

# 无粘结预应力双向板变形计算方法研究

宋永发 王清湘 宋玉普 邢晓 张保和

(大连理工大学土木建筑学院 大连 116024)

**摘要:** 通过6块无粘结预应力双向板试验,研究了影响双向板变形的主要因素:结构形式、预应力筋配筋率。将边梁对简支板跨中最大挠度的影响转化为荷载与支座条件系数来考虑;对两个方向的预应力筋和非预应力筋对简支板跨中最大挠度的影响,用换算配筋率( $A_pQ$ )参数来反映,建立了无粘结预应力简支板短期刚度和变形计算公式。计算结果与试验结果吻合较好。

**关键词:** 双向板 刚度 变形无粘结

目前,无粘结预应力混凝土结构在国内外得到了广泛应用。特别是近几年来,随着高层建筑的发展,无粘结预应力混凝土框架和平板结构越来越受到重视;其结构优良性能十分明显。许多学者对其结构性能进行了大量的研究工作,受弯构件的强度问题已有了一些较完善的理论和计算公式;而对刚度问题研究得较少,对无粘结预应力双向板变形的研究则更少。现在有关无粘结预应力双向板的试验公开发表的文献主要是中国建筑研究院结构研究所进行的<sup>[1-4]</sup>,其他大部分文献涉及的都是以单向受弯构件为试验基础建立的刚度计算公式。关于双向板变形的计算目前多采用弹性方法。

由于结构形式、支撑条件、预应力筋配筋率、非预应力筋配筋率等因素对结构的刚度和变形影响较大,混凝土开裂后,刚度下降,变形增大;而静力手册中的变形系数是以弹性材料为基础进行计算的:两者之间将产生较大误差。以单向受弯构件刚度计算公式来计算双向板的变形是否合理有待进一步研究。本文以双向板试验为基础,考虑了影响刚度的主要因素,并参照有关规范建议的方法<sup>[5-7]</sup>,建立了简支板短期刚度和变形计算公式。

## 1. 试验设计

本次试验共设计试验板6块,分WB、YB、LB型3组,每组中各有2块。板的结构形式为:WB组为简支板;YB组为四周带边梁的简支板;LB组为四周带边梁,但有一个方向带悬臂的简支板。每组板中只改变预应力筋间距大小,其

余参数全部相同。

试件板设计基本尺寸为4200mm×4200mm×100mm,边梁尺寸为150mm×250mm。试验板采用C30商品混凝土;预应力筋采用 $\Phi 5$ 高强钢丝, $f_{pk}=1570\text{MPa}$ ,张拉控制应力为 $(0.60\sim 0.65)f_{pk}$ ;预应力钢丝用 $\phi 10$ 塑料管与混凝土分离,在钢丝上涂一层黄油,减小钢丝与塑料管间摩擦力。双向板中非预应力筋按构造配筋,其分布钢筋为双层双向 $\phi 6.5@200$ 。边梁主筋为 $\Phi 16$ 。试验板的基本参数列于表1、2。在4.2m×4.2m板顶面,均匀对称分布8个同步千斤顶,再用分配梁进行二次分配,用16个集中荷载点来模拟均布荷载作用;连续板的悬臂端采用重物加载方案。

表1 试件基本尺寸

试件	基本尺寸 m × m × m	边梁尺寸 mm × mm	$h_p$ mm	$h_{py}$ mm	$a_{ax}$ mm	$a_{ay}$ mm	$a_{bx}$ mm	$a_{by}$ mm
WB-1	4.2 × 4.2 × 0.1		82	72	16.25	9.75	11.5	18
YB-1	4.2 × 4.2 × 0.1	150 × 250	82	72	16.25	9.75	11.5	18
LB-1	5.7 × 4.2 × 0.1	150 × 250	82	72	16.25	9.75	11.5	18
WB-2	4.2 × 4.2 × 0.1		82	72	16.25	9.75	11.5	18
YB-2	4.2 × 4.2 × 0.1	150 × 250	82	72	16.25	9.75	11.5	18
LB-2	5.7 × 4.2 × 0.1	150 × 250	82	72	16.25	9.75	11.5	18

表2 试件基本参数

试件	$A_p(A_{py})$ mm <sup>2</sup>	$A_{ss}(A_{ssy})$ mm <sup>2</sup>	$f_y$ MPa	$f_c$ MPa	$f_t$ MPa	$E_c$ kPa	$\sigma_{pe}$ MPa	$\beta_0$	
WB-1	176.67	166	321.6	37.5	3.14	750.79	0.060 50	764.80	0.061 30
YB-1	176.67	166	321.6	35.3	3.13	721.35	0.062 48	782.27	0.066 20
LB-1	176.67	166	321.6	37.0	3.22	648.00	0.057 43	714.72	0.059 22
WB-2	137.41	166	321.6	27.1	2.87	814.31	0.074 38	810.70	0.074 16
YB-2	137.41	166	321.6	29.2	2.90	775.39	0.066 80	859.36	0.071 62
LB-2	137.41	166	321.6	33.2	3.09	805.15	0.060 25	814.67	0.060 73

## 2. 荷载-变形(挠度)曲线

### 2.1 简支板

简支板跨中最大挠度与荷载的关系绘于图

1. 从中可以看出, 简支板跨中最大挠度与荷载的关系大体上可分为两个阶段: 未开裂弹性阶段和开裂阶段。其曲线形式与荷载-预应力筋应力增量曲线相似。

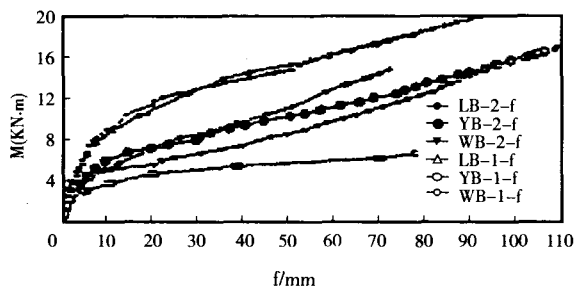


图1 荷载与挠度曲线

2.1.1 未开裂弹性阶段 简支板受拉区未开裂前, 其荷载与跨中最大挠度成线性关系。在这一阶段中, 其挠度的大小与结构形式、荷载与支座条件、预应力筋配筋率的大小等因素有关; 到开裂前, 其跨中最大挠度增加较小, 仅为L2000~L500。

2.1.2 开裂弹性阶段 简支板一旦开裂, 荷载-变形曲线将发生转折, 进入开裂阶段。在荷载-跨中最大挠度曲线的转折点前后, 曲线略有弯曲现象。这是由于在出现裂缝前, 受拉区混凝土的塑性已得到较大发展; 出现裂缝后, 板的刚度下降较快。

当荷载达到开裂荷载后, 混凝土开裂, 刚度下降, 跨中挠度加大。随着荷载的增加, 裂缝发展、延伸、变宽, 混凝土受压区高度逐渐减小, 变形逐渐加大。在这一阶段中, 荷载-跨中挠度曲线基本上成线性关系。由于简支板的荷载-变形曲线没有像一般单向受弯构件的荷载-变形曲线那样呈三直线段, 而是只有两直线段, 变形主要是这一阶段产生的。

## 2.2 四点支撑板

四点支撑板的荷载-跨中挠度曲线见图1。

在开裂荷载之前, 荷载与跨中挠度成线性关系, 与简支板相似。当荷载超过开裂荷载后, 曲线明显弯曲而趋于平缓, 刚度很快下降。荷载略有增加时, 裂缝急剧发展、延伸、变宽, 跨中挠度迅速增加, 试验板很快达到极

限荷载。从其裂缝的分布和发展上看, 与无粘结预应力混凝土单向受弯构件的破坏特征相似。

## 3. 影响刚度的主要因素

本次研究了影响刚度的主要因素: 结构形式、支座条件、预应力筋配筋率大小等; 由于试验板数量有限, 非预应力筋配筋率保持不变。

### 3.1 结构形式与支座条件

试验结果表明: 三种结构形式的简支板, 其荷载-跨中挠度曲线形状 (除YB-1板外) 相似, 只是未开裂弹性阶段的长度略有不同, 即在预应力筋配筋率相同时, 其长度依次是: LB>YB>WB。达到开裂荷载时, 跨中挠度为L2000~L500。

由于四周边梁的作用, 支座约束条件加强, 结构处于半简支半固定之间的弹性约束状态。这种结构形式可以有效地降低跨中最大弯矩值, 从而达到提高结构的抗裂性, 降低跨中挠度的目的。

另外, 对LB型板, 在悬臂端施加一定数量的外荷载 (重物加载), 可以使跨中弯矩减小, 变形降低, 裂缝推迟出现。因此, 悬臂端的荷载作用使双向板跨中挠度减小。

不同的支撑条件对结构变形的影响比结构形式的影响更大。四点支撑时, 试验板达到开裂荷载后, 板的刚度急剧下降; 其挠度增长速度远远高于简支板的挠度增长速度。

### 3.2 预应力筋配筋率和非预应力筋配筋率

试验结果表明: 预应力筋配筋率的大小对试验板的跨中挠度有较大影响。在结构形式和支撑条件相同时, 预应力筋配筋率越大, 在相同荷载等级下, 跨中挠度越小; 受拉区配置一定数量非预应力筋, 可以有效地改善裂缝分布、减小裂缝宽度和限制裂缝发展, 达到延缓刚度下降速度的目的。

## 4. 变形计算

### 4.1 刚度折减系数的计算

为了使无粘结预应力混凝土结构刚度计算

公式与有粘结预应力混凝土结构刚度计算公式相一致,并与国内有关规范相协调,便于工程设计人员应用,本文刚度计算采用直接双直线法。影响试验板刚度的主要因素有结构形式、支座条件、预应力筋配筋率和非预应力筋配筋率,这些因素可以通过无粘结预应力筋配筋换算配筋率( $\alpha_{p\rho}$ )、荷载与支座条件系数( $\alpha_1$ )反映出来。 $\alpha_{p\rho}$ 计算值列于表3中。

表3  $\alpha_{p\rho}$  计算值

试件	$A_{ps}(A_{ps})$ mm <sup>2</sup>	$A_{ns}(A_{ns})$ mm <sup>2</sup>	$A_{ps}$ mm <sup>2</sup>	$A_{ns}$ mm <sup>2</sup>	$E_c$ MPa	$E_p$ MPa	$\alpha_p$	$\rho$ 10 <sup>-3</sup>	$\alpha_{p\rho}$ 10 <sup>-2</sup>
WB-1	176.67	166	176.67	166	33 400	18 000	5.389	8.358	4.504
YB-1	176.67	166	176.67	166	33 500	18 000	5.373	8.358	4.491
LB-1	176.67	166	176.67	166	33 400	18 000	5.389	8.358	4.504
WB-2	137.41	166	137.41	166	31 000	18 000	5.806	7.400	4.296
YB-2	137.41	166	137.41	166	31 000	18 000	5.806	7.400	4.296
LB-2	137.41	166	137.41	166	34 100	18 000	5.279	7.400	3.906

注:  $b=1000\text{mm}$

通过对  $\alpha_{p\rho}$  参数的回归分析,得到无粘结预应力简支板刚度折减系数  $\beta_{0.4}$  计算公式:

$$1/\beta_{0.4} = 4.77 + 0.18 \alpha_{p\rho}$$

式中:  $\beta_{0.4}$  为  $M_{cr}/M_k = 0.4$  时的刚度折减系数。

#### 4.2 短期刚度计算公式

采用刚度折减系数法,无粘结预应力简支板短期刚度计算公式为

$$B = \beta E_c I_0 = \frac{E_c I_0}{1.2 + (1 - M_{cr}/M_k)(5.95 + 0.3/\alpha_{p\rho})} \quad (1)$$

#### 4.3 无粘结预应力简支板变形计算

无粘结预应力简支板挠度计算公式为

$$f = \alpha_1 l^2 M_k / B \quad (2)$$

式中:  $\alpha_1$  为荷载与支座条件系数,  $l$  为简支板跨度,  $M_k$  为标准荷载下的弯矩,  $f$  为计算的跨中最大挠度。

由式(2)计算在不同弯矩作用下的简支板跨中最大挠度值列于表4中。

表4 无粘结预应力简支板跨中最大挠度试验值 $f^*$ 与计算值 $f^j$ 

试件	$\alpha_1$	$E_c/\text{MPa}$	$M_{cr}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{k1}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$f_s/\text{mm}$	$f_{1,j}/\text{mm}$	$f_{1,j}/f_s$	$M_{k2}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$f_s/\text{mm}$	$f_{1,j}/\text{mm}$	$f_{1,j}/f_s$
WB-1	0.104 2	33 400	4.657 6	5.441 9	11.876	11.227	0.945	6.046 7	20.866	17.039	0.817
LB-1	0.076 2	33 400	9.037 6	12.854 4	28.342	32.057	1.131	13.612 9	34.767	37.387	1.075
WB-2	0.104 2	31 000	3.725 7	5.758 5	20.301	23.623	1.163	6.142 1	22.155	27.481	1.240
YB-2	0.104 2	31 000	5.241 3	8.014 9	29.551	32.366	1.095	8.753 0	33.509	39.789	1.187
LB-2	0.076 2	34 100	8.329 3	13.909 9	42.831	43.876	1.024	14.204 7	46.518	45.945	0.987

试件	$\alpha_1$	$E_c/\text{MPa}$	$M_{cr}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{k3}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$f_s/\text{mm}$	$f_{1,j}/\text{mm}$	$f_{1,j}/f_s$	$M_{k4}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$f_s/\text{mm}$	$f_{1,j}/\text{mm}$	$f_{1,j}/f_s$
WB-1	0.104 2	33 400	4.657 6	9.571 1	58.128	50.904	0.876	10.841 1	69.201	63.107	0.912
LB-1	0.076 2	33 400	9.037 6	14.261 2	40.856	41.942	1.027	15.092 8	51.281	47.786	0.932
WB-2	0.104 2	31 000	3.725 7	6.419 5	25.112	30.270	1.205	6.844 4	30.709	34.543	1.124
YB-2	0.104 2	31 000	5.241 3	9.406 1	40.235	46.356	1.152	9.744 2	44.417	49.756	1.120
LB-2	0.076 2	34 100	8.329 3	14.462 6	50.594	47.753	0.943	14.889 7	52.083	50.750	0.974

注: (1)  $l=4200\text{mm}$ ,  $b=1000\text{mm}$ ,  $h=100\text{mm}$ ,  $I_0=bh^3/12$ ; (2) 式(2)平均值=1.05, 标准差=0.12

## 5. 结论

(1) 结构形式、荷载与支座条件、预应力筋配筋率、非预应力筋配筋率等因素对刚度影响较大。

(2) 将边梁对变形的影响转化为荷载与支座条件系数来考虑; 预应力筋配筋率和非预应力筋配筋率对变形的影响, 通过无粘结预应力筋换算配筋率( $\alpha_{p\rho}$ )来反映是可行的。

(3) 用得出的无粘结预应力简支板短期刚度计算公式计算无粘结预应力简支板跨中最大挠度, 计算值与试验值吻合较好, 计算精度满足工程需要, 而且与混凝土结构设计规范 GBJ10-89 和部分预应力混凝土结构设计建议中的方法相一致, 便于工程设计人员应用。

## 参考文献

- [1] 徐金声.混合配筋预应力混凝土双向密肋板结构性能的试验研究[J].建筑结构学报,1995(2):3-14.
- [2] 徐金声.大柱网双向无粘结预应力密肋楼盖结构的设计与研究[J].土木工程学报,1990(6):15-22.
- [3] 陶学康.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(7):38-42.
- [4] 陶学康.无粘结预应力混凝土设计与施工[M].北京:地震出版社,1993.
- [5] JGJT92-92,无粘结预应力混凝土结构技术规程[S].北京:中国计划出版社,1993.
- [6] GBJ10-89,混凝土结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,1989.
- [7] 部分预应力混凝土结构设计建议[S].北京:中国铁道出版社,1986.