

文章编号:1671-6833(2003)03-0051-06

中强螺旋肋钢丝预应力空心板受力性能的数值分析

乔耀科, 刘立新

(郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450002)

摘要: 为了探讨中强螺旋肋钢丝预应力空心板的受力性能, 在以往试验研究的基础上, 编制了非线性全过程数值分析程序. 运用该程序分析了 175 块不同跨高比、配筋率和张拉控制应力的空心板, 得出了挠度跨度比与以上三因素的回归方程, 相对误差在 5% 以内, 进而得出了以延性破坏为目标的张拉控制应力的取值. 数值分析结果与试验结果符合较好.

关键词: 中强螺旋肋钢丝; 预应力空心板; 数值分析; 延性破坏

中图分类号: TU 378

文献标识码: A

0 引言

长期以来, 我国预制空心板行业一直采用冷加工钢筋作为预应力配筋. 大量的工程实践表明, 冷加工钢筋延性较差, 尤其是用作预应力筋后容易引起空心板脆断, 影响安全. 随着我国钢材产量的大幅度提高, 对钢筋冷加工以牺牲延性为代价换取一定程度上节约钢筋的做法已不再适用, 因此我国新修订的《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002) 中已不再列入冷加工钢筋. 中强螺旋肋钢丝是采用优质碳素钢丝或合金钢丝通过特制的螺旋模拔制成型, 经电磁感应回火处理后制成的具有螺旋状纵肋的钢丝. 其强度($f_{pk} = 800 \sim 1\,370 \text{ N/mm}^2$, $f_{py} = 620 \sim 1\,080 \text{ N/mm}^2$)^[1] 远远高于冷加工钢筋, 而且延性好(均匀伸长率 $\delta_g = 3\% \sim 5\%$, 符合 ISO 标准)^[2], 与混凝土之间具有良好的粘结锚固性能^[3], 是冷加工钢筋的理想替代产品. 我国于 1999 年已颁布实施的《中强度预应力混凝土用钢丝》行业标准 YB/T 156-1999 中已经列入了中强螺旋肋钢丝的各项力学指标和产品规格, 并正着手编制有关应用技术规程和标准图集, 以尽快实现我国预应力空心板用钢筋的更新换代, 进一步提高在我国广泛应用的预应力空心板的安全性. 本文是在以往对中强螺旋肋钢丝力学性能、粘结锚固性能和部分构件试验研究的基础上, 采用数值分析的方法分析中强螺旋肋钢丝预

应力空心板的受力性能和以延性破坏为目标的张拉控制应力的取值, 为编制我国‘中强螺旋肋钢丝应用技术规程’提供参考.

1 全过程分析方法

1.1 计算简图

中强螺旋肋钢丝预应力混凝土空心板事先在预制构件厂制作、养护, 承受荷载时混凝土强度已达到设计要求, 并已完成了全部预应力损失. 为便于检验数值分析结果, 本文采用与文献[4]中试验相同的计算简图, 即两端铰支, 七分点施加集中荷载模拟均布荷载^[4]. 计算时将空心截面按照截面面积和惯性矩相等的原则转化为‘工’字形截面.

1.2 材料本构关系和破坏准则

1.2.1 混凝土

本文采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002) 中的混凝土应力-应变关系.

混凝土单轴受压:

当 $\epsilon \leq \epsilon_c$ 时,

$$\sigma = f_c^* \left[\alpha (\epsilon / \epsilon_c) + (3 - 2\alpha) (\epsilon / \epsilon_c)^2 + (\alpha - 2) (\epsilon / \epsilon_c)^3 \right] \quad (1)$$

当 $\epsilon > \epsilon_c$ 时,

$$\sigma = \frac{f_c^* (\epsilon / \epsilon_c)}{\alpha (\epsilon / \epsilon_c - 1)^2 + \epsilon / \epsilon_c} \quad (2)$$

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 为曲线上升段参

收稿日期: 2003-02-25; 修订日期: 2003-06-05

基金项目: 河南省自然科学基金资助项目(0040041800)

作者简介: 乔耀科(1979-), 男, 河南省偃师市人, 郑州大学硕士研究生.

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. <http://www.cnki.net>

数; α_1 为曲线下降段参数,按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 附录C 计算.

混凝土单轴受拉:

当 $\epsilon \leq \epsilon_f$ 时,

$$\sigma = f_t^* [1.2 (\epsilon / \epsilon_f) - 0.2 (\epsilon / \epsilon_f)^2] \quad (3)$$

当 $\epsilon > \epsilon_f$ 时,

$$\sigma = \frac{f_t^* (\epsilon / \epsilon_f)}{q (\epsilon / \epsilon_f - 1)^{1.7} + \epsilon / \epsilon_f} \quad (4)$$

式中: f_t^* 为混凝土的单轴抗拉强度; ϵ_f 为与 f_t^* 相应的混凝土峰值拉应变; q 为下降段参数,按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 附录C 的公式计算.

根据正截面受弯理论,当板顶压区混凝土的应变达到极限压应变 ϵ_{cu} (0.003 3) 时,认为混凝土压坏.混凝土单轴受拉时,当混凝土拉应力达到 f_t 后,应力应变曲线迅速下降,考虑到受拉区混凝土拉应力对构件受弯性能影响很小,故本文计算中认为当混凝土拉应力达到 f_t 时即发生受拉破坏,退出工作.

1.2.2 中强螺旋肋钢丝

根据文献 [3] 的试验结果,中强螺旋肋钢丝采用以下应力—应变关系,如图 1 所示.

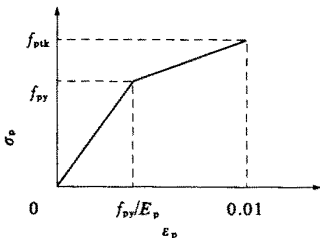


图 1 钢筋应力—应变关系

Fig. 1 Stress-strain relationship of the bar

$\epsilon_p \leq f_{py} / E_p$ 时,

$$\sigma_p = E_p \epsilon_p \quad (5)$$

$f_{py} / E_p < \epsilon_p \leq 0.01$ 时,

$$\sigma_p = (f_{atk} - f_{py}) \frac{\epsilon_p - f_{py} / E_p}{0.01 - f_{py} / E_p} \quad (6)$$

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 规定,纵向受拉钢筋的极限拉应变取为 0.01. 计算中当钢筋应变达到 0.01 时,即认为钢筋破坏.

1.3 基本方程

1.3.1 平衡方程

图 2 所示为截面的应变、应力分布. 计算时采用全截面划分条带的方法,条带高度为 Δh ,假定每一条带上的应力和应变均匀分布. 根据平截面假定可得到截面曲率表达式如下:

$$\varphi = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{h_0} \quad (7)$$

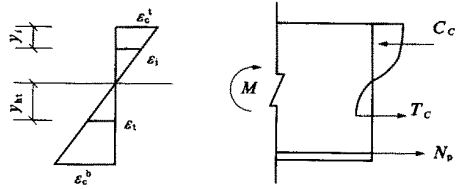


图 2 截面应变和应力分布图

Fig. 2 Stress-strain distribution in section

式中: ϵ_c 为截面上边缘混凝土应变; ϵ_t 为截面下边缘混凝土应变; h_0 为截面有效高度; φ 为截面曲率. 假定混凝土压应变为负,拉应变为正;逆时针转动曲率为负,顺时针为正. 则自上而下第 i 个条带的混凝土应变为

$$\epsilon = \varphi (i - 1) \Delta h + \epsilon_c \quad (8)$$

钢筋应变为

$$\epsilon_p = \epsilon_{p0} + \varphi h_0 + \epsilon_c \quad (9)$$

其中, ϵ_{p0} 为完成全部预应力损失后钢筋的应变.

根据平衡条件,得

$$\int_0^{kh_0} b(y) \sigma_c(\epsilon_c) dy + \int_0^{y_{lt}} b(y) \sigma_t(\epsilon_t) dy + A_p \sigma_p = 0 \quad (10)$$

$$\int_0^{kh_0} b(y) \sigma_c(\epsilon_c) (h_0 - kh_0 + y) dy + \int_0^{y_{lt}} b(y) \sigma_t(\epsilon_t) (h_0 - kh_0 - y) dy = M \quad (11)$$

式中: kh_0 为压区混凝土高度; $b(y)$ 为截面宽度; σ_c, σ_t 为混凝土压、拉应力; ϵ_c, ϵ_t 为混凝土压、拉应变; σ_p 为钢筋应力; A_p 为钢筋面积; M 为截面内力对中和轴的弯矩; h_0 为截面有效高度.

在研究预应力空心板截面在短期荷载下的 $M-\varphi$ (或 $F-f$) 全过程分析时考虑所施加的预应力已扣除损失值,因而在计算中,加变形后不再考虑预应力损失的变化.

1.3.2 挠度方程

求出受力全过程 $M-\varphi$ 关系后,即得到构件各截面曲率,从而可求出各截面的挠度 [3].

简支梁的挠曲轴线的微分方程为

$$\frac{d^2 f}{dx^2} = -\varphi(x) \quad (12)$$

当 $x=0$ 时 $f=0$ 及 $x=l/2$ 时 $f'=0$, 可以求出挠度基本方程

$$f = \int_0^x \varphi(x) x dx + x \int_0^{l/2} \varphi(x) dx \quad (13)$$

跨中截面挠度为

$$f_m = \int_0^{l/2} \varphi(x) x dx \quad (14)$$

1.4 计算步骤

1.4.1 弯矩—曲率计算步骤

①输入板的各项计算参数,计算换算截面及预应力损失值;②进行施加荷载前截面应力、应变及反拱值的计算;③每次取曲率 $\varphi_i = \varphi + \Delta\varphi$;④假定板上边缘混凝土压应变 ξ_i ;⑤求出各条带混凝土应变和钢筋应变,按应力—应变关系计算其应力,并求出混凝土拉压合力、钢筋合力;⑥代入平衡方程验算,如满足,则可求出对应于 φ 的内力矩 M ,如不满足,采用二分法迭代改变 ξ_i ,重复④~⑥;⑦重复③~⑥,直至满足破坏准则,从而得到整个 $M-\varphi$ 关系曲线。

1.4.2 荷载—挠度计算步骤

①每次取跨中截面曲率: $\varphi_m = \varphi_m + \Delta\varphi$;②根据已有的 $M-\varphi$ 关系,反求跨中截面弯矩 M_m ;③由跨中截面弯矩 M_m 计算荷载 F ;④由 F 计算沿跨度方向各截面弯矩 M_i ;⑤由 M_i 查 $M-\varphi$ 关系,确定各截面曲率 φ_i ;⑥由各截面曲率 φ_i 求跨中挠度;⑦重复步骤①~⑥,直至满足破坏准则,从而得到整个 $F-f$ 关系曲线。

2 数值分析结果与试验结果对比

为验证计算程序的正确性,选取文献 [4] 两个试验构件进行计算,构件参数如表 1 所示。

表 1 试验构件参数

Tab. 1 Parameters of experimental members

板编号	板尺寸 $l \times b_f' \times h$ /mm	f_{cu} /MPa	f_c /MPa	f_{py} /MPa	f_{tk} /MPa	A_p /mm ²	σ_{con} /MPa
YKB 2-1	3 880×470×115	30.9	23.5	530	800	157.1	480
YKB 5-1	4 740×570×198	29.8	22.6	530	800	235.6	480

表 2 列出了计算与实测极限荷载、开裂荷载、极限挠度及破坏形态的对比。其中 F_u, F_{cr} 为各七分点集中荷载的总合。①、②分别代表挠度达到 $l_0/50$ 和钢筋被拉断两种破坏标志。所得荷载—挠度曲线如图 3 所示,两者基本一致。结果对比表明两者具有相似的开裂和破坏特征,中强螺旋肋钢丝预应力空心板的工作阶段也可分为三个阶段即弹性工作阶段、带裂缝工作阶段、破坏阶段。表中极限荷载的计算值稍低于实测值,原因是计算中

采用规范规定的混凝土和钢筋的强度指标及本构关系,相对保守。开裂荷载的计算值稍低于实测值是因为在试验中用肉眼观测裂缝的出现,在观察到裂缝以前,构件已经出现了裂缝,所以肉眼观测到的开裂荷载值偏高。计算所得极限挠度大于实测值是因为试验中为保护仪器等考虑,并没有加载至空心板完全破坏,而数值分析一直计算到钢筋拉断或混凝土被压碎,故而计算值高于实测值。

表 2 数值分析结果与试验结果

Tab. 2 The numerical analysis and experimental results

板编号	极限荷载/kN		F_u^t/F_u^c	开裂荷载/kN		F_{cr}^t/F_{cr}^c	极限挠度/mm		f^t/f^c	破坏形态	
	实测 F_u^t	计算 F_u^c		实测 F_{cr}^t	计算 F_{cr}^c		实测 f^t	计算 f^c		试验	计算
YKB 2-1	27.3	26.5	1.03	19.8	12.8	1.54	76.2	85.0	0.90	①	①
YKB 5-1	52.0	51.0	1.02	38.2	27.5	1.39	76.4	73.4	1.04	②	②

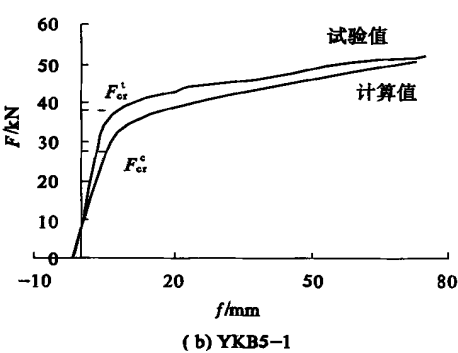
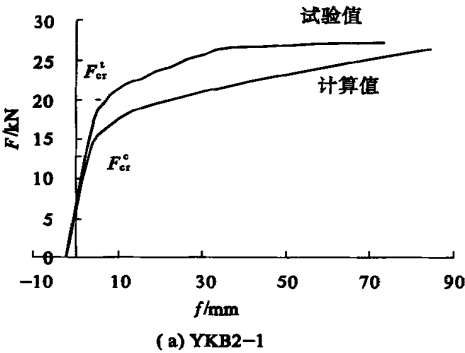


图 3 荷载挠度曲线数值解与试验值的比较

Fig. 3 The contrast of load—deflection curve

3 空心板破坏形态的影响因素

3.1 影响破坏形态的因素

国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》(GB 50204—2002)关于预应力混凝土受弯构件的破坏标志有明确的规定,即:①受拉主筋处的最大裂缝宽度达到 1.5 mm 或挠度达到计算跨度的 1/50;②受压区混凝土压坏,此时裂缝宽度小于 1.5 mm 且挠度小于计算跨度的 1/50;③受拉主筋拉断;④斜裂缝宽度达到 1.5 mm 或斜裂缝末端受压混凝土剪压破坏;⑤沿斜截面混凝土斜压破坏,受拉主筋在端部滑脱或其它锚固破坏.其中①为延性破坏,其余为非延性破坏,而标志②、③为脆性破坏,具有很大的危险性.

限于本文数值分析程序无法计算裂缝的局限

性,本文以挠度达到计算跨度的 1/50 作为判定空心板延性破坏的唯一指标.选取常用的混凝土强度等级和截面尺寸,运用所编制的全过程分析的计算程序,分别改变跨高比、配筋率、张拉控制应力三个参数,对多组中强螺旋肋钢丝预应力空心板进行受力全过程分析,即采用计算机模拟试验的方法,探讨以上三种因素对中强螺旋肋钢丝预应力空心板破坏形态的影响规律.计算构件参数列于表 3.

构件的计算跨度选取 3 480~7 080 mm,模数为 600 mm;配筋全部设置为 6 根,直径分别选取 5,6,7,8,9 mm;张拉控制应力变化范围为 $0.4f_{pk} \sim 0.7f_{pk}$.如表 4 所示.

分别改变表 4 中三个参数的取值,进行空心板的受力全过程分析,共得到 $7 \times 5 \times 5 = 175$ 组构件的计算结果.

表 3 计算构件参数

Tab .3 Parameters of calculation numbers								
板宽/mm	板高/mm	孔径/mm	孔数	钢筋根数	f_{cu} /MPa	f_{pk} /MPa	f_{py} /MPa	板自重/(kN·m ⁻³)
600	180	140	3	6	35	1 270	900	2.57

表 4 计算用参数的取值范围

Tab .4 Range of the parameters for calculation	
参数名	参数值
跨高比 l_0/h	19.33, 22.67, 26.00, 29.33, 32.67, 36.00, 39.33
配筋率 $\rho/\%$	0.200, 0.287, 0.388, 0.504, 0.633
张拉控制应力系数 C_x	0.40, 0.50, 0.60, 0.70, 0.75

3.1.1 跨高比的影响

在保持截面形式不变时,跨高比的改变仅影响构件的挠度.限于篇幅,本文以张拉控制应力系数为 0.50 的结果为例加以分析.根据计算结果绘制五种配筋率破坏时的挠度跨度比(f_u/h)与跨高

比(l_0/h)的关系曲线如图 4 所示.图中曲线表明,在保持配筋率、张拉控制应力不变的前提下,挠跨比(f_u/h)随跨高比(l_0/h)的增大而增大,而且二者之间有显著的线性关系.

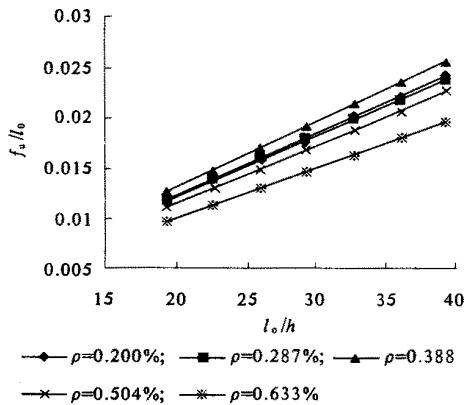


图 4 挠跨比—跨高比关系曲线

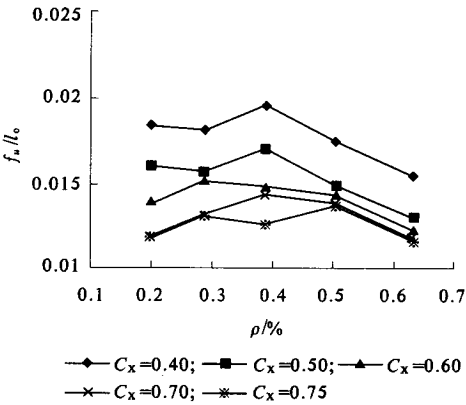


图 5 挠跨比—配筋率关系曲线

Fig .4 The curve of the ratio of deflection to span and the ratio of span to rise

Fig .5 The curve of the ration of deflection to span and the ratio of reinforcement

3.1.2 配筋率的影响

根据正截面受弯的理论,当跨高比和张拉控制应力不变时,配筋率的改变会影响构件的变形性能.配筋过少或过多,挠度无法充分发展,构件变形性能均较差.配筋适中时,构件的变形性能最好.绘制跨高比为 26.00 的构件在不同张拉控制应力下的挠跨比(l_0/h)与配筋率 ρ 的关系曲线如图 5 所示.从总体趋势上看,挠跨比(l_0/h)与配筋率 ρ 大致符合二次抛物线的相关关系.

3.1.2 张拉控制应力的影响

张拉控制应力定得高一些,可以充分利用预应力钢筋,对混凝土建立较高的预压应力,以达到节约材料的效益.但如果张拉控制应力过高,构件变形性能较差,破坏前极限挠度较小,无明显破坏征兆,延性较差.《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)规定预应力钢丝的张拉控制应力为 $0.4f_{pk} \sim 0.75f_{pk}$.图 6 所示为跨高比为 26.00 的构件,在不同的配筋率下,挠跨比(f_u/l_0)与张拉控制应力系数($C_x = \sigma_{con}/f_{pk}$)的关系曲线.总体上,随张拉控制应力的增大,构件挠跨比减小,二者近似成线性关系.

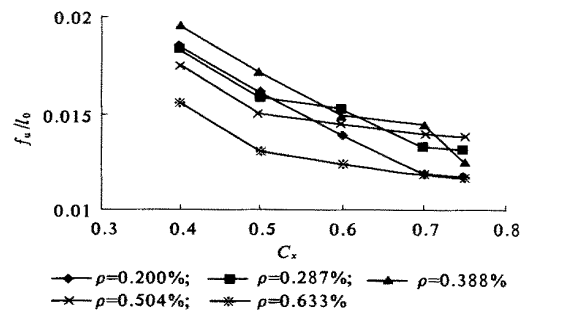


图 6 挠跨比—张拉控制应力系数曲线
Fig. 6 The curve of the ratio of deflection to span and the ratio of stretching controlling stress

3.2 挠跨比与跨高比、配筋率、张拉控制应力的数量关系

根据以上的分析知,挠跨比与跨高比、张拉控制应力成线性关系,与配筋率成二次抛物线的关系,因此推定挠跨比与跨高比、配筋率、张拉控制应力的数学关系模型如下:

$$f_u/l_0 = a l_0/h + b \rho^2 + c \rho + d C_x + e \quad (15)$$

运用统计学的理论,按以上模型,对 175 组构件的计算结果进行回归分析,得到回归方程:

$$f_u/l_0 = 0.000 6 l_0/h - 0.016 3 C_x - 0.046 4 \rho^2 + 0.034 9 \rho + 0.004 2 \quad (16)$$

用所得回归方程对 175 组构件进行验算,统

计结果如表 5 所示.

表 5 回归结果的统计参数

Tab. 5 Statistics of the regressed results			
相对均值 μ	相对方差 S^2	相对标准差 S	变异系数 δ
1.049 2	0.004 5	0.067 4	0.064 2

说明: μ 为回归结果与全过程分析结果比值的平均值,即相对均值.

回归结果的相对均值为 1.0 492, 相对方差、相对标准差及变异系数等统计量都较小,说明运用回归方程计算所得结果与全过程分析的结果符合较好.

3.3 张拉控制应力的取值

为实现构件挠度达到跨度的 1/50 这一延性破坏的目标,在式(16)中,令 $f_u/l_0 = 1/50$, 得

$$\sigma_{con} = (0.036 8 l_0/h - 2.846 6 \rho^2 + 2.1 411 \rho - 0.9 683) f_{pk} \quad (17)$$

考虑到《混凝土结构设计规范》对张拉控制应力限值的规定,式(17)计算所得 σ_{con} 小于 $0.4f_{pk}$ 时,取 $0.4f_{pk}$; 大于 $0.75f_{pk}$ 时,取 $0.75f_{pk}$. 由此得出以延性破坏为目标的常见跨度、常见配筋的中强(1 270 MPa)螺旋肋钢丝预应力空心板的张拉控制应力的取值如表 6 所示.

表 6 张拉控制应力的取值

Tab. 6 The value of stretching controlling stress							
$\rho / \%$	l_0/h						
	19.33	22.67	26.00	29.33	32.67	36.00	39.33
0.200	0.40	0.40	0.40	0.43	0.55	0.67	0.75
0.287	0.40	0.40	0.40	0.49	0.61	0.74	0.75
0.388	0.40	0.40	0.40	0.51	0.64	0.75	0.75
0.504	0.40	0.40	0.40	0.47	0.59	0.72	0.75
0.633	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.57	0.75

4 结论与存在的问题

(1) 本文所编制计算程序的结果与试验结果符合较好,验证了中强螺旋肋钢丝预应力空心板的工作阶段也可分为三个阶段即弹性工作阶段、带裂缝工作阶段和破坏阶段.

(2) 给出了预应力的挠跨比与跨高比、配筋率及张拉控制应力的回归方程.

(3) 给出了以延性破坏为目标的张拉控制应力的取值.

(4) 本文给出的张拉控制应力的取值仅以极限挠度达到跨度的 1/50 为延性破坏的判定指标,若进一步探讨张拉控制应力的合理取值,还应考虑正常使用荷载下裂缝和挠度的验算.

参考文献:

[1] YB/T 156—1999, 中强度预应力混凝土用钢丝[S].

[2] 张达勇. 混凝土结构用钢筋(丝) 力学性能比较的研究[D]. 郑州: 郑州工业大学, 1999.

[3] 刘立新, 徐有邻, 李林凯, 等. 螺旋肋钢筋粘结锚固性能的试验研究[A]. 天津大学土木工程学院. 全国第五届混凝土结构基本理论与工程应用学术会议论文集[C]. 天津: 天津大学出版社, 1998.

[4] 魏 星. 中强(800MPa) 螺旋肋钢筋预应力空心板结构性能的研究[D]. 郑州: 郑州工业大学, 1999.

[5] 管品武, 李 黎, 刘立新, 等. 高强预应力砼电杆受力性能分析[J]. 郑州工业大学学报, 2000, 21(3) : 64~67.

A Numerical Analysis of the Mechanical Capability of Hollow and Pre-stressed Concrete Slab with Mid-strength Spiral Rib Steel Wires

QIAO Yao-ke, LIU Li-xin

(College of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China)

Abstract : In order to study the mechanical capacity of the pre-stressed and hollow concrete slab with mid-strength spiral rib steel wires, based on the test results, this paper explores the nonlinear numerical analysis program. The results of numerical analysis show a good agreement with the test results. Using the program, 175 slabs with different factors such as the ratio of span to rise, the ratio of reinforcement and the stretching controlling stress are analyzed. Thus, with a relative error less than 5 percent, the regress equation of the relationship between the ratio of deflection to span and the above three parameters are obtained. In order to control the failure modes of the slabs in the range of ductile failure pattern, the value of the stretching controlling stress is given at last.

Key words : mid-strength spiral rib steel wire; hollow and pre-stressed slab; numerical analysis; ductile failure pattern