

# 多重抗侧力钢-混凝土混合结构最优刚度比研究

惠宽堂<sup>1</sup>, 沈艺超<sup>1</sup>, 李亮<sup>2</sup>

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 长安大学建筑工程学院, 陕西 西安 710061)

**摘要:** 多重抗侧力钢-混凝土混合结构是通过楼板将半刚性连接钢框架、屈曲约束支撑钢框架和混凝土芯筒连接起来协同工作的多重抗力体系。在工程设计中, 三者的刚度比关系对结构整体的安全性有着重要的影响。根据简化力学模型设计了3组18个弹性抗侧刚度相同的多重抗侧力钢-混凝土混合结构。通过罕遇地震作用下的弹塑性时程分析, 研究了结构最大层间侧移与框架、支撑和剪力墙三者刚度比之间的关系; 根据改进的Park-Ang损伤模型对剪力墙底层进行震后量化损伤评估, 研究其损伤程度与刚度比之间的关系; 基于最大层间侧移和底层剪力墙损伤程度双重指标, 提出了这种新结构体系的最优刚度比设计建议。

**关键词:** 混合结构; 弹塑性时程分析; 层间侧移; 损伤; 刚度比

中图分类号: TU398.9

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)03-0333-07

## Studies on the optimal stiffness ratios of multi-lateral resistant steel-concrete mixed structure

XI Kuantang<sup>1</sup>, SHEN Yichao<sup>1</sup>, LI Liang<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China)

**Abstract:** Multi-lateral resistant steel-concrete mixed structure is composed of semi-rigid connection steel frame, buckling restrained braces steel frame and concrete core tube through the floor. In engineering design, stiffness ratios are important for the comfort level of the overall structure, the use of functional requirements and security. According to a simplified mechanical model of multi-lateral resistant steel-concrete mixed structure, there are 18 multi-lateral resistant steel-concrete mixed structures designed, which are divided into 3 groups with the same elastic lateral stiffness. Through the elastic-plastic time history analysis under the action of the rare earthquake, the relationships between the maximum layer lateral displacement and the stiffness ratios of the frame, brace and core tube are studied. Shear wall at the bottom was evaluated based on the new modified Park-Ang damage model. The relationships between damage degree and stiffness ratios are studied. The design factors of best stiffness ratios are suggested according to the study of the maximum layer lateral displacement and the damage degree of the bottom shear wall.

**Key words:** mixed structure; elastic-plastic time history analysis; layer lateral displacement; damage; stiffness ratio

近年来, 钢框架-核心筒混合结构体系大量运用于高层、超高层建筑结构中, 该结构体系因混凝土芯筒抗侧刚度大、成本低和钢框架施工速度快、延性好的优点得到了普遍的认可。但该体系仍存在众多的不足: (1) 具有较大抗侧刚度的钢筋混凝土芯筒主要承受水平荷载, 在罕遇地震作用下, 芯筒底层剪力墙首先进入弹塑性, 结构内力重分布, 致使框架承受的地震力增加, 而框架是重要的承重构件, 它的破坏和竖向承载力的降低, 将直接危及整体结构的安全。(2) 该体系的破坏形式为芯筒底层剪力墙受压破坏<sup>[1]</sup>, 上部结构依然处于弹性阶段, 未能充分发挥其抗震性能。文献[2]提出了多重抗侧力钢-混凝土混合结构, 即装备有屈曲约束支撑半刚性连接钢框架-混凝土芯筒混合结构, 根据弹性理论推导了在水平荷载作用下侧移和内力的简化算法。李亮<sup>[3]</sup>通过简化计算公式设计了9组45个弹性侧

移刚度相同的多重抗侧力钢-混凝土混合结构, 通过罕遇地震作用下的弹塑性时程分析, 提出了最大层间侧移最小时最优刚度比及刚度比限值的设计建议。这种新型结构体系在罕遇地震作用下通过屈曲约束支撑的大量耗能有效的避免了筒体底部的集中破坏, 但筒体底层的破坏程度仍然大于其它各层。而结构的最大层间侧移往往发生在结构上部, 用最大层间侧移最小单一指标分析该结构刚度比对结构抗震性能的影响不够全面。目前对结构地震破坏比较一致的看法是: 用基于最大层间侧移和塑性累积损伤的双重破坏准则来比较地震对结构破坏的综合影响是较符合实际的。控制最大层间侧移是为满足使用功能的要求, 尽可能减小筒体底层损伤破坏是为满足结构承载力要求。针对上述问题, 本文设计了3组18个弹性抗侧刚度相同的多重抗侧力钢-混凝土混合结构, 利用ABAQUS软件对其进

行了罕遇地震作用下的弹塑性时程分析并提出了这种新型结构体系的最优刚度比设计建议。

1 结构计算模型

1.1 结构简介

根据抗弯刚度和剪切刚度相等原则,可将空间钢框架,支撑钢架接混凝土芯筒等效为平面总铰接框架、总支撑钢架和总剪力墙。本文设计了3组18个多重抗侧力钢-混凝土混合结构简化力学模型,所有模型几何尺寸相同,如图1所示。该结构体系适用于层高较高的商业建筑,因此模型层高设计为4 m,共12层,总高48 m。根据我国《高规》<sup>[4]</sup>设计要求,墙段长度不宜大于8 m,故墙肢宽设计为6 m,剪力墙高宽比 $H/B=8$ 。为方便对剪力墙刚度比的控制,各模型剪力墙均采用一字型。支撑钢架中的屈曲约束支撑采用人字形中心支撑,支撑与水平方向成 $45^\circ$ 。钢框架抗侧刚度较小,为使钢框架刚度变化控制时梁柱截面合理,钢框架设计为3跨。根据我国《抗规》<sup>[5]</sup>对剪力墙构造要求,取墙肢1/4为约

束边缘构件。楼面钢梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角墙内在高烈度设防时往往设置型钢柱,故适当提高约束边缘构件的配筋率。设置约束边缘构件的纵向配筋率为3.6%,水平配筋率为1.8%,非约束段的纵向配筋率和水平配筋率均为0.8%,墙肢均采用双排配筋。各模型基本信息见表1。

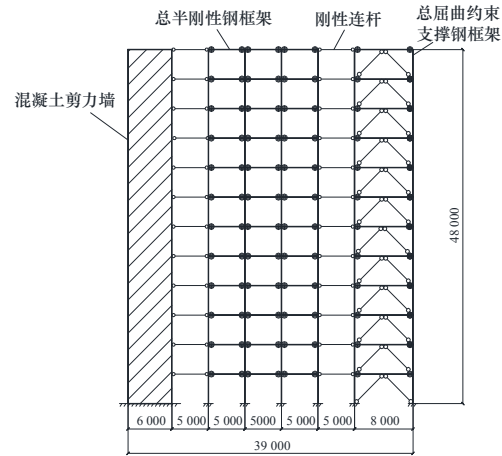


图1 模型几何尺寸(单位: mm)  
Fig.1 Geometric sizes of the model (unit: mm)

表1 模型基本信息  
Tab.1 Basic information of the model

符号	半刚性连接钢框架		屈曲约束支撑钢架		剪力墙
	柱截面/mm	梁截面/mm	梁柱截面/mm	支撑刚度/ $10^7\text{ N}\cdot\text{m}^{-1}$	厚度/mm
A1	640×640×60×60	630×630×60×60	300×300×20×20	0.89	268
A2	600×600×40×40	580×580×35×35	300×300×20×20	1.60	268
A3	600×600×20×20	540×540×20×20	300×300×20×20	3.00	268
A4	500×500×20×20	420×420×20×20	300×300×20×20	5.10	268
A5	370×370×20×20	370×370×20×20	300×300×20×20	8.30	268
A6	300×300×21×21	300×300×20×20	320×320×20×20	11.60	268
B1	650×650×30×30	620×620×30×30	<b>300×300×20×20</b>	<b>4.00</b>	215
B2	590×590×25×25	560×560×20×20	<b>300×300×20×20</b>	<b>4.00</b>	240
B3	500×500×20×20	500×500×20×20	<b>300×300×20×20</b>	<b>4.00</b>	268
B4	450×450×20×20	420×420×20×20	<b>300×300×20×20</b>	<b>4.00</b>	295
B5	360×360×20×20	350×350×20×20	<b>300×300×20×20</b>	<b>4.00</b>	328
B6	300×300×19×19	300×300×18×18	<b>300×300×20×20</b>	<b>4.00</b>	359
B7	260×260×13×13	250×250×12×12	<b>300×300×20×20</b>	<b>4.00</b>	393
C1	<b>500×500×20×20</b>	<b>500×500×20×20</b>	300×300×20×20	8.00	220
C2	<b>500×500×20×20</b>	<b>500×500×20×20</b>	300×300×20×20	5.69	244
C3	<b>500×500×20×20</b>	<b>500×500×20×20</b>	300×300×20×20	4.00	268
C4	<b>500×500×20×20</b>	<b>500×500×20×20</b>	300×300×20×20	2.68	295
C5	<b>500×500×20×20</b>	<b>500×500×20×20</b>	300×300×20×20	1.70	322
C6	<b>500×500×20×20</b>	<b>500×500×20×20</b>	300×300×20×20	0.89	351

注: 为了突出模型各组特点, 钢框架、支撑钢架和剪力墙相同部分用黑体加粗。为了更加清楚的了解B组抗震性能的变化规律, 附加模型B7。

1.2 单元、材料属性的选取

剪力墙采用壳单元S4R, 按设计要求利用rebar layer命令对剪力墙配筋, 模型中钢梁和钢柱采用三维一阶梁单元B31。剪力墙、钢框架及支撑钢架三者在楼层标高处设置链杆, 使三者协同工作, 链杆

采用link连接属性(两点之间可以发生各个方向上的相对平移, 但两点的相对距离总保持不变)。梁柱连接采用半刚性, 利用hinge连接属性(两点之间不允许发生相对平移, 只能沿某一方向发生相对旋转)模拟半刚性节点。利用axial连接属性(不约束

任何相对运动分量, 用 $u_1$ 来度量两点之间相对距离变化) 模拟屈曲约束支撑。

钢材采用Q235, 采用双线性随动强化模型, 在循环荷载下无刚度退化且考虑包辛格效应, 屈服强度 $f_y=235\text{ N/mm}^2$ , 弹性模量 $E_s=2.06\times10^5\text{ N/mm}^2$ , 考虑弹性刚度的1/100作为屈服后的残余刚度, 强屈比为1.2, 极限应力所对应的极限塑性应变为0.024, 钢材密度为 $7\,850\text{ kg/m}^3$ . 混凝土采用C30,  $E_0=3\times10^4\text{ N/mm}^2$ , 密度 $\rho=2\,400\text{ kg/m}^3$ , 泊松比为0.2, 采用损伤塑性模型(CDP), 其应力-应变关系采用我国《混规》<sup>[6]</sup>建议的函数关系计算, 受拉损伤因子与受压损伤因子按文献[7]提出的公式计算, CDP计算参数的选取参考文献[8]. 屈曲约束支撑和半刚性连接亦采用双线性随动强化模型, 以弹性刚度的1/100作为屈服后的残余刚度. 支撑轴向屈服变形均为 $\delta_y=1.6\text{ mm}$ , 半刚性连接转动刚度 $R_e=10^8\text{ N}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}^{-1}$ , 屈服转角为 $0.001\text{ rad}$ . 有限元模型见图2.

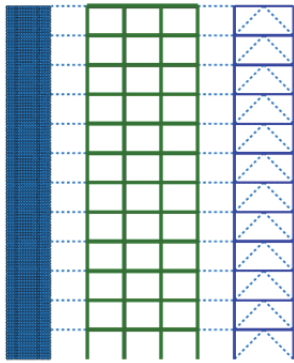


图2 有限元模型  
Fig.2 Finite element model

1.3 荷载信息

ABAQUS软件不能将竖向荷载转化为惯性力, 通过竖向荷载折算材料密度的方法来模拟重力场和地震作用对结构的共同影响. 根据《高规》<sup>[4]</sup>对剪力墙轴压比限值的要求, 控制剪力墙轴压比为0.3. 为了排除因竖向荷载的不同对结构响应的影响, 所有结构每层的竖向荷载均为 $1\,152\text{ kN}$ , 支撑钢架与钢框架竖向荷载布置按两者的刚度比分配. 为了模拟钢框架、支撑钢架每层标高处楼面传递来的重力荷载, 仅根据竖向荷载折算钢梁密度.

模型弹塑性时程分析采用El-Centro NS波, 场地卓越周期为 $0.55\text{ s}$ , 地震波峰值为 $400\text{ cm/s}^2$ , 属于罕遇地震作用. 《抗规》<sup>[5]</sup>规定混合结构罕遇地震作用下阻尼比 $\zeta=0.05$ . 本文阻尼采用Rayleigh阻尼, 假定应用于两个主控频率的阻尼比相同, 即 $\zeta=\zeta_1=\zeta_m$ , 根据阻尼比分别计算各模型质量矩阵系数 $\alpha$ 和刚度矩阵系数 $\beta$ .

2 刚度计算

为了研究多重抗侧力钢-混凝土混合结构的抗侧性能, 本文定义了混合结构的抗侧刚度是指在水

$$K = \frac{V}{\Delta} \tag{1}$$

平荷载作用下结构底部剪力与顶点位移之比, 公式如下:  
式中:  $V$ 为水平荷载作用下结构的底部剪力;  $\Delta$ 为水平荷载作用下结构的顶点侧移. 根据抗侧刚度的定义可以得到整体抗侧刚度 $K$ , 剪力墙的抗侧刚度 $K_t$ , 钢框架的抗侧刚度 $K_f$ 及支撑钢架的抗侧刚度 $K_b$ .

表2 有限元模型刚度信息  
Tab.2 Stiffness information of the finite element model

符号	各部分刚度比			框架、支撑和剪力墙的抗侧刚度/ $\text{N}\cdot\text{mm}^{-1}$			整体抗侧刚度/ $\text{N}\cdot\text{mm}^{-1}$
	$K_f/K$	$K_b/K$	$K_t/K$	$K_f$	$K_b$	$K_t$	有限元计算
A1	0.401	0.101	<b>0.498</b>	5 268	1 332	<b>6 534</b>	<b>14 284</b>
A2	0.352	0.147	<b>0.501</b>	4 588	1 912	<b>6 534</b>	<b>14 279</b>
A3	0.285	0.215	<b>0.500</b>	3 729	2 813	<b>6 534</b>	<b>14 280</b>
A4	0.220	0.286	<b>0.494</b>	2 908	3 781	<b>6 534</b>	<b>14 287</b>
A5	0.159	0.354	<b>0.487</b>	2 129	4 747	<b>6 534</b>	<b>14 273</b>
A6	0.105	0.415	<b>0.480</b>	1 435	5 650	<b>6 534</b>	<b>14 275</b>
B1	0.348	<b>0.253</b>	0.399	4 575	<b>3 320</b>	5 244	<b>14 287</b>
B2	0.300	<b>0.253</b>	0.447	3 924	<b>3 320</b>	5 854	<b>14 266</b>
B3	0.248	<b>0.253</b>	0.499	3 245	<b>3 320</b>	6 534	<b>14 268</b>
B4	0.203	<b>0.252</b>	0.545	2 677	<b>3 320</b>	7 196	<b>14 287</b>
B5	0.149	<b>0.250</b>	0.602	1 976	<b>3 320</b>	8 000	<b>14 286</b>
B6	0.101	<b>0.247</b>	0.652	1 349	<b>3 320</b>	8 754	<b>14 266</b>
B7	0.051	<b>0.244</b>	0.705	692	<b>3 320</b>	9 584	<b>14 279</b>
C1	<b>0.244</b>	0.352	0.404	<b>3 245</b>	4 674	5 366	<b>14 280</b>
C2	<b>0.246</b>	0.303	0.451	<b>3 245</b>	3 989	5 951	<b>14 284</b>
C3	<b>0.248</b>	0.253	0.499	<b>3 245</b>	3 320	6 534	<b>14 268</b>
C4	<b>0.248</b>	0.201	0.550	<b>3 245</b>	2 631	7 196	<b>14 280</b>
C5	<b>0.248</b>	0.152	0.600	<b>3 245</b>	1 986	7 853	<b>14 291</b>
C6	<b>0.247</b>	0.101	0.652	<b>3 245</b>	1 332	8 559	<b>14 289</b>

注: 为了突出模型各组特点, 钢框架、支撑钢架和剪力墙相同部分用黑体加粗.

本文采用的水平荷载均为倒三角荷载,表2给出了各模型的刚度信息,整体弹性抗侧刚度最大值为14 289 N/mm,最小值为14 266 N/mm,最大差距仅为0.16%,因此可近似认为18个算例弹性抗侧刚度相等。A组模型保持混凝土剪力墙抗侧刚度 $K_w$ 不变,变化支撑钢架和钢框架的抗侧刚度;B组模型保持支撑钢架抗侧刚度 $K_b$ 不变,变化剪力墙和钢框架抗侧刚度;C组模型保持钢框架的抗侧刚度 $K_f$ 不变,变化剪力墙和支撑钢架的抗侧刚度。

### 3 最大层间侧移与刚度比的关系

图3给出了各组模型的最大层间侧移随刚度比的变化情况。结果分析如下:

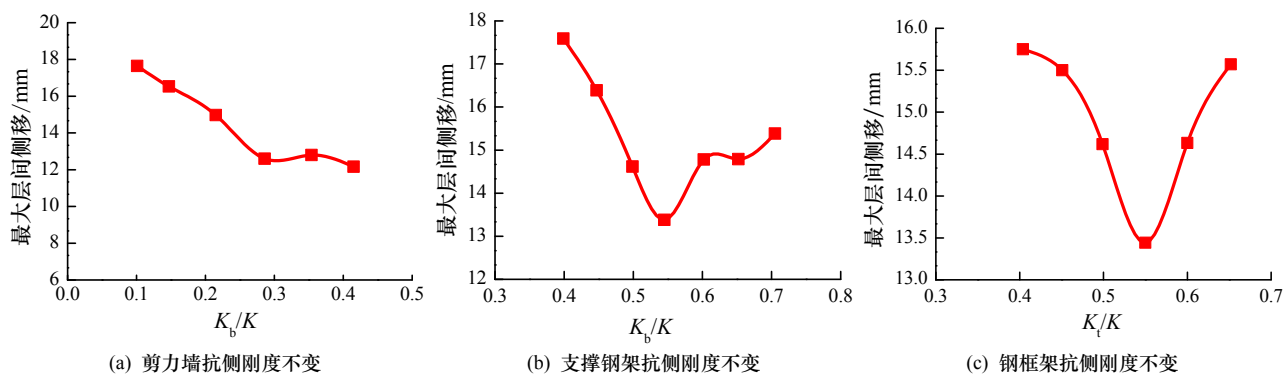


图3 最大层间侧移与刚度比之间的关系

Fig.3 Relationships between layer lateral displacement and stiffness ratios

## 4 底层剪力墙损伤程度与刚度比的关系

### 4.1 Park-Ang损伤模型

随着地震损伤研究的不断发展,基于单一的指标分析不能很好地描述结构或构件在地震作用下的损伤机理,国内外科学家综合考虑将延性和累积损伤指标结合,提出了双参数计算模型,其中Park-Ang损伤模型<sup>[9]</sup>最为经典,公式如下:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (2)$$

式中:  $Q_y$ 为结构或构件的屈服强度;  $\delta_m$ 为结构或构件的最大变形;  $\delta_u$ 为单调荷载作用下结构或构件极限变形;  $\int dE$ 为结构或构件的累积滞回能;  $\beta$ 为结构或构件的耗能因子。

该模型之所以能得到工程界的青睐,是因为该模型综合了变形和累积滞回耗能两个参数,客观地反映了结构或构件的损伤,可以很好地解释在地震作用下损伤破坏机理。但Park-Ang损伤模型仍有明显的不足之处:最大变形和累计损伤耗能是相互不

(1) 当剪力墙抗侧刚度不变时,随着支撑钢架抗侧刚度增强和钢框架抗侧刚度减弱,结构的最大层间侧移逐渐减小,当支撑钢架刚度比增加到0.28左右时,最大层间侧移减小趋于平缓。

(2) 当支撑钢架的抗侧刚度不变时,随着剪力墙抗侧刚度增强和钢框架抗侧刚度减弱,剪力墙刚度比 $<0.55$ 时,最大层间侧移减小;为更加直观地了解其变化规律,增加B7模型。由观察可知剪力墙刚度比 $K_w/K > 0.55$ 时,最大层间侧移成增大的趋势。

(3) 当钢框架抗侧刚度不变时,随着剪力墙抗侧刚度增强和钢框架抗侧刚度减弱,最大层间侧移先减小后增大,在剪力墙抗侧刚度比 $K_w/K$ 在0.55左右时,存在极小值。

影响的变量,在某些情况下会使损伤 $D$ 值大于1,累计塑性耗能和屈服强度和极限位移的乘积的比值来考虑累积滞回耗能对损伤 $D$ 值的贡献物理意义不够明确。针对Park-Ang损伤模型的不足,文献[10-12]对其做出了不同程度的改进。

孙国华,顾强等<sup>[13]</sup>将塑性变形和滞回耗能对构件或结构损伤的影响进行了区分,并通过 $\alpha$ 系数建立了两者之间的关系,在合理确定构件或结构滞回能的前提下,损伤值 $D$ 小于等于1,符合对损伤值的定义,公式如下:

$$D = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \alpha \frac{\int dE}{E_H} \quad (3)$$

$$\alpha = 1 - \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (4)$$

式中:  $\delta_m$ 为构件或结构在地震作用下的最大位移;  $\delta_y$ 为构件或结构在单调荷载作用下的屈服位移,可通过pushover分析得到;  $\delta_u$ 为构件或结构在单调荷载作用下的极限位移,取承载力下降至峰值85%时刻所对应的位移;  $\int dE$ 为构件或结构在地震作用下的累积滞回能;  $E_H$ 为结构或构件自身的滞回能力,



可通过低周反复加载得到. 本文利用此损伤模型对底层剪力墙进行震后量化损伤评估.

多重抗侧力钢-混凝土混合结构通过屈曲约束支撑的大量耗能有效的避免了筒体底部的集中破坏, 但筒体底层的破坏程度仍然大于其它各层, 其破坏直接影响整体结构内力重分布, 致使框架承受的地震力增加, 而框架是重要的承重构件, 它的破坏和竖向承载力的降低, 将直接危及整体结构的安全. 因此有必要对筒体底层进行震后量化损伤评估. 本文利用改进的Park-Ang损伤模型对18个模型中的底层剪力墙进行了损伤评估.

衡量构件、结构的损伤程度一般用量化的损伤指标 $D$ 来描述,  $D$ 值的变化范围为0~1,  $D=0$ 表示无损伤;  $D=1$ 时表示构件或结构由于损伤累积而导致破坏,  $D$ 值的变化规律是单调且不可逆的. 文献[14]提出了损伤程度和损伤指标的对应关系, 见表3.

表3 结构损伤程度与损伤指标对照表  
Tab.3 Structural damage level and damage index table

损伤程度	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
损伤指标 $D$	0~0.2	0.2~0.4	0.4~0.65	0.65~0.9	>0.9

4.2 修正Park-Ang损伤模型参数确定

(1) 剪力墙单调荷载作用下极限位移 $\delta_u$ 和屈服位移 $\delta_y$ 确定方法: 采用修正Park-Ang损伤模型计算结构或构件的损伤指数时, 需合理确定单调荷载作用下的极限位移 $\delta_u$ , 取承载力下降至峰值85%时刻

所对应的位移为极限位移. 当结构承载力下降段并非单调递减时, 对其线性回归, 如图4所示;  $\delta_y$ 为构件或结构在单调荷载作用下的屈服位移, 而混凝土结构在单调荷载作用下没有明显的屈服位移, 故本文做弹性刚度延长线与峰值承载力的水平切线相交, 取交点的水平坐标作为构件或结构的屈服位移.  $\delta_u$ 、 $\delta_y$ 均可通过pushover分析得到.

(2) 剪力墙累积滞回耗能能力 $E_H$ 确定方法: 对墙厚200~400 mm的剪力墙进行低周反复加载模拟, 全程采用位移控制, 每级循环加载一次, 加载制度见图6, 剪力墙循环荷载作用下的极限位移见表4. 观察发现, 墙厚200~400 mm的剪力墙极限位移平均值 $\mu=3.06$  mm, 均方差 $\sigma=0.037$ , 为简化 $E_H$ 的计算, 剪力墙的极限位移取3.06 mm. 在模拟计算时最后一级加载更改为3.06 mm, 累加每一级滞回耗能作为剪力墙累积滞回耗能能力 $E_H$ 值.

底层剪力墙有限元模型如图5所示, 其几何尺寸与配筋情况均与抗侧刚度研究对象一致, 控制轴压比为0.3.

表4 剪力墙循环荷载作用下的极限位移  
Tab.4 Limit displacement of shear walls under the action of cyclic loading

墙厚/mm	200	220	240	260	280	300
$\delta_u$ /mm	3.08	3.05	3.08	3.06	2.99	2.99
墙厚/mm	320	340	360	380	400	
$\delta_u$ /mm	3.07	3.10	3.04	3.09	3.06	

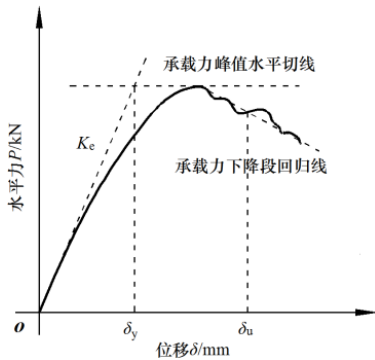


图4 单调荷载作用下 $P$ - $\delta$ 曲线  
Fig.4  $P$ - $\delta$  curve under monotonic loading

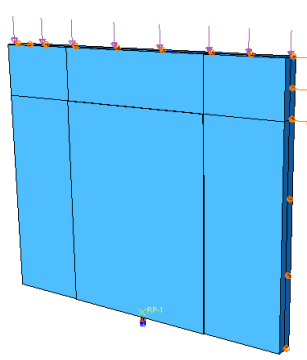


图5 有限元模型  
Fig.5 FEM model

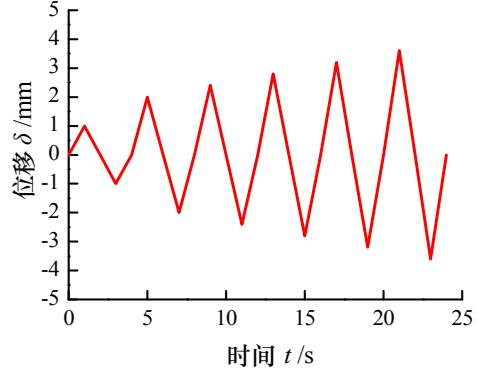


图6 加载制度  
Fig.6 Loading system

4.3 底层剪力墙震后损伤评估

通过确定Park-Ang损伤模型参数的计算方法后, 可以对设计模型底层剪力墙进行震后损伤评估, 评估结果见表5. 结果分析如下:

(1) 当剪力墙抗侧刚度不变时, 随着支撑钢架抗侧刚度增强和钢框架抗侧刚度减弱, 底层剪力墙损伤先减小后增大,  $K_b/K$ 在(0.215~0.286)之间存在极小值.

(2) 当支撑钢架抗侧刚度不变时, 随着剪力墙抗侧刚度增强和钢框架抗侧刚度减弱, 底层剪力墙损伤从总体趋势上看, 先减小后增大,  $K_l/K$ 在(0.499~0.545)之间存在极小值.

(3) 当钢框架抗侧刚度不变时, 随着剪力墙抗侧刚度增强和支撑钢架抗侧刚度减弱, 底层剪力墙损伤先减小后增大,  $K_l/K$ 约在0.55处存在极小值.

表5 底层剪力墙损伤评估  
Tab.5 Damage assessment of core shear wall

模型	$\delta_y$ / mm	$\delta_u$ / mm	$E_H$ /N·m	$\delta_m$ / mm	$\int dE$ /N·m	$D_y$	$D_m$	$D$	损伤程度
A1	2.13	4.29	18 144	2.48	5 154	0.163	0.238	0.401	中等破坏
A2	2.13	4.29	18 144	2.35	4 504	0.100	0.223	0.323	轻微破坏
A3	2.13	4.29	18 144	2.28	4 011	0.072	0.205	0.277	轻微破坏
A4	2.13	4.29	18 144	2.23	3 927	0.046	0.207	0.252	轻微破坏
A5	2.13	4.29	18 144	2.45	4 522	0.150	0.212	0.362	轻微破坏
A6	2.13	4.29	18 144	2.53	4 107	0.185	0.184	0.370	轻微破坏
B1	2.13	4.29	14 697	3.09	4 888	0.444	0.185	0.629	中等破坏
B2	2.25	4.24	16 457	2.62	3 867	0.186	0.191	0.378	轻微破坏
B3	2.13	4.29	18 144	2.34	4 206	0.099	0.209	0.308	轻微破坏
B4	2.21	4.00	21 107	2.22	5 060	0.003	0.239	0.242	轻微破坏
B5	2.17	3.58	22 319	2.89	6 452	0.513	0.141	0.654	严重破坏
B6	2.16	3.49	24 187	2.77	6 796	0.461	0.152	0.612	中等破坏
B7	2.12	2.70	24 360	2.82	6 952	1	0	1	倒塌
C1	2.26	4.57	15 077	2.91	4 374	0.283	0.208	0.491	中等破坏
C2	2.24	4.27	17 033	2.56	4 004	0.160	0.198	0.357	轻微破坏
C3	2.13	4.29	18 144	2.34	4 206	0.099	0.209	0.308	轻微破坏
C4	2.21	4.00	21 107	2.20	4 919	0	0.233	0.233	轻微破坏
C5	2.19	3.87	21 911	2.49	5 568	0.180	0.208	0.389	轻微破坏
C6	2.16	3.57	23 963	2.75	5 900	0.416	0.144	0.560	中等破坏

注:  $D_y$ 为塑性变形引起的损伤值;  $D_m$ 为累积滞回耗能引起的损伤值.

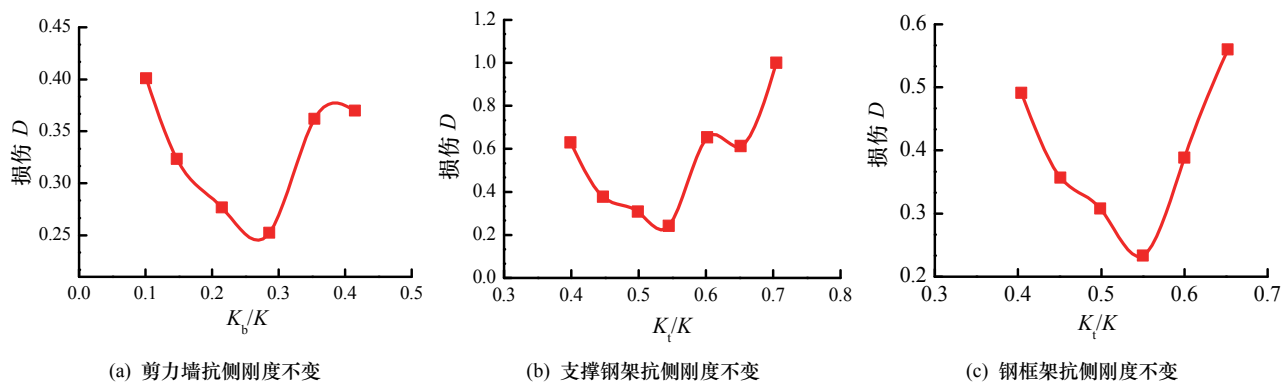


图7 底层剪力墙损伤程度与刚度比之间的关系  
Fig.7 Relationship between damage degree of shear wall core and stiffness ratio

5 结论

根据各模型最大层间侧移可知: A组系列A-4、A-5、A-6, B组系列B-4, C组系列C-4最大层间位移相对较小. 根据各模型底层剪力墙损伤指数可知: A组系列A-3、A-4, B组系列B-3、B-4, C组系列C-4底层剪力墙损伤值相对较小. 观察可知, 两者控制最优存在交集, A组系列的A-4, B组系列的B-4及C组系列的C-4相对其它模型最大层间侧移和

底层剪力墙损伤均较小. 以三者刚度比的平均值作为最优刚度比设计建议, 见表6.

表6 最优刚度比设计建议  
Tab.6 Design suggestions of optimal stiffness ratio

符号	各部分刚度比		
	$K_f/K$	$K_b/K$	$K_t/K$
A4	0.220	0.286	0.494
B4	0.203	0.252	0.545
C4	0.248	0.201	0.550
Best	0.224	0.246	0.530

## 参考文献 References

- [1] 李国强,周向明,丁翔. 高层建筑钢-混凝土混合结构模型模拟地震振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(2): 2-7.  
LI Guoqiang, ZHOU Xianming, DING Xiang. Shaking table study on a model of steel-concrete hybrid structure tall buildings[J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(2): 2-7.
- [2] 李亮,李国强,汪利. 水平荷载作用下新型钢-混凝土混合结构简化计算方法[J]. 建筑科学与工程学报, 2013, 30(4): 1-8.  
LI Liang, LI Guoqiang, WANG Li. Simplified algorithm of the multi-lateral resistant steel-concrete mixed structure under lateral Load[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2013, 30(4): 1-8.
- [3] 李亮. 多重新型钢-混凝土混合结构设计方法及抗震性能研究[D]. 上海: 同济大学, 2011.  
LI Liang. Design approach and seismic behavior study on novel multi-lateral resistant steel-concrete mixed structure[D]. Shanghai: Tongji University, 2011.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ3-2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People'S Republic of China. Technical specification for concrete structures of tall building: JGJ3-2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011-2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People'S Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB50011-2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [6] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB50010-2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People'S Republic of China. Code for design of concrete structures: GB50010-2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [7] 张劲. ABAQUS混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. 建筑结构, 2008, 38(8): 127-130.  
ZHANG Jing. Parameters verification of concrete damaged plastic model of ABAQUS[J]. Building Structure, 2008, 38(8): 127-130.
- [8] 雷拓,钱江,刘成清. 混凝土损伤塑性模型应用研究[J]. 结构工程师, 2008, 24(2): 22-27.  
LEI Tuo, QIAN Jiang, LIU Chengqing. Application of damaged plasticity model for concrete[J]. Structural Engineers, 2008, 24(2): 22-27.
- [9] PARK Y J, ANGA H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 722-739.
- [10] 应勇,蒋欢军,王斌,等. 钢筋混凝土剪力墙构件双参数地震损伤模型研究[J]. 结构工程师, 2010, 26(5): 61-65.  
YING Yong, JIANG Huanjun, WANG Bin, et al. Study on seismic damage model with double variables for reinforced concrete shear walls[J]. Structural Engineers, 2010, 26(5): 61-65.
- [11] 王东升,冯启民,王国新. 考虑低周疲劳寿命的改进Park-Ang地震损伤模型[J]. 土木工程学报, 2004, 37(11): 41-49.  
WANG Dongsheng, FENG Qimin, WANG Guoxin. A modified Park-Ang seismic damage model considering low-cycle fatigue life[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(11): 41-49.
- [12] 王光远. 工程结构与系统抗震优化设计的实用方法[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.  
WANG Guangyuan. A practical method of optimization design for earthquake resistance of engineering structures and systems[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1999.
- [13] 孙国华,顾强,何若全,等. 钢板剪力墙结构的性能指标及损伤评估[J]. 土木工程学报, 2013, 46(4): 46-56.  
SUN Guohua, GU Qiang, HE Ruquan, et al. Performance index and damage evaluation of steel plate shear walls[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(4): 45-56.
- [14] 牛荻涛,任利杰. 改进的钢筋混凝土结构双参数地震破坏模型[J]. 地震工程与工程振动, 1996, 16(4): 44-54.  
NIU Ditao, REN Lijie. A modified seismic damage model with double variables for reinforced concrete structure[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1996, 16(4): 44-54.

(编辑 桂智刚)