

文章编号:1001-7372(2004)01-0024-05

钢管混凝土偏心受压应力—应变关系模型研究

陈宝春, 陈友杰, 王来永, 韩林海

(福州大学 土木建筑工程学院, 福建 福州 350002)

摘要:提出钢管混凝土偏心受压应力—应变关系的纤维单元模型。钢管采用一维四段直线的应力—应变关系, 混凝土采用以一维形式表达、考虑钢管与混凝土相互作用的应力—应变关系。提出了偏心受压的钢管混凝土考虑钢管径向应力梯度对箍筋作用影响的核心混凝土的应力—应变关系模型。最后应用提出的钢管混凝土偏心受压应力—应变关系, 对钢管混凝土偏心受压柱和钢管混凝土拱面内受力全过程进行了计算分析。

关键词:桥梁工程; 应力—应变关系; 纤维单元模型; 偏心受压; 钢管混凝土

中图分类号:U441.5

文献标识码:A

Study of stress-strain relation of concrete filled steel tubular eccentric compression column

CHEN Bao-chun, CHEN You-jie, WANG Lai-yong, HAN Lin-hai

(School of Civil Engineering and Architecture, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China)

Abstract: A fiber element model of stress-strain relation of eccentric compression CFST is proposed. The stress-strain relation of steel tube is composed of four straight lines. The stress-strain relation of core concrete is a model in the one dimensional shape. A stress-strain relation of core concrete is presented, in which the confinement effect of steel tube to core concrete is modified by the circumference stress grade. Finally, this material model of CFST is used to analyze the whole behaviors of CFST eccentric compression columns and the CFST arches.

Key words: bridge engineering; stress-strain relation; fiber element model; eccentric compression; concrete-filled steel tube(CFST)

0 引言

随着钢管混凝土拱桥的不断应用,其理论研究也在不断发展之中。对拱的受力全过程和极限承载力的研究就是其主要内容之一。由于受模型制作困难和费用等方面的限制,目前所进行的模型试验十分有限^[1]。一些研究者希望采用现代计算机技术建立起考虑几何非线性和材料非线性的钢管混凝土拱受力全过程的数值分析方法,并应用程序进行大量的参数分析得出简化算法以供工程应用。杨永清、

陈友杰等人应用钢管混凝土统一理论对钢管混凝土拱的空间和面内受力全过程进行了分析^[2,3]。计算的结构荷载—位移曲线在受力前期与试验结果吻合较好,但在受力后期计算曲线明显高于实测曲线。分析认为,除了测试误差和模型理想化等因素外,其主要原因在于钢管混凝土拱受力较小时拱肋以受压为主,计算所采用的混凝土轴压应力—应变关系与实际较为吻合;而当受力较大时,拱肋除受轴压外,还有较大的弯矩(空间受力时还有扭矩的作用),计算所采用的混凝土轴压应力—应变关系与实际情况

收稿日期:2003-03-18

基金项目:国家自然科学基金项目(50078016)

作者简介:陈宝春(1958-),男,福建罗源人,福州大学教授,博士生导师,工学硕士. E-mail: civil2@fzu.edu.cn

有较大的差异。虽然在截面计算时采用了纤维单元,但在非轴压作用时应力梯度以及剪应力等均对钢管与混凝土的材料行为产生较大的影响。以偏压为例,试验研究表明,钢管混凝土柱的受力性能与荷载的偏心率有很大关系,偏心率对钢管对核心混凝土的套箍作用的削弱作用十分明显^[4]。

为此,在对钢管混凝土偏心受压构件试验研究的基础上^[4],通过对已有应力—应变关系的研究,笔者提出了较为适用的、可以考虑不同偏心率影响的钢管混凝土偏心受压的应力—应变关系模型,并应用这一材料非线性模型,对钢管混凝土偏压柱和钢管混凝土拱的受力进行了分析。

1 钢管的应力—应变关系

钢管的单轴应力—应变曲线一般可简化为线弹性段、非线性弹性段、塑性段、强化段和二次塑流五个阶段^[5]。为了简化分析,有些研究者对钢管材料采用理想弹塑性假定^[6]。试验研究表明:在钢管混凝土柱中,钢管的应变往往会进入强化和二次塑流段,尤其是对于大偏心受压柱。因此,钢管采用理想弹塑性材料的计算结果,在受力后期可能产生较大的偏差。笔者综合考虑了计算简单性和合理性,提出四段曲线构成的钢材一维应力—应变曲线,如图 1 所示,对较短的非线性弹性曲线段进行了简化。其具体表达式如下:

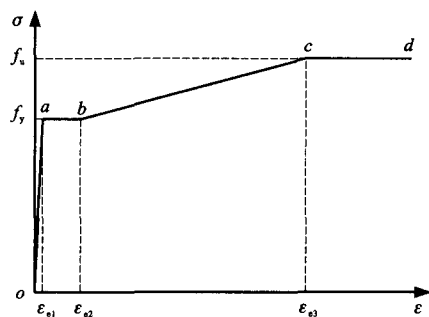


图 1 简化的钢材应力—应变关系曲线
Fig. 1 Stress-strain relationship of steel

弹性段(*oa*段)

$$\sigma = E_y \varepsilon, 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{e1}$$

屈服段(*ab*段)

$$\sigma = f_y, \varepsilon_{e1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{e2}$$

强化段(*bc*段)

$$\sigma = f_y + E_y / [150(\varepsilon - \varepsilon_{e2})], \varepsilon_{e2} < \varepsilon \leq \varepsilon_{e3}$$

二次塑流段(*cd*段)

$$\sigma = f_u, \varepsilon \geq \varepsilon_{e3}$$

式中: E_y 为钢材弹性阶段的弹性模量; ε_{e1} 为弹性极限应变; f_y 和 f_u 分别为钢材的屈服强度和极限强度。取屈服极限应变 $\varepsilon_{e2} = 10\varepsilon_{e1}$;强化极限应变 $\varepsilon_{e3} = 100\varepsilon_{e1}$;钢材极限强度 $f_u = 1.6f_y$ ^[5]。

严格地说,钢管应处于三维受力状态。由于管壁较薄,所以一般可忽略径向应力而将钢管简化为二维受力。对于偏心受压构件,在纵向受压区,钢管纵向受压、环向受拉,二维抗压强度略小于单向受压的强度;在纵向受拉区,钢管纵向和环向均受拉,由于钢管变形受到混凝土的约束作用,二维抗拉强度略高于单向抗拉强度。在钢管的二维受力中,环向应变既包括了纵向应变由于泊松比引起的部分,也包含了由于钢管对混凝土约束作用而引起的钢管环向应变。在纤维模型中,由于核心混凝土的应力—应变关系用一维形式表达,所以难以考虑钢管的二维受力问题。如果要考虑钢管的二维受力情况,最好也要像核心混凝土的应力—应变关系一样,设定模型与参数,根据大量的试验结果回归出以一维形式表达、反映二维受力的应力—应变模型,但目前这方面的研究极少。另一方面,钢管用一维应力—应变关系描述对钢管混凝土截面强度与刚度的影响一般较小,尤其是当偏心率较大时。所以,一般的研究中钢管的应力—应变关系仍采用一维的形式,笔者也是如此。

2 核心混凝土的应力—应变关系

在纤维单元模型中,核心混凝土的应力—应变关系一般均不考虑混凝土的抗拉能力。混凝土的抗压应力—应变关系在应力或应变较小时,认为混凝土基本处于一维受力状态,采用 HOGNESTAD 二次函数模型。各种模型的差异主要表现在受力后期当钢管对混凝土的套箍发生作用之后所选用的参数、曲线模型以及系数上。

陈惠发等人提出的钢管混凝土中核心混凝土的应力—应变关系采用一维形式表达,分三种情况考虑^[6]。第一种情况,钢管与混凝土各自单独受力;第二种情况,钢管与混凝土之间有相互作用,混凝土处于三维受力的情况但只提高其延性而不提高其强度;第三种情况,钢管与混凝土之间也有相互作用,混凝土的三维受力情况不仅提高混凝土的延性而且还提高混凝土的强度。将 $\varepsilon_u = 0.0035, 0.0060$ 和 0.0160 作为三种情况的极限应变。该模型将钢管混凝土受力情况进行了分类,能基本反映钢管混凝土受力特性,但三种情况缺乏过渡,模型比较粗糙,

没有明确给出导致受力性能不同的原因和三种情况的判别式。

韩林海提出的核心混凝土的应力—应变关系也采用一维形式表达,分为两段^[5]。第一段也是HOGNESTAD的二次函数模型。第二段是钢管对混凝土的套箍起作用后混凝土处于三向受力的状况,套箍系数是其模型中的重要参数。第二段又分为两种,当套箍系数 ξ 大于1.12时,曲线为上升段,当套箍系数 ξ 小于1.12时,曲线为下降段。该模型参数设置较为合理,系数回归时取用了较多的试验数据,是目前较为理想的一种模型。在偏压和复杂受力时,该模型没有考虑应力梯度的影响,认为它可以采用与纤维应变相同时的轴压的应力—应变关系。

钢管混凝土偏心受压构件的试验研究表明^[4], 偏心率对构件的延性影响较小。但是,偏心率对构件的强度有弱显的影响。偏心率引起截面上纵向应力的梯度分布,导致钢管径向应力的梯度分布,削弱了钢管对核心混凝土的套箍作用。偏心率越大,这种削弱作用也越大;钢管纵向应变越大,这种削弱作用越明显。当核心混凝土的应力—应变关系采用一维形式表达、考虑钢管与混凝土相互作用时,应力梯度对套箍力的这种削弱作用应该在应力—应变关系中得到反映。

根据以上分析,笔者提出在韩林海模型中加入套箍作用应力梯度修正系数的核心混凝土应力—应变关系模型。

修正后的套箍系数

$$\xi' = k_e \xi$$

式中:套箍系数 $\xi = f_y A_s / (f_{ck} A_c)$,其中 A_s 、 A_c 分别为钢管和混凝土的截面积; f_y 为钢材的屈服强度; f_{ck} 为混凝土的抗压强度。

修正系数 k_e 是径向应力梯度的函数,它可以用偏心率来表示。当偏心率为零(即轴压构件)时,修正系数 k_e 为1,实际上此时核心混凝土应力—应变关系仍是韩林海的模型;当偏心率大于1时, k_e 为零,认为钢管对混凝土的套箍作用不提高其承载力,仅提高其延性(相当于陈惠发等人模型的第二种情况);偏心率介于0和1之间时采用线性插值。

修正系数

$$k_e = \begin{cases} 1 - e/r_c & (e/r_c \leq 1.0) \\ 0 & (e/r_c > 1.0) \end{cases}$$

笔者提出的考虑径向应力梯度修正系数后的核心混凝土的应力—应变关系模型如下

$$\sigma_c = \sigma_0 \left[A \frac{\epsilon}{\epsilon_0} - B \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (\epsilon \leq \epsilon_0)$$

$$\sigma_c = \begin{cases} \sigma_0 (1-q) + \sigma_0 q \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^{0.1\xi'} & (\xi' \geq 1.12) \\ \sigma_0 \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \frac{1}{\beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} - 1 \right)^2 + \frac{\epsilon}{\epsilon_0}} & (\xi' < 1.12) \quad (\epsilon > \epsilon_0) \end{cases}$$

$$\sigma_0 = f_{ck} [1.194 + (13/f_{ck})^{0.45} (-0.07185\xi'^2 + 0.5789\xi')]]$$

$$\epsilon_0 = \epsilon_c + \left(1400 + 800 \frac{f_{ck} - 20}{20} \right) \xi'^{0.2}$$

$$\epsilon_c = 1300 + 14.93 f_{ck} (\mu\epsilon)$$

$$A = 2.0 - k, B = 1.0 - k, k = 0.1 \xi'^{0.745}$$

$$q = k / (0.2 + 0.1 \xi')$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-6})^{(0.25 + \xi' - 0.5^{7.0})} \times 0.5 f_{ck}^2 \times 10^{-4}$$

式中: ϵ_c 为普通混凝土应力—应变关系曲线峰值点对应的应变; ϵ_0 和 σ_0 分别为核心混凝土应力—应变关系曲线第一段与第二段交接点的应变和应力。其中, σ_0 考虑了径向应力梯度的影响, ϵ_0 没有考虑偏心率的影响,即 σ_0 的自变量为修正后的套箍系数 ξ' , ϵ_0 的自变量为未修正的套箍系数 ξ 。 ϵ_0 之所以采用未修正的套箍系数 ξ ,是因为偏心率对核心混凝土的延性影响较小。图2给出了两组套箍系数相同、偏心率不同时,提出的核心混凝土应力—应变关系曲线(其中 $e=0$ 所对应的曲线为韩林海模型)。

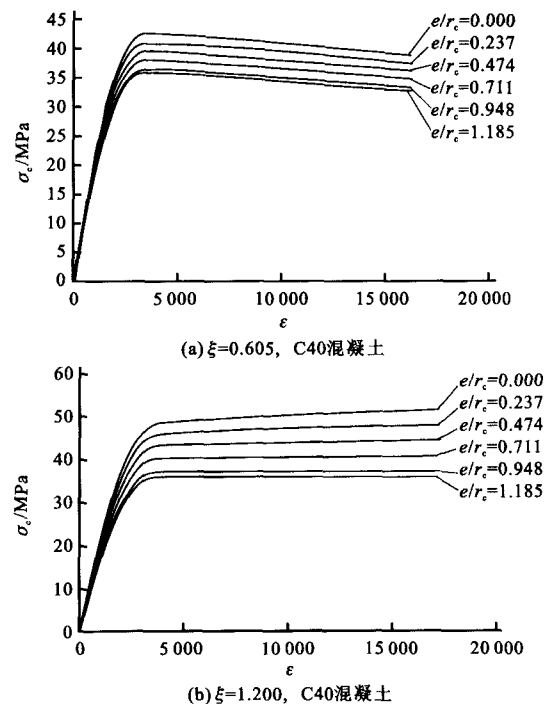


图2 提出的核心混凝土的应力—应变曲线
Fig. 2 Proposed stress-strain relation of core concrete

3 截面分析

截面分析时假定加载过程中截面始终保持平面且钢管和混凝土之间无滑移现象,钢管和核心混凝土分别采用前述的应力—应变关系。将截面沿偏心方向划分为有限数量的条带,每一条带上均有钢管单元和混凝土单元,如图 3 所示。截面计算时,先由假定截面受压边缘应变和截面曲率,根据平截面假定,可以求得各条带形心处的应变,应用前述的钢管和混凝土的应力—应变关系求得各条带的钢管和混凝土的应力值,通过对各条带内力的数值积分,可以求得截面相应的轴力与弯矩值。此轴力与弯矩值是由假定的截面中轴处的应变与曲率所得出的,如果它与外力引起的截面内力值相等,则表明所假定的截面应变和曲率是正确的,否则应予以调整,重新计算,直至符合要求。

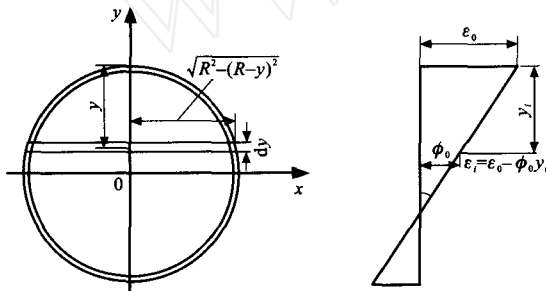


图 3 截面单元划分及条带应变计算

Fig. 3 Element and strain calculation of cross-section

4 钢管混凝土偏心受压柱的计算

钢管混凝土偏压柱的受力性能除受材料非线性影响外,还受到几何非线性的影响。杆件的几何非线性分析方法常用的有两种。一种方法是假定挠曲线法,它通过假定的挠曲线来考虑几何非线性的影响,把柱的分析简化为控制截面的分析,其计算精度在几何非线性方面主要受到假定挠度曲线准确性的影响。第二种方法是数值积分法,它将柱沿高度方向分为有限数量单元,通过数值积分的方法求得构件的挠曲线,计算上比第一种方法稍复杂些但由于没有假定挠度曲线,只要划分足够多的单元,就能保证其精度。笔者采用了数值积分法,计算简图见图 4。

计算中,材料的基本参数根据材性试验结果,钢材的弹性模量 $E_s = 1.84 \times 10^5$ MPa,弹性极限应变 $\epsilon_{e1} = 0.00175$; C40 混凝土标准强度 $f_{ck} = 30.0$ MPa, C50 混凝土标准强度 $f_{ck} = 35.6$ MPa。截面

划分为 100 个条带,柱子划分为 40 个单元。钢材应力—应变关系采用四段式线模型,核心混凝土分别采用提出的修正的应力—应变关系模型和未修正的韩林海模型,计算结果见图 5 (因轴压构件两者计算结果相同,小偏心构件两者相差不大,图 5 中未予给出)。



图 4 构件分析

Fig. 4 Column analysis

由计算结果可以看出理论计算曲线与试验曲线在前期吻合较好,在后期略高于试验曲线。笔者所采用的修正后的本构关系的计算结果明显好于未修正的结果,偏心率越大,修正的效果越明显。因此,对于大偏心的钢管混凝土构件在计算时所采用的核心混凝土的应力—应变关

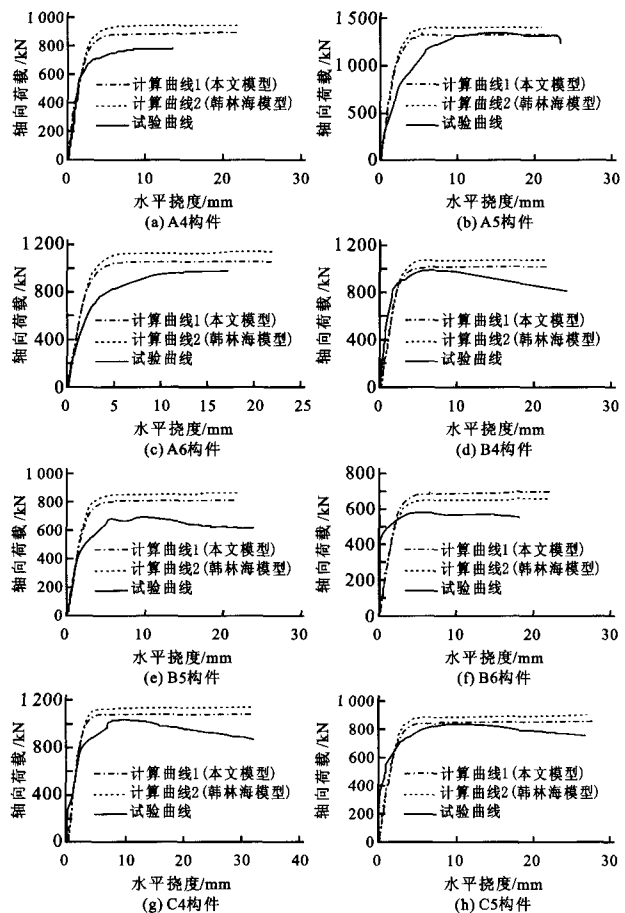


图 5 偏心受压构件中截面荷载—挠度曲线的计算结果比较

Fig. 5 Comparison of load-deflection curves for eccentric compression columns

系应考虑应力梯度的影响。

5 钢管混凝土拱面内受力计算

文献[7]进行了两根钢管混凝土单圆管肋拱的面内受力全过程试验。模型拱净跨径为 460 cm, 净矢高 $f=153.3$ cm。拱肋钢管为 $\Phi 76 \times 3.792$ mm 的无缝钢管, 肋拱下缘曲线为二次抛物线。管内灌注 C30 混凝土。相同尺寸的钢管混凝土模型肋拱制作了 A1 和 A2 两根。A1 模型在 $L/4$ 点处加集中力, A2 模型在 $L/2$ 点处加集中力, 具体试验内容和结果详见文献[7]。

文献[3]提出了钢管混凝土拱的双重非线性有限元分析方法。材料非线性通过截面条带积分求得单元两端节点的刚度 EA 、 EI , 取其平均值得单元的刚度。截面刚度计算与材料非线性模型与前述钢管混凝土偏压柱计算相同。考虑几何非线性影响的刚度计算采用流动坐标法(U/L法)。将材料非线性问题嵌套在几何非线性之中形成双重非线性问题, 用混合法解双重非线性问题, 即将受力全过程的荷载分为有限个增量, 假定每级荷载增量下的结构刚度为常量。在求每级荷载下的解时用 NEWTON-RAPHSON 的迭代法。文献[3]还对文献[7]的试验结果进行了对比分析。

笔者仍采用文献[3]的计算方法, 但材料模型采用提出的非线性模型, 对文献[7]的钢管混凝土模型肋拱的受力全过程进行双重非线性有限元分析。计算中将模型分为 50 个梁单元。有限元计算和试验结果的荷载与位移关系见图 6。从图 6 可以看出, 在受力前期, 计算曲线和实测曲线均吻合较好, 但当结构进入非线性后, 采用提出的材料非线性模型

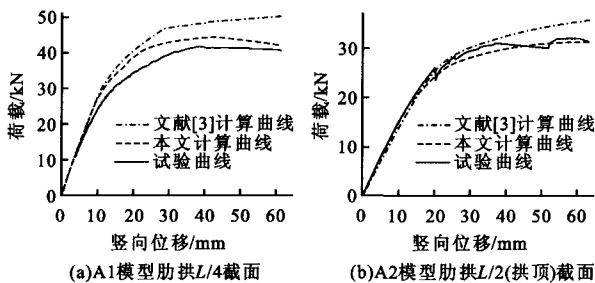


图 6 钢管混凝土拱荷载—位移曲线

Fig. 6 Load-displacement curves of CFST model arch

(主要是在核心混凝土应力—应变关系中引入偏心率对紧箍力的修正系数)的计算结果与实测值吻合良好。而文献[3]的计算的荷载—位移曲线明显高于实测曲线, 且在试验拱进入破坏阶段后, 计算曲线仍呈上升趋势, 表明在钢管混凝土拱的非线性分析中, 由于结构受力后期截面偏心率较大, 不考虑应力梯度对紧箍力的影响, 不能反映结构受力的实际情况, 将使计算结果偏于不安全。

6 结 语

根据钢管混凝土偏心受压的受力特点和试验研究, 提出钢管混凝土偏心受压应力—应变关系模型。将这一模型应用于钢管混凝土偏心受压柱和钢管混凝土拱的受力全过程分析之中, 其计算结果比采用不考虑偏心率对紧箍力修正的混凝土应力—应变关系的计算结果更接近试验结果。在偏心受压柱中, 偏心率越大, 效果越明显。在拱的面内受力计算中, 其效果比偏压柱还要明显, 因为在拱的受力后期有许多截面都进入大偏心受力状态。所以, 笔者提出的钢管混凝土偏心受压的应力—应变关系模型可应用于钢管混凝土拱受力的分析之中。

参考文献:

- [1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥实例集(一)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2002.
- [2] 杨永清. 钢管混凝土拱桥横向稳定性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 1996.
- [3] 陈友杰, 陈宝春. 钢管混凝土肋拱面内受力全过程有限元分析[J]. 工程力学, 2000(增): 753—758.
- [4] 陈宝春, 王来永, 欧智菁, 等. 钢管混凝土偏心受压应力—应变关系试验研究[J]. 工程力学, 2003, 20(6): 154—159.
- [5] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 科学出版社, 2000.
- [6] CHEN W F, CHEN C H. Analysis of concrete-filled steel tubular beam-columns [A]. Proceedings for Bridge and Structural Engineering[C]. Zurich: International Association for Bridge and Structural Engineering, 1973. 37—52.
- [7] 陈宝春, 陈友杰. 钢管混凝土肋拱面内受力全过程试验研究[J]. 工程力学, 2000, 17(2): 44—50.