

文章编号:1001-4888(2010)06-0625-08

锈蚀钢筋混凝土偏心受压构件实验 及其承载力计算方法研究*

张克波, 胡俊, 张建仁, 彭晖

(长沙理工大学 土木与建筑学院, 湖南 410076)

摘要: 大量锈蚀钢筋混凝土偏压构件的实验研究表明,随着纵向受力主筋锈蚀率的增大,偏心受压构件的承载力及其刚度均有不同程度的降低。并且由于钢筋锈蚀,钢筋混凝土偏心受压构件延性也随之降低,脆性性质明显,从而可能使得钢筋混凝土偏压构件的破坏形态发生变化。在对预制钢筋混凝土柱进行快速锈蚀实验 85 研究的基础上,对锈蚀偏心受压构件的结构性能退化机理和破坏特征进行了分析;在现行计算理论和实验 85 结果分析的基础上,通过拟合出的锈蚀钢筋与混凝土间的应变不协调系数,对未锈蚀构件的相对界限受压区高度进行修正,得到了锈蚀偏心受压构件相对界限受压区高度的修正公式;考虑锈蚀钢筋截面的削弱、钢筋屈服强度的降低以及钢筋和混凝土之间粘结性能退化的影响,提出锈蚀偏心受压构件正截面承载力计算方法,为今后混凝土结构耐久性评估和可靠性鉴定提供了科学依据。

关键词: 锈蚀钢筋混凝土; 偏心受压构件; 钢筋锈蚀率; 平截面假定; 相对界限受压区高度

中图分类号: TU 375.3 **文献标识码:** A

0 引言

混凝土结构中的钢筋锈蚀后,随之钢筋截面积减少、其自身力学性能劣化以及钢筋与混凝土之间的粘结性能退化,这将使混凝土结构中有效钢筋的含量减少,钢筋与混凝土间的协同工作性能降低,致使两种材料在荷载作用下不能共同受力变形,并且随着钢筋锈蚀的加重,延性性能降低,锈蚀钢筋混凝土将更加接近于素混凝土结构。

目前,国内外对锈蚀钢筋混凝土梁的实验 85 研究比较多,而对于锈蚀钢筋混凝土偏心受压构件的研究则相对较少。由于受弯构件和偏心受压构件的受力特点不同,钢筋锈蚀对钢筋混凝土偏心受压构件承载力的削弱作用,主要表现在钢筋截面损失与混凝土截面损失两个方面。惠云玲^[1]等为分析受弯和受压构件在其钢筋锈蚀前后的基本受力特性,进行了 24 根梁和 9 根柱的试验,指出当构件截面较大、保护层相对较小且配筋量较大时,钢筋截面损失起控制作用;当构件截面较小,保护层相对较大时,混凝土截面缺损起控制作用,并且根据锈蚀开裂和损伤程度的不同,提出了对于钢筋锈蚀混凝土保护层已经开裂破损的受压构件承载力计算,除应考虑钢筋截面损失和屈服强度降低外,还必须考虑截面几何损伤对承载能力的影响,并给出了相应的计算公式。史庆轩^[2-3]等采用电化学方法对钢筋混凝土柱中的钢筋进行了加速锈蚀试验,以此对偏心受压构件锈蚀后的承载力进行分析,试验结果表明:锈蚀构件开裂

* 收稿日期: 2010-03-17; 修订日期: 2010-05-26

基金项目: 国家自然科学基金项目, 编号 50478032

通讯作者: 彭晖(1976-), 男, 博士, 副教授, 主要研究方向为混凝土结构耐久性能, 先进复合材料土木工程应用, 新型加固材料与
技术。E-mail: anchor1210@126.com

荷载 P_c 与极限荷载 P_u 的比值大于完好构件,且屈服荷载 P_y 与极限荷载 P_u 的比值也高于完好构件,即屈服荷载与极限荷载值比较接近,因此锈蚀构件的延性性能明显降低,脆性性质则明显增强(此处开裂荷载是指构件受拉区刚出现裂缝时的荷载值,屈服荷载为对应于受拉区钢筋达到屈服时的荷载)。周锡武^[4]等在试验研究的基础上,对大偏心压弯构件在锈蚀开裂前以及锈蚀开裂后分别进行分析,提出了锈蚀大偏心压弯构件承载力在两种情况下的计算模型。张克强^[5]等在已有成果的基础上,从锈蚀钢筋压区混凝土受力状态变化和截面损伤对构件承载力的影响入手,分析了混凝土未开裂、开裂以及保护层剥落3个不同阶段的受力特点,建立了锈蚀钢筋混凝土小偏心受压构件的承载力计算模型。陈晓晨^[6]等在考虑钢筋应变不再符合平截面假定的前提条件下,基于锈蚀钢筋与混凝土间的粘结退化模型,分析了钢筋锈蚀对破坏模式转变的影响,提出了大偏压、小偏压以及粘结锚固3种破坏模式间的判定方法,从而建立了锈蚀钢筋混凝土柱抗压承载力的计算模型。

本文在快速锈蚀试验的基础上,对锈蚀偏压构件的受力性能进行分析,力图进一步研究钢筋面积减少、钢筋屈服强度降低以及钢筋与混凝土之间粘结性能的退化对偏压构件受力性能及其承载力的影响。



图1 试件快速锈蚀

Fig. 1 Accelerated corrosion of members

及其配筋图见图2所示。

1 锈蚀偏压柱试验简介

1.1 试件快速锈蚀方法

本文试验采用电化学方法进行试件内钢筋的快速锈蚀。制作预定结构尺寸的钢筋混凝土柱并进行养护,将达到龄期的钢筋混凝土试件浸泡在5%NaCl溶液中若干天后(浸泡时间越长钢筋周围氯离子浓度越大,从而使钢筋通电后能够达到设计锈蚀率),将连接钢筋的导线与恒定直流电源相连接,而直流电源的阴极则与溶液中的不锈钢相连接,通过NaCl溶液形成回路,在电流作用下,阳极钢筋释放电子被氧化成亚铁离子,使纵向主筋发生锈蚀(见图1)。试验柱结构尺寸及其配筋图见图2所示。

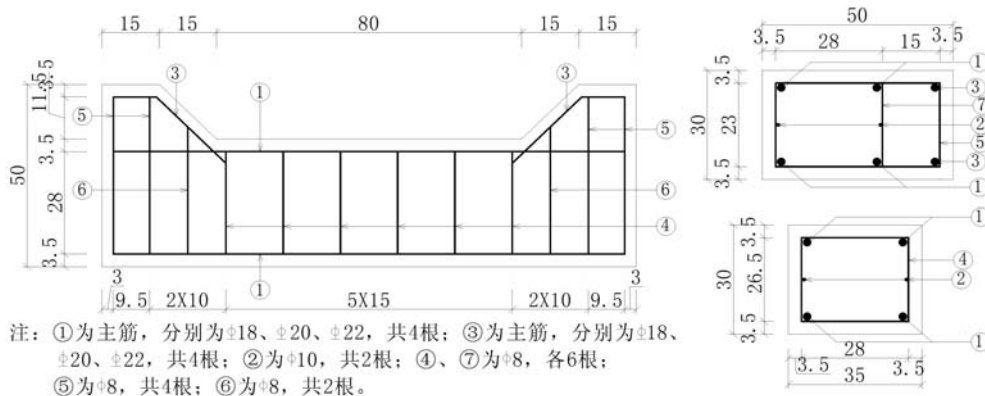


图2 试验构件尺寸及配筋图

Fig. 2 The scantling and reinforcement distribution of experimental members

1.2 试件设计

本文试验对偏压柱试件考虑3个试验参数:钢筋直径、钢筋种类、钢筋锈蚀率(质量损失率),其中钢筋直径设置3个水平:18mm、20mm、22mm;钢筋种类设置3个水平:R235、HRB335、HRB400;钢筋锈蚀率设置6个水平:0%、1%、3%、6%、10%、15%。试件混凝土设计强度为C25,实测强度为30.467MPa;各试件的具体参数设置见表1。

1.3 锈蚀钢筋混凝土柱承载力试验

锈蚀偏心受压试验柱采用微机控制电液伺服剪压试验机加载装置进行加载。加载时,大偏心距的偏压构件的设计偏心距为200mm,小偏心距的偏压构件的设计偏心距为95mm。荷载的偏心距由固定

在试验机上的加荷刀具来控制,构件采用几何对中方法就位。在偏压构件的侧向自顶向下布置位移计,以测定构件的侧向挠度。对柱内的纵向钢筋贴片,以测得不同加载方式作用下纵向钢筋的应变。在混凝土表面贴应变片,以研究试验柱的受拉区和受压区混凝土在各级荷载下的应力状态及其破坏形式(见图 3)。

表 1 试验构件基本参数

Tab. 1 Fundamental parameters of experimental members

构件编号	主筋直径 (mm)	钢筋类型	设计锈蚀率 (%)	实测锈蚀率 (%)	构件编号	主筋直径 (mm)	钢筋类型	设计锈蚀率 (%)	实测锈蚀率 (%)
Z1	18	HRB335	0	0	Z10	22	HRB400	0	0
Z2	20	HRB400	3	3.28	Z11	20	HRB335	6	5.24
Z3	22	R235	6	5.28	Z12	22	R235	10	9.86
Z4	20	HRB335	10	9.03	Z13	22	HRB335	15	18.98
Z5	20	HRB335	0	0	Z14	20	HRB335	15	12.23
Z6	20	HRB400	3	5.50	Z15	20	HRB400	1	1.00
Z7	20	R235	1	3.60	Z16	20	R235	1	2.88
Z8	20	HRB400	3	8.07	Z17	18	R235	3	3.67
Z9	20	HRB335	3	5.59					

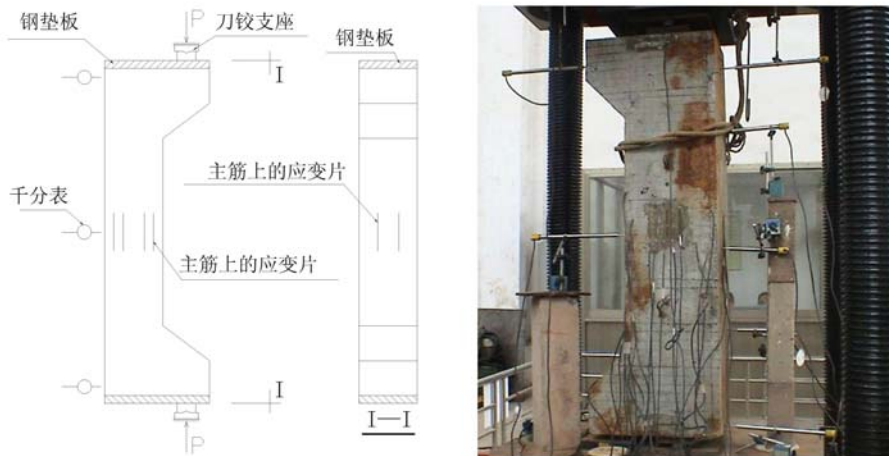


图 3 试验柱加载图

Fig 3 Experimental columns being under loading

1.4 锈蚀钢筋的实际屈服强度退化规律

锈蚀钢筋的强度退化与锈蚀程度有关。文献^[7-9]进行了大量锈蚀钢筋力学性能试验,试验结果表明,随着钢筋截面损失率的增大,屈服强度和抗拉强度的下降幅度增大,而且当钢筋严重锈蚀后,σ-ε 曲线发生很大的变化,没有明显的屈服点,屈服强度与抗拉强度非常接近。

荷载试验结束后,取出其中的锈蚀钢筋,对其进行力学性能试验,分析钢筋实测锈蚀率与抗拉屈服强度的对应关系,得到了光圆钢筋和螺纹钢实际屈服强度随锈蚀率变化的计算式如下:

$$\text{HPB235 钢筋: } f_{ys} = -0.95\eta + 262.97$$

$$\text{HRB335 钢筋: } f_{ys} = -16.42\eta + 363.54$$

$$\text{HRB400 钢筋: } f_{ys} = -12.4\eta + 417.25$$

式中 η 为实测平均质量锈蚀率; f_{ys} 为钢筋锈蚀后的实际屈服强度,即锈蚀钢筋的屈服荷载与其截面削弱最大处面积之比。

2 试验结果分析

2.1 锈蚀偏压构件的平截面假定分析

未锈蚀状态下偏压混凝土构件的钢筋与混凝土之间应存在变形协调,即截面钢筋与混凝土的变形符合平截面假定。受力钢筋锈蚀后,钢筋与混凝土之间是否仍然存在变形协调关系,平截面假定是否成立,成为锈蚀偏压构件受力性能分析的关键。图4为柱Z13在各级荷载作用下,沿构件横截面高度方向上的混凝土应变分布,其实测锈蚀率为18.98%。

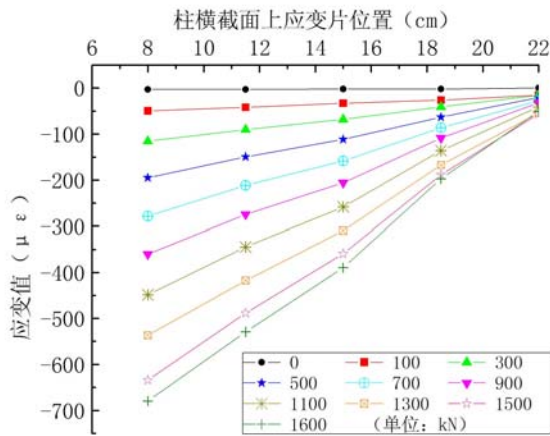


图4 各级荷载作用下Z13柱高中间截面上的应变图

Fig. 4 Midsection concrete strain of Z13's height at all load levels

是滞后于混凝土的应变,而对于靠近集中荷载一侧的纵向主筋,由于偏心受压构件的两端对主筋可靠的锚固作用,于是在临近破坏时,随着混凝土的压溃,偏心受压构件两端随之骤然压缩,使得钢筋的应变忽然增大,此时靠近集中荷载一侧的钢筋应变值与混凝土的应变值比较接近,也即是说在达到极限状态时,靠近集中荷载一侧的钢筋可以认为是屈服的。

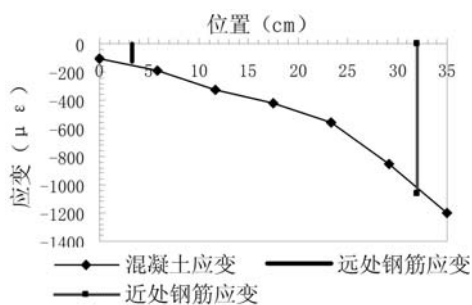


图5 柱Z10 $\eta=0\%$

Fig. 5 Column Z10 $\eta=0\%$

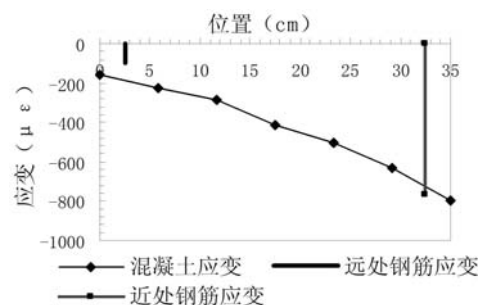


图6 柱Z17 $\eta=3.67\%$

Fig. 6 Column Z17 $\eta=3.67\%$

进一步分析可以发现,远离集中荷载侧钢筋和混凝土之间的变形协调关系随着锈蚀率的增大不再成立。当锈蚀率为0%时,如图5,此时钢筋的应变几乎和混凝土的应变相等,也就是说未锈蚀时钢筋和混凝土是变形协调的;在锈蚀率较小时,如图6,锈蚀率为3.67%,此时钢筋应变为混凝土应变的62%;当锈蚀率进一步发展,如图7,锈蚀率为9.86%,此时钢筋的应变为混凝土应变的33%;当锈蚀率较大时,如图8,锈蚀率为12.23%,此时钢筋的应变仅为混凝土应变的20%。即锈蚀率越大,钢筋和混凝土之间的应变不协调程度越大,混凝土和钢筋之间的变形协调不再成立,也就是说远离荷载一侧的钢筋已

由图4以及图5~图8可知,锈蚀试验柱在荷载作用下,可以认为柱截面高度方向上混凝土应变,在一定标距范围内其平均值仍然保持在一条直线上。由此可以得出以下结论:钢筋锈蚀后的偏压柱的混凝土应变仍然符合平截面假定。

钢筋与混凝土之间变形协调几何关系(平截面假定)是钢筋混凝土偏压构件计算模型基本假设之一,由试验结果表明(见图5~图8),钢筋锈蚀造成钢筋和混凝土之间粘结性能退化,改变了钢筋和混凝土之间应变协调关系。根据试验数据分析发现,随着锈蚀率的增大,当构件达到极限状态时,靠近集中荷载一侧钢筋的应变与该钢筋处混凝土的应变接近,而远离集中荷载侧钢筋的应变则小于钢筋处混凝土的应变。经分析造成这种现象的原因是,钢筋锈蚀造成钢筋和混凝土之间粘结性能退化,随着荷载的增大,靠近集中荷载一侧的纵向主筋应变和混凝土的应变不再相等,而

经不符合平截面假定了。

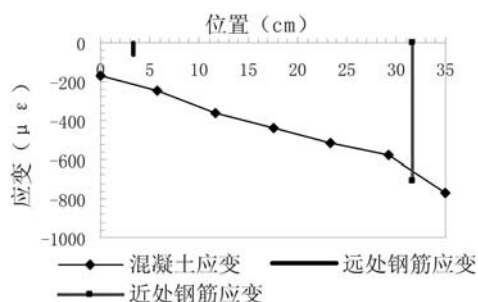


图7 柱 Z12 $\eta=9.86\%$
Fig. 7 Column Z12 $\eta=9.86\%$

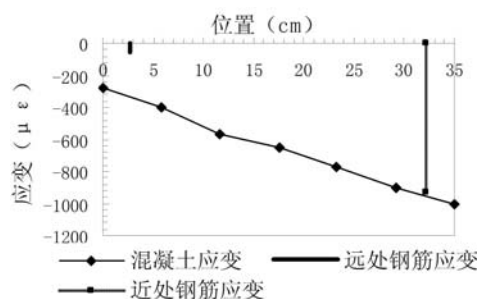


图8 柱 Z14 $\eta=12.23\%$
Fig. 8 Column Z14 $\eta=12.23\%$

2.2 钢筋锈蚀后偏压柱大、小偏心判别

2.2.1 应变不协调系数 $\Phi(\eta)$

由前述分析可知,对于钢筋锈蚀引起的钢筋与混凝土之间的粘结性能退化,主要表现在远离集中荷载侧钢筋的应变滞后于该钢筋处混凝土的应变,即应变不协调。定义远离集中荷载侧钢筋应变与同一位置混凝土应变的比值 $\epsilon_{sr} / \epsilon_{cs}$ 为应变不协调系数 Φ (ϵ_{sr} 为远离集中荷载侧极限状态下柱中点处钢筋的应变, ϵ_{cs} 为对应位置处的混凝土应变),在偏压构件截面力学模型中加入该系数以考虑锈蚀引起的钢筋—混凝土间粘结性能退化对偏心受压构件承载力的影响。

下面将试验得到的不同锈蚀率小偏心钢筋混凝土柱的 Φ 和锈蚀率 η 绘制成散点图,再对散点进行回归分析时,为了得到 Φ 的最佳关系表达式,分别采用线性回归、抛物线拟合和一阶指数增长拟合(见图9、图10),最终确定最符合试验数据的回归结果(其中试验柱 Z13 钢筋应变片失效)。

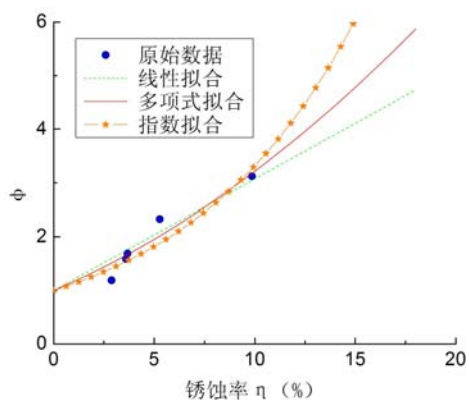


图9 光圆钢筋偏压柱 $\Phi-\eta$
Fig. 9 Eccentric compression column arranged with plain round bar $\Phi-\eta$

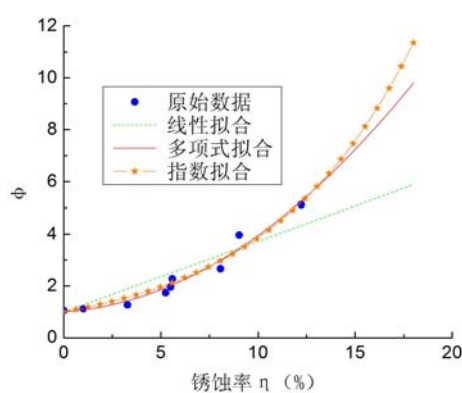


图10 螺纹钢偏压柱 $\Phi-\eta$
Fig. 10 Eccentric compression column arranged with ribbed rebar $\Phi-\eta$

(1) 对于主筋为光圆钢筋的偏压柱

若采用线性回归,则有:

$$\Phi(\eta) = 0.20729\eta + 1$$

线性回归与散点的相关系数 $R^2 = 0.8877$ 。

若采用多项式拟合,则有:

$$\Phi(\eta) = 1 + 0.16042\eta + 0.00611\eta^2$$

回归曲线与散点的相关系数 $R^2 = 0.9081$ 。

若采用一阶指数增长形式拟合,则有:

$$\Phi(\eta) = e^{0.11993\eta}$$

回归曲线与散点的相关系数 $R^2 = 0.8728$ 。

通过对比三种回归方法的相关系数 R 可知,采用多项式拟合得到的相关系数最大,即回归结果与散点符合程度最好,因此采用多项式拟合的式子作为光圆钢筋锈蚀柱极限状态下 $\Phi(\eta)$ 的关系表达式。

(2) 对于主筋为螺纹钢筋的偏压柱

若采用线形回归,则有:

$$\Phi(\eta) = 0.27152\eta + 1$$

线形回归与散点的相关系数 $R^2 = 0.8426$ 。

若采用多项式拟合,则有:

$$\Phi(\eta) = 1 + 0.0492\eta + 0.02443\eta^2$$

回归曲线与散点的相关系数 $R^2 = 0.9659$ 。

若采用一阶指数增长形式拟合,则有:

$$\Phi(\eta) = e^{0.13495\eta}$$

回归曲线与散点的相关系数 $R^2 = 0.9575$ 。

同理选择多项式形式拟合的式子作为螺纹钢筋梁极限状态下 $\Phi(\eta)$ 的关系表达式。

2.2.2 相对界限高度 ξ_b 的修正

钢筋未锈蚀的偏心受压构件正截面承载能力的计算,文献[10]中首先是用相对界限受压区高度 ξ_b 判别其大小偏心破坏,再根据其破坏模式建立相应的计算模型,进行承载能力的计算。所以对于钢筋已锈蚀的偏心受压构件正截面承载能力计算,锈蚀后的相对界限受压区高度计算是关键。

相对界限受压区高度主要与钢筋的弹性模量和屈服强度有关。弹性模量在钢筋锈蚀过程中变化不大,屈服强度在钢筋锈蚀后有所降低^[11];钢筋锈蚀造成钢筋和混凝土之间粘结性能退化,改变了钢筋和混凝土之间原有的应变协调关系,利用上面得到的钢筋屈服强度与锈蚀率以及应变不协调系数与锈蚀率之间的关系式,对未锈蚀构件的界限高度 ξ_b 进行修正,钢筋锈蚀后混凝土相对界限受压区高度的符号记为 ξ_{bc} 。 ξ_{bc} 即为混凝土压应变达到极限值 ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$),恰好锈蚀的纵向钢筋受拉应变也达到极限值 ($\epsilon_s = \epsilon_{su}$) 时的混凝土受压区相对高度,此时再按照上述已论证的平截面假定,即可得到锈蚀后界限高度 ξ_{bc} ,其推导公式如下:

$$\xi_{bc} = \frac{\beta}{1 + \frac{\Phi(\eta) f_{ys}}{\epsilon_{cu} E_s}}$$

其中 ξ_{bc} 为考虑锈蚀率修正后的界限高度; f_{ys} 为钢筋锈蚀后的名义屈服强度,本文不考虑混凝土性能的劣化,所以该处 ϵ_{cu} 仍取 0.0033, β 仍取 0.9。从 ξ_{bc} 计算式可看出,若其它条件不变,仅考虑钢筋与混凝土间粘结性能的退化,则随着锈蚀率的增大, $\Phi(\eta)$ 随之增大, ξ_{bc} 随之变小,破坏形式也将发生改变。

3 锈蚀偏压构件抗弯承载力计算模型

对于锈蚀钢筋混凝土矩形截面偏压柱,随着钢筋锈蚀率的增大,一方面纵向主筋截面会逐渐削弱,并且上文的圆钢筋和螺纹钢筋实际屈服强度随锈蚀率变化的计算式可以看出,其实际屈服强度也会有所降低,锈蚀偏压柱会逐渐趋于少筋构件;另一方面,由于锈蚀偏压柱中间区域钢筋粘结性能的退化,对钢筋而言,钢筋应变滞后于混凝土应变,相反地对于混凝土而言,钢筋限制混凝土变形、开裂的约束力变弱,垂直于柱轴线方向的裂缝易于在钢筋锈蚀严重的部位产生,即钢筋不能有效地发挥其作用,这相当于“有效”的钢筋变“少”了,脆性性质明显,如此锈蚀偏压柱同样会逐渐趋于少筋构件,易发生类似于少筋构件的“锈蚀少筋破坏”。从上面的试验结果分析可知,屈服强度只是随锈蚀率的增大按斜率较小的直线下降,且钢筋的局部锈蚀不是特别严重的话,钢筋截面损失率与锈蚀率也是线性关系,而主筋与混凝土之间的应变不协调系数则是按抛物线增长变化,即在锈蚀不是特别严重并且偏压构件两端主筋锚固可靠的情况下,发生少筋梁的可能性较小。基于上面的分析结果,下面通过锈蚀后偏压构件截面上的力平衡条件,建立锈蚀偏压构件正截面抗弯适筋梁破坏形态及“锈蚀超筋梁”破坏形态计算模型。

首先假设受压较小侧的纵向钢筋受拉屈服, 根据公式 $\Sigma N=0$ 求出受压区高度 x 。

若 $2a'_s \leq x/h_0 \leq \xi_b$, 则假设成立, 进而根据 x 可以求出锈蚀后所要计算的截面所能承受的承载力。其中 h_0 为有效截面高度, a'_s 为受压较大侧钢筋合力中心至混凝土边缘的距离。

若 $x/h_0 \geq \xi_b$, 则偏压柱破坏截面上受压较大侧主筋受压屈服, 受压较小侧纵向主筋受拉未屈服或者不受拉, 此时假设不成立, 则由如下式子 $f_c b \Phi(\eta) x^2 + [E_s \epsilon_{cu} A_s + (f'_{ys} A'_s - N) \Phi(\eta)] x - E_s \epsilon_{cu} A_s \beta h_0 = 0$ 重新计算受压区高度 x , 再由 x 和 $\Phi(\eta)$ 根据平截面假定, 可以求出受压较小侧纵向钢筋实际应力状态 σ_s , 进而求出锈蚀后其承载力。其中混凝土强度 f_c 和钢筋弹性模量 E_s 均为实测值, 钢筋屈服强度 f_{ys} 、 f'_{ys} 分别为柱破坏截面上远离集中荷载侧及近集中荷载侧钢筋锈蚀后的实际屈服强度, A_s 为钢筋锈蚀后实际截面面积。

若 $x/h_0 \leq 2a'_s$, 则受压较大侧钢筋受压未屈服, 那么按现有的简化方法, 使受压区混凝土合力作用点位于 a'_s 处, 进而求出锈蚀后的承载力。

4 结论

本文在室内快速锈蚀钢筋混凝土偏心受压构件试验的基础上, 对纵向受力主筋锈蚀后, 钢筋混凝土构件平截面假定、受压区及受拉区的钢筋与混凝土间的粘结性能退化、偏心受压区界限高度的判别方法进行了分析和探讨, 根据试验研究结果得到如下结论:

(1) 偏压构件纵向钢筋锈蚀后, 混凝土自身仍能满足平截面假定, 而且受压较大侧的纵向钢筋在临近极限破坏状态时, 会随着混凝土的压溃而同时屈服; 而受压较小一侧的纵向钢筋, 由于粘结性能的退化, 其应变滞后于钢筋处混凝土的应变, 表现出应变不协调, 即受压较小侧的纵向受力主筋已经不符合平截面假定。

(2) 根据试验所得的数据, 拟合出了偏压构件受压较小侧的钢筋和相应处混凝土间的应变不协调系数, 并用此系数对现有大、小偏心受压区界限高度的计算公式进行修正, 得到了锈蚀钢筋混凝土的界限高度的计算公式, 进而初步提出了锈蚀钢筋混凝土偏心受压的计算模型。

(3) 由于偏压构件钢筋锈蚀, 钢筋截面积的减少、钢筋屈服强度降低以及钢筋与混凝土之间粘结性能的退化等因素对偏压构件的综合影响, 使得偏压构件承载力降低, 脆性性质明显, 最后破坏形式可能发生改变。

(4) 对于钢筋锈胀引起混凝土截面开裂缺损的偏心受压构件, 本文未就其对偏压构件承载力的影响进行探讨, 可以参考文献[1]的方法, 先对锈蚀偏压构件的截面进行折减, 再利用本文的方法求解其承载能力。此外, 由于本文数据均来源于试验, 对于得到的钢筋应变和钢筋处混凝土的应变关系有一定的局限性, 是否普遍适用于实际工程还值得探讨, 并且随着锈蚀率的增大, 锈蚀钢筋混凝土偏压构件将可能发生粘结破坏, 因此对于锈蚀钢筋混凝土构件不同破坏形态间的临界锈蚀率有待进一步研究。

参考文献:

- [1] 惠云玲, 李荣, 林志伸等. 混凝土基本构件钢筋锈蚀前后性能试验研究[J]. 工业建筑, 1997, 27(6): 14-18 (Hui Yunling, Li Rong, Lin Zhishen, et al. Experimental Studies on the Property Before and After Corrosion of Rebars in Basic Concrete Members[J]. Industrial Construction, 1997, 27(6): 14-18 (in Chinese))
- [2] 史庆轩, 李小健, 牛荻涛. 钢筋锈蚀前后混凝土偏心受压构件承载力试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 1999, 31(3): 218-221 (Shi Qingxuan, Li Xiaojian, Niu Ditao. Tentative study on the bearing capacity of R.C. eccentric compressive members before and after reinforcement corrosion[J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 1999, 31(3): 218-221 (in Chinese))
- [3] 史庆轩, 李小健, 牛荻涛等. 锈蚀钢筋混凝土偏心受压构件承载力试验研究[J]. 工业建筑, 2001, 31(5): 14-17 (Shi Qingxuan, Li Xiaojian, Niu Ditao, et al. Experimental Study of Bearing Capacity of Corroded Reinforced Concrete Eccentric Compressive Members[J]. Industrial Construction, 2001, 31(5): 14-17 (in Chinese))
- [4] 周锡武, 卫军, 董荣珍等. 锈蚀钢筋混凝土大偏心压弯构件承载力模型[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2007, 35(3): 107-109 (Zhou Xiwu, Wei Jun, Dong Rongzhen, et al. Bearing capacity model for corroded reinforced concrete members with large eccentric flexure and compression[J]. J. Huazhong Univ. of Sci. & Tech. (Nature Science Edition), 2007, 35(3): 107-109)

- Science Edition), 2007, 35(3):107-109(in Chinese))
- [5] 张克强, 卫军, 徐港. 锈蚀钢筋混凝土小偏心受压构件承载力评估[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2008, (36):107-109(Zhang Keqiang, Wei Jun, Xu Gang. Assessment of bearing capacity of corroded reinforced concrete little eccentric compressive members[J]. J. Huazhong Univ. of Sci. & Tech. (Nature Science Edition), 2008, (36):107-109(in Chinese))
- [6] 陈晓晨, 刘西拉, 宋晓冰. 锈蚀钢筋混凝土柱承载力的计算模型[J]. 上海交通大学学报, 2008, (42): 985-988 (Chen Xiaocheng, Liu Xila, Song Xiaobin. Computational Model for Bearing Capacity of Corroded Reinforced Concrete Columns[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2008, (42): 985-988(in Chinese))
- [7] 惠云玲, 林志伸, 李荣. 锈蚀钢筋性能试验研究分析[J]. 工业建筑, 1997, 27 (6):10-13(Hui Yunling, Lin Zhishen, Li Rong. Experimental Study and Analysis on The Property of Corroded Rebar [J]. Industrial Construction, 1997, 27 (6):10-13(in Chinese))
- [8] 袁迎曙, 贾福萍, 蔡跃. 锈蚀钢筋的力学性能退化研究[J]. 工业建筑, 2000, 30 (1):43-46(Yuan Yingshu, Jia Fuping Cai Yue. Deterioration of Mechanical Behavior of Corroded Steel Bar[J]. Industrial Construction, 2000, 30 (1):43-46(in Chinese))
- [9] 张平生, 卢梅, 李小燕. 锈损钢筋的力学性能[J]. 工业建筑, 1995, 25 (9):41-44(Zhang Pingsheng, Lu Mei, Li Xiaoyan. Mechanical Property of Rustiness Reinforcement Steel[J]. Industrial Construction, 1995, 25 (9):41-44 (in Chinese))
- [10] 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. JTG D62-2004(Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridges and Culverts[S]. JTG D62-2004(in Chinese))
- [11] 钟小平, 黄彭, 曹大富. 锈蚀钢筋混凝土大偏心受压构件承载力计算方法研究[J]. 混凝土, 2005, 12(194): 18-20(Zhong Xiaoping, Huang Peng, Cao Dafu. Calculation methods on bearing capacity of corroded reinforced concrete big eccentric compressive members[J]. Concrete, 2005, 12(194): 18-20(in Chinese))

On the Experiment and Bearing Capacity Calculation of Eccentrically Compressed Component made of Corroded Reinforced Concrete

ZHANG Ke-bo, HU Jun, ZHANG Jian-ren, PENG Hui

(Changsha University of Science & Technology, School of Civil Engineering and Architecture, Hunan 410076, China)

Abstract: Extensive existing experimental results about eccentrically compressed components made of corroded reinforced concrete show that the bearing capacity and stiffness of eccentrically compressed components reduce to different degrees along with the corrosion rate of longitudinal tensile bars increasing. Moreover, ductility of reinforced concrete with eccentrically compressed components reduces due to the reinforcing steel bar corrosion, then component's brittle behavior emerges clearly, and failure mode of reinforced concrete with eccentrically compressed components may change. Study of the mechanism of structural behavior deterioration and failure characteristics of corroded reinforced concrete with eccentrically compressed components was carried out based on experimental results about an accelerated corrosion test of longitudinal tensile in prefabricated reinforced concrete columns. Relative boundary compressive region's height of non corroded component was corrected through fitting coefficient of strain incompatibility and calculation formula for relative boundary compressive region's height of corroded component was obtained based on existing calculation theory and test result analysis. Taking into account the weakening of cross section and the yield strength of corroded reinforcing steel bar and bonding capacity deterioration, a calculation method for normal section bearing capacity of corroded RC components is obtained. It may provide a scientific basis for durability and reliability evaluation of RC structure.

Keywords: corroded reinforced concrete; eccentrically compressed component; corrosion rate of reinforcing steel bar; plane-section assumption; relative boundary compressive region's height