

加腋梁式框支短肢剪力墙转换结构试验研究*

钟树生¹, 祁勇¹, 倪忠²

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 中冶赛迪工程技术股份有限公司, 重庆 400000)

摘要:为了研究框支短肢剪力墙加腋梁式转换层结构的抗震性能, 分别对一榀框支短肢剪力墙加腋梁式转换框架及一榀相同尺寸的不加腋梁式转换框架进行了竖向荷载和水平低周反复荷载共同作用下的拟静力试验。试验表明: 1) 加腋梁式转换结构可明显增强支座区段的抗剪承载力, 有效减小转换梁尺寸, 且更易实现“强柱弱梁, 强剪弱弯”的抗震设计原则; 2) 加腋梁式转换结构, 只要设计合理, 可以获得较好的抗震性能。

关键词:框支短肢剪力墙; 加腋转换梁; 拟静力试验

中图分类号: TU317+.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1006-7329(2007)06-044-05

Experimental Research on the Seismic Behavior of the Haunched Beam Transfer Structure with Frame-supported Short-leg Shearwall

ZHONG Shu-sheng¹, QI Yong¹, NI Zhong²

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Zhongye Saidi Engineering Technology Co Ltd, Chongqing 400000, China)

Abstract: A pseudo static test was carried out on two specimens in order to analyze the seismic behaviors of haunched beam-shaped transfer floors. The specimens included a framed short-leg shear wall haunched beam-shaped transfer plane framework and an unhaunched beam-shaped transfer frame with the same dimension. Both were subjected to vertical loads and horizontal cyclic loads, respectively. The test results show that: 1) Application of a haunched beam-shaped transfer structure can improve the shear-bearing capacity of the abutment section and reduce the beam dimension effectively. In such an application, it is also easier to implement the aseismic design principles of "strong column and weak beam, strong shearing and weak bend". 2) If the design is reasonable, the haunched beam-shaped transfer structure has better aseismic behavior.

Keywords: framed short-leg shear wall; haunched transfer beam; pseudo static testing

框支短肢剪力墙结构是为了满足建筑功能的需要而发展起来的一种新型的结构形式。它是将短肢剪力墙结构与框支剪力墙结构相结合的产物, 由于上部短肢墙布置灵活, 容易满足建筑平面的要求, 结构刚度又不致过大(与全剪力墙结构相比), 因而受到建筑师和结构设计人员的青睐, 在很多地方被广泛使用^[1-4]。由于短肢剪力墙的特殊性, 框支短肢剪力墙在结构形式、受力特点上与传统框支剪力墙有明显不同, 目前在工程界运用虽然广泛, 但理论研究尚不完善。作者结合某实际工程, 分别对一榀加腋梁式框支短肢剪力墙转换框架及一榀相同尺寸的不加腋梁式转换框架进行

了拟静力试验, 并对这两种转换结构的受力及抗震性能进行了探讨。

1 试件设计与试验概况

1.1 试件尺寸及材料力学特性

此次试验模型尺寸为对原型结构进行简化、调整, 并按 1/3 缩尺所得, 两试件编号依次为 W8-3、W10-1。其中试件 W8-3 为加腋转换试件, 尺寸简图如图 1, 试件 W10-1 的尺寸除取消加腋外, 其余同试件 W8-3。两试件配筋明细见表 1。试件混凝土和钢筋材料力学特性实测值分别见表 2, 表 3。试件施工图参考

* 收稿日期: 2007-06-27

作者简介: 钟树生(1963-), 男, 四川威远人, 副教授, 硕士生导师, 主要从事结构工程的研究。

文献[4~7]。

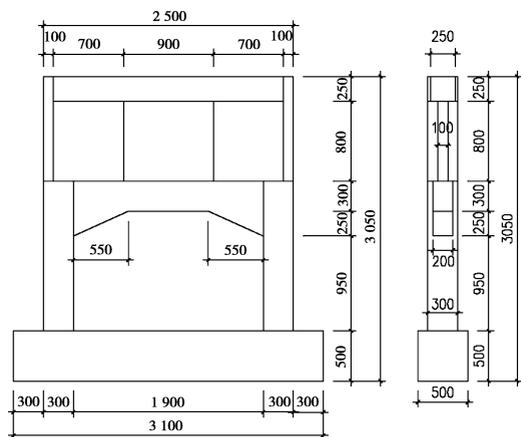


图1 试件 W8-3 尺寸简图

表1 试件配筋明细表

项	目	W8-3	W10-1
传力梁	纵 筋	6 ϕ 16+2 ϕ 16	6 ϕ 16+2 ϕ 16
	箍 筋	ϕ 10@80	ϕ 10@80
短肢墙	竖向分筋	ϕ 8@100	ϕ 8@100
	横向分筋	ϕ 6@100	ϕ 6@100
暗 柱	纵 筋	4 ϕ 18+28 ϕ 8	4 ϕ 18+28 ϕ 8
	箍 筋	ϕ 6@100	ϕ 6@100
转换梁	纵 筋	6 ϕ 14+2 ϕ 12	6 ϕ 14+2 ϕ 12
	箍 筋	ϕ 10@80	ϕ 10@80
框支柱	纵 筋	4 ϕ 18+4 ϕ 16	4 ϕ 18+4 ϕ 16
	箍 筋	ϕ 8@80	ϕ 8@80
加 腋	纵 筋	4 ϕ 14	—
	箍 筋	ϕ 10@110	—
基座梁	纵 筋	6 ϕ 25+2 ϕ 18	6 ϕ 25+2 ϕ 18
	箍 筋	ϕ 8@100	ϕ 8@100

表2 混凝土强度指标

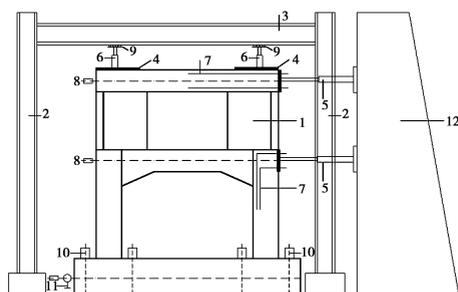
试件 编号	试块的强度/MPa			$f_{cu,k}$ /MPa	f_{ck} /MPa	f_{tk} /MPa
	1	2	3			
W8-3	26.67	26.89	25.78	26.45	20.10	2.04
W10-1	25.78	25.51	25.42	25.57	19.43	2.00

表3 W8-3 钢筋材性试验结果

	钢筋 类型	极限强度	弹性模量	屈服强度	屈服应变	极限应变
		f_u /MPa	E /MPa	f_y /MPa	$\epsilon_y/\%$	$\epsilon_u/\%$
W8-3	ϕ 6	562.13	216 973.84	384.55	0.21	12.69
	ϕ 8	458.90	216 114.00	326.98	0.18	13.30
	ϕ 10	444.01	187 277.52	322.33	0.18	19.00
	Φ 12	610.96	191 405.49	333.52	0.20	15.87
	Φ 14	551.86	177 374.30	297.88	0.21	16.64
	Φ 18	575.16	200 831.68	389.40	0.20	17.88
W10-1	ϕ 6	545.04	261 750.15	311.16	0.20	19.61
	ϕ 8	451.90	196 685.95	264.63	0.22	20.18
	ϕ 10	538.96	213 827.30	304.57	0.20	17.49
	Φ 12	562.46	195 924.73	344.07	0.21	12.81
	Φ 14	557.83	195 128.04	356.54	0.22	17.17
	Φ 16	549.27	212 887.46	393.13	0.19	18.09
	Φ 18	610.38	220 093.55	392.76	0.19	16.63

1.2 加载装置及加载制度

试验装置简图如图2所示,试验加载制度参照文献[8],首先按均匀的若干步对试件施加竖向荷载,竖向荷载达到设计值后,保持其在整个试验过程中恒定不变。然后在上下两个水平加载点同步施加低周反复荷载。在试件转换梁纵筋达到屈服以前,采用荷载控制,寻找开裂荷载和屈服荷载时,加载步距放大;在转换梁的纵筋屈服以后,采用位移控制,即以转换梁中心线水平屈服位移 Δ_y 的整倍数控制加载,每级加载循环二次,直至水平荷载下降至最大承载力的85%时,即认为试件失效,终止试验。屈服位移 Δ_y 的寻找是通过数据采集系统追踪转换梁控制截面处的钢筋应变,只要其值达到钢筋的屈服应变,此时转换梁端位移计所测出的位移即看作试件的屈服位移 Δ_y 。两试件的竖向荷载均按短肢剪力墙试验轴压比0.25控制,试件W8-3的最终荷载为500 kN,试件W10-1的最终荷载为490 kN。水平荷载采用如图2所示的两点加载模式,上、下层的水平加载点的加载比例关系如下确定:对原型结构进行计算,得出每一层的水平地震力,将原结构转换层以上的各层水平地震力叠加,形成一个总作用力,作用在上层加载点位置,将转换层的水平地震力作用在下层加载点位置。计算所得上下层水平力的比例为2.76:1。根据实验室所能提供的实验条件,为加载操作控制方便,取上下两层加载力的比例为2:1。



1—试件;2—钢柱;3—钢梁;4—钢板;5—拉压千斤顶;6—液压千斤顶;7—预埋拉杆;8—位移传感器;9—滚动滑车;10—小钢梁;11—百分表;12—反力墙

图2 试验装置简图

2 试验结果分析

2.1 试验现象简述

试件W8-3试验现象:竖向荷载达到350 kN左右时,转换梁上出现数条垂直裂缝。裂缝一出现就从转换梁底部迅速贯通整个转换梁,沿梁净跨均匀分布,并且在转换梁加腋端部20 cm范围内也出现了同样的垂直裂缝。施加水平荷载,当水平推力较小时,由竖向荷载产生的裂缝没有明显的延伸或加宽的现象。当正

向加载到 120 kN(顶层加载值,下同)时,转换梁右端加腋部分的端部、中部、底部出现三条新的裂缝;几乎同时,转换梁左端上部与剪力墙连接部分的中部也出现了新的裂缝。正向加载达到 345 kN 时,转换梁上出现数条斜裂缝,裂缝分别位于开洞部分转换梁上以 45° 左右从梁中部斜向上、向下发展,裂缝基本上延伸至整个梁面。此时,转换梁右边下部纵筋屈服,构件正向屈服。反向加载至 198 kN 时,构件达到反向屈服。在反复荷载作用下,两个方向的裂缝基本对称出现,斜裂缝相互交叉成菱形。在 $5\Delta_y$ 循环过程中,构件有较为明显的层间剪切变形;在 $6\Delta_y$ 循环过程中,整个上部结构有一个明显的偏移,结构的层间剪切变形也更加明显,左右墙肢端部与传力梁相交处都出现混凝土因局部受压而被压溃的现象。此时,峰值荷载已经下降了 20% 左右,试件失效。试件最终破坏形态见图 3(a)。

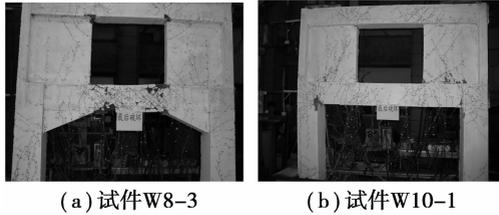


图 3 试件最终破坏形态

试件 W10-1 试验现象:竖向加载接近 490 kN 时,在转换梁跨中底部、右墙下转换梁中间位置的底部和墙间转换梁左端底部各出现一条裂缝。施加水平荷载,正向加载约 234 kN 时,墙间转换梁右端底部纵筋受拉屈服;反向加载约 184 kN 时,墙间转换梁右端顶部纵筋受拉屈服,框支柱和短肢墙中已出现多处裂缝。随着荷载的施加,各部位裂缝继续加宽、加密。短肢墙裂缝向转换梁端部梁底延伸,梁、柱节点区裂缝发育充分,并开始掉渣。接着,墙体形成了较明显的交叉斜裂缝,梁端、节点区及柱底的裂缝进一步加宽;一直到 $6\Delta_y$,梁端底部、柱顶节点受压区大面积压溃并剥落,试件破坏。试件最终破坏形态见图 3(b)。

2.2 试验钢筋应变发展规律

经过对钢筋应变数据进行分析、总结,可得出以下规律:

1) 竖向荷载作用下转换梁三排纵筋全部受拉,并且随着荷载的增大,钢筋的拉应变迅速增加,表明竖向荷载作用下转换梁是一个偏拉构件,且两构件都出现受拉裂缝,但试件 W10-1 出现受拉裂缝要迟点。比较构件 W8-3 和 W10-1 可以发现, W8-3 中转换梁纵筋出现应力峰值点的应变相对于构件 W10-1 来说很大,且在转换梁净跨部分钢筋应变值都很大。这主要是因为加腋使转换梁在净跨部分受拉更严重。

2) 比较两榀试件可以看出,在达到正反屈服时,试

件 W10-1 在墙肢下端转换梁的应变明显增大,特别是靠近节点处的钢筋应变最明显,进一步说明不加腋使出铰位置朝节点方向转移。

3) 施加推荷载过程中,两构件跨中部分箍筋应变值都比较大,且应变梯度很大。但与构件 W8-3 相比, W10-1 箍筋的应变明显增大,特别是在原来加腋而现在不加腋处附近的钢筋增大最多,主要是由于原来由加腋部分承担的剪力都转由箍筋来承担。

4) 试件 W8-3 转换梁左边和右边加腋筋在加载初期应变值都较小,然后应变值随着荷载增大而增大,在加载至 $3\Delta_1$ 和 $-3\Delta_1$ 时,左边和右边加腋筋应变分别达到 $2\ 000\ \mu\epsilon$ 左右,接近钢筋的屈服应变 $2\ 100\ \mu\epsilon$,此后应变就保持在这个范围内成波浪形变化。与试件 W10-1 对比,加腋梁式转换的框支短肢剪力墙结构明显地增强了转换梁在支座区段的抗剪承载力。

5) 两试件框支柱纵筋应变均在柱底发展最快,最易形成塑性铰。对于试件 W10-1,柱顶纵筋应变虽然大多数未达到屈服应变,但已很接近;而试件 W8-3 柱顶纵筋应变始终较小,远不及屈服应变。

2.3 试件破坏机制

试件 W8-3 的破坏机制为:首先是转换梁纵筋在跨中区段端部位置处屈服,梁加腋端形成塑性铰,转换梁跨中区段端部出现贯通裂缝,形成梁铰机制;随后柱脚开始屈服并最终形成塑性铰;在接近极限荷载时,梁端出现混凝土压碎并大量脱落,纵筋受压屈曲现象;最终转换梁受压区混凝土被压碎,宣告试件最后破坏。

试件 W10-1 的破坏机制为:首先是在转换梁跨中区段右端出现塑性铰,接着在转换梁右端、转换梁跨中区段左端和转换梁左端依次出现塑性铰,随后底层柱脚开始屈服并最终形成塑性铰。在接近极限荷载时,梁端节点处出现混凝土压碎,纵筋受压屈曲现象,从位移计上读数可以看出在 $6\Delta_y$ 以后二层的位移特别小,相对于一层基本上没有位移。通过比较钢筋应变实测值,可以得出结构各梁端、柱端屈服及形成塑性铰的先后关系,图 4 列出了两个构件出现塑性铰的地方,图中 1~6 为各个构件端部出现塑性铰的先后次序,1 在先,6 在后。

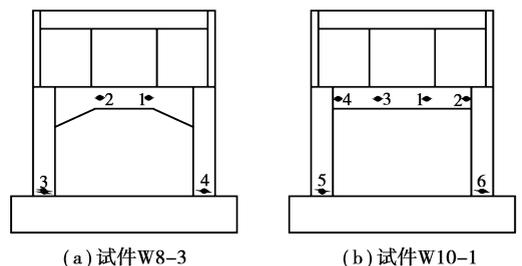


图 4 塑性铰出现次序图

2.4 承载力实测结果

本次试验是以转换梁纵筋屈服作为结构屈服的标志,实测所得的结构的开裂荷载、屈服荷载、极限荷载和强屈比的正、负向实测值见表 4。本处所指的开裂荷载特指施加水平荷载过程中结构出现第一条新裂缝时的荷载。由表 4 可以看出,正反向加载时试件 W8-3 的开裂荷载、屈服荷载、极限荷载及强屈比都比试件 W10-1 大,这是因为转换梁两端加腋对节点附近的转换梁起到很好的保护作用。

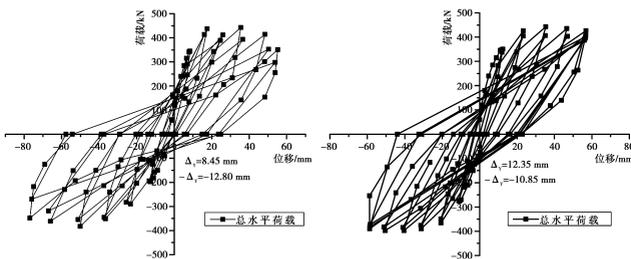
表 4 试件承载力实测值

试件	加载方向	开裂荷载	屈服荷载	极限荷载	强屈比
W8-3	正向	120	345	443	1.28
	反向	90	198	383	1.93
W10-1	正向	40	234	295	1.26
	反向	60	184	264	1.43

但施加竖向荷载作用时,试件 W8-3 在荷载达到 350 kN 左右时,转换梁上即出现裂缝;而试件 W10-1 在荷载接近 490 kN 时,转换梁上才出现裂缝。从而可以看出,两端加腋对试件偏受拉起很大的作用,它使试件偏受拉更为集中在转换梁的净跨处。

2.5 P- Δ 滞回曲线分析

两试件传力梁端的 P (荷载)- Δ (位移)曲线如图 5 所示。两试件滞回曲线初期呈梭形,后期略呈反 S 形,正向残余位移比反向稍大,W8-3 中间有较明显的“捏拢”,但整体还比较丰满,而 W10-1 滞回曲线中间无明显捏缩。

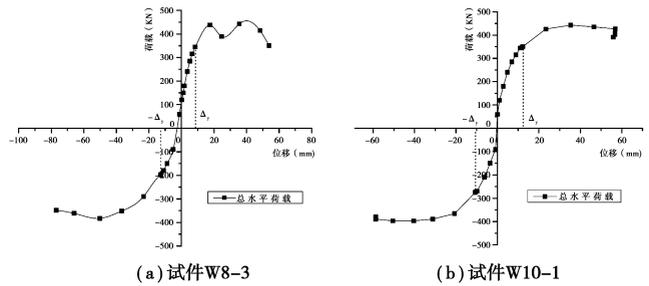


(a) 试件 W8-3

(b) 试件 W10-1

图 5 传力梁端的 $P-\Delta$ 曲线

从骨架曲线图 6 可以看出,试件 W8-3 在达到最高荷载后,下降段较陡,试件 W10-1 在达到峰值荷载后,曲线仍比较平缓。可见,试件 W8-3 由于塑性变形集中在洞口处的转换梁上,形成了结构的薄弱部位,从试验现象来看其破坏也非常严重,因此造成试件 W8-3 在其它多数部位仍处于弹性工作状态时结构的承载力就明显降低,结构的耗能潜能没有较好的发挥。



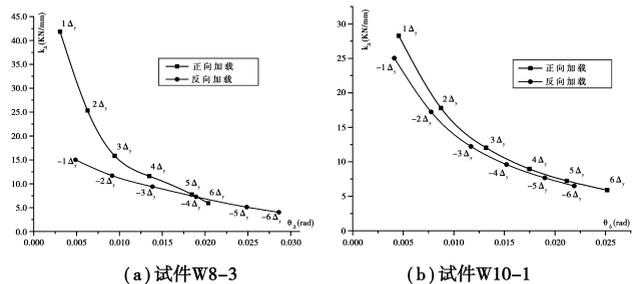
(a) 试件 W8-3

(b) 试件 W10-1

图 6 传力梁骨架线

2.6 刚度退化分析

由 $K_{\Delta}-\theta_{\Delta}$ 关系曲线(如图 7 所示)可知:构件 W8-3 和 W10-1 的初始刚度都比较大,但屈服后的刚度下降也都比较快。且刚度衰减的过程都可分为三个阶段:构件屈服前为刚度的速降阶段,此后构件刚度降低速度有所减缓,四倍屈服位移后到结构的最后破坏阶段为刚度的缓降阶段。比较而言,构件 W8-3 正向荷载刚度蜕化的趋势比反向荷载刚度蜕化明显,且正向荷载下刚度大于反向荷载下刚度,当构件接近破坏时,构件在正向荷载和反向荷载作用下的刚度又趋于相同;而构件 W10-1 正反两个方向刚度衰减趋势基本相同且两个方向刚度差别很小。



(a) 试件 W8-3

(b) 试件 W10-1

图 7 试件 $K_{\Delta}-\theta_{\Delta}$ 曲线

2.7 延性及弹塑性变形分析

实测所得的结构的位移、层间位移、层间位移角及延性系数见表 5。两试件延性系数均满足抗震规范对结构延性系数大于 4 的要求,结构的延性较好。比较试件 W10-1 与 W8-3 的延性系数可以看出,W10-1 的延性系数比 W8-3 小,特别是在 $6\Delta_i$ 时柱子出现塑性较后二层的位移特别小,相对于一层基本上没有位移,主要原因是试件出现“柱铰破坏”,可见加腋能够使框支短肢剪力墙转换结构获得较好的延性及合理的破坏形式。

3 结论

1) 转换梁纵向钢筋的布置宜沿梁下部适当分布配置,且底部纵向钢筋不宜截断和弯起,应全部伸入支座。采用加腋时,应进一步增大转换梁净跨区段的配箍率,提高其抗剪能力。

2)加腋使转换梁在支座区段的抗剪承载力明显增强,因而可有效减小转换梁的截面高度,同时也可防止转换梁刚度过大,避免转换结构中出现梁刚度接近甚至超过柱刚度而形成不利于抗震的结构形式。

3)从构件的屈服机制及构件上的钢筋应变可以看出:加腋使梁端塑性铰的位置发生了变化,梁端出现塑性铰的位置从梁上靠近柱边的位置向跨中偏移,更易实现“强柱弱梁,强剪弱弯”的抗震设计原则;但也要看到加腋使转换梁净跨部分的钢筋在竖向荷载作用下受拉变大。

4)从试验现象看,加腋梁净跨区段的损伤较严重,其原因在于加腋后梁的跨高比变小,相当于小跨高比洞口连梁;因此,加腋设计时应注意加强转换梁净跨区段的延性设计,避免其塑性转动能力过早耗尽。

表 5 正向及反向位移及延性系数实测值

试件 编号	加载 方向	楼层	屈服变形			弹塑性变形			μ
			位移 u_y/mm	层间位移 $\Delta u_y/mm$	层间位 移角 θ_y	位移 u_p/mm	层间位移 $\Delta u_p/mm$	层间位 移角 θ_p	
W8-3	正向	2	8.45	1.80	1/597	55.20	10.80	1/99	6.00
		1	6.65	6.65	1/241	44.40	44.40	1/36	6.68
		总值		8.45	1/316		55.20	1/48	6.53
	反向	2	12.80	5.80	1/185	77.00	40.85	1/26	7.04
		1	7.00	7.00	1/229	36.15	36.15	1/44	5.16
		总值		12.80	1/209		77.00	1/35	6.02
W10-1	正向	2	12.35	3.20	1/336	56.75	0.30	1/3557	0.09
		1	9.15	9.15	1/175	56.4	56.4	1/28	6.16
		总值		12.35	1/216		56.75	1/47	4.59
	反向	2	10.85	4.80	1/223	58.65	20.55	1/52	4.28
		1	6.05	6.05	1/264	38.10	38.10	1/41	6.29
		总值		10.85	1/246		58.65	1/45	5.41

说明: μ 为延性系数,其表达式为 $\mu = \Delta u_p / \Delta u_y$;表中数值均取自于传力梁/转换梁中心线。

参考文献:

[1] 中国建筑科学研究院. JGJ3-2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002:48-108.
China Academy of Building Research, High-rise Building Concrete Structures Technical Specification (JGJ-2002) [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,2002:48-108.

[2] 唐兴荣,何若全. 高层建筑中转换层结构的现状和发展

[J]. 苏州城建环保学院学报, 2001,14(3):1-8.
TANG Xing-rong, HE Ruo-quan, High-rise Buildings in the Conversion Layer Structure of the Current Situation and Development [J]. Journal of Suzhou Institute of Urban Construction and Environmental Protection, 2001,14(03):1-8.

[3] 赵西安. 高层建筑结构实用设计方法[M]. 上海:同济大学出版社,1991.
ZHAO Xi-an, The tall building structural practical design method[M]. Shanghai: Tongji University Press,1991.

[4] 唐兴荣. 高层建筑转换层设计与施工[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
TANG Xing-rong, Conversion of the High-rise Building Design and Construction[M]. Beijing: China Architecture & Building Press,2002.

[5] 倪忠,钟树生. 框支短肢剪力墙梁式转换结构的抗震性能试验研究[D]. 重庆:重庆大学土木工程学院,2006.
NI Zhong, ZHONG Shu-sheng, Experimental study on seismic behaviors of beam-shaped transfer frame-supported short-leg shearwall structures[D]. Chongqing: Faculty of Civil Engineering, Chongqing University, 2006.

[6] 舒云峰,钟树生. 不同肢厚比短肢剪力墙加腋梁式转换结构抗震试验研究[D]. 重庆:重庆大学,2006.
SHU Yun-feng, ZHONG Shu-sheng. Experimental study on seismic behaviors of the haunched beam transfer structures with varied ratio of section height to section thickness of short-leg shearwall[D]. Chongqing: Faculty of Civil Engineering, Chongqing University, 2006.

[7] 卢挺,钟树生. 框支短肢剪力墙结构中斜柱式与梁式转换结构的抗震试验研究[D]. 重庆:重庆大学,2006.
LU Ting, ZHONG Shu-sheng, Experimental study on seismic behaviors of inclined column-shaped & beam-shaped transfer floor in framed short-leg shear wall structures[D]. Chongqing: Faculty of Civil Engineering, Chongqing University, 2006.

[8] 中国建筑科学研究院. JGJ101-96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1997:1-88.
China Academy of Building Research, Regulation of Construction Earthquake Resistance Testing Method (JGJ 101-96) [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,1997:1-88.

(编辑 王秀玲)