

钢筋混凝土轴心受压柱正截面强度 计算方法的建议

张 保 善

(土 建 系)

提 要

本文在对部分钢筋混凝土轴心受压柱试验结果分析的基础上,提出了轴心受压柱应按最小偏心受压柱进行设计的建议,并提出了适应最小偏心距 e_{min} 的取值意见。对19个试验柱试验结果进行了分析比较,符合较好。

一、概 述

众所周知,在我国现行钢筋混凝土结构设计规范(TJ10—74)中,钢筋混凝土柱的正截面强度计算是分为轴心受压和偏心受压两种情况进行的。偏心受压柱的正截面强度计算理论,技术陈旧,不适应结构技术的发展。所以,我国专门组织了偏心受压专题研究组,自72年以来,开展了大量的科学试验研究,提出了数十篇研究报告,并于82年初提出了修订偏心受压柱正截面强度计算的建议^[1]。在建议中提出了一般计算方法和简化计算方法,与原规范相比主要有如下三点修正:(1)大、小偏压柱的区分界限值与钢筋种类有关;(2)受压区混凝土的应力图折算成等效矩形应力图形的抗压强度值,不分大、小偏压都采用 $R_a = 0.77R$; (3)取消内力矩守恒假定,按平截面假定或经验公式确定小偏压时受拉钢筋(或受压较小边钢筋)的应力。建议方法与欧美、苏联最新规范的计算方法基本一致。但是,当受压区混凝土的抗压强度采用 $0.77R$ 后,轴心受压构件、受弯构件的混凝土强度指标如何取值,计算理论如何相适应,是需要解决的问题。

我们知道,在实际工程中并不存在理想的轴心受压柱,由于构件制作、钢筋位置的偏差、模板偏差产生构件初始曲率,以及混凝土在截面上的不均匀性、荷载作用点的不准确等因素影响,总存在着计算中忽略了初始偏心距,所以,在一些国家和地区,取消了轴心受压柱的计算,如美国(ACI)规范规定,承受压力的杆件都按偏心受压设计,其偏心距与同一荷载条件下的最大弯矩相对应,且不小于最小偏心距 e_{min} ,对于螺旋箍筋柱取等于 $1t$ 或 $0.05t$,对普通箍筋柱为 $0.10t$ (此处, t 为矩形截面的全高或圆形截面的直径)。又如苏联75规范也取消了轴心受压构件的计算,引入了纵向力偶然偏心距与最小偏心距的概念,规定偶然偏心距的值不小于构件自由长度的 $1/600$ 或截面高度的 $1/30$,且不小于 $1cm$ 。因此,我们认为,理论分析中忽略了的因素应在设计中予以考虑。而且,偏压专题组提出的建议所依据的试验资料中,有一部分试验柱是在偏心距 $e_0 = 0$ 的条件下试验的,其结论应能适用

于轴心受压柱(以后我们称为初始偏心距 $e_0 = 0$ 的柱)如能合理地处理有关问题,作更进一步的研究就有可能统一钢筋混凝土柱(包括轴心受压和偏心受压)的计算方法,这有助于结构理论的发展。本文对此做了一些尝试。

二. 试验结果分析

附表1中,我们列出文献[2]中部分试验柱在 $e_0 = 0$ 时的试验结果,其中也有5根试验柱是在 $e_0 = 1\text{cm}$ 的情况下试验的,以便比较。现结合我们对偏压柱的试验研究情况[3],分析如下。

1. 轴心受压柱中钢筋的应力状态

一般认为,在钢筋混凝土轴心受压柱中,截面上的钢筋和混凝土能较好协同工作,荷载作用下,变形均匀且相等,最大应变值约在0.002左右,所以受压钢筋最大应力值应控制在 $\sigma_{g\max} = E_g \times 0.002 \leq R_g$ 。显然,这是指理想的轴心受压柱而言的。在实际工程中,钢筋位置及试件尺寸的不准确、模板不规则造成试件的初始曲率、截面上混凝土的不均匀、以及加荷点的不准确等,都将引起轴心荷载作用时截面上的较小初始偏心距 e_0 。对于长细比较小的短柱,加荷过程中,挠曲变形的影响也会增大荷载实际偏心方向上的偏心距。所以,既是我们试验中采取许多措施以保证加荷时的初始偏心距 $e_0 = 0$,实际上,难以消除上述因素的影响,钢筋混凝土轴心受压柱($e_0 = 0$)仍处在偏心受压状态中,最终破坏时,带有小偏压柱的破坏特征,截面上各点的应变值是不相等的,总是某一方向上应变大些,另一方向上应变小些。根据附表1中 $e_0 = 0$ 的19个试验柱资料,我们可以得到这19个试验柱在最大荷载时受压较大边混凝土的最大应变值的平均值为 $1875\mu\epsilon$,受压较小边(受拉钢筋)钢筋的应变平均值为 $1331\mu\epsilon$ 。从表中所列钢筋应力值情况可以看出,对于Ⅰ级钢筋配筋柱,受压较大边和较小边钢筋的应力都能达到抗压设计强度 R'_g ;但对于Ⅱ级钢筋配筋柱,则出现了一边钢筋应力达到了 R'_g ,另一边钢筋应力小于 R'_g 的情况。显然,截面上钢筋的应力状态与混凝土的应变分布有关,与钢筋种类有关,与上述偶然因素所引起的初始偏心距有关。对于理想轴心受压状态,高强钢筋应力应小于(或等于) $0.002E_g$,非理想轴心受压状态,会出现一边的钢筋应力大于 $0.002E_g$,而另一边的钢筋应力小于 $0.002E_g$ 的情况,在对称配筋情况下,其平均值约为 $0.002E_g$,所以我们可以取 $0.002E_g$ 作为高强钢筋的设计强度,如果钢筋的设计强度 R'_g 小于 $0.002E_g$,可以取两边钢筋的应力都为抗压设计强度 R'_g 。如我们试验的冷拔低碳钢丝配筋柱PDZ88—44—3,初始偏心距 $e_0 = 0.55\text{cm}$,在最大荷载时测到受压较大边和较小边钢丝应变平均值分别为0.0033和0.001514,钢丝应力为 $5500\text{kg}/\text{cm}^2$ 和 $3028\text{kg}/\text{cm}^2$,平均值为 $4264\text{kg}/\text{cm}^2$,略大于 $0.002E_g$,这时,我们可以取 $0.002E_g$ 作为抗压设计强度 R'_g 。又如附表1中的试验柱DZⅡ—3(Ⅱ级钢配筋),初始偏心距 $e_0 = 0$,最大荷载时受压较大边和较小边的钢筋应力分别为 $3800\text{kg}/\text{cm}^2$ 和 $3142\text{kg}/\text{cm}^2$,其平均值为 $3471\text{kg}/\text{cm}^2$,略大于抗压设计强度 R'_g ,对于试验柱DZⅡ—11,其钢筋应力平均值为 $3228\text{kg}/\text{cm}^2$,比设计强度 R'_g 小5%左右,因此可以取 R'_g 作为平均抗压设计强度。所以,我们认为,既是轴心受压柱并非真正轴心受压,但钢筋的设计强度仍可以按以往的规定取用,而不需变动。

2. 截面上混凝土的应力分布与折算强度

对钢筋混凝土偏心受压柱的研究表明,截面上受压区混凝土的抗压强度随着受压区相对

高度的减小而增大, 文献^[1]认为当相对受压区高度在 $\xi > 0.5$ 区间时, 变化很小, 对于 ξ 较大的构件, 可以取 $\alpha = R_w/R_s = 1.1$, 所以 $R_s = 0.77R$ 。为了使轴心受压柱和偏心柱的计算理论一致, 轴心受压时可以取混凝土折算抗压强度为 $R_s = 0.77R$, 但由此带来的影响应在公式中给以纠正。

我们知道, 对于初始偏心距 $e_0 = 0$ 的钢筋混凝土柱, 一般都认为是轴心受压, 其截面上的应力分布如图1所示。而实际上截面的应力分布如图2所示。根据附表1中19个 $e_0 = 0$ 的试验柱资料, 受压最大边混凝土压应变的最大值为0.0025, 最小值为0.0013, 平均值为0.00188,

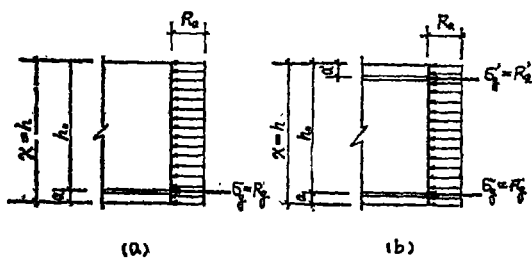


图1

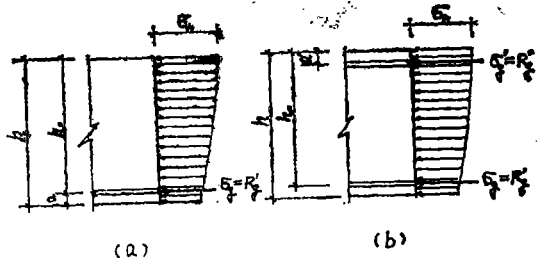


图2

受压较小边钢筋的压应变最大值为0.0015, 最小值为0.00075, 平均值为0.00133。可见, 截面上的应变分布呈非均匀状态, 受压最大边和最小边的混凝土压应变比值约为3:2。如果我们假定, 对于 $e_0 = 0$ 的钢筋混凝土配筋柱, 截面上混凝土的应力分布亦为这种线性关系, 那么, 可以简单地推证出受压区混凝土的合力距截面形心轴的距离为 $(1/30)h$, 如果采用Hognestad建议的混凝土应力—应变关系进行推证, 可得出受压区混凝土的合力距截面形心轴的距离为 $(1/33)h$, 在对称配筋的情况下, 上述结果可看作是轴向荷载的实际偏心距。根据应力图形的等效原则, 我们可以将实际的混凝土应力图形折算成平均抗压强度为 $0.77R$ 的等效矩形应力图形, 如图3所示。显然其折算应力图形的受压区高度 x 应小于截面高度 h , 与图1相比, 图3是钢筋混凝土轴心受压柱正截面破坏时的实际计算应力图形与小偏心受压柱的截面应力图形类似, 存在着很小的偏心距 e_{min} 。因此可按小偏心受压计算轴心受压柱的正截面强度。

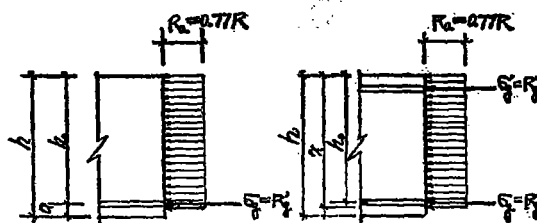


图3

3、最小偏心距 e_{min} 的确定

按照图1所示理想轴心受压情况的应力图形, 对附表1中 $e_0 = 0$ 的试验柱进行计算, 其最大承载力用 N_1 表示, 得到 N_1/N_0 的平均值为1.08, 均方差为0.092, 离散系数为0.085。可见, 计算结果偏于不安全。这说明了在轴心受荷情况下, 确实存在着最小的偏心距 e_{min} , 混凝土受压区折算高度应有 $\chi < h$, 相对受压区高度 $\xi = \chi/h_0 < h/h_0$ 。根据实测数据进行反演算, 求出19个偏心距 $e_0 = 0$ 的试验柱相对受压区高度 ξ 的平均值为 $\bar{\xi} = 1.082$, 受压区的高度 $\bar{\chi} = 18.69\text{cm}$, (19个试验柱的截面高度都为20cm左右), 由此推算, 最小偏心距 e_{min} 约等于0.655cm, 约等于 $(2/61)h$, 与前面根据混凝土的应变分布规律导出的 $(1/30)h$ 基本一致。所以, 我们认为, 可以取轴心受压钢筋混凝土柱的最小偏心距 $e_{min} = (1/30)h$ 。考虑到试验中的试

件是精心制作的,它与实际工程中的情况有较大差异,因此,设计中最小偏心距的取值宜再大些。但是,不允许出现 $\xi < 1$ 或 $\chi < h_0$ 的情况。参照美、苏规范的一些规定,我们取最小偏心距 e_{\min} 分别为 $(1/30)h$ 、 $(1/25)h$ 、 $(1/20)h$ (h 为截面高度)对19个试验柱($e_0 = 0$)的最大承载力进行计算,结果列在表1中。得到计算值 N_{30} 、 N_{25} 、 N_{20} 与 N_p' 比值的平均值分别为1.004、0.992、0.972,均方差分别为0.092、0.091、0.088,离散系数分别为0.092、0.091、0.091。可见,取最小偏心距 $e_{\min} = (1/25)h$ 比较好,且偏于安全,如取 $e_{\min} = (1/30)h$ 时,计算值略偏大些,取 $e_{\min} = (1/20)h$ 时,计算值偏于保守。

4、钢筋混凝土柱的分类

由上述可知,钢筋混凝土柱都属偏心受力构件。而对偏心受力构件的研究结果表明,钢筋混凝土柱可按受拉钢筋的应力状态分为大偏心受压、小偏心受压和轴心受压三种情况。为区分大、小偏心受压,而定义混凝土压碎时,受拉钢筋达到屈服的状态为界限受压状态,称为界限破坏。那么,在小偏心受压和轴心受压之间,也应有一个临界状态。在这种临界状态时,受压较大边混凝土压碎的同时,受压较小边的钢筋(受拉钢筋)达到抗压设计强度。此时截面上存在的实际偏心距 e_0 ,可称之为界限最小偏心距 e_{\min} ,对于具有 $e_0 \leq e_{\min}$ 的偏心受压柱和 $e_0 = 0$ 的轴心受压柱,都可以看作为最小偏心受压柱,而按 $e_0 = e_{\min}$ 的偏心受压柱进行强度计算。

为了进一步确定最小偏心受压柱受拉钢筋的应力变化状态,我们绘出三个小偏心受压柱中受拉钢筋(受压较小边钢筋)的荷载—应变曲线,如图4所示。可以看出,对于 $e_0 = 3.0\text{cm}$ 的偏心受压柱,加荷初期阶段,受拉边钢筋几乎以相同的变化率 $\Delta\epsilon/\Delta N$ 增加其受压应力,到75%

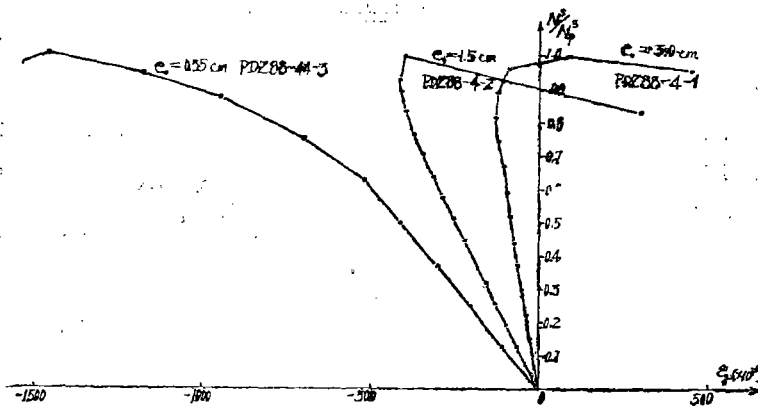


图 4

图 4

最大荷载时, $\Delta\epsilon/\Delta N$ 开始减小,随后变化到零和负值(向相反方向增加)的情况,97%最大荷载时,受拉边钢筋虽仍处于受压状态,但比前级荷载时的压应变值减小了,而在最大荷载时,却变化到受拉状态中。对于 $e_0 = 1.5\text{cm}$ 的较小偏心受压柱,在80%最大荷载以前,受拉边钢筋同样以几乎相同的 $\Delta\epsilon/\Delta N$ 增加其压应力,然后 $\Delta\epsilon/\Delta N$ 随荷载增加而减小,直到变成负值,最大荷载时,受拉筋的压应变值小于前级荷载时的值,80%最大荷载时,受拉边钢筋由向受压方向变化转到向受拉方向变化。对于 $e_0 = 0.55\text{cm}$ 的更小偏心受压柱,在整个加

荷过程中, $\Delta\epsilon/\Delta N$ 一直是增加的, 受拉边钢筋的压应力也一直是增长的, 达最大荷载时, 其应变达到 0.0015 以上。总之, $e_0 = 1.5\text{cm}$ 、 3.0cm 偏心受压柱中受拉边 (受压较小边) 钢筋的应力, 在整个受荷过程中, 经历了从开始的向受压方向发展变化到向受拉方向发展的过程, 所以 $\Delta\epsilon/\Delta N$ 的变化规律为从某个常数减小到零和向负方向发展。而 $e_0 = 0.55\text{cm}$ 的偏心受压柱中, 受拉边 (受压较小边) 钢筋的应力, 在整个加荷过程中, 一直以增长的变化率 $\Delta\epsilon/\Delta N$ 向受压方向发展, 其受力性质自始至终受压, 而没有向受拉转变的趋势。我们认为, 前面两根柱子是典型的小偏心受压, 后一根柱子属最小偏心受压的情况。如果柱子在整个受荷过程中, 受拉边 (受压较小边) 钢筋的压应力以某一不变的变化率 $\Delta\epsilon/\Delta N$ 增加, 直到破坏, 那么, 与该种情况相对应的偏心距 e_0 就是最小偏心距 e_{\min} , 这种破坏状态就是小偏心受压和所谓的轴心受压或称为最小偏心受压的临界状态。当然这种状态是理想的, 在实际试验中难以找到。若根据前边试验柱的结果进行推论, 这种状态的初始偏心距约为 $e_0 = e_{\min} = 1.0\text{cm}$, 相当于 $(1/20)h$ 。

根据前边的分析和结论, 我们认为, 钢筋混凝土柱都是偏心受压柱, 以受拉边钢筋的应力状态可分为:

- (1) 大偏心受压, $\sigma_g = R_g, \quad \epsilon_g > \epsilon_y = R_g/E_g$;
- (2) 界限受压, $\sigma_g = R_g, \quad \epsilon_g = \epsilon_y = R_g/E_g$;
- (3) 小偏心受压, $R_g' < \sigma_g < R_g, \quad |\epsilon_g| < |\epsilon_y| = R_g/E_g$;
- (4) 最小偏心受压, $\sigma_g = R_g', \quad \epsilon_g' \geq \epsilon_y' = R_g'/E_g', \quad (h_0 \leq \chi \leq h)$

三、正截面强度的计算方法与公式

综上所述, 轴心受压钢筋混凝土柱实际上为一具有最小偏心距 e_{\min} 的最小偏心受压柱。参考文献 [1] 建议的小偏心受压公式, 我们提出如下意见:

1. 对于 $e_0 = 0$ 的轴心受压柱或 $e_0 < e_{\min}$ 的偏心受压柱, 都可以按 $e_0 = e_{\min}$ 的小偏心受压柱计算, 取最小偏心距 $e_{\min} = (1/25)h$, 且不小于 1cm 。

2. 混凝土压应力图形采用矩形, 平均抗压强度 $R_a = 0.77R$;

3. 受拉边钢筋的应力按下述方法取值:

(1) 计算中相对受压区高度 $\xi < 1$ 时, 按文献 [1] 的建议公式:

$$\sigma_g = E_g[(0.85/\xi) - 1] \times 0.0033 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{或 } \sigma_g = 9290 - 10918\chi/h_0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

(2) 计算中相对受压区高度 $\xi \geq 1$ 时;

$$\sigma_g = -R_g' \quad \dots\dots\dots (3)$$

4. 计算公式

在我们引入最小偏心距 e_{\min} 以后, 对轴心受压柱可建立和文献 [1] 中型式一样的计算公式:

$$KNe \leq R_a b x (h_0 - x/2) + (b'_i - b) h'_i (h_0 - h'_i/2) R_a + R'_g A'_g (h_0 - a') \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$KN = R_a b x + (b'_i - b) h'_i R_a + R'_g A'_g - \sigma_g A_g \quad \dots\dots\dots (5)$$

但是,我们应该注意到:

(1) 对于轴心受压柱 ($e_0 = 0$), 考虑到最小偏心距 e_{\min} 的任意性, 应采用对称配筋, 即 $A_g = A'_g$, 所以只需用上述公式计算 A'_g 即可。

(2) 对于 $e_0 \neq 0$ 的最小偏心受压柱, 还需按下式验算受拉钢筋的面积:

$$KNe' \leq R_a b \chi (\chi/2 - a') + (b'_i - b) h'_i (h'_i/2 - a') R_a - \sigma_g A_g (h_0 - a') \quad \dots\dots\dots (6)$$

5. 计算方法与例题

计算时, 对 $e_0 \neq 0$ 的最小偏心受压柱, 按 (4)、(5) 式进行计算, 验算 (6) 式是否满足。计算中, 要首先假定 $\xi = \chi/h_0 = 1$, 由 (4) 式求出 A'_g , 再由 (5) 式求出 A_g , 然后和 (6) 式求出的 A_g 比较, 二者接近时, 即为正确解。否则, 修正 ξ 值, 重复上述计算步骤。对轴心受压柱, 应设计为对称配筋, 所以只需在假定了 ξ 后, 由 (5) 求 A'_g , 然后与 (4) 式求出的 A'_g 进行比较, 二者接近即可, 也可直接由 (4)、(5) 式求解 χ 、 A'_g 。

例题一:

已知某轴心受压柱的截面为 40×40 厘米, 设计纵向力 $N = 160t$, $a = a' = 3.5cm$, 混凝土 200 号, 采用 I 级钢对称配筋, 求钢筋的面积 A_g 、 A'_g 。

解: 对于轴心受压柱, 最小偏心距 $e_{\min} = (1/25)h = 1.6cm$, 所以 $e_0 = 1.6cm$,

$$e = e_0 + h/2 - a = 1.6 + 20 - 3.5 = 18.1cm$$

$$e' = h/2 - e_0 - a' = 20 - 1.6 - 3.5 = 14.6cm$$

$$\text{设 } \xi = 1.0 \quad \text{则有 } \chi = h_0$$

由 (5) 式:

$$\begin{aligned} A'_{g1} &= [KN - R_a b h_0] / 2R'_g \\ &= [1.55 \times 160000 - 123 \times 40 \times 36.5] / 2 \times 3400 \\ &= 10.06cm^2 \end{aligned}$$

由 (4) 得:

$$\begin{aligned} A'_{g2} &= [KNe - R_a b h_0 (h_0 - 1/2 \times h_0)] / R'_g (h_0 - a') \\ &= [1.55 \times 160000 \times 18.1 - 123 \times 40 \times 36.5^2 (1 - 0.5)] / 3400 \times (36.5 - 3.5) \\ &= 10.79cm^2 \end{aligned}$$

由于 A'_{g1} 和 A'_{g2} 计算值比较接近, 所以可取 $A'_g = 10.79cm^2$; 如果再假定 ξ 值可得到更为准确的解答, 如取 $\xi = 0.99$, 则得 $A_{g1} = 10.32cm^2$, $A'_{g2} = 10.51cm^2$, 此时可取 $A'_g = 10.51cm^2$ 。那么, $A_g = 10.51cm^2$ 。

按原规范计算结果为 $A'_g = A_g = 10.59cm^2$ 。

例题二:

已知某钢筋混凝土柱的截面尺寸为 $b = 40cm$, $h = 60cm$, 承受设计荷载为 $N = 225t$, $M = 4.7t \cdot m$, $a = a' = 3.5cm$, 混凝土 200 号, 钢筋为 III 级钢筋, 偏心距增大系数 $\eta = 1.3$ 。求钢筋截面面积 A_g 、 A'_g 。

$$\text{解: } e_0 = M/N = 4.7 \times 10^5 / 235 \times 10^3 = 2.0cm$$

$$e_{\min} = (1/25)h = (1/25) \times 60 = 2.4cm > e_0 = 2.0cm$$

所以取 $e_0 = 2.4cm$ 计算。

$$e = \eta e_0 + h/2 - a = 1.3 \times 2.4 + 30 - 3.5 = 29.62 \text{ cm}$$

$$e' = h/2 - \eta e_0 - a' = 30 - 1.3 \times 2.4 - 3.5 = 23.38 \text{ cm}$$

设 $\xi = 1.0$,

$$\begin{aligned} A_g' &= [KNe - R_s b h_0^2 (1 - 0.5\xi) / R_g' (h_0 - a')] \\ &= [1.55 \times 235000 \times 29.62 - 123 \times 40 \times 56.5^2 \times 0.5] / [3800 \times (56.5 - 3.5)] \\ &= 14.58 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{由(7)式: } A_{g1} &= [KNe' - R_s b h_0^2 (1/2\xi - a'/h_0) / R_g' (h_0 - a')] \\ &= [1.55 \times 235000 \times 23.38 - 123 \times 40 \times 56.5^2 \times (0.5 - 3.5/56.5)] / \\ &\quad [3800 \times (56.5 - 3.5)] = 8.12 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{由(5)式: } A_{g2} &= [KN - R_s b h_0 - R_g' A_g' / R_g] / R_g' \\ &= [1.55 \times 235000 - 123 \times 40 \times 56.5 - 14.58 \times 3800] / 3800 = 8.12 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{g1} = A_{g2},$$

所以取 $A_g = 8.12 \text{ cm}^2$, $A_g' = 14.58 \text{ cm}^2$ 。

按原规范计算结果为 $A_g' = 18.7 \text{ cm}^2$, $A_g = 7.4 \text{ cm}^2$ 。

附表一

轴心受压柱主要数据及试验结果

试件名称	截面尺寸	h_0	e_0	R	钢		筋		钢筋应力		e_{hu}^s	N_p^s	试验单位
					类别	A_g	类别	A_g'	σ_g	σ'_g			
ZDI-17	16.10×19.7	15.83	0	497	I	2.208	/	/	-3116	/	1372	110.8	偏压专题
ZDI-18	16.23×19.8	16.43	0	497	I	2.196	/	/	-2568	/	1557	118.0	组各参加
ZSI-1	16.11×20.0	16.72	0	306	I	2.20	I	2.20	-2920	3273	1287	78.0	单位
ZSI-2	16.16×19.95	16.86	0	306	I	2.178	I	2.178	-3188	3214	1593	93.6	
ZSI-8	16.10×20.00	16.71	0	413	I	2.20	I	2.20	-2530	2760	1287	106.0	
3-II-2	12.5×20.2	17.65	0	325	II	1.50	/	/	-2640	/	1823	65.1	
3-II-4	12.1×20.6	18.5	0	325	II	1.50	/	/	-2476	/	1712	65.0	
5-II-5	12.7×21.2	17.5	0	556	II	1.50	/	/	-2420	/	1736	110.0	
5-II-3	12.1×20.2	17.6	0	556	II	1.50	/	/	-4400	/	2030	116.0	
DZ II-11	20.0×20.0	17.2	0	328	II	2.26	II	2.26	-3142	8000	/	117.	
DZ II-3	20.0×20.0	17.2	0	360	II	2.26	II	2.26	-3145	3310	/	125.0	
V-1-2	16.1×20.05	17.65	0	335	I	2.26	I	0.566	-2870	2400	1990	92.9	
V-1-5	16.1×20.15	17.45	0	416	I	2.26	I	0.566	-2880	/	2190	89.5	
V-1-6	16.4×20.1	17.65	0	350	I	2.26	I	0.566	-2970	/	2370	98.5	
V-3-1	17.25×20.05	17.25	0	430	I	2.26	I	0.566	-2360	/	1960	104.2	
IV-1-1	16.1×20.2	17.6	0	349	II	2.26	I	0.566	-2300	/	2040	93.4	
IV-1-4	16.1×19.8	17.2	0	389	II	2.26	I	0.566	-3010	/	2140	102.2	
IV-1-5	16.15×20.1	17.6	0	351	II	2.26	I	0.566	-2780	/	2090	78.2	
IV-1-6	16.0×20.02	18.3	0	350	II	2.26	I	0.566	-1450	/	2500	75.5	

附表二

钢筋混凝土轴心受压柱按偏压计算结果分析表

试件名称	折 算 值		N_{20}	N_{20}/N_p^s	N_{25}	N_{25}/N_p^s	N_{20}	N_{20}/N_p^s	
	ξ	α							
ZD1-17	1.08	17.12	120.31	1.086	118.67	1.071	116.20	1.049	
ZD1-18	1.105	18.15	120.17	1.018	119.55	1.013	117.07	0.992	
ZS1-1	1.063	17.77	81.45	1.044	80.44	1.031	78.95	1.012	
ZS1-2	1.183	20.00	81.35	0.869	80.51	0.8060	78.99	0.844	
ZS1-8	1.115	18.64	106.61	1.031	104.77	0.988	102.72	0.969	
3-II-2	1.087	19.18	63.49	0.975	63.23	0.971	61.97	0.952	
3-II-4	1.090	19.78	63.31	0.974	62.49	0.961	61.24	0.942	
5-II-5	1.102	19.29	107.61	0.978	106.14	0.965	103.95	0.945	
5-II-3	1.148	21.49	102.76	0.886	101.14	0.874	99.28	0.856	
DZ II-11	1.163	20.12	109.66	0.937	108.31	0.926	106.29	0.908	
DZ II-3	1.150	19.77	118.86	0.951	117.38	0.939	115.16	0.921	
V-1-2	1.136	20.73	184.50	0.910	83.39	0.898	81.72	0.880	
V-1-5	0.919	16.04	103.77	1.159	102.39	1.144	100.31	1.121	
V-1-6	1.139	20.75	89.70	0.911	88.51	0.899	86.74	0.881	
V-3-1	0.983	17.06	113.37	1.091	112.14	1.076	09.85	1.054	
VI-1-1	1.138	20.02	90.61	0.970	89.45	0.958	87.70	0.939	
VI-1-4	3.150	19.79	98.16	0.960	96.89	1.948	94.98	0.929	
VI-1-5	0.930	16.36	90.93	1.163	89.76	1.148	88.00	1.125	
VI-1-6	0.871	15.94	89.53	1.186	88.38	1.171	86.74	1.149	
平均值	1.082	18.69		1.004		0.992		0.972	
均 方 差				0.092		0.091		0.088	
离 散 率				0.092		0.091		0.091	

参 考 文 献

- (1) 偏心受力构件专题研究组:“钢筋混凝土偏心受压构件的强度设计方法”, 建筑技术通讯《建筑结构》1982年第3期。
- (2) 钢筋混凝土偏心受压构件强度计算方法研究专题小组:“钢筋混凝土偏心受压构件正截面强度问题试验研究报告”, 四川省建筑科学研究所、西南交通大学、西安冶金建筑学院、同济大学、清华大学、湖南大学, 1978年。
- (3) 成文山、张保善:“矩形箍筋约束钢筋混凝土柱的试验研究”, 湖南大学科研处, 1981年。