

高层建筑薄弱连接混凝土楼板应力分析及抗震设计

扶长生¹ 刘春明² 李永双² 应俊¹

(1 上海长福工程结构设计事务所 200011; 2 北京金土木软件技术有限公司 100044)

[提要] 楼板作为水平抗侧力构件,在承受和传递竖向力的同时,把水平力传递和分配给竖向抗侧力构件,协调同一楼层中竖向构件的变形,使建筑物形成一个完整的抗侧力体系。连接两个主体结构连接板是楼板的薄弱部位,针对薄弱连接板的平面内应力分析及其抗震设计,采用分块刚性力学模型作一些探讨。工程实例表明,时程分析法反映了连接板两端主体结构潜在反相运动产生的平面内应力增大效应。对于连接板的截面设计,推荐采用主拉应力表达式。小震作用下,按裂缝控制等级二级,采用混凝土抗裂强度标准值作为控制连接板混凝土核心层开裂的指标。中震作用下,采用水平钢筋的抗拉强度设计值作为连接板承载能力的指标。

[关键词] 水平抗侧力构件 连接板 平面内应力 中震分析

Structural Seismic Design and Analysis of Linking RC Slab in Tall-building/Authors: Fu Changsheng¹, Liu Chunming², Li Yongshuang², Ying Jun¹ (1 Shanghai ChinaFu Structural Design Inc., Shanghai 200011, China; 2 Civil King Software Technology Co., Ltd., Beijing 100044, China)

Abstract: In seismic design of buildings, floors are horizontal elements of the lateral force resisting system, which play an important role in transferring and distribution of the horizontal forces generated by earthquake excitations to vertical elements of the lateral force resisting system. The linking slab, connecting two main structures at its two ends, is the weak place of the floor. A procedure for analysis of in-plan stresses of the linking slab is proposed. It is shown that the potential out-phase motion of the two main structures would cause the stress concentration in vicinity of holes and corners of the slab, which could be observed in the results obtained by time history analysis. It is suggested that the formula for design of reinforced concrete linking slab under the horizontal seismic action would be the expressions in terms of the principal tensile stress.

Keywords: horizontal elements; lateral force resisting system; linking slab; in-plane stresses; medium strong seismic analysis

1 钢筋混凝土楼板在地震中的作用

《建筑抗震设计规范》(GB50011—2001)(以下简称抗规)的抗震设计方法以反应谱理论为基础,以重现周期为设防目标,以构造措施保证结构具有足够延性,称作基于承载力和构造保证延性的设计方法^[2,3]。在地震过程中,楼板自始至终地在传递和分配水平力,协调同一楼层中竖向构件的变形。因此,应该赋予它比竖向抗侧力构件更高的抗震性能。延性设计思想,结构的延性耗能机制不应体现在楼板之中。相反,应该采取各种措施保证楼板的抗震性能目标为 B_c 。即小震作用下达到性能水准 $1a$,中震作用下达到性能水准 $1b$,大震作用下达到性能水准 2 ^[4]。楼板的抗震设计,除了需要考虑竖向力引起的平面外弯矩、扭矩和横向剪力以外,尚应该考虑在协调变形、传递和分配水平力时产生的平面内剪力和轴力。然而,现浇钢筋混凝土楼板平面内几乎无限刚性的物理力学性能使人们对楼板的平面内应力没有给予应有的重视。在目前的设计中,往往只是在竖向荷载的作用下,确定楼板的厚度和配筋。对厨房和卫生间等小跨度的楼板,厚度有时只取 90mm 。分离式的配筋方式还常常能看到。

楼板的抗震设计研究成果已经在美国的UBC-97, ASCE 7-95, ACI 318-95等规范中得到了体现^[5]。《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002)(简称高规)也制订了关于楼板设计的若干条款^[6]。例如,第4.3.6条~第4.3.8条和第4.5节对楼板的构造措施分别作了比较详细的规定。表8.1.8规定了横向剪力墙沿长方向的间距。第10.2.3条第6、7款规定了对于框支剪力墙结构长矩形平面建筑中落地剪力墙的间距和落地剪力墙与相邻框支柱的距离。第10.2.18条对转换层楼板的抗剪设计提出了要求。第10.6.3条对多塔楼结构大底盘屋面楼板厚度做出了规定。对楼板平面内应力的分析手段和方法,我国规范未作明确的规定。针对结构平面具有楼板局部不连续时,对楼板薄弱部位的平面内应力分析及其抗震设计,采用分块刚性力学模型作一些有益的探讨,给规范中构造措施的具体落实提供一些计算依据。

2 薄弱连接板及其受力特点

抗规对楼板的尺寸和平面刚度急剧变化,例如,有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50% ,或开洞面积大于该层楼面面积的 30% ,或较大的楼层错层等都

定义成楼板局部不连续。哑铃形平面中的哑铃把,刚性连接连体结构中的连接体以及楼板开大洞等都具有楼板局部不连续的不规则性,是楼板的薄弱部位。薄弱楼板的两端往往连接着两个主体结构,协调着主体结构在地震作用下的变形,形成一个抗震单元。定义这些薄弱部位为薄弱连接板,简称连接板。连接板往往不符合刚性楼板的假定。在地震作用下,它有可能早于竖向抗侧力构件发生破坏。一旦破坏,两个主体结构成为两个独立的双塔,完全改变了结构的动力特性,改变或降低或破坏了结构的抗震承载能力。因此,连接板的应力分析和抗震设计就显得十分重要。

连接板两端的主体结构有着各自的自由振动特性。在地震波激励下,两个主体结构不仅会发生同相运动,还会发生反相运动。潜在的反相运动将增大连接板在协调两端主体变形时产生的平面内应力。它们在连接板的截面设计中有时会起到控制作用。当采用弹性楼板力学模型,总刚度矩阵中计入连接板的实际刚度,连接板内力是可以计算的。但是对于上述的应力增大效应,应用振型分解反应谱分析法难以得到反映,因为反应谱法中的地震作用是不具备相位的。其次,在结构的前几个振型中一般不具有方向相反的振型。存在于高振型中的反相振型,对于整个结构地震反应的贡献是相当有限的。因此,振型分解反应谱分析法计算得到的连接板的平面内应力往往偏小、不安全。当连接板两端的主体结构对称或基本对称时,板中的应力将有可能成倍地偏小。振型分解反应谱分析法的计算结果不能直接作为配筋依据。

应用通用有限元程序建立全弹性楼板力学模型,作三维时程分析是对连接板应力作精确分析的最有效

方法。但是,精确分析需要的计算工作量很难满足设计周期的要求。以下应用分块刚性力学模型对连接板应力作实用分析。

3 分块刚性力学模型

分块刚性力学模型认为连接板两端主体结构的楼板仍符合无限刚的假定,对连接板,放弃无限刚的假定,采用弹性楼板模型。分块刚性把一个楼层平面模拟成为用弹性连接板连接的两块或若干块刚性隔板,它们有各自的质心和刚心。地震时,刚性隔板分别平动以及绕各自的刚心扭转并通过连接板协调变形^[1]。为了方便表示,图1仅给出了两块刚性隔板的示意图和对应的弹簧质量系统计算简图。

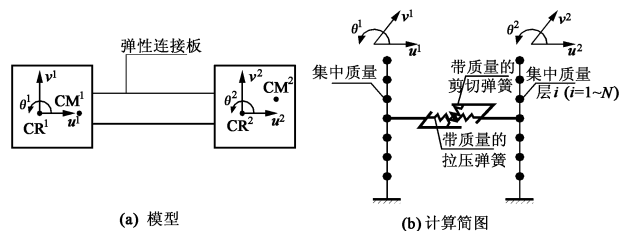


图1 分块刚性模型与计算简图

一个楼层平面凝聚为6个自由度,即4个平动自由度及2个扭转自由度。采用带质量的拉压弹簧和剪切弹簧模拟弹性连接板。应用ETABS程序,可以直接建立分块刚性模型。程序可以采用振型分解反应谱分析法对结构作地震反应分析,也可以直接输入地震波作时程分析。程序的后处理可以同时输出数字文件和图形文件^[7]。

4 连接板的应力分析

下面通过实例来说明连接板的分析及抗震设计。

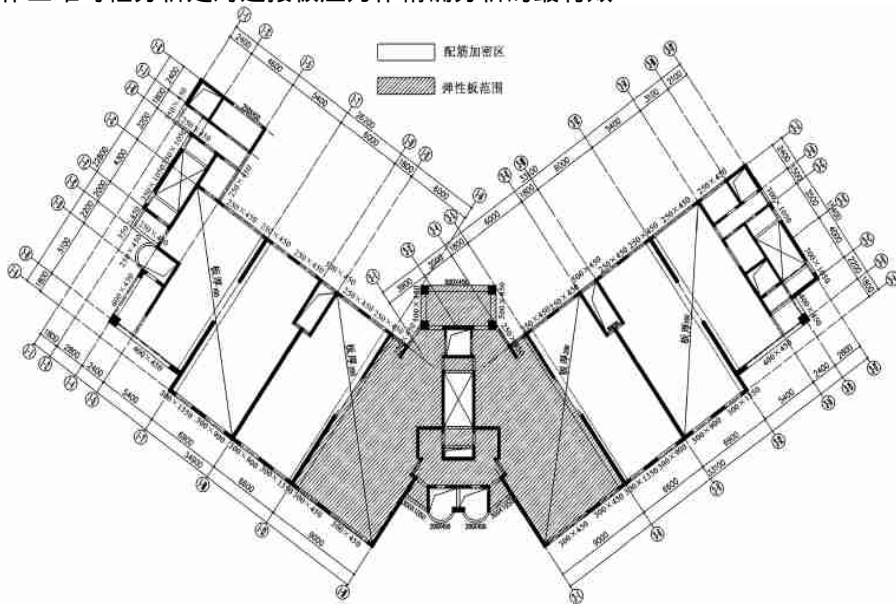


图2 15#楼结构标准层平面

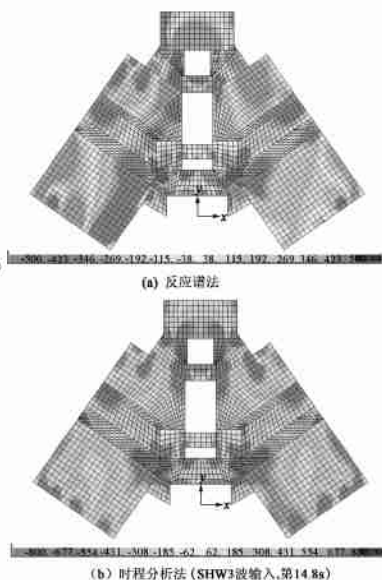


图3 第10层连接板应力 S_{11} 分布云图($0.5 \times 10^{-2} \text{MPa}$)

计算软件		SATWE	ETABS
第一振型	周期(s)	2.11	2.01
	方向角(°)	170.9	160.1
	平扭动系数	0.98(0.96+0.02), 0.02	1.00(0.94+0.06), 0.00
第二振型	周期(s)	1.94	1.90
	方向角(°)	81.5	73.8
	平扭动系数	0.99(0.02+0.97), 0.01	1.00(0.07+0.93), 0.00
第三振型	周期(s)	1.60	1.56
	方向角(°)	56.7	74.7
	平扭动系数	0.05(0.02+0.03), 0.95	0.01(0.00+0.01), 0.99

4.1 弹性分析

图2是上海阳光水景城15#楼的结构平面,为不等边L形平面,L形的肢长约33.1~34.9m,肢的典型宽度15.4m。肢之间的夹角110°。 $l/b > 2$, $l/B_{max} > 35\%$ 。除框支层和屋顶层以外,楼盖系统采用预应力平板,L形的两个肢实质上是结构的两个主体。主体之间用楼梯平台板、候梯厅楼板等连接。有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的50%。L形的双肢中设凹槽,槽宽1.8m,槽深4.3m,为肢宽15.4m的28%。立面无突出或收进。地下1层,层高5m;地上31~32层,首层层高5.7m,层2层高3.28m,其他各层层高2.98m。檐口标高95.4~98.38m。小塔楼塔顶结构标高102.88m。采用部分框支剪力墙结构,层1框支,采用宽扁梁转换形式。工程7度抗震设防。剪力墙抗震等级:底部加强部位二级,非底部加强部位二级。框支框架抗震等级一级。混凝土强度等级:层1~5为C50,其余各层为C40。计算结果表明,最大位移比 > 1.2 。结构不规则性归纳如下:1)竖向抗侧力构件不连续,层1框支;2)平面凹凸不规则,L形平面中 $l/b > 2$, $l/B_{max} > 35\%$;3)连接板局部不连续,有效连接板宽度小于该层典型连接板宽度的50%;4)扭转不规则,楼层的最大弹性水平位移(或层间位移角)大于该楼层两端平均值的1.2倍。

结构标准层平面和弹性连接板的范围见图2。其自由振动特性参数汇总于表1。应用ETABS程序采用分块刚性模型分别按振型分解反应谱法和时程分析法作连接板应力分析。考虑到震源机制、地震波的传播途径和场地的地质条件三个要素,时程分析法中选取

了上海市抗震规程DBJ08-9-2003中规定的三条时程曲线SHW2波,SHW3波和SHW4波。程序自动确定左右两块刚性楼板各自的质心和刚心。层间位移角和位移比较大的楼层往往是连接板应力的控制楼层。图3给出了振型分解反应谱法得到的层10顶板应力 S_{11} 的分布云图,同时也给出了沿y方向输入SHW3波作弹性时程分析得到的应力分布云图。高应力区集中在洞口边缘及核心筒和L形两个肢连接处的南北两侧,充分反映了开洞引起的应力集中及双肢的变形对连接板根部处应力的影响。

振型分解反应谱法中,程序计入了左右两个主体结构在同相位平动中的位移差及绕各自刚心转动引起的位移差。时程分析法中,不仅考虑了上述同相位的位移差,还计入了潜在相位差引起的错动。如预期的那样,时程分析法求得连接板的应力要高于反应谱法。应用摩尔应力圆求出最大剪应力 τ_{max} 和主拉应力 σ_1 。表2列出了有代表性的层10,21和31顶板中北侧电梯井和楼梯间之间宽2.2m连接板中的最大剪应力 τ_{max}

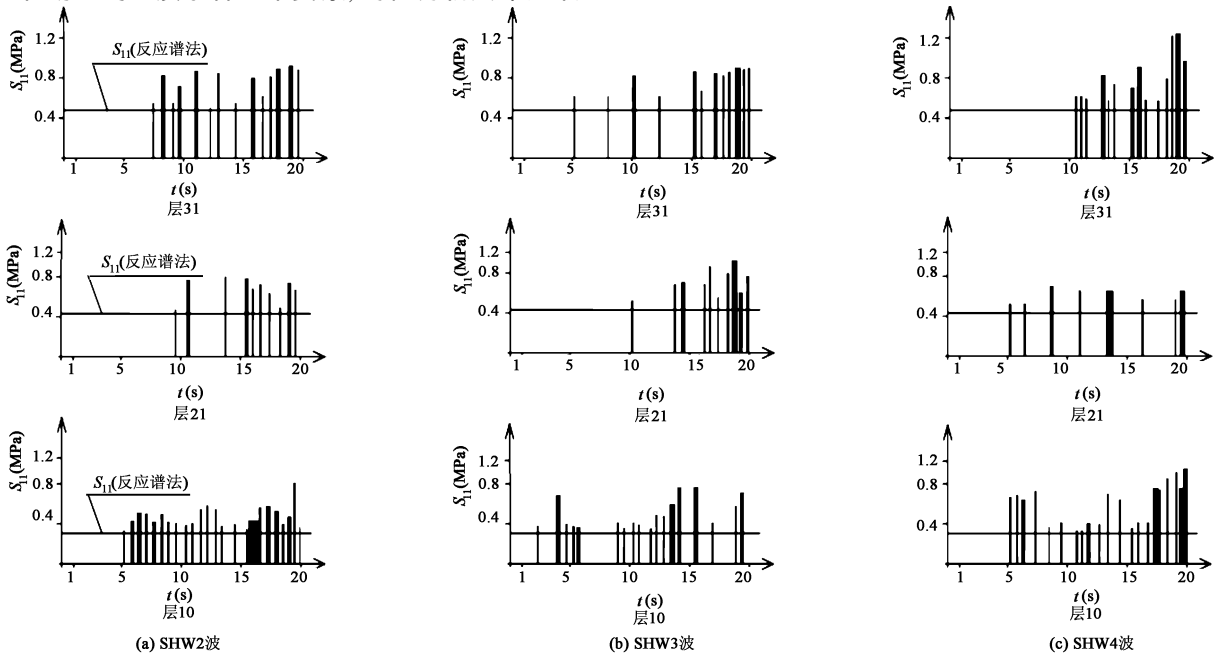


图4 连接板最大正应力 S_{11} 柱状超越图

和最大主拉应力 σ_1 ，及其对应的时刻。图 4 是三条波作用下 S_{11} 的柱状超越图。它记录了时程分析计算所得的 S_{11} 超越反应谱法结果的时刻、时间段、峰值及分布状况。以 SHW4 波的层 10 顶板结果为例，在地震波持续时间 20s 内，超越振型分解反应谱法的结果达 21 次，最长超越时间 0.12s，累计时间 1.58s，最大峰值 1.08MPa，发生在 $t = 19.98s$ 时刻。超越率为 7.9%，最大超越为 360%，大多分布在 $t = 5 \sim 20s$ 的范围内。上述分析结果说明了建立分块刚性模型应用时程分析法计算连接板应力的必要性。

4.2 中震分析

当结构遭到罕遇地震时，通常已经完全进入了塑性状态。大震设防水准下的应力分析应该是建立分块刚性模型进行弹塑性动力分析。然而，在中震设防水准下，结构往往是在个别部位刚刚出现塑性铰，在工程意义上可以近似地认为结构整体上仍处于弹性状态。它的刚度退化的非线性特征主要取决于混凝土材料的本构关系和细微裂缝的开展。因此，在弹性分析和推覆分析的基础上，应用考虑刚度退化的线性外插法对连接板作实用中震分析。中震应力为

$$S_{中震} = \beta R_s S_{小震} \quad (1)$$

式中： β 为中震放大系数， $\beta = 100/35 = 2.86$ ； $S_{小震}$ 和 $S_{中震}$ 分别为小震和中震应力； R_s 为结构的非线性修正系数，可以从推覆分析能力谱图和设计反应谱曲线中求得， R_s 定义为

$$R_s = \alpha_{中震} / \alpha_{小震} \quad (2)$$

其中 $\alpha_{小震}$ 和 $\alpha_{中震}$ 分别对应于小震和中震时结构基本周期或结构等效单自由度体系周期的地震影响系数，按抗震规范中建筑结构地震影响系数曲线公式确定。

4.3 推覆分析

目前，推覆分析应用于框架结构是比较成熟的。

连接板最大剪应力和主拉应力 (MPa) 表 2

楼层	分析方法	时刻 (s)	最大剪应力 τ_{max}	主拉应力 σ_1	主拉应力平均值 $\sigma_{1, avg}$	小震主拉应力标准值 $\sigma_{1k, 小震}$	中震主拉应力设计值 $\sigma_{1, 中震}$
层 31 顶板	振型分解反应谱法		0.22	0.46	0.46	0.46	1.62
	时程分析法	SHW2 波 $t = 18.96$	0.54	1.12			
		SHW3 波 $t = 19.18$	0.53	1.10	1.17	1.17	4.11
		SHW4 波 $t = 19.30$	0.64	1.30			
层 21 顶板	振型分解反应谱法		0.20	0.42	0.42	0.42	1.48
	时程分析法	SHW2 波 $t = 14.20$	0.38	0.80			
		SHW3 波 $t = 18.40$	0.38	1.07	0.84	0.84	2.95
		SHW4 波 $t = 9.36$	0.32	0.66			
层 10 顶板	振型分解反应谱法		0.14	0.30	0.30	0.30	1.06
	时程分析法	SHW2 波 $t = 19.60$	0.40	0.83			
		SHW3 波 $t = 14.80$	0.31	0.64	0.85	0.85	2.98
		SHW4 波 $t = 19.98$	0.52	1.09			

美国 ATC40 对梁铰和柱铰以及其性能水准有明确的定义^[8]。对剪力墙的模拟有等代柱模型和纤维模型两大类，但都不够理想。等代柱模型有理论上的缺陷，只能作为工程的近似计算。纤维模型理论上是比较完善的，但对塑性铰和性能水准的定义以及混凝土的二维本构关系及破坏准则等方面在实际应用中有待进一步改进。选用中国建筑科学研究院编制的 PUSH/EPDA 程序(纤维模型)沿 x 方向作推覆分析^[9]。该程序能比较有效和简洁地反映混凝土非线性材料特性引起的结构整体刚度的退化以及抗震薄弱点。图 5 给出了在倒三角形水平荷载下的能力谱图。结构等效单自由度体系的弹性自振周期为 2.06s，小震性能点对应的最大弹性层间位移角 $1/1260$ ，与弹性分析结果大致相当。大震性能点对应的弹塑性层间位移角为 $1/229$ ，满足大震不倒的抗震要求，性能点对应周期为 2.68s。中震性能点对应的自振周期为 2.18s。应用式(2)得非线性修正系数 $R_s = 0.946$ 。

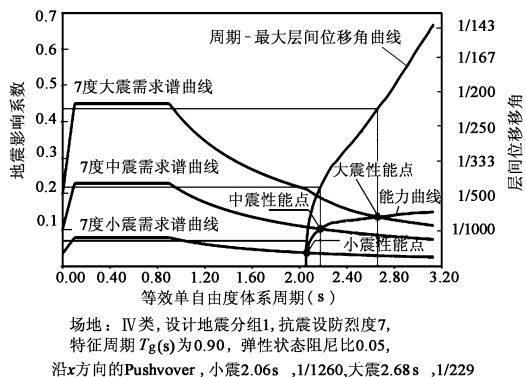


图 5 能力谱图

5 截面设计

根据板壳理论，薄板单元承受平面内的 f_{11}, f_{22}, f_{12} 三个力和平面外的 m_{11}, m_{22} 两个弯矩，一个 m_{12} 扭矩以及 v_{31}, v_{32} 两个横向剪力。在板壳理论的基础上，钢筋混凝土楼板可以用所谓的夹心模型来模拟^[10]。夹心模型中，钢筋混凝土楼板由上下两个钢筋层和中间的混凝土核心层组成。图 6 给出了板单元的内力状态和相应的夹心模型。平面内的力主要由地震作用产生，平面外的弯矩、扭矩和剪力主要由竖向荷载产生。混凝土核心层承受 f_{11}, f_{22}, f_{12} 和 v_{31}, v_{32} 。上下两个钢筋层承受 m_{11}, m_{22} 及 m_{12} 。另一个方面，结构工程师习惯近似地认为楼板在竖向荷载作用下为一根单位宽度的受弯构件，在水平荷载作用下为一根高度等于板宽的梁或深梁。根据连接板的受力特点，针对在水平荷载作用下产生的平面内应力，分别讨论如下。

5.1 板式模型

连接板平面内应力分析是一个平面应力问题。根

据《混凝土结构设计规范》第 5.2.8 条,非杆系的二维或三维结构可采用弹性理论分析、有限元分析或试验方法确定其弹性应力分布,根据主拉应力图形的面积确定所需配筋量和布置的原则,当不计混凝土核心层承担的横向剪力(对于连接板,这个假定往往是合理的),从平面应力问题的角度讨论连接板的抗震设计时,推荐采用主拉应力表达式来实现小震不裂,中震局部产生细微裂缝,不加修理或稍加修理就可以继续使用的设防目标。采用夹心模型,小震作用下混凝土核心层不发生裂缝;中震或大震作用下开裂部位的混凝土核心层退出工作,连接板中的主拉应力由上下两个钢筋层承担,即上下层水平钢筋不发生屈服。小震作用下,按裂缝控制等级二级,采用混凝土抗拉强度标准值作为控制连接板混凝土核心层开裂的指标,主拉应力标准值要满足下式

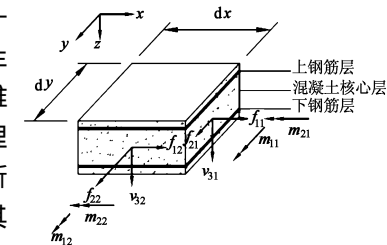


图 6 板单元的内力和夹心模型

$\sigma_{1k,小震} \leq f_{tk}$ (3)

式中, f_{tk} 为混凝土抗拉强度标准值, $\sigma_{1k,小震}$ 为有地震作用效应组合时连接板在小震作用下的主拉应力标准值。参照高规第 5.6.4 条第 2 款的规定,抗裂计算时各分项系数均取 1.0。中震作用下,采用水平钢筋的抗拉强度设计值作为连接板承载能力的指标,连接板中的主拉应力设计值要满足下式

$$\sigma_{1,中震} \leq \frac{f_y}{\gamma_{RE}} \left[\frac{A_{sv}}{hs_h} \sin^2 \theta + \frac{A_{sh}}{hs_v} \cos^2 \theta \right] \quad (4)$$

式中: θ 为主拉应力方向和 x 轴之间的夹角; $\sigma_{1,中震}$ 为有地震作用效应组合时连接板在中震作用下的主拉应力设计值; $\gamma_{RE} = 0.85$ 是承载力抗震调整系数; s 为连接板钢筋间距, h 为连接板的厚度, A_s 表示在间距 s 范围内上下层水平钢筋的面积,下标 v 表示平行于 y 方向,下标 h 表示平行于 x 方向。承载力计算时各分项系数按高规表 5.6.4 采用。式(4)中未计入混凝土的抗拉作用。当双层双向配筋相同时,式(4)就简化成

$$\sigma_{1,中震} \leq \frac{f_y A_s}{\gamma_{RE} hs} \quad (5)$$

5.2 梁式模型

当连接板形状比较规整,呈长方形时,可近似地认为连接板为一根承受水平荷载的梁或深梁。在水平荷载作用下,连接板承受平面内的弯曲和剪切。IBC 等规范认可梁式模型,且假设由连接板的边梁承受平面内弯曲,由连接板承受平面内剪切^[11]。参考《混凝土

结构设计规范》(GB50010—2002)^[12]和国外有关文献和规范^[13],模拟梁的斜截面抗剪强度公式,提出采用以下表达式确定连接板平面内剪应力承载力设计值

$$\tau_{中震} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[f_y \frac{A_{sv}}{hs_h} \left(\frac{1+l/h_0}{12} \right) + f_y \frac{A_{sh}}{hs_v} \left(\frac{11-l/h_0}{12} \right) \right] \quad (6)$$

式中: l 为支撑连接板的剪力墙之间的距离,即连接板的跨度, h_0 为抗弯主筋合力点到连接板受压区混凝土边缘的距离。其它符号意义同式(4)。式(6)中未计入混凝土的作用。当双向配筋相同时,式(6)简化成

$$\tau_{中震} \leq \frac{f_y A_s}{\gamma_{RE} hs} \quad (7)$$

式(7)和式(5)的表达形式是类似的。应用 IBC 的假设,板内应力处于纯剪状态,主拉应力等于最大剪应力,式(7)等于式(5)。同理,板式模型中的小震抗裂公式(3),也适用于梁式模型。

5.3 连接板配筋

预应力平板在叠加了竖向荷载作用后,一般采用预应力钢绞线和非预应力钢筋的混合配筋方式。工程连接板板厚 200,混凝土强度等级 C40, $f_{tk} = 2.39\text{MPa}$ 。连接板钢筋实配非预应力钢筋 $\Phi 12@100$,应力集中区域加强为双层双向 $\Phi 14@100$;预应力钢绞线 $1U\Phi 15.2@300$ 。连接板抗拉强度设计值为 5.43MPa 。表 2 最后一列给出了算例的小震主拉应力标准值和中震主拉应力设计值。最大值发生在层 31 顶板处, $\sigma_{1k,小震} = 1.17\text{MPa}$, $\sigma_{1,中震} = 4.11\text{MPa}$ 。表明混凝土抗拉强度标准值 f_{tk} 大于小震主拉应力标准值,小震时连接板完好无损。中震时,层 31 连接板在应力集中部位的混凝土核心层可能局部开展了一些细微裂缝,但连接板抗拉强度设计值大于中震主拉应力设计值。预应力钢绞线及部分非预应力钢筋用于承担竖向荷载产生的弯矩、扭矩和横向剪力。

6 结论

通过对一个工程实例建立分块刚性模型,应用振型分解反应谱法、时程分析法对薄弱连接板的应力分析及其抗震设计作了详细的研究,得到以下主要结论。

(1) 楼板是水平抗侧力构件的重要组成部分,在承受和传递竖向力的同时,把水平地震力传递和分配给竖向抗侧力构件,同时协调同一楼层中竖向构件的变形,使建筑物形成一个完整的抗侧力体系。因此,对楼板和楼板的薄弱部位、连接板的抗震设计要引起足够的重视。

(2) 工程实例表明,建立分块刚性模型,应用时程分析法确定哑铃形等平面中部薄弱连接板的平面内应

(下转第 37 页)

中可以看出, 极限承载力 N_u 随 t_s/d_c 的增大而增大, 极限承载力 N_u 的提高与 CFRP 的粘贴层数近似成正比。粘贴一层时, 极限承载力平均提高 167.9kN, 两层时平均提高 335.8kN。

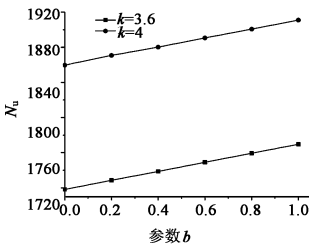


图2 N_u 与 b 之间的关系

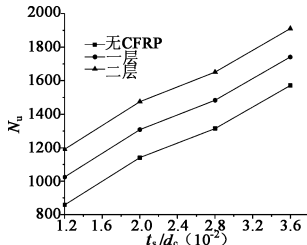


图3 N_u 与 t_s/d_c 之间的关系

6 结论

从双剪统一强度理论出发, 采用极限平衡分析法, 推导出考虑了中间主应力效应及材料拉压性能差异影响的 CFRP-钢管混凝土短柱的轴心受压极限承载力计算式。应用该计算式对文献试验资料和承载力影响因素进行分析, 从计算数据和分析图表得出以下结论。

(1) 采用双剪统一强度理论推导的计算公式求得的理论结果与文献试验结果进行比较, 误差较小, 说明双剪统一强度理论对 CFRP-钢管混凝土短柱的理论计算有非常好的适用性, 为 CFRP-钢管混凝土短柱的优化设计提供了可靠的理论依据。

(2) CFRP-钢管混凝土轴压短柱承载力 N_u 随核心混凝土内摩擦角 φ 的增大而增大, 且随中间切应力及相应面上的正应力对材料屈服或破坏影响程度的材料参数 b 的增大而增大。

(3) 理论分析表明, 由于外围 CFRP 筒的环向紧箍作用, CFRP-钢管混凝土柱的承载力得以大幅度提高, CFRP 的层数对承载力的提高起着直接作用。

(4) 如没有外包 CFRP 筒, 且 $k=4, b=0$ 时, 理论公式退化为圆截面钢管混凝土轴压短柱的相关计算式, 即钢管混凝土轴压短柱承载力是本文结果的特例。

参考文献

- [1] 王庆利, 赵春雷, 张海波等. CFRP-钢管混凝土轴压短柱承载力的简化计算[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2005, 21(6): 612-615.
- [2] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003: 1-58.
- [3] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [4] OMAR CHAALLAL, MOHSEN SHAHAWAY. Performance of fiber-reinforced polymer-wrapped reinforced concrete column under combined axial-flexural loading [J]. Structure Journal, 2000, 97(4): 659-668.
- [5] XIAO Y, WU H. Composite behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets [J]. Journal of Material in Civil Engineering, 2000, 112(2): 139-146.
- [6] 王庆利, 赵颖华, 顾威. 圆截面 CFRP 钢复合管混凝土结构件的研究[J]. 沈阳建筑工程学院学报, 2003: 19(4): 272-274.
- [7] 顾威, 赵颖华, 尚东伟. CFRP-钢管混凝土轴压短柱承载力分析[J]. 工程力学, 2006, 23(1): 149-153.
- [8] 顾威, 王庆利, 赵颖华. 圆 CFRP 钢复合管混凝土轴压短柱试验研究[J]. 沈阳建筑大学学报, 2004, 20(2): 16-18.
- [9] 俞茂宏. 混凝土强度理论及其应用[M]. 北京: 高等教育出版社, 2002.
- [10] 赵均海, 郭红香, 魏雪英. 圆中空夹层钢管混凝土柱承载力研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(1): 50-54.
- [11] 赵均海. 强度理论及其工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2003.
- [12] 谭克锋, 蒲心诚, 蔡绍怀. 钢管超高强混凝土的性能与极限承载力的研究[J]. 建筑结构学报, 1999, 20(1): 10-15.

(上接第 110 页)

力似乎是必要的。振型分解反应谱法的计算结果有可能会低估它们。

(3) 连接板的抗震设计应该作中震分析, 且满足中震基本弹性的性能要求。当弹塑性时程分析的计算工作量不满足设计周期时, 可以考虑在推覆分析的基础上, 应用刚度退化的线性外插法对连接板作实用中震分析。

(4) 推荐连接板的截面设计采用主拉应力表达式。小震作用下, 按裂缝控制等级二级, 采用混凝土抗裂强度标准值作为控制连接板混凝土核心层开裂的指标。中震作用下, 采用水平钢筋的抗拉强度设计值作为连接板承载能力的指标。文中的式(3)和式(4), 是实现连接板抗震设防目标的具体表达式。

志谢: 感谢胡绍隆教授级高级工程师和沈祖炎工程院院士在百忙中仔细阅读了本文, 且对文中连接板的截面设计部分提出了建设性意见。

参考文献

- [1] 扶长生. 抗震设计中的扭转耦联问题[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(2): 40-46.

- [2] 扶长生, 应俊. 静力非线性分析方法在抗震设计中的应用[J]. 结构工程师, 2004, 20(3): 32-39.
- [3] 建筑抗震设计规范(GB50011-2001)[S].
- [4] 徐培福主编. 复杂高层建筑结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [5] FARZAD NAEIM, BOPANA R RAO. Seismic Design of Floor Diaphragm, Chapter 8 of the Seismic Design Handbook edited by Farzad Naeim[M]. Boston: Klower Academic Publishers, 2001.
- [6] 高层建筑混凝土结构技术规程(JGJ3-2002)[S].
- [7] Computers & Structures Inc. ETABS Users Manual[M]. 1999.
- [8] Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings(ATC 40)[S]. 1996.
- [9] 中国建筑科学研究院. PUSH & EPDA 用户手册及技术条件[M]. 2005.
- [10] PETER MARTI. Design of concrete slabs for transverse shear[J]. ACI Structural Journal, 1990, 87(2): 180-190.
- [11] International Code Council. International Building Code[S]. 2003.
- [12] 混凝土结构设计规范(GB50010-2002)[S].
- [13] NILSON A H, et al. Design of Concrete Structures[M]. New York: Mc Graw-Hill, 2003.