

文章编号:1000-582X(2004)06-0118-06

# RC巨型框架结构抗震设计中的能力设计措施\*

段红霞,李正良

(重庆大学土木工程学院,重庆 400030)

**摘 要:**以位于巨型梁上的次框架底层柱底截面组合弯矩设计值增强系数的不同取值为变量进行多个典型巨型平面框架设计。采用平面结构弹塑性动力分析程序 Drain-2d + 对每个典型巨型框架在地震作用下进行弹塑性时程分析,得出了这些巨型框架在地震作用时的受力变形特点、塑性铰出现情况和整个结构的薄弱环节等,从中找出位于巨梁上的次框架底层柱底截面弯矩设计值增强系数取值的正确思路,并给出设计的合理取值,为钢筋混凝土巨型结构设计提出一些建议。

**关键词:**钢筋混凝土巨型框架结构;弹塑性时程分析;能力设计;柱弯矩增大系数

**中图分类号:**TU973.2

**文献标识码:**A

巨型结构体系中的钢筋混凝土巨型框架结构作为一种新型的结构形式,其特点是由主次两级结构组成,它不但传力明确、整体性好、空间划分更自由灵活,并且还可以减少材料用量,充分发挥材料和结构性能,降低工程造价。因此,开展巨型框架结构体系的研究,有其重要的理论价值和实际意义<sup>[1-2]</sup>。

在地震作用下,结构上每出现一个塑性铰,即可吸收和耗散一定的地震能量。整个结构在变成机动机构架进而倒塌以前,能够出现的塑性铰愈多,则耗散地震输入的能量也就愈多,从而就更能经受住强震而不倒塌。提高框架抗震性能的关键之一是保证其中震和大震下维持合理的塑性耗能机构,采取合理的“能力设计”措施(特别是合理的柱梁抗弯承载力级差措施)则可以经济、合理地实现这一目标。基于已有分析结果可知,确定柱端弯矩增强的幅度需要考虑的因素多、随机性强、规律复杂,诸如柱抗弯承载力增强系数、柱底弯矩增强系数、梁柱最小配筋率、部分构造措施等等都是影响柱梁抗弯承载力级差措施。基于此,我国现行设计规范其中一项规定是“抗震设计时,一、二、三级框架结构的底层柱底截面弯矩设计值,应分别采用考虑地震作用组合底弯矩值与增大系数 1.50、1.25 和 1.15 的乘积<sup>[3]</sup>。”为考查位于巨梁上的次框架底层柱

底截面弯矩设计值增强系数按规范取值是否合适,以位于巨型梁上的次框架底层柱底弯矩增强系数的不同取值为变量,根据现行规范以及结合文献<sup>[2]</sup>所提出的三水准设防、三阶段设计法进行多个典型巨型平面框架设计,进而对每个典型巨型框架在地震作用下进行弹塑性时程分析,得出了这些巨型框架在地震作用时不同的受力变形特点、塑性铰出现情况和整个结构的薄弱环节等,从中找出位于巨梁上的次框架底层柱底截面弯矩设计值增强系数取值的正确思路,并给出设计的合理取值,并为钢筋混凝土巨型结构设计提出了若干建议。

## 1 钢筋混凝土巨型框架结构抗震设计方法

为使巨型结构体系满足三水准的设防要求,并保证其发生总体屈服机制,文献<sup>[2]</sup>在规范的“三水准设防、两阶段设计法”的基础上提出了适用于巨型结构体系合理的塑性耗能机制以及所谓的“三水准设防、三阶段设计法”,即:

1)第1阶段设计。采用第1水准烈度的地震动参数,先计算出次结构在弹性状态下的地震作用效应,与风、重力等荷载效应组合,并引入承载力抗震调整系数进行次结构构件截面设计,从而使次结构满足第1水

\* 收稿日期:2004-02-13

基金项目:教育部高等学校骨干教师资助计划项目(教育司[2000]第65号)

作者简介:段红霞(1978-),女,河南周口人,重庆大学硕士研究生,主要从事钢筋混凝土巨型框架抗震设计研究。

准的强度要求。

2)第2阶段设计。采用第2水准烈度的地震动参数(笔者将在另文中对此问题专门讨论),先计算出次结构在弹性状态下的地震作用效应,与风、重力等荷载效应组合,并引入承载力抗震调整系数进行主结构构件截面设计,从而使主结构满足第1、第2水准的强度要求。同时,采用第1水准烈度措施,保证结构具有足够的延性、变形能力和塑性耗能能力,从而满足第2水准的抗震要求。

3)第3阶段设计。采用第3水准烈度的地震动参数,用时程分析法计算出结构(特别是柔弱底层和抗震薄弱层)的弹塑性层间位移角,使之小于现行规范要求限值;并结合采用必要的抗震构造措施,从而满足第3水准的防倒塌要求。

在三阶段设计过程中主次结构分别遵循我国规范采取的“强柱弱梁、强剪弱弯”以及通过相应构造措施保证可能出现塑性铰的部位具有所需的塑性转动能力和耗能能力的“能力设计”措施。为了保证次框架结构强柱弱梁,柱抗弯承载力增强系数和柱底弯矩增强系数是“能力设计”措施重要的组成部分。按照上述思想笔者进行了多榀巨型框架结构的设计及分析。

## 2 巨型结构框架结构设计

对现行规范所规定的设计基本地震加速度为 $0.15g$ 的烈度区(下文称7度半区)二级框架进行结构设计和弹塑性时程分析。按照现行规范以及结合上文所述的三水准设防、三阶段设计法进行多榀典型平面巨型框架结构设计,二类场地,设计地震分组为第一组,不考虑风荷载,巨型框架示意图见图1。

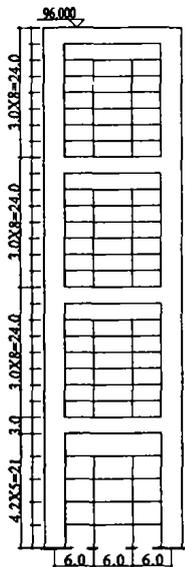


图1 巨型框架示意图

结构内力和结构基本周期以及内力组合按照规范规定采用有限元程序SAP2000完成。其中根据反应谱法计算出7度半下的各构件地震内力和静力荷载作用的内力组合进行设计次框架,根据反应谱法计算出7度半下(笔者将在另文中对此问题专门讨论)的各构件地震内力和静力荷载作用的内力组合进行设计主框架,然后再根据弹性时程分析(主要考虑Elcentro波)的结果进行调整。调整时先取反应谱结果的80%,若此值大于弹性时程分析结果则取此值,反之则取时程分析的结果。配筋计算由手算和一些辅助的小程序完成。设计框架时已注意使柱轴压比、弹性层间位移角满足并靠近规范限值,将构件截面取得较为紧凑。柱按对称配筋,每层取柱上下端计算配筋的较大者拉通布置,平面外配筋由构造要求及最小配筋率控制。计算表明,当次框架梁柱截面控制弯矩较小时,最小配筋率将对框架的强柱弱梁效果产生影响。经计算,7度半区次结构,位于巨梁上的次框架底层柱和部分顶层次框架柱为计算配筋外,其它均为构造配筋,其柱端抗弯承载力增强幅度由最小配筋率控制。设计框架时对位于巨梁上的次框架底层柱底截面弯矩设计值增强系数先取1.25、1.50、2.0、2.25分别计算出其配筋,其它构件配筋不变化,限于篇幅,柱、梁截面尺寸及配筋略。

需要说明的是,在用SAP2000计算结构内力和周期时,为了考虑现浇楼板对框架梁刚度的有利影响,对矩形截面计算梁惯性矩 $I_0$ 乘以一个增大系数来考虑楼板或楼板上的现浇板对梁刚度的影响。对文中的现浇楼板而言,主次框架梁的刚度可取 $I = 1.5 I_0^{[4]}$ 。另外,考虑到非结构构件如框架填充墙等的影响,笔者在SAP2000中将荷载转化为节点质量对周期予以适当的调整,下文进行的分析计算没有再将其周期进行折减。部分弹性分析结果为:结构基本周期为1.9441s,结构最大顶点位移为50.91mm,顶点位移/结构总高度为1/1886,最大层间位移角为1/231。由此可知,结构在水平地震作用下的层间位移角小于规范规定的弹性层间位移角限值1/550。

## 3 地震作用下的弹塑性时程分析

### 3.1 弹塑性动力时程分析程序的主要技术条件

本次分析采用大型平面结构弹塑性动力分析程序Drain-2d+。其中的柱单元和梁单元,柱单元考虑了柱子轴向变形、弯曲变形和剪切变形,考虑 $P-\Delta$ 效应。单元通过柱端集中铰形式屈服。在屈服条件中考虑了弯矩和轴力的相互作用,恢复力特征曲线取为双

曲线无退化曲线。梁单元不考虑轴向变形及  $P-\Delta$  效应,屈服条件为单一弯矩形式,其它同柱单元<sup>[5]</sup>。恢复力模型特征参数的确定采用了材料的强度平均值,这可以反映大量实际结构在相当于平均值水准的总体实际受力状态下的反应状况。在计算梁端屈服弯矩的时候,考虑了梁翼缘现浇板内平行于梁肋的钢筋参与梁端抗弯。

### 3.2 输入地震波的选择

现行规范要求,输入地震动应按建筑场地类别和

特征周期分区选用不少于二条的实际强震记录和一条人工模拟的加速度时程曲线,其原则是使所选地震波与规范标准设计反应谱在统计意义上一致。按文献[6]的方法,以地震加速度记录的反应谱特征周期  $T_g$  和结构基本自振周期  $T_1$  双指标及“3+1”容量进行选择。结构按“3+1”法分别选择了3条天然波和1条人工波 ACC-1,同时为方便与其它分析结果比较,还选取了 Elcentro 波和 Taft 波。所选各地震记录见表1。

表1 所选地震波的有关参数

地震波名称	记录台站	发震日期	震级	PGA/( $\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$ )	记录分量	点数	步长
Elcentro	Elcentro	1940-05-18	6.7	341.700	S00E	2 688	0.02
Taft	Taft	1952-07-21	7.2	152.700	N21E	2 719	0.02
USA00173	San Francisco	1971-02-09	6.6	206.990	N90E	3 974	0.02
USA00233	San Francisco	1971-02-09	6.6	169.166	S40W	2 849	0.02
USA00676	Figuroa Street	1971-02-09	6.4	195.613	N37E	2 354	0.02

### 3.3 弹性时程反应分析结果及评价

#### 3.3.1 设防地震输入下的结构反应

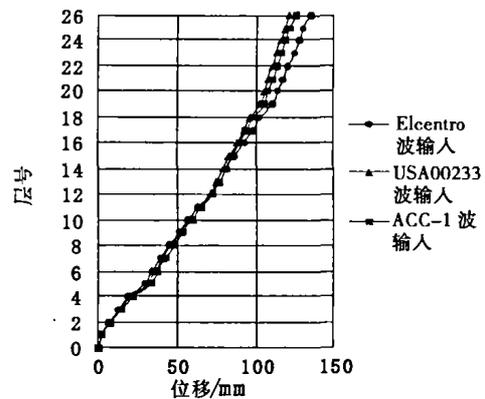
在6条地震波(峰值加速度为0.15g)输入下,分别改变位于巨梁上的次框架底层柱底的弯矩放大系数,在6条地震波的作用下,结构的位移反应,并没有什么明显的变化。结构顶点最大位移、层间最大位移角见表2。

表2 巨型框架在设防地震作用下的最大侧移反应

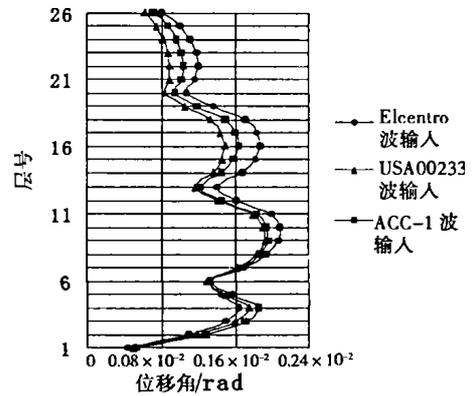
类别	地震动输入	最大层间位移角/rad	最大顶点位移/m	最大层间位	最大顶点	顶点位移/结构总高度
				移角均值/rad	位移均值/m	
设防地震	Elcentro	0.002 089	0.135 12	0.001 738 (1/575)	0.110 57	1/868
	Taft	0.001 100	0.071 16			
	USA00173	0.001 694	0.106 24			
	USA00233	0.001 924	0.121 38			
	USA00676	0.001 664	0.103 83			
	ACC-1	0.001 958	0.125 70			

设防地震输入下结构在整个时程中的位移反应见图2。总体而言,Elcentro、USA00233、ACC-1波作用下,结构最大顶点位移与最大层间位移角相对较大;Taft波作用下位移反应较小。最大顶点位移及最大层间位移角均在Elcentro波下出现,在系数为2.25时,其最大顶点位移值为0.135 12 m,最大层间位移角为0.002 089(1/479),出现在5.66 s,第10层。由图2巨型框架的侧移曲线可知,其每一大层为一个单元,呈微弧形变化,大层底部的侧移较小,曲线略凸向层号轴,随层数的增加,侧移增长的速度也在增加。每大层的中部楼层,由于受到巨型梁的约束,侧移增加的速度减小曲线。这一特点在层间位移角曲线上反应的更加清楚。底部和顶部的层间位移角较小,中部的位移角

较大,总的来说是一个大弧形。每一大层的侧移角是底部和顶部小,中间大,大梁上一层的层间位移角最小,形成一个个小弧形。大梁的作用像是一道道“箍”,有效地控制了侧移的增长。



(a) 整个时程中的顶点最大位移



(b) 整个时程中的最大层间位移角

图2 设防地震输入下结构在整个时程中的位移反应

结构在整个时程中的塑性铰分布是结构地震反应直观、全面的反映。设防地震输入下结构整个时程中的塑性铰分布见图3(左图系数为2.0右图系数为

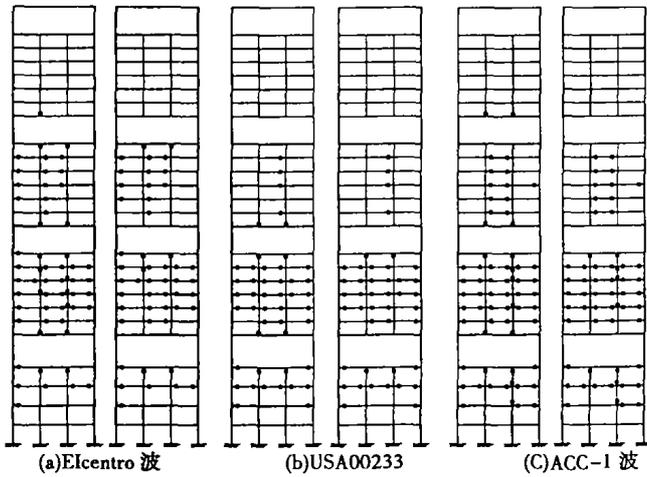


图 3 设防地震输入下结构整个时程中的塑性铰分布

2.25)。总的来说,对于不同的位于巨型梁上次框架底层柱底弯矩增大系数,在 6 条地震波输入下巨型梁与巨型柱均无出现塑性铰,这说明在中震作用下主结构仍然处于弹性阶段,次结构中梁端出铰较多,次框架底层柱底弯矩放大系数分别为 1.25、1.5 时次框架底层柱底塑性铰转动较严重,位于巨型梁上次框架底层柱底除第三大层外,均出现塑性铰,当系数增加到 2.0 时次框架底层柱底塑性铰转动明显减少,但是塑性铰数量没有减少,很难保证次框架中震可修的水准。通过反复试算,得出系数为 2.25 时次框架底层柱底无塑性铰出现。在系数为 2.25 时,Elcentro 波、ACC-1 波作用下,第一、二大层的次框架顶层柱柱顶和中间层均出铰,USA00173、USA00233、USA00676 波作用下,第一、二大层的次框架顶层柱柱顶均出铰,地震反应最小的是 Taft 波作用下,只有底层与第一大层的次框架梁端零星出铰。由此可见,在增大巨型梁上次框架柱底弯矩放大系数增加到 2.25 时,结构在地震波作用下的出铰情况正是我们所期望的,满足了次框架“中震可修”的设计水准以及主框架处于弹性阶段的要求。

3.3.2 罕遇地震输入下的结构反应

在罕遇地震(峰值加速度为 0.316 g)下,在 6 条地震波(峰值加速度为 0.316 g)输入下,结构顶点最大位移、层间最大位移角见表 5。罕遇地震输入下结构在整个时程中的位移反应见图 4。总体而言,Elcentro、USA00233 和 ACC-1 波作用下,结构最大顶点位移与最大层间位移角相对较大,Taft 波作用下位移反应仍然较小。最大顶点位移及最大层间位移角均在 ACC-1 波作用下出现,其最大顶点位移为 0.271 97 mm,最大层间位移角在 3.72 s,第四层出现,其值为 0.004 370(1/229),距现行规范给出的钢筋混凝土框架弹塑性层间位移角的 1/50 限值还有很大一段距离。

由图 4 可知,位移曲线与在设防地震下的曲线形状相似,大梁的作用仍然像是一道“箍”,有效地控制了侧移的增长。

表 3 巨型框架在罕遇地震作用下的最大侧移反应

类别	地震动输入	最大层间位移角/rad	最大顶点位移/m	最大层间位移角均值/rad	最大顶点位移均值/m	顶点位移/结构总高度
罕遇地震	Elcentro	0.003 738	0.238 87	0.003 587 (1/279)	0.224 41	1/428
	Taft	0.002 315	0.148 71			
	USA00173	0.003 668	0.223 45			
	USA00233	0.003 850	0.243 24			
	USA00676	0.003 579	0.220 21			
	ACC-1	0.004 370	0.271 97			

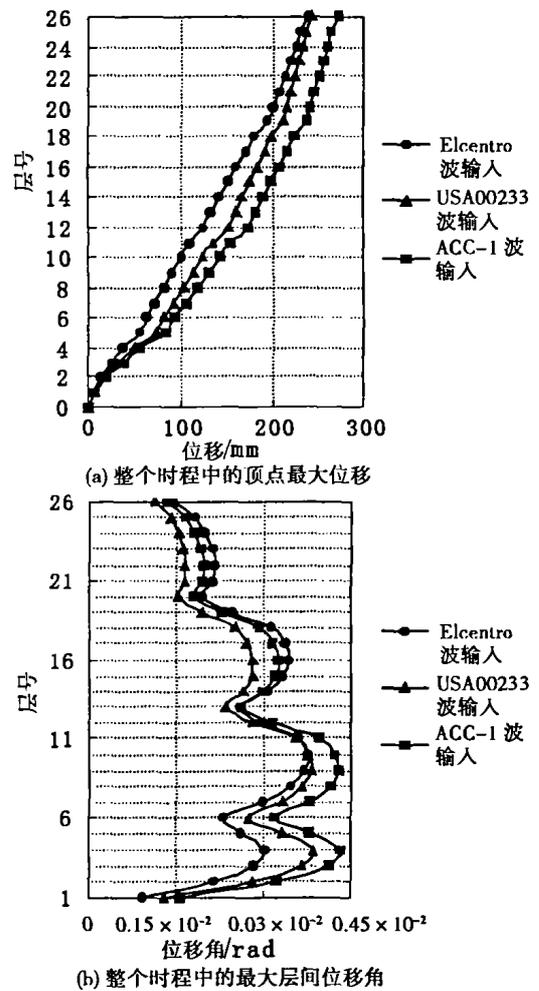


图 4 罕遇地震输入下结构在整个时程中的位移反应

根据设防地震下的结构地震反应,位于巨型梁上次框架底层柱底弯矩放大系数 2.25 时,其柱底不出铰,所以在设防地震下仅对系数为 2.25 时的结构进行分析。6 条地震波输入下结构在整个时程中的塑性铰分布见图 5。其总体规律是:次框架下部梁端塑性铰发育更充分,塑性转动明显较上部楼层大,柱端塑性铰则出现较多,位于巨型梁上次框架柱底除少量第四层的次框架的柱底没有出铰外,其余全出铰,其中地震反应较大的仍然为 Elcentro、USA00233、ACC-1 波,Taft

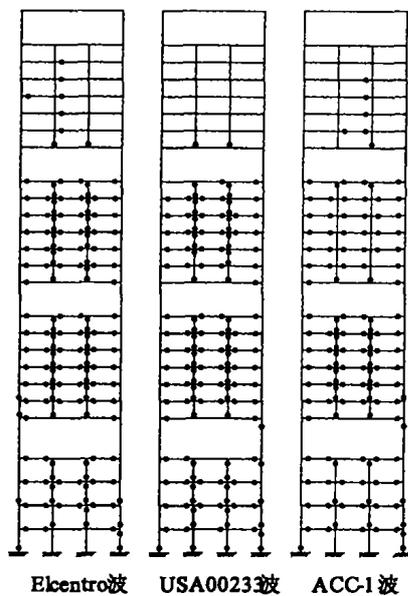


图5 设防地震输入下结构  
整个时程中的塑性铰分布

波作用下结构地震反应最小,塑性铰分布较为理想。对于主框架,巨型梁端与巨型柱端均有塑性铰出现,以 Elcentro 波为例,巨型梁最早出现塑性铰在 4.540 s,第一层巨型梁右端出现,转动大小为 0.000 62,在 4.440 s 右侧巨型柱底出现塑性铰,转动大小为 0.000 41,其它地震波输入下,除 USA00173 波外,巨柱均先于巨梁出铰,但是相差时间较短。由主框架的出铰情况表明,在罕遇地震作用下,在多数地震波输入下巨型柱先于巨型梁屈服,二者时间基本接近,出现这种情况的原因其中一方面是对薄弱层巨型柱在计算配筋时没有再进一步的加强。为了保证巨型柱在罕遇地震作用下不发生楼层屈服机制,防止结构在大震下倒塌,设计时应该对巨型柱采取进一步的加强措施。

在除 Taft 波外的 5 条地震波的输入下,次框架柱出铰较严重,这些现象表明,虽然在巨型柱的约束下,次框架没有形成层侧移机构,但柱塑性铰分布的相对集中,结构有形成层侧移机构的趋势,对整个结构有不利的一面。形成上述不利地震反应的主要原因在于,二级框架未按梁端实际配筋截面面积确定  $M_{bua}$  和调整柱端设计弯矩,而是用地震组合梁端弯矩设计值直接乘以增大系数的方法确定调整后的柱弯矩。基于这种情况,在结构设计时应适当提高柱相对梁的屈服水准,使得塑性变形更多地集中在梁端而不是柱端,能够更好地形成以梁构件耗能为主的耗能机构。如根据实配钢筋面积和材料强度标准值确定,即利用  $\sum M_c \geq \sum M_{bua}$  来计算上部柱的配筋等<sup>[7]</sup>。

## 4 结 论

根据以上分析,可得到以下结论:

1) 根据现行规范以及结合文献<sup>[4]</sup>所提出的三水准设防、三阶段设计法设计的 7 度半区钢筋混凝土巨型框架结构在设防烈度地震输入下的非弹性反应不大,其侧移变形、塑性铰分布均较理想,基本满足了次框架“中震可修”的设计水准以及主框架处于弹性阶段的要求。

2) 分析表明,在设防地震作用下,对于 7 度半区巨型框架,巨型梁上次框架底层柱底弯矩增强系数按现行规范所规定的普通框架的底层柱底弯矩增强系数 1.25 取值,已不能保证位于巨型梁上次框架底层柱底在设防地震输入下不出铰、罕遇地震输入下次框架底层柱底塑性铰转动不大的目的。由此表明该柱底弯矩增强系数仍需进一步增大(如本文设计合理取值 2.25)。

3) 改变位于巨型梁上次框架底层柱底弯矩设计值增大系数,对结构在地震作用下的位移反应并没有明显的改变。

4) 为了保证巨型柱在罕遇地震作用下不发生楼层屈服机制,防止结构在大震下倒塌,对巨型柱的设计仍需采取更进一步的加强措施。

5) 为保证在罕遇地震输入下巨型框架次框架均形成以梁铰耗能为主的梁柱铰机构,分析表明,次框架底层柱底弯矩增强措施的严格程度应与上部各层柱抗弯能力增强措施的严格程度相互匹配。以次框架梁端实配钢筋面积为依据增强柱端弯矩与该柱弯矩增大系数仍需进一步增大相结合。

## 参考文献:

- [1] 蓝宗建,杨东升,张敏. 钢筋混凝土巨型框架结构弹性地震反应分析[J]. 东南大学学报,2002,32(5):724-727.
- [2] 李正良. 钢筋混凝土巨型结构组合体系的静动力分析[D]. 重庆:重庆大学,1999.
- [3] GB50011-2001 建筑抗震设计规范[S],2001.
- [4] 滕智明,朱金铨. 混凝土结构及砌体结构[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1994.
- [5] 丁永君. DRAIN-2D 计算程序在高层建筑结构弹塑性变形分析中的应用[J]. 建筑结构学报,1994,(12):18-22.
- [6] 杨溥,李英明,赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J]. 土木工程学报,2000,33(1):44-51.
- [7] 杨红,王珍,韦锋,等. 柱底抗弯能力增强措施对钢筋混凝土框架抗震性能的影响[J]. 世界地震工程,2002,18(4):66-72.

## Capacity Design Measure in Seismic Design of RC Mega-Frame Structures

*DUAN Hong-xia, LI Zheng-liang*

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China)

**Abstract:** It provides several typical mega plane frame designs on condition that the variables are the combination of varying amplification factors of moment at bottom sections of ground floor columns of the minor frame on the major beams. The elastic-plastic dynamic analysis program Drain-2d + of the plane structure is used to get elastic-plastic time-history analysis for each typical mega frame under the action of seism. The authors obtain the information of the mechanical transmutation characteristics, the emergency of the plastic hinge and the weak point of the whole structure under the action of seism, from which the correct thinking of how to obtain the design value of amplification factors of moments at bottom sections of ground floor columns of the minor frame on the major beams is found. The reasonable design values are recommended in order to provide some suggestions for the design of the reinforced concrete mega-frame structure.

**Key words:** reinforced concrete mega-frame structure; elastic-plastic time-history analysis; capacity design; amplification factor of moments at bottom section of column

(编辑 姚 飞)

---

(上接第 109 页)

## Estimation and Prediction of Chromatography Retention Indices of Alcohol Gas by Molecular Electronegativity-distance Vector

*FU Shi-ping<sup>1</sup>, WANG Yuan-qiang<sup>2</sup>*

(1. Department of Chemistry, Chongqing Normal University, Chongqing 400047, China;

2. College of Chemistry and Chemical Engineering College of Chongqing University, Chongqing 400030, China)

**Abstract:** The MEDV descriptor used to characterize the 55 alcohols is employed to establish the quantitative structure-retention relationship between the vector and its chromatography retention indices. By means of alternative tests of MLR and SMR, establish the Quatitative structure-retention relationship(QSRR) within the vector of molecular electronegativity distance and the gas chromatography of 55 compounds. The correlation coefficient of the ten-variable models obtained from MLR is 0.995 0, and that of the 7-variable model obtained from SMR is 0.989 6, The value of  $R_{CV}$  in LOO is 0.970 0. The results show the constructed models are provided with estimation stability and favorable predictive ability.

**Key words:** vector of molecular electronegativity distance; alcohol; quantitative structure-retention relationship

(编辑 吕赛英)