

爆炸荷载作用下轻型木框架墙的动力行为分析*

黄正¹, 潘钻峰^{1*}

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 相比混凝土结构和钢结构, 针对木结构抗爆性能的研究相对较少。目前, 虽然已有关于轻型木框架墙抗爆性能的试验研究, 但相关的数值仿真研究仍然有限。本研究关注爆炸荷载作用下轻型木框架墙的数值建模方法, 重点探讨了木立柱-面板钉连接动力放大系数以及木立柱破坏准则的确定。本研究基于部分组合理论, 通过引入木立柱和轻型木框架墙的动力放大系数实测结果, 给出了钉连接动力放大系数的合理取值。基于上述成果, 构建了考虑木基结构板正交各向异性、钉连接动力非线性力学行为以及木立柱动力弹塑性特征的轻型木框架墙抗爆分析有限元模型。验证结果表明, 提出的模型能够准确预测爆炸荷载作用下轻型木框架墙的动力响应以及木立柱发生断裂的时间和对应的峰值位移。数值分析结果显示, 若能合理考虑不同木立柱的材性差异, 模型预测的木立柱断裂后木框架墙动力响应与破坏模式也与试验结果一致。本研究提出的模型可为今后轻型木框架结构的抗爆易损性评估提供模型基础。

关键词: 爆炸荷载; 木结构; 轻型木框架墙; 数值建模; 钉连接; 动力放大系数

中图分类号: XXXX.X

国标学科代码: XXXXX

文献标识码: A

Analysis of dynamic behavior of light-frame wood walls under blast loads

HUANG Zheng¹, PAN Zuanfeng^{1*}

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai, China)

Abstract: Compared to concrete and steel structures, research on the blast resistance of timber structures is relatively scarce. Although there have been experimental studies on the blast performance of light-frame wood walls, relevant numerical studies remain limited. This study addressed the numerical modeling of light-frame wood walls under blast loads, with a focus on the determination of the dynamic increase factor (DIF) for nail connections and the failure criteria for wood studs. Based on the partial composite action theory, an analytical expression was derived to describe the relationship between the DIF for nail connections and other mechanical properties of light-frame wood walls, including the stiffness of studs, the stiffness of sheathing panels, and the stiffness of nail connections. A reasonable value for the DIF of nail connections was then provided by introducing experimentally measured DIFs for wood studs and wood-frame walls. On this basis, a finite element (FE) model for blast resistance analysis of light-frame wood walls was developed. In this model, the wood studs, sheathing panels and nail connections were represented using beam elements, shell elements and discrete beam elements, respectively. The orthotropic characteristics of wood-based structural panels, the nonlinear dynamic behavior of nail connections, and the dynamic elastic-plastic features of wood studs were also appropriately modelled. Verification of the developed model against the experimental data indicates that it

*收稿日期: 2024-11-01; 修回日期: 2025-01-13

基金项目: 国家自然科学基金 (52078368)

第一作者: 黄正 (1990 -), 男, 博士, 助理研究员. E-mail: zheng_huang@tongji.edu.cn

通信作者: 潘钻峰 (1981 -), 男, 博士, 教授. E-mail: zfp@tongji.edu.cn

can accurately predict the dynamic response of light-frame wood walls under blast loads, as well as the time and corresponding peak displacement when wood studs fracture. FE analyses also show that if the variation of the studs' material properties is reasonably accounted for, the predictions of the dynamic response and failure mode after the fracture of studs are also in good agreement with the experimental results. The developed model paves the way for assessing the blast vulnerability of light-frame wood structures in future research.

Keywords: Blast loads; Timber structures; Light-frame wood walls; FE modelling; Nail connections; Dynamic increasing factors

轻型木框架结构因其成本低、建造方便、材料利用率高等优点,已成为北美最主要的住宅结构形式^[1]。21世纪初,轻型木框架结构被引入中国,并应用于地产建筑中^[2]。近年来,恐怖袭击和意外爆炸事故的频繁发生使建筑结构承受极端爆炸荷载的风险显著提升,木结构亦不例外^[3]。目前,针对混凝土结构^[4]和钢结构^[5]抗爆性能的研究已有丰硕成果。相比之下,木结构抗爆性能的研究则较少。当前,只有《加拿大建筑抗爆设计与评估》^[6]涉及了轻型木框架结构抗爆设计的相关内容。

轻型木框架墙(简称木框架墙)是轻型木框架结构体系的主要受力组件,由规格木框架和木基结构板通过钉连接组合而成,其中:规格木框架又由木立柱、顶板梁和底板梁连接而成。在爆炸荷载作用下,木框架墙的规格木框架、面板和连接部位均可能发生破坏。目前,针对轻型木框架墙抗爆性能的研究非常缺乏:根据本文作者的调研,仅有加拿大渥太华大学在2013年~2016年间完成了一批木框架墙激波管试验。下面将对试验研究现状进行介绍: Jacques等^[7]通过激波管试验研究了足尺规格木在爆炸荷载作用下的力学响应,试验结果显示:当应变率在 $0.16\sim 0.32\text{ s}^{-1}$ 之间时,足尺规格木抗弯强度和弹性模量的动力放大系数分别约为1.41和1.14。值得注意的是, Jacques等^[7]的研究之前,大多数关于木材应变率效应的研究仅限于小型无缺陷木材^[8]。Lacroix^[8]对足尺木框架墙开展了不同超压-冲量组合下的激波管试验,结果显示:当简支边界条件布置在木立柱端部时,木框架墙主要发生木立柱跨中的弯曲破坏;在较大的负压工况时,木框架墙会出现木立柱-面板钉连接的拔出。Viau等^[9]研究了面板厚度与木立柱-面板连接对抗爆性能的影响,试验结果显示:当超压超过35 kPa时,采用11 mm OSB板的典型构造的木框架墙会在木立柱发生弯曲破坏前出现面板破坏;当采用更厚的面板时,破坏会从面板转移至木立柱;将传统钉连接换为螺栓连接可有效控制木立柱碎片的喷射。为了研究木立柱-顶/底板梁连接对木框架墙抗爆性能的影响, Viau等^[10]开展了实际边界条件下木框架墙的激波管试验,发现当采用现行规范规定的端钉连接时,木立柱-顶/底板梁连接处的破坏会在木立柱弯曲破坏前发生,出现木立柱飞出墙体的情况。Mourao等^[11]对现有木结构抗爆性能的研究现状进行了综述,指出大部分木框架墙的爆炸试验采用远场爆炸条件,相关力学分析通常基于单自由度(Single Degree of Freedom, 简称SDOF)方法。

综上所述,尽管学者们对轻型木框架墙的抗爆性能开展了一定的试验研究,但由于抗爆试验成本高,数值仿真研究成为必要的替代手段。对于木框架墙在风荷载^[12]和地震荷载^[13]作用下的数值建模方法,国内外学者已进行了广泛研究,但未见针对爆炸荷载作用的数值仿真研究工作^[11]。本文以加拿大学者 Lacroix^[8]开展的一系列轻型木框架墙激波管试验为基础,针对木框架墙在爆炸荷载作用下的受力特点,建立了考虑木基结构板正交各向异性、木立柱-面板钉连接动力非线性力学行为以及木立柱动力弹塑性特征的木框架墙抗爆分析有限元模型。本文重点探讨了钉连接动力放大系数及木立柱破坏准则的确定。模拟结果与试验结果的对比表明,所建立的模型可较好地重现爆炸荷载作用下木框架墙的动力响应。本文的研究弥补了轻型木框架结构抗爆性能数值模拟研究方面的不足,可为今后轻型木框架结构抗爆易损性的评估提供模型基础。

1 轻型木框架墙数值模型

1.1 激波管试验^[8]

为了探讨爆炸荷载作用下木框架墙数值模型中不同参数的影响并进一步验证模型的准确性，本研究选取加拿大渥太华大学 Lacroix^[8]开展的一系列木框架墙激波管试验作为基准。在该试验项目中，木框架墙宽 2070 mm、高 2159 mm。每片墙包含 6 根 38×140 mm 的机械应力分级木立柱 (Stud)。木立柱间距 406 mm，并通过 3 枚 89 mm×4.24 mm 端钉连接至顶板梁和底板梁。木框架墙试件使用了两种类型的木基结构板作为面板，分别为 11 mm 刨花板 (Oriented Strand Board, 简称 OSB) 和 18.5 mm 胶合板。对于 OSB 墙，木立柱与 OSB 通过 64 mm×3.5 mm 的面钉连接，钉间距 150 mm。对于胶合板墙，木立柱与胶合板通过 89 mm×4.2 mm 的面钉连接，钉间距也为 150 mm。木框架墙试件的示意图如图 1(a)所示。

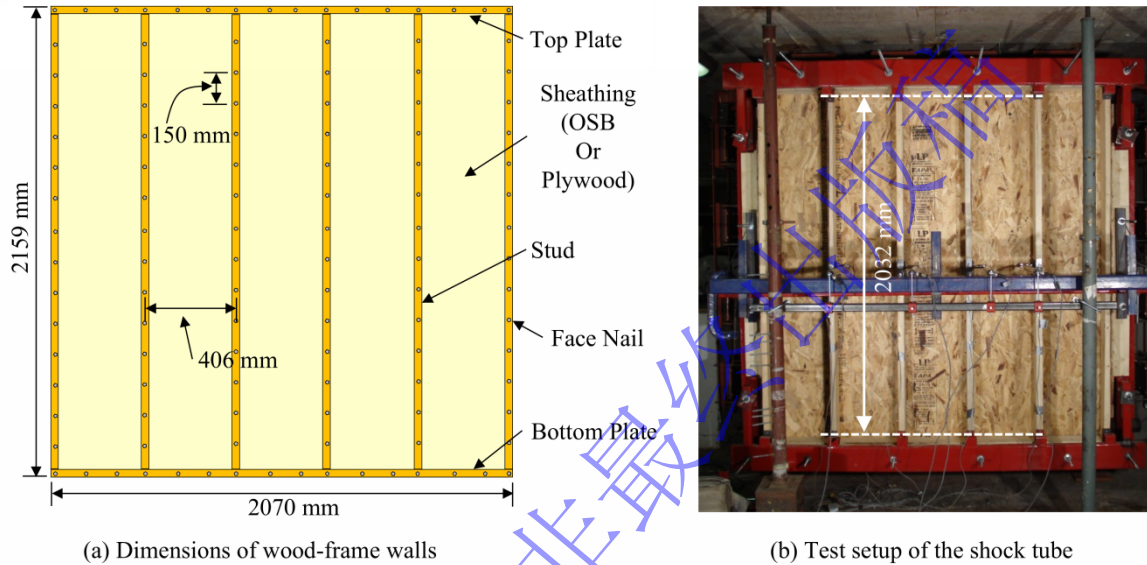


图 1 木框架墙激波管试验示意图^[8]

Fig.1 Schematic diagram of the shock tube tests of wood-frame walls^[8]

木框架墙的激波管试验装置如图 1(b)所示。试验中，墙试件的木立柱支撑在激波管端框架固定的钢棒上以模拟简支边界条件。上下支座的间距 (即净跨) 为 2032 mm。试验中不施加轴向荷载，水平侧向荷载通过激波管施加。通过改变高压驱动段的压力和长度，实现不同超压-冲量组合的水平冲击波荷载。试验过程中记录了反射超压时程、木框架墙中间四根木立柱的侧移时程以及木立柱跨中外表面纵向应变时程。反射超压峰值 P_{\max} 和正压冲量 I 由反射超压时程确定。通过将超压时程等效为三角形，可进一步估算等效正压持时 t_p 。表 1 列出了木框架墙激波管试验的试验参数。表中试件名称后的第一个数字代表墙试件编号、第二个数字代表冲击波加载编号 (例：墙 8-2 代表木框架试件 8 的第二次冲击波加载)。

表 1 木框架墙激波管试验参数^[8]

Table 1 Test parameters of the shock tube tests of the light-frame wood walls^[8]

试件名称	面板	P_{\max}/kPa	$I/(\text{kPa}\cdot\text{ms})$	t_p/ms	d_{\max}/mm	t_{\max}/ms	应变率/ s^{-1}	$Z/\text{m}\cdot\text{kg}^{-1/3}$
墙 6-2	11 mm	38.3	403.0	22.0	47	8.9	0.54	9.1
墙 7-1	OSB	38.2	384.9	20.1	59	9.4	0.55	9.1
墙 8-1		9.8	25.1	5.1	8	6.2	1.54	25.0
墙 8-2		52.6	163.0	6.2	45	7.9	5.31	7.1
墙 9-1		6.6	76.1	23.1	8	10.6	无数据	33.0
墙 16-1	18.5 mm	11.5	128.1	22.3	11	9.8	0.12	20.0

爆炸与冲击
Explosion and Shock Waves

墙 17-1	胶合板	12.6	245.7	39.0	13	9.9	0.15	20.0
墙 17-2		40.1	813.12	40.5	51	9.9	0.36	8.9
墙 19-1		11.0	122.2	22.2	11	9.8	0.12	22.5
墙 19-2		42.1	450.4	21.4	56	10.3	0.46	8.5
墙 20-1		12.5	160.3	25.6	16	12.1	0.15	20.0

注: P_{\max} - 反射超压峰值; I - 反射正压冲量; t_p - 反射正压持时(假定三角形超压时程); d_{\max} - 中间四根木立柱的跨中峰值位移平均值; t_{\max} - 中间四根木立柱达到跨中峰值位移的时间的平均值; Z - 比例爆距。

为了确定木框架墙各组件的力学性能, Lacroix^[8]对木立柱、OSB、胶合板以及木立柱-面板钉连接在静载作用下的材料特性进行了试验测量。木立柱、OSB 和胶合板的材料性能实测结果如表 2 所示。对于钉连接的力学性能, Lacroix 开展了木立柱-OSB 钉连接以及木立柱-胶合板钉连接的切向加载-滑移试验。两类钉连接的初始刚度值(荷载-滑移曲线中原点与 40%峰值荷载对应点连线的斜率)分别为: 木立柱-OSB 钉连接为 1770 N/mm (变异系数 COV=0.28); 木立柱-胶合板连接为 2430 N/mm (COV=0.12)。

表 2 木框架墙各组件的材料性能实测值

Table 2 Experimental results for the material parameters of the components in the light-frame wood walls

组件	密度/(kg·m ⁻³)		MOE/MPa		f_m /MPa	
	平均值	COV	平均值	COV	平均值	COV
木立柱	498.0	0.09	9690	0.11	44.5	0.23
OSB	685.0	N.A.	5550	0.24	28.4	0.31
胶合板	470.9	N.A.	7120	0.16	41.0	0.28

注: MOE - Modulus of Elasticity, 弹性模量; f_m - 抗弯强度

1.2 有限元建模

本研究采用 LS-DYNA 对上述木框架墙的激波管试验进行建模, 图 2 给出了有限元模型的示意图。木框架墙中的木立柱与顶/底板采用 Hughes-Liu 梁单元。为了确保数值计算过程中能准确捕捉到梁单元横截面的最外层纤维的应力, 选用了 3×3 Lobatto 积分(*SECTION_BEAM/QR=4)。木基结构板(包括 OSB 和胶合板)采用 Belytschko-Tsay 壳单元, 并使用 5 点 Lobatto 积分(*CONTROL_SHELL/INTGRD=1)以确保数值计算过程中能准确获取壳单元厚度方向最外侧纤维的应力。梁单元和壳单元的空间位置均定位在构件的形心处(见图 2)。由于木立柱与面板之间存在部分组合作用(即剪力并不能完全传递, 存在剪切滑移)^[14], 两者之间钉连接力学行为的合理建模是准确描述部分组合作用的关键。为此, 本研究的模型采用离散梁单元

(*SECTION_BEAM/ELFORM=6)对钉连接进行建模。离散梁单元能够描述两个节点相对位移(包括相对平动和相对转动)产生的节点力和节点弯矩, 可等效为 6 个独立弹簧的组合(见图 2): 包括 3 个方向的平动弹簧和 3 个方向的转动弹簧。基于网格敏感性分析, 150 mm 网格与 50 mm 网格的计算结果基本一致, 因此本研究中采用 150 mm 网格。

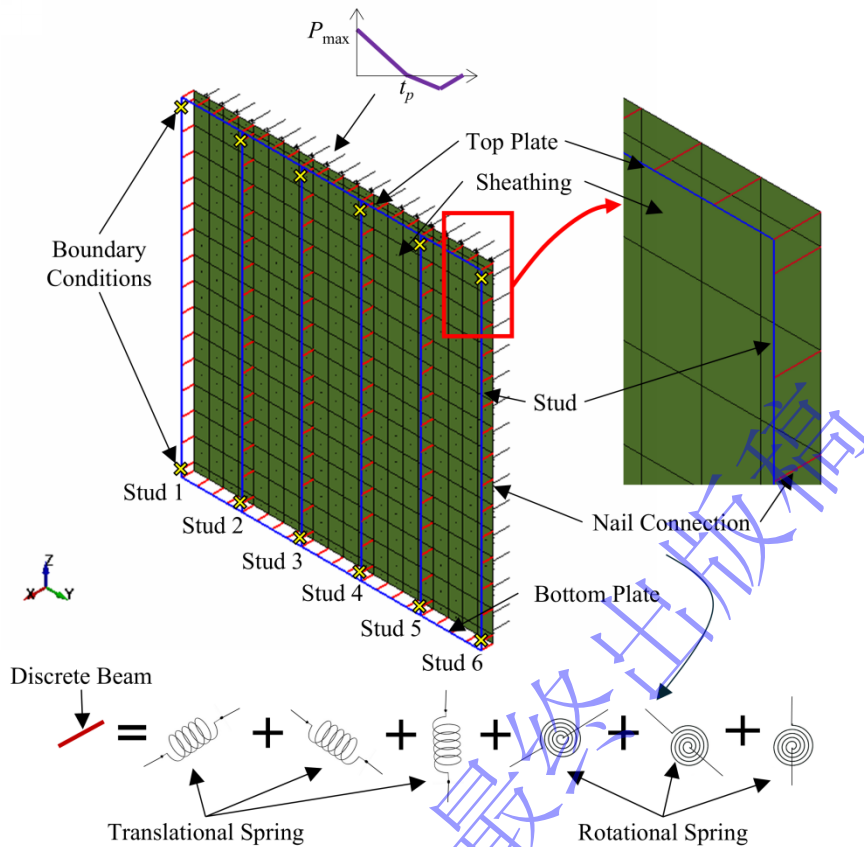


图2 轻型木框架墙激波管试验数值模型

Fig.2 Numerical model for the shock tube tests of light-frame wood walls

木框架墙中各组件的材料属性参数均依据 Lacroix^[8]提供的试验值。根据 Bulleit 等^[14]的研究，当木立柱最外侧纤维应力达到抗弯强度 f_m 时，木框架墙并不会立即失效，而是显示出一定的非线性变形能力。为描述这种行为，采用理想弹塑性模型表征木立柱和顶/底板梁单元的材料特性 (*MAT_PLASTIC_KINEMATIC)，其中密度、弹性模量 (Modulus of Elasticity, 简称 MOE) 和抗弯强度的取值均源于相关试验结果 (见表 2)。需要注意的是，本文采用梁单元描述木立柱的弯曲破坏，并未考虑木材顺纹方向抗压和抗拉力学行为的差异，而是采用抗弯强度，目的在于合理预测木立柱在冲击波作用下以弯曲响应为主的动力行为 (即准确描述其弯曲变形和抗弯承载力)。Jacques 等^[7]的试验结果显示：木立柱在动力荷载作用下存在刚度增大现象；应变率范围在 0.16 s^{-1} 到 0.32 s^{-1} 之间时，弹性模量的动力放大系数 (Dynamic Increasing Factor, 简称 DIF) 约为 1.14。考虑到 Jacques 等^[7]试验中木立柱的应变率范围与本文模拟对象的应变率范围 (见表 1) 接近，参考其试验结果，模拟中木立柱 MOE 的 DIF 取为 1.14。Lacroix 和 Doudak^[15]通过汇总不同应变率下的试验结果，得到了应变率在 $1.6 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ 至 $1.65 \times 10^3 \text{ s}^{-1}$ 范围内 f_m 动力放大系数的回归公式。通过数据拟合，将该公式转换为 LS-DYNA 中使用的 Cowper & Symonds 模型，得到木立柱 f_m 的 DIF 表达式如下：

$$\text{DIF}_{\text{Stud}, f_m} = 1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{10000} \right)^{\frac{1}{10}} \#(1)$$

为反映木立柱的断裂，本模型采用应变准则确定梁单元的删除。在木框架墙的静力试验中，观察到木立柱通常在位移达到屈服位移 (即应力达到 f_m 对应的位移) 的 1.5 至 2.5 倍时发生破坏^[14]。鉴于木框架墙的抗爆试验相对较少，本研究通过对比 Lacroix^[8]获得的试验结果与模型的计算结果来确定木立柱的破坏准则，具体内容将在第 2.2 节详细讨论。

OSB 和胶合板均为各向异性材料。在强轴方向（即平行于木立柱方向），弹性模量（MOE）直接采用实测结果（见表 2）。在弱轴方向（即垂直于木立柱方向），由于 Lacroix^[8]未提供相应的实测数据，本模型参考加拿大木结构规范 CSA O86^[16]进行取值。根据 CSA O86^[16]的表 9.1 和表 9.3：18.5 mm 胶合板弱轴方向的弹性模量约为强轴方向的 0.28 倍；11.0 mm OSB 弱轴方向的弹性模量约为强轴方向的 0.20 倍。参考上述比例关系，得到 OSB 弱轴方向弹性模量为 $5550 \times 0.2 = 1110$ MPa；胶合板弱轴方向弹性模量为 $7120 \times 0.28 = 1994$ MPa。OSB 与胶合板的剪切模量参考 CSA O86^[16]的建议，分别取 1000 GPa 和 530 GPa。Lacroix^[8]的激波管试验显示，胶合板木框架墙未出现面板损伤，而 OSB 木框架墙在超压/冲量较大时则出现了面板弱轴方向的断裂。由于试验中并未测量 OSB 弱轴方向的静力强度，且缺乏关于 OSB 在爆炸荷载作用下动力放大系数的研究，因此合理确定 OSB 弱轴方向抗弯强度存在一定困难。本模型使用各向异性弹性模量 (*MAT_ORTHOTROPIC_ELASTIC) 描述两类面板的材料特性。对于未发生损伤的胶合板，假定材料处于弹性阶段是合理的；对于 OSB 木框架墙，采用弹性假定的合理性将在第 3.2 节中讨论。

模型中采用 *MAT_NONLINEAR_ELASTIC_DISCRETE_BEAM 描述木立柱-面板钉连接 6 个自由度方向的力学行为，其中：1) 轴向（即图 2 中的 x 方向）抗压行为用于模拟立柱与面板的法向接触，其刚度假定为无穷大（模型中取 1×10^8 N/mm）；2) 由于钉连接的抗扭能力较弱，可认为其轴向转动刚度很小（模型中取 1 N·mm）；3) 为了确保木立柱与面板在接触面具有一致的曲率以及立柱受弯符合欧拉-伯努利假定，离散梁单元绕图 2 中 y 轴的转动刚度假定为无穷大（模型中取 1×10^8 N·mm）。在面外荷载作用下，离散梁单元绕 z 轴的转动刚度对结果的影响很小，其刚度取值与绕 y 轴的转动刚度一致；4) 离散梁单元轴向抗拉以及切向抗剪的非线性力学行为对结果影响最大，模型中基于试验结果进行定义。

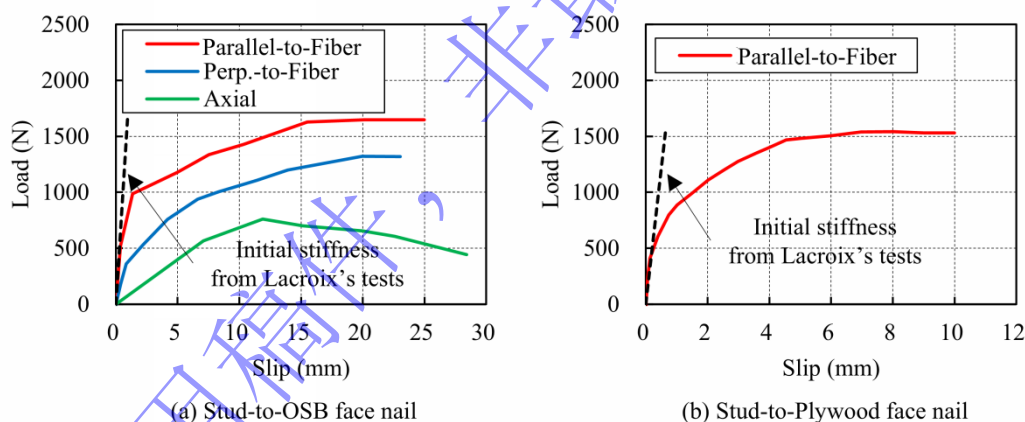


图 3 木立柱-面板钉连接荷载-滑移曲线试验结果

Fig.3 Experimental load-slip curves for stud-to-sheathing nail connections

下文将对钉连接轴向抗拉及切向抗剪的非线性力学行为做具体论述。对于木立柱-OSB 钉连接的非线性力-位移行为，参考 Mi^[17]的静力加载试验结果（见图 3(a)）。该结果显示，木立柱-OSB 钉连接在平行和垂直于木材纤维的两个切向上的刚度均随滑移增大而减小，并在达到峰值荷载后由于钢钉的屈服表现出理想塑性特征。相比垂直于纤维方向，钉连接在平行于纤维方向具有更高的剪切强度和刚度。钉连接的抗拔能力较弱，在滑移约 12 mm 达到抗拔承载力 760 N（见图 3(a)中的绿色实线）。图 3(a)中黑色虚线展示了 Lacroix^[8]提供的钉连接平行于纤维方向的初始剪切刚度。从图中可以看出，Lacroix^[8]的试验结果与 Mi^[17]的试验结果在初始剪切刚度方面基本一致。因此，采用 Mi^[17]提供的荷载-滑移曲线描述木立柱-OSB 钉连接的力学行为是合理的。对于木立柱-胶合板钉连接的非线性力学行为，采用 Lacroix^[8]给出的试验结果（见图 3(b)）。对比图 3(a)和(b)可以看出，木立柱-胶合板钉连接的剪切刚度明显大于木立柱-OSB 钉连接，但由于最终破坏均由钢钉屈服控制，因此最终的承载

力相似。需要指出的是, Lacroix^[8]仅提供了钉连接平行于纤维方向的切向试验结果。考虑到冲击波作用下, 木立柱-面板的部分组合作用主要由平行纤维方向的钉连接剪切行为控制, 本模型假定木立柱-胶合板垂直于纤维方向剪切行为与平行纤维方向一致, 轴向抗拔性能采用木立柱-OSB 钉连接的试验结果(即图 3(a)中的绿色实线)。根据作者的调研, 目前尚无关于爆炸荷载作用下钉连接力学行为动力放大系数(DIF)的研究。钉连接 DIF 的取值将在第 2.1 节进行讨论。

按照激波管试验装置的设计对木框架墙数值模型施加简支边界条件: 边界条件定义在对应的木立柱梁单元节点上, 如图 2 所示。冲击波荷载则通过关键字*LOAD_SEGMENT 施加在模拟面板的壳单元上(见图 2)。冲击波荷载的超压时程曲线根据激波管试验的实测数据定义(详见 Lacroix^[8])。

2 模型关键参数的确定

2.1 钉连接的动力放大系数

根据 Lacroix 的试验结果, 木框架墙在爆炸荷载作用下的整体刚度增大为静力荷载作用下的 1.18 倍。如第 1.2 节所述, 木立柱在爆炸荷载作用下的 MOE 约为静载作用下的 1.14 倍^[7]。为了探讨木框架墙组件刚度的动力放大系数对计算结果的影响, 本研究设计了两类模型: 模型一中, 木立柱和钉连接的材料性能均采用静载下的试验值; 模型二中, 木立柱 MOE 的 DIF 取 1.14, 而钉连接仍采用静载下的试验结果。由于此处仅研究木框架墙在爆炸荷载作用下的弹性行为, 因此选取 Lacroix^[8]激波管试验中木框架墙仍处于弹性阶段的工况进行分析。表 3 给出了 6 个处于弹性阶段的木框架墙激波管试验的模拟结果。从表中可以看出, 若不考虑动力荷载作用下木立柱的刚度放大效应(即模型一), 模拟得到的峰值位移大于试验值, 对应的有限元(Finite Element, 简称 FE)计算结果与试验值的比值(FE/试验)为 1.22。当考虑木立柱 MOE 的 DIF=1.14 时(即模型二), 计算得到的 FE/试验的平均值降至 1.11, 预测位移在统计意义上依然大于实测值。

表 3 激波管试验中木框架墙的弹性响应模拟结果与实测结果的对比

Table 3 Comparison of the experimental and numerical results for the elastic response of the light-frame wood walls in the shock tube tests

试件 名称	试验值		模型一		模型二		模型三		模型四	
	d_{\max} /mm	t_{\max} /ms	d_{\max} FE/试验	t_{\max} FE/试验	d_{\max} FE/试验	t_{\max} FE/试验	d_{\max} FE/试验	t_{\max} FE/试验	d_{\max} FE/试验	t_{\max} FE/试验
墙 8-1	8	6.2	0.89	1.15	0.84	1.12	0.81	1.10	0.63	1.02
墙 9-1	8	10.6	1.35	1.04	1.22	1.00	1.15	0.99	0.82	0.89
墙 16-1	11	9.8	1.37	1.02	1.25	0.97	1.10	0.95	0.72	0.74
墙 17-1	13	9.9	1.20	1.01	1.09	0.96	0.96	0.94	0.63	0.71
墙 19-1	11	9.8	1.35	1.23	1.22	1.19	1.08	1.14	0.70	0.93
墙 20-1	16	12.1	1.14	0.97	1.03	0.92	0.93	0.89	0.58	0.72
平均值			1.22	1.07	1.11	1.03	1.00	1.00	0.68	0.84
COV			0.15	0.09	0.14	0.10	0.13	0.10	0.13	0.16

木立柱-面板钉连接的抗剪性能是影响木框架墙部分组合作用的关键, 钉连接抗剪刚度的增加能够提升木框架墙的整体刚度。目前尚无关于爆炸荷载作用下木立柱-面板钉连接抗剪性能动力放大效应的试验研究。根据 Lacroix^[8]的分析, 爆炸荷载作用下木框架墙的整体刚度约为静载作用下的 1.18 倍。为合理确定爆炸荷载作用下钉连接的动力放大效应, 本研究借鉴 McCutcheon^[18]提出的部分组合作用理论, 通过解析方法估算钉连接的动力放大系数。在部分组合理论中, 通过修正翼缘板(即面板)的轴向刚度考虑组合截面的抗弯刚度, 表达式如下:

$$EI_W = EI_S + \frac{(\overline{EA}_F)(EA_S)}{EA_F + EA_S} h^2 \quad \#(2)$$

$$\overline{EA}_F = \frac{EA_F}{1 + 10 \frac{EA_F}{SL_F^2}} \quad \#(3)$$

$$S = \frac{P/\delta}{s} \quad \#(4)$$

式中： EI_W 为考虑部分组合作用的木框架墙弯曲刚度； EI_S 为木立柱的弯曲刚度； EA_S 为木立柱的轴向刚度； h 为木立柱的形心到面板形心的距离； \overline{EA}_F 为考虑部分组合作用的修正后的面板轴向刚度； EA_F 为面板轴向刚度； L_F 为面板间缝隙的间距，在本研究中应取为构件的净跨； S 为钉连接的刚度系数； P/δ 为钉连接的切向刚度； s 为钉的间距。将木框架墙、木立柱以及钉连接刚度的动力放大系数（定义为 DIF_W 、 DIF_S 和 DIF_N ）带入式(2)~(4)后并进行整理，得到钉连接刚度动力放大系数 DIF_N 的解析表达式：

$$DIF_N = \frac{10EA_F(DIF_W EI_W - DIF_S EI_S) DIF_S EA_S}{SL_F^2 [EA_F DIF_S EA_S h^2 - (DIF_W EI_W - DIF_S EI_S)(EA_F + DIF_S EA_S)]} \quad \#(5)$$

将 $DIF_W=1.18$ 、 $DIF_S=1.14$ 以及木框架墙的几何和材料参数代入后，可由式(5)得到钉连接动力放大系数的解析解。对于 OSB 木框架墙， P/δ 取试验初始刚度 1770 N/mm，得到 $DIF_N=1.5$ 。对于胶合板木框架墙， P/δ 取试验初始刚度 2430 N/mm，得到 $DIF_N=1.35$ 。综合以上结果，本模型统一取钉连接 $DIF_N=1.4$ 。由于部分组合作用主要受平行于木立柱方向（即强轴方向）钉连接切向行为的影响，模型中仅在该方向放大钉连接的荷载-滑移曲线。图 4 展示了引入 DIF_N 前后钉连接切向荷载-滑移曲线的变化。鉴于现有激波管试验中均未发生钉连接切向的剪切破坏，因此无法通过试验确定钉连接切向承载力的动力放大系数。本研究中假定钉连接切向承载力不受动力荷载的影响。

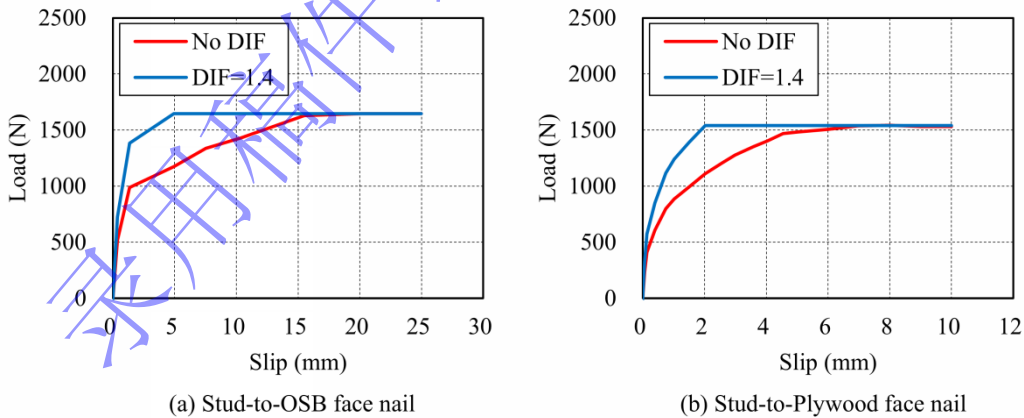


图 4 引入 DIF 后木立柱-面板钉连接强轴方向荷载-滑移曲线

Fig.4 Load-slip curves of the stud-to-sheathing nail along the strength axis after introducing DIF

为了验证理论分析得到的钉连接 DIF_N 的合理性，本研究在模型二的基础上进一步引入图 4 中考虑 DIF_N 的钉连接切向荷载-滑移曲线，形成了表 3 中的模型三。从表 3 的结果可以看到，引入钉连接的动力放大系数后，木框架墙的峰值位移进一步减小，计算结果与试验结果更吻合，其峰值位移的 FE/试验的平均值为 1.00。此外，模型三预测的峰值位移对应的的时间也与实测值非常吻合（FE/试验的平均值为 1.00）。这些数值分析的结果进一步验证了 DIF_N 解析解的合理性。

此外，本研究中还设计了模型四：该模型假定木立柱与面板之间的剪力可以完全传递（即完美粘结），不存在剪切滑移。从表 3 中模型四的计算结果可以看到，假定完美粘结后，计算得到的峰值位移显著减小，明显低估了试验中观察到的木框架墙变形。这进一步证实，在模拟爆炸荷载作用下木框架墙的动力响应时，必须考虑钉连接的力学行为，并合理引入钉连接切向刚度的动力放大系数。

2.2 木立柱的破坏准则

根据第 1.2 节的阐述，当木立柱应力达到其抗弯强度 f_m 时，木框架墙并不会立即发生破坏，而是表现出一定的非线性变形能力。在本文的模型中，采用单轴理想弹塑性模型描述木立柱梁单元的材料特性。定义材料参数时，屈服强度取 f_m ，并通过式(1)考虑木立柱的应变率效应。然而，对于爆炸荷载作用下木立柱的破坏准则（即发生断裂时应变），目前尚无相关研究报道。Lacroix^[8]在激波管试验中测量了木框架墙木立柱发生破坏时的位移。本研究将通过对这些试验工况的数值模拟，确定爆炸荷载作用下木立柱的破坏准则。

表 4 列出了 Lacroix^[8]开展的激波管试验中发生木立柱断裂的木框架墙模拟结果。为了研究木立柱断裂应变对计算结果的影响，选取了三个不同断裂应变值：1) 断裂应变取屈服应变（即假定木立柱最外侧纤维达到 f_m 时即发生断裂）；2) 断裂应变取两倍屈服应变；3) 断裂应变取 2.5 倍屈服应变。从表中的计算结果可以看出，当假定外侧纤维达到 f_m 即发生断裂时，模型明显低估了木框架墙的变形能力，计算得到的峰值位移明显小于实测结果。随着设定的断裂应变值的增加，数值模型预测的峰值位移也随之增大，并更接近实测结果。当断裂应变设为屈服应变的 2.5 倍时，计算结果与试验结果最为吻合。此时，峰值侧移的 FE/试验的平均值为 0.94，峰值侧移对应时间的 FE/试验的平均值为 1.03。根据上述讨论可以认为，爆炸荷载作用下木框架墙中木立柱的断裂应变取屈服应变的 2.5 倍是合理的。

表 4 激波管试验中发生木立柱断裂的木框架墙模拟结果

Table 4 Numerical results for the light-frame wood walls with the studs failing in the shock tube tests

试件 名称	试验值		屈服应变×1		屈服应变×2		屈服应变×2.5	
	d_{max} /mm	t_{max} /ms	d_{max} FE/试验	t_{max} FE/试验	d_{max} FE/试验	t_{max} FE/试验	d_{max} FE/试验	t_{max} FE/试验
墙 6-2	47	8.9	0.74	0.74	1.02	0.94	1.10	1.02
墙 7-1	59	9.4	0.58	0.72	0.81	0.90	0.87	0.97
墙 17-2	51	9.9	0.69	0.71	0.89	1.03	0.93	1.03
墙 19-2	56	10.3	0.63	0.68	0.84	0.93	0.86	1.09
平均值			0.66	0.71	0.89	0.95	0.94	1.03
COV			0.10	0.03	0.11	0.06	0.12	0.05

3 模型验证与结果分析

3.1 弹性试验

本节将对 Lacroix^[8]开展的木框架墙激波管试验中的弹性试验（未发生木材破坏）的模拟结果进行讨论。图 5 对比了木立柱跨中侧移的试验与计算结果。有限元结果显示，木立柱 3 和 4 以及木立柱 2 和 5 的跨中侧移相同，且木立柱 3 和 4 的侧移略大于木立柱 2 和 5（木立柱编号见图 2）。图 5 中的灰色虚线表示木立柱 2 至 5 跨中侧移的实测结果。由于木材材性的离散性，不同刚度木立柱的跨中侧移存在差异，但振动相位基本一致。图 5 展示的激波管试验代表了三种典型的超压时程类型：在墙 8-1 中，冲击波正压时间很短，正压为 0 时结构响应尚未达到峰值；在墙 9-1 和墙 20-1 中，冲击波正压持时阶段基本对应结构的正向响应阶段（即正压持时与结构响应的半周期基本一致）；墙

19-1 中的冲击波正压持时较长, 约为结构响应周期的两倍。根据图 5 中的对比结果, 可以得出如下结论: 1) 本研究给出的数值模型可以准确预测弹性试验中不同超压时程模式下木框架墙侧移的第一个峰值位移及其对应的时间; 2) 试验中发现, 当冲击波负压发生在结构第一个回弹阶段, 即速度发生首次转向 (见图 5(a)), 木框架墙会发生较大的反向位移, 其大小与正向位移类似。当冲击波正压持时较长时, 在正压阶段, 木框架墙的反向位移较小, 甚至不出现负向位移。本研究建立的数值模型能较好地重现弹性试验中不同超压时程模式下木框架墙反弹阶段的峰值负向位移。

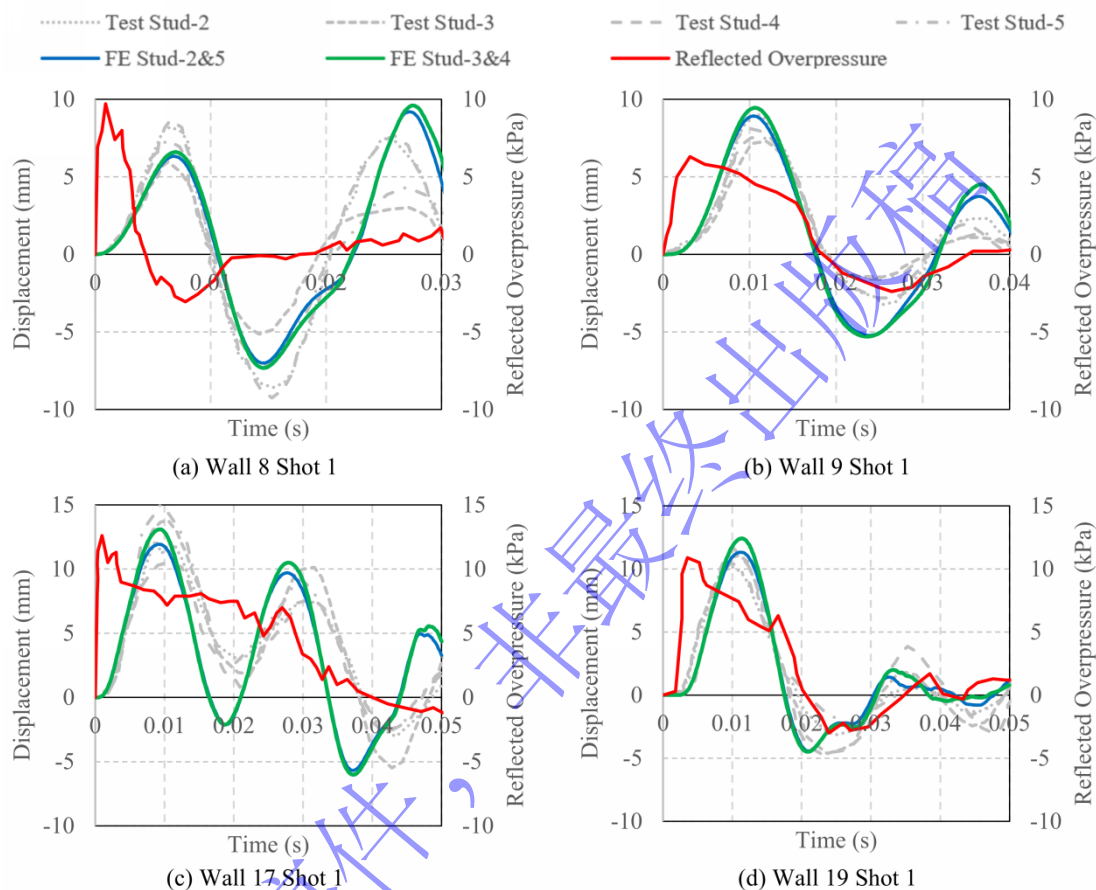


图5 弹性激波管试验中木立柱跨中侧移试验结果与数值解的对比

Fig.5 Comparison of experimental and numerical mid-span displacements of the studs in the elastic shock tube tests

相比于试验, 数值模型能够提供木框架墙在爆炸荷载作用下更为细致的力学响应信息。图 6 显示了墙 8-1 木立柱 3 不同钉连接的轴向位移 (即平行于钉方向的位移) 随时间的变化曲线。从图中可以观察到, 在正向响应阶段, 轴向位移几乎为零, 表明木框架墙与木立柱直接接触, 钉连接未出现拔出现象。而在负向位移阶段, 钉连接出现了明显轴向拔出位移。沿木立柱方向, 靠近支座的钉连接 (即图 6 中的 Nail 7) 的拔出位移最小, 靠近跨中的钉连接 (即图 6 中的 Nail 1) 的拔出位移最大。在所有弹性激波管试验中, 墙 8-1 的负向位移最大, 其钉连接的拔出位移也最大, 达到约 7.5 mm。参考图 3 可知, 拔出位移 7.5 mm 仍未达到抗拔承载力 (对应位移约 12 mm), 表明钉连接的抗拔行为仍处于弹性阶段。此外, 数值结果还显示, 弹性激波管试验过程中钉连接的切向位移很小 (最大切向位移不超过 1 mm)。综上所述, 在弹性激波管试验的超压-冲量组合下, 钉连接在轴向和切向均处于弹性受力阶段。

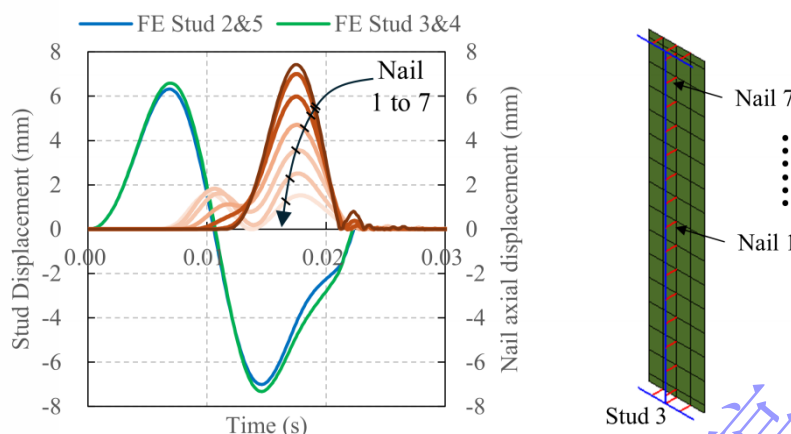


图 6 墙 8-1 数值模型给出的钉连接轴向位移时程曲线

Fig.6 Time history of axial displacements of nails from the numerical model of wall 8-1

为了进一步量化爆炸荷载引起的负压对木框架墙弹性行为的影响，本研究将墙 8-1 的超压时程进行了修改，将所有负压阶段的超压设为零，其计算结果如图 7 所示。通过对比图 7 和图 6 可以发现，不考虑负压时，木框架墙中木立柱的负向峰值位移减小约 37%；钉连接的拔出位移减小约 24%。因此，爆炸荷载作用下木框架墙的对负压较敏感，在分析时有必要考虑冲击波负压的影响。

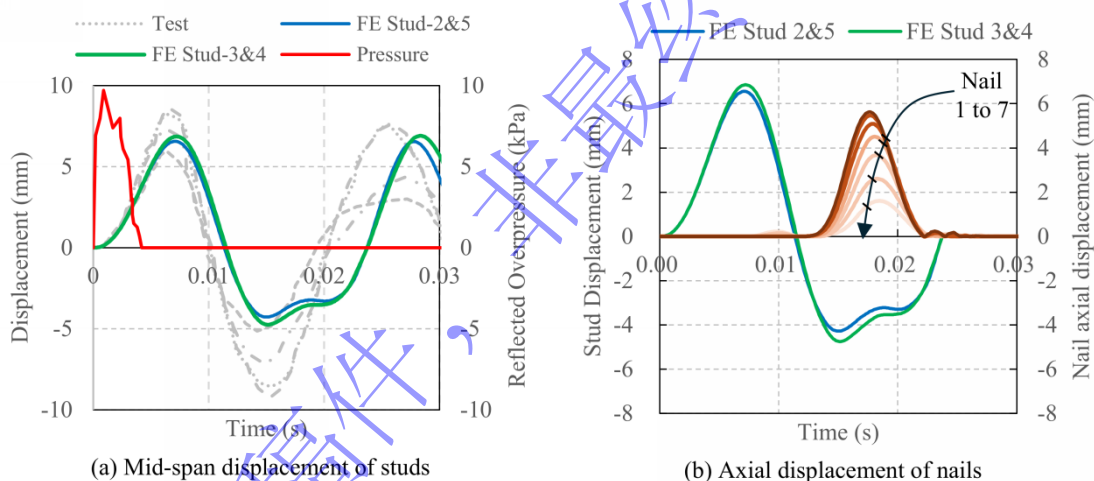


图 7 不考虑负压作用的墙 8-1 数值分析结果

Fig.7 Numerical results for Wall 8-1 when the negative pressure is neglected

3.2 破坏试验

本节将对 Lacroix^[8]完成的激波管试验中发生木立柱破坏的木框架墙试验的模拟结果进行讨论。与弹性试验相同，试验中测量了木立柱 2 至 5 的跨中侧移随时间的变化曲线。图 8 中灰色虚线为实测位移时程曲线。由于木材材性的离散性，试验测得的四个木立柱的侧移时程曲线存在差异：对于发生断裂（完全破坏）的木立柱，图 8 中给出了加载开始直至发生立柱断裂时刻的侧移时程曲线（立柱断裂的时刻通过跨中应变时程曲线的突变点确定^[8]）；对于发生损伤但并未完全断裂的木立柱，图 8 中给出了从试验开始直至第一个侧移峰值以及部分回弹过程的侧移时程曲线。为了表征统计意义上立柱的破坏位移以及破坏的时刻，图 8 中的空心圆代表了实测立柱破坏位移和破坏时刻的平均值（注：对于发生损伤但并未完全断裂的立柱，取峰值位移及其对应的时刻）。在数值模拟中，由于未考虑木立柱材性的离散性，中间四个木立柱均发生完全断裂。图 8 中蓝色和绿色曲线展示了加载开始直至发生木立柱断裂时刻的时程曲线模拟结果，同时还给出了四个立柱发生断裂的位移和时间的数值解的平均值（见图 8 中的空心三角形）。从图中可以看出，数值模型预测的木立柱发生破坏

时的位移和时间（图 8 中的空心三角形）与相应的实测结果（图 8 中的空心圆）在平均意义上吻合较好，验证了模型的合理性。关于考虑木材材性离散性对预测结果的影响将在下文介绍。

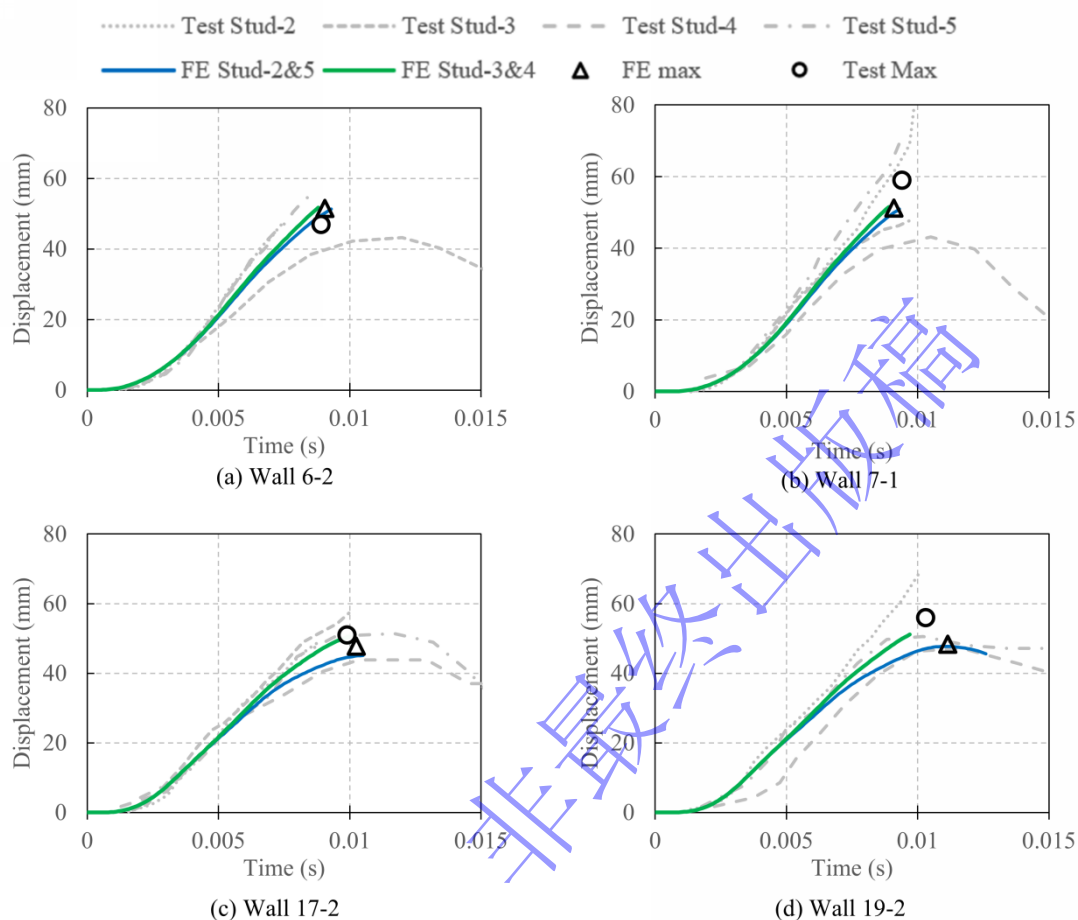


图 8 第一个正向侧移峰值发生木立柱破坏的木框架墙的试验和数值结果的对比

Fig.8 Comparison of experimental and numerical results for the light-frame wood walls of which the studs failed at mid-span upon reaching the first positive displacement peak

图 8 中展示的两个胶合板木框架墙试验（即墙 17-2 和墙 19-2）中未观察到面板破坏。以墙 17-2 为例，数值分析结果显示：在木立柱破坏前，面板在强轴方向的最大弯曲应力（即图 9(b)中的 Z-Stress，坐标系详见图 2）约为 10.8 MPa，小于实测的胶合板抗弯强度（41.0 MPa，详见表 2），表明木立柱破坏前不会发生强轴方向的弯曲破坏。进一步分析显示，面板在弱轴方向的最大弯曲应力（即图 9(b)中的 Y-Stress）约为 6.8 MPa。由于 Lacroix^[8]并未提供胶合板弱轴方向的抗弯强度，参考加拿大木结构规范 CSA O86^[6]表 9.1，可知 18.5 mm 胶合板弱轴方向抗弯强度约为强轴方向的 0.47 倍。据此比例，可以估算得到试验中胶合板弱轴方向抗弯强度约为 19.3 MPa。有限元模型预测的弱轴方向最大弯曲应力 6.8 MPa 远小于 19.3 MPa，表明木立柱破坏前面板亦不会发生弱轴方向的弯曲破坏。综上，模拟结果与试验观察基本一致。

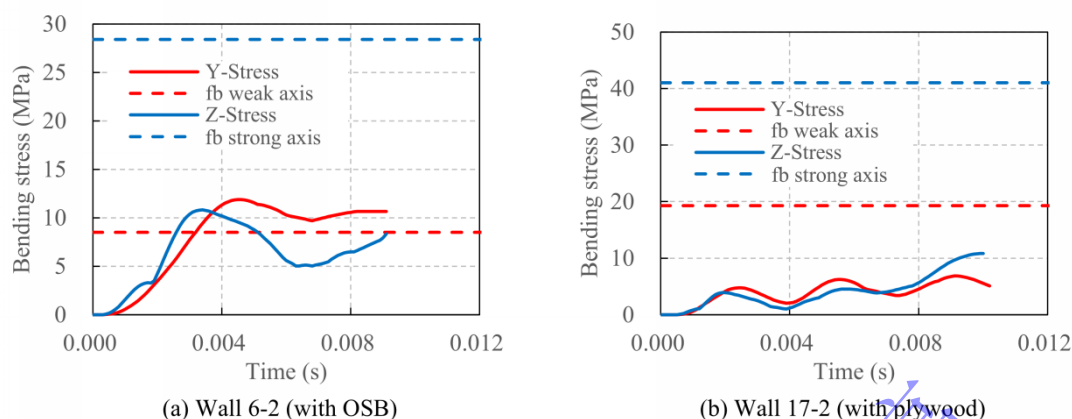


图9 激波管试验中木框架墙面板的弯曲应力计算结果

Fig.9 Numerical bending stress of the sheathings of the light-frame wood walls in the shock tube tests

与胶合板木框架墙不同，图8中展示的两个OSB木框架墙的激波管试验中观察到面板出现以纵向裂缝为特征的弱轴方向的弯曲破坏（如图10(a)所示）。以墙6-2为例，模型计算得到的木立柱破坏前OSB面板的弯曲应力时程曲线如图9(a)所示。从图中可以看到，在木立柱破坏前，OSB面板强轴方向的弯曲应力远小于试验测得的强轴方向抗弯强度，表明不会发生面板强轴方向的弯曲破坏。与胶合板类似，参考CSA O86可以得到11 mm OSB弱轴方向抗弯强度约为强轴方向的0.3倍，据此估算试验中采用的OSB弱轴方向抗弯强度约为8.5 MPa。对比图9(a)中数值模型预测的面板弱轴方向弯曲应力与弱轴方向抗弯强度可以发现，木立柱破坏前，面板弱轴方向最大弯曲应力约11.9 MPa，大于估算的弱轴方向抗弯强度。进一步对比数值计算得到的弱轴方向面板弯曲应力分布图（图10(b)）与试验观察到的OSB面板破坏情况（图10(a)），可以发现数值模型预测的弱轴方向高弯曲应力分布与试验观察到的面板弱轴弯曲破坏基本一致。需要注意的是，目前仍缺乏对OSB面板在爆炸荷载作用下动力放大系数的试验研究。因此，为了准确模拟和预测OSB木框架墙在爆炸荷载作用下可能发生的面板破坏，有必要开展进一步的试验研究工作。

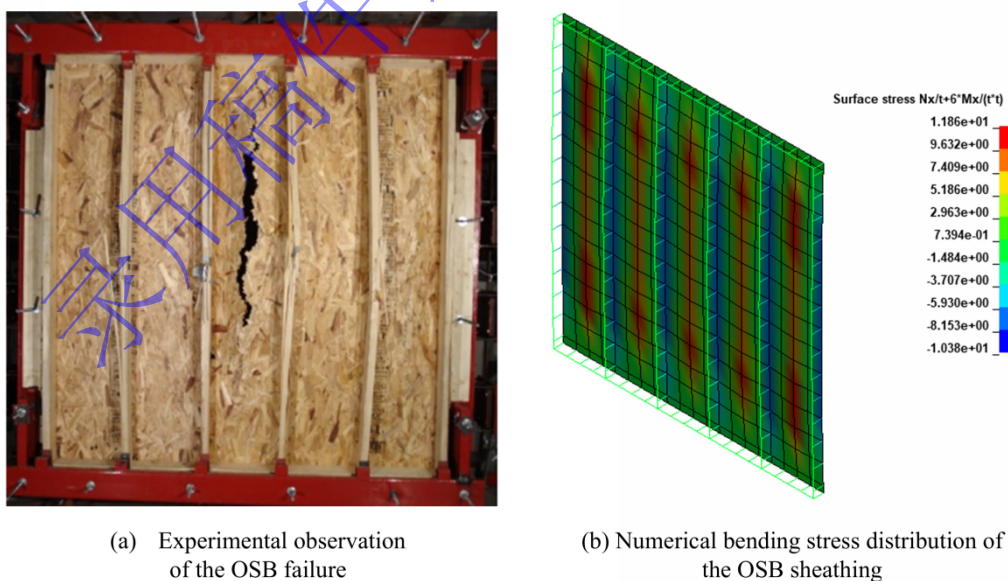
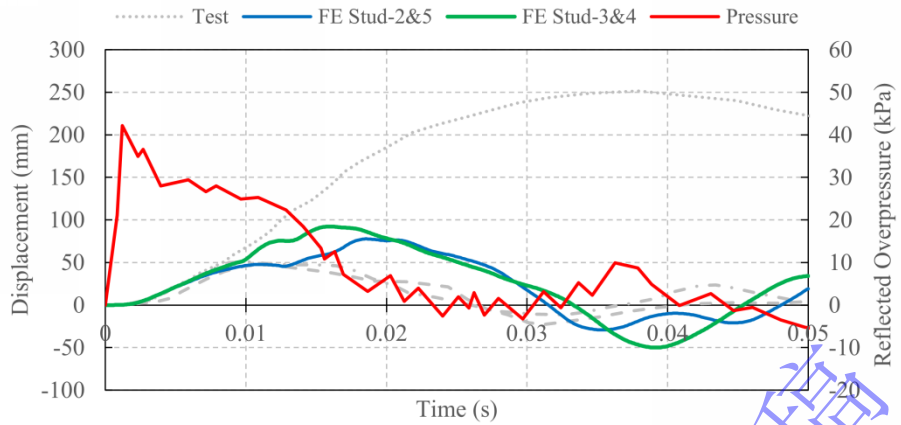


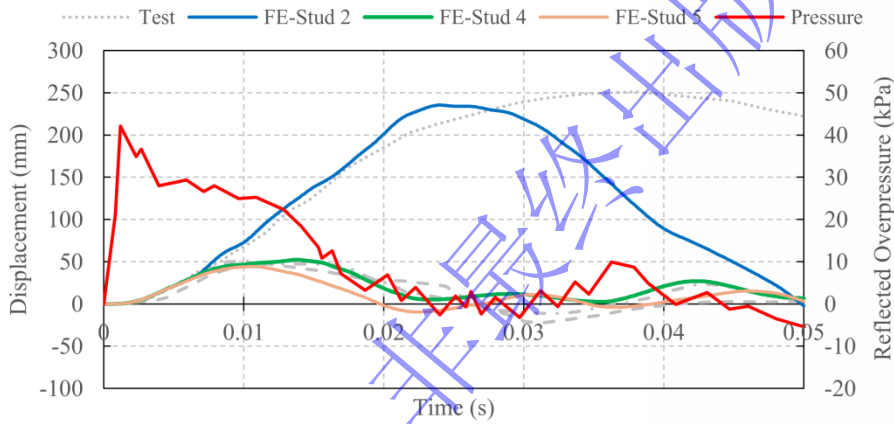
图10 轻型木框架墙激波管试验中的OSB面板破坏

Fig.10 OSB failure in the shock tube tests of the light-frame wood walls

从图 8 中可以看到, 由于木材材性的离散性, 不同木立柱的响应存在区别。但图 8 中试验与数值模拟结果的对比显示, 不考虑木材材性的离散性对于第一个正向峰值前的响应预测结果影响很小。然而, 对于第一个正向峰值后的动态响应, 则不能忽略木材材性离散性对结果的影响。图 11 展示了两个不同的数值模型给出的激波管试验墙 19-2 的模拟结果。在图 11(a)中, 数值模型未考虑木立柱材性的离散性, 所有六个木立柱的 MOE 与 f_m 均相同。从图中可以看出, 达到第一个正向峰值位移(约 11 ms)前, 数值模拟结果与试验测得的 3 个木立柱的动态响应基本一致。然而, 在木立柱发生破坏后, 侧移计算结果与实测值存在显著偏差: 在实测结果中, 木立柱 2 因发生断裂, 其跨中侧移显著增大, 在 30 ms 至 40 ms 之间达到约 250 mm 的峰值; 相比而言, 木立柱 4 和 5 仅出现轻微开裂, 在木立柱 2 破坏后即发生回弹, 之后跨中侧移很小, 在零位移附近震荡。Lacroix^[8]对墙 19-2 的试验现象观察如下: 木立柱 1 出现明显开裂; 木立柱 2 和 3 在第一个正向峰值位移即发生断裂; 木立柱 4 和 5 出现轻微开裂; 木立柱 6 无损伤。根据上述试验现象, 本研究尝试调整木立柱的 f_m 以获得更符合试验结果的数值解。通过试错, 得到以下六个木立柱的抗弯强度: $f_{m,Stud-1}=45$ MPa; $f_{m,Stud-2}=38.7$ MPa; $f_{m,Stud-3}=38.7$ MPa; $f_{m,Stud-4}=85.9$ MPa; $f_{m,Stud-5}=85.9$ MPa; $f_{m,Stud-6}=85.9$ MPa。分析表明, 上述 f_m 值均落在木立柱实测 f_m 统计结果的 5%至 95%分位点之间。图 11(b)展示了修改木立柱抗弯强度后的模拟结果。从图中可以看出, 考虑木立柱抗弯强度的离散性后, 木立柱 2 因 f_m 最小而发生断裂破坏, 位移显著增大, 其正向位移峰值约为 235 mm, 与实测结果较吻合。进一步对比破坏模式可以看到(见图 12), 若不考虑木立柱材性的离散性, 数值模型预测发生中间四个木立柱的破坏; 而合理考虑木立柱材性的差异后, 模拟结果显示木立柱 1~3 发生断裂破坏, 与试验观察的破坏模式基本吻合。综上所述, 为了准确预测爆炸荷载作用下木框架墙木立柱破坏后的动态响应与破坏模式, 必须合理考虑木材材性的离散性。本文仅提供探索性的分析结果。在今后的研究中, 可基于本研究建立的模型, 充分考虑木材材性的随机性, 进一步开展轻型木框架墙在爆炸荷载作用下的易损性分析。



(a) FE model in which all studs' material properties are the same

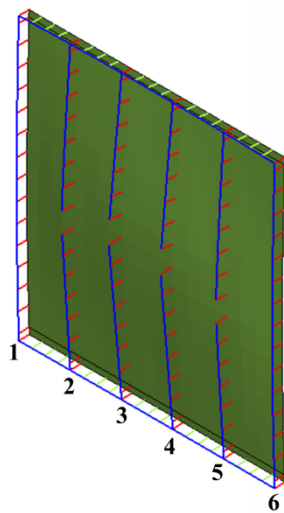


(b) FE model in which the studs' material properties vary

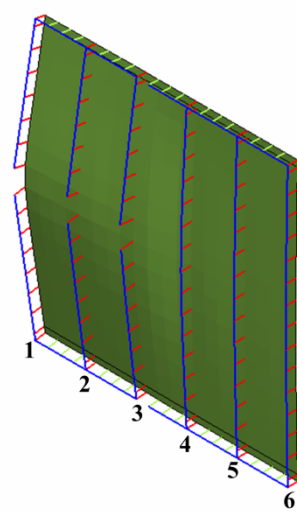
图 11 墙 19-2 激波管试验的有限元分析结果
Fig.11 FE results for the shock tube tests Wall 19-2



(a) Experimental observation



(b) FE model without considering the variation of the material properties of studs



(b) FE model considering the variation of the material properties of studs

图 12 墙 19-2 的破坏模式

Fig.12 Failure mode of Wall 19-2

与前述四个木框架墙激波管试验相比，墙 8-2 的爆炸荷载的正压持时较短，并且存在明显的负压作用（见图 13 中的红色曲线）。由于负压作用对面板产生了较强的吸力，试验中观察到明显的木立柱-面板钉连接的拔出现象，如图 14(a)所示。图 13 展示了钉连接的轴向位移沿木立柱的分布，计算结果显示：在木框架墙的反弹阶段，出现了较大的钉连接轴向拔出位移（见图 13）。根据 ASTM D1761^[19]，当钉连接的拔出位移超过 20 mm 时，即可认为连接已失效。通过图 13 可以看到，在约 16 ms 至 19 ms 的时间范围内，墙 8-2 的木立柱-面板钉连接均由于钉被拔出而失效，表明此时已出现钉连接的破坏。综上，本研究建立的模型能够较好地重现由于负压导致的木立柱-面板钉连接被拔出的破坏模式（见图 14）。此外，数值结果还显示，发生木立柱破坏的试验过程中钉连接的最大切向位移不超过 4 mm，未达到切向峰值承载力，不会发生钉连接剪切破坏，这也与试验观察结果一致。

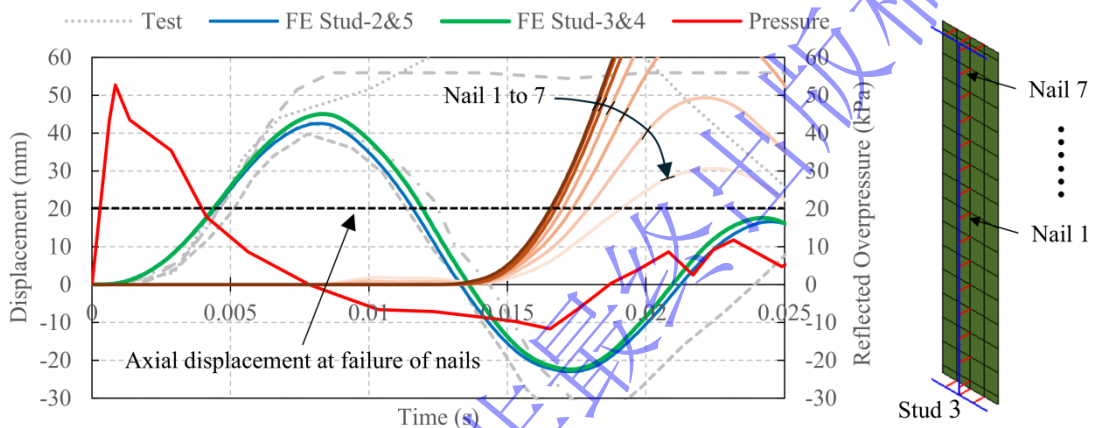
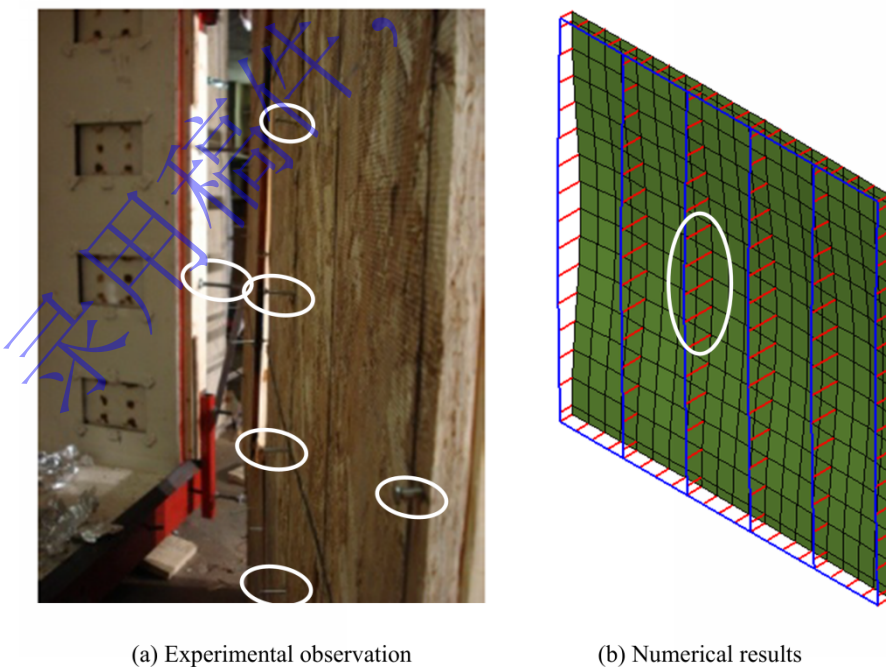


图 13 激波管试验墙 8-2 的数值模拟结果

Fig.13 Numerical results for the shock tube test Wall 8-2



(a) Experimental observation

(b) Numerical results

图 14 激波管试验墙 8-2 中的钉拔出现象

Fig.14 Nail withdraw in the shock tube test Wall 8-2

4 结论

国内外学者在混凝土结构和钢结构抗爆研究方面已积累了丰富的成果，但对木结构抗爆性能的研究仍较少。虽然已有试验研究涉及轻型木框架墙的抗爆性能，但由于爆炸试验成本高昂，数值仿真研究成为一个必不可少的替代手段。目前，针对轻型木框架墙抗爆性能的数值仿真研究仍然有限。本文以加拿大学者 Lacroix^[8]开展的一批轻型木框架墙激波管试验为对象，研究了爆炸荷载作用下轻型木框架墙的数值建模方法。本模型针对木框架墙在爆炸荷载作用下的受力特点，考虑了木基结构板的正交各向异性、木立柱-面板钉连接的动力非线性力学行为以及木立柱动力弹塑性特征。为了建立更为准确的数值仿真模型，本文还重点探讨了钉连接动力放大系数以及木立柱破坏准则的确定。根据本文的讨论与分析，可以得到如下结论：

- (1) 在模拟爆炸荷载作用下轻型木框架墙的力学行为时，需要准确考虑钉连接的力学行为，以反映木立柱与面板的部分组合作用。若假定钉连接能够完全传递剪力，不发生剪切滑移，数值模型会显著高估构件的刚度。
- (2) 本研究基于考虑部分组合作用的弯曲刚度理论公式，并参考激波管试验结果，通过解析方法估算了钉连接的动力放大系数（DIF=1.4）。分析结果显示：在数值模型中引入上述钉连接动力放大系数后，数值模拟结果与试验结果吻合较好，验证了所提出的钉连接 DIF 的合理性。
- (3) 本文研究了爆炸荷载作用下木框架墙木立柱的破坏准则。对比数值计算结果与试验结果发现：当木立柱的破坏应变取 2.5 倍屈服应变时，数值模型给出的木立柱峰值位移与峰值位移对应时间均与试验结果吻合较好。
- (4) 针对发生木立柱破坏的激波管试验的模拟结果显示：对于胶合板木框架墙，在木立柱破坏前面板的纵向和横向弯曲应力均较小，不会发生面板破坏；对于 OSB 木框架墙，在木立柱破坏前横向弯曲应力可能超过 OSB 弱轴方向的抗弯强度，发生面板的横向弯曲破坏。数值模型给出的预测结果与试验观察现象基本一致。
- (5) 针对发生钉连接拔出破坏的激波管试验的模拟结果显示：对于存在明显负压作用的木框架墙，在负向位移阶段（即反弹阶段），木立柱-面板钉连接的拔出位移显著，明显大于 ASTM D1761 规定的钉拔出位移破坏限值，出现钉拔出的破坏模式。模拟结果与试验观察现象基本一致。木框架墙对爆炸作用产生的负压较敏感，在分析时不能忽略负压的影响。
- (6) 若不考虑不同木立柱材性的差异，本文数值模型虽能较好地预测第一个正向峰值位移（木立柱发生断裂破坏）及其对应的时间，但给出的木立柱破坏后的力学响应及破坏模式与试验结果不吻合。若在模型中合理考虑不同木立柱的材性差异，则能较好地重现木立柱断裂后木框架墙的力学响应和破坏模式。在今后的研究中，可基于本文建立的模型，充分考虑木材材性的随机性，开展轻型木框架墙在爆炸荷载作用下的易损性分析。

参考文献

- [1] REITHERMAN R, COBEEN K. Design documentation of woodframe project index buildings[R]. USA: Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, 2003.
- [2] 何敏娟, 何桂荣, 梁峰, 等. 中国木结构近 20 年发展历程[J]. 建筑结构, 2019, 49(19): 83-90. DOI: 10.19701/j.jzjg.2019.19.010.
- HE M J, HE G R, LIANG F, et al. Development of timber structures in China during recent twenty years[J]. Building Structure, 2019, 49(19): 83-90. DOI: 10.19701/j.jzjg.2019.19.010.

- [3] HUANG Z H., DAI K S, WANG J Z, et al. Investigations of structural damage caused by the fertilizer plant explosion at West, Texas. I: Air-blast incident overpressure[J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2016, 30(4): 04015064. DOI: 10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000799.
- [4] 司豆豆, 潘钻峰, 曾滨, 等. 爆炸荷载作用下大跨预应力混凝土框架动力响应分析[J]. *爆炸与冲击*, 2023, 43(11): 112201. DOI: 10.11883/bzycj-2023-0080.
- SI D D, PAN Z F, ZENG B, et al. Analysis of the dynamic response of prestressed concrete frame structures under blast load[J]. *Explosion and Shock Waves*, 2023, 43(11): 112201. DOI: 10.11883/bzycj-2023-0080.
- [5] 陈能翔, 钟巍, 王澍霏, 等. 远距离爆炸荷载作用下钢框架几何相似律研究[J]. *爆炸与冲击*, 2023, 43(1): 013101. DOI: 10.11883/bzycj-2021-0498.
- CHEN N X, ZHONG W, WANG S F, et al. Study on geometric similarity law of steel frame under a far-field explosion load[J]. *Explosion And Shock Waves*, 2023, 43(1): 013101. DOI: 10.11883/bzycj-2021-0498.
- [6] Canadian Standards Association. Design and assessment of buildings subjected to blast loads (CSA S850)[S]. Canada: CSA Group, 2012.
- [7] JACQUES E., LLOYD A, BRAIMAH A, et al. Influence of high strain-rates on the dynamic flexural material properties of spruce-pine-fir wood studs[J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2014, 41(1): 56-64. DOI: 10.1139/cjce-2013-0141.
- [8] LACROIX D. Behaviour of light-frame wood stud walls subjected to blast loading[D]. Canada: University of Ottawa, 2013.
- [9] VIAU C, DOUDAK G. Investigating the behavior of light-frame wood stud walls subjected to severe blast loading[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2016, 142(12): 04016138. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001622.
- [10] VIAU C, DOUDAK G. Investigating the behaviour of typical and designed wall-to-floor connections in light-frame wood stud wall structures subjected to blast loading[J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2016, 43(6): 562-572. DOI: 10.1139/cjce-2015-0452.
- [11] MOURAO R, CACOILLO A, TEIXEIRA-DIAS F, et al. Blast resistance of timber structural elements: A state-of-the-art review[J]. *International Journal of Protective Structures*, 2023, 14(2): 263-295. DOI: 10.1177/20414196221092466.
- [12] QUAYYUM S. Refined parametric models for wind load resistances of wood-frame walls[J]. *Engineering Structures*, 2019, 183: 841-859. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.058>.
- [13] 祝恩淳, 陈志勇, 陈永康, 等. 轻型木结构剪力墙抗侧力性能试验与有限元分析[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2010, 42(10): 1548-1554.
- ZHU E C, CHEN Z Y, CHEN Y K, et al. Testing and FE modeling of lateral resistance of shearwalls in light wood frame structures[J]. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2010, 42(10): 1548-1554.
- [14] BULLEIT W M, PANG W C, ROSOWSKY D V. Modeling wood walls subjected to combined transverse and axial loads[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2005, 131(5): 781-793. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:5(781).
- [15] LACROIX D N, DOUDAK G. Investigation of dynamic increase factors in light-frame wood stud walls subjected to out-of-plane blast loading[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2015, 141(6): 04014159. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001139.
- [16] Canadian Standards Association. Engineering design in wood (CSA O86)[S]. Canada: CSA Group, 2024.
- [17] MI H. Behavior of unblocked wood shearwalls[D]. Canada: University of New Brunswick, 2004.
- [18] MCCUTCHEON W J. Stiffness of framing members with partial composite action[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1986, 112(7): 1623-1637. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:7(1623).
- [19] American Standard for Testing Methods. Standard test methods for mechanical fasteners in wood (ASTM D1761)[S]. USA: ASTM International, 2012.