

关于无梁楼板结构的抗震能力

程懋堃

(北京市建筑设计研究院, 北京 100045)

作者简介: 程懋堃, 北京市建筑设计研究院顾问、总建筑师、全国工程勘察设计大师、国家建筑抗震及消防规范制定首席高级工程师、建筑界结构权威

[摘要] 关于无梁楼板结构的抗震能力介绍了无梁楼板(板柱结构)的历史沿革以及美国某板柱结构经受强震的情况。概括了板柱结构的安全性、节约性和抗震性能。附图讲解了《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)公式(6.6.4)所需要的构造要求及其做法。给出了板柱结构的设计步骤和设置抗震墙的详细要求。在计算中应由抗震墙承担全部地震作用,并注意验算柱周边板的抗冲切承载力。抗冲切宜采用栓钉,板厚小于 300mm 者不宜采用箍筋。

[关键词] 混凝土结构; 无梁楼板; 抗震性能; 构造建议

中图分类号: TU375.43 文献标识码: B 文章编号: 1002-848X(2011)09-0108-03

Seismic capacity of flat slab column structure

Cheng Maokun

(Beijing Institute of Architectural Design, Beijing 100045, China)

Abstract: The application of flat slab column structure in earthquake zone is described and the performance of a flat slab building in strong earthquake in America is introduced. The merit and demerit of seismic capacity of flat slab structure are summarized. The detailing requirements of the formula (6.6.4) in Code for seismic design of buildings (GB50011—2010) of China is explained with drawings. Design steps is summarized and the requirements of adoption of shear wall is introduced in detail. Earthquake action must be beared by shear wall totally in calculation. The design methods and detailes are provided. The calculation of punching shear capacity of slab should be paid attention to designer. Shear studs have better punching shear capacity. Hoopings are not suitable in slabs of thinner than 300mm.

Keywords: concrete structure; flat slab structure; earthquake resistant capacity; detail design

1、 综 论

无梁楼板, 英文名 (flat slab) 一般指带有柱帽或托板的平板结构 (见图 1); 无梁平板, 英文名 (flat plate) 一般指不带柱帽或托板的平板结构 (见图 2)。

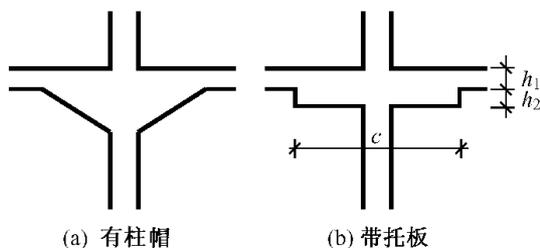


图 1 无梁楼板

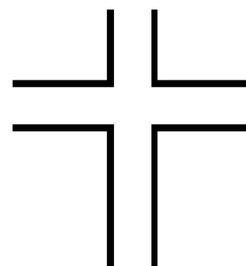


图 2 无梁平板

另外一个名词, 近年用的比较多, 即板柱结构, 加抗震墙的称为板柱-抗震墙结构。这个名词在国外用的较少, 一般用在节点上, 如 slab-column joint。无梁楼板结构, 或称板柱结构, 是一种比较好的楼板结

构，因为这种结构具有施工简便、施工速度快、楼层净高较高（因而在同样净高的条件下，可以降低层高）、管道穿行方便等优点，是目前降低土建成本的最好方法。所以在国外，尤其在北美洲应用很广，包括地震区和非地震区，应用都很普遍。这种结构广泛应用于住宅、办公楼、停车楼以及其他工业与民用建筑。这些国家最常用的楼板形式是“无梁平板”，也即无柱帽也无托板的平板，整个楼板厚度是同一的。这种结构模板最简单，施工速度可以更快。

无梁楼板结构 1906 年第一次在美国芝加哥建成。当时并没有很科学的设计方法，是作为专利产品出售。由业主将需要的柱网尺寸（当时一般是 20ft × 20ft，约相当于 6m × 6m）、层高、层数、荷载大小（当时允许的活荷载一般为 100lb / ft²，约相当于 5kN / m²）等等数据，提交承包商，由他们按合约时间建造完成，然后按合约规定，在 4 个左右区格（即柱网）内，进行堆载试验，一般加载时间为 1 ~ 3d，到时候板无明显下垂、开裂等现象，即作为完成合约，交付使用。

以后，随着技术发展，有了计算方法，即现在还常用的“经验系数法”：

$$M_0 = \frac{1}{8} q l_x \left(l_x - \frac{2}{3} c \right)^2 \quad (1)$$

美国规范规定，计算跨度 l_x 按净跨 l_n 计算，如两边支承柱中-中跨度为 l_0 ，假定 $l_n = 0.9l_0$ ，则按净跨计算的 M_0 ，大约是按中-中跨度计算的 80%。

上世纪 50 年代，我们在北京设计建造了一批冷藏库，都是无梁楼板建筑，有肉库、水果库、蛋库等。

当时都是按苏联规范和资料进行设计，有一本从俄文翻译过来的书，名为《无梁楼盖》，里面介绍苏联曾建造了 9 个区格的无梁楼板足尺模型进行荷载试验。楼板的配筋计算按上述的“经验系数法”，在 M_0 的计算中采用柱子中-中跨度。从试验结果发现，配筋富余很多，因此，规定以后在设计中都应将计算所得 M_0 乘以 0.7。当时，我们设计的那批冷库都是按 M_0 乘以 0.7 设计的。从 20 世纪 50 年代至今未发现结构有问题。而我们现在的设计，都按中跨计算， M_0 未做任何折减，所以比苏联方法多用大约 40% 的钢筋（ $1.4 \times 0.7 \approx 1.0$ ）！比美国的按净跨计算方法也多 25%（ $1.25 \times 0.8 = 1.0$ ）！所以，我们现在所设计的无梁楼板结构，从楼板本身承受竖向荷载来看，实在是富余太多了！有的书上说，设计无梁楼盖须遵守以下三条要求：1）每方向不少于 3 跨；2）各跨的跨度相差不超过 20%；3）各跨荷载基本均匀。以上三条要求都是错误的。这些要求实际上是对经验系数法进行设计时的要求（也即近似法的要求）。如果不满足以上三条要求则不能采用经验系数法，但是可以采用其他方法，例如等代框架法等等。所以，对于无梁楼板结构不应该有这三条限制。把不应该作为限制的条文拿来作为限制，是我们现在某些作者的“常见病”。

又比如带柱托板楼板（见图 1（b）），有的书上写托板宽度 c 必须满足： $c \geq (1/6) l$ ， l 为无梁楼板跨度。实际上这个要求是：计算板支座负弯矩配筋时，如果把图 3 中的（ $h_1 + h_2$ ）都考虑进去，则 c 不能太短，否则可能不满足弯矩包络图的要求。如果计算负弯矩配筋时，不考虑 h_2 的有利作用，只将 h_2 作为满足抗冲切承载力要求作用时， c 的长度就不一定非满足 $c \geq (1/6) l$ 不可。

所以，我们在使用规范条文，以及在看书学习的时候，一定要认真注意规范条文要求的背景和来源，以免误用。

2. 无梁楼板结构的抗震性能

关于无梁楼板的抗震性能，有一种看法认为其抗震性能不好，应在地震区限制使用，以致《建筑抗震设计规范》(GB50011—2001)^[2]（简称2001版《抗震规范》）所规定的板柱-抗震墙结构的最大适用高度，7度区只有35m，8度区只有30m。全国兴建的冷藏库由于隔热保温和荷载使用要求，基本都采用无梁楼板结构，其中有相当一部分是由商业部设计院设计的，结构工程师感觉2001版《抗震规范》所给出的最大适用高度太低了，不适用也不经济。他们来咨询我，我的观点是规范归规范，设计归设计，有了抗震墙和良好的抗冲切措施，建得高也没有问题，实在不行就开专家论证会，做超限审查。我还专门写了一篇文章《关于板柱结构的适用高度》。2010版《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)^[3]（简称2010版《抗震规范》）编制时由于大家的努力，终于将板柱-抗震墙结构的适用的最大高度加以放宽，7度区放宽到70m，8度区放宽到55m，放宽了不少。

有一个概念需要解释一下，《抗震规范》中的表6.1.1中的各种结构“适用的最大高度”，不是“限制高度”，它是说规范所规定的计算方法、构造措施等等，只适用到一个最大高度，例如对于7度区的抗震墙结构，只适用到120m高度，超过此高度的结构应该采用比规范规定更严格的设计、构造要求，而不是不能超越这个高度。现在常用的“超限审查”的规定其中之一就是当结构超过规范“适用的最大高度”之后，由国家规定的机构聘请专家，提出各种设计、构造要求。至于“超限”这个词，不太准确，因为规范中并无“限制”一说。

所以，板柱-抗震墙结构的高度，如果超过《抗震规范》表6.1.1中的适用的最大高度，可以采用进一步的加强措施，申请“超限审查”，听取专家们的意见，是可以满足增加高度的要求的。

2.1 无梁楼板结构抗震性能

2.1) 板柱结构具有一定的抗震能力

板柱结构宜设置抗震墙，并非必须设置。未设置剪力墙的板柱结构在地震时也可以表现出不错的性能。1971年美国洛杉矶圣斐南多（San Fernando）发生强震，有一栋假日酒店（Holiday Inn）为板柱结构，7层，无抗震墙，虽然由于较大的侧移使非结构构件受到很多破坏，但是在板柱节点处并未发生冲切破坏。

这是一栋7层的板柱结构，横向3跨，平均柱中距为6.25m，柱截面为边长450mm的方柱。板的厚度除层2为250mm外，其余各层均为216mm。建筑物周边的裙梁截面为400mm×550mm。在建筑物的首层、层4和顶层设置了强震仪。在发生地震后的最初6s，结构的振动周期为0.7s。9s以后振动周期变成1.5s。主体结构除了柱边负弯矩区受弯开裂外，其他并无多大损坏。从此实例可以看出，比之梁板结构，板柱结构的抗震能力更好一些。

值得一提的是该建筑物的柱和板的截面，比我们现在设计常用的截面偏小。在我国8度区（洛杉矶实际上相当于我国的9度区）设计这样一栋7层的板柱结构，如果要满足位移要求，柱截面要不小于

650mm，板厚将为 250 ~ 300mm，9 度区还要大。因此，按我国规范建成的建筑，遇到同样的地震时，位移会小得多，非结构构件的损坏也将少得多。但是，这样的位移也会造成损失，应尽量减少或避免

1976 年唐山地震时，北京和天津的震害调查都表明，框架结构的震害较严重。2008 年四川汶川地震的震害也表明，框架结构的震害较重，主要表现在难以实现“强柱弱梁”。距汶川大地震震中仅 60km 的西华大学安德校区图书馆，采用的就是无梁楼盖结构，地震时正处于待装修期间，地震后大楼整体结构完整无损，板柱结构完好，无一处裂缝，使其得以续用。为了实现“强柱弱梁”的目标，规范规定通过柱端弯矩增大系数提高柱在轴力作用下的正截面受弯承载力，2010 版《抗震规范》进一步提高了增大系数，但是要确定梁端实配的抗震受弯承载力仍然有两个不确定因素，一是钢筋屈服强度超强，二是楼板的有效宽度取值。这两个因素导致梁端实配的抗震受弯承载力不能确定，因此尽管提高了增大系数仍然不能确定是否能够实现“强柱弱梁”。由此来看，板柱结构可以避免“强梁弱柱”，因此板柱结构的抗震性能并不一定比框架结构差，尤其是在层数不多、柱截面不大的情况下。

2.3 板柱结构抗震设计的有关要求

我国《抗震规范》从 2001 版开始，对板柱-抗震墙结构提出了较好的抗震设计要求，要点综述如下：

(1) 抗震墙应承担结构的全部地震作用。各层板柱和框架结构，应能承担不少于各层全部地震作用的 20%。

(2) 沿两个主轴方向通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积应符合：

$$A_s \geq N_G / f_y \quad (2)$$

式中： A_s 为板底两个方向连续钢筋总截面面积； N_G 为在本层楼板重力荷载代表值作用下的柱轴压力设计值； f_y 为楼板钢筋的抗拉强度设计值。

2010 版《抗震规范》增加了一条重要的要求，即第 6.6.4 条第 4 款：“板柱节点应根据抗冲切承载力要求，配置抗剪栓钉或抗冲切箍筋。”但最好要明确，应优先选用抗剪栓钉，这点在文 [1] 中已论及。

图 3 ~ 5 是从国外文献中摘出来的用以说明板

柱抗冲切配筋的插图。图 4, 5 表示板底钢筋的作用及其具体做法。《抗震规范》要求的板底配置连续钢筋，实际工程中没有如此长的钢筋，图 5 表示几种搭接做法，可供参考。图 6 则是板柱结构的试验结果，共 3 条曲线，曲线 1 是未配抗冲切钢筋的，曲线 2 是配置了箍筋的，曲线 3 是配置了抗剪栓钉的。可以看出配栓钉的板柱结构的效能远好于箍筋。

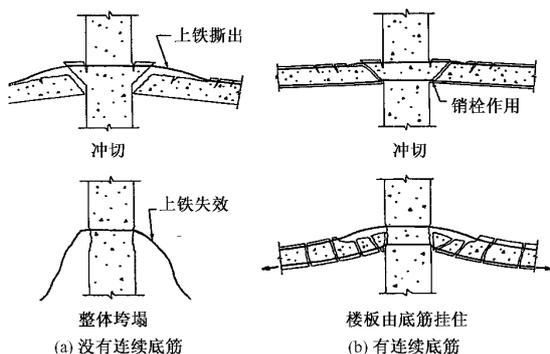


图 3 正确锚固的底筋有效防止破坏

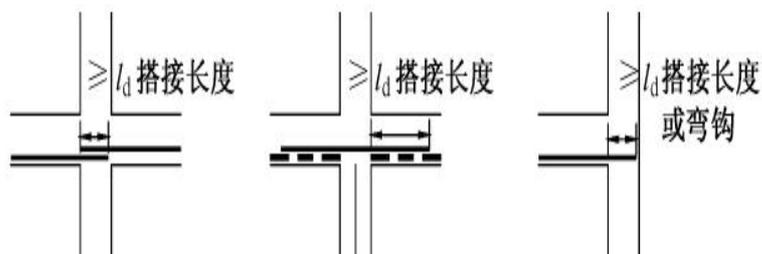


图 4 提供有效底筋的方法

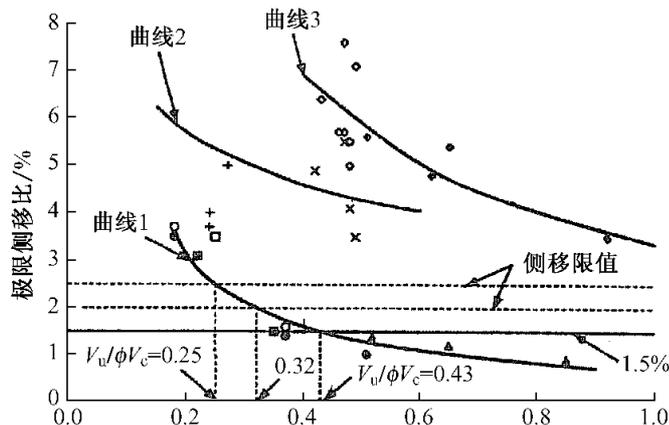


图 5 各种抗冲切钢筋的效能

《抗震规范》中有一条要求不一定正确，在 2010 版的第 6.6.2 条第 3 款和 2001 版的 6.6.3 条都有相同的内容：“8 度时宜采用有托板或柱帽的板柱节点，托板或柱帽根部的厚度（包括板厚）不宜小于柱纵筋直径的 16 倍……”。

《抗震规范》第 6.3.4 条第 2 款要求框架结构梁纵筋直径不应大于柱在该方向截面尺寸的 1/20，这条规定在国外规范中也有，我们在试验中也验证了这个要求。这是因为在地震时梁纵筋的应力变化大，有时受拉，有时受压，容易破坏混凝土对钢筋的握裹力，产生滑移。但柱纵筋的应力因为有竖向荷载，不至于产生拉、压变化。虽然规范要求托板和柱帽根部厚度的最小值为 16d（d 为柱纵筋直径），是 20d 的 80%，有所减少，但不能简单地打个八折来规定不应有的要求。以柱纵筋直径 25mm 计，此时厚度至少要 400mm 才能满足规范的要求。而且规范未明确对 7 度以下地区是否也有 16d 的要求。如果有此要求，则无梁平板（即无柱帽也无托板）结构基本上不可能存在，因为厚度 400mm 的平板是很不经济的。然而实际上无梁平板是很好的结构形式。

再查一下美国规范，在 ACI318-08（2008 年混凝土规范）^[4] 中，规定板厚不能小于抗剪（冲切）钢筋直径的 16 倍，也就是板厚 ≥ 16 倍箍筋直径，而不是柱纵筋直径。这是否是我们编制规范的同志们的笔误呢？

3 板柱结构的设计步骤

（1） 确定是否设置剪力墙。一般 12m（3 层）为，超过 12m 设置剪力墙；墙的数量宜多于一般框架-剪力墙结构的墙。

（2） 周边宜设置框架梁。

（3） 抗震墙应承担结构的全部地震作用。各层板柱和框架结构，应能承担不少于各层全部地震作用的 20%。

（4） 验算柱周边板的抗冲切承载力，注意应加上不平衡弯矩引起的附加剪应力。

（5） 在不影响使用的前提下，尽量设置托板。冲切验算应验算两处截面：柱帽与柱相交处以及柱帽与板相交处。

（6） 宜采用栓钉抗冲切，尤其是板厚 $< 300\text{mm}$ 的情况，抗冲切不宜采用箍筋的形式。

(7) 沿两个主轴方向通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积应符合 $A_s \geq N_G / f_y$ 的要求。连续钢筋的形式可参考 2.3 节中的图 3。

4.4 下部结构分析

工程采用 ETABS 对隔震结构进行动力分析，但对于下部大底盘框架结构进行施工图设计需要人工整理内力计算配筋，为了便于分析判断，还采用 PKPM 程序的简化计算方法——隔震层等效刚度法进行了分析。表 10, 11 为计算数据的对比。由表中数值可知，两模型隔震周期比较接近，相差在 5% 以内。PKPM 等效刚度法计算所得层剪力与 ETABS 层剪力比较接近，且均大于 ETABS 的结果。由此可知，PKPM 等效刚度法与 ETABS 时程分析法计算结果基本吻合，满足工程设计精度要求，可作为简化计算方法对下部结构进行施工图设计。

PKPM 与 ETABS 软件计算的隔震周期对比 / s 表

周期	PKPM	ETABS
隔震(小震)	1.94	1.89
隔震(中震)	2.32	2.35

PKPM 与 ETABS 软件计算的层剪力对比 表

地震力水平	结构部位	V_p (PKPM) /kN	V_e (ETABS) /kN	V_e / V_p
小震 X 向	层 2 平台	29 571.9	28 761	0.972 57

小震 Y 向	层 1 平台	44 470.57	43 620	0.980 873 4
	层 2 平台	29 130.15	26 170	0.898 381 9
中震 X 向	层 1 平台	41 853.83	34 370	0.821 191 3
	层 2 平台	84 318.9	81 950	0.971 905
中震 Y 向	层 1 平台	127 162.51	104 800	0.824 142
	层 2 平台	81 769.63	66 800	0.816 318
	层 1 平台	118 069.59	85 800	0.726 605

5 结语

(1) 工程采用整个隔震体系是可行的，达到了预定的隔震目标。

(2) PKPM 中的等效刚度法作为一种针对隔震结构的简化计算方法，能够满足工程精度要求，并可提高此类结构的设计效率。

致谢：感谢中国建筑科学研究院戴国莹研究员，北京市建筑设计研究院柯长华、齐五辉、薛慧立总工程师和清华大学陆新征博士的指导和审核。

参 考 文 献

- [1] 崔京浩, 党育, 杜永峰, 等. 基础隔震结构设计及施工指南 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007.
- [2] ANIL K CHOPRA. 结构动力学理论及其在地震工程中的应用 [M]. 谢礼立, 吕大刚, 等译. 北京: 高等教育出版社, 2005.
- [3] GB50011—2001 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [4] 黄襄云. 层间隔震减震理论分析和振动台试验研究 [D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.
- [5] 祁凯. 层间隔震结构工作机理研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(4): 239-243.
- [6] 周福霖. 工程结构减震控制 [M]. 北京: 地震出版社, 1997.
- [7] 徐忠根, 周福霖. 底部两层框架上部多塔楼底层隔震数值模拟与试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25