

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20231212002

四水准设防下摇摆框架基于性能的抗震设计方法*

阎石, 付江监

(沈阳建筑大学土木工程学院, 辽宁 沈阳 110168)

摘要: 与传统框架结构相比, 摇摆框架结构在地震作用下具有损伤小、残余变形小等优异的抗震韧性性能, 体现出可恢复功能结构的典型特征。因此, 需要匹配更高标准的抗震性能目标, 并建立相应目标下的设计方法。首先, 在传统建筑结构“三水准”抗震设防目标和可恢复功能结构“四水准”抗震设防目标的基础上, 完成符合摇摆框架结构基于性能的抗震设计的具体韧性性能水准的划分、目标的定义以及指标的量化。然后, 在明确摇摆框架结构弹塑性地震响应基本规律与抗震韧性性能的基础之上, 给出基于性能的抗震设计流程, 并以一幢四层钢筋混凝土框架结构为例, 展示四水准抗震设防目标下基于性能设计方法的工程算例。最后, 选用6条天然地震波对其进行动力弹塑性时程分析, 模拟建筑物遭遇罕遇地震时的结构响应。研究结果表明, 摇摆框架结构在罕遇地震作用下, 最大层间位移角满足设计要求的性能目标, 并表现出损伤程度低、残余变形小、复位能力好等优异的抗震韧性性能特点。验证了摇摆钢筋混凝土框架结构在四水准抗震设防目标下性能化抗震设计方法的可行性。

关键词: 四水准抗震设防目标; 摇摆框架结构; 基于性能的抗震设计方法; 动力时程分析; 层间侧移角

中图分类号: TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2025)03-0522-10

Performance-based Seismic Design Method for Rocking Frames under Four-level Fortification

YAN Shi, FU Jiangjian

(School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang 110168, China)

Abstract: Compared with traditional frame structures, rocking frame (RF) structures demonstrate excellent seismic resilient performance, such as low damage and small residual deformation under earthquakes, exhibiting typical characteristics of resilient structures. Therefore, it is necessary to set seismic performance objectives of higher standards and establish corresponding design methods under these objectives. First, based on the "three-level" seismic fortification objectives for traditional building structures and the "four-level" seismic fortification objectives for resilient structures, the classification of specific resilient performance levels, definition of objectives, and quantification of indicators for performance-based seismic design of RF structures were established. Then, after clarifying the fundamental patterns of elastoplastic seismic response and seismic resilient performance of RF structures, the performance-based seismic design process was proposed. Taking a four-story reinforced concrete (RC) frame structure as an example, this study demonstrated a case study of the performance-based design

* 收稿日期: 2023-12-12; 修回日期: 2024-03-04

基金项目: 国家重点研发项目(2018YFC0705602)资助

作者简介: 阎石(1962—), 男, 教授, 博导, 博士。主要从事地震韧性结构研究。E-mail: cesyan@sjzu.edu.cn

通信作者: 付江监(1998—), 男, 硕士研究生。主要从事地震韧性结构研究。E-mail: fujiangjian0805@stu.sjzu.edu.cn

method under the four-level seismic fortification objectives. Finally, six natural seismic waves were selected for dynamic elastoplastic time history analysis to simulate the structural response of buildings when encountering rare earthquakes. The results showed that under rare earthquakes, the RF structure's maximum inter-story drift angle met the performance objectives required by design, demonstrating excellent seismic resilient characteristics such as low damage, small residual deformation, and good recentering capability. The feasibility of the performance-based seismic design method for rocking RC frame structures under the four-level seismic fortification objectives was verified.

Keywords: four-level seismic fortification objectives; rocking frame structure; performance-based seismic design method; dynamic time history analysis; inter-story drift angle

0 引言

目前,可恢复功能防震结构^[1](Earthquake resilient structure)作为国际地震工程界的研究热点之一。探讨如何定义可恢复功能目标、量化可恢复功能指标和实现相关的自复位结构、摇摆结构(Rocking structure)等可恢复功能防震结构体系已经逐渐成为今后地震工程领域的大方向^[2-4]。因此,将更高标准的抗震性能目标贯彻于可恢复功能防震结构体系的设计中,建立基于规范的设计方法对于可恢复功能防震结构的实际应用非常重要,也是保证结构安全可靠和功能可恢复的基础。

自1963年G. W. Housner^[5]发现可摇摆式运动对上部结构抗震性能有利,并首次提出了“摇摆结构”概念以来,国内外学者开展了有关摇摆结构体系的一系列研究。在早期对摇摆结构^[6-7]的研究中,摇摆节点通常设置在基础与上部结构的连接处,通过放松基础与其上部结构之间的部分约束,形成经典的基础脱离摇摆行为^[8]耗散地震输入的能量,以达到结构抗震的目的。自上世纪末以来,美、日、欧等学者在早期摇摆结构研究的基础之上,开展了对放松结构构件之间约束的研究^[9-11],主要通过放松框架梁、柱节点之间的约束,允许框架梁的转动从而使结构发生摇摆耗能,并通过预应力使结构实现自复位,如无粘结后张拉预制框架结构体系。无论是柱-基础摇摆节点,还是梁-柱摇摆节点均是通过放松约束,降低应力集中现象,减小构件地震损伤,不仅能降低设计需求,而且能降低造价^[12]。

传统抗震设计思想是以保证生命安全为首要目标,通过延性设计避免结构在地震作用下发生脆性破坏甚至倒塌,在一定程度上降低地震造成的人员伤害。但对于可恢复功能防震结构而言,震后可

恢复与保证生命安全同等重要。因此,近年来,国内外许多研究学者针对摇摆结构提出了性能化的抗震设计方法。M. J. N. Priestley等^[13]针对一幢5层预制框架-剪力墙结构采用了基于位移的抗震设计,并完成了拟动力试验研究。鲁亮等^[14]提出了一种新型的摇摆框架结构,并给出了基于性能的抗震设计流程方法。周颖等^[15]提出了一种自复位支撑-摇摆框架结构新体系,并对其给出了基于位移的抗震设计方法。门进杰等^[16]提出了基于双参数的带可更换构件RCS混合框架结构抗震设计方法,并给出了抗震设计的具体实施步骤。X. Lu等^[17]结合我国规范,提出了一种新型的两阶段设计方法,适用于自复位框架结构体系的设计。

然而,目前仍然存在缺少摇摆框架结构的“四水准”抗震设防目标与具体的量化指标,以及实用的基于性能的设计方法等问题。

本文将提出一种具有典型摇摆节点形式的框架结构基于性能的抗震设计方法,以一幢四层钢筋混凝土框架结构为例进行基于性能的抗震设计,并通过动力时程分析评估验证设计方法的可行性。

1 四水准抗震设防目标及其指标量化

1.1 摇摆节点的基本构造

在已有摇摆结构研究成果,并参考可恢复功能结构的技术特征的基础之上,将普通钢筋混凝土框架的梁-柱节点和柱-基础节点放松约束,由贯通的无粘结后张预应力筋提供恢复力,从而形成布置摇摆梁-柱节点和摇摆柱-基础节点形式的摇摆框架结构(Rocking frame structure),框架的节点构造如图1所示。摇摆框架节点开合界面的两侧可合理布置适当截面形式的耗能器,以耗散地震输入能量。这

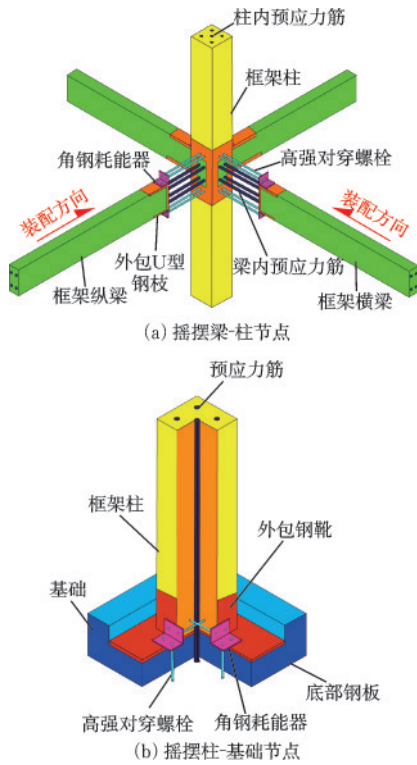


图1 摇摆框架节点示意

Fig.1 Schematic diagram of rocking frame joint

种节点具有损伤程度低、残余变形小、复位能力好等特点,经过合理设计能够满足高地震性能设计水准的需求。

1.2 四水准抗震设防目标定义

我国现行的抗震设防水准及目标适用于传统结构体系,却不适用于可恢复功能防震结构体系。可恢复功能防震结构体系的抗震性能明显优于传统结构,与传统结构相比,可恢复功能防震结构不仅要在地震作用下保障生命安全,而且要保证在短时间内快速实现功能可恢复。《中国地震动参数区划图》^[18](GB 18306—2015)中在罕遇地震动的基础之上增设了极罕遇地震动的概念,将地震作用定义由原先的三级地震烈度水准调整为四级。因此,针对可恢复功能防震结构需匹配更高要求的四级设防水准和相应的四级设防目标^[19],见表1。

表1 可恢复功能防震结构的四水准抗震设防目标

Table 1 Four-level seismic fortification objectives of earthquake resilient structure

设防水准	I	II	III	IV
设防目标	正常使用	震后立即恢复使用	可更换、可修复	不倒塌、无死亡

在第I水准(多遇地震)下,结构完好,结构保持整体弹性变形,处于正常的使用状态,结构/构件均不应出现损伤破坏。这与我国规范^[20]提出的“小震不坏”抗震设防目标相一致。

在第II水准(设防地震)下,我国规范^[20]要求达到“中震可修”的设防目标。然而,该设防水准并没有包含在“两阶段”的设计中,因此规范^[20]中也没有针对该水准的较为详细的要求与规定。对于摇摆结构而言,凭借其优越的抗震性能,在传统设防地震水准下应达到震后即刻恢复使用功能的设防目标。地震时,结构和非结构构件可以随主体结构变形,但不应发生永久塑性变形,在震后,结构与非结构构件均可恢复初始状态。同时,在该水准下结构的摇摆节点应进入工作状态,这也是区分结构“线性”与“非线性”的重要阶段。具体来说,在该水准地震作用下,结构和非结构构件可以随主体结构变形,以释放地震输入的能量。摇摆梁柱节点可以张开、闭合,其节点开合转角值应在限定范围内;摇摆柱脚节点可以抬升和转动,抬升和转动值也应在限定范围内;地震后基本无残余变形。非结构构件可发生变形但不损坏,地震后建筑能立即使用。

在第III水准(罕遇地震)下,结构允许发生较大的变形,但是结构的最大变形应小于设定的限值。结构抵抗竖向及水平地震作用的能力应基本上保持震前设计标准,且主体结构损伤在可控范围内。在该水准地震作用下,允许非主体结构的附属构件发生损伤和破坏,但应保证建筑内部人员的人身安全。总之,对该水准地震作用的设防目标是“整体结构可修复、关键构件可更换”。

在第IV水准(极罕遇地震)下,结构可以发生不可修复的损毁,但结构不能发生整体或者局部倒塌,必须保证建筑内部的人员生命财产安全。

1.3 四水准抗震设防指标量化

根据性能化的抗震设计原则,对建筑物的抗震性能进行定义时,应当综合考察其强度、刚度、耐久性、耐久期限、结构部分的变形和其他部分的破坏情况,并用多种不同的性能指标来衡量。鉴于当前RC框架结构的抗震设计理念已经从传统的位移和构件变形转向更加灵活的层间变形,同时也符合中美两国的相关抗震设计标准^[20-23],因此,我们可以将层间变形作为评估摇摆框架结构的有效参数。图2给出了中美两国关于层间位移角限值的取值水准

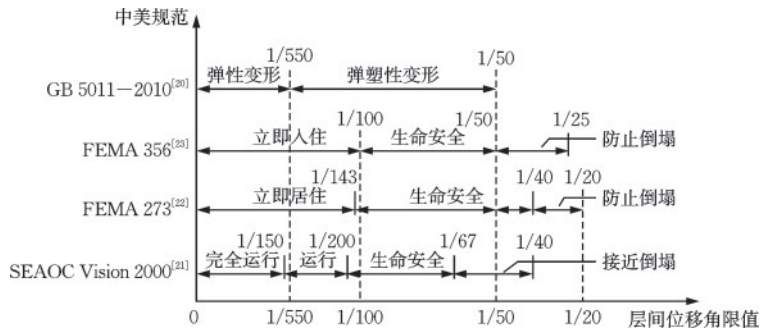


图2 中美规范^[20-23]中RC框架结构的层间位移角限值

Fig.2 Inter-story drift angle limits of RC frame structures in Chinese and American codes^[20-23]

划分^[20-23],并通过归纳总结得到关于摇摆框架结构在四水准抗震设防目标下层间位移角限值的指标量化,如图3所示。

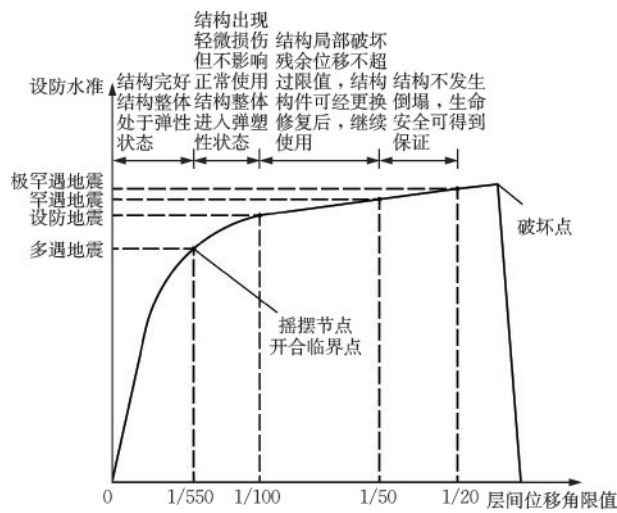


图3 摇摆框架结构基于性能的设计目标

Fig.3 Performance-based design objectives of rocking frame structures

为了使可恢复功能结构具有更优越的抗震性能,我们必须确保它在传统三水准设防目标下的地震位移响应不超过传统结构,参考建筑抗震设计规范^[20],设计要求摇摆框架结构在第I水准下层间位移角限值为1/550,第III水准下的层间位移角限值为1/50。在第IV水准下,设计要求摇摆框架结构不发生倒塌,生命安全可得到保证,参考FEMA273^[22]中的防止倒塌限值为1/20。另外,在第II水准下,设计要求摇摆框架结构可以出现轻微损伤,但不影响正常使用,参考FEMA356^[23]立即入住位移角限值取为1/100。图3给出了摇摆框架结构在四水准设防目标下所允许的结构层间位移角限值,在综合参考建筑抗震设计规范^[20]和建筑隔震设计标准^[24]

(GB/T 51408-2021)的要求,表2~3列出在四水准地震动下相应的设计参数取值。

表2 水平地震影响系数最大值 α_{max}

Table 2 Maximum value of horizontal seismic influence coefficient α_{max}

性能水准	6度	7度	8度	9度
I	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
II	0.12	0.23(0.34)	0.45(0.68)	0.90
III	0.28	0.50(0.72)	0.90(1.20)	1.40
IV	0.36	0.72(1.00)	1.35(2.00)	2.43

注:括号中数值分别用于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区

表3 时程分析所用地震加速度时程的最大值 a_{max}

Table 3 Maximum value of seismic acceleration time history a_{max} used in time history analysis

单位: cm/s^2

性能水准	6度	7度	8度	9度
I	18	35(55)	70(110)	140
II	50	100(150)	200(300)	400
III	125	220(310)	400(510)	620
IV	160	320(460)	600(840)	1080

注:括号中数值分别用于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区

2 摇摆结构基于性能的抗震设计方法

整个设计流程,遵循M. J. N. Priestley^[25]提出的基于位移的设计方法的思路,根据A. Shibata等^[26]提出的单自由度等效方法,用等效单自由度模型替代整体结构计算设计放大系数,采用设计放大系数来定义结构或构件的抗力需求与其在多遇地震下,弹性计算中结构内力的大小关系,从而进行结构抗震设计,具体的设计步骤流程如图4所示。

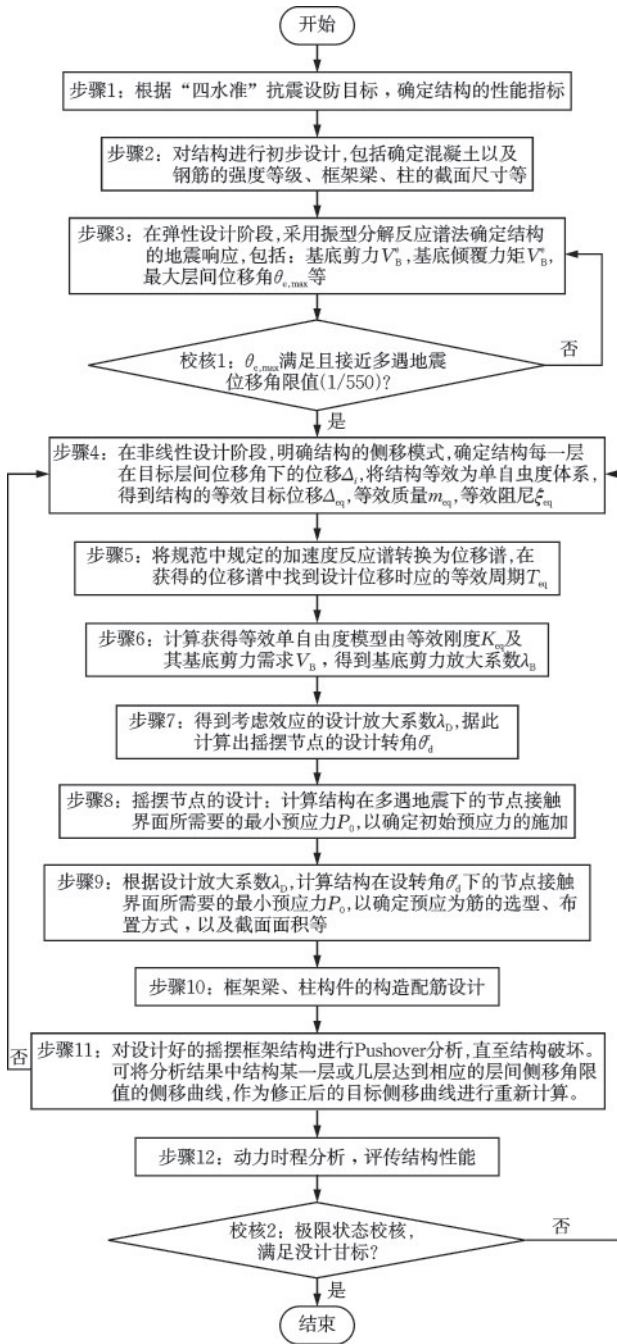


图4 RF结构基于性能的抗震设计流程

Fig.4 Flowchart of performance-based seismic design for rocking frame structures

步骤1:根据性能化抗震设计的原则来确定建筑物的抗震需求,选择合适的性能指标和水平来实现摇摆结构的性能目标。

步骤2:根据设计需求,选择合适的结构布置方案,并严格按照传统框架结构设计规范初选构件的截面尺寸。

步骤3:借助现行设计类软件(如PKPM等)计算结构在多遇地震动作用下的层间位移角 $\theta_{e,max}$,校

核其是否满足抗震设计规范中框架结构在多遇地震作用下规定的层间位移角限值(1/550)要求,若不满足或差距过大,则需要返回步骤2中重新调整梁、柱截面尺寸再计算。

步骤4:确定设计地震水准及结构的侧移模式,按式(1)确定结构在目标位移角 θ_d 下的每一层层间位移 Δ_i ,通过式(2)~(5)将多自由度结构体系等效为单自由度结构体系,得到结构的等效目标位移 Δ_{eq} ,等效质量 m_{eq} ,等效阻尼 ξ_{eq} 。该等效单自由度体系除了包含钢筋混凝土结构通常假定为5%的粘滞阻尼 $\xi_{eq,v}$ 外,还应考虑结构非线性塑性变形带来的附加阻尼 $\xi_{eq,h,\mu}$,根据 M. J. N. Priestley^[27]的研究成果,附加阻尼 $\xi_{eq,h,\mu}$ 主要受位移延性系数 μ ,设计滞回参数 β_d 以及设计屈服后刚度比 r_d 的影响。其中, $\mu = \theta_d/\theta_y$, $\theta_y = 0.0004l_b/h_b$, θ_y 是结构的屈服层间位移角, h_b 是梁截面的高度, l_b 是梁跨度。滞回参数 β 与屈服后刚度比 r 的定义如图5所示,在进行结构设计时,需要提前对 β_d 与 r_d 进行预设,并在后续设计中作为重要设计参数使用。

$$\Delta_i = h_i \theta_d \quad (1)$$

$$\Delta_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2)$$

$$m_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_{eq}} \quad (3)$$

$$\xi_{eq} = \xi_{eq,v} + \xi_{eq,h,\mu} \quad (4)$$

$$\xi_{eq,h,\mu} = \frac{(\mu - 1)\beta_d}{\pi\mu(1 + r_d(\mu - 1))} \quad (5)$$

式中, Δ_i 、 h_i 、 m_i 分别为第 i 层的水平位移、楼层高度以及楼层质量。

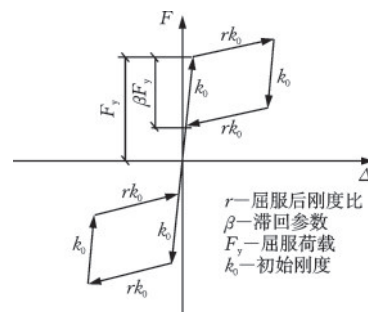


图5 双旗帜型滞回模型

Fig.5 Double-flag-shaped hysteresis model

步骤5:通过式(6)将规范^[20]中规定的加速度反应谱转换为位移谱,在获得的位移谱中找到设计位移对应的等效周期 T_{eq} 。

$$S_a(T, \xi_{eq}) = \Delta_d(T, \xi_{eq})(2\pi/T)^2 \quad (6)$$

式中, $S_a(T, \xi_{eq})$ 与 $\Delta_d(T, \xi_{eq})$ 分别为加速度谱与位移谱在周期 T 位置和等效阻尼比 ξ_{eq} 的对应值。

步骤 6: 通过式 (7)~(9) 计算获得等效单自由度模型的等效刚度 K_{eq} 及其基底剪力需求 V_B , 得到基底剪力放大系数 λ_B 。

$$K_{eq} = 4\pi^2 m_{eq} / T_{eq}^2 \quad (7)$$

$$V_B = K_{eq} \Delta_{eq} \quad (8)$$

$$\lambda_B = V_B / V_B^e \quad (9)$$

式中, V_B^e 是多遇地震作用下的基底剪力。

步骤 7: 通过式 (10)~(13) 得到考虑 P - Δ 效应的设计放大系数 λ_D , 据此计算出摇摆节点的设计转角 θ_d^i :

$$M_D = V_B h_{eq} + \sum \Delta_i m_i g \quad (10)$$

$$h_{eq} = \sum m_i h_i^2 / \sum m_i h_i \quad (11)$$

$$\lambda_D = M_D / M_B^e \quad (12)$$

$$\theta_d^i = \theta_d - \lambda_D \theta_{e, \max} \quad (13)$$

式中, h_{eq} 是等效结构高度; M_D 是设计基底倾覆力矩; M_B^e 是多遇地震作用下的基底倾覆力矩。

步骤 8: 进行摇摆节点的设计, 通过式 (14)~(15) 计算结构在多遇地震下的节点接触界面所需要的最小预应力, 用以确定初始预应力 P_0 :

$$N + P_0 \geq (V_G^d + V_e^d) / \mu_t \quad (14)$$

$$M_y \geq M_G^d + M_e^d \quad (15)$$

式中, N 是重力荷载所产生的轴力; V_G^d 是重力荷载所产生的剪力; V_e^d 是多遇地震作用下产生的剪力; μ_t 是接触界面间的摩擦系数; M_y 是界面的屈服弯矩; M_G^d 是重力荷载产生的弯矩; M_e^d 是多遇地震作用下产生的弯矩。

步骤 9: 根据设计放大系数 λ_D , 通过式 (16)~(19) 计算结构在设计转角 θ_d^i 下的节点接触界面所需要的弯矩总和, 然后由式 (14)~(15) 计算结构在罕遇地震下节点接触界面所需要的最小预应力 P_0 , 最后通过式 (19) 以确定预应力筋的选型、布置方式, 以及截面面积等。

$$\sum M_{\theta, i} \geq \lambda_D \sum M_{e, i}^d \quad (16)$$

$$r = \frac{\theta_y (\sum M_{\theta, i} - (\lambda_D - \lambda_B) \sum M_{e, i}^d - \sum M_{y, i})}{(\theta_d^i - \theta_y) \sum M_{y, i}} \quad (17)$$

$$0.03 \leq r \leq r_d \quad (18)$$

$$P_\theta = \frac{\theta_d^i \left(\frac{h}{2} - x_c - c \right) n}{L_n} E_p A_p + P_0 \quad (19)$$

式中, $M_{\theta, i}$ 是第 i 个节点界面在 θ_d^i 转角的抵抗弯矩; r 是结构屈服后的计算刚度系数; θ_y 是结构的屈服层间位移角; r_d 是结构屈服后的设计刚度系数; $M_{e, i}^d$ 是第 i 个节点界面的弹性弯矩; $M_{y, i}$ 是第 i 个节点界面的屈服弯矩; h 是截面高度; x_c 是混凝土受压区高度; c 是保护层厚度; n 是预应力筋锚固范围内接触界面的个数; E_p 是预应力钢绞线的弹性模量; A_p 是预应力钢绞线的截面积; L_n 是预应力钢绞线无粘结长度。

步骤 10: 框架梁柱构件的构造配筋设计。

步骤 11: 对设计好的摇摆框架结构进行 Push-over 分析, 评估结构的性能。

步骤 12: 对设计好的摇摆框架进行动力时程分析, 评估结构的抗震性能。

3 工程算例分析

3.1 摇摆框架结构设计

为了更加全面地了解摇摆结构四水准抗震设防下基于性能的抗震设计方法, 拟设计一幢 4 层摇摆结构的办公楼。结构的抗震设防烈度为 8 度, 抗震分组为第 2 组, 场地类别为 I₁ 类场地, 对应的地震特征周期为 0.30 s, 设计基本地震加速度为 0.20g。建筑结构示意如图 6 所示。本文设计截取其中 X 向 2 跨、Y 向 3 跨的一幢 4 层 3 榀 3 跨的框架结构作为结构计算对象 (见图 6(a) 阴影区域)。

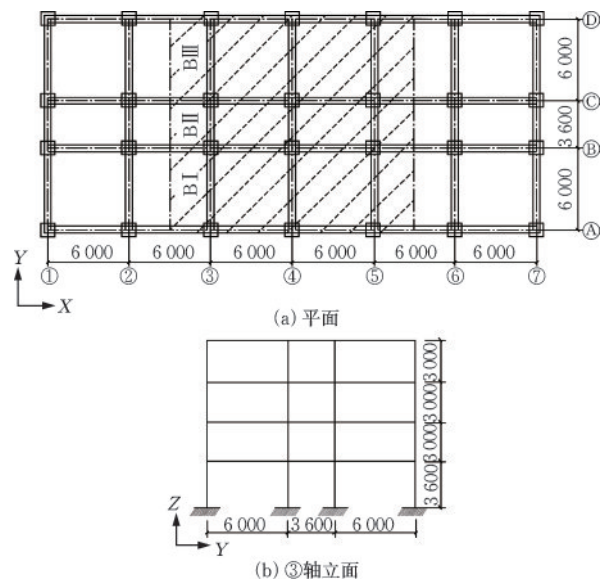


图 6 摇摆框架结构示意图

Fig.6 Schematic diagram of rocking frame structure

楼面均布永久荷载为 6 kN/m^2 (含隔墙), 均布可变荷载为 2 kN/m^2 , 结构的楼板采用单向预制板, 沿 Y 方向布置, 楼板的重力荷载由 X 方向的梁承担, Y 方向的梁仅考虑地震作用。屋面均布永久荷载为 5 kN/m^2 , 均布可变荷载为 0.5 kN/m^2 。在设计过程中, 考虑分隔墙引起的周期折减系数为 0.7 。

初步设计的梁截面: X 向中跨采用 $250 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$, X 向边跨采用 $250 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$, Y 向采用 $250 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$, 柱截面采用 $550 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$, 本文在四水准抗震设防目标下, 基于上文给出的框架结构层间位移角限值量化此算例中摇摆框架结构的功能水平。

考虑到罕遇地震作用下严格的层间位移角限值, 需要在摇摆节点处适量增设阻尼器以有效地减小结构的最大层间位移角。本文设计采用安装在梁柱节点的耗能角钢作为阻尼器来增加结构的耗能能力。由于阻尼器的刚度相对于梁截面来说非常小, 可以忽略, 因此, 可以直接采用之前的弹性设计方案, 即表 4 中的数据可以直接使用。

表 4 多遇地震作用下结构响应

	X 向	Y 向
最大层间位移角	0.16%	0.17%
倾覆力矩 / (kN·m)	9 668.78	11 749.82
最大底部剪力 / kN	1 071.03	1 312.68
折减后周期 / s	0.53	0.44

设计中直接考虑在第Ⅲ水准下的目标位移角为 $1/50$, 取结构位移延性系数 μ 为 5 , 设计滞回参数 β_d 为 0.2 , 设计屈服后刚度比 r_d 为 0.05 , 通过式(5)~(6)可计算得到结构等效黏滞阻尼比为 9.25% , 将摇摆结构等效为一个单自由度体系。对于一个低层的摇摆结构而言, 其变形集中在摇摆节点接触界面的位置。梁柱构件本身的变形以刚体转动与平动为主。因此, 可以合理地假定结构的变形沿高度方向是均匀分布的, 结构每一层在目标层间位移角下的位移可以由式(1)得到。摇摆结构的具体楼层参数见表 5, 通过式(2)~(3)可计算得到等效位移 $\Delta_d = 183.37 \text{ mm}$, 等效质量 $m_{eq} = 804.30 \text{ t}$ 。

根据表 2 的水平地震影响系数最大值及式(6)将规范^[20]中规定的加速度谱转换为位移谱, 在获得的位移谱中找到设计位移对应的等效周期 T_{eq} , 如图 7 所示。由转换得到的位移谱可知, Δ_d 对应的 T_{eq} 为 2.03 s 。

表 5 摇摆结构楼层设计参数

Table 5 Design parameters of stories of rocking frame structure

楼层	质量/t	距基底高度/m	Y 向设计位移/m
4 层	203.8	12.6	250
3 层	246.7	9.6	190
2 层	246.7	6.6	130
1 层	251.3	3.6	70

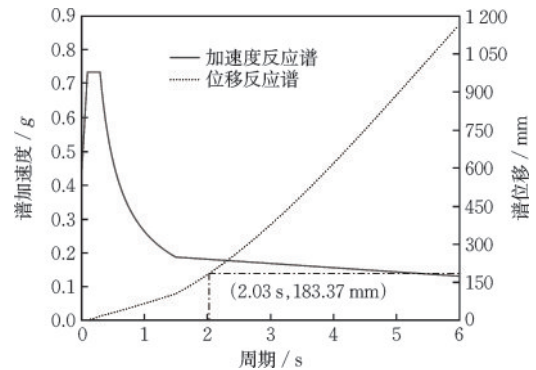


图 7 规范位移谱转换加速度谱

Fig.7 Normalized displacement spectrum converted to acceleration spectrum

通过式(7)~(9)计算获得等效单自由度模型的等效刚度 $K_{eq} = 7 697.42 \text{ N/mm}$, 基底剪力需求 $V_B = 1 411.48 \text{ kN}$, 基底剪力放大系数 $\lambda_B = 1.075$ 。通过式(10)~(13)得到考虑效应的设计放大系数 $\lambda_0 = 1.225$, 计算出摇摆节点的设计转角 $\theta_d = 0.0188$ 。

为了说明摇摆框架梁柱节点的设计过程, 选择以图 6(a)的③轴上二层的梁 B I、B II 和 B III 进行设计。需要注意的是, 为了更好地与后续的非线性时程验算进行比较, 在设计与时程分析中所采用的材料强度均选择规范中的标准值。梁 B I、B II 和 B III 在多遇地震作用下的最大梁端弯矩是 $199.2 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ 。首先预估构件端部所需要的普通钢筋数量, 选择两根直径 25 mm 的 HRB400 钢筋, 并配置在梁端界面的上下两侧, 截面的总配筋率为 1.3% 。

通过式(14)~(15)计算结构在多遇地震下的节点接触界面所需要最小预应力为 704.71 kN 。

根据设计放大系数, 通过式(16)~(18)计算结构在设计转角下的节点接触界面所需要的弯矩总和为 $1 345.79 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ 。然后, 由式(13)~(14)计算结构在罕遇地震下的节点接触界面所需要最小预应力为 834.48 kN , 最后通过式(19)确定最小预应力筋面积为 388.48 mm^2 。

作为最后结果,3根公称直径15.2 mm的钢绞线($A_{pt}=420\text{ mm}^2$, $f_y=1\ 820\text{ MPa}$)配置在③轴上二层的梁B I、B II和B III范围内,施加初始预应力大小为834.48 kN,梁截面布置如图8所示。

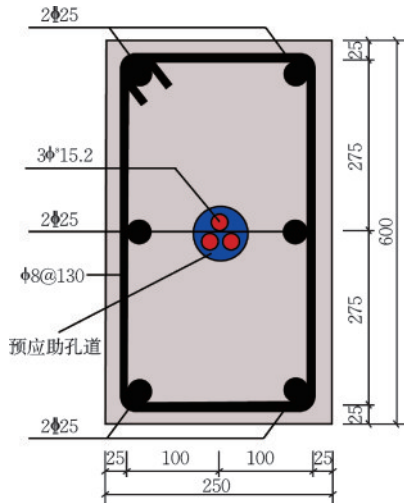


图8 ③轴梁截面配筋

Fig.8 Reinforcement diagram of ③ axle beam cross-section

在完成摇摆梁-柱节点的设计后,还需进行摇摆柱-基础节点的设计。对摇摆柱-基础节点的设计流程与摇摆梁-柱节点的设计保持一致,不同之处是摇摆柱-基础节点设计放大系数应取两个方向分别等效计算出来的较大值。除此之外,柱脚节点还需考虑框架柱所受重力荷载产生的轴力,重力荷载与初始预应力的总和决定了柱脚界面的屈服弯矩。

在所有的摇摆梁-柱节点与摇摆柱-基础节点都完成设计后,每根梁柱构件的内力也随之确定下来。可以继续据此按照规范中的设计方法设计每根构件内部的配筋,以保证在设计位移下每根构件都处于弹性状态。

值得说明的是,在对实际工程案例进行设计时,还需保证非结构构件的抗震性能,确保整体结构的功能可恢复性。

3.2 结构抗震性能分析

对上述完成设计的摇摆框架进行数值分析以验证其在第Ⅲ水准设防目标下的变形是否达到设计要求。使用ABAQUS软件对其进行动力时程分析。采用将两个分别赋予了双线性模型和滞回恢复力模型的Hinge连接器并联的方式来模拟摇摆节点的力学性能。框架梁、柱采用B31单元模

拟,楼板采用S4R单元模拟。所选用的地震波信息见表6,地震动反应谱如图9所示,在结构自振周期0.44 s附近,所选的6条天然地震波的平均反应谱值与规范标准谱值比较吻合,在规范规定的20%范围内。

表6 地震波及相关信息

Table 6 Seismic waves and related information

代号	地震波	发生年份	震级	持时 / s
GM 1	Niigata, Japan	2004	6.63	167.68
GM 2	Imperial Valley-06	1979	6.53	39.63
GM 3	Mammoth Lakes-03	1980	5.91	39.995
GM 4	Mammoth Lakes-05	1980	5.70	29.99
GM 5	Parkfield-02, CA	2004	6.00	21.16
GM 6	Umbria Marche (aftershock 1), Italy	1997	5.50	37.355

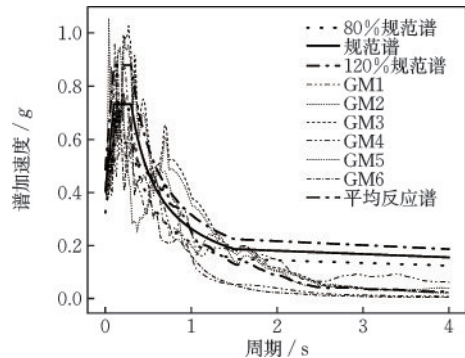


图9 地震动反应谱

Fig.9 Ground motion response spectrum

图10为结构在第Ⅲ水准地震动下层间位移角峰值分布。表7给出了结构在第Ⅲ水准地震动下各薄弱层的节点峰值转角和峰值残余转角值。

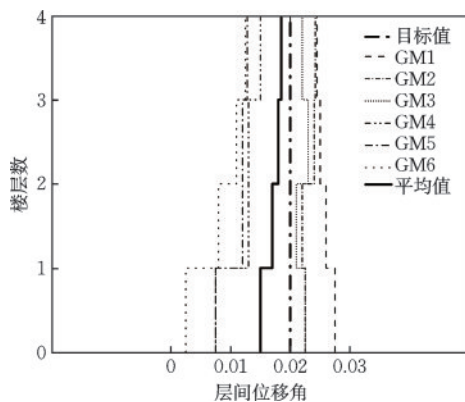


图10 第Ⅲ水准地震动下结构层间位移角峰值分布

Fig.10 Distribution of peak inter-story drift angle under level III ground motion

表7 摇摆节点的开合转角

Table 7 Opening and closing rotation angles of rocking joints

	峰值转角 / %	峰值残余转角 / ‰
GM 1	2.42	0.56
GM 2	2.40	0.52
GM 3	2.25	0.40
GM 4	1.47	0.46
GM 5	1.24	0.22
GM 6	1.22	0.18
平均	1.83	0.39

通过弹塑性时程分析结果表明,依照上述要求,说明这种简化的基于性能的抗震设计方法适用于摇摆结构的抗震设计。

4 结 论

(1) 定义了可恢复功能防震结构四水准抗震设防目标,并在参考中美两国抗震设计规范中框架结构层间位移角限值的基础上量化了摇摆框架结构在四级设防水准目标下的性能水平。

(2) 提出了一种具有典型摇摆节点形式的框架结构基于性能的抗震设计方法,在可恢复功能防震结构四水准设防目标下,以一幢摇摆RC框架结构建筑为例进行基于性能的抗震设计,并通过动力时程分析评估验证了设计方法的可行性。

(3) 通过对工程算例的计算分析表明,摇摆结构在地震作用下具有损伤程度低、残余变形小、复位能力好等优异的抗震性能。

参考文献:

[1] 吕西林,陈云,毛苑君. 结构抗震设计的新概念:可恢复功能结构[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(7): 941-948.
Lyu X L, Chen Y, Mao Y J. New concept of structural seismic design: earthquake resilient structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, 39(7): 941-948. (in Chinese)

[2] 吕西林,周颖,陈聪. 可恢复功能防震结构新体系研究进展[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(4): 130-139.
Lyu X L, Zhou Y, Chen C. Research progress on innovative earthquake-resilient structural systems[J]. Jour-

nal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2014, 34(4): 130-139. (in Chinese)

[3] 吕西林,全柳萌,蒋欢军. 从16届世界地震工程大会看可恢复功能防震结构研究趋势[J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(3): 1-9.
Lyu X L, Quan L M, Jiang H J. Research trend of earthquake resilient structures seen from 16 WCEE[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2017, 37(3): 1-9. (in Chinese)

[4] 吕西林,武大洋,周颖. 可恢复功能防震结构研究进展[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(2): 1-15.
Lyu X L, Wu D Y, Zhou Y. State-of-the-art of earthquake resilient structures[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(2): 1-15. (in Chinese)

[5] Housner G W. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1963, 53(2): 403-417.

[6] Priestley M J N, Evison R J, Carr A J. Seismic response of structures free to rock on their foundations [J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1978, 11(3): 141-150.

[7] Yim C S, Chopra A K, Penzien J. Rocking response of rigid blocks to earthquakes[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1980, 8(6): 565-587.

[8] 郑年文,王国波. 地震作用下结构的提高摇摆效应研究现状及进展[J]. 防灾减灾工程学报, 2021, 41(6): 1395-1407.
Zheng N W, Wang G B. State-of-the-art on uplift and rocking effect of structure under earthquakes[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2021, 41(6): 1395-1407. (in Chinese)

[9] Priestley M J N, Tao J. Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons [J]. PCI Journal, 1993, 38(1): 58-69.

[10] Cheok G S, Lew H S. Model precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading [J]. PCI Journal, 1993, 38(4): 80-92.

[11] Priestley M J N, Macrae G A. Seismic tests of precast beam-to-column joints subassemblages with unbonded tendons [J]. PCI Journal, 1996, 41(1): 64-81.

[12] 周颖,吕西林. 摇摆结构及自复位结构研究综述[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 1-10.
Zhou Y, Lyu X L. State-of-the-art on rocking and self-centering structures[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(9): 1-10. (in Chinese)

[13] Priestley M J N, Sritharan S, Conley J R, et al. Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building[J]. PCI Journal,

- 1999, 44(6): 42-67.
- [14] 鲁亮, 徐颖超, 代桂霞. 一种受控摇摆式钢筋混凝土框架基于性能的抗震设计方法[J]. 土木工程学报, 2016, 49(增1): 137-142.
- Lu L, Xu Y C, Dai G X. Performance-based seismic design method of a controlled rocking reinforced concrete frame[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(Sup1): 137-142. (in Chinese)
- [15] 周颖, 肖意, 顾安琪. 自复位支撑-摇摆框架结构体系及其基于位移抗震设计方法[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(10): 17-26.
- Zhou Y, Xiao Y, Gu A Q. Self-centering braced rocking frame systems and displacement-based seismic design method[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(10): 17-26. (in Chinese)
- [16] 门进杰, 霍文武, 兰涛, 等. 基于刚度和位移带可更换构件 RCS 混合框架结构抗震设计方法[J]. 工程力学, 2021, 38(4): 169-178.
- Men J J, Huo W W, Lan T, et al. Seismic design method of RCS hybrid frame structure with replaceable members based on stiffness and displacement[J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(4): 169-178. (in Chinese)
- [17] Lu X, Jiang C, Yang B, et al. Seismic design methodology for self-centering reinforced concrete frames[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, 119: 358-374.
- [18] 中国地震动参数区划图: GB 18306—2015[S]. 北京: 中国标准出版社, 2015.
- [19] 周颖, 顾安琪, 平添尧. 可恢复功能结构体系的四水准抗震设防目标[C]//第四届中国地球科学联合学术年会. 北京: 中国地球物理学会, 2017.
- Zhou Y, Gu A Q, Ping T Y. Four-level seismic design objectives of resilient structure systems [C]//The 4th Annual Meeting of Chinese Geoscience Union. Beijing: Chinese Geophysical Society, 2017. (in Chinese)
- [20] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [21] SEAOC Vision 2000 Committee. Performance-based Seismic Engineering of Building[S]. Sacramento, California: Structural Engineers Association of California, 1995.
- [22] FEMA 273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington, D. C. : Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [23] FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings[S]. Washington, D. C. : Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [24] 建筑隔震设计标准: GB 51408—2021[S]. 北京: 中国计划出版社, 2021.
- [25] Priestley M J N. Direct displacement-based design of precast/prestressed concrete buildings[J]. PCI Journal, 2002, 47(6): 66-79.
- [26] Shibata A, Sozen M A. Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete [J]. Proc ASCE, 1976, 102(12): 1-18.
- [27] Priestley M J N, Grant D N. Viscous damping in seismic design and analysis[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2005, 9(spec02): 229-255.

(本文编辑:张艺)



(上接第 521 页)

- [27] Li Y, Liu Z J. Behavior of high performance PVA fiber reinforced cement composites under uniaxial compressive load[J]. Applied Mechanics and Materials, 2012, 174-177: 687-691.
- [28] Wang Z B, Zuo J P, Liu C, et al. Stress-strain properties and gas permeability evolution of hybrid fiber Engineered Cementitious Composites in the process of compression[J]. Materials, 2019, 12(9): 1382.
- [29] Wang G S, Lu D C, Li M, et al. Static-dynamic combined multi-axial strength criterion for concrete[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2021, 147(5): 04021017.
- [30] 杜修力, 马超, 路德春. 岩土类材料的静水压力效应[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(3): 572-582.
- Du X L, Ma C, Lu D C. Effect of hydrostatic pressure on geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(3): 572-582. (in Chinese)
- [31] 廖维张, 王滢, 王俊杰, 等. BFRP-FRCM 复合层弯曲性能试验研究[J]. 施工技术(中英文), 2023, 52(22): 13-19.
- Liao W Z, Wang Y, Wang J J, et al. Experimental study on bending properties of BFRP-FRCM reinforced layer [J]. Construction Technology, 2023, 52(22): 13-19. (in Chinese)
- [32] Li V C, Mishra D K, Wu H C. Matrix design for pseudo-strain-hardening fibre reinforced cementitious composites [J]. Materials and Structures, 1995, 28(10): 586-595.
- [33] Du Q, Cai C, Lyu J, et al. Experimental investigation on the mechanical properties and microstructure of basalt fiber reinforced Engineered Cementitious Composite [J]. Materials, 2020, 13(17): 3796.