

文章编号:1671-6833(2003)04-0050-05

砌体受压承载力计算

杨卫忠<sup>1,2</sup>, 刘伟<sup>1</sup>

(1. 郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450002; 2. 同济大学土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:**在已有砌体受压承载力试验数据的基础上,提出考虑砌体偏心受压特点的应力-应变关系,利用平截面假定和平衡关系,并考虑砌体的局部受压,采用附加偏心距考虑纵向弯曲影响,建立了受压承载力计算公式,该式能与偏心影响系数和纵向弯曲系数相协调,具有计算简单、概念清楚、适用范围广等优点,且计算结果与试验结果吻合较好,对砌体局部受压承载力计算也有参考价值。  
**关键词:**砌体结构; 受压构件; 承载力; 计算方法  
**中图分类号:** TU 311.2 **文献标识码:** A

0 引言

砌体因其取材容易、价格低廉等特点而广泛应用于工程结构中,砌体结构是我国目前的主要承重结构形式之一。由于砌体的抗压强度较高,而其抗拉强度较低,所以多用于受压构件,混合结构房屋中用砌体构筑的墙、柱是典型的受压构件,其受压承载力计算是砌体结构设计计算中需要解决的主要问题之一。

1 研究概况

目前,受压承载力采用构件截面积、砌体抗压强度和综合影响系数三者乘积的形式,研究表明,轴向力偏心距和构件的高厚比是影响受压构件承载力的主要因素,综合影响系数主要反映偏心距和高厚比的影响,不同的研究者有不同的影响系数表达式。

1.1 规范方法<sup>[1,2]</sup>

我国原砌体结构设计规范(GBJ 3-88)中,综合考虑偏心距和纵向弯曲对受压承载力影响时,采用的是经验公式,其计算公式如下:

$$\varphi = \frac{1}{1 + 12 \left[ \frac{e}{h} + \sqrt{\frac{1}{12} \left( \frac{1}{\varphi_0} - 1 \right)} \right] \left[ 1 + 6 \frac{e}{h} \left( \frac{e}{h} - 0.2 \right) \right]^{1/2}} \quad (1)$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{1 + \alpha \beta^2} \quad (2)$$

式中: $e$  为轴向力的偏心距; $h$  为矩形截面的轴向力偏心方向的边长,对 T 形截面,取折算厚度  $h_T$  代替式(1)中的  $h$ ,  $h_T = 3.5i$ ,  $i$  为截面的回转半径;  $\varphi_0$  为轴心受压影响系数,按式(2)计算;  $\beta$  为构件的高厚比;  $\alpha$  为与砂浆强度等级有关的系数,按文献[1]的规定计算。

现行砌体结构设计规范(GB 50003-2001)中,考虑到偏心距在  $(0.6 \sim 0.8)y$  时,试验值的离散性较大,而承载能力较低,且可靠指标较低。因此,将 GBJ 3-88 中规定的偏心距不宜超过  $0.7y$  调整为不应超过  $0.6y$ ,与之相应的计算公式如下:

$$\varphi = \frac{1}{1 + 12 \left[ \frac{e}{h} + \sqrt{\frac{1}{12} \left( \frac{1}{\varphi_0} - 1 \right)} \right]^2} \quad (3)$$

式中符号含义同前。

1.2 湖南大学的建议方法<sup>[3]</sup>

根据砌体轴心受压时的应力-应变关系,利用平截面假定和平衡条件,并考虑修正后得出偏心影响系数;利用材料力学中的欧拉公式导出轴心受压影响系数,将二项相乘并经过修正后得出的计算公式为

$$\varphi = \left( 1 - 1.5 \frac{e}{h} \right) \frac{1}{1 + \frac{1}{370 \sqrt{f_m}} \beta^2 \left[ 1 + 2\alpha \left( \frac{e}{h} \right)^2 \right]} \quad (4)$$

收稿日期:2003-07-28; 修订日期:2003-08-30  
项目名称:郑州大学青年骨干教师基金资助项目  
作者简介:杨卫忠(1966-),男,江苏省张家港市人,郑州大学副教授,同济大学博士研究生,主要从事建筑结构的研究及教学工作。

式中 $f_m$ 为砌体抗压强度平均值,其余符号含义同前.

式(4)中用砌体设计强度 $f$ 代替 $f_m$ ,即 $f_m=2.0f$ ,可用于极限状态设计.显然,当 $e=0$ ,可导出与式(2)相似的轴心受压影响系数表达式.

1.3 西北建筑工程学院的建议方法<sup>[4]</sup>

利用压弯构件在弹塑性阶段的相关方程,根据试验确定塑性系数,其计算公式为

$$\varphi = \frac{\eta_b \varphi_0}{\eta_b h + 6e \varphi_0 \gamma_p} \tag{5}$$

式中:  $\gamma_p = \frac{\eta_b h (\varphi_0 f_m - N)}{6 \varphi_0 N e}$ ;  $\eta_b = 5.578 - 19.465 \times \frac{e}{h} + 19.75 (\frac{e}{h})^2$ .

综上所述,三种方法均能与偏心影响系数和受压稳定系数相协调,但仍存在一些不足,如规范方法属于经验方法;湖南大学方法虽然有一定理论基础,但未考虑砌体偏心受压特点;而西北建筑工程学院的建议方法的计算系数较多.本文从砌体受压时的应力—应变关系出发,利用几何关系和静力平衡关系直接导出偏心影响系数计算公式;采用偏心距增大方法,建立偏心距和纵向弯曲共同作用的综合影响系数计算公式.

2 砌体受压时的应力—应变关系

国内外关于砌体受压时的应力—应变曲线有多种表达式,其中最著名的是前苏联学者奥尼西克提出的对数型表达式<sup>[5]</sup>:

$$\epsilon = -\frac{1.1}{\zeta} \ln(1 - \frac{\sigma}{1.1 f_k}) \tag{6}$$

式中: $\sigma$ 为砌体应力; $\epsilon$ 为砌体应变; $\zeta$ 为弹性特征值,与砂浆的强度等级有关; $f_k$ 为砌体抗压强度的标准值.

本文取式(6)作为理论分析的基础,但作了下述修改: $\zeta$ 应反映砂浆和块体材料对砌体变形的影响,根据文献[6]的研究,取 $\zeta=460 \sqrt{f_m}$ ;砌体受压后的极限压应变随偏心距的增加而增大,一般较轴心受压时增加50%,同时,压应力也有一定提高,这一结论与混凝土偏心受压相类似<sup>[7]</sup>.为了与我国规范一致,用 $f_m$ 代替 $f_k$ ,故砌体偏心受压时的应力—应变关系如下:

$$\epsilon = -\frac{1}{418 \sqrt{f_m}} \ln(1 - \frac{\sigma}{1.1 f_m}) \tag{7}$$

取应力上限 $\sigma=0.43 f_m$ ,砌体的弹性模量为

$$E = \frac{0.43 f_m}{-\frac{1}{418 \sqrt{f_m}} \ln(1 - \frac{0.43}{1.1})} = 362.7 f_m \sqrt{f_m} \tag{8}$$

式(8)的结果与文献[6]所建议的 $E=370 f_m \sqrt{f_m}$ 非常接近,也与试验结果十分吻合.

3 砌体受压承载力分析

3.1 基本假定

在极限状态,分析砌体受压承载力 $N$ 采用下列假定:

(1) 截面变形符合平截面假定,即砌体内应变沿截面高度线性分布;

(2) 受压面积内砌体的应力—应变关系采用式(7),极限压应变 $\epsilon_u=0.01/\sqrt{f_m}$ ;

(3) 忽略砌体的抗拉作用.

假定(1)已由试验所验证<sup>[8]</sup>,假定(2)采用单一表达式是为了方便计算,而假定(3)所引起的误差很小,能满足工程要求.

3.2 偏心影响系数

以图1所示的矩形截面为例,由假定(1)

$$\frac{\epsilon}{\epsilon_u} = \frac{x}{x_c}$$

即

$$\epsilon = \frac{x}{x_c} \epsilon_u \tag{9}$$

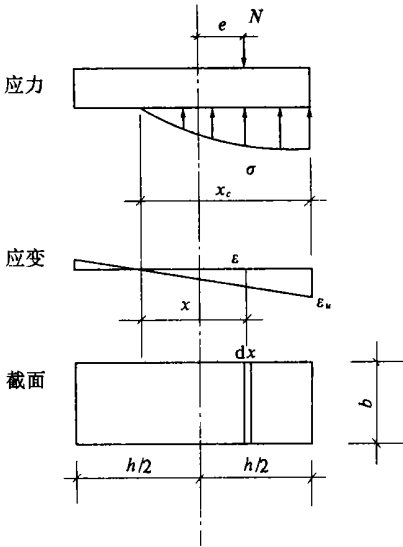


图1 截面分析  
Fig.1 Analysis of the section

根据假定(2),并考虑砌体局部受压和应力分布不均匀特点,即

$$\sigma=1.1(1-e^{-418\sqrt{f_m}\cdot\epsilon})f_m \tag{10}$$

根据假定 3), 并利用截面平衡条件, 可得

$$N=\int_0^{x_c}\sigma\,dx \tag{11}$$

$$N(\frac{h}{2}+e)=\int_0^{x_c}\sigma(h-x_c+x)bdx \tag{12}$$

联立求解式(9)~(12), 得

$$N=0.84f_mbx_c \tag{13}$$

$$x_c=1.2h(1-2\frac{e}{h})\leq h \tag{14}$$

式中:  $\gamma$  为砌体局部受压强度提高系数, 根据作者的研究, 可近似按式(15)计算<sup>[3]</sup>:

$$\gamma=1+\log_{10}\frac{h}{x_c}\leq 1.301 \tag{15}$$

不难看出, 由式(14)确定的受压区高度  $x_c$  小于受压区取三角形分布时的压区高度  $1.5(1-2e/h)h$  而大于压区取矩形应力分布时的压区高度  $(1-2e/h)h$ , 可见, 该式较好地反映了砌体的弹塑性性质. 同时, 按该式的计算值与已有砖砌体偏心受压时的实测的受压区高度<sup>[3]</sup>很吻合(图2).

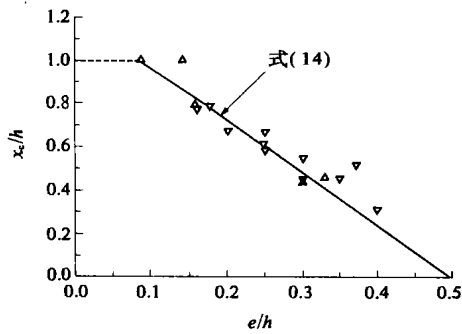


图2 受压区高度的试验验证

Fig.2 Verification of analysis of the depth of compression zone with experiments

将式(14)代入式(13), 得

$$N=1.008f_mbh\approx f_mbh(1-2\frac{e}{h}) \tag{16}$$

则偏心影响系数为

$$\varphi_e=\gamma(1-2\frac{e}{h}) \tag{17}$$

当式(17)中的  $\gamma$  取定值 1.1 时, 则与英国 BS 5625 规范中的偏心受压墙的承载力计算相一致, 而本文的  $\gamma$  在 1~1.301 间变化, 较好地反映了偏心距的影响.

对文献[9]中各种砌体共 420 个(其中, 砖 68

个, 空心砖 81 个, 连砂石混凝土砌块 53 个, 加气硅酸盐砌块 7 个, 毛料石 30 个, 乱毛石 47 个, 土坯 120 个), 分别用式(16)、式(1)和式(4)进行计算, 相应试验值与计算值比值的平均值(变异系数)分别为 1.023(0.261), 1.025(0.344) 和 0.992(0.252)(图3), 可见, 本文分析方法是可行的, 且偏于安全.

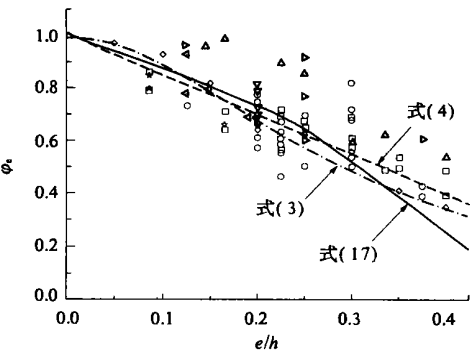


图3 偏心影响系数的试验验证

Fig.3 Verification of analysis of the coefficient  $\varphi_e$  with experiments

3.3 综合影响系数  $\varphi$

与现行规范一样, 采用增大偏心距的方法来考虑构件的纵向弯曲对受压承载力的影响, 设  $e_i$  为构件纵向弯曲和偏心距共同作用所产生的附加偏心距, 则

$$\varphi=\gamma(1-2\frac{e+e_i}{h}) \tag{18}$$

显然,  $e_i=0$ ,  $\varphi=\varphi_e$ , 而  $e=0$ ,  $\varphi=\varphi_0$ ,  $e_i$  和  $\varphi_0$  的关系可由已有的试验数据, 利用本文的计算模式, 由最小二乘法的曲线拟合得出. 根据四川省建筑科学研究所 75 个偏心受压砖砌体的试验结果, 得

$$e_i=0.014(\beta-3)[1+0.4\frac{e}{h}-5.6(\frac{e}{h})^2]h \tag{19}$$

则砌体极限受压承载力为

$$N_u=f_mA \tag{20}$$

经可靠度分析, 按照现行极限状态设计原则, 用砌体抗压强度设计值  $f$  代替式(20)中的  $f_m$ , 能满足目标可靠度指标  $\beta\geq 3.7$  的要求.

4 试验验证

用西安冶金建筑学院<sup>[3]</sup>和四川省建筑科学研究所 27 组 59 个轴心受压砖砌体( $\beta=3\sim 30$ )和四川省建筑科学研究所 25 组 75 个受压砖砌体( $\beta=$

3~15, $e/h=0.0\sim0.4$ ) 的试验结果验证,用本文方法的计算结果与式(1)~(4)的计算结果比较分别列于图 4 和表 1。结果表明,本文方法计算的轴心受压影响系数和极限轴向压力均与试验结果十分吻合,并优于规范方法和文献[3]方法的计算结果,且偏于安全;虽然相关公式的计算结果的变异系数最小,但计算公式中的系数较多而且复杂。这再次证明了本文分析方法的正确性。

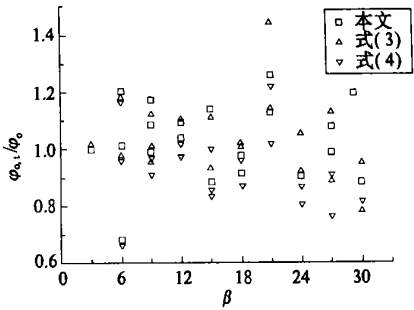


图 4 轴心受压影响系数的试验验证

Fig. 4 Verification of analysis of the coefficient  $\varphi_0$  with experiments

表 1 受压承载力比较

Tab. 1 Comparison of compressive load-carrying capacity

$\beta$	试验值		本文 计算结果		式(1) 计算结果		式(3) 计算结果		式(4) 计算结果		式(5) 计算结果	
	$\frac{e}{h}$	$N_{u,t}/\text{kN}$	$N_u/\text{kN}$	$\frac{N_{u,t}}{N_u}$	$N_u/\text{kN}$	$\frac{N_{u,t}}{N_u}$	$N_u/\text{kN}$	$\frac{N_{u,t}}{N_u}$	$N_u/\text{kN}$	$\frac{N_{u,t}}{N_u}$	$N_u/\text{kN}$	$\frac{N_{u,t}}{N_u}$
3	0.0	790.4	790.4	1.000	779.9	1.013	779.3	1.013	784.0	1.008	790	1.000
	0.1	729.6	642.4	1.136	654.5	1.115	651.1	1.121	665.3	1.097	673	1.084
	0.2	567.8	541.1	1.049	477.7	1.118	477.7	1.188	545.3	1.041	531	1.069
	0.3	408.0	411.3	0.992	331.6	1.230	338.5	1.205	425.0	0.960	373	1.094
	0.4	239.3	205.7	1.164	230.7	1.037	242.8	0.986	307.5	0.783	224	1.068
6	0.0	731.6	724.0	1.010	749.9	0.976	749.9	0.976	765.4	0.956	766	0.954
	0.1	667.8	602.9	1.108	599.2	1.114	592.1	1.128	646.5	1.033	665	1.004
	0.2	518.8	499.4	1.039	425.9	1.218	425.9	1.218	522.6	0.993	514	1.009
	0.3	345.2	358.1	0.964	290.0	1.190	302.0	1.143	398.3	0.867	350	0.986
	0.4	202.0	182.9	1.105	198	1.020	218.5	0.925	278.1	0.726	205	0.985
9	0.0	711.0	657.6	1.081	704.8	1.009	704.8	1.009	736.4	0.966	719	0.989
	0.1	641.4	560.1	1.145	543.5	1.180	533.0	1.203	617.5	1.039	608	1.055
	0.2	459.0	454.3	1.010	379.2	1.210	379.2	1.210	488.7	0.939	451	1.018
	0.3	283.4	304.9	0.929	254.6	1.113	270.1	1.049	360.6	0.786	289	0.981
	0.4	155.9	160.1	0.974	171.2	0.910	197.2	0.790	241.7	0.645	157	0.993
12	0.0	676.7	617.9	1.095	650.0	1.041	650.0	1.041	699.2	0.968	661	1.024
	0.1	587.4	513.6	1.144	489.9	1.199	476.7	1.232	580.9	1.011	557	1.055
	0.2	392.3	395.2	0.993	337.8	1.161	337.8	1.161	448.1	0.875	400	0.981
	0.3	250.0	251.7	0.993	224.5	1.114	242.3	1.032	318.4	0.785	252	0.992
	0.4	137.3	137.3	1.000	149.1	0.920	178.7	0.768	204.2	0.672	135	1.017
15	0.0	656.1	575.5	1.140	590.9	1.110	590.9	1.110	656.6	0.999	596	1.101
	0.1	473.1	462.8	1.023	439.9	1.077	424.9	1.115	539.8	0.877	498	0.950
	0.2	342.2	321.2	1.065	301.4	1.135	301.4	1.135	404.8	0.845	367	0.932
	0.3	221.6	198.5	1.116	198.6	1.114	218.0	1.016	276.8	0.801	227	0.976
	0.4	128.5	114.4	1.123	130.8	0.982	162.4	0.791	170.3	0.754	123	1.045
平均值			1.055		1.095		1.063		0.897		1.014	
变异系数			0.064		0.085		0.127		0.140		0.045	
平均值*			1.052		1.122		1.115		0.942		1.013	
变异系数*			0.063		0.065		0.073		0.098		0.048	

说明:试件截面尺寸均为  $240\times370\text{ mm}^2$ ;  $f_m=8.90\text{ MPa}$ ;带“\*”表示不考虑  $e/h=0.4$  的情况。

5 结论

(1) 影响砌体受压承载力的主要因素是轴向力的偏心距和构件的纵向弯曲,可按本文提出的相应公式(14)、(15)、(18)~(20)计算构件的受压承载力;

(2) 砌体受压的应力-应变曲线关系可采用式(7),并可用于砌体局部受压承载力分析.

对T形、圆形等不规则截面,为了简化计算,可采用折算厚度的处理方法,即在相应公式中用折算厚度 $h_T$ 代替 $h$ 计算综合影响系数.虽然本文主要以砖砌体试验结果进行分析和比较,但该方法对其它砌体的受压承载力计算仍有参考价值.

参考文献:

[1] GB 3—88,砌体结构设计规范[S].

[2] GB 50003—2001,砌体结构设计规范[S].  
[3] 施楚贤. 砖砌体偏心受压构件承载力分析[A]. 钱义良,施楚贤. 砌体结构研究论文集[C]. 长沙:湖南大学出版社,1989.  
[4] 张兴武. 偏压砖柱的强度相关公式[A]. 钱义良,施楚贤. 砌体结构研究论文集[C]. 长沙:湖南大学出版社,1989.  
[5] 施楚贤. 砌体结构理论与设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1992.  
[6] 施楚贤. 砌体的受压弹性模量[A]. 钱义良,施楚贤. 砌体结构研究论文集[C]. 长沙:湖南大学出版社,1989.  
[7] 王传志,滕志明. 钢筋混凝土结构理论[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1989.  
[8] 杨卫忠. 砌体局部均匀受压强度计算[J]. 郑州工业大学学报,1998,19(1):64~69.  
[9] 砖石结构设计规范修订组. 砖石结构构件偏心受压的计算[J]. 建筑技术通讯,1976,(3):33~44.

Evaluation of Load Carrying Capacity of Masonry under Compressive Loading

YANG Wei-zhong<sup>1,2</sup>, LIU Wei<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University Shanghai 200092, China)

**Abstract:** There are many formulas about the evaluation of loading capacity of masonry under compressive loading, but these formulas can not be used in the capacity calculation of masonry under local compression. Based on the experimental results, the expression of stress-strain curve of masonry under eccentric compression is put forward. By using the assumption of plain section and equilibrium of forces, the formula of load carrying capacity of masonry under compression is deduced. The formula taking account of the influences of eccentricity and longitudinal flexure has many merits such as clear concept, simple calculation and wide application. The results of calculation have a good agreement with the experiments'. It has also been of value to the evaluation of loading capacity of masonry under local compression.

**Key words:** masonry structure; compression member; load carrying capacity; calculation method