巨雪,张尚荣,熊洋,等.基于位移的大底盘双塔楼复合被动控制体系设计方法研究[J].地震工程学报,2027,49(1):130-138. DOI:10.20000/j.1000-0844.20250303002

Ju Xue, Zhang Shangrong, Xiong Yang, et al. A displacement-based design method for large-chassis, twin-tower structures with a composite passive control system [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2027, 49 (1): 130-138. DOI: 10.20000/j. 1000-0844.20250303002

基于位移的大底盘双塔楼复合被动控制体系设计方法研究

巨 雪,张尚荣,熊 洋,张海旭,买忠福

(宁夏大学 土木与水利工程学院,宁夏 银川 750021)

摘要:采用"隔震+塔楼间减震"复合被动控制体系(CPCS)抑制大底盘双塔楼地震响应。为完善其性能化抗震设计,将塔楼连接构件简化为Kelvin阻尼器表征耗能效应,提出考虑高阶模态、免迭代的直接位移设计法:先明确结构性能目标,建立附加阻尼比与周期关联式提升计算精度,把子结构多自由度等效为单自由度求解抗震需求,结合层位移与阻尼比优化阻尼器布置。算例显示该方法无需迭代即可满足位移限值,时程分析证实CPCS可实现多水准抗震设防,验证方法可靠有效。

关键词:大底盘双塔楼;复合被动控制;基于位移的设计方法;等效阻尼比;地震响应分析

中图分类号:TU318; TU352.12 **文献标志码**:A **文章编号**:1000-0844(2027)01-0130-09

DOI:10.20000/j.1000-0844.20250303002

A displacement-based design method for large-chassis, twin-tower structures with a composite passive control system

Ju Xue, Zhang Shangrong, Xiong Yang, Zhang Haixu, Mai Zhongfu

(*School of Civil and Hydraulic Engineering, Ningxia University, Yinchuan 750021, Ningxia, China*)

Abstract: A composite passive control system (CPCS) that integrates base isolation and intertower energy dissipation is effective in controlling the seismic response of large-chassis twin-tower structures. To refine the performance-based seismic design of the CPCS, the intertower connections are modeled as Kelvin dampers to capture their energy-dissipation characteristics. Furthermore, a direct displacement-based design approach considering the higher-mode effects is proposed without the need of complicated iterative calculations. In this displacement-based framework, the performance objectives are first defined based on the characteristics of the structural system. Then, a relationship between the additional equivalent damping ratio and the structural period is established to improve the accuracy and efficiency of the damping calculations. Therefore, the equivalent single-degree-of-freedom substructure system of the multi-degree-of-freedom system is obtained to estimate seismic

收稿日期:2025-03-03

基金项目:国家自然科学基金(52268033)

第一作者简介:巨 雪(2000-),女,硕士研究生,主要从事结构减震控制方面的研究。E-mail: Juxue1210@163.com。

通信作者:张尚荣(1984-),男,博士,副教授,主要从事结构减震控制方面的研究。E-mail: sr_zhang@nxu.edu.cn。

demand. Finally, the optimal damper layout is obtained considering both the floor displacements and the additional damping ratios. Design case studies demonstrate that the proposed method meets inter-story drift ratio limits without iteration. The elastic and elastoplastic time-history analyses both confirm that the CPCS significantly enhances the seismic capacity of the structure to satisfy the performance objectives of "no damage under moderate earthquakes, repairable under rare earthquakes, and no collapse under extremely rare earthquakes," and thus verify the scientific basis and effectiveness of the proposed design method.

Keywords: large-chassis twin towers; composite passive control; displacement-based design method; equivalent damping ratio; seismic response analysis

0　引言

现代城市建设中，大底盘塔楼结构凭借独特的空间布局与较高的土地利用效率，成为城市标志性建筑之一。然而，该类结构存在竖向不规则问题，刚度突变位置易产生应力集中，甚至发生构件破坏。为提升其抗震能力，学者已提出多种技术手段，例如设置竖向转换层[1]与隔震层[2]来削弱地震作用。针对隔震层位置与参数的影响，已有学者开展振动台试验及抗震韧性评价研究[3-4]，相关手段在一定程度上改善了结构抗震表现，但仍存在一定局限[5]。塔楼相互独立布置时，不仅易诱发结构扭转与变形效应[6]，塔楼间距较小时还会发生塔楼碰撞，造成严重结构损伤。针对该问题，现有研究提出在相邻塔楼间布设控制装置[7]，研究表明，在连廊与主体结构之间合理布置阻尼器可有效减小支座位移响应。在此基础上，复合被动控制体系（Composite Passive Control System，CPCS）得到发展，该体系联合隔震层与阻尼器，协同实现地震能量的隔离与耗散，显著降低结构动力响应。现有针对CPCS振动特性[8]、参数优化[9]与控制效果[10]的系统分析表明，CPCS为复杂建筑抗震性能提升开辟了新的技术路径[11]。但目前针对大底盘双塔楼这一特殊结构形式，尚缺乏系统的抗震设计研究，亟需提出针对性的分析与设计方法。

在基于性能的结构设计方法[12]中，直接基于位移的设计方法[13]因其直观、高效的优势得到广泛关注。该方法以结构地震作用下的最大位移作为控制参数，通过预设位移目标指导抗震设计[14]，既可准确获取结构抗震性能需求，又可推动抗震设计向精细化、定量化发展，保障结构在不同地震水准下的安全。直接基于位移的设计方法已广泛应用于新建结构减震设计[15]、既有结构加固改造[16]以及结构风险评估[17]等领域。该方法在改善结构抗震性能与控制效果方面优势突出，但将其运用于大底盘双塔楼结构仍存在诸多难题。具体而言：如何依据现行规范为CPCS合理确定性能目标是首要难题；其次，大底盘双塔楼动力特性复杂[8]，如何开展单自由度体系简化以精准复现结构动力响应？此外，该类结构地震响应受高阶模态影响显著[18]，设计过程中如何在基本周期基础上合理考虑高阶模态效应，同样是亟待解决的关键问题。

本文开展大底盘双塔楼CPCS直接基于位移的设计方法研究，旨在揭示该体系在地震作用下的动力特性与抗震性能，建立一套适用于该类复杂结构的设计策略。研究从理论分析、结构设计、性能验证三个维度开展，采用子结构单自由度体系（Single Degree of Freedom，SDOF）简化方法，以克服大底盘双塔楼结构的设计复杂性，重点解决该类结构性能目标确定、附加阻尼比求解、设计流程构建等关键科学问题。

1　大底盘双塔楼CPCS简化模型

大底盘双塔楼CPCS在多水准地震作用下可取得良好的控制效果，能够显著削减结构动力响应，保障结构地震安全性[19]。针对大底盘塔楼竖向刚度不规则的固有缺陷，工程中常采用层间隔震体系削弱地震输入效应；与此同时，在连廊-塔楼连接部位布设被动控制装置，能够有效规避塔楼之间的碰撞风险，在满足建筑功能分区需求的同时提升结构整体协同工作性能。

为了简化结构，分析隔震层与被动控制装置的协同作用，将塔楼间的连接部分等效为Kelvin阻尼器模型，将结构体系简化为层剪切模型[9]，如图1所示。阻尼器模型由弹簧和阻尼单元并联，能有效模拟连廊和控制装置的耗能特性。其恢复力F_d为：

$$F_{\mathrm{d}}=k_{\mathrm{d}}u+c_{\mathrm{d}}\dot{u} \tag{1}$$

式中：k_{d}为刚度系数；c_{d}为阻尼系数；u为阻尼器两端的相对变形。

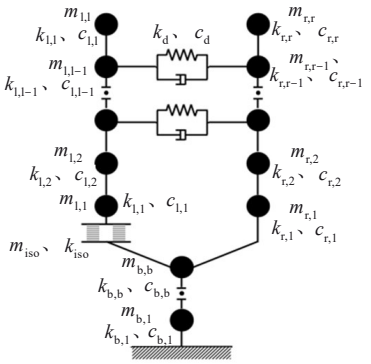


图 1 大底盘双塔楼CPCS结构的模型简图

Fig. 1 Schematic diagram of the CPCS structure of large-chassis twin towers

理想状态下的滞回曲线如图2所示。W_{d}为阻尼器在一个振动周期内消耗的能量；W_{e}表示阻尼器在振动过程中存储的最大弹性势能。当加载周期为T时，k_{d}、c_{d}及附加阻尼比ξ_{d}为：

$$k_{\mathrm{d}}=\frac{F_{\mathrm{d}0}}{u_0} \tag{2}$$

$$c_{\mathrm{d}}=\frac{W_{\mathrm{d}}}{\pi\omega u_0^2} \tag{3}$$

$$\xi_{\mathrm{d}}=\frac{W_{\mathrm{d}}}{4\pi W_{\mathrm{e}}}=\frac{W_{\mathrm{d}}}{2\pi F_{\mathrm{d}0}u_0}=\frac{c_{\mathrm{d}}\pi}{k_{\mathrm{d}}T} \tag{4}$$

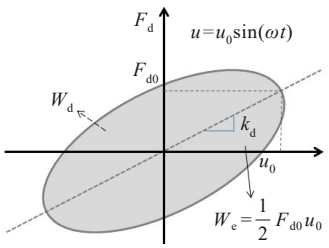


图 2 阻尼器理想状态滞回曲线

Fig. 2 Ideal hysteretic curve of damper

2 直接基于位移的设计方法

2.1 大底盘双塔楼结构的性能目标

根据《建筑隔震设计标准(GB/T 51408—2021)》[20]中性能目标的划分，对结构提出“中震不坏、大震可修、极震不倒”的性能目标，结构在设置CPCS后各指标变形规范限值列于表1。

2.2 阻尼器附加等效阻尼比计算

CPCS中阻尼器水平设置在两塔楼间，阻尼器两端位移即两塔楼对应楼层的位移差。假设受正弦函数激励，对应的m阶的模态化楼层位移x_{mi}为：

$$x_{mi}=x_{n0}\phi_{i,m}\sin\left[\frac{2\pi t}{T_m}\right] \tag{5}$$

式中：x_{n0}为顶层最大位移；$\phi_{i,m}$为m阶第i层的位移分量(最大位移归一化为1)；阻尼器位移$u_{\mathrm{d}i}$：

$$u_{\mathrm{d}i}=x_{n0}\left|\phi_{\mathrm{dl}i,m}-\phi_{\mathrm{dr}i,m}\right|\sin\left[\frac{2\pi t}{T_m}\right] \tag{6}$$

式中：$\varphi_{\mathrm{dl}i,m}$、$\varphi_{\mathrm{dr}i,m}$为第m阶第i个阻尼器连接左、右塔楼楼层的位移分量；T_m为第m阶振型周期。阻尼器在一个变化周期内耗散的能量W_{D}：

$$W_{\mathrm{D}}=\frac{2\pi^2}{T_m}\sum_i c_{\mathrm{d}}x_{n0}^2\left(\phi_{\mathrm{dl}i,m}-\phi_{\mathrm{dr}i,m}\right)^2 \tag{7}$$

附加阻尼器结构体系的最大应变能W_{S}：

$$W_{\mathrm{S}}=\frac{2\pi^2}{T_m^2}\sum_i m_i x_{n0}^2\phi_{i,m}^2 \tag{8}$$

附加阻尼器结构体系的性能受模态的影响，假定其基本周期为T_1'，则该模态的附加阻尼比为：

$$\xi_{\mathrm{add}}=\left(\frac{T_1'}{4\pi}\right)\frac{\sum_i c_{\mathrm{d}}\left(\phi_{\mathrm{dl}i,1}-\phi_{\mathrm{dr}i,1}\right)^2}{\sum_i m_i\phi_{i,1}^2} \tag{9}$$

根据性能目标，要求主体结构在设防地震作用下基本保持弹性，对于体系的等效阻尼比ξ_{eq}为：

$$\xi_{\mathrm{eq}}=\xi_0+\xi_{\mathrm{add}}+\xi_i \tag{10}$$

式中：ξ_0为结构阻尼比，取5%；ξ_{add}阻尼器附加等效阻尼比；ξ_i为隔震层等效阻尼比。

假设加入阻尼器前后结构振型相同，由于结构基本保持弹性，则隔震结构和CPCS结构的周期T_1、T_1'分别可表示为：

表 1 结构变形规范限值

Table 1 Code limits for structural deformation

地震水准	结构部位	变形指标	规范限值
设防地震	上部结构	层间位移角	1/400
	下部结构	层间位移角	1/500
罕遇地震	上部结构	层间位移角	1/100
	下部结构	层间位移角	1/100
	隔震层	支座水平位移	Min(0.55d,3h)
		支座应力	−1 MPa≤P≤30 MPa
极罕遇地震	上部结构	层间位移角	1/50
	下部结构	层间位移角	1/60
	隔震层	支座水平位移	4h
		支座应力	−1 MPa≤P≤30 MPa

注：d为支座直径，h为各层橡胶厚度之和；隔震支座的应力P为正时是压应力，为负值时是拉应力。

$$T_1=2\pi\sqrt{\frac{\sum_i m_i\phi_{i,1}^2}{\sum_i \boldsymbol{K}_i\phi_{ri,1}^2}}=2\pi\sqrt{\frac{\boldsymbol{\Phi}_1{}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{M}_0\boldsymbol{\Phi}_1}{\boldsymbol{\Phi}_{r1}{}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{K}_0\boldsymbol{\Phi}_{r1}}}$$

$$T_1'=2\pi\sqrt{\frac{\sum_i m_i\phi_{i,1}^2}{\sum_i(\boldsymbol{K}_i+\sum_j^{ni}\boldsymbol{K}_{d,j})\phi_{ri,1}^2}}=2\pi\sqrt{\frac{\boldsymbol{\Phi}_1{}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{M}_0\boldsymbol{\Phi}_1}{\boldsymbol{\Phi}_{r1}{}^{\mathrm{T}}(\boldsymbol{K}_0+\boldsymbol{K}_d)\boldsymbol{\Phi}_{r1}}}\tag{11}$$

式中:$\boldsymbol{M}_0$、$\boldsymbol{K}_0$为隔震结构质量和刚度矩阵;$\boldsymbol{K}_d$为附加阻尼器的刚度矩阵;$\boldsymbol{\Phi}_1$、$\boldsymbol{\Phi}_{r1}$分别为加入阻尼器前、后结构各层模态位移分量矩阵;整理得:

$$\frac{1}{T_1'^2}=\frac{1}{T_1{}^2}+\frac{1}{T_1'^2\xi_d}\left(\frac{T_1'}{4\pi}\frac{\sum_i c_d\left(\phi_{dli,1}-\phi_{dri,1}\right)^2}{\sum_i m_i\phi_{i,1}^2}\right)\tag{12}$$

将式(9)代入到(12)整理得:

$$T_1'=T_1\sqrt{1-\frac{\xi_{add}}{\xi_d}}\tag{13}$$

由推导可知,CPCS等效周期T_1'的变化是由于阻尼器使结构的阻尼比增大引起的。由式(10)可知,ξ_{eq}也由ξ_{add}决定。式(13)明确了CPCS等效周期与阻尼器附加阻尼比和隔震结构周期之间的关系,为提出的直接基于位移的设计方法提供了基础[21]。

2.3　子结构等效单自由度

在直接基于位移的设计方法中,需将子结构等效为SDOF体系,尤其是对于大底盘双塔楼这类不规则结构。原结构等效周期可以通过位移谱来计算,将加速度指标S_{ae}转化为位移指标S_{de}:

$$S_{de}=\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2S_{ae}=\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2\alpha g\tag{14}$$

式中:α为地震影响系数。将控制前后的结构位移响应定义为$S_{d,before}$、$S_{d,after}$,对应的位移减小因子R_d:

$$R_d=\frac{S_{d,after}}{S_{d,before}}\tag{15}$$

对于非线性SDOF体系,设阻尼比为ξ_{eff},等效割线刚度为K_{eff}。等效周期T_{eff}通过位移谱求出,SDOF体系的等效质量为M_{eff},则该体系的等效切割线刚度K_{eff}表示为:

$$K_{eff}=\frac{4\pi^2M_{eff}}{T_{eff}{}^2}\tag{16}$$

建立的等效SDOF体系的等效质量M_{eff}、等效位移δ_{eff}如下:

$$M_{eff}=\frac{\sum m_i\delta_i}{\xi_{eff}}\tag{17}$$

$$\delta_{eff}=\frac{\sum F_i\delta_i}{V_b}=\frac{\sum m_i\delta_i{}^2}{m_i\delta_i}\tag{18}$$

2.4　直接基于位移的设计流程

直接基于位移的设计方法首先将实际结构转化为等效SDOF体系,采用目标位移对应的等效刚度以及增设阻尼器后结构的等效阻尼比对结构进行表征;该方法针对大底盘双塔楼结构的设计流程如图3所示。

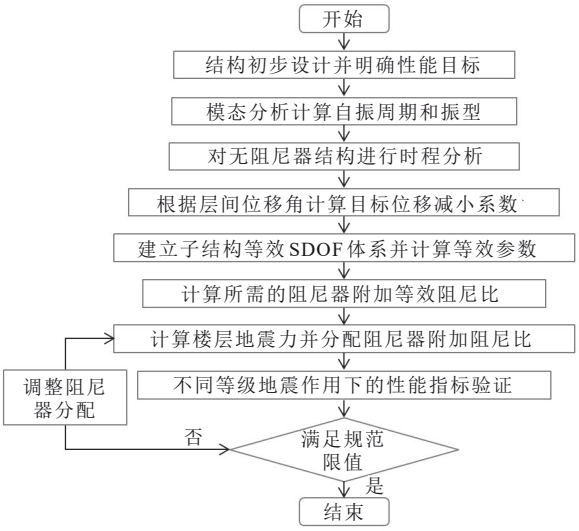


图3　直接基于位移的设计流程

Fig. 3　Direct displacement-based design procedure

3　算例分析

3.1　算例概况

大底盘双塔楼结构实例已完成初步设计,裙楼3层,柱截面为1 000 mm×1 000 mm(边长),两塔楼均8层,柱截面为900 mm×900 mm(边长);梁截面为700 mm(长)×400 mm(宽),混凝土强度等级取C40,阻尼比为5%。梁柱为Frame单元,楼板为Shell单元,网格尺寸为1.5 m×1.5 m(边长),在ETABS中建立有限元模型如图4所示。抗震设防烈度8度,设计基本地震加速度0.2g,场地类别Ⅱ类,设计地震分组为第二组。

根据工作环境在左塔设隔震层,LRB700共8个、LRB800共4个、LRB900共4个,布置方案如图5。计算得等效质量286 kN·s²/m、等效刚度25 937 kN/m[21]。黏弹性阻尼器系数采用优化结果:K_k=8 000 kN/m,C_k=200 kN·s/m,可在保持

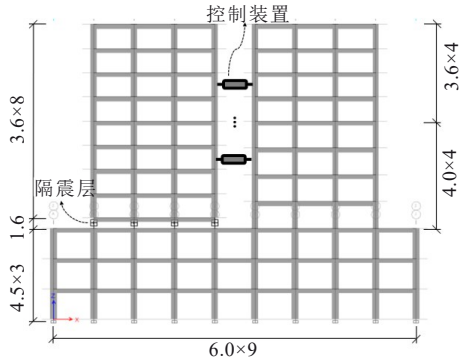


图 4 大底盘双塔楼有限元模型(单位:m)

Fig. 4 Finite element model of large-chassis twin towers (uint:m)

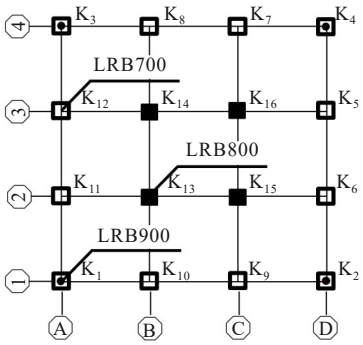


图 5 隔震支座布置方案图

Fig. 5 Layout scheme of isolation bearings

结构自振频率基本不变的同时显著提升整体阻尼比[22]。

3.2 地震波的选取

为更准确研究结构在实际地震作用下的动力响应,本文共选取 7 条地震动记录。从太平洋地震工程研究中心数据库选取 5 条天然地震记录 G1~G5,依据规范反应谱生成 2 条人工模拟地震记录 G6、G7,详细信息列于表 2。图 6 对比给出所选地震动反应谱与规范设计反应谱,二者拟合效果良好。

表 2 地震动信息

Table 2 Ground motion information

序号	地震名称	类型	震级	持续时间/s
G1	Parkfield	天然波	6.2	50.0
G2	Southern Calif	天然波	6.0	50.0
G3	Borrego	天然波	6.5	43.3
G4	Borrego Mtn	天然波	6.6	61.3
G5	Lytle Creek	天然波	6.2	29.9
G6、G7	-	人工波	-	40.0

3.3 直接基于位移的设计

对直接基于位移的设计进行详细计算:

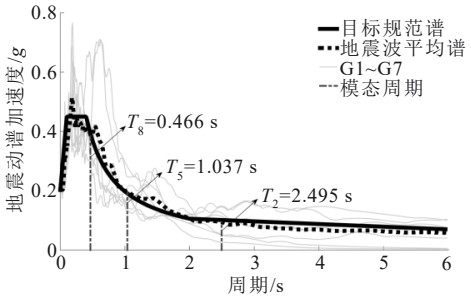


图 6 地震动拟合结果

Fig. 6 Fitting results of ground motions

(1) 对隔震结构进行模态分析,得到基本振型。常规结构振型质量参与系数≥90% 时可取前 5 阶振型参与计算,但隔震结构周期较长,高阶振型对结构响应影响显著,仅采用前 5 阶振型无法准确反映结构动力特性。因此,本文选取前 9 阶振型进行分析,各阶周期分别为 T_1=2.513 s、T_2=2.495 s、T_3=2.192 s、T_4=1.088 s、T_5=1.037 s、T_6=0.820 s、T_7=0.488 s、T_8=0.466 s、T_9=0.432 s。其中,第 2、5、8 阶振型以 X 向平动为主,仅采用 2 阶振型进行设计时,结构层间位移角即可满足规范要求,设计结果偏保守。为考虑高阶振型的影响、保证设计精度,本文选取 5 阶振型为例开展设计计算。

(2) 对隔震结构开展时程分析,设防地震作用下的结构层间位移角峰值响应结果如图 7 所示。无

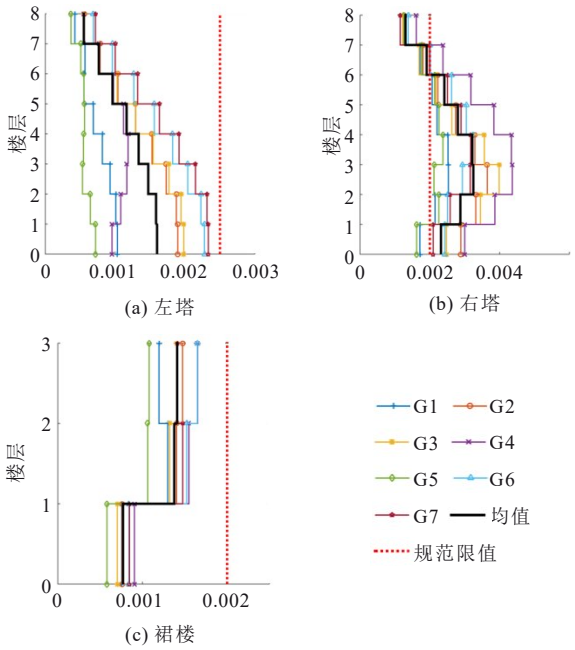


图 7 设防地震隔震结构层间位移角峰值响应

Fig. 7 Peak inter-story drift ratio response of isolated structure under design earthquake

隔震措施的右侧塔楼1~6层层间位移角超出规范限值,结构地震响应偏大。因此,有必要在塔楼之间增设阻尼器以抑制结构地震响应、改善结构变形性能。

(3) 确定设防地震作用下 R_d。当层间位移角超限时,目标层间位移角取规范限值,R_d=0.921 4。

(4) 建立子结构等效SDOF体系。对大底盘双塔楼层间隔震体系中的各子结构进行SDOF等效。由于结构在设防地震作用下仍保持弹性,假设在SDOF体系中,等效周期 $T_{eq}=T_5$=1.037 s,阻尼比 ξ_{eq}=23.5%;裙楼、左塔、右塔的 M_{eff} 为 2 788.27 kN·s²/m、2 498.56 kN·s²/m、2 199.43 kN·s²/m;K_{eff} 为 152 346.22 kN/m、136 516.90 kN/m、120 172.82 kN/m;δ_{eff} 为 1.19 mm、−3.48 mm、40.19 mm。

(5) 计算附加等效阻尼比。由式(10)、(13)、(14)、(15)得到 R_d 与 ξ_{add} 的关系,如图8所示。由图可知,R_d 随 ξ_{add} 的增加而减小。通过 R_d=0.921 4 定位 ξ_{add}=3.04%。将 ξ_{add} 代入公式,得 T_{eq}'=2.16 s,ξ_{eq}=26.6%。

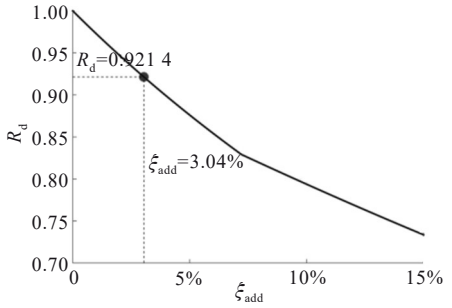


图8　R_d 与 ξ_{add} 的关系曲线

Fig. 8　Relationship curve between R_d and ξ_{add}

(6) 计算地震作用下的基底剪力和楼层地震力。根据式(17),裙楼、左塔、右塔的底层剪力分别为 $V_{b,eq}$=181.71 kN、$V_{l,eq}$=−485.59 kN、$V_{r,eq}$=4 829.23 kN。各楼层的地震力 F_i 和地震剪切力 V_i 计算结果如表3所列。

表3　楼层剪力分布及阻尼分配

Table 3　Floor shear distribution and damping allocation

楼层	F_i/kN	V_i/kN	楼层	F_i/kN	V_i/kN	层间位移/mm	目标位移/mm	位移差值/mm	附加阻尼比/%
左塔-8	−48.96	−48.96	右塔-8	482.83	482.83	5.51	5.51		
左塔-7	−57.94	−106.91	右塔-7	571.35	1 054.19	8.02	7.20	0.82	
左塔-6	−57.94	−164.85	右塔-6	571.35	1 625.54	10.28	7.20	3.08	0.577
左塔-5	−57.94	−222.79	右塔-5	571.35	2 196.89	11.95	7.20	4.75	0.891
左塔-4	−57.94	−280.73	右塔-4	647.35	2 844.24	13.65	8.00	5.65	1.058
左塔-3	−57.94	−338.67	右塔-3	661.66	3 505.91	11.07	8.00	3.07	0.574
左塔-2	−57.94	−396.61	右塔-2	661.66	4 167.57	8.01	8.00	0.01	
左塔-1	−57.94	−454.56	右塔-1	661.66	4 829.23	3.62	3.62		

(7) 由于各结构楼层抗侧刚度存在耦合效应、变形响应相互影响,对于位移差值较小的楼层,可通过相邻楼层布设阻尼器协同控震,使其满足设计要求。其中,右塔2层、7层层间位移角仅小幅超出目标限值,综合工程经济性原则,不在该楼层单独布置阻尼器。最终在塔楼3~6层连廊与塔楼连接处布设阻尼器,并依据各楼层层间位移差值比例完成附加阻尼比的分层分配,各楼层附加阻尼比分配结果如表3所列。

3.4　性能验证

经上述设计,阻尼器与隔震层协同工作,构建大底盘双塔楼的CPCS。为验证设计方法的有效性,对结构在不同等级地震作用下的性能指标进行详细验证,并对CPCS的控制效果进行深入分析。

3.4.1　设防地震弹性分析

(1) 最大层间位移角

层间位移角作为结构抗震性能的核心指标,量化了各楼层的相对剪切变形程度,是评估构件延性需求与损伤状态的关键依据。设防地震作用下的层间位移角峰值响应如图9所示。设置CPCS后,各层间位移角均有减小,左塔、右塔和裙楼的最大减小率分别为65.6%、61.7%、55.3%;满足了性能目标。

(2) 顶层位移和加速度减震率

在结构的各指标中,位移通常与结构的安全性相关,而加速度则可表征舒适度。设防地震作用下各子结构顶层位移、加速度的减震率如表4所列。其中,CPCS对结构的位移、加速度均有较好的控制

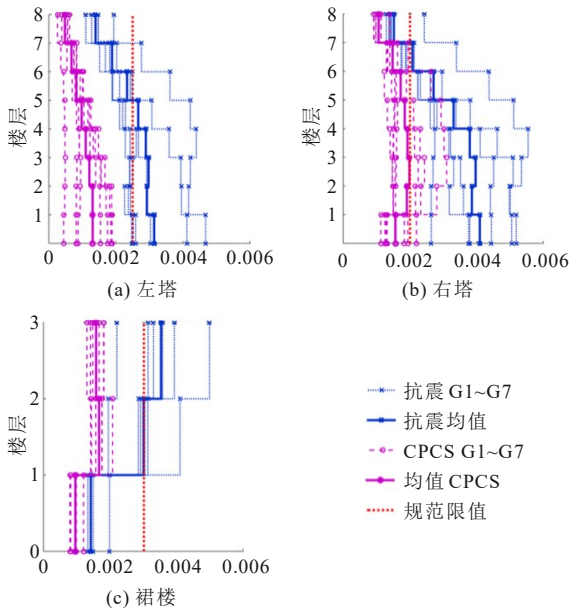


图 9 设防地震下结构层间位移角峰值响应对比

Fig. 9 Comparison of peak inter-story drift ratio responses of structures under design earthquake

表 4 顶层位移减震率与加速度减震率

Table 4 Reduction ratios of top displacement and acceleration

地震动	顶层位移减震率/%			顶层加速度减震率/%		
	裙楼	左塔	右塔	裙楼	左塔	右塔
G1	50.14	−32.86	56.31	−5.27	45.78	14.05
G2	30.66	−33.83	2.07	−30.00	26.63	5.24
G3	60.39	9.65	47.95	−18.38	34.72	4.97
G4	46.77	14.28	50.74	35.26	34.37	12.37
G5	51.41	−11.27	26.77	8.55	32.55	2.63
G6	56.54	−4.89	43.40	18.95	38.00	5.87
G7	51.41	−11.27	26.77	8.55	32.55	2.63
平均	49.62	−10.03	36.29	2.52	34.94	6.82

效果，保证了结构的安全性能。需要指出的是，左塔位移减震率增大，源于隔震层产生较大位移耗散地震能量，隔震层以上结构的位移相应减小，说明隔震层发挥了显著的减震效果。此外，裙楼部位加速度响应有所放大，该现象与输入地震动的频谱特性相关。

3.4.2 罕遇、极罕遇地震下弹性、弹塑性分析

在强震作用下隔震层成为软弱层，除了要保证层间位移角满足限值外，还需要验算变形和应力。在弹塑性分析时考虑 P-Δ 效应，钢筋、混凝土的非线性滞回类型选用 Takeda 模型。

（1）基底剪力

计算 CPCS 结构的基底剪力。7 条地震动作用下的平均弹性基底剪力 F_e=24 342.03 kN、弹塑性基底剪力 F_s=21 934.89 kN、F_s/F_e=0.90、弹塑性减重比为 23.12%。F_s/F_e<1，说明罕遇地震作用的下部分构件进入弹塑性状态；7 条地震动的比值与 1 接近，说明结构构件可能出现轻微的塑性变形，接近但不达到屈服状态。整体来看，结构进入塑性变形的程度较小，故在罕遇地震下只做弹性分析。

（2）最大层间位移

开展罕遇、极罕遇地震作用下的时程分析。以极罕遇地震弹塑性分析得到的层间位移角峰值结果为例，如图 10 所示。由图可知，设置 CPCS 之后，结构各楼层层间位移均得到较大幅度降低；两塔楼中下部楼层的减震效果更为显著，裙楼各楼层减震效果相对平均，经该体系设计后，结构层间位移角远小于规范限值。

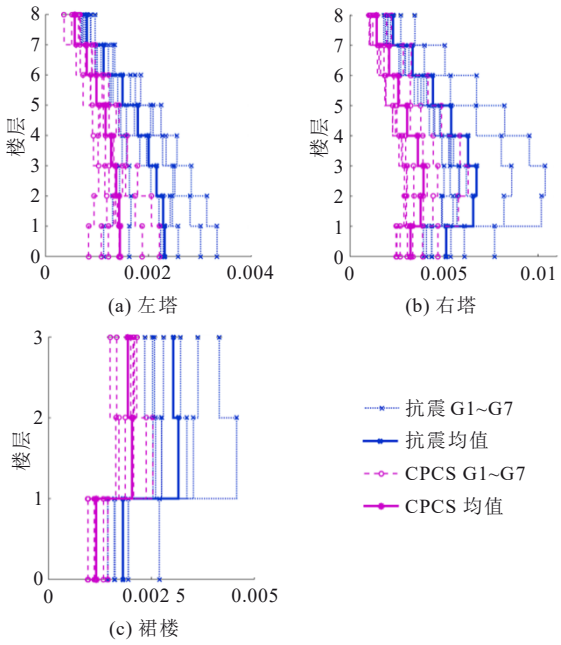


图 10 极罕遇地震下结构层间位移角峰值响应对比

Fig. 10 Comparison of peak inter-story drift ratio responses under extremely rare earthquakes

（3）隔震层位移

罕遇地震时程分析与极罕遇地震弹塑性时程分析得到的隔震支座位移结果分别如图 11、图 12 所示。增设阻尼器后，隔震支座位移不再呈均匀分布，K3、K4、K9 及 K10 支座位移出现明显增大。阻尼器的引入改变了隔震层的受力状态，针对该受力变化，设计阶段可对相应隔震支座采取加强措施，提升隔震支座的利用效率。总体来看，增设阻尼器可整体降低隔震支座的位移，在极罕遇地震作用下该效果尤为突出，表明阻尼器分担了部分地震耗

能,提升了隔震层的安全储备。

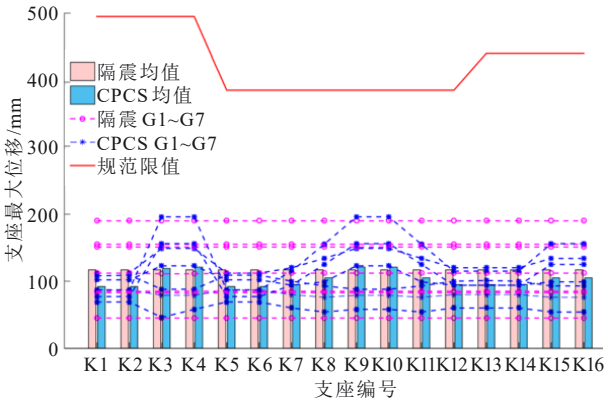


图 11　罕遇地震下支座位移

Fig. 11　Bearing displacement under rare earthquakes

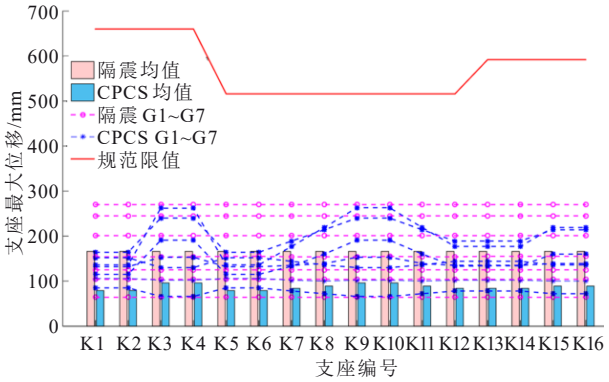


图 12　极罕遇地震下支座位移

Fig. 12　Bearing displacement under extremely rare earthquakes

(4) 隔震支座拉、压应力

支座竖向应力计算采用时程分析,最大压应力的荷载组合取 1.2 倍(恒荷载+0.5 活荷载)+1.3 倍地震作用系数。设计前后罕遇、极罕遇地震时程分析的支座压应力计算结果见图 13~14 所示。CPCS 隔震层支座的最大、最小压应力均满足规范限值;阻尼器的引入进一步优化了隔震层受力状态,可避免支座产生拉应力,保障隔震系统的安全性与可靠性。隔震层属于结构薄弱层,其抗压能力较强,但抗拉性能较弱。CPCS 可有效改善结构在极端地震作用下的抗震性能,使隔震支座具备充足的安全储备。此外,隔震层设计时,四周支座的面积宜适当放大,防止极罕遇地震作用下拉应力超限。

4　结论

本文对大底盘双塔楼 CPCS 提出了一种直接基于位移的设计方法,并给出了详细的设计步骤。通

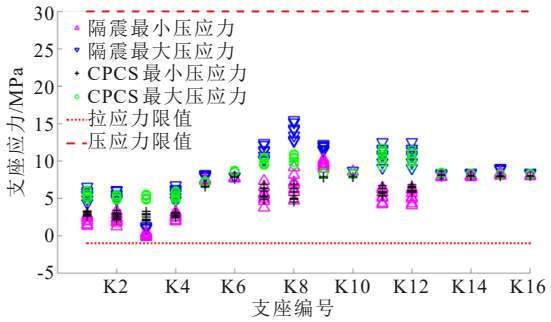


图 13　罕遇地震下支座应力

Fig. 13　Bearing stress under rare earthquakes

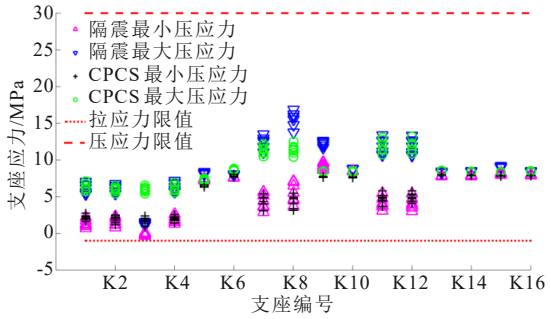


图 14　极罕遇地震下支座应力

Fig. 14　Bearing stress under extremely rare earthquakes

过计算结构在不同等级地震作用下的弹性、弹塑性时程分析,验证了该方法的有效性,得出以下结论:

(1) 对于大底盘双塔楼 CPCS 提出了一种直接基于位移的设计方法,该方法利用结构附加阻尼比与等效周期间的关系,进行简单高效的被动装置设计,避免了传统设计方法中的复杂迭代计算。

(2) CPCS 中阻尼器和隔震层协同耗能,使大底盘双塔楼具有更强的抗震韧性。在设防地震下,结构体系能够保持弹性状态。与传统的抗震结构相比,CPCS 结构的层间位移角减少了 34.9%~88.0%;各子结构的顶层位移减小了 36.3%~49.6%;顶层加速度减小了 2.5%~34.9%。CPCS 结构对各子结构的地震响应均有良好的控制效果。

(3) 阻尼器的设置可以改善隔震支座的应力状态、减小支座位移。极罕遇地震下控制效果尤为突出,支座位移平均减小 47.6%;除了原本出现拉应力的 K3 支座出应力限值增加以外,其余支座应力限值平均减小了 18.1%,提高了支座的安全性和耐久性。为了保证隔震层有足够的耗能安全储备,建议在设计时适当加强边角的隔震支座。

(4) 对大底盘双塔楼工程实例采用直接基于位移的设计方法进行设计和分析,结果表明,设置

CPCS的结构能满足“中震不坏、大震可修、极震不倒”的性能目标。同时也验证了所提出的直接基于位移的设计方法的有效性。

参考文献(References)

[1] 吕西林, 张翠强, 李检保, 等. 搭接柱转换大底盘多塔楼结构抗震性能分析[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(6): 10-17.
Lü Xilin, Zhang Cuiqiang, LI Jianbao, et al. Seismic performance of multi-tower structure with large podium and overlapping column[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(6): 10-17.

[2] Zhang S R, He J M, Liu L K, et al. Energy research of three-adjacent structures connected by Kelvin-type dampers based on power flow[J]. Structures, 2023, 51: 1670-1683.

[3] Wang X Y, Xie L L, Liu Q M, et al. Resilience-based seismic design of inter-story isolated multi-towers built on large chassis [J]. Structures, 2023, 50: 884-895.

[4] 杨参天, 王心宇, 李爱群, 等. 多塔大底盘层间隔震与基础隔震高层建筑抗震韧性对比[J]. 工程力学, 2024, 41(8): 228-237.
Yang Cantian, Wang Xinyu, Li Aiqun, et al. Seismic resilience comparison between tall building with isolated inter-storey multi-tower base and one with an isolated large chassis[J]. Engineering Mechanics, 2024, 41(8): 228-237.

[5] 张尚荣, 邓海瑞, 胡宇琛, 等. 考虑SSI效应的层间隔震结构自振特性及随机响应分析[J]. 地震工程学报, 2023, 45(3): 651-660.
Zhang Shangrong, Deng Hairui, Hu Yuchen, et al. Natural vibration characteristics and the stochastic response of inter-story isolation structures considering the SSI effect [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2023, 45(3): 651-660.

[6] Wang L, Lei H G. Structural analysis of a multi-tower building with a large chassis in a business district [J]. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 2021, 647 (1): 012175.

[7] Kang X, Li S, Yan C, et al. Enhancing the seismic performance of adjacent building structures based on TVMD and NSAD[J]. Buildings, 2023, 13(8): 2049.

[8] Zhang S R, Hu Y C, Liu X Y, et al. Hybrid isolation strategy for seismically isolated multi-tower building with a large podium [J]. International Journal of Structural Stability and Dynamics, 2022, 22(6): 2250061.

[9] Zhang S R, Hu Y C, Zhang C, et al. Performance-based compositive passive control analysis of multi-tower building with chassis: optimization of Kelvin-Voigt dampers [J]. Buildings, 2022, 12(2): 137-137.

[10] 吕欢, 张尚荣, 唐响, 等. 基于功率流理论大底盘双塔楼减震控制研究[J]. 自然灾害学报, 2024, 33(5): 188-198.
Lü Huan, Zhang Shangrong, Tang Xiang, et al. Seismic control research on large chassis twin towersbased on power flow theory [J]. Journal of Natural Disasters, 2024, 33(5): 188-198.

[11] Liu Y, Li J B, Li G. Nonlinear seismic assessment for nuclear power plants with structural-geotechnical hybrid isolation strategy[J]. Structures, 2024, 67: 107020.

[12] Wang B S, He H X, Yan W M. Seismic performance design of energy-dissipated structure system based on damage control and time-varying damping ratio[J]. Soil dynamics and earthquake engineering, 2021, 151: 106996.

[13] Priestley M J N. Direct displacement-based design of precast/prestressed concrete buildings[J]. PCI Journal, 2002, 47(6): 66-79.

[14] Medhekar M S, Kennedy D J L. Displacement-based seismic design of buildings-theory [J]. Engineering Structures, 2000, 22(3): 201-209.

[15] 李思汉, 蔡晓光, 景立平, 等. 基于位移的模块式加筋土挡墙抗震设计方法研究[J]. 地震工程学报, 2023, 45(5): 1066-1074.
Li Sihan, Cai Xiaoguang, Jing Liping, et al. Displacement-based seismic design methods of a modular reinforced soil retaining wall [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2023, 45(5): 1066-1074.

[16] Domenico D D, Gandelli E, Gioitta A. Displacement-based design procedure for the seismic retrofit of existing buildings with self-centering dissipative braces [J]. Structures, 2024, 62: 106174.

[17] Luke V D B, Mohsen K, Dimitrios V, et al. A risk-based evaluation of direct displacement-based design [J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2022, 20(12): 6611-6633.

[18] Li F, Wang L, Wu Y. Seismic response reduction analysis of large chassis base-isolated structure under long-period ground motions [J]. Earthquake Research Advances, 2021, 1 (2): 49-56.

[19] 吴巧云, 刘梓良, 闫慧超, 等. 中间隔震层位置变化对混合被动控制体系控制效果影响的试验研究[J]. 振动工程学报, 2022, 35(1): 1-12.
Wu Qiaoyun, Liu Ziliang, Yan Huichao, et al. Experimental study on the influence of the position change of the middle isolation layer on the control effect of the hybrid passive control system[J]. Journal of Vibration Engineering, 2022, 35(1): 1-12.

[20] GB/T 51408—2021 建筑隔震设计标准[S].
GB/T 51408—2021 Standard for seismic isolation design of building[S].

[21] Xiao Y, Zhou Y, Han Z Q. Efficient direct displacement-based seismic design approach for structures with viscoelastic dampers [J]. Structures, 2021, 29: 1699-1708.

[22] 滕晓飞, 谭平, 王晓哲, 等. 基于性能的隔震结构直接设计方法[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2018, 34(6): 1061-1068.
Teng Xiaofei, Tan Ping, Wang Xiaozhe, et al. Performance-based design method of isolated structure [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University(Natural Science), 2018, 34(6): 1061-1068.

(本文编辑:任 栋)