前,混凝土浇筑施工完毕.由于两类混凝土几乎同时浇筑,两类混凝土之间界面的初始状态是塑性未水化水泥砂浆,其材料组成为两类混凝土材料中水泥砂浆的融合;在两类混凝土逐步硬化过程中,界面水泥砂浆的强度也同步增长.所以不存在由于混凝土分批进行施工而产生的界面问题,也就无须因粘结问题对界面进行特殊处理.这有效保证了拉压区两类混凝土的整体性,也是体现配筋梯度混凝土梁的重要优势.试验梁采用三分点加载,纯弯段长度为 600 mm.

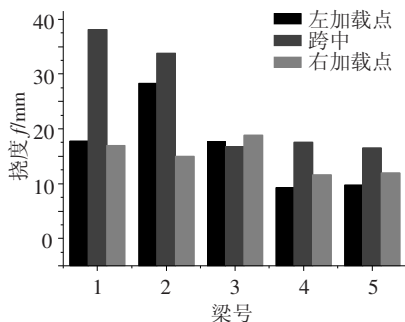


图 1 试验梁极限变形值

1.2 试验结果分析

1.2.1 极限变形

承载能力极限状态下,试验梁极限变形见

图 1. 相对受压区高度 ξ 为 0.067 的试验梁 B1,跨中挠度最大值为 43.07 mm ($L/37.1$, L 为计算跨度 1 600 mm),左加载点挠度为 22.744 mm ($L/70.3$),右加载点挠度为 21.964 mm ($L/72.8$); ξ 为 0.251 的试验梁 B2,跨中挠度最大值为 38.75 mm ($L/41.3$),左加载点挠度为 33.32 mm ($L/48$),右加载点挠度为 19.97 mm ($L/80.1$); ξ 为 0.289 的试验梁 B3,跨中挠度为 21.68 mm ($L/73.8$),左加载点挠度为 22.61 mm ($L/70.8$),右加载点挠度为 23.85 mm ($L/67.1$); ξ 为 0.396 的试验梁 B4,跨中挠度最大值为 22.55 mm ($L/71$),左加载点挠度为 14.28 mm ($L/112$),右加载点挠度为 16.62 mm ($L/96.3$); ξ 为 0.427 的试验梁 B5,跨中挠度最大值为 21.5 mm ($L/74.4$),左加载点挠度为 14.74 mm ($L/108.5$),右加载点挠度为 16.97 mm ($L/94.3$).

试验梁破坏时,试验梁两加载点极限挠度值并非沿梁中线对称分布,而是混凝土压碎一侧的加载点挠度较另一侧大.试验梁 B3 由于破坏时出现受拉纵筋保护层崩落,两加载点与跨中挠度极限值相差不大,且跨中挠度极限值较一侧加载点小.可见相对受压区高度、压区高强混凝土布置范围箍筋约束等因素对于试验梁的刚度及变形性能有显著影响,直接采用最大挠度为 $L/50$ 作为判别配筋梯度混凝土梁破坏的判别标志值得商榷.

1.2.2 截面应变

基于各测点纵筋及混凝土应变,结合相应的材料应力-应变关系,可确定出各试验梁由加载直至试验梁破坏的全部荷载历程中截面应力变化情况,各试验梁截面应变 ε 变化见图 2.

由图 2 可知,加载过程中压区混凝土和纵筋应变基本上符合平截面假定.对于低、中配筋率的试验梁跨中控制截面受拉纵筋的应变基本上以屈服应变为界,呈两折线变化.仅高配筋率的试验梁 B5 荷载-跨中纵筋应变关系呈曲线关系.

由于低中配筋率的试验梁均表现为近一侧加载点混凝土压碎破坏,试验梁破坏前,即将破坏的一侧混凝土压应变以及相对应的受拉混凝土裂缝发展较大,致使该侧刚度削弱较大,纵筋应变发展剧烈而完整,而远破坏端的加载点截面刚度削弱相对不大,纵筋应变发展滞后且出现缺失.梁 B5 则由于配筋率较高,主要表现为压区混凝土压碎先于受拉纵筋屈服的超筋梁破坏特征,且破坏前纯弯段受拉裂缝宽度不大,刚度削弱不大,两加载点下方刚度变化较为均衡,所以,相对应的各荷载阶段两加载点下方纵筋应变发展差距不大.

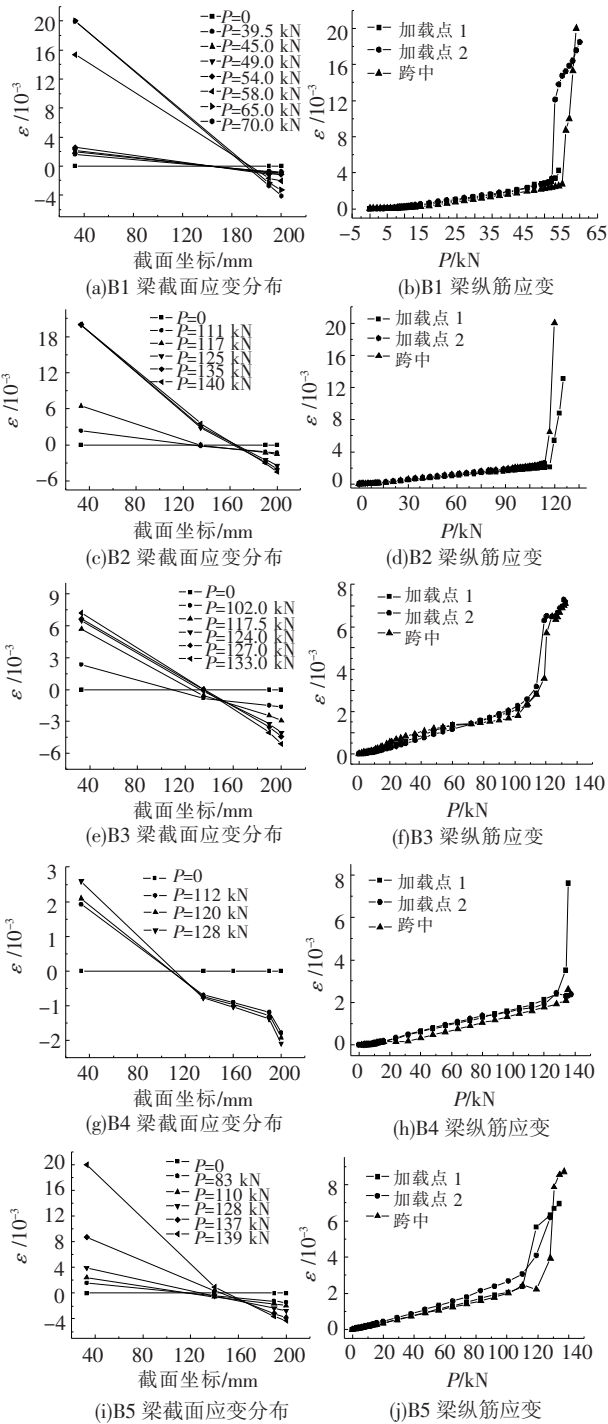


图2 试验梁截面应变与纵筋应变

1.2.3 压区边缘混凝土极限压应变

试验梁梁顶及梁侧压区混凝土边缘压应变实测值见图3。低配筋率及中等配筋率的4根试验梁(梁B1~梁B4)压区边缘压应变与荷载基本上呈两折线关系:由加载至达到屈服荷载,压区边缘混凝土压应变随着荷载的增大而线性增大;由屈服荷载至极限荷载,压区边缘压应变与荷载关系曲线斜率较屈服前降低(斜率为负)。高配筋率的试验梁B5,荷载-压区边缘混凝土压应变关系呈曲线变化,且梁顶和梁侧混凝土极限压应变差别不大。

由图3(f)可知,梁顶边缘混凝土极限压应变最大值为0.004465,最小值0.004036,平均值为0.004194;梁侧边缘混凝土极限压应变最大值为0.003618,最小值为0.001686,平均值为0.002961。可见,与过去认为高强混凝土受弯构件压区边缘极限压应变0.003不同,若按梁顶混凝土极限压应变实测值,配筋梯度混凝土梁压区边缘混凝土极限压应变较普遍认为的高强混凝土极限压应变约大0.0012,因此,对于该类梁极限承载力分析时,所取用的压区边缘混凝土极限压应变限值需结合截面应力应变分析以及截面两类混凝土的本构关系综合考虑后确定。图3(a)~(e)混凝土极限压应变以受拉为正,图3(f)则以受压为正。

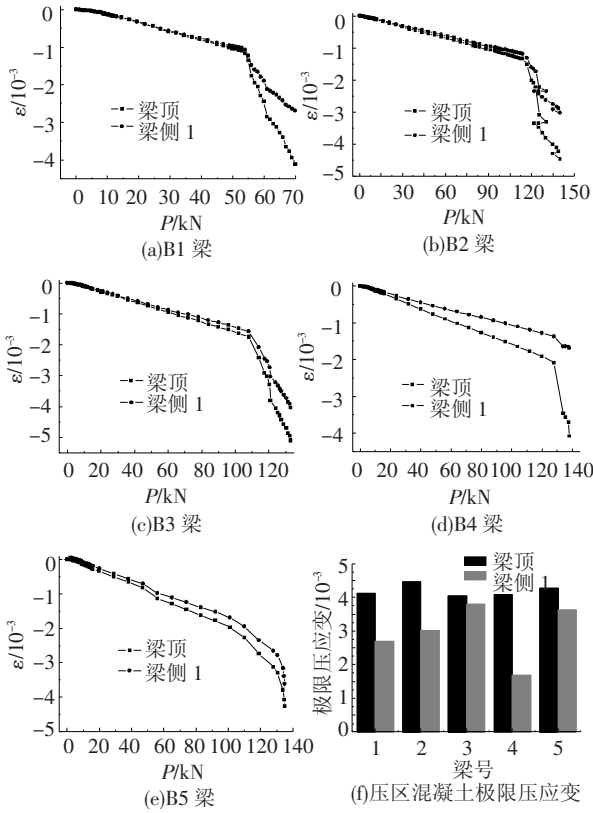


图3 截面混凝土压应变

1.2.4 箍筋应变

在加载点对应的箍筋上粘贴了应变片测试截面压区的高强混凝土及普通混凝土内同一箍筋应力应变,以考察两类混凝土共同工作性能。加载点处箍筋应变与外荷载关系见图4。

由开裂荷载至屈服荷载:梁B1截面压区的箍筋呈现受拉状态,但拉应变数值较小;截面拉区箍筋呈现受压状态,压应变绝对值较拉区大。梁B2截面压区箍筋也呈现为受拉状态,拉应变数值较小,且呈现一定的波动性;而截面拉区箍筋应变基本上在0上下浮动,数值较小,且在一定荷载后

呈现受拉状态。梁 B3 截面压区箍筋应变整体上则随着荷载增大而增大,在达到屈服荷载时,截面拉区箍筋应变已大于0.000 1;截面拉区箍筋应变也是随着荷载增大而增大,且与压区箍筋应变数值接近。梁 B4 截面压区箍筋呈受压状态,截面压区箍筋应变随着荷载的增大基本上线性增大,且数值较小;截面拉区箍筋基本上呈受拉状态,且箍筋应变也随着荷载的增大而增大,数值也较小。梁 B5 截面拉压区箍筋均呈受拉状态,且箍筋应变随着荷载的增大而增大,但同级荷载下截面压区箍筋应变大于截面拉区箍筋应变。

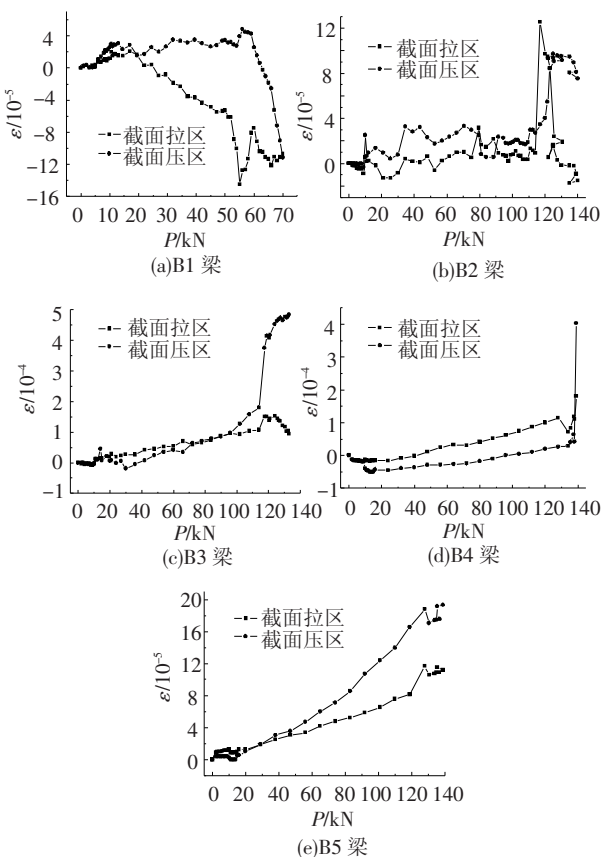


图4 试验梁箍筋应变

由屈服荷载至极限荷载:梁 B1 截面压区箍筋仍呈现受压状态,且随着荷载的增大达到受压峰值,至极限荷载时,减小为与拉区箍筋应变基本相等;截面拉区箍筋应变随着荷载的增大达到受拉峰值后,急剧减小并呈现受压状态,并在试验梁破坏时压应变数值上与拉区箍筋相等。梁 B2 截面压区箍筋呈现受拉状态,且随着荷载的增大迅速达到峰值,在试验梁破坏前拉应变数值有一定下降;截面拉区应变呈现剧烈的波动性,随着荷载增大迅速达到大于截面压区峰值的拉应变后迅速下降并呈现受压状态,试验梁破坏时,截面拉区箍筋压应变数值不大。梁 B3 截面压区箍筋的拉应变随着荷载的增大急剧增大,在梁破坏时达到拉

应变峰值;截面拉区的拉应变呈缓慢变化,且数值不大。梁 B4 拉压区箍筋应变基本上均呈受拉状态,且随着荷载的增大应变而增大,在达到极限荷载前,截面拉区箍筋拉应变均大于同级荷载下压区箍筋拉应变,但试验破坏时,拉压区箍筋拉应变均达到峰值,截面压区箍筋应变急剧增大到最大,且大于拉区箍筋应变最大值。梁 B5 拉压区箍筋均呈现受拉状态,且随着荷载的增大拉应变逐步增大,截面压区箍筋拉应变一直大于同级荷载下压区箍筋拉应变,在达到极限或接近极限荷载时,截面压区箍筋拉应变与拉区箍筋拉应变分别达到峰值。

各试验梁加载点位置的箍筋在截面压区和截面拉区范围内的应变随荷载的增加呈现不同的发展状况,且位于截面压区的箍筋应变与高强混凝土压区高度有关。总体上,由加载至各试验梁破坏,各试验梁的箍筋应变值均不大,箍筋最大应力为 100 N/mm^2 ,处于弹性状态。这说明配筋梯度混凝土梁的两类混凝土的整体工作性较好,事实上,由加载到破坏的全过程均未发现两类混凝土出现分层、脱开等现象。

2 正截面承载力分析

配筋梯度混凝土受弯构件极限弯矩计算方法采用等效矩形应力图的实用简化方法^[3-7],由前述试验结果可知,该类结构构件的控制截面应变分布基本符合平截面假定,所采用的假定与常规高强混凝土受弯结构构件分析时相同。

由相关基本假定,同时采用现行国家标准中受压区矩形应力图,结合图5,可得梯度混凝土矩形截面受弯构件正截面承载力计算公式:

$$\begin{cases} \alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s, \\ M_u = \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s). \end{cases} \quad (1)$$

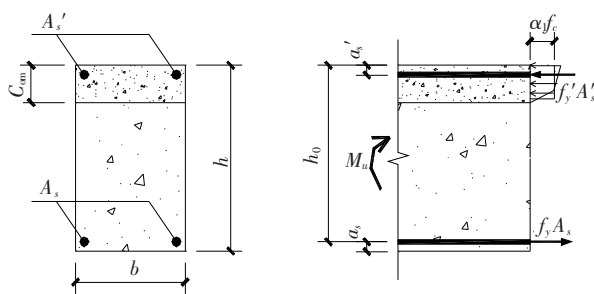


图5 正截面承载力计算

式(1)的应用条件为 $x \leq \xi_b h_0$ 以及 $x \geq a'_s$ 与普通钢筋混凝土受弯构件正截面承载力计算相关规定相同。式(1)中, f_c 是压区高强混凝土轴心抗

压强度,计算时,还需补充 $x_n = x/\beta_1 \leq c_{om}$,这里 β_1 为等效矩形应力图形系数,即配筋梯度混凝土受弯构件的中和轴高度 x_n 不应大于压区高强混凝土厚度 c_{om} .

对配筋梯度混凝土受弯构件进行承载力分析,以混凝土压区边缘达到极限压应变或受拉纵筋应变达到 0.01 为试验梁达到极限状态的标志之一,由现行国家标准给出的混凝土本构关系得到的试验梁压区边缘混凝土极限压应变值为 $\varepsilon_{cu2} = 0.002\ 926$,可根据试验结果确定与此相对应的极限荷载试验值 P'_{u2} ,同样,也可确定与受拉纵筋达到 0.01 所对应的极限荷载试验值 P'_{u3} ,试验梁荷载持续增大而变形开始减小时刻所对应的破坏荷载试验值为 P'_{u1} ,试验梁各类极限荷载试验值及按式(1)得到的极限荷载计算值 P_u^c 见表 1.

表 1 试验梁极限承载力分析

梁号	实 测 值						计 算 值
	试 验 梁		混 凝 土 极 限		纵 筋 应 变		
	破 坏		压 应 变		为 0.01		
	$\varepsilon_{cu1} / 10^{-6}$	P'_{u1} / kN	$\varepsilon_{cu2} / 10^{-6}$	P'_{u2} / kN	$\varepsilon_{cu3} / 10^{-6}$	P'_{u3} / kN	
B1	4 120	70		62	1 103	52.7	41.6
B2	4 465	140		125	1 649	117.8	111.8
B3	5 106	133	2 926	117.6	—	—	118.3
B4	4 085	139		131.6	—	—	133.1
B5	4 265	139		123.2	—	—	150.3

由表 1 可知,试验梁 B1 和 B2 的受拉纵筋应变达到 0.01 时所对应的极限荷载试验值 P'_{u3} 较两根梁的破坏荷载 P'_{u1} 以及压区边缘混凝土达到规范极限压应变的极限荷载 P'_{u2} 小,因此,在规范规定的承载能力极限状态下,两根梁的极限荷载可取为 P'_{u3} ,这主要是由于两根梁配筋率较低其相对受压区高度实际值分别为 0.076 和 0.251,受拉纵筋直径较小,更易于达到 0.01.事实上,梁 B2 压区边缘混凝土达到规范极限压应变时所对应的极限荷载 P'_{u2} 为 125 kN 与 P'_{u3} 为 117.8 kN 接近.梁 B3 和梁 B4 的受拉纵筋应变均未 0.01 的状态,因此,其极限荷载试验值可取压区边缘混凝土达到规范极限压应变时所对应的极限荷载 P'_{u2} .梁 B5 的相对受压区高度实际值为 0.427,已接近按实际混凝土强度等级和实际钢筋应变计算确定的界限相对受压区高度 ξ_b 为 0.433,试验梁已表现一定的脆性破坏性质,其极限荷载试验值可取为 P'_{u1} .可得到极限荷载计算值与试验值的比值 P_u^c/P'_{u1} , P_u^c/P'_{u2} 的平均值为 0.967,均方差为

0.110,变异系数为 0.114.可见,式(1)的计算结果与试验值吻合较好,除梁 B5 外,破坏荷载的实测值与式(1)计算值持平或稍大,说明采用式(1)进行配筋梯度混凝土受弯构件极限承载力计算是偏于安全的.

3 塑性铰转动能力与曲率延性

由梯度混凝土梁控制截面纵筋屈服至达到极限荷载的过程为其塑性铰形成并发生转动的过程,塑性铰转动能力直接影响着其真实内力分布^[8-11].

对于配筋梯度混凝土梁,受拉纵筋屈服时刻控制截面的曲率为屈服曲率 ϕ_y ,达到结构破坏时控制截面的曲率为极限曲率 ϕ_u .若已知等效塑性铰区长度 L_p ,用于描述塑性铰转动能力的极限塑性转角为

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p. \tag{2}$$

配筋梯度混凝土梁塑性铰的转动能力主要取决于控制截面区是否有足够的延性.延性是指截面或构件在承载力没有显著下降的情况下承受变形的能力.按变形性质,延性可分为曲率延性、转角延性及位移延性等.其中曲率延性只与控制截面的性状有关,为反映塑性铰区性状且便于分析,一般以曲率延性来间接反映塑性铰转动程度.曲率延性系数 μ_ϕ 为

$$\mu_\phi = \phi_u/\phi_y. \tag{3}$$

配筋梯度混凝土梁塑性铰转动能力与材料物理力学性能、荷载形式、截面、配筋、混凝土及钢筋本构关系等诸多因素有关,但一般认为,在材料、截面以及材料本构关系确定情况下,塑性铰转动能力仅与控制截面相对受压区高度有关.对于梯度混凝土梁,还应考虑两类混凝土的性质,此影响可在材料本构关系中得到体现.对于所完成的配筋梯度混凝土试验梁,由于采用的是三分点加载方式,依据已有研究,考虑到受拉纵筋粘结滑移的影响,其等效塑性铰区长度应为两集中荷载间距 S 以外各延伸 $0.25h_0$,即三分点加载条件下梯度混凝土梁等效塑性铰区长度 L_p 为

$$L_p = S + 0.5h_0. \tag{4}$$

由于已实测得到了受拉纵筋达到屈服应变 ε_{sy} 时刻控制截面压区边缘混凝土压应变 ε_{cy} ,由此可得试验梁屈服曲率 $\phi_y = (\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cy})/h_0$;由于已知压区混凝土及受拉纵筋的材料本构关系,结合平截面假定以及截面内力平衡条件,可得到试验梁破坏时控制截面中和轴高度实测值 x_{nu} ,再结合压区边缘混凝土极限压应变实测值 ε_{cu} ,可得试

验梁极限曲率 $\phi_u = \varepsilon_{cu}/x_{nu}$ 。配筋梯度混凝土试验梁塑性铰转动能力及延性计算见表 2。

表 2 梯度混凝土梁塑性铰转动能力及延性计算

梁号	$x_{nu} /$ mm	$\varepsilon_{cu} /$ 10^{-6}	$\varepsilon_{sy} /$ 10^{-6}	$\phi_u /$ m^{-1}	$\phi_y /$ m^{-1}	$\theta_p /$ rad	μ_ϕ
B1	17.577	4 120	1 623.5	0.234 1	0.014 2	0.150 8	16.475 7
B2	56.612	4 465	2 351.0	0.078 9	0.021 9	0.038 9	3.599 4
B3	63.339	5 106	2 350.0	0.080 6	0.024 6	0.038 1	3.277 7
B4	73.196	4 085	1 921.0	0.055 8	0.022 8	0.022 5	2.451 5
B5	91.681	4 265	1 582.5	0.046 5	0.019 1	0.018 6	2.432 7

在前述分析基础上,以控制截面相对受压区高度 ξ 为自变量,可得到三分点加载的梯度混凝土简支梁跨中控制截面塑性铰转动能力拟合曲线见图 6。

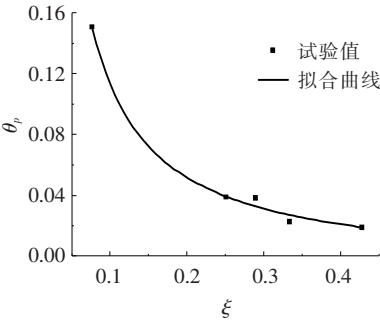


图 6 塑性铰转动能力

结合图 6 可得,三分点加载的梯度混凝土简支梁跨中控制截面塑性铰转动能力表达式为

$$\theta_p = \frac{0.012}{\xi} - 0.1. \tag{5}$$

式(5)得到的决定系数 R^2 为 0.995 8,说明回归公式精度较高,与试验值吻合程度较好。

以控制截面相对受压区高度为 ξ 自变量,分别采用指数函数和双曲函数形式,可得到三分点加载的梯度混凝土简支梁跨中控制截面曲率延性系数拟合曲线见图 7。可得,三分点加载的梯度混凝土简支梁跨中控制截面曲率延性系数为

$$\mu_\phi = \frac{1.36}{\xi} - 1.38. \tag{6}$$

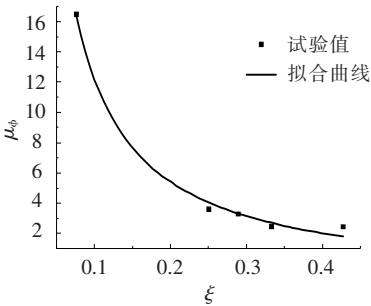


图 7 曲率延性

式(6)的决定系数 R^2 为 0.995 5,说明回归公式精度较高,与试验值符合程度较好。

4 结 论

- 1)提出梯度混凝土受弯构件正截面承载力计算公式,并用试验数据进行了验证。
- 2)引入三分点加载下梯度混凝土矩形截面梁截面屈服曲率、极限曲率、等效塑性铰区长度、塑性铰转动能力及截面曲率延性等计算方法。
- 3)提出以控制截面相对受压区高度为基本变量的三分点加载下梯度混凝土矩形截面梁塑性铰转动能力计算公式。
- 4)提出以控制截面相对受压区高度为基本变量的三分点加载下梯度混凝土矩形截面梁截面曲率延性系数的计算公式。

参考文献:

[1] 周威. 梯度及预应力混凝土结构设计相关问题研究 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学博士后出站报告, 2010: 19-61.

[2] ISKHAKOV I, RIBAKOV Y. A design method for two-layer beams consisting of normal and fibered high strength concrete [J]. Materials and Design, 2007, 28 (5): 1672-1677.

[3] LESLIE E, RAJAGOPALAN S, EVERARD J. Flexural behavior behavior of high-strength concrete beams [J]. Journal of the American Concrete Institute, 1976, 73 (9): 517-521.

[4] BERNHARDT J, FYNBOE C. High strength concrete beams [J]. Nordic Concrete Research, 1986(5): 19-26.

[5] MANSUR A, CHIN S, WEE H. Flexural behavior of high-strength concrete beams [J]. ACI Structural Journal, 1997, 94(6): 663-674.

[6] PECCE M, FABBROCINO G. Plastic rotation capacity of beams in normal and high-performance concrete [J]. ACI Structural Journal, 1999, 96(2): 290-296.

[7] LOPES R, BERNARDO A. Plastic rotation capacity of high-strength concrete beams [J]. Materials and Structures, 2003, 36(1): 22-31.

[8] DAOU A, GHANEM H. Study of the minimum shear reinforcement in high strength concrete beams [J]. AEJ-Alexandria Engineering Journal, 2003, 42(5): 601-611.

[9] BERNARDO A, LOPES R. Neutral axis depth versus flexural ductility in high-strength concrete beams [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(3): 452-459.

[10] HO M, KWAN H, PAM J. Minimum flexural ductility design of high-strength concrete beams [J]. Magazine of Concrete Research, 2004, 56(1): 13-22.

[11] RASHID A, MANSURA. Reinforced high-strength concrete beams in flexure [J]. ACI Structural Journal, 2005, 102(3): 462-471.

(编辑 赵丽莹)