

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2021.01.004

套箍加固 RC 轴压中长柱的承载力理论研究*

毛德均¹, 钱永久², 宋 帅³

(1. 昆明学院建筑工程学院, 云南 昆明 650214; 2. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 3. 太原理工大学建筑与土木工程学院, 山西 太原 030024)

摘要:为研究套箍加固 RC 轴压中长柱的承载力理论计算分析方法,采用切线模量理论,根据材料本构关系和内外力平衡条件,推导了套箍加固 RC 轴压中长柱的弹塑性稳定承载力计算方法。将理论计算结果与试验结果进行了对比分析,结果表明:理论计算值均低于实测值,且二者的偏差在 15% 以内。根据所推导的计算分析方法,研究了核心柱初始荷载水平 β 、柱子长细比 l_0/b 、套箍层混凝土强度、套箍层配筋量四种参数对加固柱承载力 N_u 的影响规律,结果表明: N_u 总体上随 β 增大而减小,当 $\beta < 0.7$ 时,减小趋势不够明显, $\beta > 0.7$ 后,减小趋势变得明显; l_0/b 对 N_u 有明显影响, N_u 随 l_0/b 的增大而减小,但二者不是线性关系; N_u 随套箍层混凝土强度提高而增大,随套箍层配筋量增大而增大。

关键词:套箍加固; RC 轴压中长柱; 承载力; 理论研究; 切线模量理论; 参数影响

中图分类号: U445.7⁺2 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)01-0032-07

Theoretical Research on Bearing Capacity of Moderate to Long Reinforced Concrete Columns under Axial Compression and Strengthened by Jacketing

MAO Dejun¹, QIAN Yongjiu², SONG Shuai³

(1. College of Architecture and Civil Engineering, Kunming University, Kunming 650214, China;

2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

3. College of Architecture and Civil Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, China)

Abstract: In order to investigate the theoretical computational analysis method of axial compression bearing capacity of moderate to long reinforced concrete (RC) columns strengthened by jacketing, the elastic-plastic stability and bearing capacity calculation method was derived based on the tangent modulus theory, the material constitutive relation, and the equilibrium conditions for internal and external forces. The theoretical calculation results were compared with the test results. The results show that the theoretical calculation value is smaller than the measured value, and the deviation between them is within 15%. According to the derived computational analysis method, the effect of four parameters on the bearing capacity N_u of the strengthened column were investigated, including the initial load level β of the core column, column slenderness ratio l_0/b , concrete strength of the hoop layer, and quantity of reinforcement in the hoop layer. The results show that N_u generally decreases with the increase of β .

* 收稿日期:2019-01-17;修回日期:2019-02-25

基金项目:云南省地方本科高校基础研究联合专项资金青年项目(2019FH001(-100))、云南省教育厅科学研究基金项目(2020J0512)、国家自然科学基金项目(51808376)资助

作者简介:毛德均(1985—),男,讲师,博士。主要从事桥梁工程加固研究。E-mail:541089451@qq.com

When $\beta < 0.7$, the decreasing trend is not obvious enough. If $\beta > 0.7$, the decreasing trend becomes apparent. The effect of l_0/b on N_u is obvious, and N_u decreases nonlinearly with the increase of l_0/b . N_u increases with the increase of hoop layer concrete strength. N_u also increases with increased quantity of reinforcement in the hoop layer.

Keywords: strengthened by jacketing; moderate to long RC axial compression columns; bearing capacity; theoretical research; the tangent modulus theory; parameter effect

引言

钢筋混凝土(RC)柱是各类RC桥梁结构的基本组成构件,也是主要承重构件,如各类梁桥的桥墩、上承式拱桥的拱上立柱,其安全性能与桥梁正常使用密切相关。在实际工程中,常常由于各种原因,导致桥梁承载力不足、安全可靠降低,需要对其进行加固。套箍加固属于增大截面加固法范畴,在我国公路、铁路RC桥梁加固中均有应用,主要用于受压构件的加固补强^[1-2]。轴压构件承载力是受压构件承载力的上限值,在工程设计中常作为强度复核和初步估算截面的重要手段,具有重要的理论意义^[3]。RC轴压柱通常可按长细比(l_0/b)划分为短柱、中长柱和细长柱三种类型,破坏时分别对应材料破坏、弹塑性失稳破坏和弹性失稳破坏^[4]。实际应用时中长柱用得最多,短柱、细长柱用得少,既有RC桥梁墩柱多为中长柱。

国内外学者围绕套箍加固RC柱开展了许多研究^[5-11],不难发现,现有承载力理论研究多围绕套箍加固RC轴压短柱发生的材料破坏类型展开,对套箍加固RC轴压中长柱的弹塑性稳定承载力理论研究鲜见开展,该类柱子的破坏类型与短柱有所区别,对其开展研究实有必要。众所周知,经典Euler公式只适用于细长杆的弹性失稳,RC轴压中长柱的稳定问题在本质上是中柔度压杆的弹塑性稳定问题,由于破坏时的材料应力已远超过材料的弹性比例极限,因此经典Euler公式不再适用。切线模量理论是指将经典Euler公式 $N_{cr} = \pi^2 EI/l_0^2$ 中的材料弹性模量 E 用切线模量 $E' = d\sigma/d\varepsilon$ 代替,然后仍然采用Euler公式来求解压杆的弹塑性稳定承载力。早在1947年,Shanley就已证明了切线模量理论的正确性,并指出切线模量得出的极限荷载是弹塑性极限荷载的下限^[12-13]。

切线模量理论分析方法扩展了Euler公式的应

用范畴。文献[14]采用该方法对钢管轻集料混凝土和钢管普通混凝土中长柱的长细比—稳定系数曲线进行了分析。文献[15]的研究结果表明,由该方法计算的矩形截面混凝土轴压柱临界荷载与试验值吻合较好。文献[16]采用该方法对钢管煤矸石混凝土轴压中长柱的弹塑性稳定承载力进行了分析,得出的理论结果和试验结果偏差在5%以内。文献[17-18]表明,采用该方法计算得到的方钢管混凝土中长柱的极限荷载和试验极限荷载的比值为0.75~1.30。本文采用切线模量理论对套箍加固RC轴压中长柱的弹塑性稳定承载力计算方法进行了理论推导,通过与试验结果对比分析,对公式推导合理性进行了验证。根据所推导的计算方法,研究揭示了核心柱的初始荷载水平 β (加固前核心柱受到的初始荷载值与其极限承载力计算值的比值)、柱子长细比 l_0/b 、套箍层混凝土强度、套箍层配筋量四种参数对加固柱承载力的影响规律。

1 计算方法理论推导

加固构件为新旧两种RC弹塑性材料组成,由套箍层和核心柱组成的组合截面如图1所示。

根据刚度叠加原理,组合截面的刚度为各部分刚度之和,则加固柱的弹塑性稳定承载力 N_u 为:

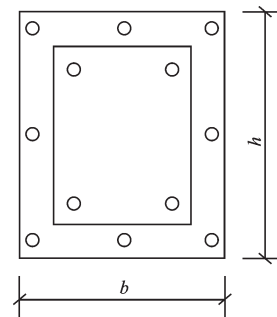


图1 组合截面示意

Fig.1 Schematic diagram of the composite cross section

$$N_u = \frac{\pi^2}{l_0^2} (E_{c1}^1 I_{c1} + E_{s1}^1 I_{s1} + E_{c2}^1 I_{c2} + E_{s2}^1 I_{s2}) \quad (1)$$

式中, l_0 为构件的计算长度; E_{c1}^1 为核心柱混凝土的切线模量; I_{c1} 为核心柱混凝土截面对形心轴的惯性矩; E_{s1}^1 为核心柱钢筋的切线模量; I_{s1} 为核心柱钢筋对截面形心轴的惯性矩, 分别用每侧钢筋面积乘以它到截面几何形心轴距离的平方再求和计算; E_{c2}^1 为套箍层混凝土的切线模量; I_{c2} 为套箍层混凝土截面对形心轴的惯性矩; E_{s2}^1 为套箍层钢筋的切线模量; I_{s2} 为套箍层钢筋对形心轴的惯性矩, 计算方法同 I_{s1} 。

研究表明^[19], RC 轴压构件发生弹塑性失稳破坏时的截面内应变均未超过混凝土的峰值应变 ϵ_0 。本文用于分析的混凝土本构关系按《混凝土结构设计规范》^[20] 取用, 表达式为:

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad \epsilon_c \leq \epsilon_0 \quad (2)$$

对公式(2)进行求导, 可得混凝土的切线模量:

$$E_c^1 = \frac{d\sigma_c}{d\epsilon_c} = 2f_c \left(\frac{1}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0^2} \right) \quad \epsilon_c \leq \epsilon_0 \quad (3)$$

钢筋在弹塑性阶段的切线模量 E_s^1 可采用如下表达式^[21]:

$$E_s^1 = \frac{d\sigma_s}{d\epsilon_s} = \frac{(f_y - \sigma_s)\sigma_s}{(f_y - f_p)f_p} E_s \quad (4)$$

式中, f_y 为钢筋的屈服强度; f_p 为钢筋的比例极限, 可取为 0.8 倍的屈服强度^[19]; E_s 为钢筋的弹性模量。

将公式(4)进行变形:

$$\frac{d\sigma_s}{(f_y - \sigma_s)\sigma_s} = \frac{E_s d\epsilon_s}{(f_y - f_p)f_p} \quad (5)$$

进一步对上式进行整理:

$$\frac{d\sigma_s}{\sigma_s} + \frac{d\sigma_s}{(f_y - \sigma_s)} = \frac{f_y E_s d\epsilon_s}{(f_y - f_p)f_p} \quad (6)$$

对公式(6)进行两边积分:

$$\ln \left(\frac{\sigma_s}{f_y - \sigma_s} \right) = \frac{f_y E_s \epsilon_s}{(f_y - f_p)f_p} + C \quad (7)$$

式中, C 为积分常数, 可由条件 $\epsilon_s = \epsilon_p$, $\sigma_s = f_p$ 确定,

$$C = \frac{f_y}{f_y - f_p} - \ln \left(\frac{f_y}{f_y - f_p} \right)$$

对公式(7)两边取反对数并整理:

$$\sigma_s = \frac{f_y}{1 + \frac{\kappa}{1 - \kappa} \exp(1 - \epsilon_s/\epsilon_p)/(1 - \kappa)} \quad (8)$$

式中, κ 为钢筋的比例极限 f_p 与屈服强度 f_y 之比, 可取为 0.8; ϵ_p 为 f_p 对应的应变。

将 $\kappa = 0.8$ 代入公式(8)后, 可得到钢筋用于分析的应力应变关系及切线模量表达式为:

$$\begin{cases} \sigma_s = E_s \epsilon_s, E_s^1 = E_s & \epsilon_s \leq \epsilon_p \\ \sigma_s = \frac{4f_y}{4 + \exp 5(1 - \epsilon_s/\epsilon_p)}, E_s^1 = \frac{(f_y - \sigma_s)\sigma_s}{(f_y - f_p)f_p} E_s & \epsilon_s > \epsilon_p \end{cases} \quad (9)$$

由上述理论推导可知, 若知道某时刻的材料应变, 即可根据材料本构关系和切线模量表达式求出其在此应变状态下的应力和切线模量。

定义组合截面的等效换算刚度为:

$$E_{sc}^1 I_{sc} = E_{c1}^1 I_{c1} + E_{s1}^1 I_{s1} + E_{c2}^1 I_{c2} + E_{s2}^1 I_{s2} \quad (10)$$

式中, E_{sc}^1 为组合截面材料的等效换算切线模量; I_{sc} 为组合截面的等效惯性矩, 也为截面总惯性矩。

则公式(1)可表示为:

$$N_u = \frac{\pi^2 E_{sc}^1 I_{sc}}{l_0^2} \quad (11)$$

E_{sc}^1 可按式(12)计算^[22]:

$$E_{sc}^1 = \frac{E_{c1}^1 A_{c1} + E_{s1}^1 A_{s1}' + E_{c2}^1 A_{c2} + E_{s2}^1 A_{s2}'}{A_{sc}} \quad (12)$$

式中, A_{sc} 为组合截面的等效面积, 也为总面积, $A_{sc} = A_{c1} + A_{s1}' + A_{c2} + A_{s2}' = bh$; A_{c1} 为核心柱混凝土面积; A_{s1}' 为核心柱钢筋面积; A_{c2} 为套箍层混凝土面积; A_{s2}' 为套箍层钢筋面积。

I_{sc} 等于各部分的惯性矩之和, 即:

$$I_{sc} = I_{c1} + I_{s1} + I_{c2} + I_{s2} = \frac{hb^3}{12} \quad (13)$$

则临界状态时的组合截面等效临界应力 σ_{sc} 为:

$$\sigma_{sc} = \frac{N_u}{A_{sc}} = \frac{\pi^2 E_{sc}^1 I_{sc}}{l_0^2 A_{sc}} \quad (14)$$

定义等效长细比 λ_{sc} 为:

$$\lambda_{sc} = \frac{l_0}{i_{sc}} = \frac{l_0}{\sqrt{I_{sc}/A_{sc}}} = \sqrt{12} \frac{l_0}{b} \quad (15)$$

则公式(14)可表示为:

$$\sigma_{sc} = \frac{\pi^2 E_{sc}^1}{\lambda_{sc}^2} \quad (16)$$

定义组合截面材料的等效抗压强度 f_{sc} 为:

$$f_{sc} = \frac{f_{c1} A_{c1} + f_{s1}' A_{s1}' + f_{c2} A_{c2} + f_{s2}' A_{s2}'}{A_{sc}} \quad (17)$$

式中, f_{c1} 为核心柱混凝土抗压强度; f_{s1}' 为核心柱钢筋抗压强度; f_{c2} 为套箍层混凝土抗压强度; f_{s2}' 为套箍层钢筋抗压强度。

当临界力等于材料破坏承载力时, 构件破坏取决于材料强度, 不必验算稳定, 即有:

$$\sigma_{sc} A_{sc} = f_{c1} A_{c1} + f_{s1}' A_{s1}' + f_{c2} A_{c2} + f_{s2}' A_{s2}' = f_{sc} A_{sc} \quad (18)$$

即:

$$\frac{\pi^2 E_{sc,0}^i}{\lambda_{sc,0}^2} = f_{sc} \quad (19)$$

式中, $E_{sc,0}^i$ 为当临界力等于材料破坏承载力时的组合截面材料的等效切线模量。

构件发生材料破坏与弹塑性失稳破坏的界限等效长细比 $\lambda_{sc,0}$ 为:

$$\lambda_{sc,0} = \pi \sqrt{\frac{E_{sc,0}^i}{f_{sc}}} \quad (20)$$

当 $\lambda_{sc} \leq \lambda_{sc,0}$ 时, 加固柱的承载力由材料强度控制; 当 $\lambda_{sc} > \lambda_{sc,0}$ 发生弹塑性失稳破坏。

当 $\lambda_{sc} > \lambda_{sc,0}$ 时, 按切线模量理论确定 N_u 。加固前在初始荷载 N_1 的作用下, 核心柱混凝土的应力 $\sigma_{c1,1}$ 为:

$$\sigma_{c1,1} = \frac{N_1}{A_{c1} + \alpha_{E1} A_{s1}'} \quad (21)$$

式中, α_{E1} 为核心柱的钢筋与混凝土弹模比。

根据 $\sigma_{c1,1}$ 可由混凝土的本构关系反求出对应的核心柱混凝土应变 $\epsilon_{c1,1}$ 为:

$$\epsilon_{c1,1} = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma_{c1,1}}{f_{c1}}} \right) \epsilon_0 \quad (22)$$

根据平截面假定, 构件纵向变形协调。核心柱钢筋在 N_1 作用下的应变 $\epsilon_{s1,1} = \epsilon_{c1,1}$ 。

当发生弹塑性失稳破坏时, 由于假设构件是理想直杆, 在失稳弯曲前的一瞬间, 构件仍然为直杆, 这时外荷载为 N_u , 此时, 套箍层的混凝土必定有一个纵向应变 ϵ_{c2} 存在, 由于纵向变形协调, 套箍层钢筋的应变 $\epsilon_{s2} = \epsilon_{c2}$, 核心柱混凝土和钢筋的应变为 $\epsilon_{c1} = \epsilon_{s1} = \epsilon_{c1,1} + \epsilon_{c2}$, 根据此应变状态可以求出各部分的切线模量及应力 σ_{c1} 、 σ_{s1}' 、 σ_{c2} 、 σ_{s2}' , 根据内外力平衡条件, N_u 又可表示为:

$$N_u = \sigma_{c1} A_{c1} + \sigma_{s1}' A_{s1}' + \sigma_{c2} A_{c2} + \sigma_{s2}' A_{s2}' \quad (23)$$

式中, σ_{c1} 为破坏发生时核心柱混凝土的应力; σ_{s1}' 为破坏发生时核心柱钢筋的应力; σ_{c2} 为破坏发生时套箍层混凝土的应力; σ_{s2}' 为破坏发生时套箍层钢筋的应力。

公式(1)与公式(23)等效, 即:

$$\frac{\pi^2 E_{sc}^i A_{sc}}{\lambda_{sc}^2} = \sigma_{c1} A_{c1} + \sigma_{s1}' A_{s1}' + \sigma_{c2} A_{c2} + \sigma_{s2}' A_{s2}' \quad (24)$$

显然, 公式(24)中的各项变量都是 ϵ_{c2} 的函数。因此, 可由公式(24)确定临界状态时的 ϵ_{c2} , 从而确

定 N_u , 具体步骤如下:

(1) 计算核心柱在 N_1 作用下的 $\epsilon_{c1,1}$ 。

(2) 计算 A_{c1} 、 A_{s1}' 、 A_{sc} 、 λ_{sc} 等截面几何特征值。

(3) 设定 ϵ_{c2} 初始值, 根据 ϵ_{c2} 由套箍层材料本构关系计算 σ_{c2} 、 σ_{s2}' 、 E_{c2}^i 、 E_{s2}^i ; 将 ϵ_{c2} 与 $\epsilon_{c1,1}$ 叠加, 根据核心柱材料本构关系计算 σ_{c1} 、 σ_{s1}' 、 E_{c1}^i 、 E_{s1}^i , 进而确定 E_{sc}^i 。

(4) 将各项参数值代入公式(24), 比较方程左右两边是否相等。

(5) 如方程左边等于右边, 则该值即为所求 N_u ; 如左右不等, 当左边大于右边时, 增大 ϵ_{c2} 值, 反之减小, 重复步骤(3)~(4), 直至左右相等。

计算过程需要迭代完成, 本文采用 VC++6.0 计算机语言编程实现。

2 计算结果验证与分析

2.1 试验研究概况

本人开展了一项套箍加固 RC 轴压、偏压中长柱的试验研究, 试验详细成果将在另外的论文中发表。试验包括了 3 个轴压试件, 其相关设计参数见表 1。

表 1 试验试件设计参数

Table 1 Design parameters of test samples

试件编号	原截面尺寸/cm	加固后截面尺寸/cm	试件长度/cm	套箍层受力主筋	核心柱受力主筋
ZY-1	20×20	30×30	180	8Φ12	4Φ12
ZY-2	20×20	30×30	240	8Φ12	4Φ12
ZY-3	20×20	30×30	300	8Φ12	4Φ12

核心柱为 C20 普通混凝土, 套箍层为 C30 自密实微膨胀混凝土。试件的受力主筋采用 HRB335 级钢筋, 箍筋采用 Φ6HPB300 级钢筋。试件加固前配筋率为 1.13%, 加固后全截面配筋率为 1.51%。核心柱和套箍层的受力主筋保护层厚度均为 2.5 cm。箍筋间距均为 10 cm, 在试件端部进行了箍筋加密。

C20 龄期达到 28 d 后, 按照《混凝土结构加固设计规范》^[23] 有关规定对核心柱表面进行粗糙处理和植筋, 然后再绑扎钢筋、安置模板、浇筑套箍层混凝土。套箍层混凝土龄期达到 28 d 后进行加载试验。试件浇筑和加载设备的有关情况如图 2~图 3 所示。

参照《混凝土结构试验方法标准》^[24], 取试验过

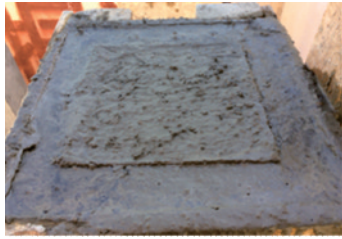


图2 试件浇筑

Fig.2 Casting the specimen



图3 加载设备

Fig.3 Loading equipment

程中所达到的最大荷载值作为极限承载力实测值。

2.2 结果验证

采用本文推导的理论分析方法,对试验柱的承载力进行计算,并将理论计算值与试验实测值进行对比,表2给出了二者对比情况。

表2 计算值与实测值对比

Table 2 Comparison between calculated and measured values

试件编号	$\lambda_{sc,0}$	λ_{sc}	承载力实测值 b/kN	承载力计算值 c/kN	c/b
ZY-1	12	21	1 900	1 692	0.89
ZY-2	12	28	1 936	1 668	0.86
ZY-3	12	35	1 810	1 596	0.88

由表2可知,理论计算值均低于实测值,二者偏差在15%内。说明采用切线模量理论,根据材料本构关系、构件纵向变形协调和内外力平衡条件,对套筒加固RC轴压中长柱的承载力进行分析是可行的。需要指出的是,鉴于试验试件数量偏少,本文分析方法也有待今后更多试验结果来进一步验证。

2.3 参数影响分析

采用本文分析方法,以试验柱为基本对象,研

究相关参数对 N_u 的影响规律,考察的参数有:核心柱的初始荷载水平 β 、柱子长细比 l_0/b 、套筒层混凝土强度、套筒层配筋量。

研究 β 影响时:以ZY-1、ZY-2、ZY-3为基本对象, β 从0以0.1为增量增加至0.9,得到 N_u 随 β 的变化曲线。

研究 l_0/b 影响时:在ZY-1、ZY-2、ZY-3的基础上,以 $l_0/b=2$ 为增量逐级增大至 $l_0/b=40$,得到 N_u 随 l_0/b 的变化曲线。

研究套筒层混凝土强度影响时:在 l_0/b 影响研究的基础上,用《混凝土结构设计规范》^[20]的混凝土强度设计值计算,分别得到核心柱+套筒层的混凝土强度组合为C20+C30、C20+C40、C20+C50时 N_u 随 l_0/b 的变化曲线。

研究套筒层配筋量影响时:在 l_0/b 影响研究的基础上,分别得出核心柱+套筒层的配筋量为 $4\Phi 12+8\Phi 12$ 、 $4\Phi 12+8\Phi 16$ 、 $4\Phi 12+8\Phi 20$ 、 $4\Phi 12+8\Phi 25$ 时 N_u 随 l_0/b 的变化曲线。

分析结果如图4~图7所示。

由图4可知: N_u 总体上随 β 增大而减小,当 $\beta < 0.7$ 时,减小趋势不够明显, $\beta > 0.7$ 后,减小趋势变得明显。原因是 $\beta < 0.7$ 时, $E_{sc}^t I_{sc}$ 降低很小, $\beta > 0.7$ 后,核心柱刚度降低较大使得 $E_{sc}^t I_{sc}$ 有明显降低。

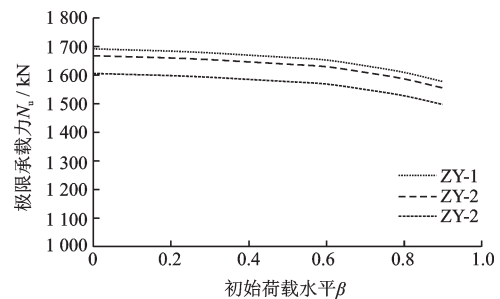


图4 β 对 N_u 的影响

Fig.4 Effect of β on N_u

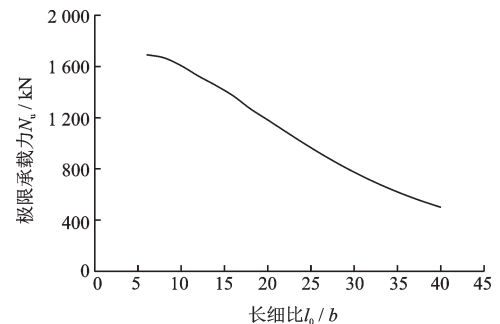


图5 l_0/b 对 N_u 的影响

Fig.5 Effect of l_0/b on N_u

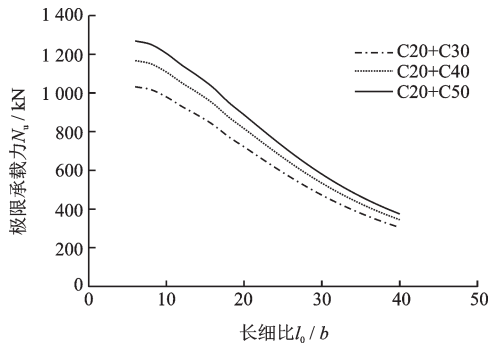


图6 套箍层混凝土强度对 N_u 的影响

Fig.6 Effect of concrete strength of hoop layer on N_u

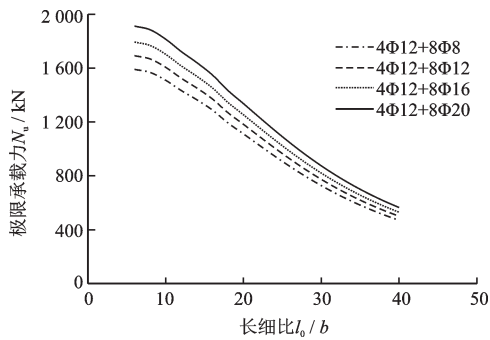


图7 套箍层配筋量对 N_u 的影响

Fig.7 Effect of quantity of reinforcement in hoop layer on N_u

由图5可知: N_u 随 l_0/b 增大而减小,但二者不是线性关系。 $l_0/b=16$ 时的 N_u 约为 $l_0/b=6$ 时的81%, $l_0/b=26$ 时 N_u 约为 $l_0/b=6$ 时的55%,表明 l_0/b 对 N_u 影响明显。

由图6可知: N_u 随套箍层混凝土强度提高而增大,原因是在相同应变水平下发生破坏时,套箍层混凝土强度越高,其切线模量越大, $E_{sc}^1 I_{sc}$ 也越大。C20+C40组合下 N_u 约为C20+C30组合下的1.08倍,C20+C50组合下 N_u 约为C20+C30组合下的1.15倍。

由图7可知: N_u 随套箍层配筋量增大而增大,这是因为钢筋的切线模量比混凝土高出许多,钢筋数量增加,钢筋的刚度贡献比重增大,使得 $E_{sc}^1 I_{sc}$ 有所提高。

3 结论

(1)采用切线模量理论,根据材料本构关系、构件纵向变形协调和内外力平衡条件,推导了套箍加固RC轴压中柱的弹塑性稳定承载力计算方法,验证结果表明:理论计算值均低于试验实测值,二者偏差在15%以内。

(2) N_u 总体上随 β 增大而减小,当 $\beta < 0.7$ 时,减小趋势不够明显, $\beta > 0.7$ 后,减小趋势变得明显;长细比 l_0/b 对 N_u 影响明显, N_u 随着 l_0/b 增大而减小,但二者不是线性关系; N_u 随套箍层混凝土强度提高而增大,随套箍层配筋量增大而增大。

参考文献:

- [1] 朱国靖. 滁河特大桥桥墩加固实践[J]. 铁道勘察, 2012(1):95-98.
Zhu G J. Practice on reinforcement for piers of Chu river bridge [J]. Railway Investigation and Surveying, 2012(1):95-98. (in Chinese)
- [2] 窦勇芝, 梁彧, 李东平. 双曲拱桥主拱圈外包混凝土加固[J]. 世界桥梁, 2011(4):69-72.
Dou Y Zh, Liang Y, Li D P. Construction techniques for strengthening main arch rings of a two-way curved arch bridge by covering concrete [J]. World Bridges, 2011(4):69-72. (in Chinese)
- [3] 毛德均, 钱永久. 套箍法加固RC轴压柱承载力计算方法研究[J]. 公路交通科技, 2016, 33(7):76-85.
Mao D J, Qian Y J. Study on calculation methods of bearing capacity of RC axial compression column strengthened with hoop [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2016, 33(7):76-85. (in Chinese)
- [4] 叶见曙, 李国平. 结构设计原理[M]. 2版. 北京: 人民交通出版社, 2004.
Ye J Sh, Li G P. Structural design principles [M]. 2nd ed. Beijing: China Communication Press, 2004. (in Chinese)
- [5] 苏三庆, 丰定国, 王清敏. 用外包钢筋混凝土方法加固RC轴心受压柱的承载力计算[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 1997, 29(4):29-33.
Su S Q, Feng D G, Wang Q M. Calculation of load carrying capacity of axially compressive RC columns strengthened with enclosed reinforced concrete [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 1997, 29(4):29-33. (in Chinese)
- [6] 康光宗, 戚跃然, 刘军. 对钢筋混凝土轴心受压柱增大截面加固中强度折减系数取值的进一步分析[J]. 工业建筑, 2002, 32(12):83-85.
Kang G Z, Qi Y R, Liu J. Analyzing on the strength reduction factor of axially loaded RC column reinforced by increasing section area [J]. Industrial Construction, 2002, 32(12):83-85. (in Chinese)

- [7] 盛光复,任迎春,赵艳红.加大截面加固RC轴心受压构件的强度计算[J].四川建筑科学研究,2004,30(2):26-28.
Sheng G F, Ren Y Ch, Zhao Y H. Strength calculation of axial compressive RC members strengthened with increasing section method[J]. Building Science Research of Sichuan, 2004,30(2):26-28. (in Chinese)
- [8] Takeuti A R, Hanai J B D, Mirmiran A. Preloaded RC columns strengthened with high-strength concrete jackets under uniaxial compression[J]. Materials & Structures, 2008,41(7):1251-1262.
- [9] Campione G, Fossetti M, Giacchino C, et al. RC columns externally strengthened with RC jackets[J]. Materials & Structures, 2014,47(10):1715-1728.
- [10] Pavlo K, Zinoviy B, Roman K. Experimental investigation of reinforced concrete columns strengthened by jacketing [J]. Journal of Multidisciplinary Engineering Science and Technology, 2015,2(7):1959-1963.
- [11] Papanikolaou V K, Stefanidou S P, Kappos A J. The effect of preloading on the strength of jacketed R/C columns[J]. Construction & Building Materials, 2013,38(1):54-63.
- [12] 何运林.结构稳定理论[M].北京:中国水利水电出版社,1995.
He Y L. Theory of structural stability [M]. Beijing: China Water & Power Press, 1995. (in Chinese)
- [13] 张志平.广义切线模量理论及其应用[D].哈尔滨:哈尔滨工程大学,2005.
Zhang Zh P. Generalized tangent modulus theory and its application [D]. Harbin: Harbin Engineering University, 2005. (in Chinese)
- [14] 周文杰.钢管轻集料混凝土中长柱稳定承载力研究[D].南京:河海大学,2007.
Zhou W J. Study on stable bearing capacity of light weight aggregate concrete filled steel tube middle long columns [D]. Nanjing: Hohai University, 2007. (in Chinese)
- [15] 王引富,许克宾.切线模量理论在混凝土柱稳定计算中的应用[J].北方交通大学学报,1996,20(5):61-64.
Wang Y F, Xu K B. Application of the tangent modulus theory to calculating stability of concrete piers [J]. Journal of Northern Jiaotong University, 1996, 20(5): 61-64. (in Chinese)
- [16] 李幅昌,龙海波,王兆强.钢管煤矸石混凝土轴压中长柱的非弹性屈曲荷载[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2004,20(4):291-293.
Li G Ch, Long H B, Wang Zh Q. Inelastic yield load of gangue concrete filled steel tubular middle long columns under axial compression [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2004, 20(4): 291-293. (in Chinese)
- [17] 张正国.方钢管砼中长轴压柱稳定分析和实用设计方法[J].建筑结构学报,1993,14(4):28-39.
Zhang Zh G. Stability analysis and calculation of concrete filled square steel tubular long and intermediate length columns under axial load [J]. Journal of Building Structures, 1993,14(4):28-39. (in Chinese)
- [18] 王菁,关罡,李四平,等.方钢管砼轴压柱承载力的计算[J].建筑结构,1997(5):13-15.
Wang J, Guan G, Li S P, et al. Calculation of bearing capacity of square steel tube columns filled with concrete under axial load [J]. Building Structure, 1997(5): 13-15. (in Chinese)
- [19] 许晶,贡金鑫.钢筋混凝土轴心受压构件非线性稳定性[J].计算力学学报,2011,28(5):705-710.
Xu J, Gong J X. Nonlinear stability of uniaxial compressive reinforced concrete members [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2011, 28(5): 705-710. (in Chinese)
- [20] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010 [S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [21] F 柏拉希.金属结构的屈曲强度[M].北京:科学出版社,1965.
Bleich F. Buckling strength of metal structures [M]. Beijing: Science Press, 1965. (in Chinese)
- [22] 董三升,张玉芬,赵均海.复式空心钢管混凝土组合轴压弹性模量分析[J].工程力学,2012,29(6):211-217.
Dong S Sh, Zhang Y F, Zhao J H. Analysis of compressive elastic modulus of hollow composite CFST column [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(6): 211-217. (in Chinese)
- [23] 混凝土结构加固设计规范:GB 50367—2013[S].北京:中国建筑工业出版社,2013.
Code for design of strengthening concrete structure: GB 50367—2013 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2013. (in Chinese)
- [24] 混凝土结构试验方法标准:GB/T 50152—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
Standard for test method of concrete structures: GB/T 50152—2012 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012. (in Chinese)

(本文责编:池营营)