

# 楼板对钢筋混凝土框架结构受力性能影响<sup>\*</sup>

翟长海<sup>1</sup>, 李爽<sup>1</sup>, 孙扬<sup>1</sup>, 谢礼立<sup>1,2</sup>

(1. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090;

2. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080)

**摘要:**汶川8级地震震害调查发现,这次地震中现浇钢筋混凝土框架结构多发生“强梁弱柱”型破坏,这与规范中“强柱弱梁”抗震设计原则相悖。为探究其原因,采用ABAQUS软件对钢筋混凝土带楼板框架和空框架结构进行了侧向加载情况的性能分析。通过对比纵向梁端钢筋应力变化和柱端钢筋应力变化,以及分析不同侧向位移对应的楼板钢筋的应力变化情况,指出楼板对梁端抗负弯矩能力的增强有很大贡献。研究了节点类型、楼板钢筋材性、侧向位移、梁高、梁跨和板厚等因素对纵向梁端处楼板有效宽度的影响规律,提出了负弯矩作用下梁端处楼板有效宽度的取值方法。

**关键词:** 框架结构; 楼板; 强柱弱梁; 楼板有效宽度

**中图分类号:** TU196 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-811X(2010)S0-0105-06

## 0 引言

在进行钢筋混凝土框架结构设计时,现浇楼板对梁端截面抗弯承载力的贡献通常被忽略。《建筑抗震设计规范》<sup>[1]</sup>没有考虑现浇楼板对框架梁极限抗弯承载力的影响,仅在条文说明中指出当计算梁端抗弯承载力时,若计入楼板内的钢筋且材料强度标准值考虑一定的超强系数,则可以提高框架结构“强柱弱梁”的程度。已有试验和理论研究均表明,当梁端承受负弯矩时,现浇楼板将显著增大梁端截面的抗弯承载力,这对规范中要求的“强柱弱梁”抗震设计原则造成了极大的挑战。东南大学蒋永生等人<sup>[2]</sup>曾做过一组现浇钢筋混凝土梁柱节点的对比实验,指出带翼缘的框架梁由于翼缘内平行于梁肋的钢筋参与受力,使得负弯矩作用下梁端抗弯承载力比无翼缘梁的实测值提高了30%左右,已经不能实现“强柱弱梁”的设计理念。美国学者French等人<sup>[3]</sup>收集和总结了各国20个梁-板-柱节点(13个中节点、7个端节点)试验结果,对获得的数据进行分析后认为,如果将板的有效宽度取为ACI规范规定的有效宽度,则计算出的抗弯强度就将接近于实测的当层间水平位移角为2%时的抗弯强度;French同时指出,

由于板的作用是极其复杂的,它与许多变量有关,而目前所获得的实验数据依然非常有限,因此目前对板有效宽度的确定仍然带有很大的近似性。1976年唐山地震中,48幢钢筋混凝土框架结构的震害表明<sup>[4]</sup>,由于现浇楼板与框架梁的共同工作,提高了梁端截面的抗弯承载力,致使破坏大多产生在柱中,而凡是没有楼板的空框架,裂缝和破坏均出现在梁中。很多参加四川汶川地震震害调查<sup>[5,6]</sup>的学者发现,这次大地震中现浇钢筋混凝土框架结构多发生“强梁弱柱”型破坏,并认为其中的一个主要因素是设计时未考虑现浇楼板对梁端截面抗弯承载力的提高作用<sup>[7,8]</sup>。本文对楼板的作用进行了进一步研究,考虑了不同的影响因素,给出了梁端楼板有效宽度的取值方法。

## 1 模型说明

利用ABAQUS有限元软件,采用八节点缩减积分实体单元C3D8R模拟框架,采用三维桁架线性单元T3D2模拟钢筋,钢筋与混凝土之间的连接通过\*EMBEDDED ELEMENT来进行建模,建立的钢筋混凝土框架有限元模型如图1和图2所示。单层两跨的钢筋混凝土空间框架结构,每跨跨度4 m、层高3 m,梁截面尺寸为200 mm×400 mm、

\* 收稿日期: 2010-09-25

基金项目: 国家自然科学基金项目(90815014, 51078117)

作者简介: 翟长海(1976-), 山东淄博人, 教授, 博士生导师, 主要从事地震工程方面的研究. E-mail: zch-hit@hit.edu.cn

柱截面尺寸为 300 mm × 300 mm，带楼板框架中楼板厚度为 100 mm。

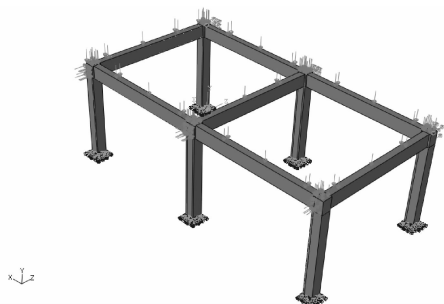


图1 空框架有限元模型

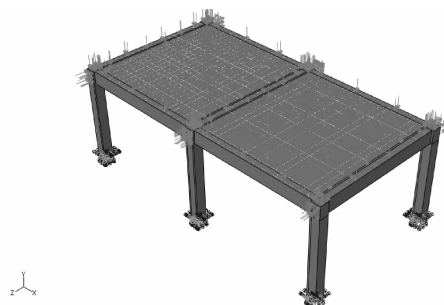


图2 带楼板框架有限元模型

取楼面均布永久荷载  $3.5 \text{ kN/m}^2$  和均布活荷载  $2.0 \text{ kN/m}^2$ ；直接作用在梁上的墙载为  $3.6 \text{ kN/m}$ ；柱上施加轴力为 1 000 kN；侧向荷载施加方向为 x 轴的负方向。空框架结构模型中框架梁上的荷载值，根据带楼板框架模型中的楼板板面荷载按双向板传力方式折算后与梁上墙载相加得到。根据荷载情况得到框架结构的配筋如下：梁内底部、顶部纵筋分别采用  $2\Phi 14$ ，箍筋为  $\Phi 8@200$ ；柱内配筋为 416，箍筋为  $\Phi 8@200$ 。其中，加密区内的箍筋为  $\Phi 8@100$ ，梁柱内的箍筋加密区长度按照抗震规范<sup>[1]</sup>中的要求选取。带楼板框架中，板底配筋为双向  $\Phi 10@150$ 、板顶配  $\Phi 10@200$ 。

## 2 计算结果

带楼板框架模型和空框架模型最后达到的侧向位移值分别为 84 mm 和 121 mm，对应的层间位移角分别为  $1/35$  和  $1/25$ 。

### 2.1 纵向梁端钢筋应力分布

随着侧向荷载的逐步增大，对应于不同的侧移值，纵向梁端受拉及受压钢筋应力分布如图 3 和图 4 所示。由图 3 可知，在同一侧移值下，带楼板框架的纵向梁右端受拉钢筋应力相比空框架对应的右端受拉钢筋晚进入屈服，进入屈服阶段时

应的侧移值分别为 28 mm 和 8 mm。对比纵向梁左端下部受拉钢筋应力情况可得出：两个模型对应的纵向梁左端下部受拉钢筋基本同时进入屈服阶段，屈服时对应的侧移分别为 21 mm 和 23 mm。这是由于在沿 x 轴负方向的侧向力作用下，梁截面下部受拉、上部受压，楼板位于受压区，两个模型都只有框架纵向梁矩形截面内的下部钢筋参与受拉。两者之所以存在 2 mm 的差距是因为带楼板框架中，楼板的存在为纵向梁提供了一定范围的翼缘宽度，相当于增大了框架梁的受压区。带楼板框架结构中，纵向梁左端下部受拉钢筋先于右端上部受拉钢筋进入屈服阶段，对应的侧移分别为 28 mm 和 21 mm。这是由于纵向梁右端受到负弯矩作用时，附近的楼板钢筋参与了纵向梁的抗弯作用，从而减缓了纵向梁上部受拉钢筋应力随侧移的增加而增长的幅度，从而改变了梁内受拉钢筋的屈服顺序。由图 4 可知，当梁端承受负弯矩时，由于楼板位于纵向梁受压区，带楼板框架中一定宽度范围的混凝土楼板作为纵向梁的翼缘参与受压，因此带楼板框架的左端受压钢筋应力稍小于空框架的受压钢筋。带楼板框架的柱端钢筋应力增长速度较梁内钢筋快，其应力远大于空框架的柱端受压钢筋应力。

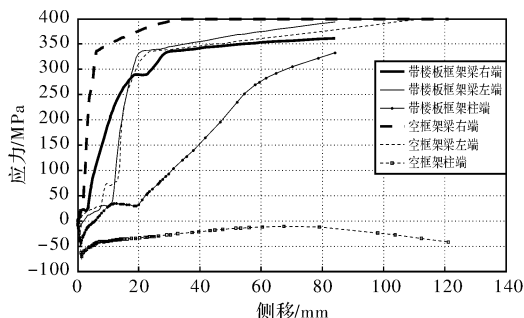


图3 不同侧移下受拉钢筋应力曲线

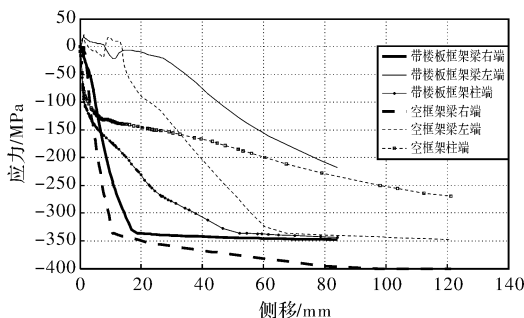


图4 不同侧移下受压钢筋应力曲线

### 2.2 楼板钢筋应力分布

#### 2.2.1 内节点楼板钢筋应力分布

在不同的侧向位移下，带楼板框架内节点处，

离纵向梁端不同宽度且与纵向梁平行的板顶和板底钢筋沿着与纵向梁相垂直方向的应力分布情况如图 5 和图 6 所示, 图例为与模型对应的不同侧移值。通过分析图 5 和图 6 可知: 在梁端负弯矩作用下, 除了纵向梁矩形截面内的纵筋之外, 与纵向梁平行的板顶和板底钢筋也参与了纵向梁的抗弯作用。

在框架结构模型分别达到抗震规范<sup>[1]</sup>给出的弹性层间位移角限值 1/550 和弹塑性层间位移角限值 1/50 时, 楼板钢筋参与梁端受力的范围有很大的不同。当结构在弹性范围工作, 即最大层间位移角小于 1/550, 此时结构发生的侧移值较小, 在 5.5 mm 之内。因而在楼板板顶和板底中只有少部分靠近纵向框架梁端位置的钢筋参与了抗弯作用, 如图 5 和图 6 中对应侧移值为 5.74 mm 钢筋应力曲线所示。当结构进入到弹塑性阶段后, 参与纵向梁端抗弯作用的板内钢筋数量随着侧移值的增大而增加, 楼板内钢筋应力值也随着侧移值的增大而增长。从图 5 和图 6 中可知: 侧向位移值为 58.5 mm 之前, 参与梁端抗弯作用的楼板钢筋数量随着侧移值的增大而迅速增加; 当侧向位移增加到层间位移角限值 1/50 (58.5 mm) 后, 参与抗弯作用的楼板钢筋数量增长开始减缓, 几乎全部的板顶钢筋都参与了纵向梁的抗弯作用。另外, 从图 5 还可看出, 距离梁端越近的楼板钢筋参与程度越大; 当与纵向梁端的距离大于 800 mm 时, 板顶钢筋在不同侧向位移下的应力变化趋于平缓。由图 6 可知, 板底钢筋对纵向梁抗弯作用的影响方式与板顶钢筋类似, 但其参与程度较板顶钢筋有所减缓, 当与纵向梁端的距离大于 600 mm 时, 可以认为板底钢筋对纵向梁的抗弯能力没有影响。由以上可见, 板筋对梁抗弯能力的贡献应结合结构的层间位移角来进行量化计算。

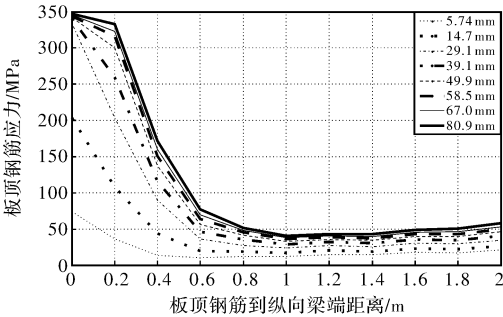


图5 内节点板顶钢筋应力分布曲线

2.2.2 边节点楼板钢筋应力分布

在不同的侧向位移下, 带楼板框架边节点

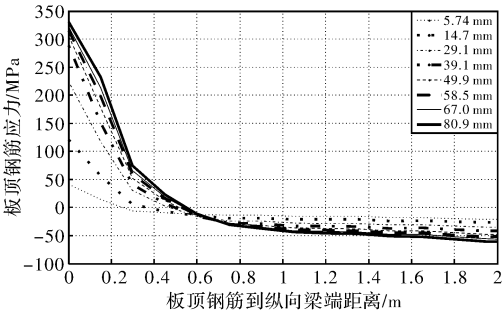


图6 内节点板底钢筋应力分布曲线

处, 离纵向梁端不同宽度处且与纵向梁平行的板顶和板底钢筋沿着与纵向梁相垂直方向的应力分布情况如图 7 和图 8 所示, 图例为与模型对应的不同侧移值。通过分析图 7 和图 8 中楼板板顶和板底钢筋在不同侧向位移下的应力分布可知: 边节点的楼板板顶和板底钢筋应力分布和内节点类似, 只是曲线更饱满, 表明其板筋单侧参与程度更高, 即在同一侧移值、同一位置处板筋的应力较内节点相同位置处更大, 折算所得的单侧有效板宽更大。

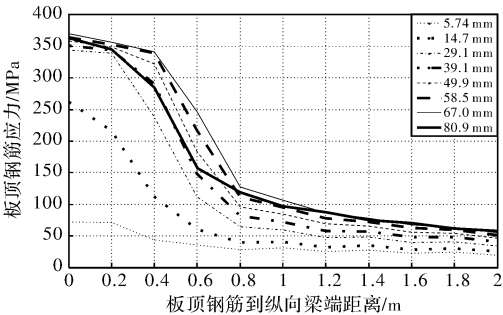


图7 边节点板顶钢筋应力分布曲线

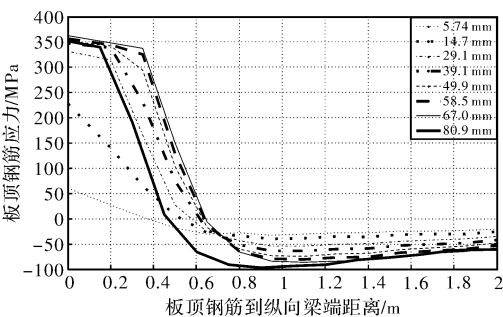


图8 边节点板底钢筋应力分布曲线

2.3 不同梁高和梁跨楼板钢筋应力分布

通过变化结构的梁高 (400 mm、450 mm、500 mm、550 mm) 和梁跨 (4.5 m、5 m、5.5 m、6 m), 来考察楼板钢筋的分布规律。由图 9 和图 11 可以看出: 随着梁跨或梁高的增加, 板顶钢筋参与的程度增大, 当与纵向梁端的距离大于

800 mm时,板顶钢筋在不同梁高和梁跨下的应力变化趋于平缓。由图 10 和图 12 可以看出:随着梁跨或梁高的增加,楼底板顶钢筋参与的程度增大。对于不同梁高,当与纵向梁端的距离大于 500 mm 时,可认为其对梁端抗弯无作用。对于不同梁跨,与纵向梁端的距离大于 700 mm 时,可认为其对梁端抗弯无作用。

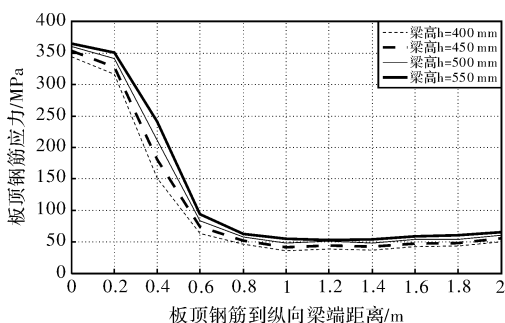


图9 不同梁高板顶钢筋应力曲线

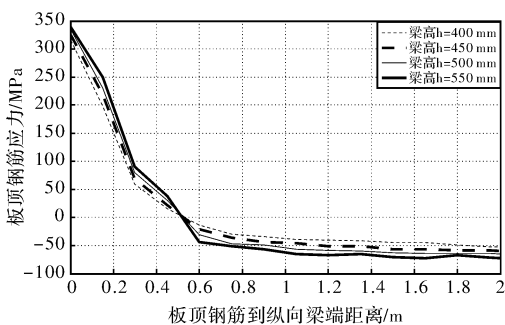


图10 不同梁高板底钢筋应力曲线

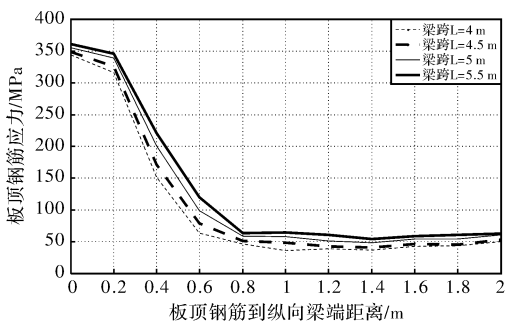


图11 不同梁跨板顶钢筋应力曲线

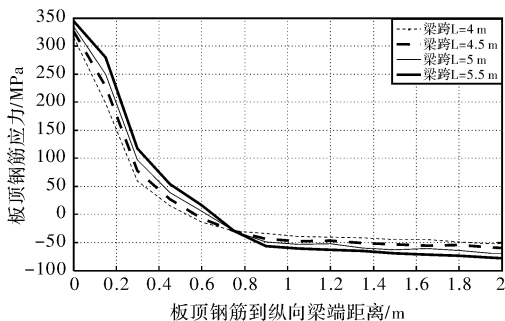


图12 不同梁跨板底钢筋应力曲线

### 3 楼板有效宽度

#### 3.1 计算原则

对楼板引起的梁端抗弯能力的提高,可采用楼板有效宽度来进行简化考虑。假定有效宽度范围内的楼板钢筋应变均等于梁钢筋应变,则根据有效宽度范围内楼板钢筋与梁钢筋承受的拉力之和等于全板宽范围内楼板钢筋与梁钢筋承受的拉力之和等效的原则,就可以计算出梁端截面的有效翼缘宽度。从图 5 和图 6 内节点钢筋应力分布曲线可知:楼板钢筋应力沿着横向梁方向并非均匀分布、而是曲线分布的,且离纵向梁端越远,楼板钢筋参与纵向梁抗弯作用的程度就越小。尽管在较大宽度范围内楼板钢筋均参与纵向梁抗弯,但是大部分的楼板钢筋都没能达到屈服,只有在离纵向梁端较小范围内的楼板钢筋达到了屈服强度。

设对应某侧移值的板顶钢筋实际应力分布曲线表达式为  $f_1(x)$ , 板底钢筋实际应力分布曲线表达式为  $f_2(x)$ , 梁端矩形截面内受拉钢筋应力为  $\sigma_s$ , 则简化后的楼板每侧有效宽度可按式<sup>[9]</sup>求得:

$$b_f = \frac{\int f_1(x) dx + \int f_2(x) dx}{\sigma_s} \quad (1)$$

#### 3.2 有限元分析结果

要全面准确的给出参与梁端截面抗弯作用的楼板有效宽度是比较困难的,因此只能从影响楼板有效宽度的几个主要因素出发来得出适用于设计的建议。本文在借鉴各国规范和以往研究经验的基础上,对于几个主要影响因素的考虑如下:

节点类型:分为内节点和边节点。楼板钢筋材性:分别采用 HPB235 和 HPB335 钢筋。侧向位移量:由于抗震规范<sup>[1]</sup>中要求框架结构在罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限制为 1/50,所以本文计算对应于层间位移角为 1/50 时刻的楼板有效宽度。梁高:400 mm、450 mm、500 mm、550 mm。梁跨:4.5 m、5 m、5.5 m、6 m。板厚:由于实际结构中板厚通常取 100~140 mm,变化不大,所以取定值 100 mm 厚度的楼板作为研究对象。

各种因素影响下的梁端截面楼板有效宽度计算结果列于表 1。由表 1 可以看出,节点类型对楼板有效宽度有显著的影响。边节点的楼板有效宽

度明显小于相同条件下的内节点。边节点处的直交梁更易发生扭转和弯曲, 将影响楼板纵向钢筋发挥作用。楼板钢筋材性对楼板有效宽度也有显著的影响。比较 HPB235 和 HPB335 两种材性的钢筋可知, 楼板钢筋的屈服强度越低, 楼板有效宽度越大。比较不同梁高和梁跨下楼板有效宽度的计算结果可以发现, 随着梁高和梁跨的增加, 楼板有效宽度逐步增大。

表 1 各种因素影响下的梁端楼板有效宽度计算结果

影响因素	参数值	楼板有效宽度/mm	建议取值/mm
节点类型	内节点	1 120	1 000
	边节点	860	800
板筋材性	HPB235	1 390	1 000
	HPB335	1 120	1 000
梁高/mm	400	1 120	1 000
	450	1 190	1 000
	500	1 250	1 000
	550	1 270	1 000
	4 000	1 120	1 000
梁跨/mm	4 500	1 240	1 125
	5 000	1 310	1 200
	5 500	1 350	1 200

3.3 建议取值

根据本文有限元分析结果, 同时借鉴各国规范和已有研究成果, 建议钢筋混凝土框架结构梁端楼板有效宽度取值如下: 对于两侧有现浇板的梁, 有效板宽取为从梁每个侧边向外不超过梁跨度的 1/8、6 倍板厚和梁肋净距的 1/2 的较小值。对于只有一侧有现浇板的梁, 有效板宽取为从梁每个侧边向外不超过梁跨度的 1/5、8 倍板厚和梁肋净距的 1/2 的较小值。

同济大学郑士举等人<sup>[10]</sup>通过对比试验和有限元模拟结果认为, 有限元分析结果总体上比试验结果偏大, 且双向地震作用下直交梁与楼板开裂、梁内纵筋或板顶钢筋可能超强等因素在计算中未予反映。因此建议将有限元分析结果以 0.7 倍折减。本文将有限元分析结果予以 0.8 倍折减, 折减后的有限元分析结果和建议取值的关系如图 13 所示。从楼板有效宽度有限元与建议取值比较图可以看出, 相同条件下建议取值大于折减后的有限元取值, 在工程实际应用中偏于保守。

4 结论

现浇楼板内板筋的参与程度直接受到侧向位

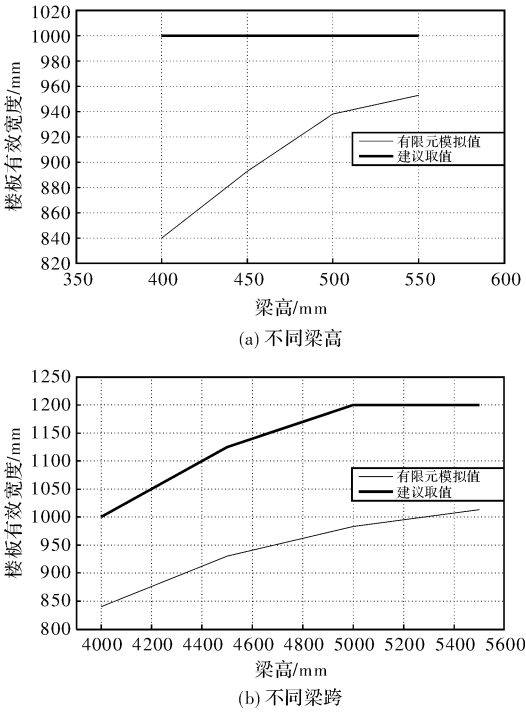


图 13 楼板有效宽度有限元与建议取值比较

移大小的影响, 侧向位移越大, 参与作用的板内钢筋就越多。板顶和板底钢筋在不同侧移下的应力变化不同, 板顶钢筋参与程度较板底钢筋大。节点类型和楼板钢筋材性对楼板有效宽度有显著的影响。比较不同梁高和梁跨下楼板有效宽度的计算结果发现, 随着梁高和梁跨的增加, 楼板有效宽度增大。给出楼板有效宽度的建议取值方法, 可供实际工程结构设计参考。

参考文献:

[1] GB50011-2001 建筑抗震设计规范[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.

[2] 蒋永生, 陈忠范, 周绪平. 整浇梁板的框架节点抗震研究[J]. 建筑结构学报, 1994, 15(6): 11-16.

[3] French C W, Moehle J P. Effect of floor slab on behavior of slab-beam-column connections [C]//Design of Beam-column Joints for Seismic Resistance, SP-123. Detroit, 1991.

[4] 肖从真. 汶川地震震害调查与思考[J]. 建筑结构, 2008, 38(7): 21-24.

[5] 清华大学土木结构组, 西南交通大学土木结构组, 北京交通大学土木结构组. 汶川地震建筑震害分析[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 1-9.

[6] 夏珊, 刘爱文. 汶川地震框架柱震害的初步分析[J]. 震灾防御技术, 2008, 3(3): 237-242.

[7] 王亚勇. 汶川地震建筑震害启示-抗震概念设计[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 20-25.

[8] 叶列平, 曲哲, 陆新征, 等. 提高建筑结构抗地震倒塌能力的设计思想与方法[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 42

- 50.

[9] 王素裹, 韩小雷, 季静. 现浇楼板对 RC 框架结构破坏形式的影响分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2009, 31(1): 66-71.

[10] 郑士举, 蒋利学, 张伟平, 等. 现浇混凝土框架梁端截面有效翼缘宽度的试验研究与分析[J], 2009, 25(2): 134-140.

Effect of Slab on the Performance of RC Frame Structures

Zhai Changhai<sup>1</sup>, Li Shuang<sup>1</sup>, Sun Yang<sup>1</sup> and Xie Lili<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China;

2. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China)

**Abstract:** In the 5.12 Wenchuan earthquake, one of the major failure modes of frame structures is the strong beam-weak column mode, which illustrates that the strong column-weak beam mode suggested by the Chinese seismic code fails to implemented. The performances of reinforced concrete (RC) frame structures with slab and without slab are analyzed using ABAQUS software. By comparing changes of stress at ends of beam and column and analyzing the change of stress of reinforcements in the slab, it concludes that the slab improves the flexural capacity of sections at the end of beam where under negative moments. Several influence factors of effective width of the slab corresponding to the end of beam, including the joint type, reinforcement material property, lateral deformation, height of beam, size of bay and thick of slab, are investigated. Then, a method to determine the effective width of the slab corresponding to the end of beam is presented.

**Key words:** frame structure; slab; strong beam-weak column; effective width of the slab