上海瑞金医院急救综合大楼结构设计

扶长生[1,*] 尚文红[1] 王新娣[2] 刘 卓[2] 李 立[3] 刘慧璇[3]
（1.上海长福工程结构设计事务所，上海 201702；2.无锡建顾减隔震科技有限公司，无锡 214000；
3.北京筑信达工程咨询有限公司，北京 100043）

摘 要 上海瑞金医院急救综合大楼采用钢框架-钢筋混凝土剪力墙结构体系，设置了连梁阻尼器。在性能设计的中震和大震分析中，对于变形控制破坏模式，定义了建筑物正常使用工作状态对应的损伤等级；对于力控制破坏模式，提出了使用非线性时程分析的瞬时最大剪力来验算剪力墙截面抗剪承载力的计算公式。把非线性变形评估构件正截面损伤等级和验算构件斜截面抗剪承载力两个方面整合到非线性时程分析的框架内完成，消能减震结构抗震性能设计的能量平衡原理和能力设计思想得到贯彻，实现了逻辑自洽。

关键词 消能减震结构，工作状态，正常使用，损伤等级，剪切性能
中图分类号：TU375 **文献标志码**：A **DOI**：10.15935/j.cnki.jggcs.202604.0027

Structural Design of Emergency Comprehensive Building of Shanghai Ruijin Hospital

FU Changsheng[1,*] SHANG Wenhong[1] WANG Xindi[2] LIU Zhuo[2] LI Li[3] LIU Huixuan[3]
（1.Shanghai Chinafu Structural Design Inc., Shanghai 201702, China; 2.Wuxi Jiangu Damping and Seismic Isolation Technology Co., Ltd., Wuxi 214000, China; 3.Beijing CIS Engineering Consulting Co., Ltd., Beijing 100043, China）

Abstract The emergency comprehensive building of Shanghai Ruijin Hospital adopts a steel frame-reinforced concrete shear wall structural system equipped with coupling beam dampers. In the performance-based design under moderate and rare earthquakes, for deformation-controlled failure modes, damage levels corresponding to the normal service condition of the building are defined. For force-controlled failure modes, a formula is proposed to verify the shear capacity of shear wall cross-sections using the instantaneous maximum shear force obtained from nonlinear time-history analysis. Both the assessment of normal-section damage levels through nonlinear deformation and the verification of diagonal-section shear capacity are integrated within the framework of nonlinear time-history analysis. This approach implements the energy balance principle and capacity design philosophy for the seismic performance design of energy dissipation structures, achieving logical self-consistency.

Keywords energy dissipation structures, working condition, normal operation, damage level, shear performance

0 引 言

按照《建筑工程抗震管理条例》（国务院令第744号文）第十六条规定[1]，上海瑞金医院新建工程急救综合大楼采用（钢管柱+钢梁）框架-剪力墙结构体系，设置了消能减震装置，以满足中震正常使用的要求。现行标准《建筑消能减震技术规程》（JGJ 297—2013）[2]要求对减隔震结构进行抗震性

收稿日期：2025-05-30
* **联系作者**：扶长生，男，教授级高级工程师，主要从事抗震理论研究和工程实践。E-mail：cfstruct@iCloud.com

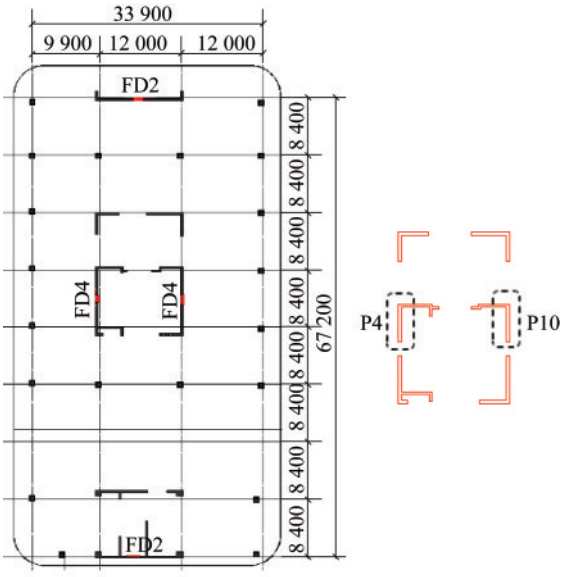
能设计，使用非线性时程分析反算阻尼器提供的附加阻尼比，使用等效弹性分析方法定量验算材料强度，评估构件的抗震性能。近年来，使用非线性时程分析对构件的变形控制模式进行延性能力验证的研究取得了进展[3-5]。但是，对脆性的力控制破坏模式的构件承载力验算仍处于《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)[6]的等效弹性分析的框架下。这样，使用精细的非线性时程分析法对消能减震结构进行分析，求取附加阻尼比，再使用粗糙的等效弹性方法评估构件的抗震性能水准，存在逻辑不自洽问题。理论上的不完备导致了当前消能减震结构设计的不合理。

本文按现行上海市标准《建筑抗震设计标准》(DG/T J 08-9—2023)附录K的理论框架[7]，论证了建筑物正常使用工作状态、构件损伤等级以及(广义)非线性变形三者之间的关系，微调了基于规范的剪力墙抗剪承载力公式的参数，是其适用于使用瞬时最大剪力来评估墙肢的剪切性能。以此，把评估剪力墙中震和大震正截面延性损伤等级和验算构件斜截面脆性抗剪承载力两个方面的要求整合到非线性时程分析的框架内完成，实现逻辑自洽。

1 工程简况

急救综合大楼地下3层，地上13层，大屋面标高为55.65 m。抗震设计基本信息：设防烈度，7度；设防类别，乙类；设计分组，二组；场地类别，上海Ⅳ类。结构采用连梁位移阻尼器、钢框架(钢管混凝土柱+钢梁)-钢筋混凝土剪力墙组成的消能减震结构体系。地上第2—9层适当部位设置连梁位移阻尼器。图1为中区典型层(第4—6层)的竖向构件和阻尼器布置示意图以及控制墙肢的位置示意图。其中，图1(a)中的红色线条处表示连梁阻尼器的布置位置，字母FD2和FD4表示阻尼器型号。图1(b)为控制墙肢的位置示意。全楼阻尼器的参数和数量见表1。总计布置阻尼器30个，其中，X向14个，Y向16个。

首层矩形钢管混凝土柱截面尺寸为1 000 mm×900 mm，钢板厚30 mm；剪力墙厚400 mm；混凝土强度等级为C60。钢框架梁截面尺寸为H700×300×14×20(mm)，钢材选用Q335B。第4—6层的钢管混凝土柱截面尺寸为800 mm×700 mm，钢板



(a) 竖向构件及阻尼器(单位：mm) (b) 控制墙肢

图1 第4—6层竖向构件和阻尼器布置以及控制墙肢平面位置示意

Fig.1 Schematic layout of vertical components and beam dampers in F4–F6, and the location of critical wall piers

表1 连梁位移阻尼器参数表

Table 1 Parameters of coupling-beam displacement dampers

阻尼器型号	屈服力/kN	最大屈服位移/mm	数量/个	布置位置
FD1	1 000	1.00	12	F7—F9
FD2	2 000	1.00	9	F2—F6
FD3	2 200	1.00	1	F2
FD4	2 600	1.00	8	F3—F6

厚20 mm。剪力墙厚350 mm；混凝土强度等级为C50。钢框架梁截面尺寸为H700×300×14×20(mm)，钢材选用Q335B。

2 构件延性性能与正常使用

DG/T J 08-9—2023附录K中根据钢筋混凝土延性构件的广义力-变形(弯矩-曲率)骨架曲线，按宏观性能划分了构件的6个损伤等级，如图2所示。其中，完好是指无损坏，刚超过开裂点，基本处于线性状态；基本完好是指构件转动达到或刚刚超过屈服转动点，稍稍呈现非线性性能，混凝土保护层远未被压碎，残余裂缝宽度小于1.0 mm，正常环境下可不采取补救措施，继续使用；其他损伤等级对应的宏观物理现象，详见附录K所述。按附录K的推荐，本工程采用美国ASCE 41定义

的构件性能水准OP(完全运行)、IO(立即运行)、LS(生命安全)、CP(防止倒塌)以及对应的可接受准则,即性能水准对应的最大塑性转动量[8]。其中,OP和IO为建筑物抗震设计的运行控制极限状态性能水准,与附录K的完好和基本完好对应。图2中增添了ASCE 41性能水准OP、IO、LS、CP的标注。图中的RR(Required Retrofit)为峰值弯矩点左侧邻近处插入的一个性能水准,对应于轻微损坏,为修理控制极限状态性能水准,表示需要适当补强才能恢复使用。

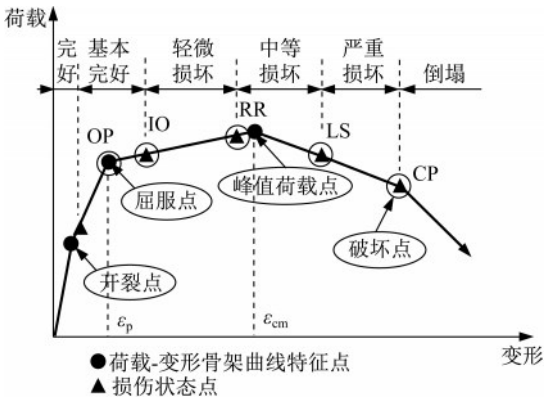


图2　延性破坏钢筋混凝土构件的损伤等级划分示意图

Fig.2　Schematic illustration of damage level for ductile failure of reinforced concrete components

正常使用是建筑物的一种工作(或运行或使用)状态,应使用损伤等级或性能水准给予定量评估。根据图2所示延性破坏的钢筋混凝土构件骨架曲线以及损伤等级的划分,当损伤等级为完好(或性能水准OP)和基本完好(或性能水准IO)时,都可以认为建筑物处于正常使用工作状态。除此之外,对结构构件尚需进行脆性破坏的力控制模式的验算,即使用材料强度作为参数,对截面的抗剪承载力进行弹性或不屈服的抗震验算。

3　剪力墙的剪切性能

本工程按性能设计要求,按规范规定使用反应谱法进行小震不坏设计、配筋。对于中震和大震分析,推荐使用非线性时程分析(7条波)得到的平均瞬时最大剪力V_{max}作为设计需求剪力,验算剪力墙的剪切截面限制条件和强度能力/需求比。

按JGJ 3—2010公式(3.11.3-4)验算剪力墙的剪压比或截面限制条件:

$$V_{max} \leqslant 0.15 f_{ck} b_w h_{w0} \tag{1}$$

式中:需求端调整为非线性时程分析(7条波)得到的平均瞬时最大剪力V_{max};其他符号意义与规范公式相同,f_{ck}为材料强度标准值,b_w为剪力墙厚度,h_{w0}为剪力墙有效长度。

3.1　规范公式强度验算

JGJ 3—2010第7.2节和GB 50010—2010第11.7节给出了剪力墙抗剪承载力计算公式[6,9]。它们与JGJ 3—2010第3.11节有关公式配套使用,仅适用于弹性或等效弹性反应谱分析方法。根据剪力墙的受力特征,略去重力荷载作用下的剪力,一字形剪力墙的具体表达式为

$$V_d = \gamma_E V_{Ek} \leqslant R_d \tag{2a}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.4 f_t b_w h_{w0} \pm 0.1 N_d\right) + 0.8 f_{yh}\frac{A_{sh}}{s} h_{w0}\right] \tag{2b}$$

$$V_k = 1.0 V_{Ek} \leqslant R_k \tag{3a}$$

$$R_k = \left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.4 f_{tk} b_w h_{w0} \pm 0.1 N_k\right) + 0.8 f_{yhk}\frac{A_{sh}}{s} h_{w0}\right] \tag{3b}$$

式(2a)和式(2b)适用于剪切弹性验算,式(3a)和式(3b)适用于剪切不屈服验算。式中,V_{Ek}为反应谱分析得到的地震工况的剪力,V_d和V_k分别表示剪切弹性验算和不屈服验算的设计需求。等号右侧大括号中的第一项为混凝土对截面抗剪强度提供的贡献,第二项为钢筋提供的贡献。其他符号意义与规范相同,按规范规定取值。根据GB 50010—2010第11.7.4条文说明,剪力墙反复和单调加载的受剪承载力对比试验表明,前者的受剪承载力比后者降低15%~20%。因此,在式(2b)和式(3b)中,规范将抗震受剪承载力计算公式中的各个组成项统一乘以降低系数0.8[9]。

钢筋混凝土的剪切机理表明,混凝土抗剪强度是骨料咬合力、纵向钢筋暗销力、受压区混凝土的剪切传递、受拉区裂缝间混凝土块对构件刚度的贡献(tensile concrete stiffening effects)以及拱作用等因素的综合效应。屈服后弯曲与剪切的相互作用和反复摆动引起交叉斜裂缝,使得潜在塑性铰区域混凝土对抗剪强度的贡献具有高度不确定性。当斜裂缝发生、展开后,大部分水平剪力通常由有效锚入两侧边缘构件的水平钢筋承担,其配筋率和间距是影响混凝土斜裂缝宽度的主要因素[10]。研究表明,拉(或压)剪试验中钢筋提供的

抗剪强度没有明显的变化，潜在塑性铰区域内的交叉斜裂缝间混凝土块对承载力贡献的高度不确定是导致反复加载抗剪承载能力降低的主要原因。规范公式把各个组项统一乘以降低系数0.8的处理方式比较简单粗糙。

3.2 本文推荐公式强度验算

本文推荐用于钢筋混凝土剪力墙截面抗剪承载力弹性验算和不屈服验算的公式如下：

$$\gamma_E V_{max} \leqslant R_d \tag{4a}$$

$$R_d = \left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.4 f_t b_w h_{w0} \pm 0.1 N_z\right) + f_{yh}\frac{A_{sh}}{s}h_{w0}\right] \tag{4b}$$

$$1.0 V_{max} \leqslant R_k \tag{5a}$$

$$R_k = \left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.4 f_{tk} b_w h_{w0} \pm 0.1 N_z\right) + f_{yhk}\frac{A_{sh}}{s}h_{w0}\right] \tag{5b}$$

其中，式(4a)和式(4b)适用于弹性验算，式(5a)和式(5b)适用于不屈服验算。式(4a)中的荷载组合系数γ_E按规范取值，以计入小容量样本地震记录波以及非线性模型等引起的不确定性。式(5a)按规范规定，取荷载组合系数$\gamma_E=1.0$。其他符号意义与规范公式相同。

本文推荐的公式保留了规范公式的格式，除了对剪力需求V_{max}、剪跨比λ和轴力N_z按非线性时程分析取值以外，主要作出了如下调整：

(1) 取消承载力调整系数γ_{RE}。γ_{RE}是协调规范[7-8]与规范[8-9]以及后续规范之间延续性的调整系数，予以取消，以适用于使用非线性分析结果来评估截面的抗剪承载力。

(2) 取消钢筋对截面抗剪切强度贡献的0.8系数，增加确定性较高的钢筋对剪切强度的贡献，与ACI 318、NZS 3101:2006相关公式协调[11-12]。

3.3 安全性评估

3.3.1 抗剪承载能力

按梁兴文等基于收集到的313片混凝土剪力墙抗剪性能试验资料的可靠度分析结果[13]，GB 50010—2010给出的剪力墙抗剪承载力计算公式，当剪力墙偏心受压，将具有不低于95%的保证率。王铁成等令$\gamma_{RE}=1.0$，按规范公式计算了5片钢筋混凝土剪力墙试件在拉弯剪复合作用下的抗剪承载力，且进行了试验复核。在小偏拉受力特性下，当截面拉应力不大于$2f_{tk}$时，规范公式具有一定的安全储备[14]。

以本工程设计水平钢筋HRB500，配筋率$\rho_h=0.77\%$，混凝土强度等级为C60，$\lambda=1.5$为例，图3给出了规范公式(2b)和本文推荐公式(4b)的对比。

图中，纵坐标$v_{csd}=R_d/b_w h_{w0}$为截面名义剪切强度，横坐标$\sigma_z=N_z/b_w h_{w0}$为时程分析的轴向应力。除小偏心拉剪区域水平段约高于规范公式6%以外，本文推荐公式的承载能力设计值与规范公式基本相同。

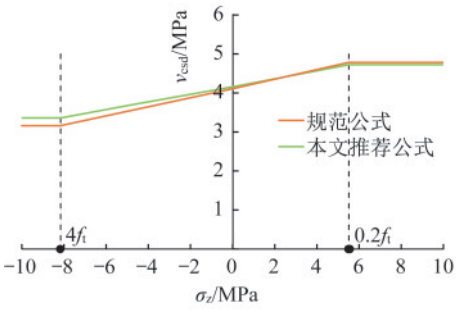


图3 规范公式与本文推荐公式抗剪承载力设计值的对比

Fig.3 Comparison of factored strength by the code formula and the formula recommended in this paper

3.3.2 抗震安全性

新西兰学者Paulay等把滞回曲线循环4次，构件强度和刚度没有明显退化的最大非线性变形来计算延性比[15]。Perez等把波形有效持续时间内超过4次循环的最大加速度反应定义为有效加速度反应，并使用California 4次地震事件中取得的大量记录波对单自由度体系进行线性分析[16]。研究表明，当周期$T>1$s，平均有效加速度反应$(a_{eff})_{average}=50\%a_{peak}$，最不利结果$(a_{eff})_{worst}=84\%a_{peak}$。据此，新西兰抗震规范NZS 1170.5:2004的设计反应谱引入了结构性能系数$S_P=0.7$[17]。也就是说，在时程分析中，若把出现一次的峰值剪力作为设计需求来验算剪力墙剪切不屈服，将具有1.43倍的安全边界。在剪力墙剪切弹性验算时，将具有$1.43\gamma_E$左右的安全边界。

按能力设计原理，在延性剪力墙潜在塑性铰区内，剪切破坏不应该出现在计入材料期望强度的弯曲屈服超强之前。按学术界的共识，可取弯曲超强系数$\phi_{o,w}=1.4$[15]。上述1.43倍的安全边界满足能力设计的要求。

综合上述分析，可以认为按本文推荐的使用非线性时程分析的7条波的平均瞬时最大剪力作为设计需求验证剪力墙截面抗剪承载力的安全

性，至少不低于按荷载组合公式的安全性。

4　急救综合大楼性能设计

上海瑞金医院急救综合大楼的预期目标性能见表2。结构抗震性能水准为第1水准、第2水准与第4水准，分别对应于多遇地震、设防烈度地震与罕遇地震。表中的损伤等级按图2划分。IO等性能水准按ASCE 41执行。其中，中震作用下的目标性能满足正常使用，阻尼器正常工作，充分发挥消能功能。

表2　瑞金医院急救综合大楼目标性能

Table 2　Target performance of the emergency comprehensive building of Ruijin Hospital

地震水准		多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震
结构及构件性能水准		第1水准	第2水准	第4水准
结构整体性能目标		完好(OP)正常使用	基本完好(IO)正常使用	中等损坏(LS)生命安全
结构层间位移角限值		1/800	1/300	1/120
结构构件性能目标	钢筋混凝土连梁	完好(OP)。小震弹性分析，地震作用、荷载组合、地震内力调整系数等符合GB 50011—2010和JGJ 3—2010的有关规定	弯曲：基本完好(IO) 个别构件轻微损坏(RR) 剪切：弹性	弯曲：中等损坏(LS) 部分构件严重损坏(CP) 剪切：满足截面限制条件
	竖向构件		弯曲：基本完好(IO) 剪切：弹性	弯曲：轻微损坏(RR) 部分构件中等损坏(LS) 剪切：不屈服，满足截面限制条件
	消能子结构构件(安装阻尼器的型钢混凝土连梁)		弯曲：完好(OP) 部分构件基本完好(IO) 剪切：弹性	弯曲：基本完好(IO) 剪切：不屈服，满足截面限制条件
	钢框架梁		弯曲：基本完好(IO) 个别构件轻微损坏(RR) 剪切：弹性	弯曲：中等损坏(LS) 剪切：不屈服
连梁阻尼器性能目标		正常工作 基本不发挥消能功能	正常工作 充分发挥消能功能	正常工作 最大发挥消能功能

4.1　主体结构的性能评估

本工程使用ETABS进行分析[18]。建立弹性模型(含阻尼器)，按DG/T J 08-9—2023有关规定选取设计反应谱形状参数，阻尼比取4.5%，进行小震反应谱分析和截面配筋设计。结构振型清晰，第一周期为1.70 s，沿*Y*向；第二周期为1.51 s，沿*X*向。平扭周期比小于0.85，结构具有良好的自振特性。主要控制性指标均满足JGJ 3—2010有关规定。

建立非线性模型。混凝土采用GB 50010—2010附录C给定的非线性本构关系。钢材和钢筋采用双折线应变硬化模型。梁、柱采用集中塑性铰模型，墙采用纤维模型。阻尼器采用理想弹塑性恢复力模型。按DG/T J 08-9—2023附录A给出的基准波SHW1—SHW7组成输入波集合1，以1∶0.85的比例，沿结构两个主轴方向，进行两次双向输入(分别记作*XY*方向和*YX*方向)，调整PGA为100 gal进行中震非线性分析。SHW8—SHW14组成输入波集合2，进行两次双向输入，调整PGA为200 gal进行大震非线性分析。7条波平均中震层间位移角最大值为1/397，满足≤1/300的要求。大震最大值为1/136，满足≤1/120的要求。

4.1.1　能量分布时程

能量分布时程是以时间为横坐标，能量为纵坐标的实时能量平衡图。包络曲线的纵坐标为各类能量耗散之和，等于地震波的输入能量。非线性时程分析表明，中震SHW2波和大震SHW13波的输入能量及结构的能耗最大。

为了简明起见，图4仅给出了SHW2波*XY*方向作用下的中震能量分布时程。当$t \geq 60$ s，能量达到稳态平衡，清晰地反映了各类能耗比例。若需要按等效弹性反应谱分析，能量分布时程可以用于确定结构附加阻尼比和阻尼器提供的附加阻尼比，详见第4.2.2节。

4.1.2　弯曲性能

除特别说明外，以下仅给出*XY*方向输入的构件7条波平均性能水准。连梁和框架梁的中震性

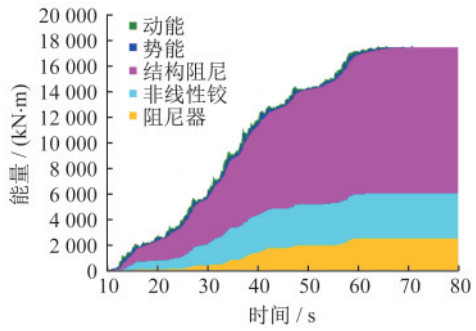
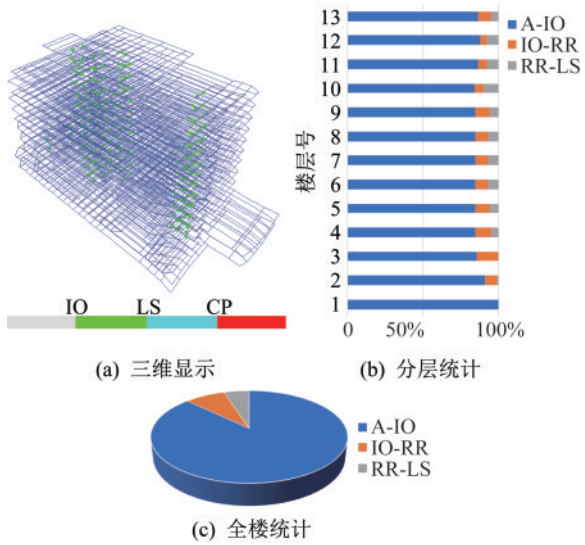


图4 能量分布时程(SHW2波,*XY*方向,中震)

Fig.4 Energy dissipation time history (SHW2 wave, *XY*-direction, moderate earthquake)

能水准为完好OP(未列出),大震性能色标如图5所示。



(a) 三维显示 (b) 分层统计

(c) 全楼统计

图5 水平构件性能水准(大震,7波平均,*XY*方向)

Fig.5 Performance level of horizontal components (major earthquake, average of 7 waves, *XY*-direction)

图中,分层统计和整体统计中细分了三维显示图中的IO—LS性能段。

钢管混凝土柱和剪力墙的中震和大震性能水准均为完好OP(未列出)。

4.1.3 剪切性能

P4和P10墙肢为剪力墙剪切控制构件,位置如图1(b)所示。中震7条波平均最大瞬时剪应力 $v_{max}=V_{max}/b_w h_{w0}=3.37$ MPa,发生在P4墙肢的第2层。大震平均最大瞬时剪应力 $v_{max}=5.33$ MPa,发生在P10墙肢的第2层。混凝土强度等级为C60,名义剪压比 $v_n=0.15f_{ck}=5.78$ MPa,满足截面限制条件。

第5层,截面宽 $b_w=350$ mm,水平钢筋为2D14@150,配筋率 $\rho_h=0.59\%$,牌号为HRB500。第2层,$b_w=400$ mm,水平钢筋为3D14@150,配筋率 $\rho_h=0.77\%$,牌号为HRB500。按本文推荐公式验算墙肢的剪切性能,满足中震剪切弹性和大震剪切不屈服的目标性能。作为对比,能耗比例推算得到结构附加阻尼比和阻尼器附加阻尼比的平均值,按规范公式进行了等效弹性分析。中震分析,取振型阻尼比4.5%,结构附加阻尼比1.35%;阻尼器提供附加阻尼比1.35%;取连梁刚度折减系数0.3。大震分析,取振型阻尼比5.0%,结构附加阻尼比2.73%,阻尼器提供附加阻尼比2.06%;取连梁刚度折减系数0.2。表3给出抗剪承载力验算的汇总。

表3 抗剪承载力验算结果汇总

Table 3 Summary of the shear capacity check

控制截面	第2层墙肢		第5层墙肢	
	P4	P10	P4	P10
中震弹性设计需求/kN				
非线性时程	6 527	6 178	4 815	4 503
等效弹性	7 119	7 138	5 452	5 298
	抗剪承载力设计值/kN			
本文公式	7 578	7 584	5 297	5 217
规范公式	7 710	7 710	5 455	5 455
大震不屈服设计需求/kN				
非线性时程	8 154	8 577	4 662	4 916
等效弹性	9 835	9 784	6 913	6 665
	抗剪承载力标准值/kN			
本文公式	8 790	9 178	6 359	6 207
规范公式	8 084	8 084	5 761	5 761

表中数据表明:

(1) 抗剪承载能力与预期相同,设计值平均差值约4%,标准值平均差值约10.5%。这是规范公式通过折减系数0.8和承载力调整系数 γ_{RE} 对试验结果进行调整的缘故。

(2) 设计需求。等效弹性对比非线性时程的差值高于1.2~1.48倍。简明解读如下:P4和P10墙肢的第3—6层,各布置了4个FD4连梁位移型阻尼器,非线性时程分析中,率先屈服,并正常工作。阻尼器具有滞回曲线丰满的理想弹塑性性能(图6),充分发挥了消能功能,引起内力重分布,从而导致P4和P10墙肢的水平剪力大量流出。

(3) 非线性分析表明,剪切性能的控制设计截面从中震第2层的P4墙肢转移到了大震第2层的P10墙肢。

4.2　阻尼器减震效果的评价

4.2.1　连梁阻尼器滞回曲线及出力

按出力大小，表 4 汇总了 SHW13 波 *XY* 方向作用下 4 个等级（FD1—FD4）阻尼器位移的包络，最大值为 31.825 mm。当阻尼器的极限位移不小于 55 mm 时，本工程的连梁位移阻尼器仍能正常工作，发挥最大消能功能。

表 4　　阻尼器最大位移的包络（大震，SHW13 波，*XY* 方向）

Table 4　Envelope of maximum displacement of dampers (SHW13 wave, *XY*-direction, major earthquake)

楼层	阻尼器编号	阻尼器等级	出力/kN	位移/mm
F7	K29	FD1	1000	30.367
F6	K8	FD2	2000	25.018
F2	K1	FD3	2200	14.380
F5	K18	FD4	2600	31.825

图 6 给出典型阻尼器在 SHW13 波 *XY* 方向作用下的大震滞回曲线。曲线饱满，阻尼器具有良好的耗能能力，能有效地耗散地震波的输入能量。

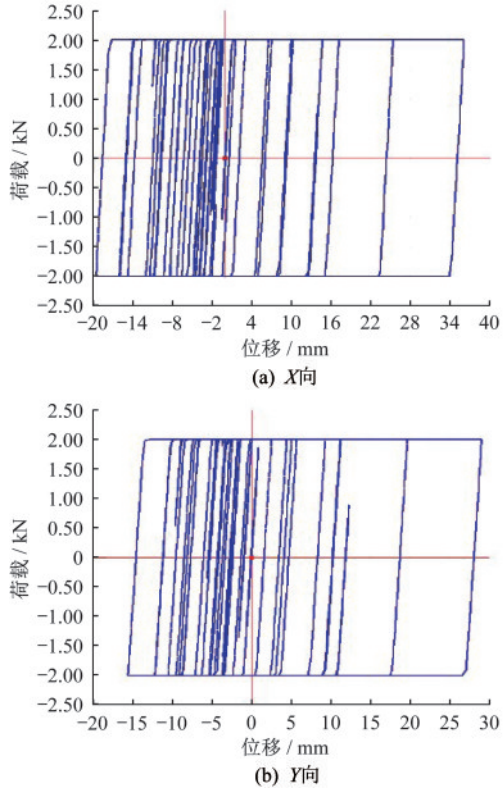


图 6　典型阻尼器滞回曲线（SHW13 波，*XY* 方向，大震）

Fig.6　Typical hysteresis curves of dampers (SHW13 wave, *XY*-direction, major earthquake)

4.2.2　能耗比

非线性分析遍历输入波集合 1 和集合 2，对每一条输入波，都可以得到如图 4 所示那样的能量分布时程。谱曲线处于高位平台段时，进入稳态平衡状态。取稳态平稳的地震波输入能量为基准，归一化处理，分别得到中震和大震作用下的各种能耗的比例关系。进一步，以振型阻尼比为基准，可以得到表示结构构件延性性能的结构滞回阻尼比以及阻尼器提供的附加阻尼比。表 5 列出了 7 条波平均的能耗比例。这些图表清晰地表明了中震时阻尼器充分发挥了耗能作用，大震时发挥了最大耗能作用。

表 5　　能耗比汇总（7 波平均）

Table 5　List of the energy dissipation ratios (averages of 7 waves)

地震波及输入方向		振型阻尼能耗比	结构能耗比	阻尼器能耗比
中震	*XY* 向	61.27%	20.66%	16.34%
	YX 向	61.53%	16.14%	20.57%
大震	*XY* 向	50.62%	28.89%	19.58%
	YX 向	50.68%	26.46%	21.95%

5　结　论

上海瑞金医院急救综合大楼设置连梁阻尼器，采用钢框架-剪力墙消能减震结构体系。阻尼器中震时充分发挥消能作用，大震时发挥最大消能作用。主体结构满足中震正常使用的要求，大震达到且高于生命安全的目标性能。获得的主要结论如下：

（1）建筑物正常使用是一种工作（或运行或使用）状态的宏观描述。在性能设计中，若按上海市建筑抗震设计标准附录 K 的理论框架和构件损伤等级的划分，当构件的弯曲损伤等级为完好（OP）或基本完好（IO），且剪切的性能等级高于塑性铰区域考虑超强的弯曲性能等级时，可以认为建筑物处于中震正常使用的工作状态。

（2）本文推荐的与非线性时程分析配套的剪力墙截面剪切性能验算的公式，其安全性至少不低于相应的规范公式。这样，把评估构件正截面延性损伤等级和验证构件斜截面脆性抗剪承载力的性能设计两个方面整合到非线性时程分析的框架内完成。消能减震结构抗震性能设计的能量平

衡原理和能力设计思想得到贯彻,实现了逻辑自洽。

参 考 文 献

[1] 国令第744号文 建筑工程抗震管理条例[S].
State Council Order No. 744 The State Council of the People's Republic of China. Regulations on seismic management of construction Projects[S].(in Chinese)

[2] JGJ 297—2013 建筑消能减震技术规程[S].
JGJ 297—2013 Technical specification for energy dissipation and seismic reduction of buildings[S].(in Chinese)

[3] 韩小雷,黄狄昉,季静,等.《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》(DBJ/T 15-151—2019)基本思路及其工程应用[J].建筑结构,2019,49(17):70-76.
Han Xiaolei, Huang Difang, Ji Jing, et al. Basic concepts and engineering applications of "specification for seismic performance design of concrete structures in construction engineering" (DBJ/T 15-151—2019) [J]. Building Structure, 2019, 49(17):70-76.(in Chinese)

[4] 周建龙,江晓峰,王璞,等.钢筋混凝土构件抗震性能评价方法及不同指标对比研究[J].建筑结构,2022,52(22):1-8.
Zhou Jianlong, Jiang Xiaofeng, Wang Pu, et al. Evaluation methods for seismic performance of RC members and comparative study of different indicators [J]. Building Structure, 2022, 52 (22) : 1-8. (in Chinese)

[5] T/CECA 20024—2023 建筑结构抗震性能化设计标准[S].
T/CECA 20024—2023 Standard for performance-based seismic design of building structures [S]. (in Chinese)

[6] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S].
JGJ 3—2010 Technical specification for concrete structures of tall buildings[S].(in Chinese)

[7] DG/T J 08-9—2023 建筑抗震设计标准[S].
DG/T J 08-9—2023 Standard for seismic design of buildings[S].(in Chinese)

[8] ASCE 41-17 Seismic rehabilitation of existing buildings[S].

[9] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范(2015年版)[S].
GB 50010—2010 Code for design of concrete structures (2015 Edition)[S].(in Chinese)

[10] 扶长生.抗震工程学:高层混凝土结构的分析与设计[M].北京:科学出版社,2020.
Fu Changsheng. Seismic engineering: analysis and design of high-rise concrete structures [M]. Beijing: Science Press,2020.(in Chinese)

[11] ACI 318-08 Building code requirements for structural concrete and commentary[S].

[12] NZS 3101: 2006 Concrete structures standard Part 1-The design of concrete structures[S].

[13] 梁兴文,幸力,陶松平,等.混凝土剪力墙受剪承载力计算[J].建筑结构,2009,39(7):115-117.
Liang Xingwen, Xing Li, Tao Songping, et al. Calculation of shear capacity for concrete shear walls [J]. Building Structure, 2009, 39 (7) : 115-117. (in Chinese)

[14] 王铁成,赖天宇,赵海龙,等.钢筋混凝土剪力墙拉剪受力性能试验[J].建筑结构,2017,47(2):64-69.
Wang Tiecheng, Lai Tianyu, Zhao Hailong, et al. Experimental study on tensile-shear mechanical behavior of RC shear walls [J]. Building Structure, 2017,47(2):64-69.(in Chinese)

[15] Paulay T, Priestley M J N.Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings[M]. New York: John Wiley & Sons Inc,1992.

[16] Perez V, Brady G.Reversing cyclic elastic demand on structures during earthquakes and applications to ductility requirements[J].Earthquake Spectra,1984,1(1):7-32.

[17] NZS 1170.5: 2004 Structural design actions Part 5: Earthquake actions-New Zealand[S].

[18] CSI. ETABS users manual[M]. Berkeley: Computer & Structures,Inc.,1999.