工程科学学报,第38卷,第7期:1032-1038 2016年7月

Chinese Journal of Engineering , Vol. 38 , No. 7: 1032–1038 , July 2016 DOI: 10.13374/j.issn2095–9389.2016.07.020; http://journals.ustb.edu.cn

框支网格式轻质墙板结构受力性能及抗震设计

贾穗子^{1) ⊠},曹万林²⁾,袁 泉³⁾

中国地质大学工程技术学院,北京100083 2)北京工业大学建筑工程学院,北京100124
 北京交通大学土木建筑工程学院,北京100044
 通信作者 *E*-mail: suizijia@163.com

摘 要 基于框支网格式轻质墙板结构抗震性能试验 ,量化分析结构受力性能 ,并提出抗震设计建议. 洞口侧构造柱的设置 弥补了开洞造成的强度衰减 ,有利于提升墙体的安全储备能力 ,但加重了墙体后期破坏程度 ,同时降低其修复能力. 斜交肋 格的构造形式改变传力途径 ,使得墙体强度退化趋于均匀 ,结构具有更好的变形恢复能力 ,且明显减小墙体的破坏程度 ,但是 整体安全储备能力改善不大. 在工程设计方面 ,建议转换层初始刚度比取值范围大致在 1.3 ~ 1.6 ,由于受力过程中结构转换 层刚度比衰减较明显 ,在设计时初始刚度比可适当高些. 结构在各个受力阶段的层间位移和层间转角值均在安全界限值以 内 ,进一步说明结构具有较高的抗倒塌能力 ,耗能减震性能良好. 关键词 轻质墙板; 受力性能; 抗震设计; 刚度比 分类号 TU352. 1; TU364

Mechanical behavior and seismic design of a frame-supported grid-mode lightweight slab structure

JIA Sui-zi^{1) \boxtimes} , CAO Wan-lin²⁾ , YUAN Quan³⁾

1) School of Engineering and Technology, China University of Geosciences, Beijing 100083, China

2) College of Architecture and Civil Engineering , Beijing University of Technology , Beijing 100124 , China

3) School of Civil Engineering , Beijing Jiaotong University , Beijing 100044 , China

🖾 Corresponding author , E-mail: suizijia@163.com

ABSTRACT Based on seismic performance tests on frame-supported grid-mode lightweight slab structure (FSGL slab structure) specimens, the mechanical behavior of the structure was quantitatively analyzed and seismic design suggestions were put forward. The results showed that constructional columns for the both sides of an open hole compensated for strength degradation caused by the hole, improved the safety-reserved capacity of the wall, but increased the damage degree of the wall at the late stage and deteriorated the repairable capacity. The oblique frame-grid design was able to change the way of transmission-loading to make strength degradation more uniform and let the structure have a better deformation recovery ability, and this design could obviously decrease the damage degree of the wall, but the overall safety-reserved capacity was not much improved. In engineering design, the proposed initial stiffness-ratio range of the transfer layer was approximately 1.3 to 1.6. Due to an obvious decrease in stiffness-ratio of the transfer layer under loading, the initial stiffness-ratio should properly increase in the design process. The displacement and angle values between inter-layers are within the safety limits, indicating that the structure has good collapse-resistant capacity and energy dissipation performance. **KEY WORDS** lightweight slab structure; mechanical behavior; seismic design; stiffness ratio

收稿日期: 2015-08-19

基金项目:国家自然科学基金(青年基金)资助项目(51508009);北京市博士后工作经费资助项目(2015ZZ-29);"十二五"国家科技支撑计划 资助项目(2015BAL03B01)

底部大空间结构在我国中小城镇临街建筑中应用 较广泛.研究表明 框支砌体结构进入屈服阶段,承重 墙体吸收大部分地震能量,虽然构造柱和圈梁的设置 延缓了墙体的开裂,但是由于墙体本身的脆性特点,使 得地震引起的结构内力具有突发性,整体结构易形成 薄弱层,从而产生严重的损伤破坏,出现框支柱压溃而 框支梁轻微裂缝的特征,难以实现强柱弱梁的设计目 标^[1].框支剪力墙结构在水平地震作用下,上部剪力

墙结构产生呈大对角分布的裂缝,墙体达到峰值荷载 后刚度明显降低,且底部框支层易产生变形集中和能 量聚集^[2]. 在我国目前对新型城镇住宅结构体系重点强调抗

在我国日前內新至城镇住宅站构体宗室点强调抗 震节能一体化、资源可持续发展和模块化技术集成三 方面要求的前提下,本文引入一种轻质高强、绿色环 保、施工简便、节能效果佳且产业化程度高的新型抗震 结构体系──框支网格式轻质墙板结构,更好地改善 底部大空间结构受力性能^[3]. 基于不同构造形式的框支网格式轻质墙板结构模 型抗震性能试验^[4-5],量化分析结构强度退化性能、可 修复性能和安全储备能力,研究结构基于性能的抗震 设计,并给出初始转换层刚度比的取值范围,为工程设 计提供参考.

1 框支网格式轻质墙板结构试验

1.1 网格式轻质墙板结构

网格式轻质墙板结构采用层层嵌套的构造形式, 由预制的网格式复合墙板、隐形外框及楼板装配整浇 而成,三者变形协调,共同抵抗外力作用(图1).作为 结构的主要承力单元——网格式轻质墙板,是由网格 式复合墙体与隐形框架组成的墙肢.其中,网格式复 合墙体是以截面和配筋较小的钢筋混凝土肋梁、肋柱 构成肋格,内嵌以工农业废料或其他生态材料为主的 轻质砌块预制而成的网格式构件^[6-8].



图 1 网格式轻质墙板结构图. (a) 网格式轻质墙板结构体系; (b) 网格式轻质墙板(承力单元) Fig. 1 Pictures of the FSGL slab structure: (a) FSGL slab structure system; (b) FSGL slab (element)

 1.2 框支网格式轻质墙板结构低周反复荷载试验概况 本文对两组共四榀不同构造形式的1/2比例框支 网格式轻质墙板结构模型在往复荷载作用下的受力性 能进行研究^[4-5],为该类结构设计提供参考.试件构造 和尺寸配筋分别见图2和表1. 框支网格式轻质墙板结构在加载过程中的损伤累积过程大体可以分为三个阶段,即损伤初期发展阶段 (力控制约为(0.40~0.55) P_y)、损伤迅速发展阶段 (力控制约为(0.55~1.10) P_y)和破坏阶段(位移控制),其中 P_y 为屈服荷载.



图 2 框支网格式轻质墙板结构模型. (a) 第 1 组(底部框架网格式轻质墙板结构); (b) 第 2 组(底部框剪网格式轻质墙板结构) Fig. 2 Models of the FSGL slab structure: (a) the first group (frame-supported GL slab structure); (b) the second group (frame-wall supported GL slab structure)

		Table	e 1 List of specimen form	ns		
试件编号	缩尺比例	构件名称	截面尺寸 $/mm^2$	砼强度等级	纵筋尺寸/mm	箍筋尺寸/mm
		底梁	380 × 400	C40	8ф20	ф6@ 50
		框支柱	300 × 300	C30	6ф14	ф6@ 50
					2φ14	
		框支梁	200×400	C30	2¢10	ф6 <i>@</i> 50
QB-1	1/2				2ф14	
QB-2		边框柱	200 × 200(100)	C30	10ф6	ф6@ 100
		连接柱	200×200(100)	C30	12ф6	ф6@ 100
		构造柱	100×100	C30	466	ф6@ 100
		肋梁、肋柱	100×50	C30	466	ф6@ 100
		顶梁	350×300	C30	6ф20	ф6@ 100
		底梁	380 × 400	C40	8φ18	ф8@ 100
		框支柱	400×400	C30	6ф16	ф12@100
		框支梁	210×360	C30	6ф16	φ10@ 100
		水平分布钢筋(抗震墙)	150×1740	C30	948	—
QB-3		竖向分布钢筋(抗震墙)	150×1050	C30	8 \$ 48	—
QB-4	172	暗柱(抗震墙)	210×150	C30	4φ12	ф6@ 50
		边框柱	400×400	C30	6ф16	φ12@ 100
		连接柱	160×160	C30	6φ16	φ10@150
		肋梁、肋柱	90×150	C30	466	ф6@ 50
		顶梁	400×300	C30	6φ18	ф6@ 80

表1 试件形式一览表

在损伤初期发展阶段,墙体上部砌块首先出现微 裂缝 反向加载裂缝又趋于闭合 上层砌块与混凝土肋 梁、肋柱处于共同工作状态. 抗震墙、框支柱及框支梁 均产生微裂缝 继续加载 这些部位裂缝增多;在损伤 迅速发展阶段 砌块裂缝穿过肋格 肋梁与肋柱交接处 形成塑性铰 砌块中产生剥落现象. 框支梁上裂缝增 多且梁柱节点处产生裂缝,下层框支柱产生等间距水 平贯通裂缝 抗震墙产生大量斜裂缝;墙体进入破坏阶 段 这一阶段损伤过程时间较长 处于相持阶段. 随着 位移幅值的增加 墙板承载力开始下降 砌块与框格交 界处裂缝加剧: QB-1 和 QB-2 有大量砌块剥落现象, 部分形成空框格; QB-3 和 QB-4 砌块出现大量裂缝, 并伴有零星脱落 底部抗震墙与框支梁交接处裂缝加 宽. 四榀试件框支柱柱脚混凝土压碎 纵筋屈服 伴有 巨大响声,上下层产生滑移现象. 局部构件各阶段损 伤情况见图 3.

2 框支网格式轻质墙板结构强度退化分析

本文引入强度退化系数 λ_i (式(1)), 反映结构在 加载过程中承载力的强度退化特征^[9](见图4).

$$\lambda_i = \frac{P_i}{P_{\max}}.$$
 (1)

式中 *P_i*为第*i*级加载时对应的峰值点荷载 ,*P_{max}为加*载过程中的最大峰值点荷载.

位移比 Δ/Δ_{3} 为试件在加载过程中顶点位移与屈 服位移的比值. 由图4可知 加载初期 ,两组试件 λ_{i} 随 位移增加而逐渐增大 ,二层墙体中的砌块、肋格与隐形 外框三者相互制约 ,协同工作 ,提高结构整体强度. 第 1 组试件在加载后期 λ_{i} 值下降速率变大 ,最终破坏时 , 承载力下降 35%. 这是由于砌块剥落严重 ,网格式轻 质墙体形成部分空框格 ,且底部大空间框支柱压溃变 形所致;但在加载过程中 ,整体强度曲线走向趋于一 致 ,说明洞口两侧的构造柱弥补了开洞所造成的强度 降低. 第 2 组试件由于底部抗震墙的设置 ,提高了底 部抗侧刚度 ,在加载后期 , λ_{i} 值较第一组变化率更平 稳 ,最终破坏时承载力下降 20% ,相对承载力下降不 大 ,且 QB-4 的 λ_{i} 值曲线更缓和 ,证明斜向传力的方式 使得墙体强度退化趋于均匀.

3 框支网格式轻质墙板结构可修复性能 分析

结构在受力后的残余变形是衡量结构可修复性能 的重要因素,为了更合理地评价框支网格式轻质墙板 结构的变形恢复能力,本节采用平均残余变形率(式





图 4 结构强度退化曲线. (a) 第 1 组(底部框架网格式轻质墙板结构); (b) 第 2 组(底部框剪网格式轻质墙板结构) Fig. 4 Strength degradation curves of the structure: (a) first group (frame-supported GL slab structure); (b) second group (frame-wall supported GL slab structure)

(2)),对结构的可修复性能进行分析^[10].

$$\delta = \frac{|\Delta_r^+| + |\Delta_r^-|}{|\Delta_m^+| + |\Delta_m^-|}.$$
 (2)

式中 δ 为结构的平均残余变形率 Δ_{m}^{+} 和 Δ_{m}^{-} 分别为结构在同一滞回环顶点的正向和负向水平位移 Δ_{r}^{+} 和 Δ_{r}^{-} 分别为结构在同一滞回环水平荷载卸载到零点时的正向和负向残余位移.

从表 2 可得:随着荷载的增大,试件整体残余变形率在逐渐增加;当试件最终破坏时,其残余变形率在0.6 以内,同文献[11]相比,远小于混凝土框架结构的后期残余变形率0.9,说明结构具有较强的变形恢复能力;在第1组试件中,QB-1残余变形率在屈服、峰值和破坏状态下均比QB-2小,得出QB-1的后期修复功能较QB-2更强;在第2组试件中,QB-4残余变形

率在各个受力状态下均比 QB-3 小 表明 QB-4 的新 型斜交肋格构造形式使得结构整体具有更好的变形恢 复能力.

Ta	ble 2 Resid	ual deform	ation rate of	the structu	re
试件编号	残余变形率	开裂状态	屈服状态	峰值状态	破坏状态
QB-1	δ_1	0.18	0.23	0.36	0. 59
QB-2	δ_2	0.17	0.30	0.41	0.62
QB-3	δ_3	0.03	0.15	0.34	0.48
OB-4	$\delta_{\scriptscriptstyle A}$	0.02	0.12	0.26	0.39

表2 结构残余变形率

4 框支网格式轻质墙板结构安全储备能力 分析

依据能量关系 结构在开始受损至完全破坏的过 程中应充分消纳外界输入的能量 ,本节采用结构的消 能能力无量纲形式[12-13] 定义安全储备能力评价指标 I.,,即

$$I_{\rm saf} = \frac{E_{\rm m}}{E_{\rm v}}.$$
 (3)

式中 E₂和 E₂分别为结构达到破坏和屈服状态时的消 能量. 表 3 为四榀试件 I_{saf}值.

表3 框支网格式轻质墙板结构 I af 值

 Table 3
 I_{saf} values of the FSGL slab structure

试件编号	屈服状态 消能/J	破坏状态 消能/J	屈服后 消能/J	$I_{\rm saf}$
QB-1	8528.45	182860.13	174331.7	21.44
QB-2	7463.88	179339.34	171875.5	24.02
QB-3	9758.93	219499.67	209740.7	22.49
QB-4	10414.05	234040.49	223626.4	22.47

由表 3 可知: QB-2 的 I af 值略高于 QB-1, 而屈服 和破坏阶段的消能量均低于 QB-1; QB-3 与 QB-4 的 I.。值相当 屈服和破坏阶段的消能量 QB-4 高于 QB-3. 说明开洞提升了墙体的安全储备能力,但屈服后消 能能力下降 斜交肋格的构造形式使得结构耗能能力 提高 但是整体安全储备能力改善不大. 为了防止框 支网格式轻质墙板结构倒塌 ,建议其安全储备能力评 价指标 I., 的最小极限值范围为 21.5~24.0.

5 框支网格式轻质墙板结构转换层刚度比 计算分析

在初始阶段 网格式轻质墙体材料属性按照自重 相等和复合材料力学等效原则 将墙体简化为各向同 性的复合材料弹性板 抗侧刚度采用均质墙体的公式 求得 弹性模量 E_m 和切变模量 G_m 分别按照式(4) 和式 (5)计算:

$$E_{\rm m} = \zeta V_{\rm c} E_{\rm c} + V_{\rm q} E_{\rm q} \quad , \tag{4}$$

$$\frac{1}{G_{\rm m}} = \frac{V_{\rm c}}{G_{\rm c}} + \frac{V_{\rm q}}{G_{\rm q}}.$$
 (5)

式中: E_a和 E_g分别为网格式轻质墙板中混凝土和砌块 的弹性模量; V。和 V。分别为墙板中肋格混凝土和砌块 的体积分数: ζ为混凝土纤维修正系数 ,考虑纤维加强 复合材料对沿纤维方向和垂直于纤维方向弹性模量的 加强作用本文取 $\zeta = 0.7$; G_a 和 G_a 分别为网格式轻质 墙板中混凝土和砌块的剪切模量.

参考式(4) 和式(5) ,四榀试件的 E_m 和 G_m 值列于 表4.

表4 试件 E_m和 G_m值 **Table 4**Values of $E_{\rm m}$ and $G_{\rm m}$

试件编号	$E_{\rm m}/(~{\rm kN} \cdot {\rm mm}^{-2})$	$G_{\rm m}/(~{\rm kN} \cdot {\rm mm}^{-2})$
QB-1	5.11	1.03
QB-2	4.62	0.65
QB-3	10. 45	1.51
QB-4	14. 55	2.04

对于框支网格式轻质墙板刚度计算分三部分,说 明如下.

(1) 单片网格式轻质墙体弹性抗侧刚度按式(6) 计算^[14]. 该公式结合墙体弯曲变形和剪切变形,并基 于以往墙板试验的基础上,充分考虑到轴压比、微裂缝 及施工方式各因素的影响.

$$K_{1} = \frac{0.3\eta_{c}(2\mu_{N}+0.4)}{\alpha_{1}\left(\frac{H^{3}}{12E_{m}I} + \frac{\mu H}{G_{m}A}\right)}.$$
 (6)

式中: H、A 和 I 分别为墙体高度、截面面积和截面惯性 矩 其中 A = bh b 为等效截面厚度 参照网格式轻质墙 体等效原则求得^[15]. $\alpha_1 \mu_1$ 和 μ 分别为墙体底部连接 方式影响系数、墙体轴压比和墙体截面剪应力分布不 均匀系数 ,由于底部为坐浆连接 ,取 $\alpha_1 = 1; \mu_N < 0.3$ 则 $取 \mu_N = 0.3 \mu_N > 0.6 则 \eta_N = 0.6; 由于墙体截面为矩$ 形 $\mathbb{I}_{\mu} = 1; \eta$,为肋格对填充砌块的约束条件 $\mathbb{I}_{\mu} = 1; \eta$,为肋格对填充砌块的约束条件 $\mathbb{I}_{\mu} = 1; \eta$, 1 + (m + n) / 40 m 和 n 分别为肋格的跨数和层数.

开洞网格式轻质墙体弹性抗侧刚度计算如图 5 所 示 抗侧刚度可按式(7) 计算.



图 5 开洞网格式轻质墙体刚度计算示意图 Fig. 5 Calculated diagram of the GL wall with opening

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{\rm II}} + \frac{1}{K_{\rm I} + K_{\rm II}}}.$$
 (7)

式中 K₁、K₁和 K₁为墙体分块的抗侧刚度.

(2) 钢筋混凝土框架及抗震墙刚度计算采用 D值法按下式(8) 求得:

$$K_2 = \alpha_c \frac{12i_c}{h^2}.$$
 (8)

式中 α_{e} 为构件侧向刚度修正系数 i_{e} 为构件线刚度 h 为构件计算高度.

(3) 层刚度的计算说明. 计算结构层刚度时,将 框架刚度、抗震墙刚度与网格式轻质墙板刚度线性叠 加得到层刚度计算值:

$$K = \sum K_1 + \sum K_2. \tag{9}$$

依据式(6)~式(9)计算弹性状态下的初始刚度, 并基于试验数据,采用层间位移角比法(式(10)),计 算四榀试件在各个控制阶段的转换层刚度比:

$$\frac{K_{i+1}}{K_i} = \frac{\theta_{i+1}}{\theta_i} = \frac{\Delta U_{i+1}/h_{i+1}}{\Delta U_i/h_i}.$$
 (10)

式中 $\frac{K_{i+1}}{K_i}$ 为第 i + 1 层与第 i 层楼层刚度比 $\theta_i \ \Delta U_i$ 、 $h_i \ \theta_{i+1} \ \Delta U_{i+1}$ 和 h_{i+1} 依次为第 i 和第 i + 1 层层间位移 角、层间位移及层高.

四榀试件在各个控制阶段的转换层刚度比见表 5.

由表 5 可知,在加载过程中,不同构造形式的框支 网格式轻质墙板试件转换层刚度比在各个控制阶段均 呈下降趋势.在第1组试件中,QB-2比QB-1刚度比 值小,但刚度比衰减速率与QB-1相当,说明开洞使得 初始刚度比下降,但对加载过程中转换层刚度比下降 速率影响不大. 在第2组试件中,抗震墙的存在大大 改善了底层抗侧刚度,同时QB-4 刚度比大于QB-3, 说明斜向交叉的肋梁和肋柱使得墙体中形成大量的三 角形框格,这种构造形式增加了上层网格式轻质墙板 抗侧刚度,墙体整体受力更稳定.此外,进一步说明刚 度比在结构受力过程中不断发生变化,应掌握结构在 不同受力阶段的刚度比,对于框支网格式轻质墙板结 构转换层刚度比,本文建议取值范围大致在1.3~ 1.6,由于受力过程中结构转换层刚度比衰减较明显, 在设计时初始刚度比可适当高些.

6 框支网格式轻质墙板结构基于性能抗震 设计

本节以变形破坏准则和变形-能量双重破坏准则 来判别结构性能水平^[15-16].

6.1 变形破坏准则

结构层间变形破坏准则能够直观、方便和准确地 反映结构进入非线性状态后的主要破坏原因,是一种 在实际工程中应用较多的判别准则.基于框支网格式 轻质墙板结构试验数据,得出结构层间变形值和层间 位移角,见表6.

表5 结构控制阶段转换层刚度比

Table 5 Transfer-floor stiffness ratio of the structure in control stages

试件编号	初始状态	开裂状态	屈服状态	峰值状态	破坏状态
QB-1	1.67	1.62	1.54	1.44	1.36
QB-2	1.42	1.36	1.27	1.20	1.14
QB-3	1.32	1.29	1.24	1.18	1.10
QB-4	1.47	1.43	1.37	1.33	1.23

	12 0	恒义网馆工	111.1111111111111111111111111111111111	「山山」」「二」	可又加阻和		3
Tabla 6	Inter lave	r deformation	and inter	lavor dianlaa	mont angle	of the FSCI	alah atmiature

据主网技学校氏体长体协学供自问本形体和自同位教会

Functor internation and internation and internation angle of the root stab studente								
		状态	屈服状态		峰值状态		破坏状态	
试件编号	层间变形	层间转	层间变形	层间转	层间变形	层间转	层间变形	层间转
	值/mm	角/%	值/mm	角/%	值/mm	角/%	值/mm	角/%
QB-1	2.98	0.11	10. 52	0.37	25.04	0.89	48.83	1.73
QB-2	4.01	0.14	15.88	0.56	28.33	1.01	52.79	1.87
QB-3	3.23	0.08	8.28	0.20	19.35	0.47	31.08	0.75
QB-4	5.55	0.13	17.55	0.42	30.03	0.72	47.53	1.15
均值	3.94	0.12	13.06	0.39	25.69	0.77	45.06	1.4

由表6可知,框支网格式轻质墙板结构在破坏状态时,层间位移角均值为1.4%,介于混凝土框架和混凝土剪力墙结构规定的保证生命安全范围内,且各个状态的层间位移角介于这两种结构规定的层间位移角限值之间^[15],依据文献[16]提出的结构层间位移角评估标准,得出结构破坏状态等级属于中等破坏.按照我国实际工程震害分析规定,结构达到屈服时层间位

移角均值为 0. 39% 属于轻微破坏.综上所述,充分表 明框支网格式轻质墙板结构具有较高的抗倒塌能力, 耗能减震性能良好.

6.2 变形和能量双重破坏准则

基于变形和能量累积的双重控制表达式^[15],墙体 最终破坏程度见表 7. 由表 7 可知,在第1组试件中 QB-2 的μ²和 υ 值比 QB-1 大,在第2组试件中 QB-4 的μ´和υ值比 QB-3小,说明开洞加重墙体后期破坏 程度,斜交肋格构造形式可明显减小墙体的破坏程度. 此结论与试件加载过程中最终墙体破坏现象一致.

表7	框支网格式轻质墙板结构最终破坏程度
Table 7	Final failure degree of the FSCL alab structure

Table /	Final failule degree of the FSGL s	and structure
试件编号	最大层间位移延性系数, μ ´	能量指数,v
QB-1	4. 22	21.03
QB-2	4.64	21.60
QB-3	3.75	17.63
QB-4	2.71	11.90
 QB3 QB4	3. 75 2. 71	17.63 11.90

7 结论

(1)洞口侧构造柱的设置阻碍了强度的衰减,降低了墙体后期修复功能,提升了墙体的安全储备能力,但屈服后消能能力下降;斜向传力的方式使得墙体强度退化趋于均匀,结构具有更好的变形恢复能力,但对墙体的安全储备能力改善不大.

(2)开洞使得初始刚度比下降,但对加载过程中转换层刚度比下降速率影响不大.斜向交叉的肋梁和肋柱使得墙体整体受力更稳定.建议转化层刚度比取值范围为1.3~1.6,由于受力过程中转换层刚度比衰减较明显,在设计时初始刚度比可适当高些.

(3)结构具有较高的抗倒塌能力,耗能减震性能 良好.洞口的设置加重墙体后期破坏程度,斜交肋格 的传力方式明显减小墙体的破坏程度.

参考文献

- Mohammadi M , Nikfar F. Strength and stiffness of masonry-infilled frames with central openings based on experimental results. J Struct Eng , 2013 , 139(6): 974
- [2] Li B X, Xie H P, Wang Z, et al. Wenchuan earthquake field reconnaissance and analysis on multi-story masonry structure buildings. J Sichuan Univ Eng Sci Ed, 2009, 41(4): 19 (李碧雄,谢和平,王哲,等. 汶川地震后多层砌体结构震害 调查及分析. 四川大学学报(工程科学版), 2009, 41(4): 19)
- [3] Jia S Z, Yuan Q. Seismic response analysis of multi-ribbed composite wall structure subjected to near-fault ground motions. *J Harbin Eng Univ*, 2012, 33(11): 1366
 (贾穗子,袁泉. 近断层地震动作用下密肋复合墙结构地震反应分析. 哈尔滨工程大学学报,2012,33(11): 1366)
- [4] Jia S Z , Cao W L , Yuan Q. An experimental study of frame-supported multi-ribbed composite walls. *Adv Struct Eng* , 2015 , 18 (4): 497
- [5] Jia S Z , Cao W L , Yuan Q , et al. Experimental study on framesupported multi-ribbed composite walls under low-reversed cyclic

工程科学学报 第38卷 第7期

loading. Eur J Environ Civ Eng , 2016 , 20(3): 314

[6] Jia S Z, Yuan Q, Cao W L. Research on influence factor of frame-supported oblique-grid multi-ribbed composite wall and internal force coefficient of frame-supported beam. J Dalian Technol , 2014 , 54(6): 612

(贾穗子,袁泉,曹万林. 框支-斜交密肋复合墙结构影响因 素及框支梁内力系数研究. 大连理工大学学报,2014,54 (6):612)

[7] Yuan Q , Jia S Z. Low-cyclic loading experimental of multi-ribbed composite slabs supported on frame structure. China Civ Eng J , 2014 , 47(8): 20

(袁泉,贾穗子. 框支密肋复合板低周反复加载试验. 土木工 程学报,2014,47(8):20)

- [8] Jia S Z, Cao W L, Yuan Q. Pseudo-static experiment of multi-ribbed composite wall supported on frame shear-wall structure. J Harbin Inst Technol, 2015, 47(8): 120
 (贾穗子,曹万林,袁泉. 框支密肋复合墙体拟静力试验研 究. 哈尔滨工业大学学报, 2015, 47(8): 120)
- [9] Mostaghel N. Analytical description of pinching , degrading hysteretic systems. J Eng Mech , 1999 , 125(2): 216
- [10] Sun G H, He R Q, Yu Y Q, et al. Experimental study of partially-restrained steel frame with RC infill walls: local performance analysis. *China Civ Eng J*, 2010, 43(1): 47
 (孙国华,何若全,郁银泉,等. 半刚接钢框架内填 RC 墙结构滞回性能试验:局部性能分析. 土木工程学报,2010,43(1): 47)
- [11] Xue W C, Hu X. Seismic performance of four-story two-bay HPC frame. J Build Struct, 2007, 28(5): 69
 (薛伟辰,胡翔.四层两跨高性能混凝土框架的抗震性能. 建筑结构学报, 2007, 28(5): 69)
- [12] Huang L, Li L. A quantification method of structural robustness. *Eng Mech*, 2012, 29(8): 213
 (黃觀,李龙. 一种结构鲁棒性量化方法. 工程力学, 2012, 29(8): 213)
- [13] Lü D G, Song P Y, Cui S S, et al. Structural robustness and its assessment indicators. *J Build Struct*, 2011, 32(11):44
 (吕大刚, 宋鹏彦, 崔双双, 等. 结构鲁棒性及其评价指标. 建筑结构学报, 2011, 32(11):44)
- [14] Jia Y J, Wei X, Zhang Y H, et al. Rational ratio of lateral stiffness for frame-supported multi-ribbed slab structure in transfer stories. J Xi' an Univ Archit Technol Nat Sci Ed , 2009, 41(3): 328

(贾英杰,魏晓,张宇航,等. 框支密肋壁板结构转换层刚度 比的合理取值. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2009,41(3):328)

- [15] Li G, Cheng G D. Performance-based Structural Seismic Resistant Theory: Theory, Method and Application. Beijing: Science Press, 2004
 (李刚,程耿东.基于性能的结构抗震设计统一理论:理论、 方法与应用.北京:科学出版社, 2004)
- [16] Wen Y K, Kang Y J. Minimum building life-cycle cost design criteria: I. Methodology. J Struct Eng., 2001, 127(3): 330