

填充墙竖向不规则布置 RC 框架结构 考虑 SSI 效应的 MPA 分析

陈大川, 湛洋, 王海东[†], 刘举
(湖南大学 土木工程学院, 湖南长沙 410082)

摘要:通过周期等效原则提出了考虑土-结构相互作用(SSI)的模态 Pushover 分析方法(MPA), 并验证了此方法的可行性. 以一 10 层填充墙竖向不规则布置的 RC 框架结构为研究对象, 调整层刚度比和“薄弱层”布置位置, 运用本文方法分析该类结构在不同场地和设防烈度条件下的地震响应规律. 结果表明: 1) 罕遇地震时, 在“薄弱层最敏感楼层”设置“薄弱层”会使薄弱层效应更加显著, 且随层刚度比增大该结构的层间位移角增大; “薄弱层敏感区域”外楼层的填充墙不规则布置不会使结构形成明显的薄弱层. 2) 考虑 SSI 效应时, 填充墙竖向不规则布置的 RC 框架结构的变形向底部楼层集中更加明显, 随着场地土变软, 结构倒塌时的层间刚度比降低, 因此结构设计时需要更加严格控制层刚度比来确保该类结构在地震作用下的延性.

关键词:动力分析; 土-结构相互作用; 填充墙; RC 框架结构; 模态静力推覆分析

中图分类号: TU375.4; P315.92

文献标志码: A

MPA Analysis of RC Frame with Vertical Irregular Masonry Infilled Walls Considering SSI Effect

CHEN Dachuan, ZHAN Yang, WANG Haidong[†], LIU Ju
(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: A modal pushover analysis (MPA) method based on the soil-structure interaction (SSI) was proposed through the principle of periodic equivalence, and the feasibility of this method was verified. Taking a 10-story RC frame structure with vertical irregular filling walls as the research object, we adjust the stiffness ratio between stories and the layout position of “weak stories”, and use this method to analyze the seismic response regular pattern of this kind of structure under the condition of different sites and seismic precautionary intensity. The results indicate that: 1) In strong earthquakes, setting up “weak layer” in “the most sensitive layer of weak layer” makes the effect of weak layer more significant, and the greater the ratio of stiffness between layers, the more adverse the displacement angle between layers of RC frame structure. Irregular arrangement of filled walls in the outer floor of “sensitive area of weak layer” makes the structure form the distinct weak layer. 2) With regard to SSI effect, the deformation of RC frame structure with filled wall concentrates more obviously to the bottom floor, and the stiffness ratio between layers decreases when the structure collapses and the site soil becomes soft. Therefore, it is proposed to control the stiffness ra-

* 收稿日期: 2019-01-31

基金项目: 新世纪优秀人才支持计划 (NCET-13-0190), Supported by Program for New Century Excellent Talents in University (NCET-13-0190)

作者简介: 陈大川(1967—), 男, 四川营山人, 湖南大学教授, 博士

[†] 通讯联系人, E-mail: whdwang@hnu.edu.cn

tio between stories more strictly to ensure the ductility of such structures under earthquake effect.

Key words: dynamic analysis (MPA); soil-structure interaction (SSA); infill wall; RC frame structure; modal pushover analysis

静力弹塑性(Pushover)方法由于其概念简洁、操作简便和计算高效的特点,在实际工程中得到广泛应用. Chopra 等^[1]从结构动力学基本原理出发,考虑高阶振型和结构屈服后惯性力重分布对结构地震反应的影响,提出概念简单、运算简洁的模态 Pushover 方法,提高了计算精度. MPA 方法能够确定结构在罕遇地震下潜在的破坏机制,找到相应的薄弱环节,从而使设计者可以对局部薄弱环节进行加强,使整体结构达到预定的使用功能,在实际工程中得到广泛应用.

黄华等^[2]通过对 29 个框架填充墙模型进行地震分析,指出随着薄弱层的位置不同,填充墙对框架抗侧移刚度的参与率不同,同时提出了采用截面面积比来评定薄弱层的经验方法. 刘举^[3]指出对于底层为空框架的 RC 框架填充墙结构,考虑 SSI 和填充墙刚度效应的结构倒塌时变形主要集中在结构的底部两层,致使框架结构的耗能能力明显减弱,表现出类似薄弱层的效应. Daniele 等^[4]从不同角度研究填充墙对结构周期响应的影响,分析不同高度的结构模型,提出了一个新的线性结构周期响应规律. Konstantinos 等^[5]通过对比纯框架、框架填充墙结构在连续地震作用下的地震响应,发现框架填充墙结构地震响应会更大. 黄靓等^[6]通过对比带节能砌体填充墙的 RC 框架与纯框架的试验结果,指出填充墙的存在使得框架结构的强度和刚度退化加快,但却表现出较强的抗倒塌能力.

传统的模态 Pushover 分析方法(MPA)是建立在刚性地基假定条件下的,当需要考虑 SSI 效应时,传统的 MPA 不再适用. Galal 等^[7]指出在考虑 SSI 效应时结构的抗震需求与刚性地基假定时存在明显差异. Rajeev 等^[8]指出高层结构进入非线性状态时,结构变柔,SSI 效应的影响更加显著. 岳庆霞等^[9]指出考虑 SSI 效应结构变柔,结构的顶层位移增加,抗倒塌能力降低. 王海东等^[10]指出地震作用下考虑重力二阶效应与 SSI 效应之后,塑性铰主要集中在结构的底部楼层,变形集中效应明显.

本文通过周期等效原则,提出考虑 SSI 的 MPA

方法,并对其进行了验证. 以一 10 层带竖向不规则填充墙的 RC 框架结构为研究对象,调整层间刚度比和“薄弱层”的布置位置,运用此方法分析该类结构在不同场地和设防烈度条件下的地震响应规律,为带填充墙的 RC 框架设计提供参考.

1 考虑 SSI 效应的 MPA 方法研究

传统模态 Pushover 分析方法(MPA)通过将多自由度结构等效成多个不耦合的等效单自由度体系,并求解这些等效单自由度体系的最大变形 D_n 来计算结构的反应^[1].

然而,传统 MPA 方法是建立在刚性地基假定下的,并未考虑 SSI 效应. 下面给出考虑 SSI 效应的 MPA 方法,并对此方法进行简单的验证.

1.1 弹性阶段考虑 SSI 效应的 MPA 基本原理

本文依据 ATC40 和 FEMA440 中的简化方法,采用土弹簧模型来模拟土对结构的作用,即通过在基础上施加水平、竖直以及绕轴方向的弹簧来模拟地基土对基础的约束,3 个弹簧对应刚度 K_x 、 K_z 和 K_θ ,具体计算方法参照文献[3].

当考虑 SSI 效应时,多层结构在水平地震作用下的微分方程见式(1)^[11].

$$m\ddot{u} + m\ddot{u}_t + mh\ddot{\theta}_t + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (1)$$

式中: u 为上部结构相对基础的水平位移向量; u_t 和 θ_t 分别为基础相对于地基的水平位移和转动; m 为上部结构的质量矩阵; c 为阻尼矩阵; k 为侧移刚度矩阵.

利用模态之间的正交性,令

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad (2)$$

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (3)$$

式中: ϕ_n 为结构 n 阶模态; q_n 为结构模态位移; $u_n(t)$ 是结构在 n 阶模态下的水平位移; Γ_n 是 n 阶模态参与系数; $D_n(t)$ 是等效单自由度体系的位移.

将式(2)、式(3)代入式(1)可得考虑 SSI 效应时 n 阶模态体系振动微分方程:

$$\ddot{D}_n + \frac{\ddot{u}_f}{\Gamma_n \phi_n} + \frac{h\ddot{\theta}_f}{\Gamma_n \phi_n} + 2\zeta_n w_n \dot{D}_n + w_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (4)$$

式中： w_n 是刚性地基假定下上部结构的振动频率； ζ_n 是第 n 阶阵型阻尼比。

第 n 阶模态体系的近似基本周期为^[1]：

$$T_{nssi}^2 = T_{ns}^2 + T_{nx}^2 + T_{n\theta}^2 \quad (5)$$

$$T_{ns} = 2\pi\sqrt{\frac{M_n}{K_n}} \quad (6)$$

$$T_{nx} = 2\pi\sqrt{\frac{M_n}{K_x}} \quad (7)$$

$$T_{n\theta} = 2\pi\sqrt{\frac{M_n h^2}{K_\theta}} \quad (8)$$

式中： T_{nssi} 为考虑 SSI 效应时第 n 阶模态体系的近似基本周期； T_{ns} 为不考虑 SSI 效应时第 n 阶单自由度体系的周期； T_{nx} 为水平弹簧 K_x 引起的周期增量； $T_{n\theta}$ 为绕轴弹簧 K_θ 引起的周期增量； M_n 为结构第 n 阶模态质量； K_n 为不考虑 SSI 效应时第 n 阶单自由度体系的刚度； h 为结构质心高度。需要说明的是，由于分析的是结构在水平地震动作用下的响应，没有涉及竖向地震动，这里忽略了竖向弹簧 K_z 的影响。

综合式(5)(6)(7)(8)，可得：

$$T_{nssi} = T_{ns} \sqrt{1 + \frac{K_x}{K_n} + \frac{K_n h^2}{K_\theta}} \quad (9)$$

为了求出方程(4)的解 $D_n(t)$ ，建议采用周期等效法，将式(4)对应的振动体系等效成周期等于 T_{nssi} (即 $T_{ne} = T_{nssi}$) 的单自由度振动体系，如图 1 所示，从而求解式(4)中的 $D_n(t)$ ，并以此完成考虑 SSI 效应的 MPA 分析。应用此方法，结构的每一阶阵型均可等效成一个独立的单自由度体系，考虑了高阶振型对结构响应的影响，提高了计算精度。

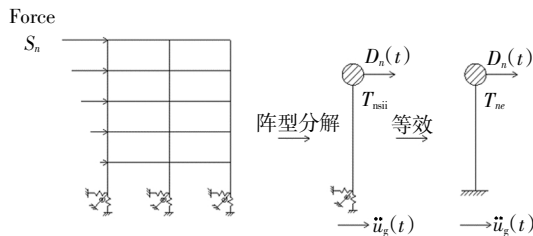


图 1 考虑 SSI 的弹性多自由度结构的 MPA 分析过程
Fig.1 MPA analysis process considering elastic multi-degree-of-freedom structure of SSI

1.2 弹塑性阶段考虑 SSI 效应的 MPA 基本原理

当一个构件进入到弹塑性阶段时，由于塑性变形的存在，在循环往复荷载作用下，构件受到的力和

位移不再是一一对应关系，而是形成滞回曲线。也就是说，当构件进入弹塑性阶段时，力和位移的值与变形发展的过程有关。

对于进入到弹塑性阶段的多自由度振动体系，其侧向力和位移的关系表达式变为：

$$f_s = f_s(u, \text{sign}\dot{u}) \quad (10)$$

将式(10)代入式(1)有：

$$m\ddot{u} + m\ddot{u}_f + mh\ddot{\theta}_f + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -m\ddot{u}_g \quad (11)$$

式(2)对应的是弹性阶段第 n 阶阵型对应的阵型位移，当结构进入非线性阶段时放大线性阶段的阵型位移可得到弹塑性阶段的阵型位移，如式(12)所示。

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (12)$$

将式(12)代入式(11)中，结合式(3)可得：

$$\ddot{D}_n + \frac{\ddot{u}_f}{\Gamma_n \phi_n} + \frac{h\ddot{\theta}_f}{\Gamma_n \phi_n} + 2\zeta_n w_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (13)$$

$$F_s = F_s(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) = \phi_n^T f_s(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) \quad (14)$$

式中： $D_n(t)$ 为第 n 阶阵型对应考虑 SSI 效应的单自由度体系的位移。

要求解式(13)，必须通过式(14)得到 F_{sn}/L_n 和 D_n 的关系，而这个关系一般情况下无法得到解析解，必须依靠有限元分析软件，具体过程如下：

对结构逐步施加阵型荷载至结构倒塌或失效，绘制基底剪力 V_{bn} -顶点位移 u_m 曲线 (Pushover 曲线)，并通过等能量原理简化为双折线。按下式将双折线转化为 F_{sn}/L_n 和 D_n 的关系曲线：

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bn}}{L_n \Gamma_n} \quad (15)$$

$$D_n = \frac{u_m}{\Gamma_n \phi_m} \quad (16)$$

至此，即可求得 D_n ，继而求得 u_n ，利用 SRSS 法计算多阶阵型作用时总的水平位移 u^{\max} ，即

$$u^{\max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N (u_n)^2} \quad (17)$$

1.3 考虑 SSI 效应的 MPA 方法的验证分析

1.3.1 模型介绍

本文采用与文献[3]相同的计算模型，为 10 层 RC 框架结构，跨度为 5 m，底层层高 3.9 m，其他层层高 3.6 m，图 2 所示为其平、立面图，表 1 列出了梁、柱基本设计参数，图 3 给出了梁柱截面配筋图。柱的混凝土强度等级为 C40，梁、板的混凝土强度等级为 C35，钢筋采用 HRB400，纵筋配筋情况见表 1，梁箍

筋直径 10 mm,间距 150 mm,板厚 100 mm,钢筋混凝土自重为 25 kN/m³. 在模拟分析中,选择中间一榀框架进行分析,混凝土本构模型选用 Mander 模型,钢筋本构模型选用 Park 模型;梁柱均使用集中塑性铰模型,在距离梁端分别为 0.1 和 0.9 倍梁长处布置考虑弯矩的 M3 铰;在距离柱端分别为 0.1 倍和 0.9 倍柱长处布置考虑轴力与弯矩相互作用的 P-M2-M3 耦合铰.

为方便表述,在后文中以本节介绍的模型为基础,刚性地基假定条件下,不考虑填充墙刚度效应的模型简称模型 M;考虑 SSI(三类场地土)时,不考虑填充墙刚度效应的模型简称模型 N.

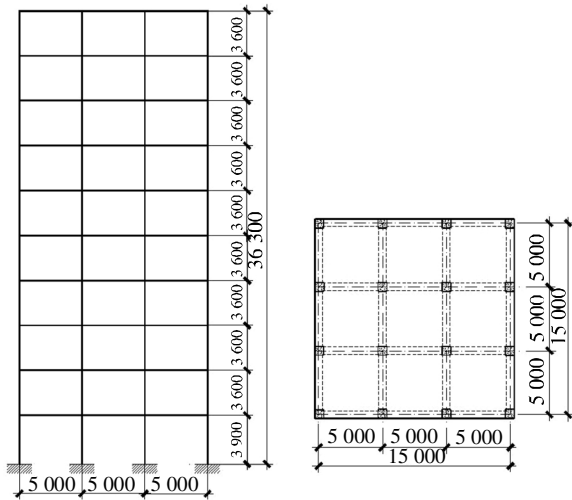


图 2 平、立面布置图(单位:mm)
Fig.2 Plane and elevation layout (unit:mm)

表 1 框架梁、柱截面
Tab.1 Section table of frame beams and columns

构件	楼层	截面尺寸/(mm × mm)	配筋
框架柱	1	700 × 700	16 25, 10@100
	2~10	600 × 600	12 25, 10@100
框架梁	2~4	250 × 700	上 4 25 下 5 25
	5~屋面	250 × 700	上 3 25 下 4 25

注:柱为对称配筋.

1.3.2 SSI 效应的实现

本文采用柱下独立基础,基础尺寸 4 m × 4 m,厚度为 1 m,埋深为 1.8 m,采用 ATC40 和 FEMA440 推荐的土弹簧模型来模拟地基对结构的作用.土弹簧简化模型选用 ATC40 中的简化模型,如图 3 所示;土弹簧简化模型的部分刚度计算公式如表 2 所示;不同场地土体的具体参数如表 3 所示.

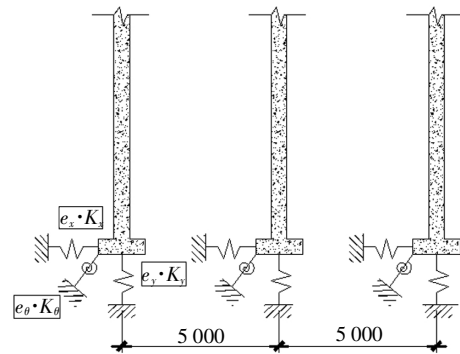


图 3 土弹簧模型(单位:mm)
Fig.3 Soil spring mode(unit:mm)

表 2 土弹簧刚度公式及深度修正系数表

Tab.2 Expressions for spring stiffness and their embedment factors

参数	刚度系数	深度系数 e
竖向刚度 K_z	$\frac{GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$	$\left[1 + 0.095 \frac{D}{B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{2L+2B}{LB} d \right)^{0.67} \right]$
水平 y 向刚度 K_y	$\frac{GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$	$\left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{B} \right)^{0.5} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{D-d/2}{BL^2} \times 16 \times (L+B)d \right)^{0.4} \right]$
水平 x 向刚度 K_x	$\frac{GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] - \frac{GL}{0.75-\nu} \left[0.1 \left(1 - \frac{B}{L} \right) \right]$	$\left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{L} \right)^{0.5} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{D-d/2}{LB^2} \times 16 \times (L+B)d \right)^{0.4} \right]$
转动刚度 K_{θ_x}	$\frac{G}{1-\nu} I_x^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right]$	$1 + 2.52 \frac{d}{B} \left(1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right)$
转动刚度 K_{θ_y}	$\frac{G}{1-\nu} I_y^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} \left[3 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.15} \right]$	$1 + 0.92 \left(\frac{2d}{L} \right)^{0.6} \left(1.5 + \left(\frac{2d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right)$

注:G 为土体有效剪切模量;ν 为土体泊松比;L 为基础长度;B 为基础宽度;D 为基础埋深;d 为基础深度;I_x、I_y 分别为绕相关轴的截面惯性矩.

表3 土体参数表
Tab.3 Soil parameters

土体类型	剪切波速范围 $/(m \cdot s^{-1})$	剪切波速 $/(m \cdot s^{-1})$	密度 $/(kg \cdot m^{-3})$	土层泊松比	土层初始剪切模量 $G_0/(\times 10^4 kN \cdot m^{-2})$	土层有效剪切模量 $G=0.42G_0$ $/(\times 10^4 kN \cdot m^{-2})$	粘聚力 $/kPa$	内摩擦角 $/(^\circ)$
II	$250 \leq v_s \leq 500$	400	1 800	0.3	28.8	12.096	60	30
III	$150 \leq v_s \leq 500$	200	1 700	0.35	6.8	2.856	25	12
IV	$v_s \leq 150$	150	1 600	0.4	3.6	1.512	20	5

1.3.3 填充墙的实现

本文研究填充墙对框架结构整体的影响,采用对角受压斜撑有限元模型来模拟填充墙^[12],其具体简化模型如图4所示.

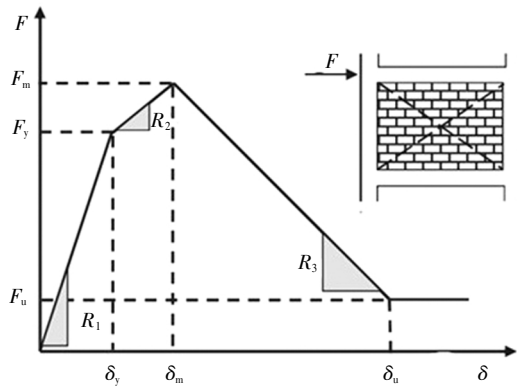


图4 填充墙的斜压杆模型^[12]

Fig.4 Compression strut model of infilled wall^[12]

$$R_1 = \frac{G_m t_m l_m}{h_m} \tag{18}$$

$$R_2 = \frac{E_m t_m b_m}{d_m} \tag{19}$$

$$R_3 = -0.1R_1 \tag{20}$$

$$F_y = f_{ms} t_m l_m \tag{21}$$

$$F_m = 1.3F_y \tag{22}$$

$$F_u = 0.1F_y \tag{23}$$

剪切模量与弹性模量相关,填充墙抗压强度与弹性模量相关^[13]:

$$G_m = 0.4E_m \tag{24}$$

$$f_{ms} = \frac{E_m}{1000} \tag{25}$$

式中:初始刚度为 R_1 ;屈服刚度为 R_2 ;软化刚度为 R_3 ;屈服力为 F_y ;极限力为 F_m ;残余力为 F_u ; G_m 为填充墙的剪切模量; E_m 为填充墙的弹性模量; f_{ms} 为填充墙的抗剪强度; l_m 、 h_m 和 t_m 分别为填充墙的长度、

高度和厚度; b_m 是压杆等效宽度; d_m 是填充墙对角线长度.

刚度和屈服力均只与填充墙的弹性模量和物理尺寸有关,故本文通过不断调整 E_m 的大小来改变填充墙的刚度和强度,得到不同大小的层间刚度比,以此来模拟不同种类填充墙对于结构抗震性能的影响.

1.3.4 验证结果

本文对上述考虑 SSI 效应的 MPA 可行性进行验证:在设防烈度 7 度条件下,对 RC 框架填充墙结构(在模型 N 的基础上在 2~10 层加入填充墙,调整值使一、二层刚度比为 1.4)分别进行考虑 SSI 效应(III 类土)的 MPA 分析和时程分析,各阶模态参数如表 4 所示.

表4 各阶模态参数

Tab.4 Modal parameters of each order

模态	周期	有效模态质量	模态阻尼比
Modal 1	1.29	0.85M	0.05
Modal 2	0.39	0.11M	0.05
Modal 3	0.22	0.03M	0.05

注: M 为重力加速度 g 对应的结构总质量.

考虑到时程分析的不确定性,结构的地震响应与场地土特征、结构自身特性以及地震动输入选取有关,因此必须保证地震波选取的合理性. Northbridge、San Fernando 和 Northridge 3 条地震波的反应谱均值与设计反应谱在统计意义上相符^[3],因此选用这 3 条地震波进行时程分析,结果采用 3 条地震波作用下的平均结果来讨论.多遇地震和罕遇地震下结构的层间位移角分布如图 5 所示,表 5 给出了时程分析与考虑 SSI 的 MPA 对比分析得到的结构层间位移角误差.

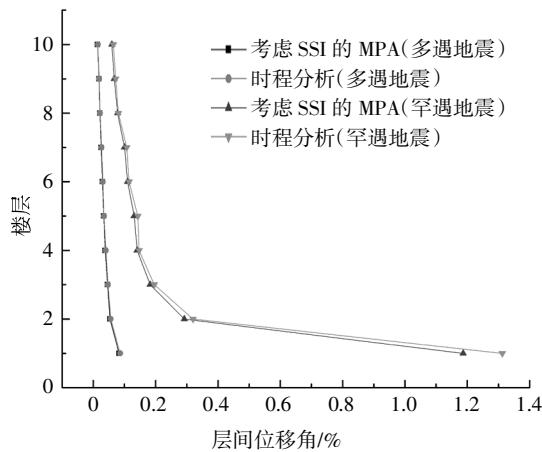


图 5 多遇地震和罕遇地震下结构的层间位移角分布
Fig.5 Inter-layer displacement angular distribution of structures under frequent earthquakes and rare earthquakes

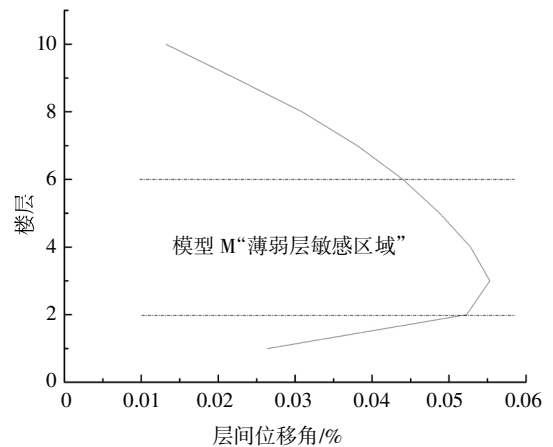


图 6 模型 M 层间位移角分布
Fig.6 Inter-layer displacement angle distribution of model M

表 5 结构层间位移角误差

层号	多遇地震	罕遇地震
1	4.50	9.56
2	4.16	8.76
3	2.81	6.61
4	4.06	4.59
5	3.54	8.33
6	4.42	4.11
7	4.25	6.82
8	3.62	2.69
9	4.03	6.63
10	3.49	6.83

从图 5 和表 5 可看出,多遇地震作用下,结构最大层间位移角误差为 4.50%;罕遇地震作用下,结构最大层间位移角误差为 9.56%. 说明在结构处于弹性状态与弹塑性状态时,考虑 SSI 的 MPA 分析结果与时程分析结果基本一致,此简化方法可行.

2 层间刚度比对填充墙框架结构响应的影响分析

2.1 反应谱分析

反应谱分析方法通过振型分解的方法计算结构在弹性阶段的动力响应,为了说明弹性状态下结构响应规律,本文对模型 M、N 进行反应谱分析.图 6、图 7 给出了其中模型 M、N 的层间位移角,表 6 列出了反应谱分析下不同模型的最大层间位移角.

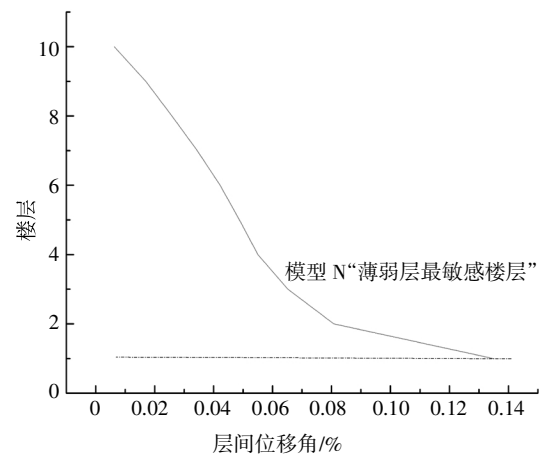


图 7 模型 N 层间位移角分布
Fig.7 Inter-layer displacement angle distribution of model N

表 6 反应谱工况模型 M、N 各楼层的层间位移角及比值
Tab.6 Inter-layer displacement angle and ratio of each floor of response spectrum model M and N

楼层	模型 M		模型 N	
	$\theta_{ni}/\%$	θ_{ni}/θ_{max}	$\theta_{ni}/\%$	θ_{ni}/θ_{max}
1	0.026 4	48%	0.135 0	100%
2	0.052 3	95%	0.080 8	60%
3	0.055 3	100%	0.065 2	48%
4	0.052 8	95%	0.055 0	41%
5	0.048 8	88%	0.048 8	36%
6	0.044 0	80%	0.042 2	31%
7	0.038 1	69%	0.034 4	25%
8	0.030 9	56%	0.025 8	19%
9	0.022 2	40%	0.017 0	13%
10	0.013 2	24%	0.006 3	5%
最大值	0.055 3	100%	0.135 0	100%

本文研究填充墙不均匀分布对结构抗震性能的影响,若某一层没有布置填充墙而其他层均布满填充墙,则将没有布置填充墙的这一层定义为“薄弱层”。为了方便研究结构进入弹塑性状态时薄弱层的位置对结构地震响应的影响,根据文献[3]将反应谱分析中层间位移角超过最大层间位移角 75%的楼层区域称为“薄弱层敏感区域”,以模型 M 为例,即 2~6 层区域;将反应谱分析中层间位移角最大的楼层称为“薄弱层最敏感楼层”,以模型 M 为例,即第 3 层,如图 6、图 7 所示。

下文将根据“薄弱层”布置位置与“薄弱层最敏感楼层”的关系在罕遇地震烈度下进行层刚度比对结构响应的分析,分 3 种工况展开:

工况 1:考虑 SSI 效应,“薄弱层”布置位置与“薄弱层最敏感楼层”相同;

工况 2:考虑 SSI 效应,“薄弱层”布置位置与“薄弱层敏感区域”不同。

工况 3:刚性地基假定下,“薄弱层”布置位置与“薄弱层最敏感楼层”相同。

2.2 工况 1 结构响应分析

模型 N 的“薄弱层最敏感楼层”在第 1 层,故将“薄弱层”布置在第 1 层,通过不断调整填充墙刚度来调整层刚度比,对不同层刚度比结构模型进行 MPA 分析.层间刚度比变化范围为 1.0~2.0,变化率为 0.1,直到最大层间位移角超过 1/50。

本节选择考虑 SSI 效应(三类场地土)和填充墙刚度效应的结构模型来研究“薄弱层”位于底层时“薄弱层”与其上一层的层刚度比对结构响应的影

响。

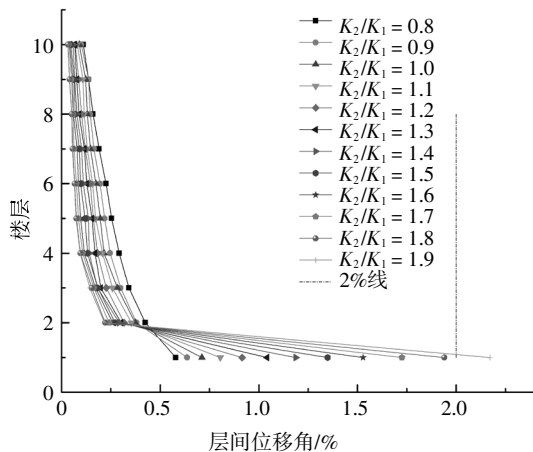


图 8 7 度设防各楼层层间位移角分布

Fig.8 Inter-layer displacement angle distribution between layers of seven degrees

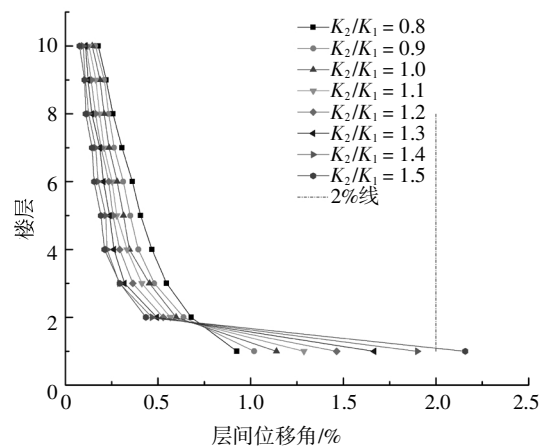


图 9 8 度设防各楼层层间位移角分布

Fig.9 Inter-layer displacement angle distribution between layers of eight degrees

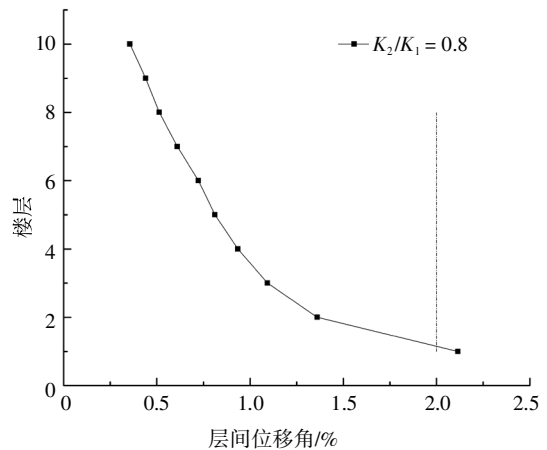


图 10 9 度设防各楼层层间位移角分布

Fig.10 Inter-layer displacement angle distribution between layers of nine degrees

图 11 给出了在不同地震烈度条件下将“薄弱层”设置在“薄弱层最敏感楼层”时最大层间位移角达到文献[14]规定的罕遇地震下弹塑性层间位移角限值 1/50 时对应的层间刚度比.对比分析图 8、图 9、图 10 以及图 11 可知:

1)同一设防烈度下,结构的最大层间位移角均出现在结构“薄弱层”处,且“薄弱层”处的层间位移角随层刚度比增大变大,变形向“薄弱层”处集中.非“薄弱层”楼层的层间位移角则随层刚比增大变小。

2)不同设防烈度下,7 度设防,层刚度比为 1.9 时结构最大层间位移角超过 1/50;8 度设防,层刚度比为 1.5 时结构最大层间位移角超过 1/50;9 度设防,层刚度比为 1.0 时结构最大层间位移角超过 1/50.这表明在考虑 SSI 效应后,结构达到弹塑性层间位移角限值时对应的层间刚度比随设防烈度增高变小。

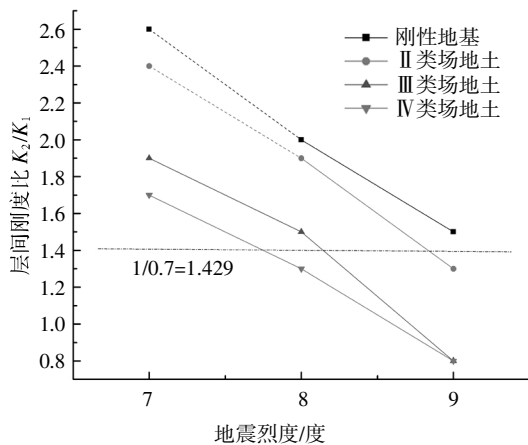


图 11 层间位移角达到限值 1/50 时对应的层间刚度比
Fig.11 Corresponding interlayer stiffness ratio when the interlayer displacement angle reaches the limit of 1/50

3)文献[14]规定 RC 框架结构层刚度比不得小于 0.7,即层刚度比不得大于 1.429,如图 9 所示. 8 度设防在 IV 类场地上、9 度设防在 II 类、III 类和 IV 类场地上,结构在层间位移角超限时相应的层间刚度比均小于 1.429,说明在考虑 SSI 效应和填充墙竖向不规则布置后,层刚度比小于 1.429(即大于 0.7)不一定安全.且同一设防烈度下,场地土越软,层间位移角超限的层刚度比越低.

2.3 工况 2 结构响应分析

模型 N 的“薄弱层敏感区域”在 1 层,现将“薄弱层”布置在第 2 层,通过不断调整填充墙刚度来调整层刚度比对结构模型进行 MPA 分析,研究薄弱层布置在非“薄弱层敏感区域”时层刚度比对结构响应的影响.层间刚度比变化范围为 1.0~2.0,变化率为 0.1,直到最大层间位移角超过 1/50.

本节选择考虑 SSI 效应(三类场地土)和填充墙刚度效应的结构模型来研究“薄弱层”位于 2 层时“薄弱层”与其上一层的层刚度比对结构响应的影响.

图 12 给出了 9 度设防各楼层层间位移角分布.通过图表分析可知:

1)当层刚度比等于 1.0 即结构为没有填充墙的裸框架时,最大层间位移角超过 1/50;当加入填充墙且层刚度比在 1.1~2.0 范围变化时,结构层间位移角没有超过 1/50,且随层刚度比增大,结构的响应趋势逐渐减小,填充墙对限制结构层间位移角存在明显有利的影响.这表明在“薄弱层敏感区域”以外的楼层布置“薄弱层”不会使结构形成明显的薄弱层.

2)当“薄弱层”与“薄弱层最敏感楼层”不是同一楼层时,随层间刚度比值增大,最大层间位移角所在的楼层会逐渐由“薄弱层最敏感楼层”向“薄弱层”过

渡.建议设计人员注重对这些过渡楼层的层间位移角评估.

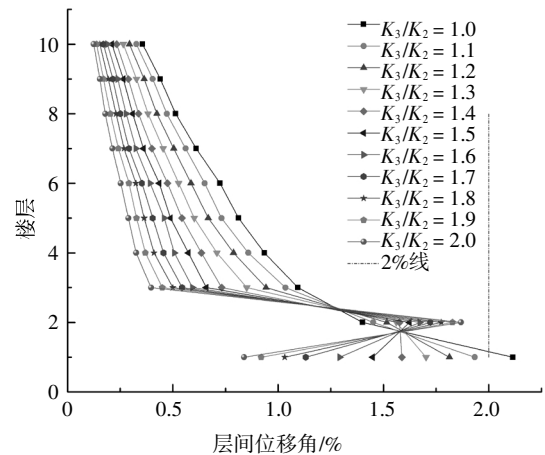


图 12 9 度设防各楼层层间位移角分布

Fig.12 Inter-layer displacement angle distribution between layers of nine degrees

2.4 工况 3 结构响应分析

模型 M 的薄弱层最敏感楼层在第 3 层,故将“薄弱层”布置在第 3 层,通过不断调整填充墙刚度来调整层刚度比对结构模型进行 MPA 分析.层间刚度比变化范围为 1.0~2.0,变化率为 0.1,直到最大层间位移角超过 1/50.

本节选择刚接状态下考虑填充墙刚度效应的结构模型来研究将“薄弱层”布置在第 3 层时层间刚度比对结构响应的影响,因第 2 层和第 4 层侧向刚度相同,故取第 2 层分析.

图 13、图 14、图 15 分别给出了设防烈度为 7 度、8 度、9 度时各楼层层间位移角分布.表 7 给出了第 2、3 层间位移角变化幅度.

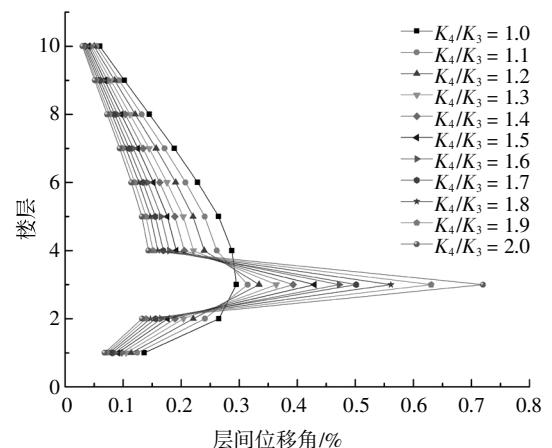


图 13 7 度设防各楼层层间位移角分布

Fig.13 Inter-layer displacement angle distribution between layers of seven degrees

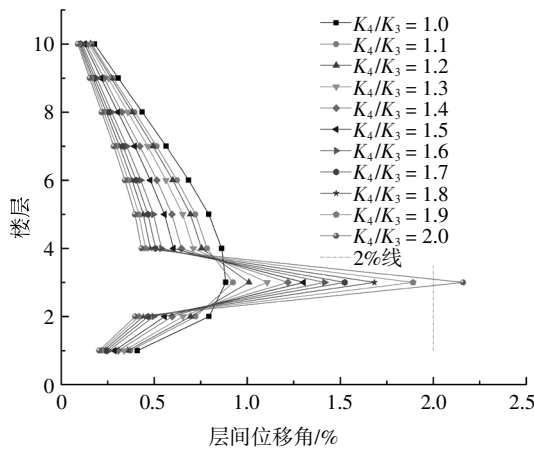


图 14 8度设防各楼层层间位移角分布

Fig.14 Inter-layer displacement angle distribution between layers of eight degrees

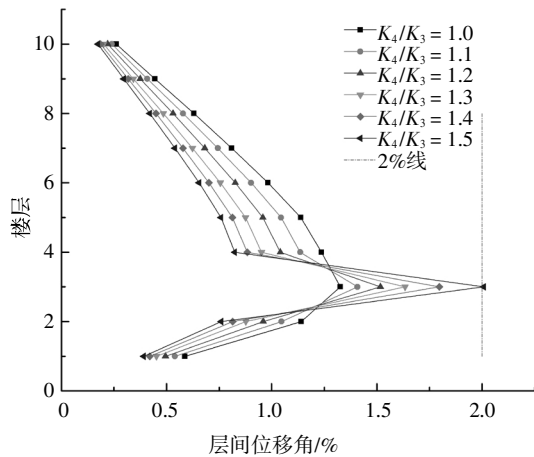


图 15 9度设防各楼层层间位移角分布

Fig.15 Inter-layer displacement angle distribution between layers of nine degrees

通过分析图 13、图 14、图 15 和表 7 可知:

1)同一设防烈度下,结构“薄弱层”处的层间位移角分布会出现凸起,且层刚度比越大凸起程度越大,这样的凸起主要是由于“薄弱层”处出现刚度突变,地震作用下变形向“薄弱层”处集中,对结构造成明显的不利影响.非“薄弱层”楼层的层间位移角则

随层刚比增大变小.

表 7 二、三层间位移角变化幅度

Tab.7 Variation range of inter-layer displacement angle between the second and third layers

设防烈度		7度	8度	9度
二层	$\theta_{max}/\%$	0.27	0.75	1.14
	$\theta_{min}/\%$	0.13	0.40	0.76
	$\theta_{max}-\theta_{min}$	0.14	0.35	0.38
三层	$\theta_{max}/\%$	0.72	2.06	2.00
	$\theta_{min}/\%$	0.30	0.89	1.33
	$\theta_{max}-\theta_{min}$	0.42	1.17	0.67

注:为层刚比变化时层间位移角最大值;

2)不同设防烈度下,7度设防,层刚度比在 1.0~2.0 区间变化时结构最大层间位移角均未超过 1/50,满足我国现行规范中“大震不倒”的要求;8度设防,层刚度比大于等于 2.0 时结构最大层间位移角超过 1/50;9度设防,层刚度比大于等于 1.5 时结构最大层间位移角超过 1/50.结构达到弹塑性层间位移角限值时对应的层间刚度比随设防烈度增高变小.

2.5 框架梁柱及填充墙的破坏情况

图 16 和图 17 给出了罕遇地震设防烈度 8 度,层间刚度比 1.4,“薄弱层”与“薄弱层最敏感楼层”位置相同时,结构前三阶模态梁柱塑性铰分布及填充墙非线性发展情况.从图中可以看出,主体结构的塑性铰和进入非线性状态的填充墙主要分布在“薄弱层”附近.填充墙的非线性发展程度和破坏程度要高于梁柱构件,在结构抗震中起到了第一道防线的作用.

对比工况 1、工况 2 和工况 3 的分析可知:当“薄弱层”与“薄弱层最敏感楼层”位置相同时,层刚度比的增大会放大“薄弱层”层间位移角,使“薄弱层”更薄弱,对结构造成明显的不利影响;当“薄弱层”与“薄弱层最敏感楼层”位置不同时,随层刚比增大,

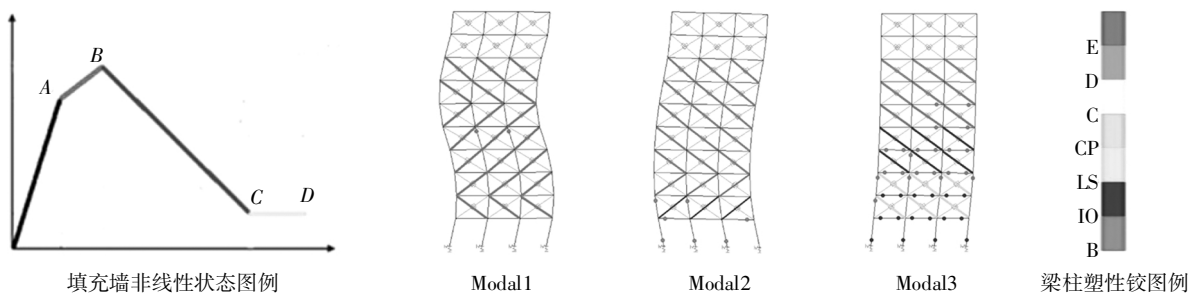


图 16 III类场地结构前三阶模态梁柱塑性铰分布及填充墙非线性发展

Fig.16 Distribution of plastic hinges and nonlinear development of filled wall in the first three-order modal of structures on site III

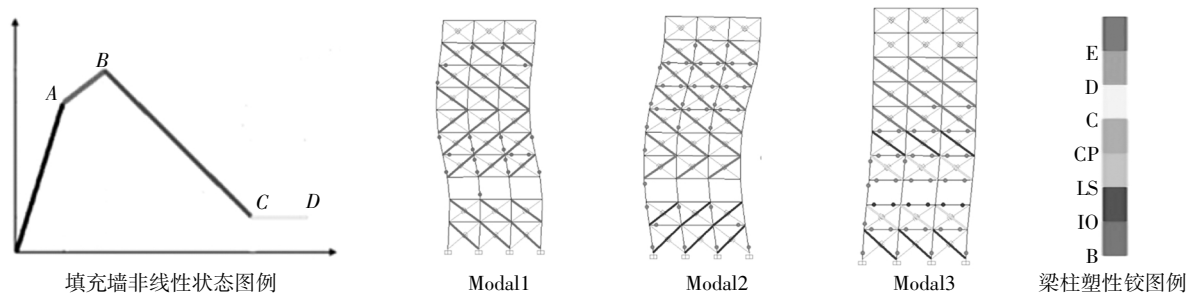


图 17 刚性地基前三阶模态梁柱塑性铰分布及填充墙非线性发展

Fig.17 Distribution of plastic hinges and nonlinear development of filled wall in the first three-order modal of structures on rigid foundation

“薄弱层”层间位移角增加不明显,不会形成明显的薄弱层效应。

3 结论

根据上述研究得出如下结论:

1) 本文通过周期等效原则提出了考虑 SSI 的 MPA 方法,并验证了此方法的可行性。

2) 大震时,采用 MPA 分析,在“薄弱层最敏感楼层”设置“薄弱层”会使薄弱层效应更显著,且层间刚度比越大对 RC 框架结构的层间位移角响应越不利。

3) 大震时,采用考虑 SSI 效应的 MPA 分析,将“薄弱层”设置在底层,结构的变形明显向底层集中,且随场地土变软,使结构层间位移角超限的层间刚度比变小,因此结构设计时建议控制层间刚度比来确保该类结构在地震作用下的延性。

参考文献

- [1] CHOPRA A K, GOEL R. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002, 31: 561—582.
- [2] 黄华, 叶燕霞. 填充墙对框架结构抗震性能影响分析[J]. *土木工程学报*, 2010, 43(1): 156—162.
HUANG H, YE Y X. Influence of filled wall on seismic performance of frame structure [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2010, 43(1): 156—162. (In Chinese)
- [3] 刘举. 填充墙对框架结构抗震性能影响分析[D]. 湖南大学土木工程学院, 2018: 12—16.
LIU J. Research on seismic performance of RC frames considering SSI effects and infill wall stiffness interaction [D]. College of Civil Engineering, Hunan University, 2018: 12—16. (In Chinese)
- [4] TERUNA D R, MAJID T A, BUDIONO B. The use of steel damper for enhancing the seismic performance of RC frame with soft first story [J]. *Journal of Civil Engineering Research*, 2014, 4(3): 191—202.
- [5] KONSTANTINOS M, KONSTANTINOS K. The role of masonry infills on the damage response of R/C buildings subjected to seismic sequences [J]. *Engineering Structures*, 2017, 131: 459—476.
- [6] 黄靓, 易宏伟, 王辉, 等. 带节能砌体填充墙的 RC 框架抗震试验研究[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2014, 41(1): 15—20.
HUANG L, YI H W, WANG H, *et al.* Experimental research on seismic of RC frames with energy conservation masonry infill walls [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2014, 41(1): 15—20. (In Chinese)
- [7] GALAL K, NAIMI M. Effect of soil conditions on the response of reinforced concrete tall structures to near-fault earthquakes [J]. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2008, 17(3): 541—562.
- [8] RAJEEV P, TEFAMARIAM S. Seismic fragilities of non-ductile reinforced concrete frames with consideration of soil structure interaction [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2012, 40: 78—86.
- [9] 岳庆霞, 叶列平, 陆新征. 土结构相互作用对框架结构倒塌的影响研究[J]. *工程力学*, 2014, 31(3): 1—6.
YUE Q X, YE L P, LU X Z. Research on the influence of soil-structure interaction [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(3): 1—6. (In Chinese)
- [10] 王海东, 盛旺成. 考虑土-结构相互作用与重力二阶效应影响的钢筋混凝土框架结构地震反应分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2016, 36(3): 170—177.
WANG H D, SHENG W C. Seismic response of RC frame considering soil-structure interaction and gravity second-order effect [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2016, 36(3): 170—177. (In Chinese)
- [11] 林皋, 栾茂田, 陈怀海. 土-结构相互作用对高层建筑非线性地震反应的影响[J]. *土木工程学报*, 1993, 26(4): 1—13.
LIN G, LUAN M T, CHEN H H. Soil structure interaction effect on the nonlinear seismic response of high-rise buildings [J]. *China Civil Engineering Journal*, 1993, 26(4): 1—13. (In Chinese)
- [12] NURBAIAH M N, LAURA L, FABRIZIO M, *et al.* Solomon Tesfamariam. Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees [J]. *Engineering Structures*, 2017, 150: 599—621.
- [13] MIHA T. Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry [J]. *Materials and Structures*, 2009, 42: 889—907.
- [14] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 31—47.
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 31—47. (In Chinese)