

文章编号: 1000-4750(2016)01-0133-08

新型全装配式混凝土剪力墙 (含水平缝节点)的整体性能

孙 建¹, 邱洪兴¹, 陆 波²

(1. 东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室, 南京 210096; 2. 苏州设计研究院股份有限公司, 江苏, 苏州 215021)

摘 要: 采用连接钢框和高强螺栓作为连接件, 可实现相邻上下层预制混凝土墙板之间的干式连接。为评价该全装配式剪力墙的抗震性能, 对 2 个试件分别进行了单调加载试验和低周反复荷载试验。试验结果表明, 该新型全装配式剪力墙的变形能力、延性性能及耗能能力略优于或相当于装配整体式剪力墙及现浇剪力墙。在试验研究的基础上, 计入连接件的影响, 推导了剪力墙屈服点、峰值点、破坏点荷载和侧移的理论公式。该计算公式反映了构件的主要受力特点, 与试验结果吻合较好。计算结果表明: 连接钢框的变形对总侧移的影响可以忽略不计, 高强螺栓的滑移引起的顶点侧移占总侧移的 12.0%~44.8%。

关键词: 预制剪力墙; 水平缝节点; 连接钢框; 高强螺栓; 整体性能

中图分类号: TU398.2 **文献标志码:** A **doi:** 10.6052/j.issn.1000-4750.2014.06.0470

OVERALL PERFORMANCE OF AN INNOVATIVE PRECAST SHEAR WALL WITH HORIZONTAL CONNECTION

SUN Jian¹, QIU Hong-xing¹, LU Bo²

(1. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. Suzhou Institute of Architectural Design Co. LTD, Suzhou, Jiangsu 215021, China)

Abstract: The connecting steel frame (CSF) and high strength bolt (HSB) are utilized as connecting components to connect the upper and lower precast reinforced concrete shear wall panels. To evaluate the seismic performance of this innovative precast shear wall with horizontal joint, monotonic loading test and low-cyclic reversed loading test were conducted on two test walls. The test results show that the deformability, ductility, and energy-dissipating capacity of the test walls are comparable to those of other assembled monolithic shear wall as well as the cast-in-situ shear wall. Based on the experimental investigation, the theoretical formulas in consideration of the effect of the connecting components for the loads and displacements of the yielding point, peak point, and failure point of the test walls are deduced. These formulas reflect the major features of this novel structural member, the results of which meet well with the test results. The computed results show that the influence of the deformation of connecting steel frame on the total lateral displacement could be ignored, while the lateral displacement caused by the slippage of the high strength bolts takes up 12.0%~44.8% in the total lateral displacement.

Key words: precast shear wall; horizontal joints; connecting steel frame; high strength bolt; overall performance

收稿日期: 2014-06-03; 修改日期: 2014-12-03

基金项目: 国家自然科学基金项目(51078077)

通讯作者: 邱洪兴(1962—), 男, 江苏人, 教授, 博士, 博导, 主要从事结构工程研究(E-mail: qiu hx@seu.edu.cn).

作者简介: 孙 建(1984—), 男, 江苏人, 博士生, 主要从事结构工程研究(E-mail: sunjiancivil@163.com);

陆 波(1987—), 男, 江苏人, 助理工程师, 硕士, 主要从事工程结构设计(E-mail: lubo_seu2006@126.com).

20 世纪 60 年代、70 年代, 预制装配式混凝土结构曾作为建筑工业化的方向, 在我国得到大力推进。后因节点的抗震性能问题一度停滞。21 世纪以来, 随着节能、减排国家战略的确定, 预制装配式混凝土结构再次成为学者研究的热点, 并从多层结构转向高层结构。国内外学者对各种预制装配式剪力墙结构进行了深入而广泛的研究。钱稼茹等^[1]研究了竖向钢筋采用搭接连接、套筒浆锚连接以及套筒连接等连接方法的预制混凝土剪力墙; 初明进等^[2]研究了一种新型装配整体式双向孔空心模板剪力墙的受剪性能; 朱张峰等^[3]对装配式短肢剪力墙、水平缝采用 U 形闭合筋连接^[4]、钢筋浆锚搭接连接^[5]以及基于钢板网成孔的竖向钢筋搭接连接^[6]的装配式剪力墙进行了试验研究; 王墩等^[7]采用钢筋混凝土接缝连接梁来实现预制墙体竖向钢筋的连接, 并进行了试验研究; 姜洪斌等^[8]对 3 层足尺预制混凝土剪力墙结构进行了拟静力试验研究; Soudki 等^[9-10]对预制混凝土剪力墙水平连接进行了研究; Perez^[11]、Aaleti^[12]等对后张无粘结预应力预制剪力墙结构体系进行了一系列的研究。

文献[13-14]借鉴钢结构的连接方式, 提出一种新型全装配式钢筋混凝土剪力墙结构, 并对该新型剪力墙(含竖向缝节点)的抗剪承载力^[13]以及水平缝节点的传力机理^[14]进行了研究。本文重点研究该全装配式剪力墙(含水平缝节点)的整体性能。

1 水平缝节点构造

IPSW 结构中水平缝节点如图 1 所示, 通过在预制墙板上、下边缘设置内嵌边框, 将墙板内分布钢筋端部焊接于内嵌边框内侧, 相邻层内嵌边框之间借助连接钢框、高强螺栓连接, 从而将相邻层墙板之间的连接转化为钢构件之间的连接。

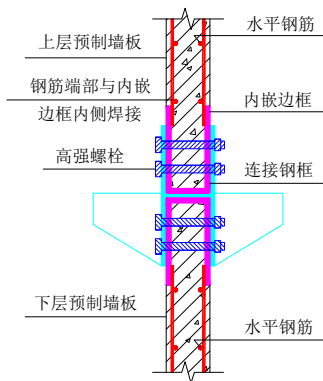


图 1 水平缝节点构造

Fig.1 Configuration of horizontal joints

2 试验概况及结果分析

2.1 试验概况

制作 2 个水平缝节点试件, 编号为 WH-1、WH-2, 分别进行单调加载试验和低周反复荷载试验。2 个试件的尺寸、混凝土设计强度、配筋、连接件及螺栓孔等参数均相同。试件设计、材性参数、加载装置、加载制度及试验现象等见文献[14]。

2.2 试验结果分析

2.2.1 承载能力

2 个试件在开裂点、屈服点、峰值点以及破坏点的荷载及位移列于表 1。

表 1 特征荷载及位移
Table 1 Characteristic load and displacement

特征点	项目	WH-1		WH-2	
		正向	正向	反向	平均
开裂点	开裂荷载/kN	100	120	100	110
	开裂位移/mm	5.76	5.88	7.07	6.48
屈服点	屈服荷载/kN	160	160	160	160
	屈服位移/mm	11.70	7.92	13.83	10.88
峰值点	峰值荷载/kN	270	294	270	282
	峰值位移/mm	64.64	43.79	43.49	43.64
破坏点	破坏荷载/kN	239	231	182	207
	极限位移/mm	74.63	51.39	50.65	51.02

2.2.2 抗侧刚度

对于试件 WH-1, 其抗侧刚度为水平荷载与对应顶点位移的比值; 对于试件 WH-2, 采用割线刚度^[15]表示其抗侧刚度, 即一个加载循环的正反向加载峰值点连线的斜率。试件 WH-1、WH-2 的刚度退化见图 2。从图中可以看出, 试件抗侧刚度随顶

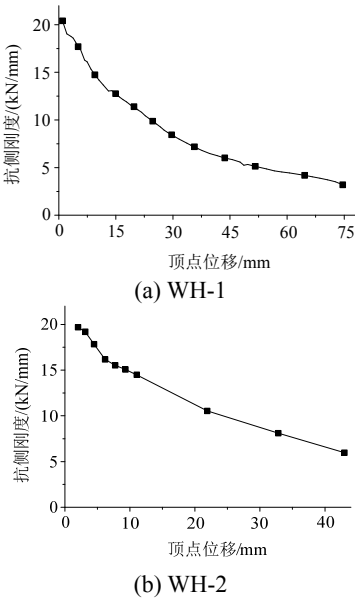


图 2 抗侧刚度退化

Fig.2 The degradation of lateral stiffness

点位移的增加呈非线性下降趋势,加载初期刚度衰减较快,加载后期退化曲线趋于平缓。

2.2.3 变形能力

将试件 WH-1、WH-2 的开裂位移角、屈服位移角、极限位移角、位移延性系数与装配整体式剪力墙^[3-6]的相应性能参数进行对比,结果列于表 2。表中,试件 WH-2 的位移延性系数正、反向位移延性系数的平均值。

表 2 位移角及延性系数比较

Table 2 The comparison of displacement angle and ductility factor

试件类型	试件编号	开裂位移角	屈服位移角	极限位移角	位移延性系数
全装配式剪力墙	WH-1	1/391	1/192	1/30	6.38
	WH-2	1/347	1/207	1/44	4.69
装配整体式剪力墙	ZP1 ^[3]	1/340	1/225	1/45	5.00
	ZP2 ^[3]	1/321	1/196	1/56	3.50
	UN1 ^[4]	—	1/182	1/46	4.00
	JW ^[5]	—	1/225	1/56	4.00
	JN ^[5]	—	1/209	1/52	4.00
	PW2 ^[6]	—	1/221	1/55	4.00
	PW3 ^[6]	—	1/215	1/43	5.00
	PW4 ^[6]	—	1/213	1/43	5.00
	PW5 ^[6]	—	1/213	1/53	4.00
	PW6 ^[6]	—	1/213	1/53	4.00
	PW7 ^[6]	—	1/213	1/53	4.00
现浇剪力墙	XJ1 ^[3]	1/243	1/90	1/23	4.00
	XJ ^[4-5]	—	1/195	1/49	4.00
	PW1 ^[6]	—	1/180	1/45	4.00

从表 2 可以看出,本文的全预制装配式剪力墙的开裂位移角、屈服位移角与装配整体式剪力墙及现浇剪力墙的相应值比较接近,说明刚度基本相当;极限位移角略大于装配整体式剪力墙及现浇剪力墙,且均大于规范限值 $1/120$ ^[16],说明试件具有较强的极限变形能力;装配整体式剪力墙的位移延性系数约为 4~5,现浇剪力墙的位移延性系数为 4,试件 WH-1、WH-2 的延性系数大于 4~5,说明试件具有良好的延性性能。

2.2.4 耗能能力

将试件 WH-2 在各加载特征阶段的等效粘滞阻尼系数(h_e)^[17]与装配整体式剪力墙^[3-6]的耗能系数进行对比,结果列于表 3。从表中可以看出,弹性阶段,试件 WH-2 的耗能能力明显强于装配整体式剪力墙及现浇剪力墙;峰值点时,试件 WH-2 的耗能能力强于大部分的装配整体式剪力墙及现浇剪力墙。可见,本文的全预制装配式剪力墙的新型节点有利于提高构件的耗能能力,其耗能能力总体上

略优于装配整体式剪力墙及现浇剪力墙。

表 3 h_e 比较

Table 3 The comparison of h_e

试件类型	试件编号	开裂点/(%)	屈服点/(%)	峰值点/(%)
全装配式剪力墙	WH-2	9.49	6.82	15.30
	ZP1 ^[3]	4.98	4.44	9.16
	ZP2 ^[3]	4.82	4.51	9.87
	UN1 ^[4]	3.96	4.98	9.84
	JW ^[5]	3.80	4.83	9.36
	JN ^[5]	3.35	4.75	9.27
	PW2 ^[6]	3.49	3.72	19.05
	PW3 ^[6]	3.32	4.87	17.80
装配整体式剪力墙	PW4 ^[6]	4.45	4.62	14.26
	PW5 ^[6]	3.94	3.75	11.67
	PW6 ^[6]	4.57	4.60	14.44
	PW7 ^[6]	4.52	4.00	13.60
现浇剪力墙	XJ1 ^[3]	5.24	4.41	9.28
	XJ ^[4-5]	4.08	5.28	9.89
	PW1 ^[6]	3.41	3.97	15.60

3 荷载-位移曲线理论分析

3.1 侧移的组成

3.1.1 上层墙板的变形

1) 弹性段变形

上层墙板弹性段的变形引起的顶点侧移(Δ^e)包括上层墙板弹性段范围内的弯曲变形引起的侧移(Δ^{eb})和剪切变形引起的侧移(Δ^{es}),如图 3 所示。图中: H_{UW} 为上层墙板的高度, $H_{UW}=2000$ mm; h_w 为试件截面高度, $h_w=1200$ mm; l_e 为上层墙板弹性段长度; l_p 为上层墙板塑性铰段长度; h_{ESF} 为内嵌边框高度, $h_{ESF}=180$ mm。

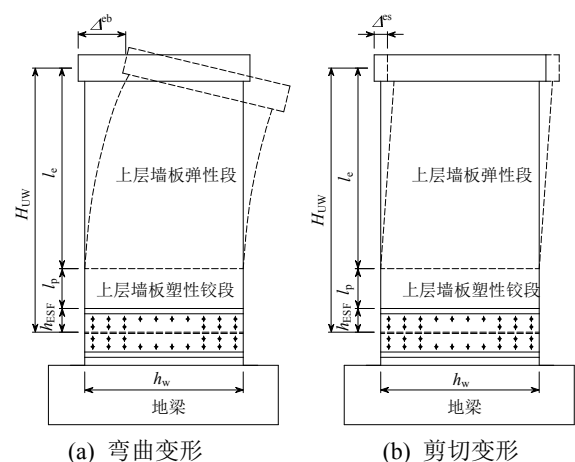


图 3 上层墙板弹性段的变形

Fig.3 The deformation within the elastic range of the upper wall panel

将弹性段内的弯曲变形与剪切变形引起的顶点侧移相叠加^[18],可得:

$$\Delta^e = \Delta^{eb} + \Delta^{es} = \left[1 + 0.25\mu \frac{E_c}{G_c} \left(\frac{h_w}{l_e} \right)^2 \right] \times \frac{1}{3} \phi l_e^2 \quad (1)$$

式中: E_c 、 G_c 分别为 RC 墙板弹性模量、剪切模量; μ 为矩形截面剪应力分布不均匀系数, 取 $\mu=1.2$; ϕ 为上层墙板弹性段底部截面曲率。

2) 塑性铰段变形

上层墙板塑性铰段的变形引起的顶点侧移(Δ^p)包括上层墙板塑性铰段范围内的弯曲变形引起的侧移(Δ^{pb})和剪切变形引起的侧移(Δ^{ps}), 如图 4 所示。当上层墙板完全处于弹性状态时, $\Delta^p=0$; 当进入弹塑性状态时:

$$\Delta^p = \Delta^{pb} + \Delta^{ps} \quad (2)$$

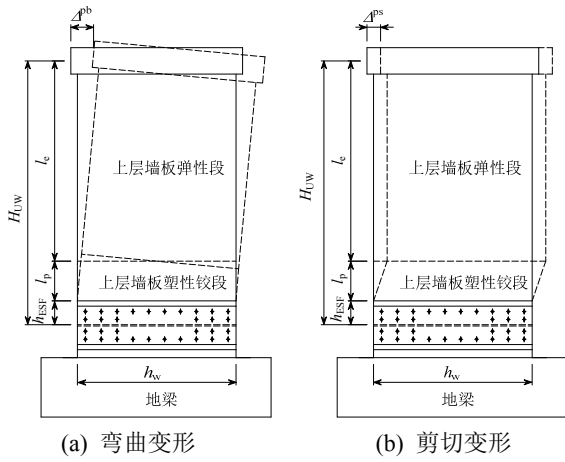


图 4 上层墙板塑性段的变形

Fig.4 The deformation within the plastic range of the upper wall panel

3.1.2 连接件的变形和滑移

连接件对顶点侧移的影响(Δ^j)包括连接钢框的变形引起的侧移(Δ^{CSF})和高强螺栓的滑移引起的侧移(Δ^{HSB}), 如图 5 所示。图中: h_{CSF} 为连接钢框腹板上、下相邻两排高强螺栓之间的距离, $h_{CSF}=90\text{ mm}$, 连接钢框的变形主要发生于该段范围; r 为上层墙板刚体转动中心至受压端的距离, 转动中心位于上层墙板中性轴处; d_{end} 为受压端最外列高强螺栓至连接钢框端部的距离, $d_{end}=60\text{ mm}$; θ_{CSF} 、 θ_{HSB} 分别为连接钢框变形、高强螺栓滑移引起的上层墙板的刚体转角; δ 为受压端高强螺栓的滑移量。连接钢框受压端的正应变为 $\epsilon_{c,end}=\sigma_{c,end}/E_s$, 式中 $\sigma_{c,end}$ 为连接钢框受压端的正应力, 压应力为负值, E_s 为连接钢框钢板的弹性模量; 连接钢框受压端的压缩变形为 $\Delta_{c,end}=-\epsilon_{c,end}h_{CSF}=-\sigma_{c,end}h_{CSF}/E_s$; 连接钢框变形引起的上层墙板的刚体转角为 $\theta_{CSF} =$

$\Delta_{c,end}/r=-\sigma_{c,end}h_{CSF}/rE_s$ 。因此, 连接钢框变形引起的顶点侧移为:

$$\Delta^{CSF} = \theta_{CSF} H_{UW} = -\frac{\sigma_{c,end} h_{CSF} H_{UW}}{r E_s} \quad (3)$$

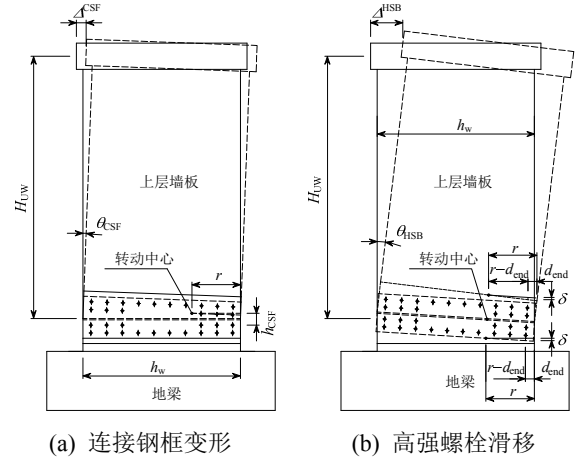


图 5 连接件的变形和滑移

Fig.5 The deformation and slippage of connecting components

认为连接钢框腹板上、下 2 个区域的高强螺栓发生了相同的滑移 δ , 所以连接钢框受压端高强螺栓滑移引起的上层墙板刚体转角 $\theta_{HSB}=2\delta/(r-d_{end})$ 。因此, 高强螺栓滑移引起的顶点侧移为:

$$\Delta^{HSB} = \theta_{HSB} H_{UW} = \frac{2\delta H_{UW}}{r - d_{end}} \quad (4)$$

因此, 连接钢框的变形与高强螺栓的滑移引起的顶点侧移为:

$$\Delta^j = \Delta^{CSF} + \Delta^{HSB} \quad (5)$$

3.1.3 下层墙板的变形

下层墙板的变形引起的顶点侧移(Δ^l)包括下层墙板范围内的弯曲变形引起的侧移(Δ^{lb})和剪切变形引起的侧移(Δ^{ls}), 如图 6 所示。图中: H 为试件高度, $H=2250\text{ mm}$; H_{LW} 为下层墙板的计算高度, $H_{LW}=140\text{ mm}$; θ_{LW} 为下层墙板弯曲变形引起的试件刚体转角。

试件制作时对下层墙板进行了加强以保证其在试验过程中保持弹性。考虑到下层墙板高度较矮, 假设该区段内墙板截面曲率(ϕ_{LW})均匀分布, 因此, $\phi_{LW}=VH/(E_c I_0)$, 式中: V 为作用在试件上的水平荷载; I_0 为下层墙板截面对其中性轴的惯性矩。可得刚体转角 $\theta_{LW}=\phi_{LW}H_{LW}=VHH_{LW}/(E_c I_0)$, 因此下层墙板弯曲变形引起的顶点侧移为:

$$\Delta^{lb} = \theta_{LW} H = \frac{VH^2 H_{LW}}{E_c I_0} \quad (6)$$

和高强螺栓滑移引起的顶点侧移 Δ_y^j 。

将 $V=V_y$ 代入式(6)~式(8)可得下层墙板的变形引起的顶点侧移 Δ_y^l 。

将 Δ_y^e 、 Δ_y^p 、 Δ_y^j 以及 Δ_y^l 代入式(9)可得屈服位移 Δ_y 。

3.3 峰值点

3.3.1 峰值荷载

$P-\Delta$ 曲线发展到峰值点时的荷载为峰值荷载 (V_m)。根据文献[19,21]可得:

$$\begin{cases} N + (h_{w0} - 1.5x)b_w f_{uw} \rho_w = \alpha_1 f_c b_w x \\ V_m (H_{UW} - h_{ESF}) + N \left(h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) + \\ \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{uw} \rho_w = \\ \alpha_1 f_c b_w x \left(h_{w0} - \frac{1}{2}x \right) + A'_s f'_u (h_{w0} - a'_s) \end{cases} \quad (15)$$

剪力墙底部截面实际受压区高度 x_n 为:

$$x_n = x / \beta_1 \quad (16)$$

式(15)、式(16)中: x 为混凝土受压区等效矩形应力图形的高度; f_{uw} 为竖向分布钢筋极限强度; ρ_w 为竖向分布钢筋配筋率; f_c 为混凝土轴心抗压强度; A'_s 、 f'_u 分别为试件受压暗柱纵筋面积以及抗压极限强度, a'_s 为试件受压暗柱纵筋合力点到受压区边缘的距离, α_1 、 β_1 为系数, 按文献[19]采用。

代入各项参数, 由式(15)可得 $x=300 \text{ mm} \leq \xi_b h_{w0}=635 \text{ mm}$, 说明试件发生大偏压破坏, 与试验结果[14]一致; 同时可得峰值荷载 V_m 。

3.3.2 峰值位移

峰值点时的顶点侧移为峰值位移 (Δ_m)。当到达峰值点时, 上层墙板底部截面达到极限曲率, 底部形成了一定高度的塑性铰, 其余为弹性区段, 曲率分布简化为图 8(b)所示, 图中 ϕ_u 为上层墙板底部截面极限曲率; l_p 为塑性铰区段长度。

上层墙板弹性区段高度 l_{em} 为:

$$l_{em} = H_{UW} - h_{ESF} - l_p \quad (17)$$

式中, 根据 Paulay[22]提出的经验公式, 取 $l_p=0.2h_w+0.044(H_{UW}-h_{ESF})$ 。

将式(13)、式(17)代入式(1)可得弹性区段的变形引起的顶点侧移 Δ_m^e 。

塑性铰区段的弯曲变形引起的顶点侧移为:

$$\Delta_m^{pb} = \frac{1}{2} l_{em} l_p \phi_y + \frac{1}{2} l_{em} l_p \phi_u + \frac{1}{6} l_p^2 \phi_y + \frac{1}{3} l_p^2 \phi_u \quad (18)$$

根据文献[18], 上层墙板底部截面极限曲率为:

$$\begin{cases} \phi_u = \phi_u \frac{\varepsilon_{u,c}}{x_n} \\ \varepsilon_{u,c} = 2.54 \varepsilon_{c,c} \\ \varepsilon_{c,c} = \begin{cases} \varepsilon_c + 2.5 \lambda_v \varepsilon_c, & \lambda_v \leq 0.32 \\ -6.2 \varepsilon_c + 25 \lambda_v \varepsilon_c, & \lambda_v > 0.32 \end{cases} \end{cases} \quad (19)$$

式中: ϕ_u 为应变协调因子, 一般在 1.1~1.3, 本文取 $\phi_u=1.3$; $\varepsilon_{u,c}$ 为约束混凝土峰值压应变, 参照文献[19]近似取值; $\varepsilon_{c,c}$ 为约束混凝土峰值压应变, 采用过镇海等[23]提出的计算方法; λ_v 为配箍特征值; ε_c 为普通混凝土峰值压应变。

Park 等[24]通过比拟桁架模型计算塑性铰区的抗剪刚度 K_s , 取混凝土斜压杆倾角为 45° , 从而得到塑性铰区的剪切变形引起的顶点侧移, 即:

$$\begin{cases} K_s = \frac{\rho_{sh}}{1 + 4n\rho_{sh}} E_s b_w h_w \\ \Delta_m^{ps} = l_p \frac{V_u}{K_s} \end{cases} \quad (20)$$

式中: ρ_{sh} 为剪力墙水平钢筋配筋率, $n=E_s/E_c$, E_s 和 E_c 分别为钢筋和混凝土的弹性模量。

将式(18)、式(20)代入式(2)可得塑性区弯曲变形与剪切变形引起的顶点侧移 Δ_m^p 。

当达到极限承载力时, 连接钢框受压端传递 RC 墙板以及暗柱内纵向钢筋的压力[14], 因此

$$\sigma_{c,end} = -\frac{f_c b_w}{2t} - \frac{A'_s f'_u}{2t l'_A} \quad (21)$$

式中, l'_A 为受压暗柱的截面高度。

将式(21)、 $r=x_n$ 以及峰值点时连接钢框受压端高强螺栓的滑移量 δ_m 代入式(3)~式(5)可得连接钢框变形与高强螺栓滑移引起的顶点侧移 Δ_m^j 。

将 $V=V_u$ 代入式(6)~式(8), 可得下层墙板的变形引起的侧移 Δ_m^l 。将 Δ_m^e 、 Δ_m^p 、 Δ_m^j 以及 Δ_m^l 代入式(9)可得峰值位移 Δ_m 。

3.4 破坏点

3.4.1 破坏荷载

取峰值荷载的 85% 为破坏荷载, 即 $V_r=0.85V_u$ 。

3.4.2 极限位移

破坏荷载对应的顶点侧移为极限位移 (Δ_u)。当试件由峰值点发展到破坏点时, 上层墙板底部塑性铰区域截面塑性将得到充分发展, 弹性区段长度未发生变化, 截面曲率分布如图 8(c)所示。因破坏荷载降为峰值荷载的 85%, 可近似认为破坏时上层墙

板弹性区段的变形引起的顶点侧移、上层墙板塑性铰区段剪切变形引起的顶点侧移、连接钢框的变形引起的顶点侧移、下层墙板的变形引起的顶点侧移均为峰值点相应值的 85%。从峰值点至破坏点,荷载未增加,高强螺栓的滑移不再增大;同时,单调加载试验中,螺栓的滑移也不会减小。可见,自峰值点至破坏点,高强螺栓的滑移保持不变,螺栓滑移所引起的顶点侧移也保持不变。因此:

$$\begin{cases} \Delta_u^e = 0.85\Delta_m^e \\ \Delta_u^{ps} = 0.85\Delta_m^{ps} \\ \Delta_u^{CSF} = 0.85\Delta_m^{CSF} \\ \Delta_u^l = 0.85\Delta_m^l \\ \Delta_u^{HSB} = \Delta_m^{HSB} \end{cases} \quad (22)$$

塑性铰区段弯曲变形引起的顶点位移为:

$$\Delta_u^{pb} = \frac{1}{2}\phi_u l_p^2 + \phi_u l_p l_{eu} \quad (23)$$

式中, $l_{eu}=l_{em}$, 即破坏点时上层墙板的弹性区段的长度与峰值点时相同。

将式(22)、式(23)代入式(9)可得极限位移 Δ_u 。

3.5 特征点理论值与试验值的对比

将试件 WH-1(单调加载)的 $P-\Delta$ 曲线上特征点的荷载、位移的理论值与试验值进行对比, 结果列于表 4。由表 4 可知, 本文建立的水平荷载、顶点侧移的计算公式与试验结果吻合较好, 荷载误差在 7.8%以内, 位移误差在 16.9%以内, 计算模型合理。

表 4 特征点理论值与试验值对比

Table 4 Comparison between analytical and test results on feature points

项目	屈服点		峰值点		破坏点	
	V_y/kN	Δ_y/mm	V_u/kN	Δ_u/mm	V_t/kN	Δ_t/mm
理论值	152	10.37	249	54.02	230	87.25
试验值	160	11.70	270	64.64	239	74.63
相对误差/(%)	-5.0	-11.4	-7.8	-16.4	-3.8	16.9

试件 WH-1 的顶点侧移中各组成部分及其在总侧移中所占比例如表 5 所示。

表 5 侧移的组分

Table 5 The components of lateral displacements

组成		Δ_y		Δ_m		Δ_u	
		数值/mm	比例/(%)	数值/mm	比例/(%)	数值/mm	比例/(%)
上层 墙板	Δ^e	5.28	50.9	4.00	7.4	3.40	3.9
	Δ^{pb}	0.00	0.0	38.21	70.7	72.24	82.8
	Δ^{ps}	0.00	0.0	0.51	0.9	0.43	0.5
连接件	Δ^{CSF}	0.15	1.4	0.33	0.6	0.28	0.3
	Δ^{HSB}	4.65	44.8	10.48	19.4	10.48	12.0
下层墙板	Δ^l	0.29	2.8	0.49	0.9	0.42	0.5
总侧移	Δ	10.37	100.0	54.02	100.0	87.25	100.0

从表 5 可以看出, 总体上, 上层墙板弹性段的变形引起的顶点侧移(Δ^e)、上层墙板塑性铰区段弯曲变形引起的顶点侧移(Δ^{pb})以及高强螺栓的滑移引起的顶点侧移(Δ^{HSB})是总侧移的 3 个主要组成部分; 连接钢框的变形对总侧移的影响不大, 其所引起的顶点侧移(Δ^{CSF})在总侧移中所占的比例较小(0.3%~1.4%), 可以忽略不计; 高强螺栓的滑移对墙体的总侧移影响较大, Δ^{HSB} 在总侧移中所占比例约为 12.0%~44.8%; 屈服前, 上层墙板弹性段的变形对总侧移的贡献(Δ^e)达到 50%, 屈服后, Δ^e 所占比例大幅降低, 同时塑性铰区段弯曲变形所引起的顶点侧移(Δ^{pb})所占比例大幅提高。

4 结论

(1) 新型全装配式剪力墙的开裂位移角、屈服位移角与装配整体式剪力墙及现浇剪力墙的相应值比较接近, 刚度与装配整体式剪力墙及现浇剪力墙基本相当。

(2) 新型全装配式剪力墙在单调加载下的极限位移角为 1/30, 反复荷载下的极限位移角为 1/44, 略大于装配整体式剪力墙的极限位移角, 具有较强的极限变形能力。延性系数大于 4~5, 与装配整体式剪力墙及现浇剪力墙相当, 具有较好的延性性能。

(3) 新型全装配式剪力墙的水平缝连接件有利于增强构件的耗能能力, 其耗能能力总体上略优于装配整体式剪力墙及现浇剪力墙。

(4) 本文建立的屈服点、峰值点以及破坏点的荷载及位移计算公式可比较准确地计算特征点的荷载及位移。

(5) 连接钢框的变形对顶点侧移的影响可以忽略不计, 高强螺栓的滑移对总侧移影响较大, 其所引起的顶点侧移占总侧移的 12.0%~44.8%。

参考文献:

- [1] 钱稼茹, 杨新科, 秦珩, 等. 竖向钢筋采用不同连接方法的预制混凝土剪力墙抗震性能试验[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(6): 51—59.
Qian Jiaru, Yang Xinke, Qin Heng, et al. Test on seismic behavior of pre-cast shear walls with various methods of vertical reinforcement splicing [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(6): 51—59. (in Chinese)
- [2] 初明进, 刘继良, 崔会趁, 等. 装配整体式双向孔空心模板剪力墙受剪性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(7): 219—229.
Chu Mingjin, Liu Jiliang, Cui Huichen, et al.

- Experimental study on shear behaviors of assembled monolithic concrete shear walls built with precast two-way hollow slabs [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(7): 219—229. (in Chinese)
- [3] 朱张峰, 郭正兴. 装配式短肢剪力墙低周反复荷载试验[J]. *工程力学*, 2013, 30(5): 125—130.
Zhu Zhangfeng, Guo Zhengxing. Low-cyclic reversed load test on new precast concrete short-leg shear wall [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(5): 125—130. (in Chinese)
- [4] 刘家彬, 陈云钢, 郭正兴, 等. 装配式混凝土剪力墙水平拼缝 U 型闭合筋连接抗震性能试验研究[J]. *东南大学学报(自然科学版)*, 2013, 43(3): 565—570.
Liu Jiabin, Chen Yungang, Guo Zhengxing, et al. Test on seismic performance of precast concrete shear wall with U-shaped closed reinforcements concrete in horizontal joints [J]. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)*, 2013, 43(3): 565—570. (in Chinese)
- [5] 陈云钢, 刘家彬, 郭正兴, 等. 装配式剪力墙水平拼缝钢筋浆锚搭接抗震性能试验[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2013, 45(6): 83—89.
Chen Yungang, Liu Jiabin, Guo Zhengxing, et al. Test on seismic performance of precast shear wall with reinforcements grouted in holes and spliced indirectly in horizontal connections [J]. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2013, 45(6): 83—89. (in Chinese)
- [6] 刘家彬, 陈云钢, 郭正兴, 等. 竖向新型连接装配式剪力墙抗震性能试验研究[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2014, 41(4): 16—24.
Liu Jiabin, Chen Yungang, Guo Zhengxing, et al. Test on the seismic performance of precast shear wall with vertical reinforcement lapping in pore-forming on steel plate [J]. *Journal of Hunan University (Natural Science)*, 2014, 41(4): 16—24. (in Chinese)
- [7] 王墩, 吕西林, 卢文胜. 带接缝连接梁的预制混凝土剪力墙抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(10): 1—11.
Wang Dun, Lü Xilin, Lu Wensheng. Experimental study on seismic performance of precast concrete shear walls with joint connecting beam [J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34(10): 1—11. (in Chinese)
- [8] 姜洪斌, 陈再现, 张家齐, 等. 预制钢筋混凝土剪力墙结构拟静力试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(6): 34—40.
Jiang Hongbin, Chen Zaixian, Zhang Jiaqi, et al. Quasi-static test of precast reinforced concrete shear wall structure [J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(6): 34—40. (in Chinese)
- [9] Soudki K A, Rizkalla S H, LeBlanc B. Horizontal connections for precast concrete shear walls subjected to cyclic deformations part 1: mild steel connections [J]. *PCI Journal*, 1995, 40(4): 78—96.
- [10] Soudki K A, Rizkalla S H, Daikiw R W. Horizontal connections for precast concrete shear walls subjected to cyclic deformations part 2: Prestressed connections [J]. *PCI Journal*, 1995, 40(5): 82—96.
- [11] Perez F J, Sause R, Pessiki S. Analytical and experimental lateral load behavior of unbonded posttensioned precast concrete walls [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(11): 1531—1540.
- [12] Aaleti S, Sritharan S. A simplified analysis method for characterizing unbonded post-tensioned precast wall systems [J]. *Engineering Structures*, 2009, 31(12): 2966—2975.
- [13] 孙建, 邱洪兴, 许家鹏. IPSW 结构竖向缝连接抗剪承载力试验及理论研究[J]. *东南大学学报(自然科学版)*, 2014, 44(3): 631—637.
Sun Jian, Qiu Hongxing, Xu Jiapeng. Experimental and theoretical study on shear capacity of vertical joints in IPSW system [J]. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)*, 2014, 44(3): 631—637. (in Chinese)
- [14] 孙建, 邱洪兴, 陆波. 新型全装配式剪力墙结构水平缝节点的机理分析[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2014, 41(11): 15—23.
Sun Jian, Qiu Hongxing, Lu Bo. Mechanism analysis on horizontal joints in an innovative precast shear wall system [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2014, 41(11): 15—23. (in Chinese)
- [15] JGJ 101-96, 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
JGJ 101-96, Specification of testing method for earthquake resistant building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1996. (in Chinese)
- [16] GB 50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB 50011-2010, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [17] 方有珍, 陆承铎, 马吉, 等. 新型卷边钢板组合截面 PEC 柱(弱轴)滞回性能足尺试验研究[J]. *土木工程学报*, 2013, 46(1): 24—33.
Fang Youzhen, Lu Chengduo, Ma Ji, et al. Experimental study on hysteretic behaviors of PEC columns (weak axis) fabricated with crimping thin-walled built-up section by full scale [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2013, 46(1): 24—33. (in Chinese)
- [18] 张松, 吕西林, 章红梅. 钢筋混凝土剪力墙构件极限位移的计算方法及试验研究 [J]. *土木工程学报*, 2009, 42(4): 10—16.
Zhang Song, Lü Xilin, Zhang Hongmei. Experimental and analytical studies on the ultimate displacement of RC shear walls [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2009, 42(4): 10—16. (in Chinese)

(参考文献[19]—[24]转第 170 页)

- 梁地震易损性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(3): 117—123.
- Wu Wenpeng, Li Lifeng, Wang Lianhua, et al. Evaluation of seismic vulnerability of high-pier long-span bridge using incremental dynamic analysis [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(3): 117—123. (in Chinese)
- [9] 谷音, 黄怡君, 卓卫东. 高墩大跨连续刚构桥梁地震易损性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31(2): 91—97.
- Gu Yin, Huang Yijun, Zhuo Weidong. Study on seismic vulnerability of long-span continuous rigid frame bridge with high piers [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(2): 91—97. (in Chinese)
- [10] 王建秀, 秦权. 考虑氯离子侵蚀与混凝土碳化的公路桥梁时变可靠度分析[J]. 工程力学, 2007, 24(7): 86—93.
- Wang Jianxiu, Qin Quan. Analysis of time-dependent reliability of RC highway bridges considering chloride attack and concrete carbonation [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(7): 86—93. (in Chinese)
- [11] 彭建新, 胡守旺, 张建仁. 考虑温室效应的氯盐环境下 RC 桥梁锈胀开裂性能预测[J]. 工程力学, 2013, 30(8): 103—110.
- Peng Jianxin, Hu Shouwang, Zhang Jianren. Corrosion-induced crack performance prediction of RC bridge under chloride attack consideration effect of global warming [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(8): 103—110. (in Chinese)
- [12] ASCE. Report card for America's infrastructure [R]. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2009.
- [13] Simon J, Bracci J M, Gardoni P. Seismic response and fragility of deteriorated reinforced concrete bridges [J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(10): 1273—1281.
- [14] Ghosh J, Padgett J E. Aging considerations in the development of time-dependent seismic fragility curves [J]. Structural Engineering, 2011, 136(12): 1497—1512.
- [15] Tuutti K. Corrosion of steel in concrete Swedish [R]. Stockholm: Cement and Concrete Research Institute, 1982.
- [16] Ma Yafei, Zhang Jianren, Wang Lei, et al. Probabilistic prediction with Bayesian updating for strength degradation of RC bridge beams [J]. Structural Safety, 2013, 44: 102—109.
- [17] Zhang Weiping, Song Xiaobin, Gu Xianglin, et al. Tensile and fatigue behavior of corroded rebars [J]. Construction and Building Materials, 2012, 34: 409—417.
- [18] Du Y G, Clark L A, Chan A H. Residual capacity of corroded reinforcing bars [J]. Magazine of Concrete Research, 2005, 57(3): 135—147.
- [19] Vu K A T, Stewart M G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models [J]. Structural Safety, 2000, 22(4): 313—333.

(上接第 140 页)

- [19] GB 50010-2010, 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- GB 50010-2010, Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [20] 钱稼茹, 徐福江. 钢筋混凝土剪力墙基于位移的变形能力设计方法[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2007, 47(3): 305—308.
- Qian Jiaru, Xu Fujiang. Displacement-based deformation capacity design method of RC cantilever walls [J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 2007, 47(3): 305—308. (in Chinese)
- [21] JGJ 3-2010, 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, 2011.
- JGJ 3-2010, Technical Specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [22] Paulay T, Priestley M J N. Stability of ductile structural walls [J]. ACI Structural Journal, 1993, 90(4): 385—392.
- [23] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003: 183—188.
- Guo Zhenhai, Shi Xudong. Reinforced concrete theory and analyse [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003: 183—188. (in Chinese)
- [24] Park R, Paulay T. Reinforced concrete structures [M]. New York: John Wiley & Sons, 1975: 316—319.