

柱支承无粘结预应力混凝土双向板内力重分布

王晓东^{1,2,3}, 郑文忠^{1,2}, 王英^{1,2}

(1.结构工程灾变与控制教育部重点实验室(哈尔滨工业大学),150090 哈尔滨;

2.哈尔滨工业大学 土木工程学院, 150090 哈尔滨; 3.哈尔滨理工大学 建筑工程学院, 150001 哈尔滨)

摘要: 为了研究柱支承预应力混凝土双向板中无粘结筋应力增长规律及弯矩调幅设计方法,采用 ABAQUS 大型有限元软件建立了柱支承无粘结预应力混凝土双向板的有限元分析模型.通过将双向板划分为柱上板带和跨中板带,分别考察了综合配筋指标和非预应力筋屈服强度对无粘结筋应力增量及支座控制截面弯矩调幅系数的影响规律.分析结果表明:在综合配筋指标和预应力度一定的条件下,正常使用阶段和承载能力极限状态无粘结筋应力增量随非预应力筋屈服强度的提高而增大,而支座控制截面的弯矩调幅系数随非预应力筋屈服强度的提高而减小.建立了以综合配筋指标和非预应力筋屈服强度为自变量的柱支承预应力混凝土双向板中无粘结筋应力增量和弯矩调幅系数计算公式.

关键词: 预应力混凝土;柱支承板;有限元;无粘结筋应力增量;弯矩调幅系数

中图分类号: TU378.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2014)12-0001-07

Internal force redistribution of unbonded prestressed concrete flat plates

WANG Xiaodong^{1,2,3}, ZHENG Wenzhong^{1,2}, WANG Ying^{1,2}

(1. Key Lab of Structures Dynamic Behavior and Control(Harbin Institute of Technology), Ministry of Education, 150090 Harbin, China; 2.School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 150090 Harbin, China; 3.School of Civil Engineering, Harbin University of Science and Technology, 150001 Harbin, China)

Abstract: To explore the rule of stress increment in unbonded tendons and design method of moment redistribution, the finite element was modeled by ABAQUS soft-ware for unbonded prestressed concrete flat plates. The plates were divided into the column strips and the middle ones. Stress increment in tendons and moment redistribution coefficient of unbonded prestressed concrete flat plates were studied, which are influenced by the combined reinforcement index and grade of non-prestressing reinforcement. It is shown that the stress increment in tendons increases at the serviceability and ultimate limit states and moment redistribution coefficient in critical section of support reduces with the higher yield strength of non-prestressing reinforcements in flat plates. Then expressions of stress increment in tendons and moment redistribution coefficient in prestressed concrete flat plates were developed, in which the combined reinforcement index and grade of non-prestressing reinforcement were considered.

Keywords: prestressed concrete; flat plate; finite element; stress increment in tendon; moment redistribution coefficient

混凝土板-柱结构是房屋建筑常用的结构形式之一,而无粘结预应力的应用大大改善了结构的使用性能,使无粘结预应力混凝土板-柱结构得到了广泛应用.但由于复杂的受力机理使得该

结构的精确分析变得极为困难,而 ANSYS、ABAQUS 等大型有限元软件以其较高的计算精度及庞大的数据处理能力使得这些问题有望得以解决.但由于这些有限元软件进入土木工程领域相对较晚,以及无粘结预应力混凝土柱支承双向板的自身特点使之在有限元分析过程中收敛性难以保证等原因,国内外此方面的研究成果还极为有限^[1-4].本文通过对无粘结筋与其周围混凝土相互作用的等效处理,建立了无粘结预应力混凝土柱支承双向板的有限元模型.通过模型分析结果,建

收稿日期: 2014-04-11.

基金项目: 国家自然科学基金资助(51378146); 国家教育部长江学者奖励计划(2009-37); 教育部博士点基金(20132302110064).

作者简介: 王晓东(1979—)男,博士研究生;

郑文忠(1965—)男,博士生导师,长江学者特聘教授.

通信作者: 郑文忠, hitwzheng@163.com.

立了正常使用极限状态及承载能力极限状态下柱支承预应力混凝土双向板柱上板带和跨中板带中无粘结筋应力增量计算公式,建立了承载能力极限状态下柱支承无粘结预应力混凝土双向板支座控制截面弯矩调幅系数的计算公式,并提出了弯矩调幅设计方法。

1 有限元模型的建立

ABAQUS 有限元软件是一种先进的通用有限元程序系统,可解决从简单的线性分析到较为复杂的非线性问题,具有 Standard 和 Explicit 两个分析模块^[5-7]。本文利用 Standard 分析模块对预应力混凝土结构的塑性性能进行有限元分析。

1.1 单元选择

采用 8 节点六面体线性减缩积分单元“C3D8R”来模拟混凝土板,该单元具有位移结果精确的优点。为防止产生沙漏,沿板厚方向划分 4 个单元。非预应力筋和无粘结筋采用桁架单元“T3D2”模拟,该单元为在空间中只能承受拉伸和压缩荷载作用的线状构件。

1.2 材料本构关系

1.2.1 混凝土本构模型

国内外学者提出了多种考虑混凝土塑性性能的本构模型,本文在 ABAQUS 分析中对混凝土可采用考虑材料拉压性能的损伤塑性模型。该模型可模拟损伤引起的不可恢复的材料退化^[8]。

对于单轴向混凝土本构模型,本文采用文献^[9]提出的混凝土单轴受拉和受压应力-应变曲线。混凝土单轴受压应力-应变关系表达式为

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = f_c \left[\alpha_a \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} + (3 - 2\alpha_a) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)^2 + (\alpha_a - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)^3 \right], \varepsilon \leq \varepsilon_c; \\ \sigma = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \cdot \frac{f_c}{\alpha_d (-1)^2 + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}}, \varepsilon \geq \varepsilon_c. \end{array} \right.$$

式中: f_c 为混凝土的单轴抗压强度; ε_c 为与 f_c 相应的混凝土峰值压应变; α_a 、 α_d 分别为单轴受压应力-应变曲线上段、下降段的参数值^[9]。

混凝土单轴受拉时应力-应变关系表达式为

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = f_t \cdot \left[1.2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_t} - 0.2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t} \right)^6 \right], \varepsilon \leq \varepsilon_t; \\ \sigma = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_t} \cdot \frac{f_t}{\alpha_t \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t} - 1 \right)^{1.7} + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_t}}, \varepsilon \geq \varepsilon_t. \end{array} \right.$$

式中: f_t 为混凝土单轴抗拉强度; ε_t 为与 f_t 相应的

混凝土峰值拉应变; α_t 为单轴受拉下降段参数值^[10-11]。

在混凝土损伤塑性模型中,采用了塑性势面与屈服面不同的不相关联的流动法则,塑性势面采用文献^[12]提出的静水压力面 G 为

$$G = \sqrt{(\zeta \sigma_{10} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi,$$

式中: ζ 为偏心率,表示塑性势面与其渐近线接近程度的参数; σ_{10} 为混凝土的单轴抗拉强度; ψ 为 \bar{p} - \bar{q} 应力平面中的膨胀角; \bar{q} 、 \bar{p} 分别为等效米泽斯应力和静水压力。

1.2.2 预应力筋与非预应力筋本构模型

非预应力筋采用图 1 所示的理想弹塑性本构模型,预应力筋本构关系采用三折线模型。

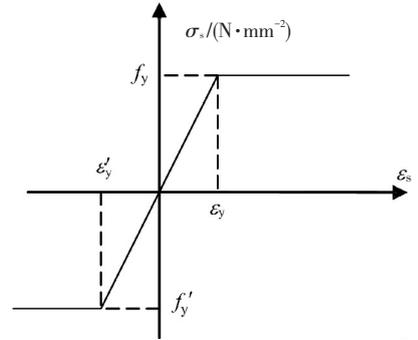


图 1 钢材的本构关系

1.3 有限元模型的建立过程

有限元模型采用九柱四区格柱支承无粘结预应力混凝土双向板,其中混凝土双向板及混凝土柱均采用 8 节点六面体线性减缩积分单元模拟,预应力筋及非预应力筋采用桁架单元“T3D2”模拟。无粘结筋与其周围混凝土的可相对滑动特点通过沿预应力筋全长在无粘结筋和混凝土节点间设置多个刚性 Springa 弹簧来模拟,而非预应力筋与混凝土的粘结作用通过 Embed 命令将两者的节点进行耦合^[13]。

2 模型验证

2.1 无粘结预应力混凝土平板-柱试验

陶学康等^[14]进行了无粘结预应力混凝土九柱四板的试验研究。该无粘结预应力混凝土九柱四板试验模型单跨跨度为 3 m,板厚 80 mm。混凝土板中采用 $\phi 6.5$ 的非预应力筋,抗拉强度标准值 $f_{yk} = 265 \text{ N/mm}^2$;预应力筋采用 $f_{ptk} = 1575 \text{ N/mm}^2$ 的钢绞线。混凝土立方体抗压强度实测平均值为 28 N/mm^2 ,板的平均预压应力约 18 N/mm^2 。

2.2 试验结果分析

本文方法所计算的九柱板格板跨中的荷载-变形曲线的仿真分析与模型试验结果对比见图 2。

由图 2 可知, 板中心变形计算值与试验值吻合较好, 说明本文建立的有限元模型具有一定的计算精度。

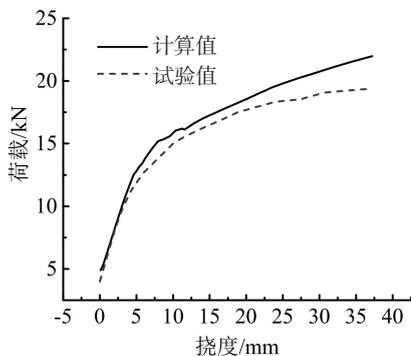


图 2 板中心变形的试验值与计算值对比

3 双向板参数设计

3.1 荷载确定

3.1.1 恒载

本文无粘结预应力混凝土双向板设计中所考虑的恒荷载见表 1。

表 1 恒载统计

恒载	容重/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	厚度/ mm	恒载标准值/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)
水泥砂浆面层	20	30	0.60
双向板自重	25	h	$25 h / 1000$
石灰砂浆	17	30	0.51
吊顶荷载	—	—	0.50

3.1.2 活载

参见 GB5009—2012《建筑结构荷载规范》中表 4.1.1, 可以发现活荷载标准值在 $2 \sim 5 \text{ kN/m}^2$ 范围分布最多。因此从适应实际工程应用考虑出发, 四边支承无粘结预应力混凝土双向板的模型设计均考虑了活荷载分别为 $2, 3, 4, 5 \text{ kN/m}^2$ 时的情况。

3.2 板厚确定

根据实际工程经验, 无粘结预应力混凝土双向板的跨度一般在 $7 \sim 10 \text{ m}$ 范围内, 故本文设计的双向板模型中, 板的跨度有 $7, 8, 9, 10 \text{ m}$ 共 4 种类型。每种跨度下的板厚可由最小高跨比确定, 应满足:

$$\frac{h}{l_1} \geq \frac{1}{45}, \quad (1)$$

式中 l_1 为板的短边跨长。

3.3 混凝土及钢筋材料的确定

各双向板模型中预应力筋采用抗拉强度标准值 $f_{\text{pk}} = 1860 \text{ N/mm}^2$ 的 $\phi^s 15$ 无粘结预应力钢丝, 混凝土强度等级为 C40 ($\mu f_{\text{cu}} = 49.8 \text{ N/mm}^2$), 弹性模量 $E_c = 3.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 。

对于非预应力筋, 根据中国近年颁布的 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》及 GB1499.2—2007《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》国家标准, 将双向板的模型设计考虑了非预应力筋钢种分别为 HPB300、HRB335、HRB400、HRB500、HRB600 时的情况。

3.4 双向板模型设计

本文建立的柱支承无粘结预应力混凝土双向板中无粘结筋采用中国常用的布筋形式, 在柱上板带配置 65% 的无粘结预应力筋, 其余预应力筋分布在跨中板带内。

4 无粘结筋应力增量计算

4.1 无粘结筋应力增量计算方法

预应力混凝土双向板内力的复杂性与多样性将对无粘结筋应力增量的分析结果产生一定的误差^[15-17]。本文将通过无粘结筋在双向板受荷后的整体变形求得其应力增量值。

4.2 正常使用阶段无粘结筋应力计算

在查阅相关资料的基础上并考虑到与预应力混凝土梁中无粘结筋应力增量计算公式相协调, 在这里以单位板带综合配筋指标 β_0 做为影响无粘结筋应力增量的主要参数进行分析^[18]。

4.2.1 柱上板带无粘结筋应力增量计算

以双向板控制截面非预应力筋受拉屈服做为正常使用极限状态的标志, 基于有限元模型分析结果, 可得到柱上板带中无粘结筋在正常使用极限状态下的应力增量 $\Delta\sigma_{\text{pyz}}$ 随综合配筋指标 β_0 变化关系。以配有 HRB400 级非预应力筋的柱支承双向板为基础, $\beta_0 - \Delta\sigma_{\text{pyz}}$ 计算结果见图 3。

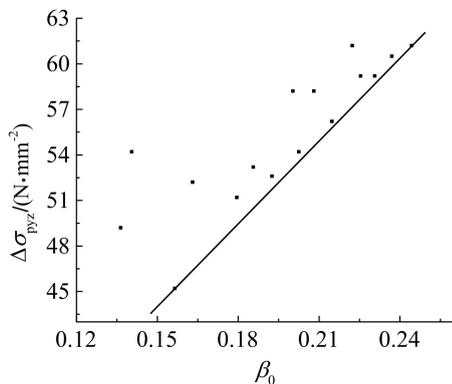


图 3 $\Delta\sigma_{\text{pyz}}$ 与 β_0 的拟合曲线

由图 3 可知, 随着 β_0 的增大, 无粘结筋应力增量呈上升趋势。取图 3 中数据点的下包线作为非预应力筋为 HRB400 的柱支承双向板在正常使用极限状态下无粘结筋应力增量 $\Delta\sigma_{\text{pyzHRB400}}$ 的公式拟合曲线, 则

$$\Delta\sigma_{\text{pyzHRB400}} = 182.05\beta_0 + 16.71 \quad (2)$$

令 μ_{pyz} 为在柱上板带单位板宽的综合配筋指标 β_0 等基本参数相同的情况下分别配有 HPB300、HRB335、HRB500 和 HRB600 非预应力筋的柱上板带与配有 HRB400 非预应力筋的柱上板带在正常使用极限状态下无粘结筋应力增量的比值. 则根据有限元模拟计算结果, 可得到与非预应力筋抗拉屈服强度 f_y 对应的 μ_{pyz} 关系图, 见图 4.

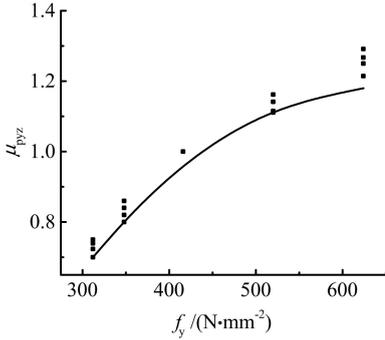


图 4 μ_{pyz} 与 f_y 关系

由图 4 可知, 不同非预应力筋钢种对柱支承双向板正常使用极限状态无粘结筋应力增量的影响较为明显, 且随着非预应力筋强度等级的提高无粘结筋应力增量有所提高. 取图 4 中数据点的下包线作为非预应力筋钢种影响系数 μ_{pyz} 的方程曲线, 则

$$\mu_{\text{pyz}} = -5 \times 10^{-6} f_y^2 + 5.9 \times 10^{-3} f_y - 0.67 \quad (3)$$

则配置任一非预应力筋钢种的柱支承双向板柱上板带无粘结筋在正常使用极限状态下的应力增量 $\Delta\sigma_{\text{pyz}}$ 为

$$\Delta\sigma_{\text{pyz}} = \mu_{\text{pyz}} \Delta\sigma_{\text{pyzHRB400}} \quad (4)$$

4.2.2 跨中板带无粘结筋应力增量计算

以配有 HRB400 级非预应力筋的柱支承双向板为基础, 其跨中板带中无粘结筋在正常使用极限状态下的应力增量 $\Delta\sigma_{\text{pym}}$ 随综合配筋指标 β_0 的变化关系见图 5.

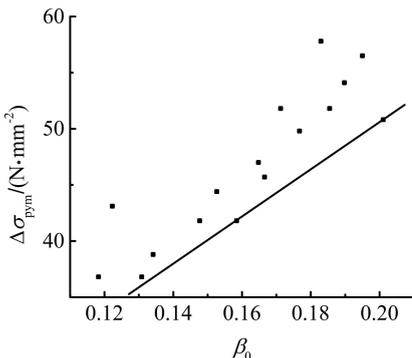


图 5 $\Delta\sigma_{\text{pym}}$ 与 β_0 的拟合曲线

由图 5 可知, 随着 β_0 的增大, 无粘结筋应力增量呈上升趋势. 取图 5 中数据点的下包线作为非预应力筋为 HRB400 的柱支承双向板在正常使

用极限状态下无粘结筋应力增量 $\Delta\sigma_{\text{pymHRB400}}$ 的公式拟合曲线, 则

$$\Delta\sigma_{\text{pymHRB400}} = 199.31\beta_0 + 10.73 \quad (5)$$

为考虑非预应力筋钢种对无粘结筋应力增量的影响, 令 μ_{pym} 为跨中板带单位板宽的综合配筋指标 β_0 等基本参数相同的情况下分别配有 HPB300、HRB335、HRB500 和 HRB600 非预应力筋的跨中板带与配有 HRB400 非预应力筋的跨中板带在正常使用极限状态下无粘结筋应力增量的比值. 则根据有限元模拟计算结果, 可得到与非预应力筋抗拉屈服强度 f_y 对应的 μ_{pym} 关系图, 见图 6.

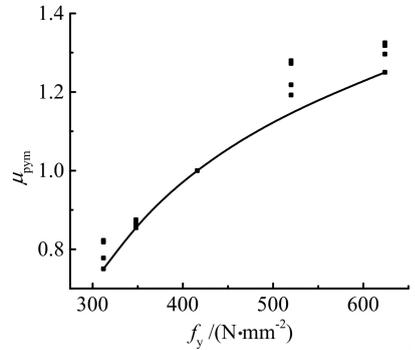


图 6 μ_{pym} 与 f_y 关系

由图 6 可知, 不同非预应力筋钢种对柱支承双向板正常使用极限状态无粘结筋应力增量的影响较为明显, 且随着非预应力筋强度等级的提高无粘结筋应力增量有所提高. 取图 6 中数据点的下包线作为非预应力筋钢种影响系数 μ_{pym} 的方程曲线, 则

$$\mu_{\text{pym}} = -4 \times 10^{-6} f_y^2 + 5.2 \times 10^{-3} f_y - 0.50 \quad (6)$$

则配置任一非预应力筋钢种的柱支承双向板柱上板带无粘结筋在正常使用极限状态下的应力增量 $\Delta\sigma_{\text{pym}}$ 为

$$\Delta\sigma_{\text{pym}} = \mu_{\text{pym}} \Delta\sigma_{\text{pymHRB400}} \quad (7)$$

4.3 承载能力极限状态无粘结筋应力计算

4.3.1 柱上板带无粘结筋应力增量计算

以控制截面受压区外边缘混凝土达到极限压应变作为柱支承双向板的承载能力极限状态的标志, 基于仿真结果, 可得到柱上板带中无粘结筋在承载能力极限状态下的应力增量 $\Delta\sigma_{\text{puz}}$ 随综合配筋指标 β_0 的变化关系. 以配有 HRB400 级非预应力筋的双向板模型计算结果为基础, 其柱上板带在承载能力极限状态下的 $\beta_0 - \Delta\sigma_{\text{puz}}$ 计算结果见图 7.

由图 7 可知, 在承载极限状态下, 随着柱上板带 β_0 的增大, 无粘结筋应力增量呈下降趋势, 这是由于随着综合配筋指标的增加, 双向板的塑性转动能力也随之降低. 取图 7 中数据点的下包

线作为非预应力筋配筋为 HRB400 的柱支承预应力混凝土双向板中无粘结筋应力增量 $\Delta\sigma_{\text{puzHRB400}}$ 的公式拟合曲线, 则

$$\Delta\sigma_{\text{puzHRB400}} = -296.48\beta_0 + 234.45. \quad (8)$$

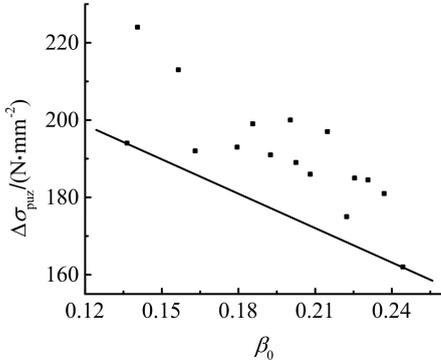


图 7 $\Delta\sigma_{\text{puz}}$ 与 β_0 的拟合曲线

令 μ_{puz} 为在单位板宽综合配筋指标等基本参数相同的情况下分别配有 HPB300、HRB335、HRB500 和 HRB600 非预应力筋的柱上板带与配有 HRB400 非预应力筋的柱上板带在承载能力极限状态下无粘结筋应力增量的比值. 则根据有限元模拟计算结果, 可得到与非预应力筋抗拉屈服强度 f_y 对应的 μ_{puz} 关系图, 见图 8.

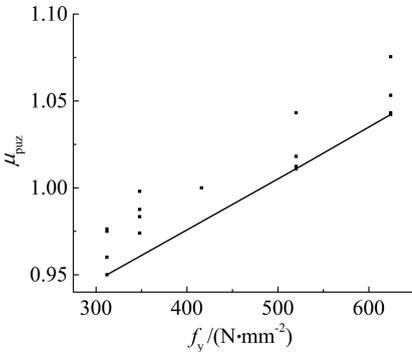


图 8 μ_{puz} 与 f_y 关系

由图 8 可知, 不同非预应力筋钢种对柱上板带影响系数 μ_{puz} 产生影响, 随着非预应力筋强度等级的提高 μ_{puz} 有所提高. 取图 8 中数据点的下包线作为非预应力筋钢种影响系数 μ_{puz} 的方程曲线, 则

$$\mu_{\text{puz}} = 3 \times 10^{-4} f_y + 0.86. \quad (9)$$

结合式 (8)、(9), 并仿照中国 JGJ92—2004《无粘结预应力混凝土结构技术规程》修订稿中考虑预应力混凝土连续梁加载跨数对无粘结筋极限应力增量影响的方法, 在承载使用极限状态下, 配置任一非预应力筋钢种的柱上板带无粘结筋应力增量 $\Delta\sigma_{\text{puz}}$ 为

$$\Delta\sigma_{\text{puz}} = \mu_{\text{puz}} \Delta\sigma_{\text{puzHRB400}} \frac{l_{z2}}{l_{z1}}, \quad (10)$$

式中: l_{z1} 为两锚固端间无粘结预应力筋总长; l_{z2}

为与 l_{z1} 相关的由活荷载最不利布置图确定的荷载跨长度之和.

4.3.2 跨中板带无粘结筋应力增量计算

基于仿真结果, 得到跨中板带中无粘结筋在承载能力极限状态下的应力增量 $\Delta\sigma_{\text{pum}}$ 随综合配筋指标 β_0 的变化关系. 以配有 HRB400 级非预应力筋的双向板模型计算结果为基础, 其跨中板带在承载能力极限状态下的 $\beta_0 - \Delta\sigma_{\text{pum}}$ 计算结果见图 9.

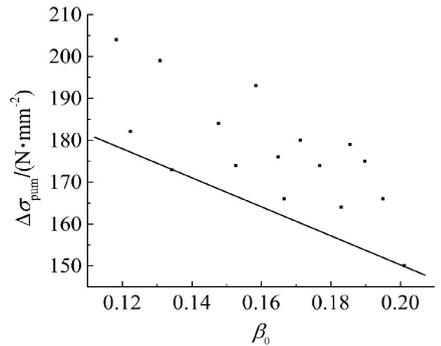


图 9 $\Delta\sigma_{\text{pum}}$ 与 β_0 的拟合曲线

由图 9 可知, 在承载极限状态下, 随着跨中板带 β_0 的增大, 无粘结筋应力增量呈下降趋势, 这是由于随着综合配筋指标的增加, 双向板的塑性转动能力也随之降低. 取图 9 中数据点的下包线作为非预应力筋配筋为 HRB400 的跨中板带无粘结筋应力增量 $\Delta\sigma_{\text{pumHRB400}}$ 的公式拟合曲线, 得

$$\Delta\sigma_{\text{pumHRB400}} = -343.8\beta_0 + 219.12. \quad (11)$$

令 μ_{pum} 为在单位板宽综合配筋指标等基本参数相同的情况下分别配有 HPB300、HRB335、HRB500 和 HRB600 非预应力筋的跨中板带与配有 HRB400 非预应力筋的跨中板带在承载能力极限状态下无粘结筋应力增量的比值. 则根据有限元模拟计算结果, 可得到与非预应力筋抗拉屈服强度 f_y 对应的 μ_{pum} 关系图, 见图 10.

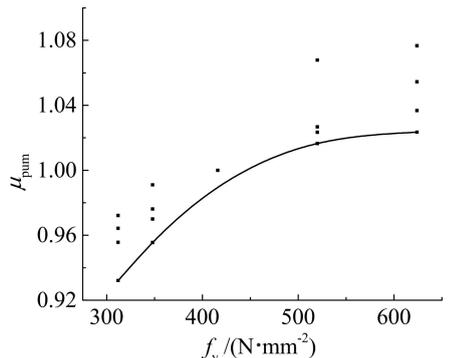


图 10 μ_{pum} 与 f_y 关系

由图 10 可知, 不同非预应力筋钢种对跨中板带影响系数 μ_{pum} 产生影响, 随着非预应力筋强度等级的提高 μ_{pum} 有所提高. 取图 10 中数据点的下

包线作为非预应力筋钢种影响系数 μ_{pum} 的方程曲线, 则

$$\mu_{\text{pum}} = -10^{-6} f_y^2 + 1.3 \times 10^{-3} f_y + 0.63. \quad (12)$$

仿式 (10), 在承载使用极限状态下, 配置任一非预应力筋钢种的跨中板带无粘结筋应力增量 $\Delta\sigma_{\text{pu}}$ 为

$$\Delta\sigma_{\text{pu}} = \mu_{\text{pum}} \Delta\sigma_{\text{pumHRB400}} \frac{l_{22}}{l_{21}}. \quad (13)$$

5 双向板内力重分布设计

5.1 参数分析

5.1.1 跨高比的影响

由于柱支承无粘结预应力混凝土双向板的常用跨高比范围为 1/40~1/45, 相差不大, 且经分析在此范围内跨高比对预应力混凝土双向板弯矩调幅影响不大, 因此暂不考虑跨高比的影响。

5.1.2 综合配筋指标的影响

根据有限元分析结果, 得到图 11 所示的等代框架梁支座控制截面弯矩调幅系数 α 随综合配筋指标 β_0 变化的关系图。从图 11 可知, 随着综合配筋指标 β_0 的增加弯矩调幅系数 α 随之减小。双向板调幅幅度大约在 0.1~0.35, 因此若将弯矩调幅系数 α 取为常值将产生一定的误差。

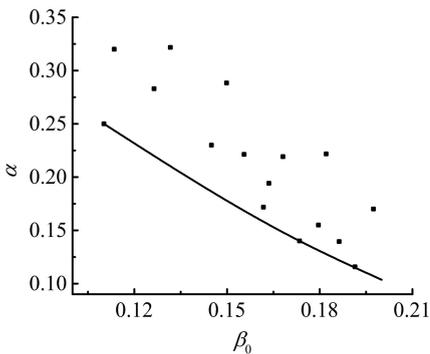


图 11 α 与 β_0 关系

5.1.3 预应力度的影响

为进一步考察在综合配筋指标一定的情况下预应力度 λ 对弯矩调幅系数的影响, 对原无粘结预应力混凝土柱支承双向板模型中的预应力筋与非预应力筋用量进行了调整, 使之在综合配筋指标 β_0 不变的情况下, 将预应力度分别控制在 0.5、0.6、0.7、0.8 四个等级进行分析。不同综合配筋指标 β_0 下双向板支座截面弯矩调幅系数 α 随 λ 的变化曲线见图 12。可看出, 在 β_0 相同的情况下改变预应力度对双向板弯矩调幅影响不大。虽然预应力度的增加导致弯矩调幅系数变小, 但总体上弯矩调幅系数 α 变化不明显, 因此在弯矩调幅系数计算公式中不计入预应力度的影响。

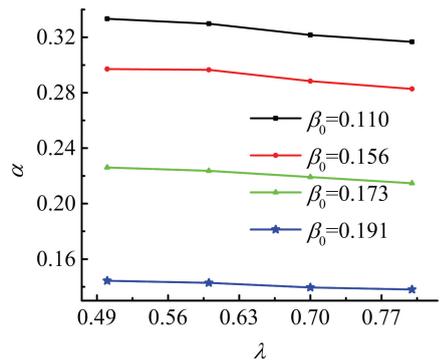


图 12 α 与 λ 关系

5.1.4 非预应力筋钢种的影响

令 μ_{sz} 为在单位板跨综合配筋指标等基本参数相同的情况下分别配有 HPB300、HRB335、HRB500 和 HRB600 级非预应力筋的双向板与配有 HRB400 级非预应力筋的双向板弯矩调幅系数的比值。则根据有限元模拟计算结果, 可得到与非预应力筋抗拉屈服强度 f_y 对应的 μ_{sz} 关系曲线见图 13。不同非预应力筋钢种对弯矩调幅系数 α 的影响较为明显, 且随着非预应力筋强度等级的提高呈下降趋势。

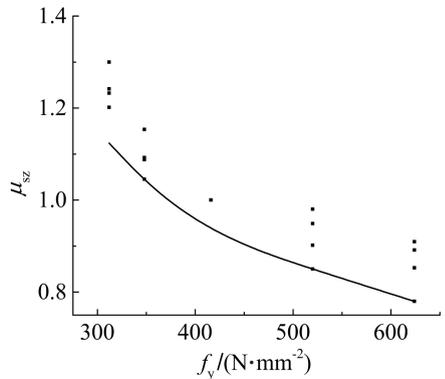


图 13 μ_{sz} 与 f_y 关系

5.2 弯矩调幅系数计算公式的建立

综上所述, 影响无粘结预应力混凝土双向板弯矩调幅系数的主要参数应为综合配筋指标 β_0 和非预应力筋钢种。以配有 HRB400 级非预应力筋的柱支承无粘结预应力混凝土双向板弯矩调幅系数 α_{zHRB400} 的函数表达式做为基本公式, 由图 11 可得 α_{zHRB400} 函数表达式 (14)。这里需要指出, 考虑到若调幅过高将造成双向板产生过度塑性变形, 难以保证正常使用阶段的挠度及裂缝宽度限制要求, 因此建议最大调幅幅度为 0.30。

$$\alpha_{\text{zHRB400}} = 4.09\beta_0^2 - 2.90\beta_0 + 0.52 \leq 0.30. \quad (14)$$

对配有任一强度等级非预应力筋的柱支承无粘结预应力混凝土双向板弯矩调幅系数 α 可表达为非预应力筋钢种影响系数 μ_{sz} 与基本计算式

$\alpha_{zHRB400}$ 的乘积形式:

$$\alpha = \mu_{sz} \alpha_{zHRB400} \quad (15)$$

取图 13 中数据的下包线作为非预应力钢筋种影响系数 μ_{sz} 的方程曲线:

$$\mu_{sz} = 2 \times 10^{-6} f_y^2 - 2.6 \times 10^{-3} f_y + 1.74 \quad (16)$$

6 结 论

1) 九柱四板格 ABAQUS 有限元模型分析结果表明:在综合配筋指标和预应力度一定的条件下,正常使用阶段和承载能力极限状态无粘结筋应力增量随非预应力筋屈服强度的提高而增大,而支座控制截面的弯矩调幅系数随非预应力筋屈服强度的提高而减小。

2) 建立了正常使用阶段和承载能力极限状态下柱支承预应力混凝土双向板柱上板带和跨中板带无粘结筋应力增量公式。

3) 建立了柱支承无粘结预应力混凝土双向板等效框架板带支座控制截面弯矩调幅系数计算公式。

参 考 文 献

- [1] 郑文忠,解恒燕. 预应力混凝土结构设计中应注意的若干问题[J]. 建筑结构,2007,37(6):97-98.
- [2] 孟少平,吴京,吕志涛. 预应力混凝土井式梁和双向板中的次弯矩[J]. 建筑结构,1998(12):37-39.
- [3] 金伟良,吕志涛. 无粘结预应力筋的极限应力[J]. 浙江大学学报:自然科学版,2000,34(4):393-397.
- [4] 潘立. 双向预应力平板中无粘结预应力钢筋应力的计算[J]. 工业建筑,1989(8):9-13.
- [5] 尧国皇,陈宜言,孙占琦,等. ABAQUS 软件在建筑结构构件和节点分析中的应用[J]. 广东土木与建筑,2009(9):6-9.
- [6] 司炳君,孙治国,艾庆华. Solid65 单元在混凝土结构有限元分析中的应用[J]. 工业建筑,2007,37(1):87-92.

- [7] 王素裹,韩小雷,季静. ABAQUS 显式分析方法在钢筋混凝土结构中的应用[J]. 科学技术与工程,2009,9(16):4688-4692.
- [8] SAENZ L P. Discussion of equation for the stress-strain curves of concrete by desayi and krishnan [J]. ACI Journal, 1964,61(9):381-393.
- [9] 过镇海. 混凝土的强度和变形-试验基础和本构关系[M]. 北京:清华大学出版社,1997.
- [10] 江见鲸,陆新征,叶列平. 混凝土结构有限元分析[M]. 北京:清华大学出版社,2005.
- [11] LUBLINER J, OLIVER J, OLLER S, et al. A plastic-damage model for concrete. international[J]. Journal of Solids and Structures, 1989,25(3):299-326.
- [12] DRUCKER D C, PRAGER W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design[J]. Quarterly of Applied Mathematics, 1952,10:157-165.
- [13] 楼铁炯. 无粘结预应力梁的有限元建模与性能分析研究[D]. 杭州:浙江大学,2005.
- [14] 陶学康,王逸. 无粘结部分预应力带状布束的九柱四板荷载试验[J]. 建筑结构,1995,25(7):38-42.
- [15] GUIGLIA M, DEBERNARDI P G, TALIANO M. Calculation of the ultimate stress of unbonded tendons in prestressed concrete members considering the rotation capacity[J]. Magazine of Concrete Research, 2012, 65(1):14-26.
- [16] LUO Y H, DURRANI A J. Equivalent beam model for flat-slab buildings I: interior connections [J]. ACI Structural Journal, 1995,92(1):115-124.
- [17] HE Zhiqi, LIU Zhao. Stresses in external and internal unbonded tendons: unified methodology and design equations[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(9):1055-1065.
- [18] NAAMAN A E, ALKHAIRI F M. Stress at ultimate in unbonded prestressing tendons: part1-evalutaion of the state-of-art[J]. ACI Structural Journal, 1991, 88(5):641-651.

(编辑 赵丽莹)