

文章编号:1000-582X(2007)04-0056-05

斜柱式与梁式转换层结构的抗震试验分析*

钟树生¹, 杨春玲¹, 卢挺²

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400030; 2. 中国建筑西南设计研究院第四所, 四川 成都 610081)

摘要:为了研究框支短肢剪力墙斜柱式与梁式转换层结构的抗震性能, 分别对一榀框支短肢剪力墙斜柱式转换框架及一榀相同尺寸的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. 试验结果表明: 斜柱式转换结构传力直接, 可有效减小转换梁尺寸, 且更易实现“强柱弱梁, 强剪弱弯, 更强节点”的抗震设计原则. 斜柱式转换结构转换层侧向刚度较大, 不易使转换层形成结构薄弱层; 斜柱式转换结构, 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; 斜柱转换; 抗震性能; 拟静力实验

中图分类号: TU3

文献标志码: A

短肢剪力墙由于其布置灵活、结构经济等优点, 越来越多地出现在高层建筑中, 同时建筑功能的多样化又要求在高层建筑的底部设置转换层. 在框支短肢剪力墙结构中, 梁式转换结构的应用最为广泛. 梁式转换结构具有受力性能好、设计理论和技术完善、构造简单等优点, 但也存在一些不足, 例如: 1) 转换梁截面尺寸过大从而不利于层高的利用; 2) 转换梁刚度过大而形成“强梁弱柱”型结构体系, 不利于抗震; 3) 转换层相对刚度较小, 易形成结构薄弱层; 4) 梁截面尺寸一般由抗剪控制, 由于剪力过大而更加加重梁的截面等. 斜柱式转换结构是近期出现的一种新型转换结构, 在实际工程中已经得到了广泛的应用^[1-4]. 目前, 对上部为短肢剪力墙的斜柱式转换结构的研究较少, 笔者结合某实际工程, 分别对一榀框支短肢剪力墙斜柱式转换框架及一榀相同尺寸的梁式转换框架进行了拟静力试验, 并对这2种转换结构的受力及抗震性能进行了探讨.

1 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, 2试件编号依次为W9-1、W10-1. 其中试件W9-1为斜柱式转换试件, 尺寸简图如图1. 试件W10-1的尺寸除取消斜柱外, 其余同试件W9-1试件配筋明细见表1. 试件钢筋和混凝土材料力学特性实测值分别见表2、表3. 试件施工图参考文献[5].

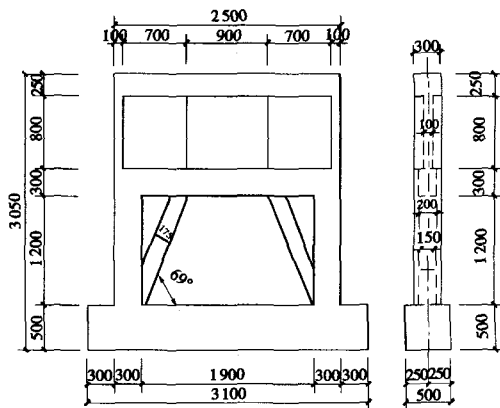


图1 试件W9-1尺寸简图

表1 试件配筋明细表

项 目	W9-1	W10-1	
传力梁	纵筋	6Φ16 + 2Φ14	6Φ16 + 2Φ16
	箍筋	Φ10@80	Φ10@80
短肢墙	竖向分筋	Φ8@100	Φ8@100
	横向分筋	Φ8@100	Φ6@100
暗柱	纵筋	4Φ20 + 28Φ8	4Φ18 + 28Φ8
	箍筋	Φ6@100	Φ6@100
转换梁	纵筋	6Φ12 + 2Φ12	6Φ14 + 2Φ12
	箍筋	Φ10@80	Φ10@80
框支柱	纵筋	8Φ20	4Φ18 + 4Φ16
	箍筋	Φ10@100	Φ8@80
斜柱	纵筋	4Φ16	-
	箍筋	Φ8@130	-
基座梁	纵筋	6Φ25 + 2Φ14	6Φ25 + 2Φ18
	箍筋	Φ8@150	Φ8@100

* 收稿日期: 2006-12-18

作者简介: 钟树生(1963-), 男, 重庆大学副教授, 博士, 主要从事结构工程的研究. (Tel.): 023-65621366;

E-mail: sszhong@sta.cq.cn.

表2 钢筋材料力学特性实测值 MPa

试件编号	钢筋类型	弹性模量 屈服应变 屈服强度 极限强度			
		E	$\varepsilon_y/\%$	f_y	f_u
	$\phi 6$	183 594	2.0	367.52	493.28
	$\phi 8$	179 887	2.2	359.84	480.54
	$\phi 10$	175 920	1.8	307.68	444.21
W9-1	$\Phi 12$	209 721	2.0	374.20	601.06
	$\Phi 14$	180 424	2.4	395.20	603.49
	$\Phi 16$	186 224	2.2	378.55	550.90
	$\Phi 20$	186 205	2.2	392.82	577.62
	$\phi 6$	261 750	2.0	311.16	545.04
	$\phi 8$	196 686	2.2	264.63	451.90
	$\phi 10$	213 827	2.0	304.57	538.96
W10-1	$\Phi 12$	195 925	2.1	344.07	562.46
	$\Phi 14$	195 128	2.2	356.54	557.83
	$\Phi 16$	212 887	1.9	393.13	549.27
	$\Phi 18$	220 094	1.9	392.76	610.38

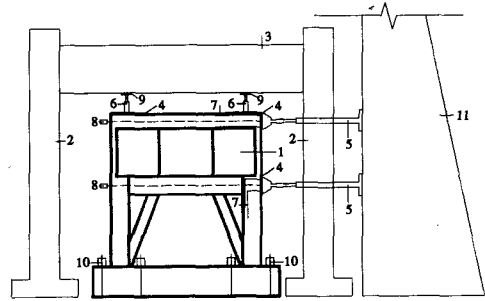
表3 混凝土材料力学特性实测值 MPa

试件编号	试块强度			$f_{cu,k}$	$f_{c,k}$	$f_{t,k}$
	1	2	3			
W9-1	22.00	21.69	20.44	21.38	16.25	2.00
W10-1	25.78	25.51	25.42	25.57	19.43	2.26

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[6]。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2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 的整数倍控制加载,每级加载循环2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 。此次试验中,采用位移控制时,试件W9-1传力梁端位移计所测出的位移与转换梁的实测位移比值为1.72:1,试件W10-1为1.56:1。试件W9-1的竖向荷载按短肢剪力墙试验轴压比0.3控制,试件W10-1按0.25控制,但两者最终荷载值均为490 kN。水平荷载采用如图2所示的2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. 反力墙

图2 试验装置简图

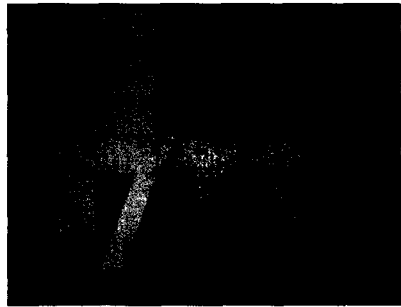
2 试验结果分析

2.1 试验现象简述

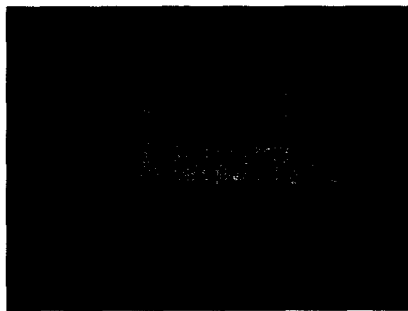
试件W9-1试验现象:竖向加载至490 kN时,试件无裂缝产生。施加水平荷载,正向加载约40 kN(顶层加载值,下同)时,在墙间转换梁右端底部出现第一条垂直裂缝。正向加载约190 kN时,墙间转换梁左端顶部及右端底部纵筋受拉屈服,裂缝分别向左斜柱顶部及右墙左下角集中,形成了2个中间裂缝垂直、2边裂缝朝中间合拢的“漏斗状”裂缝群。反向加载约140 kN时,墙间转换梁左端底部及右端顶部纵筋受拉屈服,最终也形成类似“漏斗状”的裂缝群。在反复荷载的作用下,2个方向的裂缝基本对称出现,斜裂缝相互交叉成菱形,而转换梁与斜柱相交的两端处弯曲裂缝发展尤其厉害,6 Δ_y 时,墙间转换梁两端部截面塑性转动较大,层间剪切变形比较明显。在7 Δ_y 循环过程中,转换梁上斜裂缝明显加宽,并且很宽的斜裂缝发展成若干条,墙间转换梁两端截面附近混凝土已经被切割成很多块斜向的三角形块,并有大块混凝土掉下,纵筋、箍筋均已暴露。传力梁与左右墙相交处局部压溃更加严重,混凝土均有大块剥落,右墙左上角与传力梁相交处,传力梁纵筋暴露。在整个试验过程中,框支柱、斜柱、短肢墙的裂缝都较少。试件最终破坏形态见图3(a)。

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微裂缝。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,至此,框支柱和短肢墙中已出现多处微裂缝。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,直至 $7\Delta_y$,梁端底部、柱顶节点受压区大面积压溃并剥落,试件破坏.此时节点区梁端、柱端尤其以负弯矩裂缝更明显.试件最终破坏形态见图3(b).



(a) 试件 W9-1



(b) 试件 W10-1

图3 试件最终破坏形态

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) 试件 W9-1 及试件 W10-1 在 $1\Delta_y$ 和 $-1\Delta_y$ 时,短肢墙与转换梁相交洞口位置处转换梁下排纵筋及箍筋微应变均超过 2 000,中排及上排钢筋也出现应变峰值.故此截面应作为设计控制截面之一考虑,并作好延性构造设计.

2) W10-1 墙底转换梁纵筋均沿整个墙肢长度均有达到屈服,为保证转换梁有足够的塑性转动能力,宜对转换梁箍筋全长加密.

3) 在 $1\Delta_y$ 和 $-1\Delta_y$ 时,W10-1 在框支柱支座处的转换梁纵筋应变总体较大,其最大微应变接近 2 000,而 W9-1 支座处转换梁纵筋应变较小,其微应变均不超过 500.可见,试件 W9-1 比试件 W10-1 更易实现“强节点”的抗震设计原则.

4) 竖向荷载下,W9-1 底部竖向筋应变分布比 W10-1 均匀,但两者均有向框支柱集中的趋势.

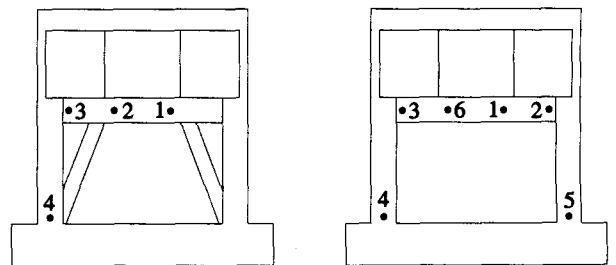
5) 两试件框支柱纵筋应变均在柱底发展最快,最易形成塑性铰.对于试件 W10-1,柱顶纵筋应变虽然大多数未达到屈服应变,但已很接近,而试件 W9-1 柱顶纵筋应变始终保持较小,远不及屈服应变.

6) 试件 W9-1 斜柱,在竖向荷载作用下接近于轴心受压,所有纵筋几乎均受压.在竖向及水平荷载共同作用下基本表现为偏心受压,斜柱两端受力最为不利,特别是斜柱底部.

2.3 试件破坏特征

试件的主要破坏特征可基本归纳为:

1) 塑性铰出现的先后次序如图 4. 试件 W9-1 在 $1\Delta_y$ 时,出现铰 1,紧接着出现铰 2,并在 $-3\Delta_y$ 和 $4\Delta_y$ 时分别出现铰 3 及铰 4;直至破坏,试件很多部位仍处于弹性受力状态.试件 W10-1 在 $1\Delta_y$ 时出现铰 1, $2\Delta_y$ 时,铰 2,铰 3,铰 4,铰 5 有序地出现,并在 $-2\Delta_y$ 时出现铰 6;整个试验过程中,试件各部分非弹性变形均匀.



(a) 试件 W9-1

(b) 试件 W10-1

图4 塑性铰出现次序图

2) 试件 W9-1 出现铰 1、2 后,试件的变形和损伤都集中在铰 1、2 处,框支柱、斜柱、短肢墙在后期裂缝发展很少,直到最后转换梁铰 1、2 处转动能力被耗尽,最终以铰 1、2 处混凝土压酥且大面积剥落并造成整体结构承载力大幅度下降而宣告破坏.

3) 试件 W10-1 加载到 $2\Delta_y$ 时,塑性铰基本全部形成,试件各构件裂缝发展很充分,整体分布较均匀,短肢墙与转换梁相交洞口两边撕裂严重.由应变分析得知,W10-1 墙体竖向及水平分布筋最终基本均已达到屈服.

2.4 承载力实测结果

试件承载力实测值见表 4. 试件 W9-1 在竖向荷载 490 kN 下无裂缝产生,而 W10-1 有 3 条裂缝产生.斜柱有类似于把转换梁分成 3 个小跨的作用,短肢墙传来的竖向荷载直接作用在由框支柱、斜柱、转换梁组成的三角形几何不变体上,传力路径更直接,减轻了转换梁及梁柱节点的负担.

由于试件 W10-1 混凝土强度比 W9-1 高,并且转换梁纵筋直径比 W9-1 大一级,所以试件 W10-1 的屈服荷载表现为比 W9-1 稍大些.从开裂荷载来看,试件 W10-1 在竖向加载时就产生弯曲裂缝,并且水平荷载下开裂荷载也相对 W9-1 较低,可见带有斜柱的转换梁抗裂性能优于梁式的抗裂性能.试件 W9-1 正、反向强屈比均比试件 W10-1 大.

表 4 试件承载力的实测值 kN

试件	加载方向	开裂荷载	屈服荷载	极限荷载	强屈比
W9-1	正向	40	190	301	1.58
	反向	80	140	239	1.71
W10-1	正向	40	234	295	1.26
	反向	60	184	264	1.43

说明:表中荷载均为顶层加载值,屈服荷载为转换梁截面屈服荷载

2.5 P-Δ 滞回曲线分析

两试件转换梁端的 P(荷载)-Δ(位移)曲线及骨架曲线如图 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,W9-1 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.

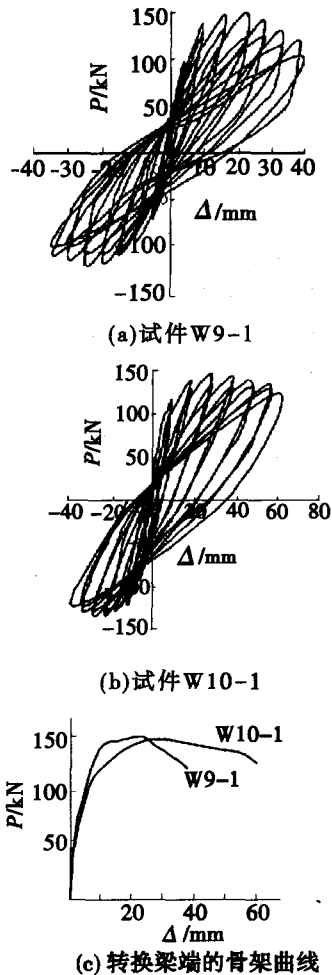


图 5 转换梁端的 P-Δ 曲线及骨架曲线

从骨架曲线可以看出,试件 W9-1 屈服荷载、最高荷载、极限荷载均稍低于试件 W10-1,这主要是因为由于试件 W9-1 混凝土强度为 C21,而试件 W10-1 为 C26.在相同混凝土强度条件下,采用斜柱的转换结构更易达到同等的承载力强度,且侧向变形也相对较小.试件 W9-1 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 W9-1 由于塑性变形集中在斜柱与转换梁相交处,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 W9-1 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.

2.6 使用阶段的试件刚度

由表 5 可知,试件 W9-1 正向加载刚度比 W10-1 大,而反向加载刚度却比 W10-1 小,但平均刚度 W9-1 仍大于 W10-1.试件 W10-1 使用阶段刚度并不明显小于 W9-1 其原因是 W10-1 混凝土强度高于 W9-1.

表 5 转换层使用阶段刚度 N/mm

试件编号	正向加载	反向加载
W9-1	1.98×10^4	1.01×10^4
W10-1	1.58×10^4	1.33×10^4

2.7 刚度退化分析

试件转换层 $K_{\Delta} - \theta_{\Delta}$ 曲线如图 6 所示, K_{Δ} 为转换层侧移刚度, θ_{Δ} 为转换层层间位移角.随着层间位移角的增大,两试件侧移刚度逐步衰减,开始时侧移刚度衰减速度快,之后衰减速度逐渐变缓.同时,试件 W9-1 初始刚度明显大于试件 W10-1,并且极限刚度也大于试件 W10-1.W9-1 在加载前期衰退曲线几乎与 W10-1 重合,但在加载后期其衰退速度明显大于试件 W10-1.

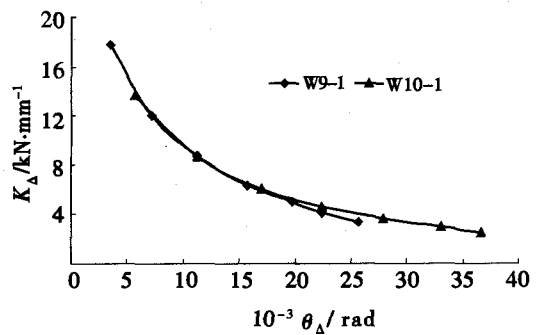


图 6 试件转换层 $K_{\Delta} - \theta_{\Delta}$ 曲线

2.8 延性及弹塑性变形分析

试件各荷载点对应的位移、延性系数及层间位移角如表 6 所示.表中最高荷载点对应的位移延性系数为 $\mu_m = \Delta_m / \Delta_y$,极限荷载点对应的延性系数为 $\mu_u = \Delta_u / \Delta_y$.从表 6 中可看出,两试件承载力极限位移延性系数均达到 3.40 以上,延性均较好.在此次试验中试件 W10-1 表现的延性优于试件 W9-1,主要是因为:1)试件 W10-1 混凝土强度明显偏高,转换梁、框支柱所承担的作用相对较小;2)试件 W10-1 非弹性变形均匀的散布于整个结构,转换梁、框支柱、短肢墙均参

与了非弹性作用,转换梁塑性铰长度很长,相应转动能力较好.而试件 W9-1 非弹性变形比较集中,梁铰发育数量少且塑性铰长度短,框支柱只有左柱底出铰,斜柱仍处于弹性工作状态.塑性变形最终集中发生在斜柱与转换梁相交部位,塑性转动能力很快被耗尽,导致整个结构强度、刚度降低,加速了结构的失效.

从平均意义上比较,试件 W9-1 在各荷载点层间

表6 转换层位移、延性系数及层间位移角

试件编号	加载方向	屈服点			最高荷载点				极限荷载点			
		P_y/kN	Δ_y/mm	θ_y	P_m/kN	Δ_m/mm	μ_m	θ_m	P_u/kN	Δ_u/mm	μ_u	θ_u
W9-1	正向	126.8	8.25	1/164	150.5	22.80	2.76	1/59	127.5	34.63	4.19	1/39
	反向	100.1	11.54	1/117	121.0	24.50	2.12	1/55	103.1	39.20	3.40	1/34
W10-1	正向	121.9	11.07	1/122	147.5	28.35	2.56	1/48	125.3	60.52	5.47	1/22
	反向	109.8	9.53	1/142	133.4	27.60	2.90	1/49	122.4	38.10	4.00	1/35

说明: P_y 、 Δ_y 由骨架曲线按等效面积法确定.

3 结论

1)斜柱式转换结构传力直接,可有效减小转换梁尺寸,且更易实现“强柱弱梁,强剪弱弯,更强节点”的抗震设计原则.

2)斜柱式转换结构侧向刚度比相同条件下的梁式转换结构大,更易满足规范中转换层上、下结构侧向刚度比的要求,能有效地避免转换层形成结构薄弱层.斜柱式转换结构转换层弹塑性变形相对较小,可有效地避免结构在大震下,薄弱层因弹塑性变形过大而造成结构整体倒塌.

3)就此次试验结果来看,斜柱式转换结构的延性及耗能均不及梁式转换结构,其原因除了不同材料的影响因素外,还应注意斜柱不宜设计得过强,以使塑性铰能充分均匀出现,且随后斜柱、框支柱也能先后进入塑性耗能,最终引导结构非弹性变形均匀、有序地散布于整个结构中.同时,还应注意加强墙间转换梁的延性

位移角均小于试件 W10-1,从极限荷载层间位移角看,试件 W9-1 有与试件 W10-1 比较接近的弹塑性变形能力.试件 W10-1 屈服时平均层间位移角大于试件 W9-1,更接近于规范限值,若两试件均以规范限值弹塑性层间位移角为最终失效点,则试件 W9-1 的延性要大于试件 W10-1.

设计,避免墙间转换梁因塑性转动能力过早耗尽而造成整个结构的后期强度及刚度显著下降,从而降低整个结构的延性.因此,斜柱式转换结构只要设计得当,可以获得较好的延性.

参考文献:

- [1] 茅於川,尤亚平. 高层建筑 V 形柱式结构转换[J]. 建筑科学,2001,17(1):38-42.
- [2] 李豪邦. 高层建筑中结构转换层的新形式——斜柱转换[J]. 建筑结构学报,1997,18(2):41-45.
- [3] 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.
- [4] 陈勤. 钢筋混凝土异形柱框架——斜撑结构特性探讨[J]. 建筑结构,2001,31(5):19-22.
- [5] 卢挺. 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:重庆大学土木工程学院,2006.
- [6] JGJ 101-96, 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京:中国建筑科学研究院,1996.

Experimental Analysis on Seismic Behaviors of Inclined Column-shaped and Beam-shaped Transfer Floor

ZHONG Shu-sheng¹, YANG Chun-ling¹, LU Ting²

(1. Faculty of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China;

2. The Fourth Bureau, China Southwest Architectural Design and Research Institute, Chengdu 610081, China)

Abstract: In order to analyse seismic behaviors of inclined column-shaped and beam-shaped transfer floor, the pseudo static testing is carried out, which are subjected to vertical loads and horizontal cyclic loads, respectively on two specimens, including the framed short-leg shear wall inclined column-shaped transfer plane framework and the same dimension beam-shaped transfer frame. The load transfer is direct, inclined column transfer structure can reduce the beam dimension effectively, and it is easier to implement the aseismatic design principles, including “strong column and weak beam, strong shearing and weak bend, stronger nodes”. Lateral rigidity of inclined column-shaped transfer stories is large, making it difficult to engender structure weakness stories. If the design is reasonable, inclined column-shaped transfer structure can get better seismic behavior.

Key words: framed short-leg shear wall; inclined column transfer; seismic behavior; pseudo static testing

(编辑 李胜春)