

混凝土与木混合结构中木楼盖计算模型

李 硕¹, 何敏娟¹, 郭苏夷², 倪 春²

(1. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092; 2. Forintek Canada Corp., Vancouver, B. C., V6T1W5, Canada)

摘要: 采用有限元软件 Sap2000 建立了 2 种不同的混凝土与木混合结构模型, 即完全木楼盖模型和简化木楼盖模型; 采用这 2 种模型对于 1 个单层混合结构抗侧力试验进行了数值模拟; 采用简化木楼盖模型和刚性楼盖模型分别建立了 6 层混合结构模型, 对模型进行了抗震分析, 并将 2 种楼盖模型的计算结果进行了对比. 结果表明: 完全木楼盖模型与简化木楼盖模型都能够较好地模拟单层混合结构试验模型的水平抗侧力性能, 简化木楼盖模型可以替代完全木楼盖模型应用于混合结构的受力分析; 采用简化木楼盖模型对 6 层混合结构进行抗震分析所得到的中部框架受到的水平力略大于边框架, 简化木楼盖模型与刚性楼盖模型进行时程分析所得到的顶点时程位移曲线较为接近.

关键词: 混合结构; 混凝土框架; 轻型木楼盖; 数值模拟
中图分类号: TU 399 **文献标识码:** A

Numerical Simulation of Wood Diaphragm in Concrete and Timber Hybrid Structure

LI Shuo¹, HE Minjuan¹, GUO Suyi², NI Chun²

(1. Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Forintek Canada Corp., Vancouver, B. C., V6T1W5, Canada)

Abstract: Based on Sap2000, two different concrete-timber hybrid structural models; detailed timber floor model and simplified timber floor model were established and used to do numerical simulation for a test of a one-storey hybrid structure under lateral load. At last, simplified floor model and rigid floor model were used to build up two 6-storey structural models and were analyzed under seismic load. Results show that, both of detailed timber floor model and simplified floor model can simulate well the hybrid structure test; in order to simplify the analysis of hybrid structure, the simplified floor model can take place of the detailed floor model; according to the seismic analysis results of simplified floor model of 6-

storey building, the mid-frame takes more lateral load than side-frame; the time history seismic analysis results show that, the time - displacement curves on the top of simplified wood diaphragm model and rigid floor model are very close.

Key words: hybrid structure; concrete frame; wood diaphragm; numerical simulation

轻型木结构在我国主要应用于低密度住宅^[1], 不适合我国人多地少的国情, 不宜推广. 笔者尝试将轻型木结构的楼盖体系与常见的混凝土框架组合起来, 发挥各自优势和特色, 应用于多层建筑中. 在我国现行建筑抗震设计规范^[2]中, 木楼盖的平面内刚度是被忽略的. 但实际上, 按照北美轻型木结构构造方法建造的楼盖具有一定的平面内刚度. 由于这种刚度作用, 结构所受到的水平力会在各榀抗侧刚度不同的混凝土框架上进行分配.

目前对于混凝土与木混合结构还缺乏相应研究资料, 但是可以借鉴前人已完成的对于轻型木结构房屋数值模拟的研究成果. Chehab^[3]首次进行了线性木结构住宅模型的抗震分析. Guputa^[4]等建立了轻型木框架房屋的线弹性模型, 楼盖和屋盖采用刚性单元, 剪力墙单元参数由剪力墙往复试验确定. Kasal^[5]等利用有限元软件 ANSYS 对 1 层木框架房屋进行了非线性的静力分析. 在此模型中, 楼盖和屋盖被简化为刚性单元, 剪力墙简化为由刚性杆和斜向弹簧组成的桁架模型. Ceccoti^[6]采用 3D 有限元模型对多层房屋进行了地震分析, 该模型采用框架半刚性节点来模拟木结构的滞回效应. Folz 和 Filiatrault^[7]采用非线性弹簧和刚性隔板的组合来模拟轻型木结构, 用非线性弹簧代表剪力墙, 其参数由试验得到, 然后利用该模型对 CUREE 项目中的木结

收稿日期: 2010-03-02

基金项目: “十一五”国家科技支撑计划资助项目(2006BAJ04A02, 2008BAJ08B06, 2008BAJ08B11)

作者简介: 李 硕(1983—), 男, 博士生, 主要研究方向为钢结构与轻型木结构. E-mail: lishuotj@gmail.com

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与轻型木结构. E-mail: hemj@tongji.edu.cn

构房屋振动台试验进行了模拟,并将计算结果与试验结果进行了对比。

在借鉴前人研究的基础上,采用有限元软件 Sap2000 建立了 2 种不同的楼盖模型:包含所有楼盖构件的完全木楼盖模型和将木楼盖简化为线性对角弹簧的简化木楼盖模型,然后采用这 2 种模型对单层混凝土框架木楼盖混合结构抗侧力试验进行数值模拟,最后对 6 层混合结构模型分别采用简化木楼盖模型和刚性楼盖模型进行了抗震分析,并将两者的结果进行了对比分析。

1 混合结构有限元模型

1.1 完全木楼盖模型

完全木楼盖模型包含了混合结构中的每根构件。假定木搁栅与覆面板材料为线弹性,用 4 节点的四边形壳单元来模拟覆面板,单元划分大小近似为 $150\text{ mm} \times 150\text{ mm}$,用 Frame 单元来模拟混凝土框架和木搁栅。采用有 2 个自由度的多线性连接单元模拟覆面板和搁栅间的钉连接,连接单元的荷载位移曲线由钉子试验^[9]获得。木搁栅之间的金属挂钩件连接性能与铰接相似,可定义为铰接。木楼盖与混凝土梁侧面的锚栓连接模拟为能承受轴向力拉力以及竖向剪力的连接单元。混合结构有限元模型参数见表 1。

表 1 模型构件参数

Tab.1 Parameters of numerical structural elements

构件	有限元模型	材料参数
混凝土框架梁、框架柱	frame	混凝土 $E^{1)}$ 为 29 000 MPa, 钢筋 E 为 203 000 MPa
楼盖搁栅	frame	$E = 9\ 500\text{ MPa}$
定向结构刨花板	shell	$E_1^{2)}$ = 5 100 MPa, $E_2^{3)}$ = 1 500 MPa, $G_{12}^{4)}$ = 1 000 MPa
覆面板和搁栅的钉连接	link	$K_1^{5)}$ 为 rigid, $K_2, K_3^{6)}$ 钉连接曲线由试验 ^[8] 得到,见图 1
搁栅之间的连接件	pin-joint	采用铰接
搁栅与混凝土梁的锚栓连接	link	$K_1^{5)}$ 为 rigid, K_2 为 rigid, $K_3 = 0$

注:1) E 为沿杆件长度方向的弹性模量;2) E_1 为覆面板沿较强方向的弹性模量;3) E_2 为沿较弱方向的弹性模量;4) G_{12} 为覆面板剪切模量;5) rigid 表示连接单元在该方向上的刚度为无穷大;6) K_1, K_2, K_3 分别为局部坐标系中沿方向 1,2,3 的弹簧刚度,其中,1 为连接件长度方向,2,3 为垂直杆件长度方向。

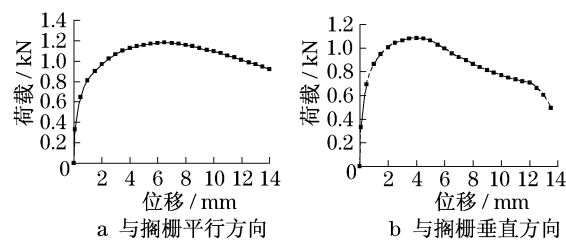


图 1 钉连接荷载位移曲线

Fig.1 Load-displacement curves of nail connection

1.2 简化木楼盖模型

对于多层混合结构的分析设计,完全木楼盖模型过于繁琐,不便使用,可将木楼盖按照平面内弹性刚度等效的方法简化为线性对角弹簧,见图 2。简化步骤是首先推导出木楼盖平面刚度的简化计算公式,然后根据计算所得到的木楼盖抗侧刚度来计算等效线性对角弹簧的刚度。

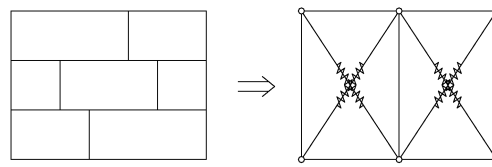


图 2 木楼盖简化

Fig.2 Simplification of wood diaphragm

1.2.1 木楼盖刚度计算公式

从受力特征来说,木楼盖是“简支梁”,根据结构对称原理,可以把木楼盖简化为 2 个对称的“悬臂梁”,而每个“悬臂梁”的受力机制与木剪力墙是相同的,所以对木楼盖抗侧刚度的计算可以简化为对与 $1/2$ 个木楼盖构造相同的木剪力墙抗侧刚度的计算。

木剪力墙水平侧移计算简图见图 3。图中, Δ 为木剪力墙在水平荷载下的总位移; $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$ 分别为面板钉连接沿 y 轴方向变形引起水平位移、面板钉连接沿 x 轴方向变形引起水平位移以及覆面板剪切变形引起的水平位移; F 为木剪力墙顶部受到的水平力; H 为剪力墙的总高度。在水平荷载的作用下,木剪力墙的变形以剪切变形为主,忽略其弯曲变形。同时,假定骨柱是刚性构件,忽略其弯曲变形的影响;面板钉连接为线性弹簧,且垂直于钉连接 2 个方向上抗侧刚度相同;只考虑覆面板边缘钉连接的作用,忽略内部钉连接的作用。

基于以上假定,推导得到木剪力墙水平侧移计算公式为

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 = \frac{F}{L} \left(\frac{kl}{2d} \right) H +$$

$$\frac{F}{L\left(\frac{kh}{2d}\right)H} + \frac{F}{LGt}H$$

式中: L 为剪力墙的总长度; k 为钉连接的弹性抗

侧刚度; l 为覆面板沿剪力墙长度方向的长度; d 为覆面板边缘钉间距; h 为覆面板沿剪力墙高度方向的宽度; G 为覆面板剪切刚度; t 为覆面板的厚度.

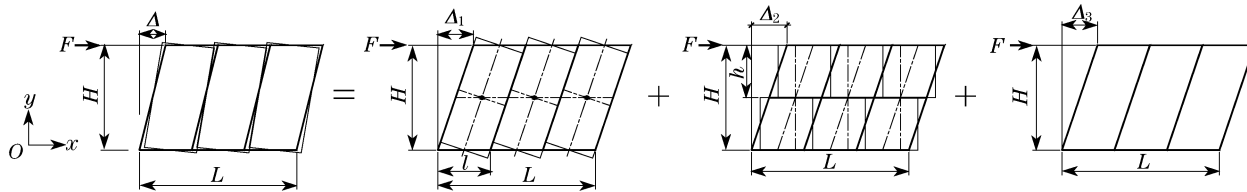


图3 木剪力墙水平侧移组成

Fig.3 Compositions of wood shear wall's lateral displacement

参照规范 ASTM-E2126-09^[9]中对于木剪力墙抗侧性能参数定义方法来定义面板钉的弹性抗侧刚度:取荷载位移曲线上的原点与 $0.4 P_{\max}$ (P_{\max} 为木剪力墙的极限抗侧承载力)的割线刚度为钉连接的弹性抗侧刚度,然后取钉连接 2 个受力方向弹性刚度的平均值作为计算所用的弹性抗侧刚度.

1.2.2 对角线性弹簧刚度计算

简化木楼盖模型中 2 根对角弹簧受力情况相同,取一根弹簧进行计算,见图 4. 图中, F_s 为弹簧受到的轴力, F_2 为木楼盖所受到水平力的 1/2, d_z 为木楼盖的水平侧移, d_s 为弹簧伸长量, k_s 为弹簧的轴向刚度, α 为弹簧与楼盖长度方向的夹角, A 为木楼盖跨度的 1/2, B 为木楼盖平行荷载方向的宽度.

$$F_2 = F_s \sin \alpha, d_s = d_z \sin \alpha, \sin \alpha = \frac{B}{\sqrt{B^2 + A^2}}, F_s =$$

$$k_s d_s, \text{解得 } k_s = \frac{F_2}{d_z} \cdot \frac{B^2 + A^2}{B^2}.$$

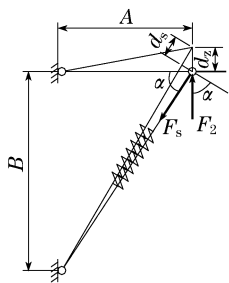


图4 弹簧刚度计算

Fig.4 Calculation of the spring's stiffness

2 混合结构试验简介

2.1 试验试件

试验试件为单层双开间混凝土框架与木楼盖组成的混合结构模型,长 4.0 m,宽 3.0 m,高 2.1 m. 两侧边柱柱顶有梁相连,构成框架,中柱与边柱有连梁

相连,2 根中柱之间无联系,试件平面图见图 5. 图中 KZ1, KZ2 为混凝土框架柱, KL1, KL2 为混凝土框架梁. 混凝土框架采用 C30 混凝土,梁、柱和基础的受力纵筋为 $\Phi 14$,箍筋为 $\phi 12$,梁、柱的箍筋加密区长度均取 0.5 m,梁柱配筋见表 2. 试验室地槽间距 1 m,基础梁与地槽用直径 40 mm 的锚栓连接. 木搁栅材质为 SPF III c 级规格材,断面尺寸 38 mm \times 140 mm,间距 400 mm;覆面板采用 12 mm 厚定向结构刨花板(OSB 板). 覆面板与搁栅之间的连接钉长 63.0 mm,直径 3.3 mm,覆面板的边缘钉间距为 150.0 mm,内部钉间距为 300.0 mm. 木搁栅与封边搁栅之间采用金属搁栅吊连接,连接钉长 82.0 mm,直径 3.8 mm. 木楼盖与混凝土梁侧预埋的 $\phi 12$ 锚栓连接,连接构造见图 6.

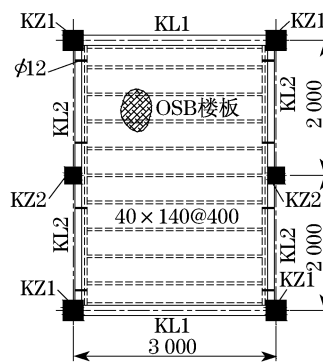


图5 混合结构试件平面图(单位: mm)

Fig.5 Plan-view drawing of the specimen(unit: mm)

表2 混凝土框架梁、柱配筋

Tab.2 Bar arrangement of beams and columns

构件名称	截面尺寸/(mm \times mm)	主筋	箍筋
KZ1	300 \times 300	3 Φ 14	ϕ 6@60/120
KZ2	250 \times 250	3 Φ 14	ϕ 6@60/120
KL1	150 \times 250	2 Φ 14	ϕ 6@60/120
KL2	100 \times 200	2 Φ 14	ϕ 6@60/120

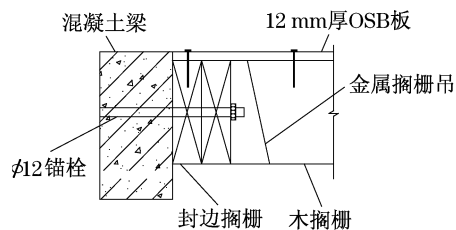


图6 木楼盖与混凝土梁连接构造

Fig.6 Connection between wood diaphragm and concrete beam

2.2 试验方案

混凝土框架一侧3根柱的柱顶为加载点,任意时刻的3个加载力是相同的.在混凝土框架周围布置了14个位移计,其中位移计①~⑩用于测量楼盖平面内各点的水平位移,位移计⑪~⑬用来监测加载过程中基础梁是否有滑移,位移计⑭用来监测加载过程中结构是否发生扭转.加载位置及位移计布置见图7.图中, P 为加载力.

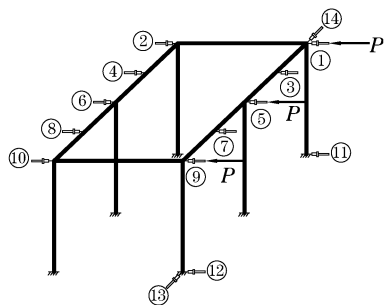


图7 试验布置

Fig.7 Layout of the test

加载分为2个阶段:水平单向加载和低周往复加载.水平单向加载的最大荷载为10 kN,分10级,由于3 kN以下荷载太小,千斤顶不易控制加载,故从3 kN开始加载.低周往复加载阶段采用力与位移混合控制加载:力控制阶段,水平荷载为24 kN,循环2次;位移控制阶段,取荷载24 kN对应的中柱柱顶位移 $s = 3.5$ mm为控制位移,按 s 的倍数控制中柱柱顶位移进行加载,每级位移循环2次,直至结构承载力下降到峰值荷载的85%.

2.3 试验结果

2.3.1 水平单向加载

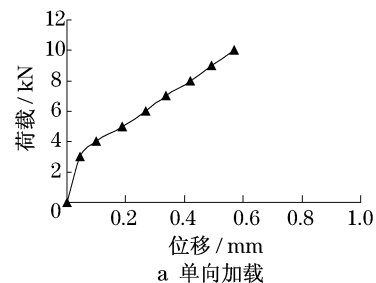
水平单向加载过程中混凝土结构无裂缝出现,木楼盖没有明显变形,整个加载过程中基础无滑移,结构无扭转.

2.3.2 水平往复加载

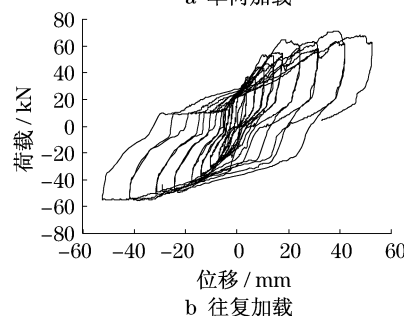
在往复荷载作用下,当中柱柱顶位移达到5s即17.5 mm时,开始出现细微的响声,边柱柱底出现水

平裂缝,框架梁两端出现裂缝,中柱柱底出现裂缝.当位移加至12s即42.0 mm时,混凝土框架柱底和梁端裂缝发展较大,可以观察到木楼盖平面内的剪切变形,但是面板钉连接无破坏现象.整个加载过程中基础无滑移,结构无扭转.

水平单向加载和水平往复加载的中柱柱顶荷载位移曲线见图8.



a 单向加载



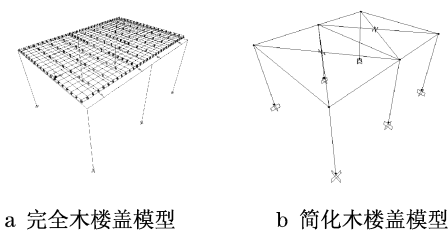
b 往复加载

图8 中柱柱顶荷载位移曲线

Fig.8 Load-displacement curve of the top of mid-column

3 有限元计算结果与试验结果对比

采用2种含有不同楼盖的混合结构模型对试验进行数值模拟,混合结构有限元模型见图9,其中简化木楼盖模型中的对角线性弹簧的刚度采用前文所述的方法进行计算得到, $k_s = 2.66 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$.



a 完全木楼盖模型 b 简化木楼盖模型

图9 2种混合结构有限元模型

Fig.9 Two finite element models

3.1 水平单向加载阶段

在弹性加载阶段,取有限元模型计算和试验所得到的中柱与边柱柱顶的荷载位移曲线进行对比,见图10.加载的初始阶段,有限元计算曲线与试验曲线偏差较大,但随着荷载的增加,偏差减小,当荷载

达到 10 kN 时,2 个模型的计算结果与试验值吻合较好,误差在 5% 以内。

3.3 水平往复加载阶段

水平往复加载阶段通过控制中柱柱顶位移进行加载,且 3 个柱顶所受到的水平力相等,这种加载方式难以用软件进行模拟.但是可以通过对混合结构

有限元模型进行推覆分析,将得到的荷载位移曲线与试验得到的骨架曲线进行对比,来校验有限元模型的准确性.图 11 表示了混凝土框架中所有可能出现塑性铰的位置,塑性铰属性由 Sap2000 程序按照 FEMA356 规范计算。

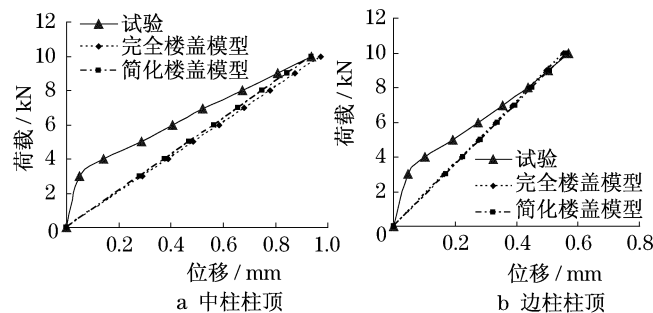


图 10 柱顶荷载位移曲线

Fig. 10 Load-displacement curve of the top of columns

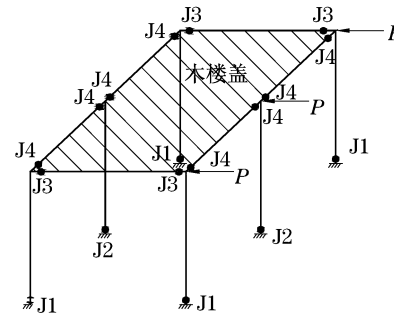


图 11 模型可能出现塑性铰的位置

Fig. 11 Layout of plastic hinges

经过计算所得到的 2 个模型的中柱柱顶荷载位移曲线与试验骨架曲线对比见图 12.可以看出,完全木楼盖模型和简化木楼盖模型的极限承载力相同,且与试验所得到的结构极限承载力非常接近,误差在 5% 以内.2 个有限元模型的破坏模式与试验模型相同,都是中柱、边柱柱底以及边柱梁端依次出现塑性铰,最后结构丧失承载力,木楼盖具备足够的平面内承载能力,在整体结构达到极限承载能力前不会发生破坏.完全木楼盖模型与简化木楼盖模型的荷载曲线基本吻合,说明在混凝土框架进入塑性时,木楼盖的受力仍在弹性阶段,简化木楼盖模型可以替代完全木楼盖模型。

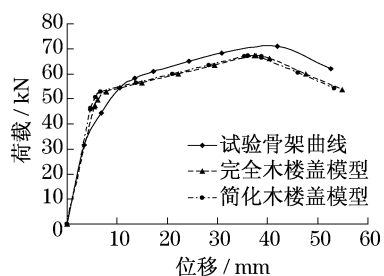


图 12 中柱柱顶测点荷载位移曲线

Fig. 12 Load-displacement curve of the top of mid-column

4 6 层混合结构算例

4.1 工程概况

该算例为 6 层建筑,层高均为 3 m,采用混凝土

框架-木楼盖混合结构,结构平面布置如图 13.图中, KL 为框架梁, KZ 为框架柱, ①~⑦ 为结构横向轴线, A~D 为结构纵向轴线.设计地震分组为第 2 组,设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度为 0.1g,场地类别为 II 类,抗震等级为 3 级,场地特征周期为 0.40 s,最大地震影响系数为 0.08.梁柱混凝土强度等级均为 C25,梁柱截面配筋见图 14.所有梁柱截面受力主筋选用 HRB400,抗剪钢筋为 HPB235.

楼面恒载标准值为 $1.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$,活载标准值为 $2.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$.经计算,在 $5.0 \text{ m} \times 6.0 \text{ m}$ 的开间,木搁栅尺寸为 $38.0 \text{ mm} \times 235.0 \text{ mm}$,间距为 300.0 mm;在 $2.5 \text{ m} \times 6.0 \text{ m}$ 的开间,搁栅尺寸为 $38.0 \text{ mm} \times 190.0 \text{ mm}$,间距为 300.0 mm.搁栅材质选用 SPF III c,搁栅之间在覆面板的拼缝处设置横撑,以保证搁栅的稳定.覆面板采用 15.5 mm 厚 OSB 板.面板与搁栅的连接采用长 51.0 mm、直径为 2.9 mm 的钉连接,边缘钉间距为 150.0 mm,内部钉间距为 300.0 mm.根据本算例中所使用的结构构件的尺寸和材质计算简化木楼盖模型中弹性对角弹簧的刚度,其中面板钉连接的弹性侧移刚度取为 $1 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$,计算得到 $5.0 \text{ m} \times 6.0 \text{ m}$ 开间木楼盖的等效弹性对角弹簧的刚度为 $2.37 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$, $2.5 \text{ m} \times 6.0 \text{ m}$ 开间木楼盖的等效弹性对角弹簧的刚度为 $2.91 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$.参照 GB50005—2003《木结构设计规范》的附录 P 中所给出的计算方法来计算木楼盖的平面内承载力设计值,并将其转换为弹簧的承载力值得到 $5.0 \text{ m} \times 6.0 \text{ m}$ 开间木楼盖的承载力为 10.31 kN,2.5

m × 6.0 m 开间木楼盖的承载力为 7.93 kN。

为了与简化木楼盖模型进行对比, 同时对采用刚性楼盖假定的结构模型进行抗震分析. 只需将简化木楼盖模型中的对角弹簧刚度设为刚性, 即可得到刚性楼盖模型。

本算例目的是考察木楼盖平面内刚度对结构地震响应的影响, 当水平地震荷载的方向为结构短边方向时, 木楼盖的影响较为显著, 故以下分析中地震荷载方向均为沿结构短边方向。

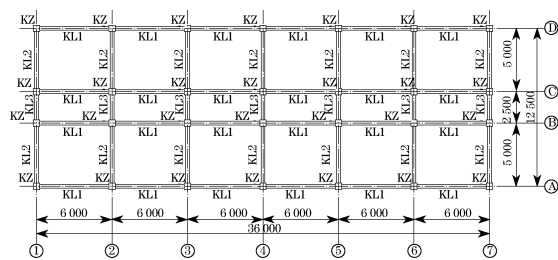


图 13 结构平面图(单位:mm)

Fig. 13 Plan of structure(unit: mm)

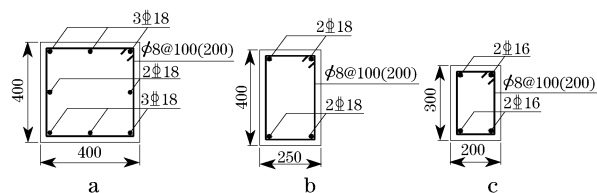


图 14 框架配筋图(单位:mm)

Fig. 14 Bar arrangement drawings(unit: mm)

4.2 多遇地震分析

采用振型分解反应谱法对结构进行多遇地震下的弹性分析, 采用完全平方根组合(CQC)方法. 计算结果见表 3~5。

表 3 层位移及层间位移角

Tab. 3 Storey displacements and drift angles

层数	层位移/mm		层间位移角	
	简化木楼盖模型	刚性楼盖模型	简化木楼盖模型	刚性楼盖模型
1	2.62	2.51	1/1 145	1/1 195
2	6.94	6.62	1/694	1/730
3	11.09	10.61	1/723	1/752
4	14.53	13.91	1/872	1/909
5	17.00	16.27	1/1 215	1/1 271
6	18.43	17.64	1/2 098	1/2 190

通过以上结果可以看出: 2 个模型均满足抗震规范对多遇地震下弹性层间位移角限值 1/550 的要求; 简化木楼盖模型所受到的总地震剪力略小于刚性楼盖模型; 刚性楼盖模型各榀框架分配到的水平

力相同, 简化木楼盖模型中间框架所承担的水平力较大, 边框架相对较小, 但总体来说与刚性楼盖模型差别不大; 与力的分配情况相同, 简化木楼盖模型中间框架顶部位移较大, 边框架相对较小。

表 4 各榀框架所承受的地震剪力

Tab. 4 Lateral seismic force in each frame kN

模型	框架轴线				总水平力
	1	2	3	4	
简化木楼盖	94.10	101.04	105.48	107.00	708.24
刚性楼盖	102.22	102.22	102.22	102.22	715.54

表 5 各榀框架的顶部位移

Tab. 5 Top displacement of each frame mm

模型	框架轴线			
	1	2	3	4
简化木楼盖	16.54	17.54	18.02	18.43
刚性楼盖	17.63	17.63	17.63	17.63

4.3 罕遇地震分析

采用时程分析方法进行结构在罕遇地震下的弹性分析, 选用的地震波为 ELcentro 地震记录, 南北向加速度峰值为 $341.7 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$, 东西向峰值为 $210.1 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$. 我国 GB50011—2001《建筑抗震设计规范》规定 7 度罕遇地震时程分析所用地震加速度时程曲线的最大值为 $220 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$. 故 ELcentro 南北方向波的调整系数为 0.64, 东西方向波的调整系数为 1.05. 时程分析时采用 ELcentro 南北方向波叠加 0.85 倍的 ELcentro 东西方向波的组合。

结构模型中塑性铰的定义如下: 在框架梁的两端定义绕强轴方向的塑性铰 M3, 在框架柱两端定义考虑由于轴力和双向弯矩相关作用的轴力弯矩 (PMM) 铰. 塑性铰的特性由 Sap2000 程序按照 FEMA356 规范中默认铰属性计算. 采用直接积分法求解结构振动方程, 积分方法采用 Hiber - Huges - Taylor 法, 其中系数 $\alpha = 0$. 计算结果见表 6~8。

表 6 层位移及层间位移角

Tab. 6 Storey displacements and drift angles

层数	顶点位移/mm		层间位移角	
	简化木楼盖模型	刚性楼盖模型	简化木楼盖模型	刚性楼盖模型
1	6.81	6.79	1/441	1/442
2	21.25	21.10	1/208	1/210
3	36.89	36.23	1/192	1/198
4	49.20	47.58	1/244	1/264
5	56.61	54.50	1/405	1/434
6	60.05	57.50	1/872	1/1 000

表7 各榀框架所承受的最大水平地震剪力
Tab.7 Lateral seismic force in each frame kN

模型	框架轴线				总水平力
	1	2	3	4	
简化木楼盖	142.58	153.14	154.94	156.50	1 061.18
刚性楼盖	153.20	153.20	153.20	153.20	1 072.40

表8 各榀框架的顶部最大位移

Tab.8 Top displacement of each frame mm

模型	框架轴线			
	1	2	3	4
简化木楼盖	57.58	58.88	59.79	60.05
刚性楼盖	57.49	57.49	57.49	57.49

通过以上结果可以看出:2个模型均满足抗震规范对罕遇地震下弹性层间位移角限值1/50的要求;简化木楼盖模型所受到的总地震剪力略小于刚性楼盖模型;简化木楼盖模型中各榀框架所承担的水平力及顶部位移变化规律与多遇地震分析结果相同,但中间框架与边框架差别更小,受力差别为8.9%,位移差别为4.2%。

图15为2个模型中间框架顶部节点Joint91的时程位移曲线图。可以看出,2个结构的地震位移响应基本一致。

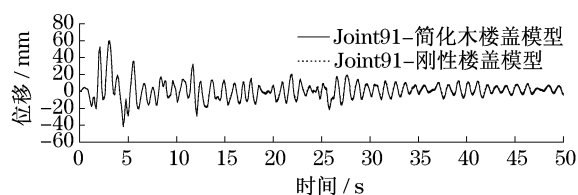


图15 中间框架顶点时称位移曲线

Fig.15 Displacement-time history curve of the top of mid-frame

在时程分析中,受水平力最大的木楼盖位于顶层的两侧,最大受力为4.35 kN,小于抗侧力设计值13.2 kN。

5 结论与展望

提出了一种混凝土与木混合结构形式,对该混合结构中的木楼盖数值计算模型进行研究,采用有限元软件Sap2000建立了2种含有不同楼盖模型的混合结构模型,并用这2种模型对于1个单层混凝土与木混合结构抗侧力试验进行了模拟,最后采用简化木楼盖模型和刚性楼盖模型分别建立了6层混合结构模型,对模型进行了抗震分析,并将2种楼盖模型的计算结果进行了对比,得到了以下结论:

(1) 完全木楼盖模型与简化木楼盖模型都能够较好地模拟混合结构模型在试验中弹性受力阶段及破坏阶段的结构性能。

(2) 简化木楼盖模型的计算结果与完全木楼盖模型吻合较好,可以用来替代完全木楼盖模型对混合结构进行分析和设计。

(3) 对6层混合结构的抗震分析表明:简化木楼盖模型中间框架所承担的水平力较大,水平侧移也较大,而边框架相对较小,但总体来说与刚性楼盖模型差别不大;时程分析所得到的简化木楼盖模型和刚性楼盖模型中间框架的顶点位移响应基本一致;时程分析中,受水平力最大的木楼盖位于顶层的两侧,所受到的最大水平力小于其抗侧力设计值。

以上结论是根据本文中特定的结构模型分析所得到的,结论的推广还需要对更多参数变化的混合结构进行分析。

参考文献:

- [1] 何敏娟, Frank Lam. 北美“轻型木结构”住宅建筑的特点[J]. 结构工程师, 2004(1):1.
HE Minjuan, Frank Lam. Properties of north American wood frame residential constructions[J]. Structural Engineers, 2004(1):1.
- [2] 中华人民共和国建设部. GB/50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
Ministry of Construction P R China. GB/50011—2001 Code for seismic design of building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002.
- [3] Chehab M. Seismic analysis of a two-story wood-framed house using the response spectrum technique[D]. Corvallis: Oregon State University. College of Civil Engineering, 1982.
- [4] Gupta A K, Kuo G P. Modeling of a wood-framed house[J]. Journal of Structural Engineering, 1987, 113(2):260.
- [5] Kasal B, Leichti R, Itani R. Nonlinear finite-element model of complete light-frame wood structures[J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(1):100.
- [6] Ceccoti A, Follesa M, Karacabeyli E. 3D seismic analysis of multi-storey wood framed construction [C] // 6th World Conference of Timber Engineering. Whistler Resort: University of British Columbia, 2000: 123 - 123.
- [7] Folz B, Filiatrault A. SAWS - version 1.0: A computer program for seismic analysis of wood-frame buildings[R]. San Diego: University of California. Dept of Civil Engineering, 2001.
- [8] Hongyong MI. Behavior of unblocked wood shear walls[D]. New Brunswick: University of New Brunswick. Dept of Civil Engineering, 2004.
- [9] ASTM International. ASTM-2126-09 Standard test methods for cyclic (Reversed) load test for shear resistance of vertical elements of the lateral force resisting systems for buildings[S]. Pennsylvania: ASTM International, 2001.