

轻型钢木混合楼盖水平荷载转移性能

何敏娟, 马 仲, 马人乐, 李 征

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 通过水平集中荷载作用下一层两跨的钢木混合结构拟静力试验, 研究轻型钢木混合楼盖弹性状态下平面内刚度及其对水平荷载的分配。为了量化楼盖平面内刚度对水平荷载分配的影响, 定义了楼盖水平荷载转移能力系数 β , 探讨了楼盖平面内刚度与竖向抗侧力构件抗侧刚度比值 α 与 β 的关系, 并根据 α 及 β 数值大小定义刚性楼盖。试验结果表明, 轻型钢木混合楼盖在仅铺设 SPF (云杉-松木-冷杉) 规格材面板且竖向抗侧力构件仅为钢框架时, α 在 0.5~1.0 之间, β 为 64.0% 左右, 楼盖已能较好地分配水平荷载; 铺设水泥砂浆面层后, α 增至 3.0 以上, β 增至 90.0% 左右, 结构有很强的空间协同作用, 楼盖为刚性楼盖; 当竖向钢框架间加上轻型木剪力墙后, α 下降至 1.0~2.0 之间, β 下降至 78.0% 左右, 楼盖不再为刚性。

关键词: 轻型钢木混合楼盖; 钢木混合结构; 平面内刚度; 水平荷载分配; 水平荷载转移能力系数

中图分类号: TU398⁺.6

文献标志码: A

Light Wood-steel Hybrid Diaphragm's Performance on Transferring Horizontal Loads

HE Minjuan, MA Zhong, MA Renle, LI Zheng

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Studying the diaphragm's in-plane stiffness and its capacity on transferring horizontal loads in elastic phase, the detail of pseudo-static experiment was described about a one-story two-span timber-steel hybrid structure with light wood-steel diaphragm under concentrated horizontal force. In addition, for quantifying the influence of in-plane stiffness on horizontal load distribution, horizontal load transfer ability factor β was defined and the relationship of it with α discussed, which was the ratio of diaphragm's in-plane stiffness to vertical resist element's anti-resistance stiffness. Moreover, rigid diaphragm was classified according to their value. The result shows that in the case of it lays only SPF

(Spruce-Pine-Fir) dimension lumber upon and the vertical resisting element containing barely steel frame, the diaphragm is already capable of distributing horizontal load well and α in the range of 0.5~1.0 and β about 64.0%; When α increases over 3.0 and β rises to around 90.0%, structural spatial cooperation is perfect and the diaphragm is converted to be rigid after paving cement mortar coat on it; Ultimately the diaphragm is no longer be rigid as α reduces within 1.0~2.0 and β drops to 78.0% if the light frame shear walls are installed in the vertical steel frame.

Key words: light wood-steel hybrid diaphragm; timber-steel hybrid structure; in-plane stiffness; horizontal load distribution; horizontal load transfer ability factor

轻型钢木混合楼盖具有诸多优点, 如质量轻、抗震性能好、抗弯强度及抗弯刚度大、工厂预制化程度高、现场湿作业少及绿色节能等。

楼盖主要承受楼面竖向荷载, 同时也决定着水平荷载在竖向抗侧力构件中的分配。建筑抗震设计规范^[1]规定: 刚性楼盖时, 水平荷载按抗侧力构件等效刚度的比例分配; 柔性楼盖时, 按抗侧力构件从属面积上重力荷载代表值的比例分配。ASCE 7-05^[2]规定当楼盖的最大平面内变形是其下竖向抗侧力构件顶部平均位移 2 倍以上时为柔性楼盖, 反之为刚性楼盖。楼盖的刚柔直接决定了水平荷载的分配方式。很多学者对楼盖平面内刚度进行了研究。James Wescott Bott^[3]测试了 6 个足尺轻型木楼盖平面内刚度, 研究参数包括不同尺寸、长宽比、加载方向、开洞与否、是否有横撑等。Andre Filiatrault 等^[4]为了获得各参数对楼盖平面内刚度的影响测试了 14 个不同的轻型木楼盖。结果显示有横撑和附加面层对楼盖的剪切刚度提高很大。David F. Peralta 等^[5]建造了 3 个典型的 20 世纪 50 年代美国中部和东部地

收稿日期: 2013-08-19

基金项目: 国家自然科学基金(51378382)

第一作者: 何敏娟(1963—), 女, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢结构和木结构等。E-mail: hemj@tongji.edu.cn

通讯作者: 马 仲(1984—), 男, 博士生, 主要研究方向为钢结构和木结构。E-mail: mazhong19841216@163.com

区无筋砌体结构中的木楼盖,使用不同的加固方法,如加横撑、在楼盖面层上再铺一层木板、在楼盖底层加上钢桁架等,测试了其平面内刚度,并将结果与 FEMA 273^[6]和 FEMA 356^[7]给出的建议比较,认为 FEMA 273 过高估计了刚度,而 FEMA 356 则相反.关于楼盖对整体结构水平荷载的分配,Li Shuo 等^[8]对一个由轻型木楼盖和混凝土框架组成的单层木-混凝土混合结构进行了水平荷载分配试验研究,发现轻型木楼盖具有较高的平面内刚度,能分配较多水平荷载,可认为是半刚性楼盖. van Beerschoten^[9]测试了木混凝土混合楼盖的平面内刚度,并且研究了其刚度对多层后张拉木结构建筑抗震性能的影响,认为该楼盖具有很大的平面内刚度,忽略其刚度对该类木结构抗震性能的影响是偏保守的. Baldessari^[10]用不同方法加固了木楼盖,比较了其平面内刚度及对整体结构抗震性能的影响,认为仅铺设木板不加固楼盖不能很好地抵抗地震.

本文对专门设计的装配化程度很高的钢木混合楼盖进行研究.通过水平荷载作用下一层两跨结构拟静力试验研究该种楼盖平面内刚度及对水平荷载分配的影响.

1 试验试件

试件是一层两跨的钢木混合结构,长×宽×高为 6.0 m×3.0 m×2.8 m.双面覆板的轻型木剪力墙与钢框架组成结构的竖向抗侧力构件,分别命名为 RF-1,RF-2,RF-3,三榀框架完全相同.轻型钢木混合楼盖与钢梁组成结构的水平抗侧力体系,试验时 RF-2 柱顶作用荷载为 2P,RF-1,RF-3 柱顶各作用荷载 P,见图 1.轻型钢木混合楼盖平面布置及细部如图 2 所示.试验材料见表 1.

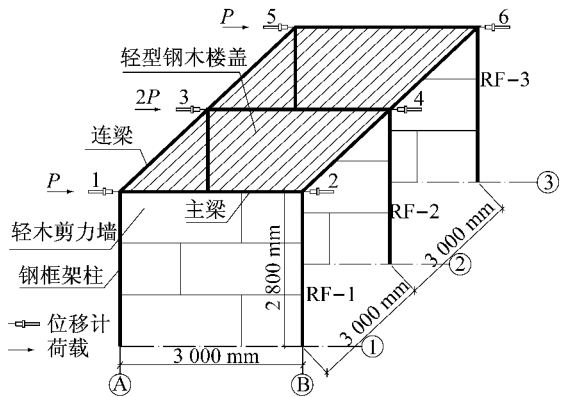


图 1 试验试件示意图

Fig.1 Test specimen sketch

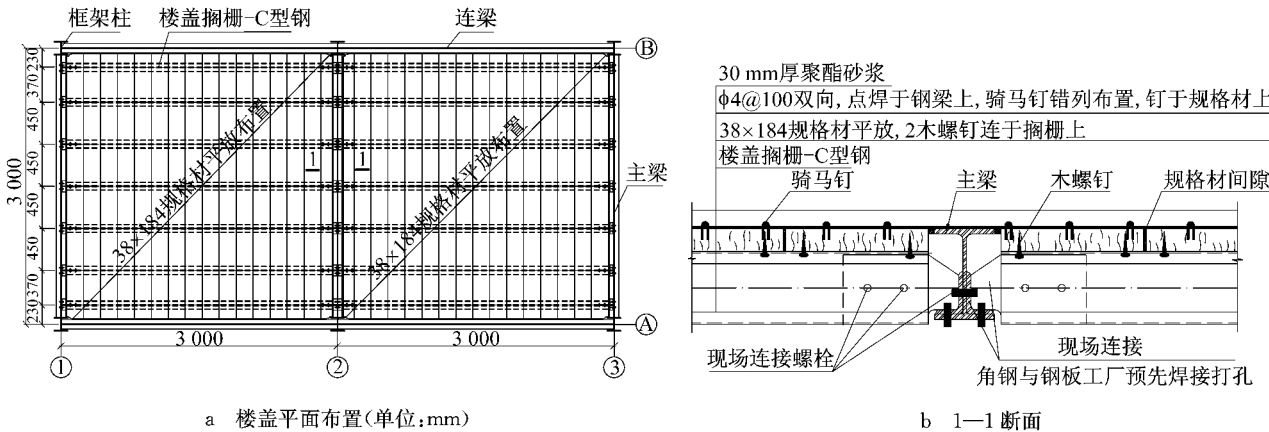


图 2 楼盖平面布置及细部

Fig.2 Diaphragm plan layout and its detail

表 1 试验材料

Tab.1 Test materials

钢框架	主梁/连梁		柱		连接螺栓		
	H148×100×6×9(Q235B)		H150×150×7×10(Q235B)		8.8 级 M16		
轻型钢木楼盖	搁栅		面板	水泥砂浆	钢筋网	木螺钉	骑马钉
	C160×50×20×2.5(Q235B)		No.2 级 38×184SPF	体积比 1:2	φ4@100	φ4×35	φ3×32
轻型木剪力墙	墙骨柱		覆面板		连接螺栓		
	No.2 级(NLGA 标准)38×140SPF		14.68mm 厚度定向刨花板		φ3.8×82	8.8 级 M12/M14	

2 试件安装、加载及工况

试件装置见图 3. 水平荷载通过两个推拉千斤顶同步加载于两个加载分配梁跨中, 分配在边柱与中柱顶的荷载比为 1:2. 加载为单向弹性加载, 按照每级 10 kN(两个千斤顶作用力之和)递增, 加载至 50 kN 结束. 加载工况见表 2.



图 3 试验装置

Fig.3 Experimental setup

表 2 加载工况

Tab.2 Loading cases

工况	加载机制	说明
工况 1	单向弹性	空钢框架
工况 2	单向弹性	轻型钢木楼盖(C 型钢+SPF 规格材)
工况 3	单向弹性	轻型钢木楼盖(C 型钢+SPF 规格材+水泥砂浆)
工况 4	单向弹性	轻型钢木楼盖(C 型钢+SPF 规格材+水泥砂浆)+轻型木剪力墙

3 数据获取

RF-1, RF-2, RF-3 柱顶侧移由图 1 上的 6 个位移计测得. 另在每一榀钢木混合结构竖向抗侧力构件的钢框架上布置 20 片应变片用于测量其应力及计算其剪力. 图 4 所示的是 RF-1 上应变片布置情况.

应变片 S3, S4, S5, S6, S15, S16, S17, S18 布置在 RF-1 的钢框架上 1 m 长的弹性区段, 用来获得楼盖分配到 RF-1 钢框架上的水平剪力. 钢框架分担的剪力即左柱剪力 Q_1 与右柱剪力 Q_2 之和, 计算简图如图 5 所示, 柱剪力 Q 计算方法如下:

$$Q = \frac{M_t - M_b}{L} = \frac{(\epsilon_{tmax} - \epsilon_{tmin} - \epsilon_{bmax} + \epsilon_{bmin})EW}{2L} \quad (1)$$

式中: L 为 ϵ_{tmax} 与 ϵ_{bmax} 之间的柱段长度; M_t, M_b 分别为柱段上、下截面弯矩; $\epsilon_{tmin}, \epsilon_{tmax}$ 分别为柱段上端

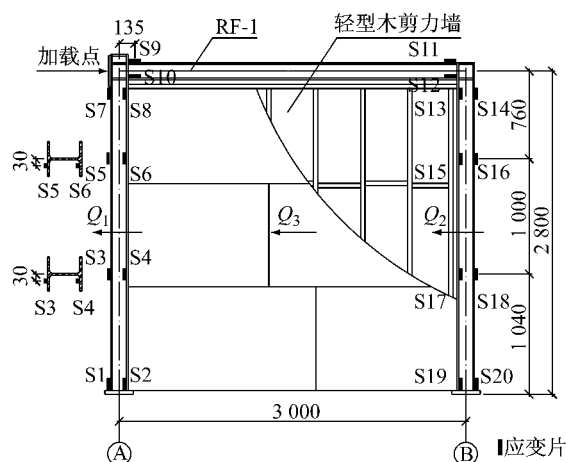


图 4 应变片布置(单位:mm)

Fig.4 Strain gauges arrangement(unit:mm)

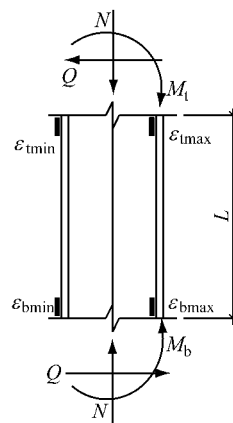


图 5 钢柱中剪力计算

Fig.5 Shear force calculation in steel column

两侧翼缘相对较小值和较大值应变; $\epsilon_{bmin}, \epsilon_{bmax}$ 分别为柱段下端两侧翼缘相对较小值和较大值应变; E 为钢材弹性模量; W 为柱截面抗弯模量. 求得 Q_1 与 Q_2 , 便可得钢框架分担的剪力 $Q = Q_1 + Q_2$.

4 试验结果

定义楼盖水平荷载转移能力系数 β , 研究楼盖平面内刚度对水平荷载分配的影响, 见式(2).

$$\beta = \frac{P_{tra}}{2P - (P + 2P + P)/3} \quad (2)$$

式中: RF-1, RF-2 和 RF-3 分别受水平荷载 $P, 2P$ 和 P , 其抗侧刚度均为 k_{rf} (柱顶作用水平集中荷载时的抗侧刚度); P_{tra} 为从 RF-2 转移到 RF-1 和 RF-3 上的水平剪力总和; 分母是完全刚性楼盖时, 从 RF-2 转移到 RF-1 和 RF-3 上的水平剪力总和.

影响 β 值最关键因素为楼盖平面内刚度 k_d (本文特指楼盖端部作用水平集中荷载时的刚度) 与 k_{rf}

的比值 α 。完全柔性楼盖时, $\alpha=0$, RF-2 上的水平荷载不能转移到 RF-1 和 RF-3; 此时 $P_{\text{tra}}=0$, $\beta=0$ 。完全刚性楼盖时, 即数学上 $\alpha=\infty$ 时, 三榀框架上的剪力按刚度 k_{rf} 分配, 均为 $(P+2P+P)/3$; 此时 $P_{\text{tra}}=2P-(P+2P+P)/3=2P/3$, $\beta=1$ 。楼盖一定刚度时, $0<\beta<1$, β 越大, 楼盖转移越多荷载。

为得到 α 与 β 的对应关系, 用 Ansys 软件对试验结构进行了有限元分析。梁柱采用 Beam189 单

元。楼盖因为跨宽比较小, 水平荷载作用下以剪切变形为主, 可用交叉线性弹簧单元 Combin39 模拟, 弹簧刚度可由楼盖刚度推得^[8]; 弹簧与主次梁、连梁与柱均为铰接, 主梁与柱刚接; 各榀框架抗侧刚度相同, 变化交叉线性弹簧刚度来改变 k_d 及 α 值。结果见表 3, 表中还给出了相应的边榀框架与中榀框架剪力比值 $Q_{\text{RF-1}}/Q_{\text{RF-2}}$ 。图 6 是 α 与 β 的关系曲线。

表 3 α 与 β 关系Tab.3 Relationship between α and β

α	0.10	0.20	0.25	0.33	0.50	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	10.00
$\beta/\%$	22.9	36.9	42.1	49.0	58.6	72.8	82.8	86.8	88.9	90.3	93.1
$Q_{\text{RF-1}}/Q_{\text{RF-2}}$	0.583	0.640	0.663	0.695	0.743	0.820	0.881	0.907	0.921	0.930	0.950

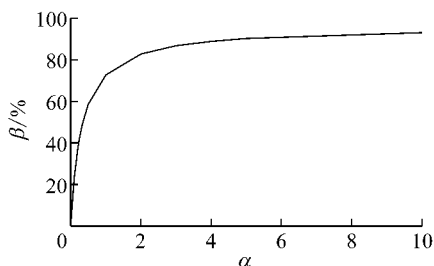


图 6 水平荷载转移能力系数曲线

Fig.6 Horizontal load transfer ability factor curve

从图 6 可以看出, 当 $0\leq\alpha<3.0$ 时, 曲线较陡, β 增长迅速, 从 0 达到 86.8%; α 从 3.0 增至 10.0 时, 曲线非常平缓, β 仅增长 6.3%; 因此认为 $\alpha\geq 3.0$ 时, 再增加楼盖平面内刚度对水平荷载的分配影响不大, 楼盖为完全刚性。

表 4 中列出了荷载为 50 kN 时各工况 RF-1 测点应变 ϵ 及其剪力 $Q_{\text{RF-1}}$, β 及 α 。

图 7 是各工况 RF-1, RF-2, RF-3 总荷载-柱顶位移曲线及根据应变值得到的总荷载-水平剪力曲线。

表 4 测点应变和相关参数

Tab.4 Measured strain and related parameters

工况	ϵ								$Q_{\text{RF-1}}/\text{kN}$	$\beta/\%$	α
	S3	S4	S5	S6	S15	S16	S17	S18			
工况 1	123	-80	-52	57	-50	54	86	-102	12.6	0	0
工况 2	137	-95	-61	61	-62	59	98	-121	15.1	64	0.5~1.0
工况 3	133	-104	-90	51	-70	63	101	-122	16.2	90	4.0~10.0
工况 4	-18	37	-20	21	-18	25	-24	20	15.8	78	1.0~2.0

工况 1 时, RF-2 剪力是 RF-1, RF-3 的 2 倍左右。RF-2 上的水平荷载仅靠铰接的连梁传递到 RF-1 与 RF-3, 水平荷载转移能力系数 β 基本为 0。另从图 7a, 7b 且由单榀框架剪力 Q 与柱顶位移 d 的关系 $Q=k_{\text{rf}}d$ 知, k_{rf} 在 $2\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 左右。

工况 2 时, RF-1, RF-3 与 RF-2 剪力比值在 77% 左右, 由式(2)知 β 在 64.0% 左右。对比图 6, 知 α 在 0.5~1.0 之间。又 k_{rf} 为 $2\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$, 因此 k_d 在 $1\sim 2\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 之间。

工况 3 时, RF-1, RF-3 与 RF-2 剪力比值在 93% 左右, 知 β 在 90.0% 左右。当 $\alpha>3$ 时, β 值变化很小, 稍有改变, α 也会相差较多。因此认为 α 介于 4.0~10.0 之间, k_d 为 $8\sim 20\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$, 较工况 2 时增长迅速。工况 2 中 SPF 面板互不相连, 现在通过钢筋网、骑马钉及水泥砂浆将其浇筑成一个整体, 面

板能很好地共同受力, 楼盖整体性及刚度得到加强。

工况 4 时, RF-1, RF-3 与 RF-2 的剪力比值在 85% 左右, 知 β 在 78.0% 左右, 较工况 3 有明显的下降。原因是加了轻型木剪力墙后, 各 RF 的抗侧刚度 k_{rf} 增加很大, 因此 α 减小, β 也相应下降。根据 β 值, 知 α 在 1.0~2.0 之间。因 k_d 为 $8\sim 20\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$, 可推出此时 k_{rf} 为 $4\sim 20\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 。另从图 7g, 7h 知, 各 RF 实际抗侧刚度 k_{rf} 在 $13\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 左右, 符合上述范围。根据其刚度及 α 值, 知 k_d 为 $13\sim 26\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 。综合工况 3, 4, k_d 应在 $13\sim 20\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 之间。

图 8 是各工况下荷载为 50 kN 时结构变形图。工况 1~4 中, 中柱的位移依次为 13.0, 10.0, 8.0, 1.5mm 左右。从工况 1 到工况 3, α 越来越大, 结构柱顶位移越来越接近, 曲线越来越平直。当楼盖为完全

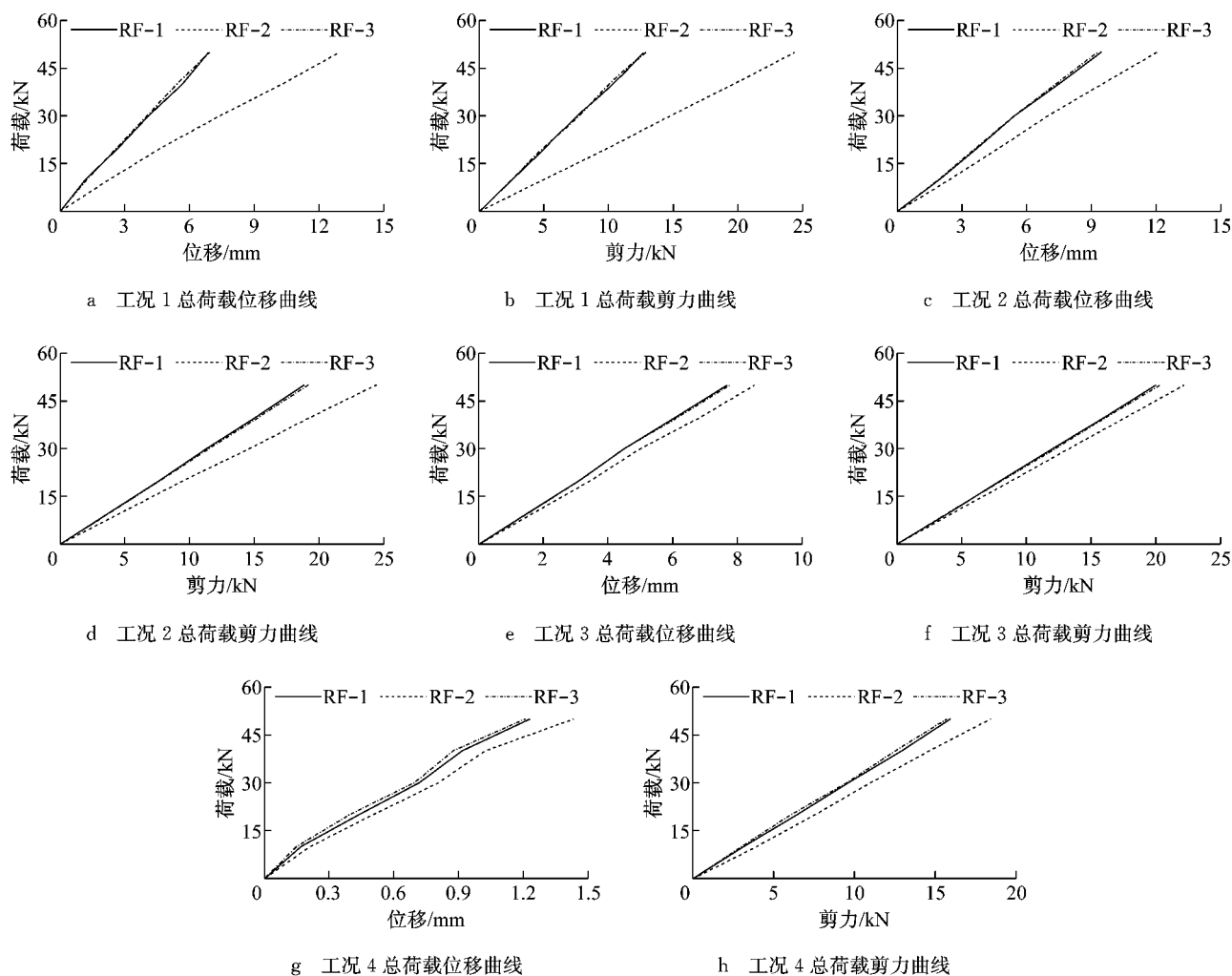


图 7 工况 1~4 荷载位移及荷载剪力曲线

Fig. 7 Load-displacement and load-shear force curves in Case 1~4

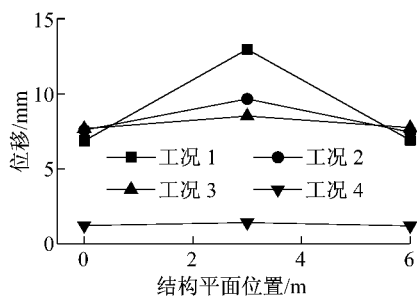


图 8 50 kN 时工况 1~4 结构变形

Fig. 8 Structure deformation of 50 kN in Case 1~4

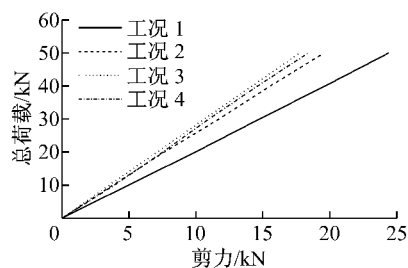


图 9 工况 1~4 RF-2 剪力

Fig. 9 Shear force of RF-2 in Case 1~4

刚性时,三榀框架柱顶位移将完全相同,是一条水平线。

图 9 是各工况下 RF-2 剪力对比。工况 1~3 剪力依次减小,工况 4 介于工况 2,3 之间。这也是和水平荷载转移能力系数 β 值一一对应。 β 越大,楼盖分配水平荷载越多,RF-2 剪力值越小,RF-1,RF-3 分担的水平荷载越多,结构协同作用越好。

5 结论

(1) 楼盖平面内刚度与竖向抗侧力构件抗侧刚度比值 α 影响着楼盖水平荷载转移能力系数 β 。 $0 \leq \alpha < 3.0$ 时, β 急剧变化,从 0 变为 86.8%; $\alpha \geq 3.0$ 时,水平荷载转移能力系数曲线非常平缓, α 从 3.0 增至 10.0, β 仅从 86.8% 增至 93.1%,增长 6.3%。因此可以认为 $\alpha \geq 3.0$ 时,增加楼盖平面内刚度对水平荷

载的分配影响不大,楼盖为完全刚性。

(2) 空框架时,水平荷载仅通过连梁来传递,作用在中樑框架上的荷载不能转移到边樑框架上, α 及 β 均为0,连梁对水平荷载的转移能力可忽略。

(3) 轻型钢木混合楼盖在仅铺设 SPF 面板,且竖向抗侧力框架仅为钢框架时, α 介于0.5~1.0之间, β 在64.0%左右,此时楼盖能较好地协调各竖向抗侧力框架,使其共同作用。

(4) 在轻型钢木混合楼盖的 SPF 面板上铺设钢筋网、钉上骑马钉、浇筑水泥砂浆后,楼盖整体性能及刚度得到加强, α 已大于3.0, β 在90.0%左右,此时楼盖为刚性楼盖。

(5) 当竖向钢框架间加上轻型木剪力墙后, α 从大于3.0减少至1.0~2.0之间, β 从90.0%左右降至78.0%左右,竖向抗侧力框架空间协同作用下降,楼盖不再为刚性。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB50011-2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
 - [2] American Society of Civil Engineers. ASCE 7-05 Minimum design loads for buildings and other structures[S]. Washington D C: American Society of Civil Engineers, 2005.
 - [3] James Wescott Bott. Horizontal stiffness of wood diaphragms [D]. Blacksburg: Virginia Polytechnic Institute and State University, 2005.
 - [4] Filiatrault A, Fischer D, Folz B, *et al.* Experimental parametric study on the in-plane stiffness of wood diaphragms [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2002, 29: 554.
 - [5] Peralta F D, Bracci M J, Hueste B M. Seismic behavior of wood diaphragms in pre-1950s unreinforced masonry buildings [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(12): 2040.
 - [6] Federal Emergency Management Agency. FEMA 273 NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington D C: FEMA, 1997.
 - [7] Federal Emergency Management Agency. FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings[S]. Washington D C: Kris Ingle, 2000.
 - [8] LI Shuo, HE Minjuan, GUO Suyi, *et al.* Lateral load-bearing capacity of wood diaphragm in hybrid structure with concrete frame and timber floor[C]// World Conference on Timber Engineering. Trentino: Curran Associates, 2010: 3404-3411.
 - [9] van Beerschoten W A. The effect of floor flexibility on the seismic behaviour of post-tensioned timber buildings [D]. Delft: Delft University of Technology, 2009
 - [10] Baldessari C. In-plane behaviour of differently refurbished timber floors [D]. Trento: University of Trento, 2010.
-
- (上接第 997 页)
- State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering of Tongji University. Wind-resistant performance investigation for Runyang Bridge[R]. Shanghai: State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering of Tongji University, 2003.
 - [3] Larsen A. Aeroelastic considerations for the Gibraltar Bridge feasibility study[M]. Copenhagen: Balkema A A, 1998.
 - [4] Stato H, Kusuvara S, Ogi K, *et al.* Aerodynamic characteristics of super long-span bridges with slotted box girder [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2000, 88(2): 297.
 - [5] 杨詠昕,葛耀君,项海帆. 大跨度桥梁典型断面颤振机理研究[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2006, 34(4): 455.
YANG Yongxin, GE Yaojun, XIANG Haifan. Flutter mechanism of representative sections for long-span bridges[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2006, 34(4): 455.
 - [6] Matsumoto M, Shirato H, Shijo R, *et al.* Flutter stabilization of long-span bridges[C]//Proceedings of the 2nd International Symposium on Advances in Wind and Structures. Busan: Techno Press, 2002: 257-264.
 - [7] Fumoto K, Hata K, Matsuda K, *et al.* Aerodynamic improvement of slotted one-box girder section for super long suspension bridge[C]// Proceedings of the 6th Asia-Pacific Conference on Wind Engineering. Seoul: Techno Press, 2005: 1222-1236.
 - [8] Kubo Y, Tsuji E, Yoshida K, *et al.* Development of bridge deck section for a super long bridge by applying the Separation Interference Method[C]//Proceedings of the 6th Asia-Pacific Conference on Wind Engineering. Seoul: Techno Press, 2005: 2065-2074.
 - [9] Miyata T. Significance of aero-elastic relationship in wind-resistant design of long-span bridges [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2002, 90: 1479.
 - [10] Nieto S F, Hernández J á, Jurado, Pereira F, *et al.* Wind engineering studies for a cable-stayed bridge in Talavera de la Reina, Spain [C]// Structures Congress 2011. Las Vegas: ASCE, 2011: 113-122.