

# 汶川县人民医院带粘滞阻尼器结构耗能减震设计

邓国基<sup>1</sup> 陈学伟<sup>2</sup> 杨穗华<sup>1</sup> 李稼轩<sup>2</sup>

(1、广州市城市规划勘测设计研究院 广州 510060; 2、华南理工大学土木与交通学院 广州 510640)

摘要:汶川医院采用现浇钢筋混凝土框架结构,考虑其功能重要、结构不规则、抗震要求高等特点,在四周设置了46个K型粘滞阻尼器支撑,通过ETABS计算分析表明设置阻尼器能显著降低结构的响应,提高结构抗震性能,最后讨论了计算粘滞阻尼器结构附加阻尼比的简化使用算法。

关键词:耗能减震设计; 框架结构; 粘滞阻尼器; 时程分析; 静力弹塑性分析; 等效附加阻尼比

## Energy-dissipated Design of Wenchuan Hospital With Viscous Dampers

Deng Guoji<sup>1</sup> Chen Xuewei<sup>2</sup> Yang Suihua<sup>1</sup> Li Jiaxuan<sup>2</sup>

(1、Guangzhou Urban Planning & Design Survey Research Institute Guangzhou 510060,China;

2、School of Civil Engineering and Transportation,South China University of Technology Guangzhou 510640,China)

Abstract:Wenchuan hospital structural system is reinforced concrete frame with viscous dampers,which has an irregular shape and a high seismic performance demand and 46 viscous dampers connected with K-braces are set along the outside surface of structure. Elastic analysis of structure with viscous dampers are carried out using ETABS. The comparison between dynamic analysis of structure with and without viscous dampers shows that structure responses can be effectively reduced by adding viscous dampers and the performance objective can be verified. A practical method to caculate supplemental damping ratio is also proposed.

Keywords:energy-dissipated design; frame structure; viscous dampers; dynamic analysis; static nonlinear analysis; supplemental damping rat

### 1 工程概述

汶川县人民医院为广州市援助汶川县威州镇首批启动的援建公共建筑项目,建筑面积17000m<sup>2</sup>,建筑总高度18.35m,楼高4层,顶部局部有梯屋层,层高为首层5m,标准层4.45m,顶部梯屋层3.55m,建筑设计效果如图1。工程设计基准期为50年,抗震设防烈度为8度,设计基本地震加速度值0.2g,属重点抗震设防类(乙类),框架抗震等级为一级,建筑场地为Ⅱ类,地震分组为第一组,场地特征周期 $T_g=0.35s_0$ 。根据GB 50009-2001《建筑结构荷载规范》,50年重



图1 建筑设计效果图

现期基本风压 $\omega_0=0.3kN/m^2$ ,地面粗糙度B类,建筑体型系数 $\mu_s=1.3$ 。

考虑结构的重要性,本工程采用带粘滞阻尼器的钢筋混凝土框架结构体系,故根据GB50011-2008《建筑抗震设计规范》(修订版)(简称《抗规》),对该带粘滞阻尼器结构进行耗能减震设计与分析。

### 2 结构设计方案

#### 2.1 框架结构体系

首层结构平面布置如图2所示,3处弧形楼梯间、

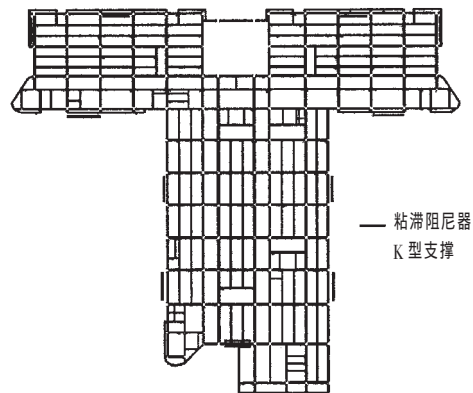


图2 首层结构平面图

电梯间的柱截面通长为 500×500;其余所有柱截面在 1~2 层为 800×800,3~4 层变截面至 700×700,顶部梯屋面柱为 300×400,局部支撑在下层主梁上。楼盖采用现浇钢筋混凝土梁板式结构。主梁截面大多为 350×750,首层门厅开洞处局部为 350×800 和 300×900;次梁截面大多为 250×600。各层楼板厚 110mm 局部 120mm,顶部梯屋面厚 100mm。板、梁、柱均采用 C30 混凝土,与阻尼器相接的柱采用 C35,并额外加强构造。

### 2.2 粘滞阻尼器

粘滞阻尼器采用 K 型支撑形式,与对角斜撑相比,具有效率高<sup>[3]</sup>、便于开设门洞等优点,其构造如图 3。阻尼器布置在结构外围,能更有效地减小结构响应及扭转效应。本工程采用了 46 个非线性粘滞阻尼器,且沿楼层连续布置,相关参数为:阻尼系数  $C_d=1250\text{kN}/(\text{m}/\text{s})^\alpha$ ,阻尼指数  $\alpha=0.1$ ;最大允许阻尼器行程为±100mm。

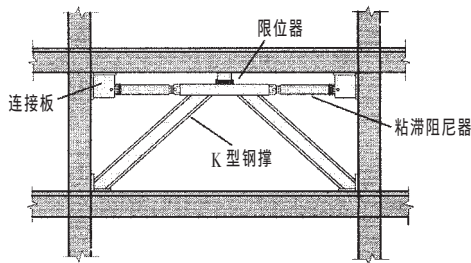


图 3 K 型粘滞阻尼器支撑

### 2.3 设防目标

鉴于医院建筑的重要性,在不大幅增加投资的前提下,设计方提出本工程的设防目标如下:未设置阻尼器的结构体系(无控结构)小震弹性,中震不屈服,大震不倒;设置阻尼器的结构体系(有控结构)小震弹性,中震基本弹性,大震不屈服。

## 3 结构分析参数

### 3.1 结构模型校核

采用 ETABS 和 SATWE 软件对结构进行综合分析,为判断模型的可靠性,提取各软件的模态分析结果、重力荷载的计算结果进行对比,见表 1。

表 1 模型分析结果比较

计算软件	总质量 (t)	周期 (s)			
		$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$
SATWE	20716.7	0.784	0.769	0.7.5	0.263
ETABS	20910.0	0.687	0.669	0.638	0.279

由对比可知,两软件的计算结果基本吻合,证明结构模型选取可靠。SATWE 中由于不能考虑与粘滞阻尼器连接的 K 型支撑对结构刚度的贡献,故而周期会大,且第 2 周期为扭转。

### 3.2 地震作用分析参数选取

选取满足《抗规》要求的 2 组人工波和 3 组天然波,即单条地震波时程分析的基底剪力结果应大于反应谱法结果的 65%,全部地震波的基底剪力平均值应大于反应谱法结果的 80%,基底剪力对比见表 2。

表 2 时程分析与反应谱分析的基底剪力对比

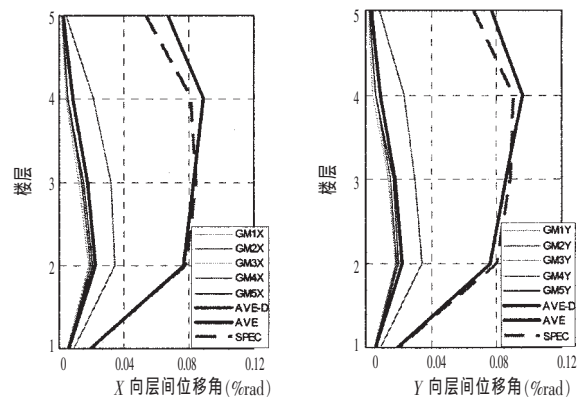
分析工况 (不考虑阻尼器效应)	基底剪力 (kN)		
	X 向	Y 向	
GM1(人工波)	13500.0	15253.3	
GM2(人工波)	16863.1	14274.9	
地震波	GM3(Northridge)	10012.2	10025.3
	GM4(Loma Prieta)	17141.2	15610.6
	GM5(Whittier Narrows)	13528.2	12745.4
反应谱法	SPECX	14147	--
	SPECY	--	13585

## 4 小震及中震作用结构弹性时程分析

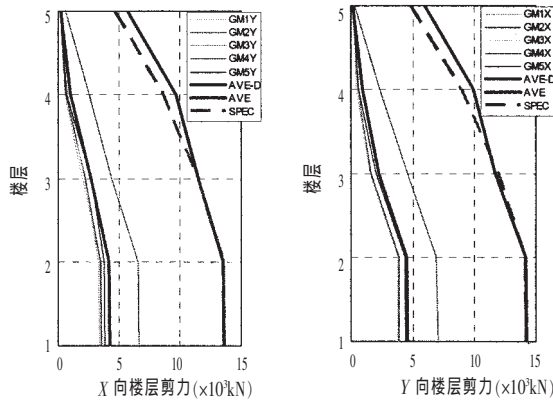
### 4.1 小震作用下结构弹性时程分析

对无控结构和有控结构分别进行小震及中震作用下的弹性时程分析,采用非线性快速时程积分方法(FNA)<sup>[4]</sup>。对结构整体及其构件承载力进行设计和复核,得出层间位移角和楼层剪力等结构宏观响应曲线(如图 4),计算结果见表 3。

分析结果表明,所选取的 5 条波时程分析平均值与规范反应谱吻合良好;无控结构和有控结构均能满足设防目标和规范要求;加设粘滞阻尼器后,结构响应有了显著的减小。



(a) 层间位移角



(b) 楼层剪力  
图4 小震作用下结构主要宏观响应

表3 小震及中震作用下时程分析结果

地震作用		小震			中震		
分析方法	反应谱	弹性时程		反应谱	弹性时程		
阻尼器设置情况	无	有	无	无	有	无	
最大层间位移角(rad)	X	1/1191	1/3562	1/1121	1/414	1/963	1/393
	Y	1/1114	1/3642	1/1042	1/387	1/985	1/365
最大楼层位移(mm)	X	13.4	2.2	13.5	38.4	15.5	38.5
	Y	13.8	2.1	14.3	39.5	16.4	40.8
基底剪力(kN)	X	14147	4585	14235	40673	16918	40670
	Y	13585	4230	13593	39058	16162	38838
底部倾覆弯矩(kN·m)	X	194988	38950	193321	560591	228932	582475
	Y	187919	38364	190486	540267	224170	544245

4.2 中震作用下结构弹性时程分析

中震作用下的结构承载力复核采用 ETABS 进行,分别进行了中震不屈服和中震弹性的复核。主要结构分析响应见表3,中震弹性分析下响应为小震弹性分析的2.87倍。

计算结果表明,①中震作用下无控结构不满足中震弹性目标,层间位移角大于规范要求的1/500,且底层、2层和局部3层柱出现超筋信息,但通过中震不屈服复核,可知结构满足中震不屈服的设防目标。②有控结构层间位移角小于1/500,满足中震弹性的初定目标,且通过配筋验算可知,其配筋总体比小震弹性结果略小,其中底层柱的配筋相当,底层梁配筋略大,而其余层构件的配筋都相对较小。(3)在中震作用,加设粘滞阻尼器能够有效的减小结构的地震响应,使结构中震保持弹性。

5 弹塑性静力推覆分析

为了解结构的抗侧性能,对无控结构模型进行

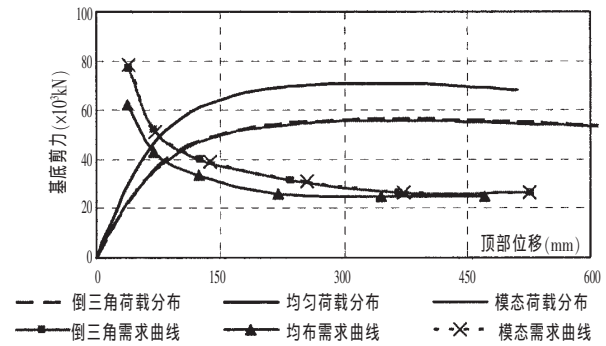


图5 弹塑性静力推覆能力谱验算图

了静力弹塑性分析<sup>[5]</sup>,分别采用倒三角形分布、均布和模态分布荷载模式进行结构推覆,结构静力弹塑性推覆能力谱验算,其结果如图5,其中需求曲线采用我国规范8度大震反应谱生成。具体性能点见表4,主要宏观指标如图6所示。

通过分析可得出以下结论:3种荷载分布形式下得出的需求基底剪力大致相等,偏于安全考虑,可取无控结构X向性能点为(44200kN,1/133,108.5mm),Y向性能点为(47170kN,1/84,174.9mm),可知最大层间位移角均小于规范要求的1/80,因此结构具有一定的抗侧能力,能满足规范要求。

表4 不同荷载分布形式下的性能点

性能点	方向	荷载分布形式		
		倒三角	均布	模态
基底剪力(kN)	X	44290	44790	44200
	Y	47370	49540	47170
最大层间位移角(rad)	X	1/138	1/218	1/133
	Y	1/86	1/150	1/84
顶部位移(mm)	X	104.6	66.6	108.5
	Y	163.4	93.1	174.9

6 等效附加阻尼比

弹性分析(包括弹性反应谱分析和弹性时程分析)不能考虑粘滞阻尼器的作用,因此根据《抗规》第12.3节可知,可通过计算粘滞阻尼器附加给结构的等效阻尼比来考虑阻尼器的作用。本结构是按照无

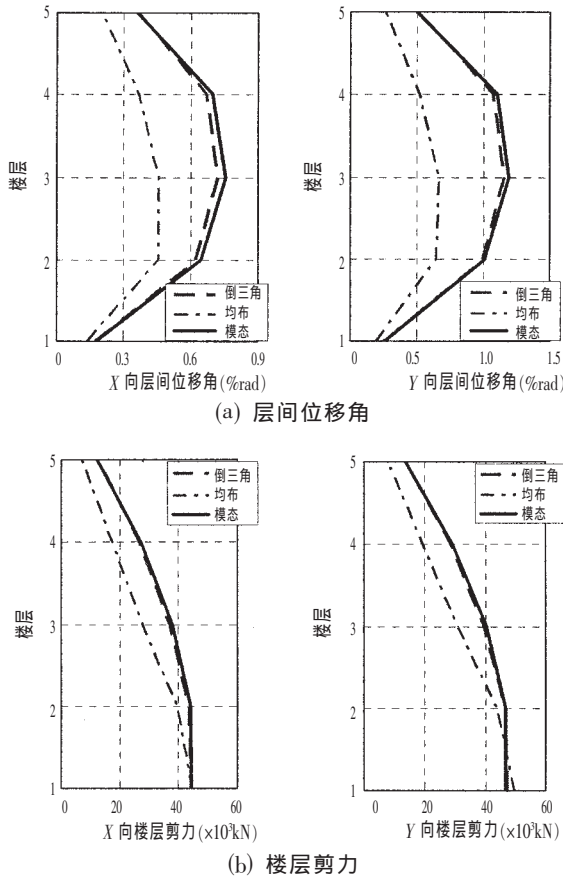


图6 弹塑性静力推覆分析结构主要宏观响应

控结构小震弹性、有控结构中震弹性设计的,故而本文就结构在中震作用下时进行讨论。

根据《抗规》第12.3节,耗能装置附加给结构的阻尼比可由下式计算得出:

$$\xi_{eq} = \sum_j E_j (4\pi U_i) \quad (1)$$

式中:  $E_j$  为耗能装置  $j$  在 1 个循环周期内耗散的能量;  $U_i$  为结构最大弹性应变能(势能)。

本文中借助 ETABS 软件进行附加阻尼比的计算,具体实现方法为:按照结构简谐 1 周时耗能相等的原则,计算阻尼器给结构第 1 振型的附加阻尼比。以简谐地面的运动激励结构,激励周期取为结构第 1 自振周期,跳帧激励幅度,使得结构响应与期望地震水平下的结构响应接近。由此得到加阻尼器结构在预期变形水平下,按照第 1 振型运动 1 周时阻尼器的耗能  $E_j$  和结构最大弹性势能  $U_i$ ,最后按式 1 计算得出附加阻尼比。

本结构在中震弹性的目标下,通过试算采用幅值  $X$  向为 600gal 和  $Y$  向为 550gal、持时  $10T_1$  的正弦波输入结构,计算得出结构的响应,然后通过公式计算得粘滞阻尼器附加给结构的阻尼比: $X$  向为 19.2%,

$Y$  向为 20.3%;然后在弹性反应谱分析和弹性时程分析时累加上 5%结构的固定阻尼比进行中震弹性分析,得出结构响应对比,见表 5。

表5 中震简化算法结果对比

分析方法	反应谱分析		时程分析	
	项目	附加阻尼比	附加阻尼比	加阻尼器
最大层间位移角(rad)	$X$	1/665	1/886	1/963
	$Y$	1/651	1/897	1/985
最大楼层位移(mm)	$X$	24.1	18.2	15.5
	$Y$	24.9	18.5	16.4
基底剪力(kN)	$X$	26820	19336	16918
	$Y$	26098	18626	16162
底部倾覆弯矩(kN·m)	$X$	343190	246768	228932
	$Y$	353597	263105	224170

计算结果表明,简化附加阻尼比反应谱算法得出的结构响应会明显偏大;同时简化附加阻尼比时程算法比考虑阻尼器结构时程分析时要大,但误差不会大于 15%。由于加设粘滞阻尼器能高效地抑制结构高阶模态的影响,此时高阶模态的等效附加阻尼比会比低阶模态的大,故而只考虑结构基本振型的简化算法算得阻尼器对结构的附加阻尼比偏小,导致高估结构的响应。但要满足在结构初步设计阶段工程的精度要求,但还需考虑更多的模态进行最后校核。

## 7 结论

- 7.1 通过小震及中震作用下弹性分析,可知无控结构不能满足中震弹性要求,其层间位移角和部分构件内力均超出规范要求,但通过中震不屈服分析和承载力配筋复核,可知无控结构满足中震不屈服;加设粘滞阻尼器后结构能够满足中震弹性要求,从而满足中震下的无控结构和有控结构的设防目标。
- 7.2 静力弹塑性结果表明无控结构具有一定的抗侧性能,满足规范要求;通过对比 3 种荷载分布形式下的静力弹塑性分析结果表明,对于多层框架结构,倒三角分布和模态分布结果接近,其中模态分析的结果会略微偏大,选取倒三角分布和模态分布形式所得结果会偏于保守和安全;同时均匀分布结果比其他 2 种会明显偏小,底部楼层剪力会稍大,但会低估结构变形响应,尤其是上部楼层变形和内力响应。
- 7.3 等效附加阻尼比方法能够实现一般弹性分析方法无法考虑粘滞阻尼器的作用,但仅考虑结构基本模态的简化算法会低估阻尼器 (下转第 9 页)

程来预测工程系统的响应,然而结构的非线性行为不能直接用这样一系列线性方程表示,需要一系列的带校正的线性近似来求解非线性问题。在本次有限元分析中,计算程序使用牛顿-拉斐逊迭代法(Newton-Raphson)来求解单元的刚度矩阵,施加在有限元模型上的总荷载被分为一系列的荷载子步,该法估算出残余矢量,即是反力(对应于单元应力的荷载)和所加荷载的差值,然后使用非平衡荷载进行线性求解,且核查收敛性。如果不满足收敛准则,则重新估算非平衡荷载,修改刚度矩阵,获得新解,持续这种迭代直到收敛为止。为了加速收敛,分析时打开了时间步长预测和线性搜索开关。设每个子步计算的最大迭代次数要设置得足够大,程序将连续进行平衡迭代直到满足收敛准则。本次分析采用残余力二范数控制收敛,收敛容差取为5%。

有限元计算结果如图4,可见在梁翼缘与加强环连接的转角处,环板存在明显的应力集中现象,是加强环式节点受力的薄弱环节,会影响节点的受力性能。该应力集中现象很难完全避免,但采用倒角等措施可有效减少。应力较大的区域集中在外力作用点的一定范围内,离外力较远的区域应力较小。环板与梁连接区域及板中部内缘应力较大,梁-梁之间环板处则应力水平较低,其中整个板身以板中部内边缘应力最大,靠近管壁处应力都已接近钢材的屈服强度,说明环板参与受力的面积很大,工作性能良好。

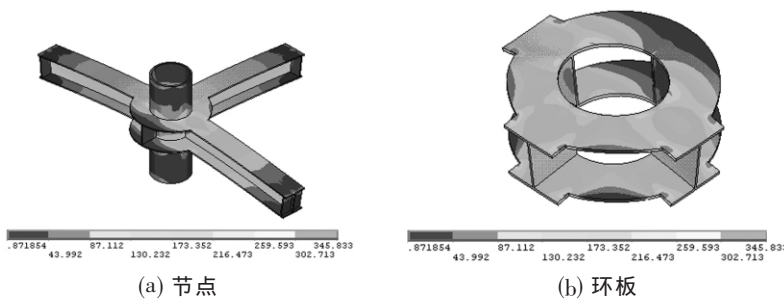


图4 等效应力云图

(上接第6页)附加给结构的阻尼比,导致结构分析的响应偏大,但仍能满足结构初步设计阶段的工程精度要求。

#### 参 考 文 献

- [1] GB 50009-2001 建筑结构荷载规范[S]
- [2] GB 50011-2001 建筑抗震设计规范(2008修订版)[S]
- [3] Jenn-Shin Hwang, Yin-Nan Huang and Shy-Lian et al. Design formulations for supplemental viscous dampers to

钢加强环在加强环式节点中起着很重要的作用,在梁端力作用下,它将梁根部的弯矩转化为水平力传递给柱钢管壁,使得加强环板与钢管壁共同工作,增强节点的抗弯能力,因此加强环板的力学性能直接影响节点的力学性能。总之,节点力学性能良好,其节点承载力大于梁身,节点刚度大,满足“强柱弱梁,节点更强”的设计要求。

#### 5 结 论

屋盖钢结构可充分发挥其优异的结构性能并实现美观的建筑体形,经过合理的结构设计,实现经济和美观的统一。在钢结构设计中应充分重视节点设计,在现有规范设计公式不足的情况下,采用有限元分析软件 ANSYS 的计算结果进行节点设计是可行的。值得注意的是,对于钢结构构件,焊缝质量对于整个结构荷载传递至关重要,必须严格保证焊缝施工的质量,尽量避免在节点区出现应力集中现象。

#### 参 考 文 献

- [1] 陈绍蕃. 钢结构设计原理(第3版)[M]. 北京:科学出版社,2005
- [2] 李星容等. 钢结构连接节点设计手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2005
- [3] 郝文化等. ANSYS 土木工程应用实例[M]. 中国水利水电出版社,2005
- [4] GB 50017-2003 钢结构设计规范[S]
- [5] GB 50009-2001(2006年版) 建筑荷载设计规范[S]

- building structure[J]. Journal of Structural Engineering ASCE,134(1)
- [4] Computer and Structures, Inc. 2007. ETABS, Extended 3D Analysis and Performance Assessment for 3D Structures User Guide, Version 9.1.6. Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA.
- [5] 马千里,叶列平,陆新征等. 采用逐步增量弹塑性时程方法对 RC 框架结构推覆分析侧力模式的研究[J]. 建筑结构学报,2008(2)