

现浇钢筋混凝土角区格双向板肋梁楼盖试验研究

梁兴文^{1,2}, 梁敏¹, 胡雄伟¹

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055;

2. 西部建筑科技国家重点实验室(筹), 陕西 西安 710055)

摘要: 为了研究现浇钢筋混凝土双向板肋梁楼盖中梁与板的相互作用, 对一柱支承的现浇钢筋混凝土角区格双向板肋梁楼盖进行了均布荷载作用下的逐级加荷试验, 分析了其裂缝出现和开展过程、破坏形态以及受力性能。基于试验结果, 提出了这种楼盖结构的破坏机构, 并推导了相应的极限荷载计算公式。将试验所得的板内力分别与弹性理论、塑性理论计算结果进行比较, 表明按弹性理论以及基于板破坏模式的塑性理论所得结果与试验结果差别较大。

关键词: 钢筋混凝土双向板; 试验; 极限荷载; 计算方法

中图分类号: TU375.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2011)05-0615-08

目前, 分析现浇钢筋混凝土肋梁楼盖结构的内力和变形时采用了两个假定^[1-2]: 支承梁的抗弯刚度很大, 其竖向位移可以忽略不计; 支承梁的抗扭刚度很小可以自由的转动。依据这两个假定, 梁被视为板的不动铰支座, 相当于把双向多区格板楼盖等效为一个个单区格板, 然后按弹性理论、考虑塑性内力重分布的方法或塑性极限分析方法计算。显然, 此法没有考虑梁的竖向和扭转变形板对板内力的影响。由于梁和楼板是整体浇筑的, 在荷载作用下梁板共同参与受力和变形, 考虑梁板的协同工作与不考虑梁板的协同工作, 其受力和变形有很大的差别。因此, 合理的分析方法应该将梁板视为楼盖结构, 按楼盖结构进行分析。

王志远、魏琰等^[3]用 SAP2000 程序对等跨 9 区格板进行了大量的分析计算, 分析了支承梁与板相互作用的内在规律及各种影响因素, 并提出了设计建议。张剑、傅学怡等^[4]分别用有限元法和简化分析方法对 5 种不同边界条件的单块双向板进行了分析计算, 找到了两种方法计算结果的差异, 提出了对简化方法计算结果的修正原则。沈蒲生^[5]等人分析了角支承钢筋混凝土双向密肋楼盖的破坏形态, 提出了 8 种可能的破坏形态并推导了相应的极限荷载计算公式。

上述研究成果对了解肋梁楼盖中的梁板相互作用有重要意义, 但其成果缺乏试验验证。为此, 本文对一个柱支承现浇钢筋混凝土角区格双向板肋梁楼盖进行了短期加载试验, 分析这种楼盖结构的破坏机理和梁板的相互作用, 提出了这种结构的破坏机构, 并由此推导了极限荷载计算公式。

1 试验概况

1.1 试验目的

为了研究楼盖结构中角区格板在竖向均布荷载作用下的受力性能, 取角区格板进行试验, 通过试验研究, 主要获取以下信息:

(1) 梁板的协同工作情况。通过分析板的实际内力和假定支承梁无竖向变形所计算内力的差异, 研究梁板的协同工作情况。

(2) 柱支承角区格双向板的破坏模式。

收稿日期: 2010-12-07 修改稿日期: 2011-06-28

基金项目: 国家标准《混凝土结构设计规范》资助项目(20070127336230013)

作者简介: 梁兴文(1952-), 男, 陕西华县人, 教授, 主要从事结构工程及工程结构抗震方面的研究。

1.2 试件设计

试件尺寸及模板配筋图如图 1 所示.柱网尺寸为 3 m×3.6 m,板平面尺寸为 3.9 m×4.68 m,板厚为 80 mm.柱截面尺寸 $b\times h=250\text{ mm}\times 250\text{ mm}$. 支承梁截面尺寸: A、B 列轴线梁截面为 $b\times h=200\text{ mm}\times 360\text{ mm}$; ①、②轴线梁截面为 $b\times h=200\text{ mm}\times 300\text{ mm}$. 试件竖向高度取 1.75 m (约为 1/2 层高). 用型钢将四个柱脚连接,以约束其侧移变形.

设计混凝土强度等级为 C30,实测混凝土立方体抗压强度平均值 $f_{cu,m}=38.8\text{ N/mm}^2$. 梁纵筋采用 HRB500 级钢筋,屈服强度为 569 N/mm^2 ,极限强度为 764 N/mm^2 . 板钢筋用 HPB235 级钢筋,屈服强度为 639 N/mm^2 ,极限强度为 717 N/mm^2 . 柱纵筋采用 HRB400 级钢筋,屈服强度为 376 N/mm^2 ,极限强度为 604 N/mm^2 .

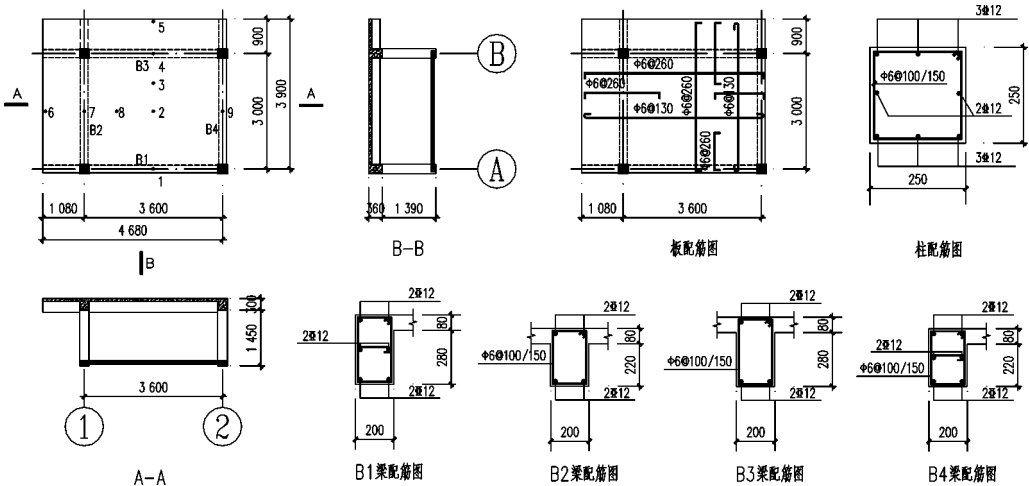


图 1 试件几何尺寸及配筋图

Fig. 1 Dimensions and reinforcement details of specimen

1.3 测试内容

本试验测试内容为: (1)梁、板的竖向位移,包括板中点和两个方向 1/4 跨长处以及各梁跨中处的竖向位移; (2)梁、板的裂缝宽度; (3)钢筋和混凝土的应变,包括板两个方向跨中附近板底受力钢筋、板支座处承受负弯矩的钢筋以及柱顶截面的钢筋应变; (4)梁、板的开裂荷载和极限荷载. 钢筋和混凝土应变的具体测点布置见图 2.

1.4 加载方案

采用分配梁加载方式. 第 1 层将 9 块预制混凝土配重块(下铺细沙)放置在楼盖上,以模拟均布荷载. 在放置过程中,先放中间后放四周,均按对角线顺序放置,以保证放置过程中荷载平稳. 放置完配重块后,总荷载为 68.85 kN,折合均布荷载为 3.77 kN/m^2 . 待荷载稳定后读数记录. 第 2~4 层为型钢分配梁,均采用简支支承. 第 5 层为加载横梁,上装倒置的液压千斤顶,两个千斤顶通过液压杠杆同步同量施加竖向荷载. 按板面上作用荷载为均布荷载的原则确定各层型钢分配梁的长度及支点位置,具体位置见图 3. 每级加完荷载后,持荷 5~10 分钟,待楼盖的变形和裂缝基本稳定后,观察裂缝发展,记录数据. 加载顺序及荷载数量见表 1.

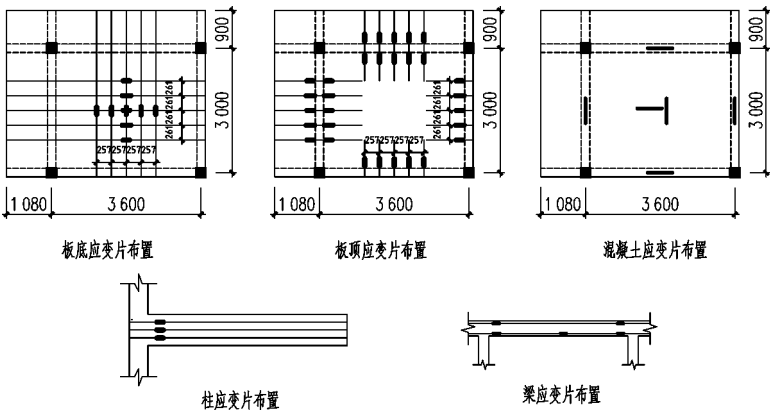


图 2 测点 布置图

Fig. 2 Instrumentation lay out

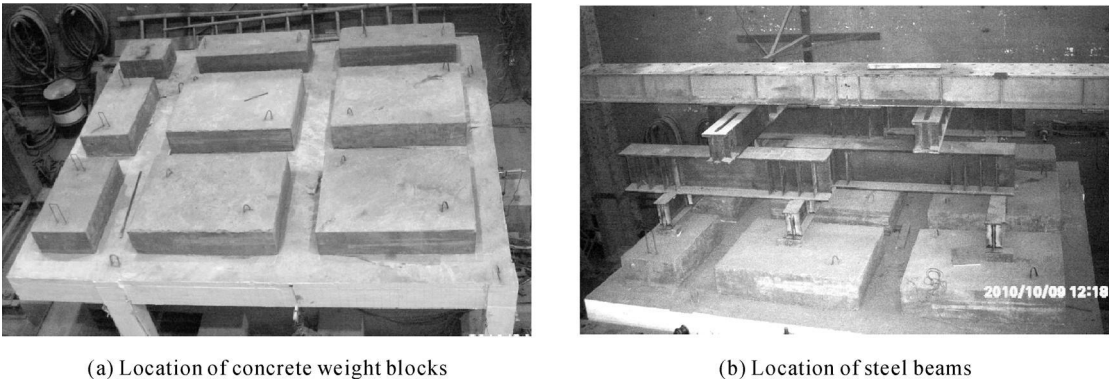


图 3 竖向荷载加载体系

Fig. 3 Vertical force loading system

表 1 加载顺序及荷载数量

Tab. 1 Loading order and quantities

序号	加载物	累计重量/ t	对应均布荷载/ kN/ m ²
1	混凝土配重块及分配梁	11. 843	6. 36
2	第 1 级液压荷载	28. 303	15. 20
3	第 2 级液压荷载	36. 703	19. 71
4	第 3 级液压荷载	46. 103	24. 75
5	第 4 级液压荷载	55. 503	29. 80
6	第 5 级液压荷载	64. 903	34. 85
7	第 6 级液压荷载	74. 303	39. 90
8	第 7 级液压荷载	83. 703	44. 94
9	第 8 级液压荷载	93. 103	49. 99
10	第 9 级液压荷载	102. 503	55. 04
11	第 10 级液压荷载	111. 903	60. 08
12	第 11 级液压荷载	121. 303	65. 13

2 试验结果分析

2.1 裂缝出现及开展过程

楼盖受力后, 应力和变形增加. 施加第 1 级荷载后, 梁板均无裂缝出现, 处于弹性阶段. 施加第 2 级荷载(第 1 级液压荷载)后, B2 梁底面中点处开裂, 裂缝宽度为 0. 1 mm. 板仍处于弹性阶段, 未出现裂缝. 施加第 3 级荷载后, 板底出现大致沿对角线方向的裂缝, 最大宽度为 0. 2 mm. 梁底裂缝增多, 并出现细纹. 继续加载, 板底裂缝沿板对角线方向和纵向中心线发展, 最后纵向中心线上的裂缝与梁跨中裂缝贯通. 板顶沿支承梁两侧出现通长裂缝, 并延伸贯通. 柱顶周围也出现裂缝. 施加第 12 级荷载后, B2 梁底裂缝宽度达到 3 mm, 板底裂缝宽度达到 1. 4 mm, 此时试件已基本破坏, 停止加载. 板底和板顶端裂缝分布示意图、梁跨中及支座、板底局部以及梁、柱节点裂缝见图 4.

2.2 荷载-位移曲线

梁、板的荷载—竖向位移曲线见图 5. 由图可见, 板中点处的竖向位移最大, 这是因为梁、板、柱组成楼盖结构, 实测板的竖向位移中包括板相对于梁的变形、梁的竖向变形以及支承柱的变形等. 4 根梁的变形中, 按 B4、B1、B3、B2 梁的顺序, 变形依次增大, B2 梁竖向位移最大, B4 梁的变形最小, 这基本符合各梁所承受的竖向荷载值的规律.

2.3 荷载-钢筋应变曲线

板钢筋荷载-应变曲线如图 6 所示. 由图可见, 板短跨方向跨中与支座处钢筋均屈服, 而长跨方向跨中与支座处钢筋未到达屈服; 在同一方向, 支座钢筋应变略大于跨中钢筋应变.

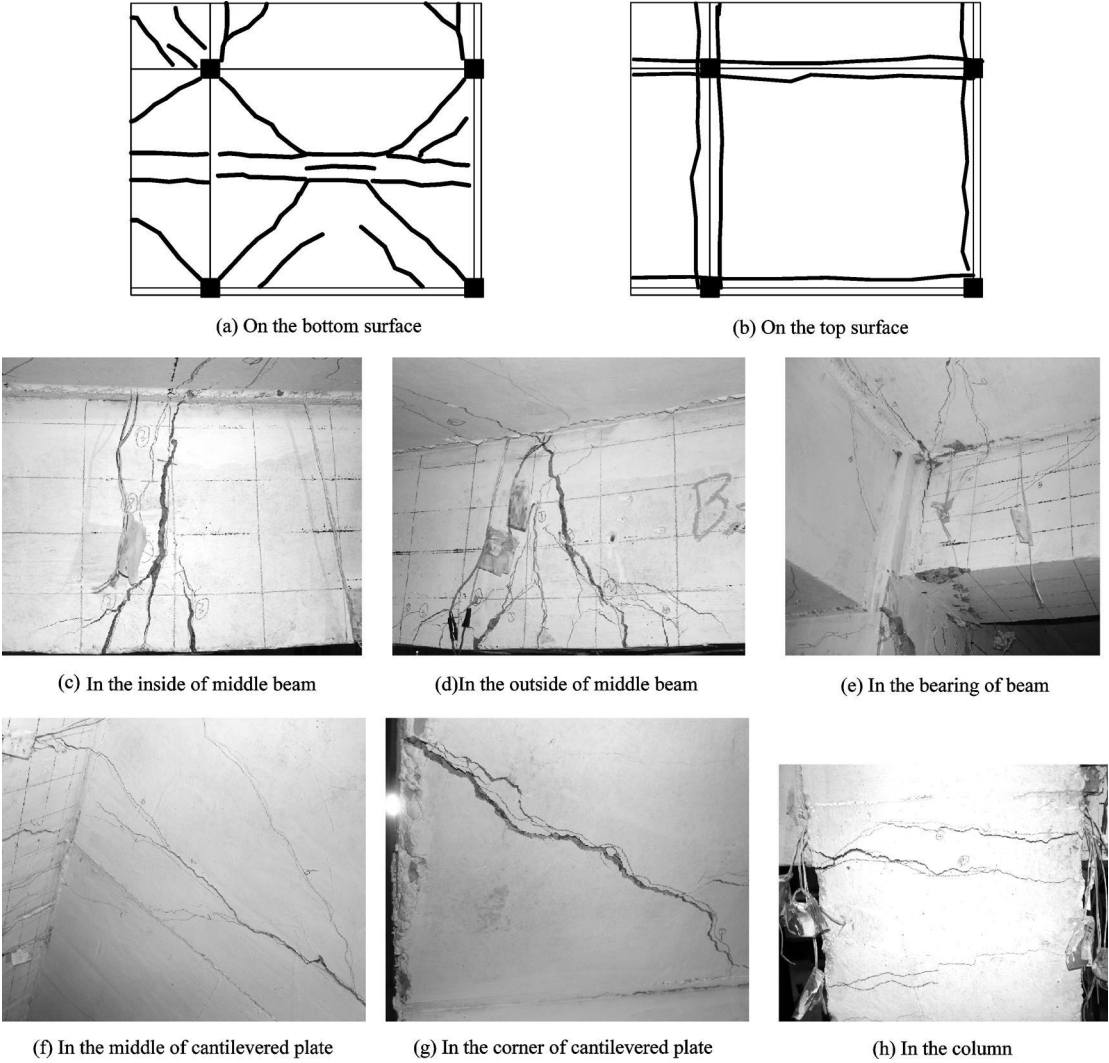


图 4 试件裂缝分布

Fig. 4 Final patterns of cracks on the surfaces of specimen

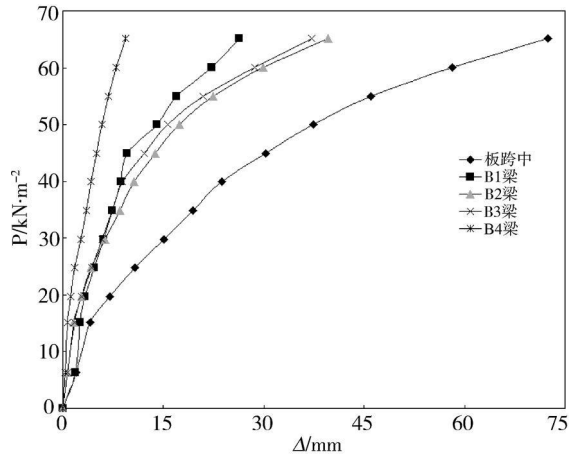


图 5 梁、板跨中荷载-位移曲线

Fig. 5 Load-displacement curves of beams and slab

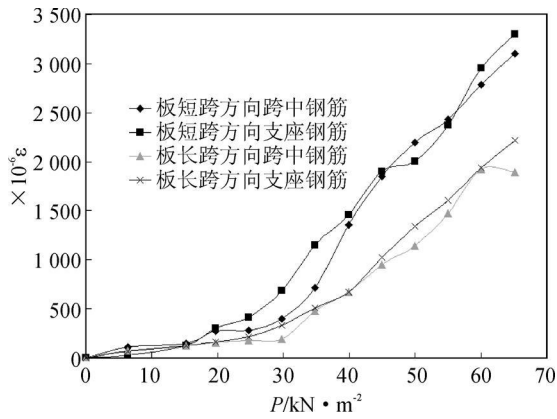


图 6 板钢筋荷载-应变曲线

Fig. 6 Load-strain curves of reinforcement in slab

梁钢筋荷载-应变曲线如图 7 所示. 可见, 梁跨中截面钢筋均已屈服, 随着荷载增加, B2、B3 梁的钢筋应变增长最快, 且短方向 B2 梁钢筋最大; 而 B1、B4 梁钢筋应变增长较慢, 且 B4 梁钢筋应变增长最慢, 符合板面荷载的传递规律. B1、B2 梁支座截面钢筋屈服, B3、B4 梁支座截面钢筋未屈服.

柱钢筋荷载-应变曲线如图 8 所示. 可见, 柱内侧钢筋受压屈服, 外侧钢筋受拉屈服; 在竖向荷载作用下, 板、梁、柱是协同工作的, 梁柱形成框架, 共同受力.

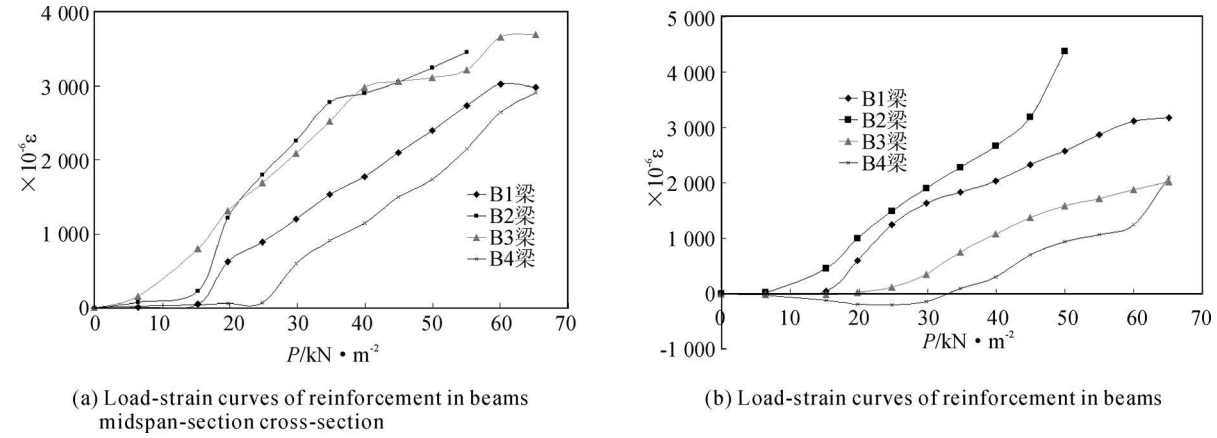


图 7 梁截面钢筋荷载-应变曲线
Fig. 7 Load-strain curves of reinforcement in beams

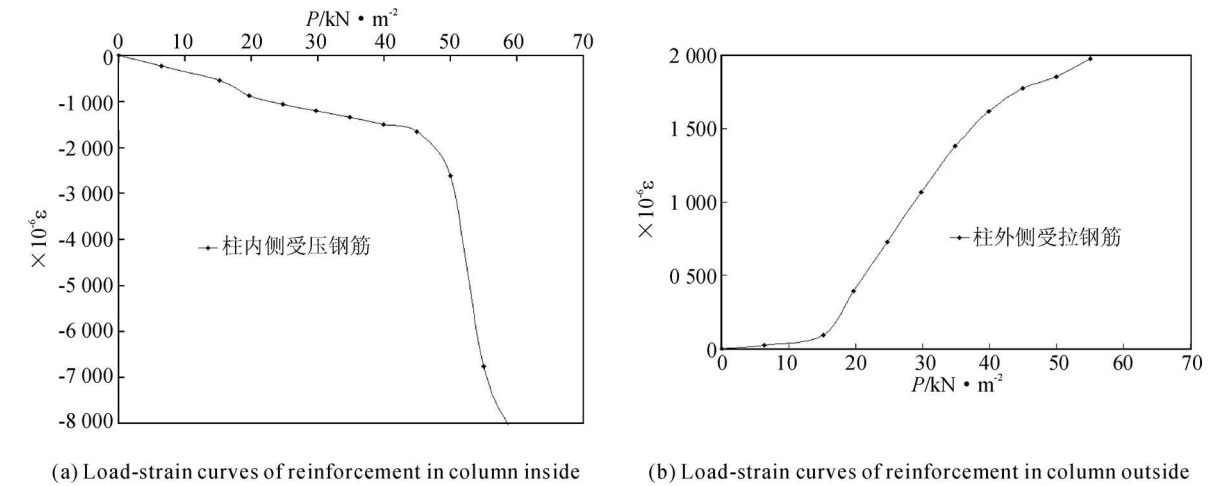


图 8 柱截面钢筋荷载-应变曲线
Fig. 8 Load-strain curves of reinforcement in columns

3 梁、板相互作用分析

3.1 板控制截面弯矩试验值

根据实测钢筋应变及混凝土强度, 计算所得的中间板带跨中截面正弯矩和支座截面负弯矩如表 2 中第 2 行所示.

3.2 弹性薄板理论计算结果与试验结果的比较

按弹性薄板小变形理论计算时, 假定支承梁没有竖向和扭转变形, 其控制截面的最大弯矩可近似按下式计算^[1-2]:

$$m = \text{弯矩系数} \times p l^2 \tag{1}$$

式中: m 为板跨中或支座截面单位宽度内的弯矩值; p 为作用在板上的单位面积荷载值; l 为板的较小跨度.

试件的 $l_x=3.6\text{ m}$, $l_y=3.0\text{ m}$, $l_y/l_x=0.83$. 按式(1)查表^[1] 计算在最大荷载 (65.13 kN/m^2) 作用下板控制截面的弯矩如表 2 中第 3 行所示. 可见, 板控制截面弯矩计算值与试验值之比高达 2.21~6.19, 表明假定支承梁无竖向变形所得板的弯矩值与试验值差异很大; 混凝土是弹塑性材料, 在荷载不大时即出现裂缝, 因而弹性薄板理论不适用于计算楼盖结构中板的内力.

表 2 板控制截面试验弯矩值($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)及与试验值的比较

Tab. 2 Comparison of calculated and tested bending moments in the slab

截面弯矩		m_x	m_y	m'_x	m'_y
试验值		5.22	8.81	-6.11	-9.26
弹性理论	计算值	14.14	19.50	-37.84	-43.76
	计算值/试验值	2.71	2.21	6.19	4.73
塑性理论计算值 (板破坏模式)	$\beta'_x=\beta'_y=1.0$	14.06	20.24	-14.06	-20.24
	$\beta'_x=\beta'_y=1.5$	12.30	17.71	-18.45	-26.56
	$\beta'_x=\beta'_y=2.0$	10.98	15.81	-21.96	-31.61
	$\beta'_x=\beta'_y=2.5$	9.94	14.31	-24.85	-35.79

3.3 塑性理论计算结果与试验结果的比较

3.3.1 板破坏模式

按板的破坏模式^[1], 角区格板可近似取图 9 所示的计算简图, 此处假定支承梁无竖向及扭转变形, 分析时不考虑周围悬挑板的影响.

设定: $\beta'_x=\frac{m'_x}{m_x}=\beta'_y=\frac{m'_y}{m_y}=1.0\sim2.5$; $\beta''_x=\frac{m''_x}{m_x}=\beta''_y=\frac{m''_y}{m_y}=0$

$$\alpha=\frac{m_y}{m_x}=(\frac{l_x}{l_y})^2=(3.6/3)^2=1.44; X=\frac{2l_x}{\sqrt{1+\beta'_x}+\sqrt{1+\beta'_y}}$$

$$Y=\frac{2l_y}{\sqrt{1+\beta'_y}+\sqrt{1+\beta''_y}}$$

$$m_x=\frac{pY^2}{24\alpha}\left[\sqrt{1+\frac{1}{\alpha}\left(\frac{Y}{X}\right)^2}-\frac{1}{\sqrt{\alpha}}\left(\frac{Y}{X}\right)\right]^2\tag{2}$$

$$m_y=\alpha m_x, m'_x=\beta'_x m_x, m'_y=\beta'_y m_y$$

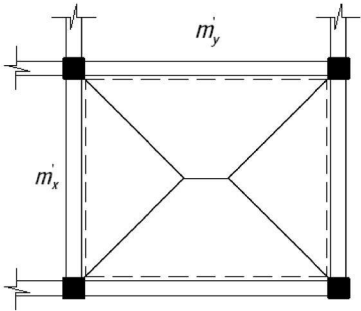


图 9 板破坏模式
Fig. 9 Failure mode of the slab

按上述公式计算所得的板控制截面弯矩计算值见表 1 的第 5~8 行, 计算值与试验值差异很大.

3.3.2 梁-板破坏模式

(1) 破坏机构的确定

由图 4 可见, 试件短跨梁跨中及支座截面出现塑性铰而沿纵向破坏, 且板两方向的跨中截面钢筋均未到达屈服, 两方向支座截面钢筋基本达到屈服, 可判定试件破坏机构为梁-板破坏机构(图 10).

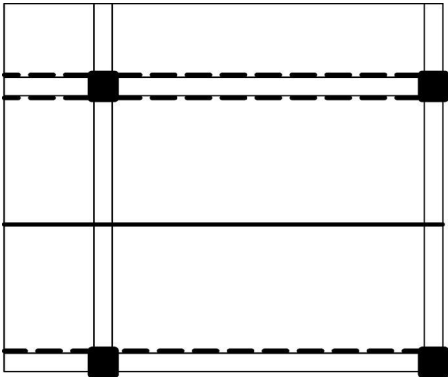


图 10 角区格双向板楼盖破坏机构

Fig. 10 Failure mechanism of corner lattice two-way slab

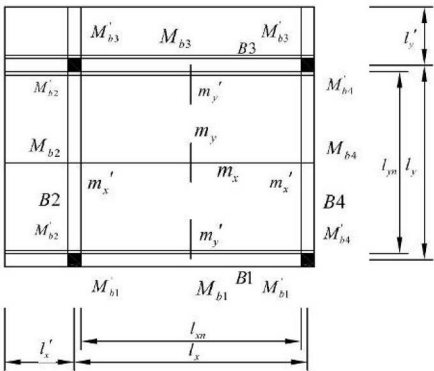


图 11 极限荷载计算简图

Fig. 11 Calculation diagram of ultimate load

(2) 极限荷载计算公式

根据上述破坏机构,并考虑悬挑板的影响后,其计算简图见图11.采用极限平衡法,对各板块列弯矩平衡方程,可得下列方程^[6]:

$$M'_{b2} + M'_{b4} + m'_y(l'_{x1} + l_{x1}) = \frac{1}{2}p(l'_x + l_x)l_y^2 \quad (3)$$

$$M'_{b2} + M_{b2} + M'_{b4} + M_{b4} + m'_y(l'_{x1} + l_{x1}) + m_y(l'_{x1} + l_{x1}) = \frac{1}{8}p(l'_x + l_x)l_y^2 \quad (4)$$

$$M'_{b2} + M_{b2} + M'_{b4} + M_{b4} + m'_y(l'_{x1} + l_{x1}) + m_y(l'_{x1} + l_{x1}) = \frac{1}{8}p(l'_x + l_x)l_y^2 \quad (5)$$

将式(3)~式(5)等号两边项分别相加,整理后得

$$3M'_{b2} + 2M_{b2} + 3M'_{b4} + 2M_{b4} + (3m'_y + 2m_y)(l'_{x1} + l_{x1}) = \frac{1}{8}p(l'_x + l_x)(2l_y^2 + 4l_y^2)$$

上式可写成

$$p = \frac{8M}{l^3} \quad (6)$$

其中, $M = 3M'_{b2} + 2M_{b2} + 3M'_{b4} + 2M_{b4} + (3m'_y + 2m_y)(l'_{x1} + l_{x1})$

$$l^3 = (l'_x + l_x)(2l_y^2 + 4l_y^2)$$

(3) 计算结果与试验结果的比较

计算梁、板控制截面的极限承载力时,若钢筋强度均取其屈服强度平均值,则按式(6)可得

$$p = 48.196 \text{ kN/m}^2$$

该极限荷载计算值与试验值之比为 $48.196/65.13 = 0.740$.

若钢筋强度取其极限强度平均值,则按式(6)可得

$$p = 61.231 \text{ kN/m}^2$$

该极限荷载计算值与试验值之比为 $61.231/65.13 = 0.940$.

4 结 语

(1)试验结果表明,该楼盖结构由于短跨梁跨中及支座截面出现塑性铰而破坏,且板短方向跨中及支座截面钢筋均达到屈服,长方向跨中及支座截面钢筋均未达到屈服,故属于梁—板破坏机构。

(2)按照弹性理论和基于板破坏模式的塑性理论计算所得的板控制截面弯矩计算值与试验值相差较大,表明不考虑梁板相互作用所得板的内力与实际内力差别较大。

(3)根据试验所得的梁—板破坏模式,推导了该楼盖结构试验模型的极限荷载公式,公式计算值与试验值基本符合.该公式可用于校核该楼盖结构试验模型的极限承载力,不能用于计算一般楼盖结构角区格板的极限荷载,其极限荷载可采用3种可能的梁—板破坏机构计算,并取其中最小的极限荷载作为角区格板的极限荷载。

参考文献 References

- [1] 梁兴文,史庆轩. 混凝土结构设计[M]. 北京:科学出版社,2004.
LIANG Xing-wen, SHI Qing-xuan. Design of reinforced concrete structure[M]. Beijing: Science Press, 2004.
- [2] 沈蒲生. 楼盖结构设计原理[M]. 北京:科学出版社,2003.
SHEN Pu-sheng. Principles of floor structure design[M]. Beijing: Science Press, 2003.
- [3] 王志远,魏 璉,蓝宗建. 考虑钢筋混凝土梁板结构相互作用时楼板合理设计方法的研究[J]. 建筑结构,2003, 33(9): 47-51.
WANG Zhi-yuan, WEI Lian, LAN Zong-jian. Study on reasonable design when considering reinforced concrete beam and slab's interaction[J]. Building Structure, 2003, 33(9): 47-51.
- [4] 张 剑,傅学怡,刘 畅. 重力荷载作用下钢筋混凝土框梁平板楼盖分析[J]. 建筑结构,2003, 33(1): 45-49.
ZHANG Jian, FU Xue-yi, LIU Chang. Analysis of RC frame beam-slab structure under gravity load[J]. Building Structure, 2003, 33(1): 45-49.

[5] 沈蒲生, 刘哲锋. 角支承钢筋混凝土双向密肋楼盖的破坏形态研究[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2003(8): 68-72.
SHEN Pu-sheng, LIU Zhe-feng. Test and limit load of reinforced concrete waffle slab supported by corner columns of panels[J]. Journal of Hunan University: Natural Science Edition, 2003(8): 68-72.

[6] 梁 敏. 现浇钢筋混凝土双向板楼盖结构协同工作分析方法研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011.
LIANG Min. Research on analytical methods for cast-in-situ reinforced concrete floor structure to consider cooperative work of beam and slab[D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2011.

Experimental research on cast-in-situ reinforced concrete corner
lattice two-way slab

LIANG Xing-wen^{1,2}, LIANG Min¹, HU Xiong-wei¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;
2. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in Xi'an(XAUAT), Xi'an 710055, China)

Abstract In order to research the interaction of beam and slab, a cast-in-situ reinforced concrete corner lattice two-way slab supported by columns has been tested step by step under uniform load, and beam's and slab's crack developing process. The failure pattern and mechanical behavior have been analysed. Based on the test results, failure model was set up, and its ultimate loading formula was derived. Comparison of the test results and the results calculated in elasticity and plasticity theory is made, which shows that the results calculated in elasticity and plasticity theory for slab destruction pattern are bigger than the test results.

Key words: cast-in-situ reinforced concrete two-way slab; test; ultimate load; calculation method

Biography: LIANG Xing-wen, Professor, Xi'an 710055, P. R. China Tel: 0086-13636717038, E-mail: liangxwgh@xauat.edu.cn

(上接第 614 页)

Experimental study on seismic behavior of concrete filled square
steel tubular columns to low-cycle reversed horizontal load

XU Pei-zhen^{1,2}, NIE Rui-feng², YE Lie-ping¹

(1. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;
2. School of Civil Engineering, Qingdao Technological University, Qingdao 266033, China)

Abstract A new global failure mechanism frame with some columns yield was proposed by the authors, some columns are allowed to yield and dissipate energies, which would not lose its bearing to avoid layer collapse. Six concrete filled square steel tubular columns are experimented under low cyclic load for studying its mechanical performance. Test results included the hysteretic curves, rigidity curves and plastic deformation. The influence of such parameters as slenderness ratio, axial compression ratio and sectional steel ratio are analyzed. The plastic deformation and capacity of energy dissipation will improve along with sectional steel ratio increase; and the plastic deformation and capacity of energy dissipation will reduce along with slenderness ratio and axial compression ratio increase.

Key words: concrete filled square steel tubular; low cyclic load; capacity of energy dissipation; displacement ductility; accumulated plastic deformation

Biography: XU Pei-zhen, Associate Professor, Postdoctor of Tsinghua University, Qingdao 266023, P. R. China, Tel: 0086-13705323501, E-mail: xpzzygl@163.com