

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20220125004

预应力RC框架-摇摆墙结构抗震减振性能研究*

赵江¹, 李文武², 周攀¹

(1. 长沙市望城区城市建设投资集团有限公司, 湖南长沙 410203; 2. 湖南省交通规划勘察设计院有限公司, 湖南长沙 410203)

摘要: 框架-摇摆墙作为一类高效的抗侧力体系得到了广泛的工程应用。摇摆墙能够调控框架的层间侧向刚度, 充分发挥抗侧力构件的性能, 但由于摇摆墙自身缺乏回复力, 发生侧向转动以后无法返回平衡位置, 对框架有不利的影响。为了解决这一问题, 提出预应力框架-摇摆墙抗侧力体系。在框架梁中引入预应力使框架具有自复位能力, 从而与摇摆墙协同工作并缓解摇摆墙的倾覆作用。发展了预应力框架-摇摆墙结构节点核心区剪切块的定参方法, 提出了结构的高效数值分析模型, 设计了一栋8层常规框架-摇摆墙结构和一栋预应力框架-摇摆墙结构, 建立结构的有限元模型并进行静力弹塑性分析和弹塑性动力时程分析。分析结果表明: 相比于常规框架-摇摆墙结构, 预应力框架-摇摆墙结构的峰值承载力更高, 结构进入非线性阶段承载力没有明显下降, 具有明显的自复位性能和延性破坏模式。在罕遇地震作用下, 预应力框架-摇摆墙结构的层间位移角显著小于前者, 基底剪力略大于前者, 两者的层间加速度响应接近, 节点核心区始终处于弹性阶段。预应力框架-摇摆墙结构的抗震性能优于常规框架-摇摆墙, 可作为一种有效的抗侧力体系在抗震地区加以推广。

关键词: 预应力框架-摇摆墙; 节点核心区; 抗侧力性能; 非线性行为

中图分类号: TU311.41 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2022)06-1213-09

Research on the Seismic Performance and Vibration Reduction of Prestressed Rocking Wall-frame System

ZHAO Jiang¹, LI Wenwu², ZHOU Pan¹

(1. Wangcheng City Investment Group, Changsha 410203, China;

2. Hunan Provincial Communications Planning, Survey & Design Institute Co., Ltd., Changsha 410203, China)

Abstract: Rocking wall-frame serves as a category of efficient lateral force-resisting system and has been widely applied in practical engineering. Rocking walls can adjust and control the inter-story lateral stiffness of the frame and make full use of the performances of structural members. However, rocking walls are unable to return to the initial position after the earthquake due to the lack of restoring force, resulting in adverse effects on the frame. To address this issue, a prestressed rocking wall frame-lateral force-resisting system is proposed in which prestress is introduced in frame beams. In this way, the frame is endowed with a self-centering capacity and can mitigate the overturning of the wall through collaborative interactions with the wall. An approach is developed to determine the mechanical

* 收稿日期: 2022-01-25; 修回日期: 2022-05-11

基金项目: 湖南省自然科学基金项目(2021JJ30716)资助

作者简介: 赵江(1980—), 女, 高级工程师, 硕士。主要从事工程结构的理论研究和建设工作。E-mail: 23800721@qq.com

通讯作者: 李文武(1980—), 男, 教授级高级工程师, 博士。主要从事土木工程结构的抗震性能研究。

E-mail: liwenwudut@163.com

parameters of the shear block in joint core, and an efficient numerical model of the system is also proposed. An 8-story conventional rocking wall-frame structure and an 8-story prestressed rocking wall-frame structure are designed, respectively. The finite element models of the sample structures are established, and the static pushover and nonlinear dynamic time-history analyses are performed. Results indicate that compared with conventional rocking wall-frame structure, prestressed rocking wall-frame structure has higher peak lateral resistance and the bearing capacity shows little reduction during the nonlinear range. The system can be characterized by satisfying self-centering capacity and ductile failure mode. Under the function of rare occurrence earthquakes, prestressed rocking wall-frame structure obviously has a smaller inter-story drift ratio, larger peak base shear force and similar inter-story acceleration responses when compared with its counterpart. Besides, the joint core remains in the elastic stage throughout the earthquake. Consequently, the prestressed rocking wall-frame has better seismic performance than the conventional rocking wall-frame and can be promoted as an effective lateral force-resisting system in seismic areas.

Keywords: prestressed rocking wall-frame; joint core; lateral force resistance; nonlinear behavior

引言

铰支摇摆剪力墙通常是整块的预制 RC 墙板, 去掉底部嵌固端约束并以机械铰取代。常作为框架的调节构件与主体结构连接, 形成框架-铰支摇摆墙抗侧力体系。铰支墙不具备抗侧力能力, 但可以利用自身刚性强迫框架与之协同变形, 调节和重分配框架各层的刚度, 使结构具有一阶模态主控的侧向变形模式, 从而消除可能出现的薄弱层等不利影响。该领域的研究源于利用铰支墙加固框架, 发现对减小框架侧移具有显著的效果^[1], 其结构控制原理和利用竖向连续柱控制支撑框架侧向位移模式的思想相近^[2]。在理论研究方面, P.Pan 等^[3]将框架和铰支墙分别简化为剪切梁和弯曲悬臂梁, 基于连续化假设建立刻画两者传力和变形关系的数学模型。Z.Qu 等^[4]定义了塑性比参数并用于刻画铰支墙对框架的控制效果, 揭示了高阶振型对铰支墙强度需求的影响。C.E.Grigorian 等^[5]则基于离散的地震作用力推导并求解得到铰支墙和框架的作用力, 从性能控制(performance control, PC)角度提出了结构设计方法。此外, 在关于框架和摇摆墙之间新型连接件的设计以及开展结构试验研究等方面也有相关代表性研究成果^[6]。

另一方面, 在摇摆墙和框架之间设置位移型耗能器, 如剪切钢板阻尼器等, 利用摇摆墙和框架间的竖向相对错动集中耗能, 可进一步减小框架-摇摆墙结构的位移响应, 形成更高效的抗侧力耗能减振

结构体系。该体系首次成功应用于日本东京工业大学一栋教学楼的加固改造工程中^[7]。该项目将剪切型阻尼器安装于铰支墙和框架之间, 利用两者的竖向错动使阻尼器屈服耗能。加固后的结构在后来经受住了实际地震的考验, 证实了该体系优良的性能。

利用摇摆墙加固框架具有两方面优势, 一方面改善原结构的侧向变形模式, 消除薄弱层的影响并提高结构的抗震能力, 另一方面是施工环节几乎不影响原结构的正常服役, 对原结构的改动较小, 具有显著的经济效益。在利用摇摆墙实现结构控制这一概念的基础上, 先后发展了多种新型摇摆装置并对其构造、性能和设计等问题开展了深入研究。代表性的研究工作包括利用摇摆填充墙实现对框架侧向变形模式控制, 且具有较好的震后可修复性^[8]。再例如, X.Wang 等^[9]提出在铰支墙底部布置 V 型支撑和集中耗能元件, 形成塑性铰支墙。试验研究表明, 这一构造可以将墙体的塑性铰限制在下部区域, 墙肢上部混凝土的损伤较小。

虽然利用铰支墙实现框架结构的减振控制已有多项工程应用, 但铰支墙始终存在的一个突出问题是墙体发生转动以后会加剧框架的倾覆, 具体表现为地震作用后结构的残余变形难以消除^[10], 这一问题目前尚未形成有效的解决方法。针对该问题, 本文提出预应力 RC 框架-摇摆墙体系。在框架梁中引入预应力使框架发生侧向变形以后具有复位能力, 该回复力可有效减缓铰支墙的侧向倾覆。为了研究该体系的抗震减振性能, 发展了预应力框

架-摇摆墙结构的数值计算模型,分别设计了8层常规框架-摇摆墙结构和预应力框架-摇摆墙结构,通过静力弹塑性分析和弹塑性动力时程分析,对比两个算例结构抗震性能的差异,为该体系的应用推广提供参考。

1 预应力框架梁柱节点数值模型

1.1 节点核心区剪切块确定参方法

预应力框架梁柱节点是一种常见的装配式节点,使用后张无粘结预应力钢绞线将预制梁、柱构件预压、装配而成,其典型构造如图1所示。在节点转动过程中,预应力筋提供回复力并保持弹性,因此节点常具有非线性弹性的恢复力特性,自复位(Self-centering)性能优良,残余变形和耗能能力较小。为了提高节点的耗能能力,可在梁柱结合面安装耗能元件,如转角阻尼器、耗能角钢等。这类节点的耗能能力优良、残余变形小,具有旗帜型滞回特性。

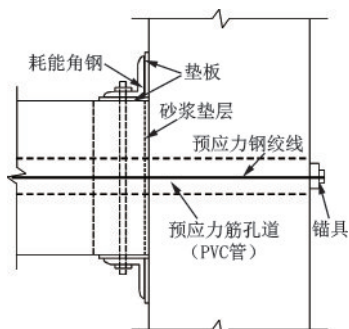


图1 预应力框架梁柱边节点

Fig.1 Prestressed beam-column side joint

与常规混凝土(RC)节点不同,地震作用下预应力框架梁柱节点的变形集中于梁柱结合面,表现为结合面的反复开合。同时,节点核心区在周边梁柱传递的轴力和剪力作用下,将发生剪切变形。数值模型中合理刻画节点核心区剪切块的力学行为是进行该类结构抗震分析的基础。为了简化计算,可假定核心区约束混凝土形成斜压杆机构并承担全部剪力。下面介绍基于斜压杆模型确定节点核心区剪切块弯矩-转角($M-\theta$)关系的方法^[11]。

假设节点核心区以斜压杆机制承担剪力,如图2所示。 c_b 可通过梁截面的 $M-\varphi$ 分析得到,也可按简化方法 $c_b=0.2h_b$ 确定, c_c 根据式(1)计算确定^[12]。

$$c_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_c f_c} \right) h_c \quad (1)$$

式中, N 为柱轴压力; A_c 为柱截面积; f_c 为混凝土抗压强度。于是,斜压杆宽度 w_{strut} 按式(2)计算。

$$w_{strut} = \sqrt{c_b^2 + c_c^2} \quad (2)$$

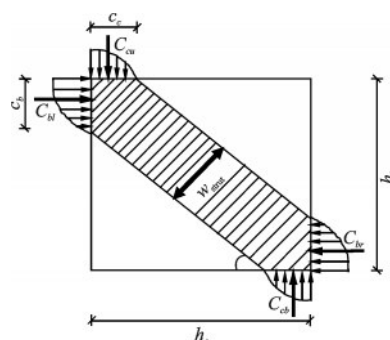


图2 节点核心区斜压杆模型

Fig.2 DCSM model for the joint core area

注:图中, C_{bt} 、 C_{br} 、 C_{cu} 和 C_{cb} 分别为左、右梁和上、下柱端传递的轴力, c_b 和 c_c 分别代表核心区对应梁端和柱端的受压区高度, h_b 和 h_c 分别为梁、柱截面高度

由式(3)计算得到斜压杆截面积,其中 b_j 为节点核心区剪切块的宽度。

$$A_{main} = w_{strut} b_j \quad (3)$$

另外,斜压杆混凝土压应变 ϵ_{strut} 与核心区混凝土剪应变 γ_c 满足如下关系,其中 $\alpha = \arctan(h_b/h_c)$ 为斜压杆的倾角。

$$\epsilon_{strut} = \gamma_c \sin \alpha \cos \alpha \quad (4)$$

斜压杆的合力 F_{main} 与核心区剪应力 τ_c 分别按下式计算:

$$F_{main} = \sigma_{strut} A_{main} \quad (5)$$

$$\tau_c = \frac{F_{main} \cos \alpha}{h_c h_b} \quad (6)$$

式中, σ_{strut} 为斜压杆混凝土压应力, σ_{strut} 与 ϵ_{strut} 采用约束混凝土本构关系。注意到,由于试验中未见节点核心区混凝土开裂和受力钢筋的屈服,计算 σ_{strut} 时可进行强度折减。

首先给定 γ_c ,根据式(4)~式(6)以及约束混凝土本构确定 $\tau_c-\gamma_c$ 关系,再由式(7)确定节点核心区的 $M-\theta$ 关系。式中,边节点取 $\eta=0.4$,中间节点取 $\eta=0.8$ 。

$$\theta = \gamma_c \quad (7)$$

$$M = \eta h_b \tau_c h_c b_j$$

1.2 节点有限元模型及其验证

选取文献[13]中的后张预应力(post-tensioned, PT)节点组合体试件进行分析。采用文献[14]分析PTED节点时所用的模拟方法,在OpenSees^[15]平台建立试件的数值模型。梁和柱采用基于位移的非线性梁柱单元(dispBeamColumn)模拟,预应力筋采用桁架单元(truss)模拟,约束混凝土本构采用修正的Kent-Park模型。按照1.1节的方法确定节点核心区剪切块的参数,得到节点核心区剪切块的弯矩-转角关系,并将得到的 $M-\theta$ 关系用零长度单元(ZeroLength Element)模拟。由于预应力梁柱节点核心区的非线性特征不明显^[13],在 $M-\theta$ 曲线的 $\theta \leq 0.005$ 范围内选取多个数据点并作为分段线弹性(ElasticMultiLinear)转动弹簧的参数,最后用零长度单元实现 $M-\theta$ 关系的模拟。得到的核心区 $M-\theta$ 关系如图3所示。

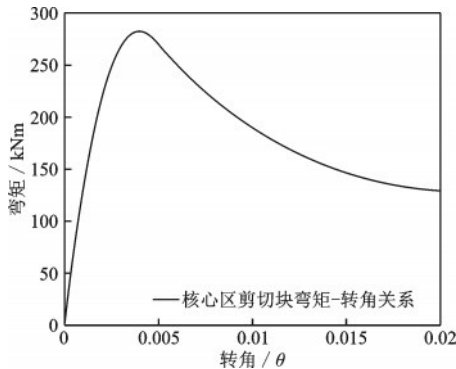


图3 核心区剪切块弯矩-转角关系

Fig.3 Moment-rotation relationship of the core shear block

在梁端距离梁柱结合面 L_{cr} 长度范围内定义为塑性铰区, L_{cr} 按下式确定^[16]:

$$L_{cr} = 2a' \leq b' \quad (8)$$

式中, a' 为梁端截面受压区等效矩形应力图高度, b' 为约束混凝土截面的宽度。

梁端部塑性铰区定义为单压截面,该区域内不考虑混凝土和钢筋的受拉行为,即将梁柱结合面的转动等效为弥散于塑性铰区域的变形以模拟接缝的反复开合。其中,混凝土选用Concrete01材料模拟,钢筋选用理想弹塑性接缝材料(ElasticPPgap)模拟,并将间隙设为零(gap=0)。应用上述钢筋和混凝土材料组装纤维截面,可实现塑性铰区截面具有零抗拉刚度,从而模拟接缝的张开。梁和钢绞线沿长度方向划分为多个单元,使用多点约束命令(equalDOF)将对应位置处节点的竖向平动自由度

和转动自由度耦合,放松水平自由度以考虑无粘结预应力筋在梁内的自由变形。对PT节点进行循环往复加载,试验和数值分析结果对比如图4所示。

由图4可知,该数值模型可以较合理地刻画预应力梁柱节点恢复力特性。模型预测的极限荷载与试验结果接近,但计算的节点弹性刚度大于实验值。产生以上现象的原因是由于在PT节点加载开始之前,该试件已作为PTED节点(安装耗能角钢)进行过两次加载,造成梁构件混凝土的损伤,从而试验得到PT节点的弹性刚度偏低。在大变形阶段,节点的抗侧承载力主要由预应力筋提供,弹性刚度对试件承载力的影响较小,因此模拟和试验结果接近。此外,数值模型可以有效刻画节点的自复位性能,残余变形较小。下文将基于该节点模型建立预应力RC框架-摇摆墙结构的有限元模型,并对这一体系的抗震减振性能分析评价。

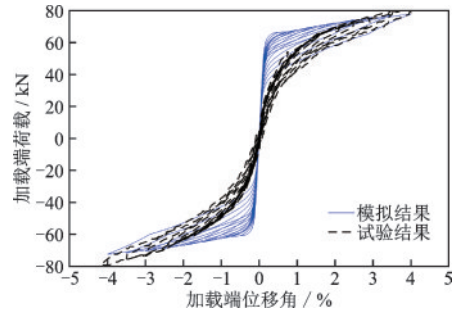


图4 PT边节点荷载-位移曲线

Fig.4 Force-displacement curve of the side PT joint

2 预应力框架-摇摆墙结构数值模型

2.1 预应力框架-摇摆墙体系的提出

预应力框架-摇摆墙体系(Prestressed rocking wall-frame system, PRWF)由预应力框架和底部铰支摇摆墙两部分组成,如图5所示。这里框架仅考虑在梁端施加预应力,铰支摇摆墙和框架之间通过刚性铰接连杆连接,以实现摇摆墙对预应力框架的控制。另外,摇摆墙和框架之间也可设置位移型阻尼器,在地震作用下阻尼器集中耗能,以减小结构的位移响应。

常规RC框架-摇摆墙体系(Rocking wall-frame system, RWF)中,框架和摇摆墙均没有自复位能力。在地震作用下铰支墙做定轴转动,墙体的转动将进一步加剧结构的倾覆趋势,表现为结构震后的残余变形难以消除;如果给框架梁施加预应力,形

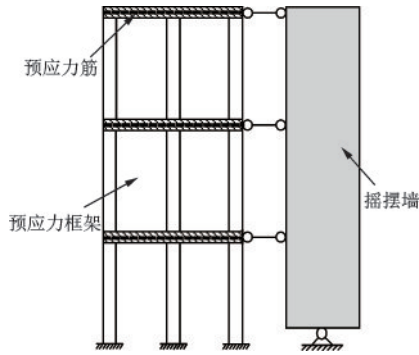


图5 预应力框架-摇摆墙结构

Fig.5 Prestressed rocking wall-frame system

成预应力框架-摇摆墙体系。预应力使框架具有了自复位能力。结构发生侧向变形以后,框架具有将摇摆墙“拉回”平衡位置的趋势,从而会有效减缓摇摆墙的倾覆。同时,摇摆墙调节框架的层间侧向刚度和变形,迫使框架按照一阶模态振动,充分发挥框架的抗侧力能力。因此,预应力框架-摇摆墙结构的抗震性能预期相比于传统框架-摇摆墙体系有进一步的提高,是一种高效的抗侧力体系。为了量化分析两种结构体系的性能差异,下文将分别设计RWF和PRWF算例结构,建立对应的数值计算模型,并对分析结果进行对比评价。

2.2 算例结构及其数值分析模型

2.2.1 RWF结构设计及其数值模型

根据规范^[17]设计一栋8层RWF结构。该结构所在场地抗震设防烈度7度(0.1g),场地类别Ⅱ类,设计地震分组第一组,结构的抗震等级为二级,混凝土强度等级为C30,钢筋采用HRB400螺纹钢。楼面和屋面的恒荷载分别为2.5、4.6 kN/m²,楼面和屋面的活荷载分别为2、0.5 kN/m²。结构平面如图6所示。横向每跨布置一片铰支摇摆墙,立面如图7所示。梁柱构件的截面信息列于表1,摇摆墙的截面尺寸为4 200 mm×600 mm。按式(9)计算得到摇摆墙和框架的刚度比为λ=1.9,可以实现摇摆墙对框架的有效控制。

$$\lambda = H \sqrt{\frac{\bar{C}_f}{EI_w}} \quad (9)$$

式中, H 为结构总高; \bar{C}_f 为框架的平均层抗推刚度; EI_w 为摇摆墙的抗弯刚度。

由于横向对称,选取一跨在OpenSees平台建立RWF结构的二维数值分析模型。梁和柱采用基于位移的非线性梁柱单元模拟,摇摆墙采用弹性梁柱

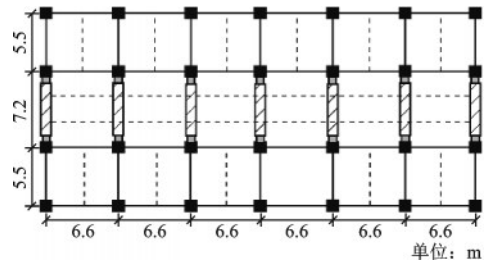


图6 RWF结构平面图

Fig.6 Plan layout of the RWF structure

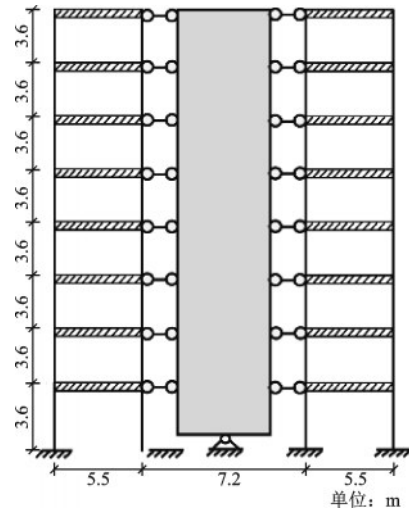


图7 RWF结构立面图

Fig.7 Elevation of the RWF structure

表1 梁柱截面信息

Table 1 Sectional information of beams and columns

	单位:mm		
	1~3层	4~7层	8层
边柱	550×550	450×450	450×450
中间柱	750×750	600×600	600×600
梁	350×550	350×550	350×500

单元(elasticBeamColumn)模拟。摇摆墙单元节点的两侧设置刚臂,其长度等于墙宽的一半,同时刚臂各节点与对应位置的框架节点之间通过刚性桁架单元连接。结构分析模型如图8所示。

2.2.2 PRWF结构设计及其数值模型

基于RWF结构的信息,进行等效PRWF结构的设计。为了使分析结果具有可比性,两算例结构的构件尺寸和材料属性保持一致。PRWF结构中框架的截面抗弯承载力由预应力提供,因此设计预应力的使PRWF结构中梁端截面的抗弯和抗剪承载力与RWF结构对应位置处保持一致。对于RWF结构,梁端截面抗弯承载力满足:

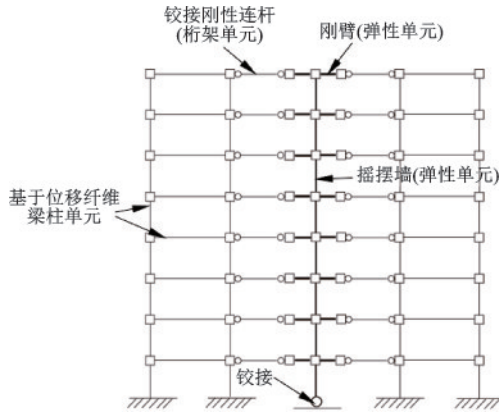


图8 RWF结构分析模型

Fig.8 Analytical model of RWF structure

$$M = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (10)$$

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f_y' A_s' \quad (11)$$

截面抗剪承载力按式(12)计算:

$$V = 0.7 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (12)$$

式中, f_c 和 f_t 分别为混凝土轴心抗压强度、抗拉强度设计值; a_s' 为受压区纵筋合力点至截面受压边缘的距离; A_s 和 A_s' 分别为受拉和受压区纵筋截面积; f_y 和 f_y' 分别为受拉和受压区纵筋的屈服应力; α_1 为系数; b 为截面宽度; h_0 为截面有效高度; x 为梁端截面受压区高度; A_{sv} 和 s 分别为箍筋抗拉强度设计值和箍筋间距。

对于PRWF结构,假设钢绞线位于截面中心,于是满足:

$$M = P_{bi} \left(\frac{h}{2} - \frac{x_p}{2} \right) \quad (13)$$

$$P_{bi} = \alpha_1 f_c b x_p \quad (14)$$

式中, P_{bi} 为钢绞线的预压力,且满足 $P_{bi} = \eta f_{ptk} A_p$ 。 η 为预应力度, f_{ptk} 和 A_p 分别为预应力筋抗拉强度和截面积, h 为截面高度, x_p 为PRWF结构梁端截面受压区高度。截面抗剪承载力由摩擦力提供,即:

$$V = \mu P_{bi} \quad (15)$$

联立式(10)~(15)可将RWF结构转化为与之等效的PRWF结构。取钢绞线有效应力 $\sigma_{con} = 0.5 f_{ptk}$, 计算得到预应力筋的配置信息列于表2。

表2 预应力筋信息

Table 2 Information of the PT steel

层数	A_p/mm^2	P_{bi}/kN
1-7	2 341	2 177
8	1 368	1 272

根据式(8)计算PRWF结构梁端塑性铰区的长度。按照1.1节的方法确定各节点核心区剪切块的 $M-\theta$ 关系,其中节点核心区的柱端受压区高度应根据结构的重力荷载代表值计算对应的轴压比来确定。以首层为例,计算得到的节点核心区剪切块的弯矩-转角关系如图9所示。类似地,采用分段线弹性转动弹簧模拟其力学行为。参照1.2节PT节点组合体的建模方法在OpenSees平台建立PRWF结构的数值分析模型。该模型共包含角节点、边节点和中间节点三类节点核心区。同时,在梁端设置塑性铰区,通过该区域内材料的单压行为模拟梁柱结合面的反复开合。PRWF结构的数值分析模型如图10所示。

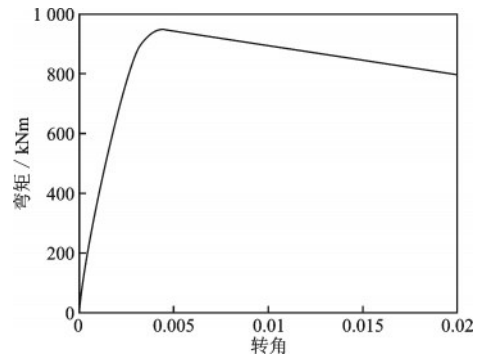


图9 首层节点核心区剪切块弯矩-转角关系

Fig.9 Moment-rotation relationship of the core shear block at the first story

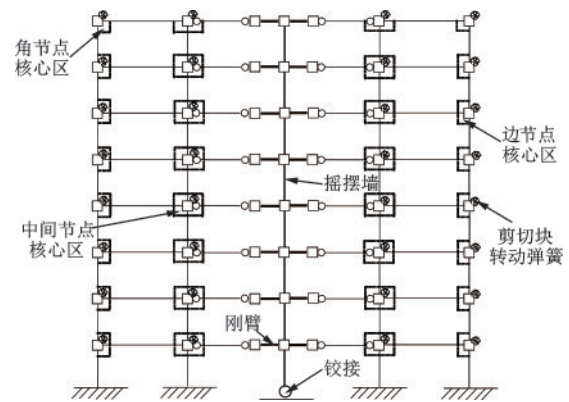


图10 PRWF结构分析模型

Fig.10 Analytical model of PRWF structure

3 结果分析与结构性能评价

3.1 结构滞回性能对比分析

基于RWF和PRWF的有限元模型,对两结构

进行静力往复加载分析。采用位移控制加载,每级位移幅值循环加载两圈,极限侧向位移角加载至3%,得到的顶点位移-基底剪力曲线分别如图 11、图 12 所示。

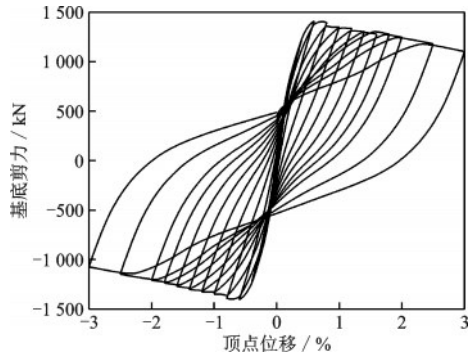


图 11 RWF 结构顶点侧移-基底剪力曲线

Fig.11 Roof drift-base shear curve of RWF structure

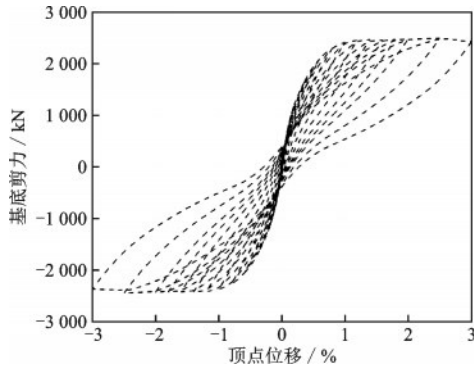


图 12 PRWF 结构顶点侧移-基底剪力曲线

Fig.12 Roof drift-base shear curve of PRWF structure

如图所示,PRWF 和 RWF 的抗侧力性能具有明显的差异。RWF 具有典型现浇 RC 结构的特征,随着侧移幅值的增大,结构的承载力到达峰值后开始下降,残余位移逐渐增大,非线性程度不断增强,结构的荷载-位移曲线饱满,耗能能力优良,具有典型的延性破坏模式。与 RWF 相比,PRWF 的峰值承载力显著大于 RWF,结构屈服后承载力没有明显下降,表现出性能优异的延性破坏模式。同时,PRWF 的残余变形明显小于 RWF,表明结构具有良好的自复位性能。

以上性能差异的主要原因可解释为:RWF 进入非线性以后,承载力和刚度下降是由于结构构件产生了非线性损伤且损伤程度不断增大导致;PRWF 的侧向刚度逐渐降低是因为随着侧移的增加,更多的梁柱结合面张开,通过预应力筋的轴向压接为节点提供抗弯刚度,结构整体的非线性特征逐步增强。随着侧向位移的进一步增大,RWF 中

RC 构件的非线性损伤进一步加剧,RWF 的侧向刚度和承载力逐渐降低,而 PRWF 中的预应力筋和梁、柱等结构构件基本保持弹性,截面的抗弯承载力和预应力筋提供的回复力持续增大,因此 PRWF 的承载力和自复位能力并未随着侧向位移的增大而降低,体现了 PRWF 体系优良的抗侧力性能。

3.2 结构地震响应分析与抗震性能评价

本节进一步对比分析 RWF 和 PRWF 体系在地震作用下的动力响应特征,进而对 PRWF 结构的抗震能力做出评价。根据结构设计场地特征,从 PEER^[18] 数据库选取一组地震动记录,共包含 20 条天然波。将各地震动记录调幅至 7 度罕遇地震水平,输入结构模型进行动力弹塑性时程分析。

在该组地震动记录作用下,RWF 和 PRWF 结构的层间位移角分布均值响应绘于图 13。图 13 中可知,两结构的层间位移角均满足框架结构在罕遇地震下的 1/50 限值要求。层间位移角分布均匀,表明铰支墙实现了对 RC 框架和预应力 RC 框架侧向位移模式的有效控制,消除了不均匀的层间侧向变形,改善了薄弱层失效机制。另外,PRWF 的最大层间位移角显著小于 RWF 结构,表明摇摆墙和预应力框架之间可实现协同工作。预应力的存在一方面提高了框架的自复位能力,另一方面有效削弱了铰支摇摆墙侧倾对结构的不利影响。摇摆墙调控和重分配框架的层间刚度,预应力框架依靠自身的回复力缓解摇摆墙的倾覆。因此,引入预应力可显著减小摇摆结构的侧向位移,同时不影响摇摆墙对框架的控制效果。

各地震动作用下两结构的峰值基底剪力对比情况如图 14 所示。图 14 中对基底剪力做了规格化处理,纵坐标代表 PRWF 和 RWF 基底剪力的比值。可以看出,在多数工况下 PRWF 结构的峰值基底剪力大于 RWF 结构。结构的层间峰值加速度均值响应详如图 15 所示。各层加速度响应基本随着层数的增加呈现增大趋势。两结构下部楼层的加速度响应接近,PRWF 结构中上部楼层的加速度响应略大于 RWF 结构。

总体上,PRWF 的侧向刚度大于 RWF。在地震作用下,PRWF 的基底剪力大于 RWF,位移响应相比于 RWF 体系明显减小,两者的层间加速度响应比较接近,PRWF 的抗震能力较 RWF 更加优异。

图 16 进一步给出第一条地震动记录作用下

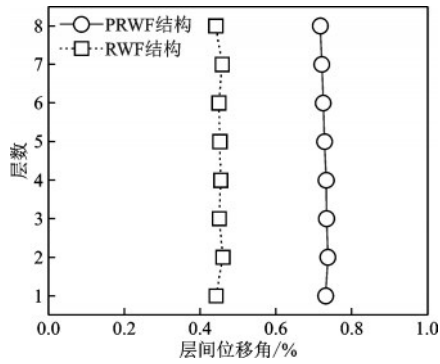


图13 层间位移角均值响应

Fig.13 Average responses of story drift ratio

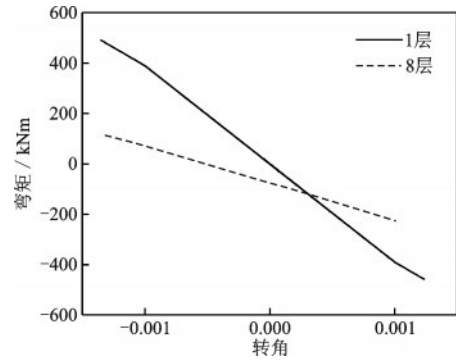


图16 节点核心区弯矩—转角关系

Fig.16 Moment—rotation relationship in joint core

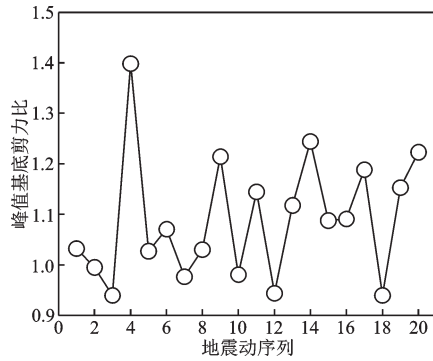


图14 规格化峰值基底剪力

Fig.14 Normalized peak base shear force

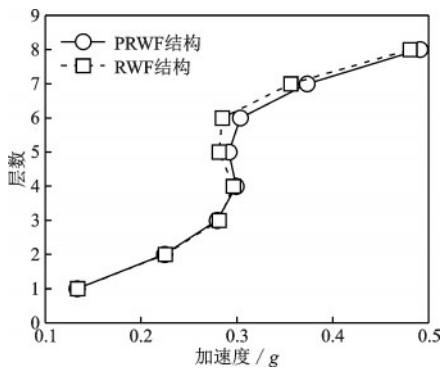


图15 层间峰值加速度均值响应

Fig.15 Average responses of inter-story peak acceleration

PRWF 结构首层和顶层左侧节点核心区剪切块的弯矩-转角变化情况。比较图 16 和图 9 可知,节点核心区处于弹性阶段,首层节点的转角略大于顶层节点。该结果进一步表明,PRWF 结构在罕遇地震作用下刚度降低等非线性行为主要受到梁柱结合面反复开合的影响,非线性变形集中于各个结合面,节点核心区和主要结构构件保持弹性。

结构达到设计目标位移时,通过合理设计确保预应力筋未屈服,可以为结构提供持续稳定的侧向承载力和回复力,使结构的层间变形均匀,具有低

损伤和可复位性能,形成一种抗震性能优良的高效抗侧力体系。假设框架共有 N 跨,结构达到设计目标位移时梁端转角为 θ_u ,则预应力筋总伸长量可按下式估算:

$$\delta_T = 2N\theta_u \left(\frac{h}{2} - x_p \right) \quad (16)$$

式中, h 和 x_p 意义同式(13)。若梁段总长为 L ,则设计上确保预应力筋不屈服的控制条件为:

$$\epsilon_T = \frac{\delta_T}{L} \leq \frac{\sigma_{0.2}}{E_p} \quad (17)$$

式中, $\sigma_{0.2}$ 为我国规范规定的残余应变为 0.2% 时对应的钢绞线应力, E_p 为钢绞线的弹性模量。由式(16)和式(17)可知,设计上减小预应力合力作用点到梁截面中性轴的距离,可有效降低钢绞线的拉应变。实际设计中,建议将钢绞线布置于靠近梁截面中心,并按照式进行验算。

4 结论

(1)提出了预应力框架-摇摆墙抗侧力体系。相比于常规框架-摇摆墙结构,给框架梁施加预应力使框架具有回复力,从而有效抑制了铰支墙发生侧向转动以后易于倾覆的不利影响;发展了适用于该体系的节点核心区剪切块弯矩-转角关系定参方法,开发了预应力框架-摇摆墙结构的高效有限元分析模型。

(2)PRWF 结构的侧向承载力显著大于 RWF,结构屈服后承载力没有明显下降,同残余变形明显小于 RWF,表现出良好的自复位性能和优异的延性破坏模式。PRWF 的非线性行为主要由梁柱结合面的反复开合所控制,非线性变形集中于各结合面,节点核心区和主要结构构件保持弹性。发生较大侧向位移时,截面的抗弯承载力和预应力筋提供

的回复力持续增加,抗侧力性能稳定。

(3) 由于摇摆墙的控制作用,罕遇地震下 PRWF 的层间位移角分布均匀且明显小于 RWF 结构,PRWF 的基底剪力略大于 RWF,两者的层间加速度响应比较接近,节点核心区未进入非线性阶段。预应力框架和摇摆墙可高效协同工作,因此 PRWF 可作为一种有效的抗侧力体系在抗震地区加以推广应用。

需要指出的是,PRWF 结构的抗火问题需要在设计中有充分的考虑。原因在于预应力筋在高温下会伸长并造成预应力损失。预应力损失对框架梁柱结合面的抗弯承载力有明显削弱。后续工作中有待对相关问题进一步开展研究。

参考文献:

- [1] Alavi B, Krawinkler H. Strengthening of moment-resisting frame structures against near-fault ground motion effects [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2004,33(6): 707-722.
- [2] Ji X, Kato M, Tao W, et al. Effect of gravity columns on mitigation of drift concentration for braced frames [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009,65(12): 2148-2156.
- [3] Pan P, Wu S, Nie X. A distributed parameter model of a frame pin-supported wall structure[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2015,44(10): 1643-1659.
- [4] Qu Z, Gong T, Wang X, et al. Stiffness and strength demands for pin-supported walls in reinforced-concrete moment frames[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2020, 146(9): 1-13.
- [5] Grigorian C E, Grigorian M. Performance control and efficient design of rocking-wall moment frames[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2016,142(2): 4015131-4015139.
- [6] 张富文,李向民,许清风,等. 框架-摇摆墙结构抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2015,36(8): 73-81. Zhang F W, Li X M, Xu Q F, et al. Experimental study on seismic behavior of frame-rocking wall structure[J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(8): 73-81. (in Chinese)
- [7] 曲哲,和田章,叶列平. 摇摆墙在框架结构抗震加固中的应用[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(9): 11-19. Qu Z, He T Z, Ye L P. Seismic retrofit of frame structures using rocking wall system[J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(9): 11-19. (in Chinese)
- [8] 吴守君. 摇摆填充墙-框架结构抗震性能研究[D]. 北京:清华大学, 2017. Wu S J. Seismic performance evaluation of infilled rocking wall frame structure[D]. Beijing: Tsinghua University, 2017. (in Chinese)
- [9] Wang X, Wang T, Qu Z. An experimental study of a damage-controllable plastic-hinge-supported wall structure[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2018,47(3): 594-612.
- [10] Sun T, Kurama Y C, Ou J. Practical displacement-based seismic design approach for PWF structures with supplemental yielding dissipators[J]. *Engineering Structures*, 2018,172: 538-553.
- [11] Mitra N. An analytical study of reinforced concrete beam-column joint behavior under seismic loading[D]. Seattle: University of Washington, 2007.
- [12] Paulay T, Priestley M N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1992.
- [13] 蔡小宁,孟少平,孙巍巍. 自复位预制框架边节点组件受力性能试验研究[J]. *工程力学*, 2014,31(3): 160-167. Cai X N, Meng S P, Sun W W. Experimental study on performance of components of the exterior self-centering post-tensioned precast connections[J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(3): 160-167. (in Chinese)
- [14] 蔡小宁,孟少平. 预应力自复位混凝土框架节点抗震性能数值模拟[J]. *工程力学*, 2016,33(3): 143-151. Cai X N, Meng S P. Numerical analysis for seismic behavior of self-centering post-tensioned precast beam-to-column connections[J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(3): 143-151. (in Chinese)
- [15] Mckenna F, Fenves G L. Open system for earthquake engineering simulation (openSees) [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2013.
- [16] El-Sheikh M, Pessiki S, Sause R, et al. Moment rotation behavior of unbonded post-tensioned precast concrete beam-column connections [J]. *ACI Structural Journal*, 2000,97(1): 122-131.
- [17] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [18] PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). <http://ngawest2.berkeley.edu>[Z]. <http://ngawest2.berkeley.edu>, 2021.

(本文责编:苏泽云)