

高层建筑转换梁结构承载能力及配筋方法的试验研究

王森, 魏琰, 韦承基

(中国建筑科学研究院工程抗震研究所, 北京 100013)

摘要: 本文通过三榀转换梁的试验研究, 对高层建筑转换梁结构的截面选择、配筋设计以及钢筋端部锚固构造要求等进行了分析。研究表明, 满跨转换梁与上部墙体有共同作用, 转换梁抗弯抗剪承载力以及墙板的抗剪承载力均有相当的安全度, 最终破坏发生在墙体底部局部压坏。不满跨转换梁的试验结果表明, 无墙体部位转换梁的抗剪决定着整个转换结构的承载能力, 上部有墙体部位墙梁有共同作用, 应按有限元法计算内力, 并进行配筋设计。

关键词: 高层建筑 转换梁 试验研究 配筋方法 承载能力

中图分类号: TU973+.12 **文献标识码:** A

1 引言

我国钢筋混凝土高层建筑结构设计及施工规程^[1] (JGJ 3—91) 第 5.4.3 条指出转换梁为偏心受拉构件, 配筋计算按偏拉构件相应的方法进行, 其它则未有相应的指示或说明, 而实际情况并非都是如此。研究结果表明, 不论转换梁上部墙体形式如何, 上部墙体是否开洞, 总体上转换梁可分为两类, 一类是转换梁与上部墙体共同工作; 一类是转换梁与上部墙体没有共同工作。与上部墙体没有共同工作转换梁的受力特点、内力计算方法、配筋设计方法等与普通梁一样, 即按框架法对转换梁进行计算, 根据计算结果对转换梁进行配筋和构造设计, 而上部墙柱按一般的设计方法进行内力计算和配筋设计。与上部墙体有共同作用的转换梁以满跨墙体转换梁为代表, 跨中沿转换梁截面高度应力呈偏心受拉状态, 一部分上部墙体呈受压应力状态, 为转换梁的部分受压区, 转换梁跨中截面作用较大的轴向拉力, 而跨中弯矩比按框架法计算得到的弯矩要小得多; 转换梁端部截面的弯矩更是远小于按框架法计算得到的端部负弯矩, 由此端部负弯矩钢筋的锚固应力也将大大减小; 转换梁端部的剪力也明显小于按框架法计算得到的端部剪力, 而靠近端部的上部墙体有相应的剪应力和较大的竖向压应力产生。

当前实际设计转换梁时, 为了简单与方便, 往往将

转换梁作为抗弯构件考虑, 致使转换梁的截面偏大, 配筋量偏多, 端部钢筋锚固长度过长, 根据分析结果, 当上部墙体与转换梁共同作用时, 合理的配筋方法应考虑上部墙体与转换梁一起共同承受外荷载, 可明显改善转换梁的上述不利情况。

为了验证上部墙体与转换梁共同作用时, 转换梁与上部墙体的受力特性与承载能力, 并研究探索转换梁的合理截面选择、配筋方法以及端部钢筋锚固等构造要求, 我们进行了三榀转换梁的模型试验研究^[2]。分别比较了转换梁截面尺寸变动的的影响以及满跨墙体与部分跨墙体转换梁受力的不同情况, 这对于今后进一步改进转换梁设计方法, 丰富规范有关内容的条例是有帮助的。

2 试件的设计

本试验研究的三个模型为满跨上部墙体的转换梁 ZHL-1、ZHL-2, 与 ZHL-1 相比, ZHL-2 减小了梁截面尺寸; 一端支承在框支柱上的非满跨墙体转换梁 ZHL-3。

为真实模拟上部墙体与转换梁的共同工作, 试件设计时, 根据有限元分析结果, 上部结构三层对转换梁内力有影响, 故在转换梁上部取三层墙体; 下部结构柱取一层; 为保证柱下端的嵌固, 防止基础转动, 在柱下端用刚度较大的地梁与柱连接; 为了保证上部墙体在加载时不出现侧向失稳, 在墙体楼板标高处两侧各挑

作者简介: 王森(1972—), 男(汉族), 山西朔州人, 工学博士。

出一定长度,以模拟该处楼板的侧向支承作用。在墙体顶部加载时,为防止墙体顶部的局压破坏,以及保证荷载能均匀传递,将墙体顶部加宽。为方便试件制作,地梁、柱、梁、墙体等所有部位,混凝土强度等级均为C30。

以下分别介绍三榀转换梁模型的设计。

(1) 转换梁 ZHL-1 (图 1)

转换梁 ZHL-1 为基本试件模型, 选择实际结构中的转换梁进行比例缩尺, 模型比例为 1:5。试件 ZHL-1 中的转换梁尺寸为 200mm × 360mm, 转换梁轴线跨度为 2000mm; 下部框支柱尺寸为 280mm × 280mm, 框支柱净高为 800mm; 上部墙体厚度为 70mm, 取三层, 层高 600mm, 详见图 1。

试件设计时考虑在模型顶部施加均布竖向静载。上部设计荷载总值取 $P = 420\text{kN}$ 。如不考虑转换梁与上部墙体的共同作用,按框架法进行分析,计算得转换梁跨中截面最大弯矩为 $M = 54.9\text{kN} \cdot \text{m}$, $N = 0$, 端部截面负弯矩为 $M = -50.1\text{kN} \cdot \text{m}$, 按此内力计算结果,跨中截面需要配置的梁底纵筋为 815mm^2 , 跨端截面需要配置的顶梁纵筋为 740mm^2 , 截面纵筋总配筋率为 2.6% 。如考虑转换梁与上部墙体的共同作用,按弹性有限元法分析,计算得到的跨中截面内力为 $M = 5.0\text{kN} \cdot \text{m}$, $N = 52.5\text{kN}$, 跨端截面内力为 $M = -3.26\text{kN} \cdot \text{m}$, $N = 0.64\text{kN}$, 按照应力配筋设计法进行配筋设计,截面全部纵向钢筋的总配筋率为 0.98% 。本次试验采用考虑转换梁与上部墙体共同作用计算得到的内力进行配筋,见图 1。

为了研究梁端钢筋锚固长度的实际需要, 梁一端锚固钢筋按规范要求延伸至转换梁截面底部向下 $30d$ (即 180mm , 见规范 JGJ 3—91 的第 5.4.3 条), 总锚固长度为 $133d$; 另一端锚固钢筋则仅至转换梁底部水平, 总锚固长度为 $103d$ 。

转换梁端部抗剪配筋及上部墙体钢筋设计时,考虑一定的安全储备。相应配筋见图 1。

(2) 转换梁 ZHL-2(图1)

转换梁 ZHL-2 截面比转换梁 ZHL-1 截面减小至 140mm × 360mm, 配筋形式、数量与 ZHL-1 相同。由于截面尺寸减小 30%, 截面纵向钢筋的总配筋率为 1.41%, 研究减小截面后, 对转换梁的开裂荷载、极限荷载等的影响。梁端部钢筋的锚固也与 ZHL-1 相同, 两端分别取两种不同的形式。ZHL-2 中转换梁截面尺寸及配筋见图 1。

(3) 转换梁 ZHL-3(图 2)

转换梁 ZHL-3 上部墙体不满跨。ZHL-3 模型中转换梁的截面尺寸同 ZHL-1。上部设计荷载总值取为 360kN。如不考虑转换梁与上部墙体的共同作用,按框架法进行分析,计算得转换梁跨中截面最大弯矩为 $M = 58.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $N = 0$, 右端截面负弯矩为 $M = -49.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 右端截面负弯矩为 $M = -43.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 按此内力计算结果,跨中截面需要配置的梁底纵筋为 1018 mm^2 , 跨端截面需要配置的梁顶纵筋为 844 mm^2 , 截面纵筋总配筋率为 3.10%。

本次试验采用考虑转换梁与上部墙体共同作用计算得到的内力进行配筋。考虑转换梁与上部墙体的共同作用,按弹性有限元法分析,计算得到的跨中截面内力为 $M = 18.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $N = 40.4 \text{ kN}$, 梁左端截面内力为 $M = -3.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $N = 0.67 \text{ kN}$, 右端截面内力为 $M = -4.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $N = 3.16 \text{ kN}$ 。按照计算结果进行配筋设计,梁下部配置两排钢筋,上部配置一排钢筋,梁截面中部配置构造钢筋,截面全部纵向钢筋的总配筋率为 1.67% ,见图 2。

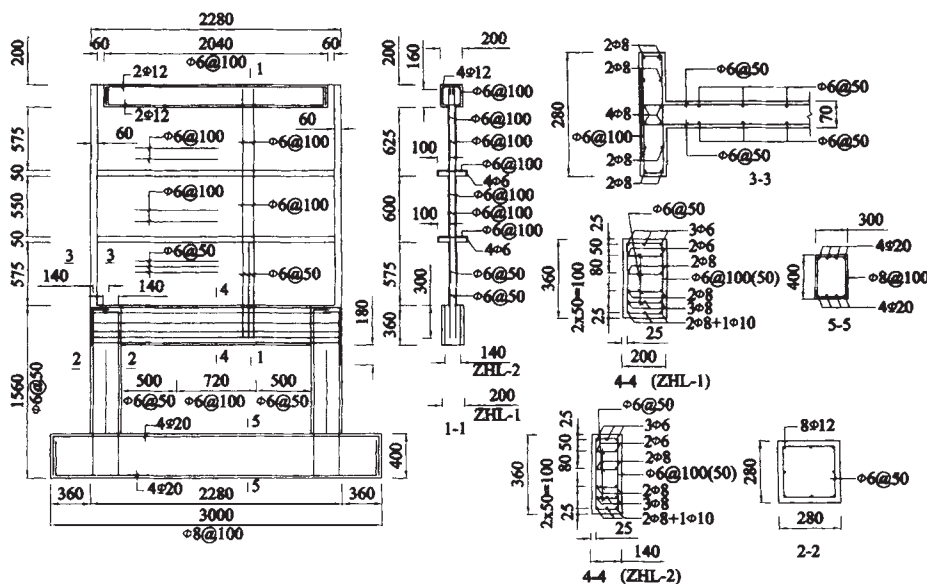


图 1 ZHL-1、ZHL-2 模型尺寸及配筋图

此时截面右端转换梁剪力为 $V=112\text{kN}$ ，计算得所需配置箍筋为 $\Phi 6@50$ 。

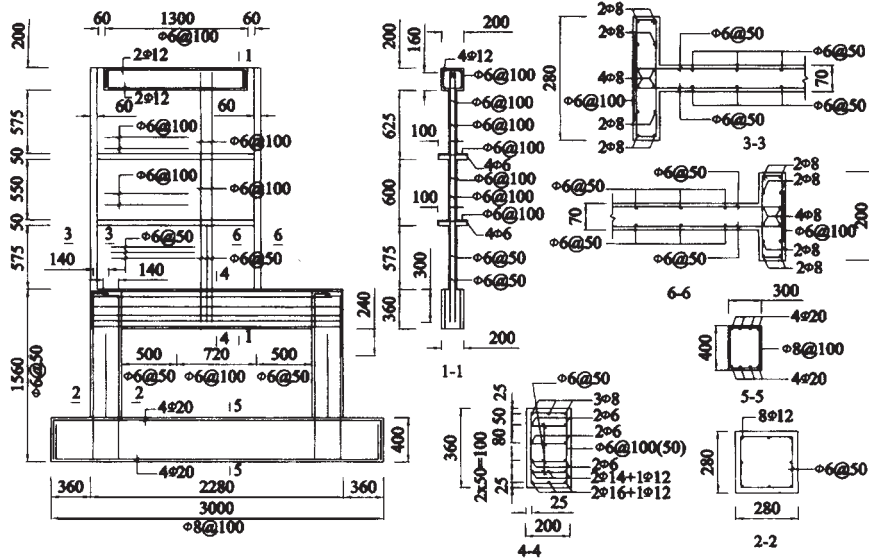


图2 ZHL-3模型尺寸及配筋图

3 试件制作

试件制作包括以下几部分：

- (1)模板的制作。
- (2)钢筋的制作。
- (3)应变片的粘贴。
- (4)混凝土配合比设计。
- (5)混凝土浇注。浇注采用立式浇注。每个模型分六次完成浇注。
- (6)拆模及养护。当混凝土强度达到设计强度的70%时,拆除模板。养护采用室内自然养护。

实测混凝土强度指标见表1。

表1 混凝土力学特性实测值(单位 MPa)						
混凝土位置	ZHL-1		ZHL-2		ZHL-3	
	立方体强度 f_{cu}	平均弹性模量 E_c	立方体强度 f_{cu}	平均弹性模量 E_c	立方体强度 f_{cu}	平均弹性模量 E_c
转换梁	47.6		39.6		47.6	
一层墙体	39.3	2.38×10^4	39.3	2.38×10^4	39.3	2.38×10^4
二层墙体	39.6		39.6		39.6	
三层墙体	39.6		39.6		39.6	

4 加载方式与量测内容

本次试验模型均采用竖向静载逐级加载的方式。

在上部墙体顶部施加竖向对称点荷载，模拟墙体顶部的竖向均布荷载。正式试验前先进行一次预加载，观察各仪器是否正常工作，每级荷载为模型估算极限承载力的 $1/30 \sim 1/20$ 。在每级荷载作用稳定后,观察裂缝并测读和记录各量测值。

试件 ZHL-1 与 ZHL-2 加载示意图见图3，试件 ZHL-3 加载示意图见图4。

为防止竖向加载时,上部墙体侧向失稳,在墙体两侧布置滚轴侧向支撑,可使墙体竖向自由移动,而限制其平面外过大的变形。转换梁 ZHL-3 加载见图5。侧向支撑布置见图6。

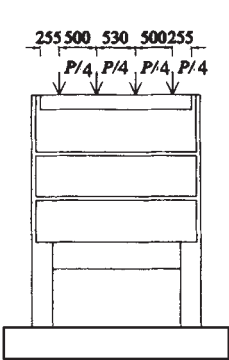


图3 ZHL-1、ZHL-2 试件加载示意图

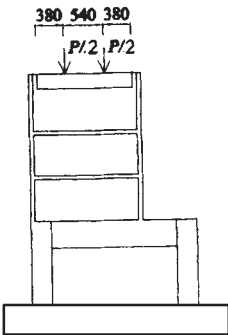


图4 ZHL-3 试件加载示意图

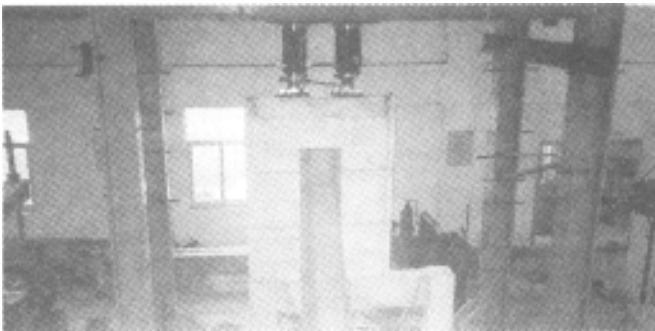


图5 转换梁 ZHL-3 加载图

试验量测内容及量测方法如下：

- (1)跨中截面转换梁纵向钢筋及上部墙体水平钢筋的应变分布特征。
- (2)跨端部截面转换梁纵向钢筋及上部墙体水平

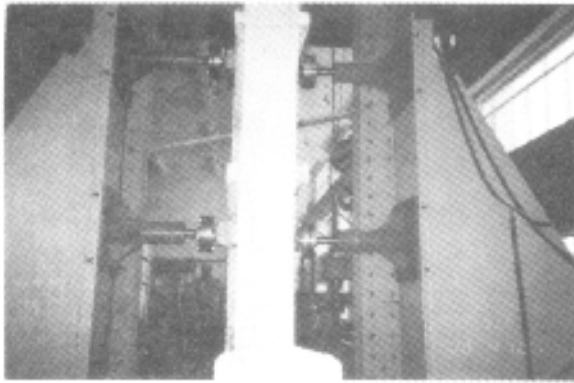


图6 侧向支撑布置图

钢筋的应变分布特征。

(3) 转换梁竖向位移。梁跨中位移由梁底部位移计和梁端部位移计的相对位移得出。

(4) 墙端部水平钢筋、竖向钢筋的应变。

(5) 转换梁梁端钢筋锚固长度上钢筋的应变。

钢筋应变均由钢筋上粘贴的电阻应变片量测。

(6) 转换梁及剪力墙上的裂缝情况,包括开裂位置、开裂荷载、裂缝长度、宽度、裂缝发展情况等。并适时进行现场记录。

(7) 转换梁的极限承载力及破坏特征与位置。

5 试验全过程试件裂缝描述

三个试件在加载过程中,经历了弹性工作阶段、开裂后弹塑性工作阶段和破坏阶段。在每一级加载过程中,观察了裂缝出现的位置和先后次序及荷载的大小,详细记录了试验的全部过程。以下将三榀转换梁试件加载受力全过程的裂缝发展情况进行描述,并给出试件的最后裂缝分布情况。转换梁 ZHL-1 试验全过程裂缝发展情况见表 2。转换梁 ZHL-2 试验全过程裂缝发展情况见表 3。转换梁 ZHL-3 试验全过程裂缝发展情况见表 4。

6 试验结果与理论分析比较

6.1 转换梁 ZHL-1、ZHL-2

6.1.1 跨中截面正应变分布

(1) 弹性阶段

图 7a、7b 分别为试件 ZHL-1、ZHL-2 在弹性阶段不同荷载下,跨中截面实测钢筋应变的分布情况。

从图中可以看出,转换梁 ZHL-1 跨中截面大部分处

表 2 ZHL-1 试验全过程裂缝描述

加载级数	荷载 P/kN	转换大梁	上部墙体	备注
1	0~770	没有裂缝出现	没有裂缝出现	试件开裂
2	810	梁跨中截面下部出现很细小的,高约 1~2cm 的竖向裂缝	没有裂缝出现	
3	840	右端新出现一细小的高约 1~2cm 竖向裂缝	没有裂缝出现	
4	880	原有跨中裂缝升高至约 10cm 处	没有裂缝出现	
5	960	原有跨中竖向裂缝向上发展	没有裂缝出现	
6	1000	跨中竖向裂缝向上发展至高约 13cm 处	没有裂缝出现	
7	1150	无新裂缝出现	没有裂缝出现	
8	1220	梁左端又出现一竖向裂缝	没有裂缝出现	
9	1280	右端竖向裂缝继续向上发展,一条裂缝升高至 22cm 处,并新出现一些竖向裂缝,裂缝最大宽度达 0.05mm	没有裂缝出现	
10	1340	左、右端出现竖向裂缝(与柱端相连处),其余部分竖向裂缝向上发展	一层墙体两端在腹部出现斜裂缝	试件破坏,左端柱出现横向水平裂缝
11	1470	跨中竖向裂缝向上延伸至高约 32cm 处,并又出现一些竖向裂缝	斜裂缝有少许发展	
12	1540	竖向裂缝有少许发展,裂缝宽度增加很少	右端一层墙体出现贯通整个一层墙体截面的裂缝,其余斜裂缝也有发展	
13	1860	竖向裂缝有少许发展	右端一层墙体斜裂缝发展至二层墙体	
14	2000	竖向裂缝发展很小	两端斜裂缝延伸至顶层墙体,左端一层墙体又出现一些斜裂缝	
15	2260	竖向裂缝少有发展	斜裂缝少有发展	
16	2380	竖向裂缝少有发展	斜裂缝少有发展	
17	2400	左端竖向裂缝有一定发展	左端一层墙体又出现一些斜裂缝,右端墙体底部出现竖向裂缝	
18	2640	两端出现许多斜裂缝	右端一层墙底混凝土压碎	

于受拉区,中和轴位置位于截面上部,上部墙体一层部分受压,作为转换梁截面的受压区;ZHL-2 跨中转换梁全截面处于受拉区,中和轴位置位于上部墙体内,上部一层墙体有少部分受压。随着荷载的增加,截面中和轴高度上升,上部墙体受压区高度也相应增加,有更多的上部墙体一起与上部转换梁截面抵抗外弯矩。与 ZHL-1 相比,ZHL-2 截面的中和轴位于一层墙体内,转换梁全截面受拉,转换梁与上部墙体的共同作用更加显著。从试件 ZHL-1 整个加载过程也可以看出,试件 ZHL-1 直至破坏,转换梁跨中的竖向裂缝也没有发展至墙体,而试件 ZHL-2 在加载过程中,有许多竖向裂缝向上发展至一层墙体内,且高度也较高。

图 8a 为 ZHL-1 在不同荷载下跨中截面实测钢

表3 ZHL-2 试验全过程裂缝描述

加载级数	荷载 P/kN	转换大梁	上部墙体	备注
1	0~390	没有裂缝出现	没能裂缝出现	试件开裂
2	510	跨中出现竖向裂缝, 跨中裂缝高约 23cm	没能裂缝出现	
3	640	上级荷载出现的跨中裂缝升高至整个截面	没能裂缝出现	
4	770	梁左端新出现几条竖向裂缝, 且有些裂缝发展至整个截面高度	没能裂缝出现	
5	900	右端新出现一竖向裂缝	没能裂缝出现	
6	1020	竖向裂缝继续发展, 其中一些升至整个截面高度	跨中竖向裂缝升至一层墙体高约 5cm 处	
7	1150	左端新出现一竖向裂缝, 有些竖向裂缝继续发展	没有新裂缝出现	
8	1280	竖向裂缝继续发展, 竖向裂缝最大宽度达 0.1mm	跨中竖向裂缝升高至一层墙体高约 15cm 处; 右端 1/5 跨处一竖向裂缝升高至一层墙体 25cm 处	
9	1410	左端有新的竖向裂缝出现	跨中一层墙体又有竖向裂缝出现, 其中跨中一竖向裂缝升高至 30cm 处, 右端出现斜裂缝, 高约 35cm	
10	1540	竖向裂缝继续发展, 并出现许多新的竖向裂缝	一层墙体跨中截面中部出现一竖向裂缝, 左端出现一些斜裂缝	
11	1660	有新竖向裂缝出现, 但原有裂缝发展较少	新出现斜裂缝, 有的贯穿一层墙体整个截面	
12	1790	竖向裂缝有少许发展	斜裂缝继续发展, 右端部分斜裂缝延伸至二层墙体	
13	1920	竖向裂缝有少许发展	斜裂缝继续发展, 延伸至二层墙体的斜裂缝继续向上发展	
14	2050	竖向裂缝没有发展	斜裂缝继续发展, 并有新的斜裂缝出现	
15	2180	竖向裂缝没有发展	斜裂缝有少许发展	
16	2300	竖向裂缝没有发展	斜裂缝有少许发展	
17	2430	竖向裂缝没有发展	斜裂缝有少许发展	试件破坏
18	2560	竖向裂缝没有发展	斜裂缝有少许发展, 一层墙体右端墙底出现竖向裂缝, 并有局部混凝土起皮	
19	2690	梁出现较宽的斜裂缝	一层墙体右端墙底混凝土压坏, 钢筋压曲	

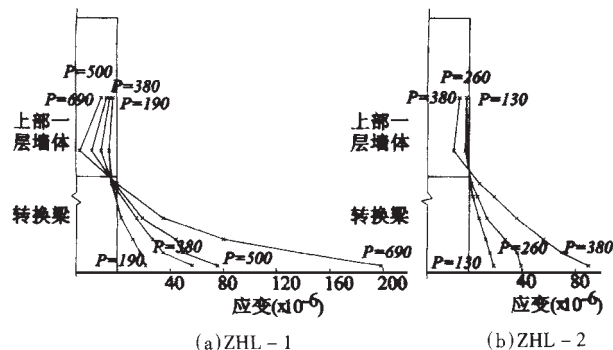


图7 弹性阶段跨中截面不同荷载下的钢筋应变分布图

筋应变与计算截面应变比较图。计算采用线弹性有限单元法进行分析。从图中可以看出, 荷载较小时, 实测截面应变与计算值吻合较好, 当荷载 $P = 690kN$ 时, 实

表4 ZHL-3 试验全过程裂缝描述

加载级数	荷载 P/kN	转换大梁	上部墙体	备注
1	0~180	没有裂缝出现	没有裂缝出现	
2	200	北侧转换梁在墙端下截面的下端出现竖向裂缝, 转换梁开裂	没有裂缝出现	
3	230	北侧转换梁在墙端左侧约 10cm 处截面新出现一竖向裂缝	没有裂缝出现	
4	260	原有裂缝向上发展	没有裂缝出现	
5	310	没有新裂缝出现, 原有裂缝继续向上发展	没有裂缝出现	南侧右柱外侧出现横向水平裂缝
6	360	南侧墙端下梁截面出现较多竖向裂缝; 北侧原有裂缝向上发展, 并新出现一些竖向裂缝	没有裂缝出现	
7	410	梁两侧竖向裂缝向上发展, 并有新裂缝出现	没有裂缝出现	
8	460	北侧左端竖向裂缝 (高 25cm) 向上发展为斜裂缝, 指向墙底; 南侧墙端指向柱端的梁截面腹部出现斜裂缝。两侧部分竖向裂缝继续发展	没有裂缝出现	
9	490	竖向裂缝继续发展	没有裂缝出现	南侧右柱外侧又出现一水平裂缝
10	540	竖向裂缝继续发展	没有裂缝出现	
11	580	南侧沿梁柱交界下端指向墙端方向出现斜裂缝, 并贯通整个截面, 原有斜裂缝继续向上发展, 北侧也出现与南侧类似的由梁柱端指向墙端的斜裂缝, 裂缝宽度约 0.10mm	没有裂缝出现	
12	630	没有新裂缝出现, 原有斜裂缝宽度发展至 0.15mm	没有裂缝出现	
13	690	局部竖向裂缝向上有少许发展, 斜裂缝继续上升	没有裂缝出现	
14	730	原有主要斜裂缝继续向上发展至梁顶, 裂缝宽度达 0.18mm; 其余斜裂缝有些连通, 有些向上发展, 南侧跨中又新出现一竖向裂缝	没有裂缝出现	
15	760	南侧主要斜裂缝贯通至梁顶, 斜裂缝宽度达 0.20mm	没有裂缝出现	
16	810	竖向裂缝继续向墙体底部发展, 斜裂缝向上发展, 并有局部裂缝连通	没有裂缝出现	
17	860	南侧主要斜裂缝宽度达 0.22mm	没有裂缝出现	破坏
18	900	斜裂缝、竖向裂缝发展, 斜裂缝宽度增加	没有裂缝出现	
19	990	两侧斜裂缝宽度达 0.4mm	没有裂缝出现	
20	1050	斜裂缝贯通整个截面, 试件破坏	没有裂缝出现	

测截面下排钢筋应变较计算值大, 这时截面下部钢筋应变突变, 该处为钢筋与混凝土粘接应力的峰值部位, 当 $P = 810kN$ 时, 恰在该截面位置出现第一条竖向裂缝。图 8b 为 ZHL-2 在不同荷载下跨中截面实测钢筋应变与计算截面应变比较图。从图中可以看出, 在试件弹性受力阶段, 实测截面应变与计算值吻合较好。

(2) 开裂后的弹塑性阶段

图 9a、9b 分别为转换梁 ZHL-1、ZHL-2 跨中底排钢筋应变随荷载变化曲线。从图中可以看出, 随着荷载的增加, 钢筋应变增加, 但直到试件破坏, 不能继续承载时, 下排钢筋的最大拉应变仍不大, 钢筋未至屈服阶段, 试件破坏时, 截面的正截面承载力未达到其极限承载力, 还有一定的安全储备。

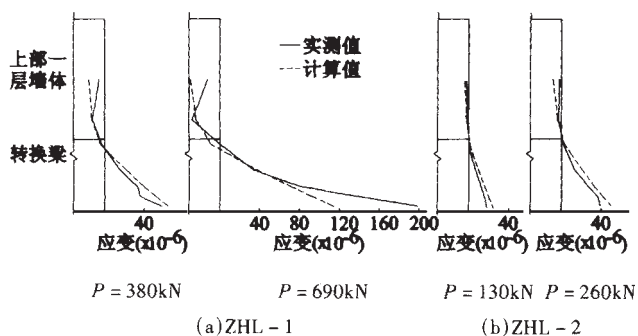


图 8 不同荷载下跨中截面计算与实测应变分布比较图

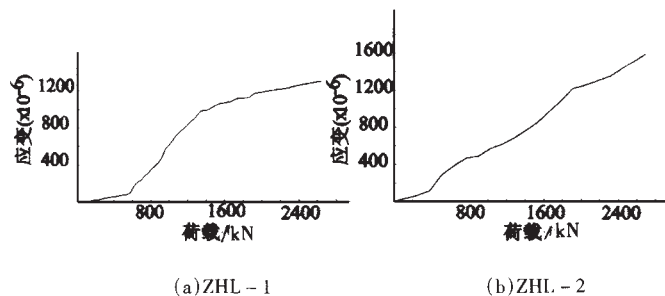


图 9 转换梁跨中底排钢筋应变随荷载变化图

6.1.2 跨端截面正应变分布

图 10a、10b 分别为 ZHL-1、ZHL-2 在不同荷载下跨端部截面计算与实测应变比较图。图中,当荷载较大时,计算值与实测值有一定差别,但截面应变的数值都很小,说明满跨墙体转换梁与上部墙体的共同作用显著,而梁端部截面负弯矩很小。

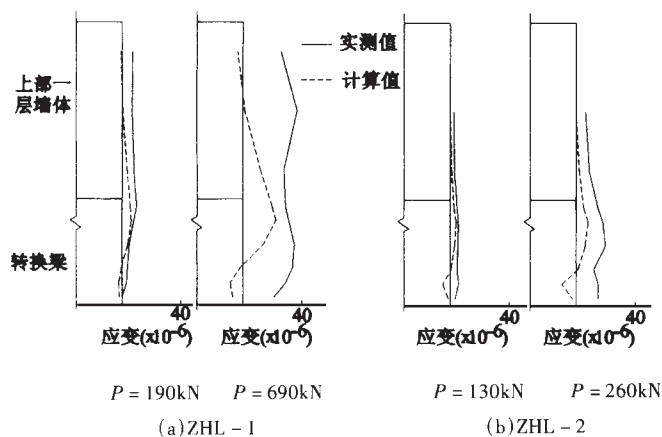


图 10 不同荷载下跨端部截面计算与实测应变分布比较图

6.1.3 转换梁跨中竖向位移 (跨中相对于跨端部的绝对位移)

转换梁 ZHL-1 跨中出现第一条裂缝时,跨中位移为 $0.176\text{mm} = L/11364$,计算转换梁开裂时的跨中

位移为 $0.178\text{mm} = L/11236$;转换梁 ZHL-2 跨中出现第一条裂缝时,跨中位移为 $0.167\text{mm} = L/11976$,计算转换梁开裂时的跨中位移为 $0.151\text{mm} = L/13245$ 。开裂之前,两樘转换梁变形增长基本上随荷载增加按线性规律变化。

6.1.4 开裂荷载与开裂位置

试件 ZHL-1 初裂时荷载为 810kN ,开裂位置在转换梁跨中,计算转换梁试件也在跨中开裂,开裂荷载为 685kN ;试件 ZHL-2 初裂时荷载为 510kN ,开裂位置在转换梁跨中,计算转换梁试件在跨中开裂,开裂荷载为 485kN 。

计算值与实际开裂荷载比较接近。但由于实际试件开裂后滞,而计算开裂荷载为截面下边缘纤维达到混凝土抗拉强度时的荷载值,因此计算开裂荷载比实测开裂荷载小。计算转换梁开裂荷载与实测值较为接近也说明,对于满跨转换梁,控制转换梁底排钢筋应力在一定范围内,可以保证构件在弹性范围内工作,而不会开裂。与 ZHL-1 相比,ZHL-2 截面宽度减小,其开裂荷载小,截面的抗裂能力小于 ZHL-1。

6.1.5 墙体端部水平钢筋、竖向钢筋应变

图 11a、11b 分别为试件 ZHL-1、ZHL-2 一层墙体端部水平钢筋、竖向钢筋应变随荷载变化曲线。从图中可以看出,竖向钢筋 1、2 受压,水平钢筋 3 受拉,端部区域表现为受压和斜向抗剪的受力特点,且靠近端部的钢筋 1 的压应变大于靠近跨中的钢筋 2 的压应变,说明墙体端部比内侧区域受力大。随荷载增加竖向钢筋和水平钢筋应变值增加,但竖向钢筋和水平钢筋的应变值均较小,应变值最大不超过 1000×10^{-6} 。直至试件破坏时,该处竖向钢筋、水平钢筋均未至屈服,没有出现端部剪压破坏,试件的抗剪承载力仍有一定的储备。

6.1.6 端部锚固钢筋应变

图 12a、12b 分别为试件 ZHL-1、ZHL-2 端部锚固钢筋应变随荷载变化曲线。图中,转换梁顶部钢筋在梁端锚固长度上,水平段应变片 2、3 为拉应变,竖直段应变片 1、4 为压应变,不论转换梁两端采用何种锚固长度,应变值均很小,试件达到破坏时最大应变数值也不超过 800×10^{-6} ,没有出现任何钢筋锚固失效的现象。说明没有必要采用按现行规范 JGJ 3-91 中 5.4.3 条中将钢筋从转换梁底向下延伸 $30d$ 的规定,即右端的锚固方式,采用左端的简化锚固方式也已远

远满足端部钢筋锚固的要求。

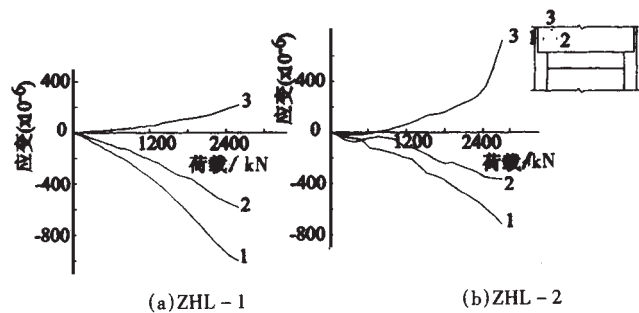


图 11 墙体水平钢筋、竖向钢筋应变随荷载变化图

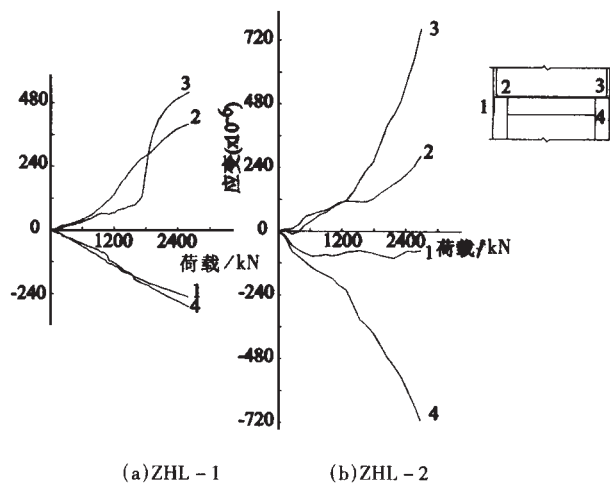


图 12 端部锚固钢筋应变随荷载变化图

6. 1. 7 破坏形态与极限荷载

$P = 2640\text{kN}$ 时, 试件 ZHL-1 在右端一层墙体底部及附近墙体混凝土压碎, 不能继续承载, 试件破坏, 破坏时梁右端的裂缝情况及最后破坏形态见图 13。

$P = 2690\text{kN}$ 时, 试件 ZHL-2 在右端一层墙体下部墙肢及附近墙体混凝土压碎, 不能继续承载, 试件破坏, 破坏时梁右端的裂缝情况及最后破坏形态见图 14。

从前面对试件 ZHL-1、ZHL-2 跨中截面正应变、端部截面正应变、墙体端部水平钢筋应变、墙体端部竖向钢筋应变、转换梁端部锚固钢筋应变等的分析比较可以看出, 试件破坏失去承载能力时, 跨中截面钢筋没有屈服, 竖向裂缝变化很小, 截面抗弯正截面承载力未至其极限承载力; 梁端部截面应变很小, 且端部锚固长度上钢筋的应变也很小, 说明梁端部负弯矩很小; 一层墙体端部竖向钢筋、水平钢筋应变很小, 说明墙体的抗剪能力也未达到其极限, 且梁端直至破坏时才出现抗剪的斜裂缝, 说明转换梁的抗剪能力也有相当的储备。从试验全过程看, 转换梁竖向裂缝、上部墙体斜裂



图 13 ZHL-1 右端破坏时裂缝情况及破坏形态



图 14 ZHL-2 右端破坏时裂缝情况及破坏形态

缝的宽度变化很小。

有限元计算结果表明, 试件 ZHL-1、ZHL-2 在破坏荷载作用下, 如果按弹性方法计算, 梁的弯矩分别为 $M = 28\text{kN} \cdot \text{m}$ 、 $M = 21\text{kN} \cdot \text{m}$, 轴向力分别为 $N = 328\text{kN}$ 、 $N = 321\text{kN}$, 按照实际截面配筋、混凝土及钢筋材料强度指标, 计算转换梁截面可以承担的弯矩分别

为 $M = 128\text{kN} \cdot \text{m}$, $M = 71.5\text{kN} \cdot \text{m}$, 轴向力分别为 $N = 1510\text{kN}$ 、 $N = 1100\text{kN}$, 转换梁的正截面极限承载力还有很大储备; 计算转换梁截面端部的最大剪力分别为 $V = 402\text{kN}$ 、 $V = 372\text{kN}$, 如果仅考虑转换梁截面抗剪, 则转换梁抗剪承载力为 $V = 873\text{kN}$ 、 $V = 806\text{kN}$, 说明转换梁的抗剪承载力也有较大储备。而有限元计算试件在墙体端部的最大压应力分别为 22MPa 、 23.3MPa , 如果考虑端部混凝土与一层墙体混凝土的强度相当, 其轴压强度标准值为 26.3MPa , 该位置计算的混凝土压应力接近混凝土的轴心抗压强度, 该处混凝土抗压承载力不足, 破坏时局部出现钢筋压曲, 混凝土压碎, 试件失去承载力, 因此两试件的破坏形态为墙体端部混凝土的局部抗压破坏, 理论分析与试验结果相符合。

6.2 转换梁 ZHL-3

6.2.1 跨中截面正应变分布

(1) 弹性阶段

图 15 为试件在弹性阶段不同荷载下, 跨中截面实测钢筋应变的分布情况。从图中可以看出, 跨中转换梁大部分截面处于受拉区, 中和轴位置位于截面上部, 上部一层墙体部分受压, 作为转换梁截面的受压区。与 ZHL-1、ZHL-2 相比, 不满跨试件 ZHL-3 与上部墙体的共同作用相对较弱, 但其应变也与一般框架梁不同。

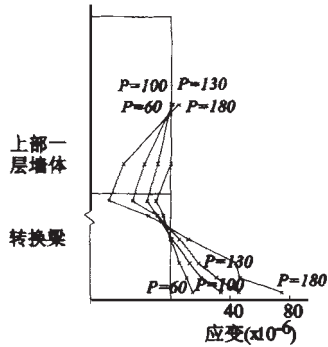


图 15 弹性阶段跨中截面不同荷载下的应变分布图

图 16 为不同荷载下跨中截面实测钢筋应变与计算截面应变比较图。图中可以看出, 荷载较小时, 实测截面应变与计算值吻合较好。

(2) 开裂后的弹塑性阶段

图 17 为转换梁跨中底排钢筋应变随荷载变化曲线。从图中可以看出, 随着荷载的增加, 钢筋应变增加, 试件破坏不能继续承载时, 下排钢筋的最大拉应变仍不大, 钢筋未至屈服阶段, 说明试件破坏时, 正截面

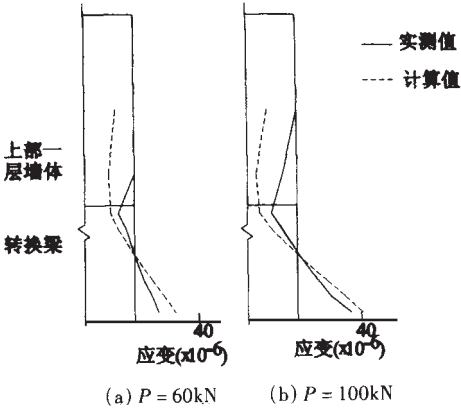


图 16 不同荷载下跨中截面计算与实测应变分布比较图

承载力仍未达到其极限承载力。

6.2.2 跨端截面正应变分布

图 18 为不同荷载下跨右端部截面计算与实测应变比较图, 右端截面转换梁上部没有墙体, 但截面应变的数值也很小, 梁端部底面的弯矩很小。

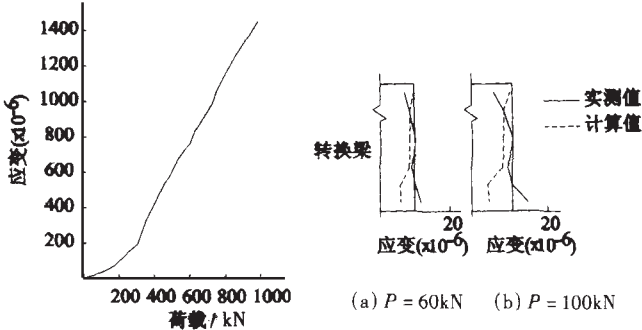


图 17 转换梁跨中底排钢筋 图 18 不同荷载下转换梁截面应变随荷载变化图 计算与实测应变分布比较图

6.2.3 转换梁跨中竖向位移 (跨中相对于跨端部的绝对位移)

转换梁跨中出现第一条裂缝时, 墙体端部位置转换梁竖向位移最大, 为 $0.15\text{mm} = L/13333$, 计算得到的最大位移也在墙端下部截面, 为 $0.125\text{mm} = L/16000$ 。开裂之前, 随荷载增加梁变形基本上按线性规律增长。

6.2.4 开裂荷载与开裂位置

试件初裂时荷载为 200kN , 开裂位置在墙端的转换梁截面下边缘, 开裂时跨中截面最下排钢筋的应变为 111×10^{-6} , 计算转换梁试件也在墙端的转换梁截面下边缘开裂, 开裂荷载为 143kN 。计算值比实际开裂荷载小, 这是由于计算开裂荷载为截面下边缘纤维达到混凝土抗拉强度时的荷载值, 实际试件开裂时截面

一定高度范围内的混凝土应力都超过抗拉强度了,因此计算开裂荷载比实测开裂荷载小。

6.2.5 墙体水平钢筋、竖向钢筋应变

图 19 为一层墙体端部水平钢筋、竖向钢筋应变随荷载变化曲线,从图中可以看出,竖向钢筋 1、2、3 受压,水平钢筋 4 受拉,水平钢筋 5 有很小的压应变。靠近端部的钢筋 1、3 应变基本相同,而比靠近跨中的钢筋 2 的压应变大,说明图中上部有墙端墙体端部比内侧区域承受的压力大。

随荷载增加竖向钢筋和水平钢筋应变值增加,但竖向钢筋和水平钢筋的应变值均较小,应变值最大不超过 300×10^{-6} 。

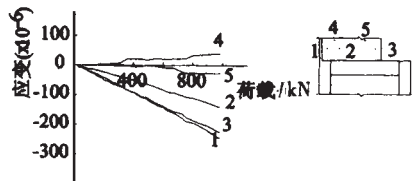


图 19 墙体水平钢筋、竖向钢筋应变随荷载变化图

6.2.6 端部锚固钢筋应变

图 20 为端部锚固钢筋应变随荷载变化曲线。图中,转换梁顶部钢筋在梁端锚固长度上,左端竖直段应变片 1 为很微小的压应变,右端水平段应变片 2、竖直段应变片 3 均为拉应变,右端表现为一般的框架柱锚固钢筋应变特征,但试件破坏时,锚固端钢筋的应变均很小,最大应变片数值不超过 1400×10^{-6} ,说明没有必要采用右端的锚固方式,采用左端的锚固方式即满足端部钢筋锚固的要求。

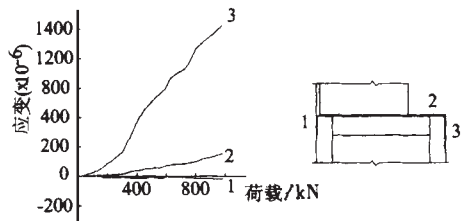


图 20 端部锚固钢筋应变随荷载变化图

6.2.7 破坏形态与极限荷载

$P = 1050\text{kN}$ 时,试件沿墙端指向柱与梁下边缘处出现斜裂缝,不能继续承载,试件破坏。破坏时试件南侧右端裂缝分布情况及破坏形态见图 21。

从前面对跨中截面正应变、端部截面正应变、墙体端部水平钢筋应变、墙体端部竖向钢筋应变、转换梁端部锚固钢筋应变等的分析比较可以看出,直到试件破

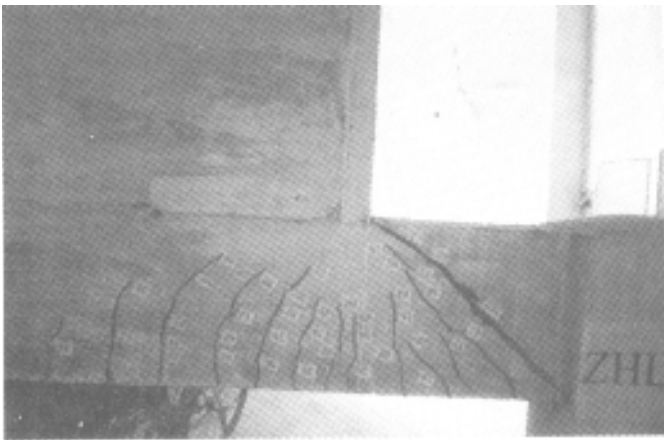


图 21 ZHL-3 破坏时南侧右端转换梁裂缝情况及破坏形态

坏,失去承载能力时,跨中截面钢筋仍没有屈服,正截面抗弯承载力未至其极限承载力;梁端部截面应变及端部锚固长度上钢筋的应变很小,梁端部负弯矩很小;一层墙体端部竖向钢筋、水平钢筋应变很小,墙体的抗剪能力也未达到其极限。

有限元计算结果表明,在试件破坏荷载作用下,如按弹性方法计算,梁的弯矩为 $M = 81\text{kN} \cdot \text{m}$,轴向力为 $N = 51\text{kN}$,按照实际截面配筋、混凝土及钢筋材料强度指标,计算转换梁截面可以承担的弯矩为 $M = 143\text{kN} \cdot \text{m}$,轴向力为 $N = 90\text{kN}$,转换梁正截面承载力有一定安全储备。

有限元计算结果表明,在试件破坏荷载作用下,计算转换梁截面右端的最大剪力为 $V = 325\text{kN}$,按照实际截面尺寸,钢筋、混凝土的强度指标,转换梁截面的抗剪承载力为 323kN ,有限元计算剪力与实际截面的抗剪承载力一致,转换梁端部截面产生剪切破坏。试验受力过程也说明,直到破坏,转换梁竖向裂缝的宽度都增加很少,而出现斜裂缝后,斜裂缝宽度随荷载增加逐渐变宽,最后出现剪切破坏,该试件的破坏形态为上部无墙体部分转换梁的剪切破坏。

7 结论

通过对三榀转换梁试验研究及相应的理论分析,可以得出以下结论。

(1) ZHL-1、ZHL-2 转换梁试验证明了满跨转换梁与上部墙体存在共同作用,梁跨中截面弯矩甚小,而跨中截面纵向拉力明显,按普通框架法进行内力计算与配筋设计是不合理的,将造成较大的浪费。设计时

应采用有限元法考虑梁墙的共同作用,计算转换梁的内力,并按应力配筋法进行配筋设计。

(2) 满跨转换梁的开裂首先在跨中由受拉产生竖向裂缝,随着不断加荷,梁竖向裂缝增多,墙板也由下而上不断出现斜裂缝,在一定阶段,梁端也出现一些斜裂缝,值得注意的是所有梁中的裂缝和墙板上的斜裂缝的宽度增长甚微,表明梁构件的抗弯抗剪的承载力以及墙板的抗剪承载力均有相当的安全度。转换梁上部墙体靠近框支柱柱顶处墙体存在竖向压应力集中现象,最终破坏发生在墙底局部压坏。由此可见,设计这类转换梁时,尚应对转换梁上一层墙体的承载能力进行必要的验算。

(3) 满跨转换梁 ZHL-2 与 ZHL-1 相比,梁截面宽度减小 30%,试验表明梁实际开裂荷载降低了 37%,裂缝相应也增加较多,但由于系梁上墙体下端局部压坏,两个试件的破坏荷载几乎相同。而试件的破坏并未发生在转换梁本身。转换梁 ZHL-2 在破坏时也出现了斜裂缝,说明对梁的抗剪要给予充分的重视。因此在设计这类转换梁时,可合理选择转换梁截面尺寸,但要注意其抗裂性能。

(4) 不满跨转换梁的试验结果和有限元分析结果都表明,上部无墙体部位转换梁截面的抗剪能力决定着整个转换结构的承载能力,因此应按规范规定进行

合理的截面抗剪设计,防止发生剪切破坏。上部有墙体部位墙体与转换梁有共同作用,转换梁的内力与按框架法计算结果有明显区别,应按有限元计算结果进行截面配筋设计,可比按框架法节约钢筋量。

(5) 满跨转换梁与部分跨墙体转换梁的试验结果均表明梁端截面弯矩很小,一般远小于不考虑共同作用时按框架法求得的梁端弯矩,该处截面轴力值也很小,与有限元计算结果相符,所以考虑墙梁共同作用时,梁端截面的配筋均应按有限元计算结果进行设计,计算配筋结果将比按框架法减小很多。试验还表明,满跨转换梁、部分跨墙体转换梁,梁端钢筋锚固段的应变很小,因而可比现行规范规定大大减小,梁端钢筋至多延伸至转换梁底部已足够安全。注意到本试验全过程中测得的有墙体部位梁端锚固钢筋的竖向段均为压应变,说明未处于受拉状态,由此可见,对墙梁共同作用端的转换梁梁端纵筋锚固长度可进一步减小。

本文试验工作得到了林云高级工程师、黄世敏博士、南京建筑工程学院刘伟庆教授、陆伟东主任以及东南大学蓝宗建教授的大力帮助,在此表示衷心感谢。

参 考 文 献

- [1] JGJ 3-91 钢筋混凝土高层建筑结构与施工规程[S].
- [2] 王森. 高层建筑梁、板式转换层结构设计计算方法的研究[D]. 中国建筑科学研究院,2000.

Experimental Research on Loading Capacity and Reinforcing Method of Transfer Beam in Highrise Buildings

WANG Sen, WEI Lian, WEI Chengji

(China Academy of Building Research, Beijing 100013, China)

Abstract

Based on the experimental research of three transfer beam models, this paper analyses the determination of sections, reinforcing methods and anchoring of bars at the beam end of transfer beams in highrise buildings. The experimental results of full span wall on transfer beam show that there is interaction between the beam and the shear walls above. The flexural capacity of beam and shear capacity of both beam and the wall above is quite sufficient while the ultimate destruction arises from local pressure failure at the bottom of shear wall near the column. The experimental results and analytical results by finite element method of partial span wall on transfer beam show that the shear capacity of the partial transfer beam without shear wall above determines the loading capacity of whole transfer structure, and there is joint action between structural wall on the transfer beam and the beam itself, which should be designed with the finite element method.

Keywords: highrise building, transfer beam, experimental research, reinforcing method, loading capacity.