

文章编号: 1000-4750(2021)03-0060-13

唐代殿堂型木构架摇摆柱力学模型研究

王娟^{1,2}, 崔志涵^{1,2}, 张熙铭^{1,2}

(1. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. 结构风工程与城市风环境北京市重点实验室, 北京 100044)

摘 要: 以山西佛光寺东大殿为代表的唐代殿堂型木结构建筑年代久远, 具有极其重要的历史文化价值。已有研究表明柱架层、铺作层和屋架层的水平分层结构使其具有良好的抗震性能, 其中柱摇摆抗震中发挥了重要作用。以唐代殿堂型木构架中的木柱为研究对象, 对其在水平荷载作用下的抗侧机理进行了详细分析: 考虑摇摆过程中柱头和柱脚受压面应力状态变化及受压区木材的弹塑性变形, 将柱摇摆过程划分为六个子状态, 分别建立了各子状态的几何方程、平衡方程和接触面应力分布关系; 对柱头、柱脚受压面形状变化以及柱头栌斗压力合力作用点和柱脚础石支反力合力作用点的平移过程进行详细分析; 建立了摇摆柱抗侧力-柱头水平位移力学模型, 并通过与数值计算结果及已有理论模型的对比较验证了所提模型的有效性。此外, 还对比分析了唐、宋两个历史时期殿堂型木构架因柱架层构造不同而产生的抗侧性能差异。研究成果可为早期古建木构抗震性能及加固研究提供理论基础。

关键词: 木构架; 摇摆柱; 力学模型; 唐代; 殿堂型

中图分类号: TU366.2 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.04.0255

THE MECHANICAL MODEL OF ROCKING COLUMNS IN PALACE-STYLE TIMBER FRAMES IN TANG DYNASTY

WANG Juan^{1,2}, CUI Zhi-han^{1,2}, ZHANG Xi-ming^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. Beijing's Key Laboratory of Structural Wind Engineering and Urban Wind Environment, Beijing 100044, China)

Abstract: With a long history, palace-style timber structure buildings in Tang Dynasty, which are represented by the East Hall of Foguang Temple in Shanxi province, have significant historical and cultural values. The horizontally layered structure, including the column frame layer, Tou-Kung layer and roof frame layer, has good seismic performance, in which the rocking resistance of the columns plays an important role. Taking a single column of the palace-style timber frames in Tang Dynasty as the research object, the resistance mechanism of the rocking column under horizontal loading was analyzed. The process of the column rocking was divided into six states. The geometric conditions, equilibrium conditions and stress distribution of the contact surface for each state were obtained considering the stress-strain states of the compression surface of the column ends during rocking and that the timber in compression may induce elastic-plastic strain. The change of the shape of the compression surface of the column ends and the translation of the action points of Ludou and stone base were analyzed in detail. A mechanical model of the lateral force resistance and horizontal displacement of the rocking column was established and verified by a comparison with the results from numerical simulation and existing models. The differences of the lateral resistance of the column frames of different structural configurations in Tang and Song Dynasties were also analyzed. The results provide a theoretical basis for the study of the seismic performance and reinforcement of ancient structures in early historical period.

Key words: timber frame; rocking column; mechanical model; Tang Dynasty; palace-style

收稿日期: 2020-04-26; 修改日期: 2020-08-12

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51978038); 高等学校学科创新引智基地计划项目(B13002)

通讯作者: 王娟(1982—), 女, 天津人, 副教授, 博士, 硕导, 主要从事古建筑木结构受力性能与结构健康监测研究 (E-mail: juanwang@bjtu.edu.cn).

作者简介: 崔志涵(1992—), 男, 广东人, 硕士, 主要从事古建筑木结构构架及关键节点力学性能研究 (E-mail: 16121009@bjtu.edu.cn);

张熙铭(1996—), 男, 河南人, 硕士生, 主要从事古建筑木结构构架受力性能理论模型研究 (E-mail: zhangximing21@163.com).

中国古建筑木结构主要形式为由立柱和横向构件通过榫卯节点组合而成的梁柱框架结构。木柱是古建筑木结构中起支撑作用的构件,承接上部斗拱(宋及宋以前称为铺作)、梁架和屋盖荷载并将力传递给础石和基础;其平摆浮搁于础石之上,只能承受压力而不能承受拉力,这种放松约束式的柱脚连接方式使得我国的木结构古建筑具有良好自复位功能及抗侧能力^[1]。近年来有不少国内外学者针对不同类型的古建筑木结构,开展了榫卯^[2-4]、斗拱^[5-7]等关键节点以及整体木构架^[8-12]的受力性能与抗震机理研究。研究表明,在地震、强风等水平荷载作用下,古建筑木结构可通过柱摇摆及榫卯节点的反复咬合、挤压和摩擦抵抗外力作用。在抗侧过程中,木构架的恢复力矩主要由摇摆柱头与转动柱脚的抵抗力矩和榫卯、斗拱节点的抵抗力矩共同组成^[13],在变形较小时摇摆木柱产生的恢复力矩起主要抗力作用^[14]。

木构架在受到水平作用初期,柱脚因无法承受拉力而发生抬升,木柱形成柱摇摆现象,摇摆柱是木构架抵抗外部作用的重要构件。张鹏程^[15]通过一端铰接一端固接木柱的拟静力试验得出木柱抗侧荷载-位移曲线。Lee等^[16]通过柱脚局部受压试验得到了柱脚转角-力矩关系曲线。张凤亮等^[17]假定柱头与柱脚外边缘受力均匀且相等,根据柱头节点力矩推导并得到了柱脚恢复力矩。Nakahara和Nagase^[18]通过柱架的动力和静力试验得出了摇摆柱恢复力模型曲线,但并未给出理论计算方法。Maeda^[19]建立了考虑摇摆柱滞后特性的多段非线性力学模型,但其假定木柱为刚体,未对摇摆柱的接触面受力变形状态进行深入研究。He等^[20-21]提出木柱摇摆运动机理,通过单根木柱的概念分析、理论推导、数值模拟和模型低周反复荷载试验等方法研究柱脚在地震等反复荷载作用下的受力变形特性,对木柱在摇摆状态下柱脚节点的转动受力性能、抗侧刚度、恢复力矩等特性进行系统研究。然而上述研究均针对独立单根木柱开展,其合理性及可靠性有待由整体结构中木柱受力状态进行验证与修正。另外不同时期的古建木构,由于柱头与上部结构的连接性能及木构架结构组成的不同,木柱摇摆运动状态及抗侧能力亦有区别,相关研究尚待明确。

唐代殿堂型木结构是我国现存最早的古建筑木结构类型,具有重要的文物保护价值。与后世

古建筑木构架柱头上方普遍采用平板枋(宋及宋以前称为普拍枋)的构造不同,唐代殿堂型木构架中木柱采用馒头榫直接与上部铺作的栌斗相连,柱与柱之间没有直接联系,形成明显的“柔颈”。在水平荷载作用下,该类型木构架的柱摇摆现象尤为显著^[22]。因此,建立唐代殿堂型木构架摇摆木柱力学模型对研究其整体木构架的抗侧机理尤为重要,对我国早期木构建筑的科学保护具有重要意义。

本文以唐代殿堂型古建筑木结构中的木柱为研究对象,对其在水平荷载作用下的抗侧机理进行了详细分析,考虑柱摇摆过程中柱头和柱脚受压面应力状态变化及受压区木材的弹塑性变形,建立摇摆木柱抗侧力学模型,并通过与数值计算结果的对比验证模型的有效性。

1 唐代殿堂型木构架构造特点

以山西五台山佛光寺东大殿为代表的唐代殿堂型木构架在水平方向上具有明显分层,由柱架层、铺作层和屋架层由下至上叠置而成^[23],如图1所示。

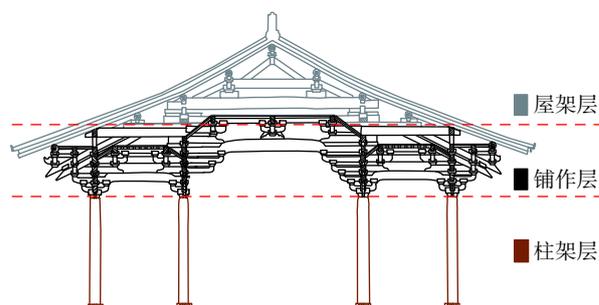


图1 唐代殿堂型木构架结构示意图
Fig. 1 Structure schematic diagram of palace-style timber frame in Tang Dynasty

柱架层的木柱顶端仅通过馒头榫与铺作层斗拱的最底层构件栌斗相连,木柱柱头横向无直接联系而通过铺作层横向梁枋间接联系;底端通过管脚榫或平摆浮搁于础石上,如图2所示。斗拱是铺作层的核心构件,由多层拱枋通过十字搭扣榫卯叠置结合而成,斗拱间通过纵横梁枋拉结形成的斗拱-梁架一体化结构即为铺作层^[24],抗侧刚度较大。唐代殿堂型木构架在侧向力作用,由柱架层与铺作层形成框架体系协同工作受力;而后世随着平板枋(宋称普拍枋)和额枋(宋称阑额)在柱架层的广泛应用,木柱间直接联系形成框架体系,铺作层横向联系机能逐渐衰退,至清代斗拱

已成为垫托型构件 (如图 3 所示)。由于唐代殿堂型木构架的这种特殊形制, 在侧向力作用下柱摇摆现象显著。

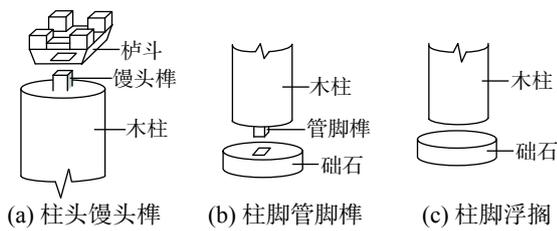


图 2 唐代殿堂型木构架柱头、柱脚连接示意图

Fig. 2 Joints of column head and column base of palace-style timber frame in Tang Dynasty

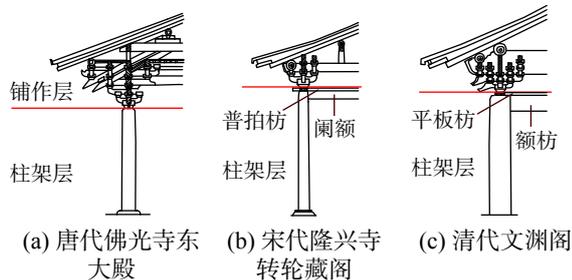


图 3 不同历史时期的木结构形制对比

Fig. 3 Comparison of timber structure frames in different historical periods

2 唐代殿堂型木构架摇摆柱抗侧机理

如前所述, 唐代殿堂型木构架木柱底端平摆浮搁于础石上或通过管脚榫连接, 顶端通过馒头榫与铺作层斗拱的栌斗相连, 在重力荷载作用下, 柱底柱顶面受压处于静平衡稳定状态。

当水平外力作用在柱头以上时, 柱脚-础石面产生的摩擦力可阻碍滑移。文献 [25] 提出了柱脚摩擦滑移隔振模型, 并给出了柱脚的滑移判定条件。栌斗搁置于柱头上, 对柱的转动无约束力, 柱头将向一侧倾斜, 柱发生偏摆或摇摆。因为栌斗上有纵、横拱构件约束, 不能发生倾斜, 只能随柱的摆动发生水平位移, 栌斗底面仍然保持水平状态, 此时柱头与栌斗之间形成一楔形缝隙, 上部结构产生的竖向荷载随之从柱头中心向边缘移动, 接触位置形成极大摩擦力使栌斗与柱头难以发生水平错动。由于柱脚特殊的浮搁构造, 其不能承受拉力而产生抬升, 础石反作用力从柱脚中心向另一侧边缘, 如图 4 所示。以木柱为研究对象, 柱头与柱脚受到的摩擦力组成倾覆力矩, 上部竖向荷载与础石支反力形成抗倾覆力矩, 使柱头反向偏摆或摇摆, 恢复静平衡状态。

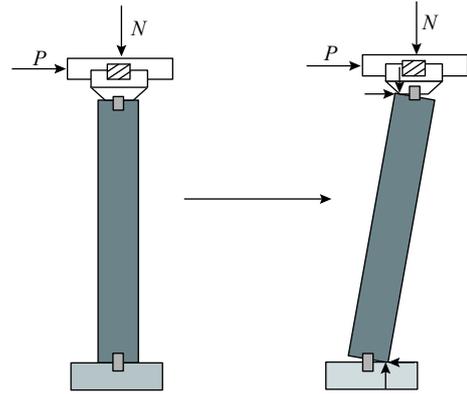


图 4 唐代殿堂型木构的木柱受力变形示意图

Fig. 4 Schematic diagram of stress and deformation of timber column in palace-style timber frame in Tang Dynasty

木柱在整个摇摆过程中, 柱头、柱脚受力状态不断变化, 其抗倾覆力矩 (恢复力矩) 除与水平位移相关外, 还受到柱脚受压面、础石支反力作用点和柱头受压面、柱头竖向力作用点位置的影响。柱脚与础石接触面可理想化为圆形; 栌斗与柱头通过馒头榫相叠, 栌斗底面为方形而柱头为圆形, 柱头-栌斗接触面为切角方形, 在计算时可等效为方形, 如图 5 所示。

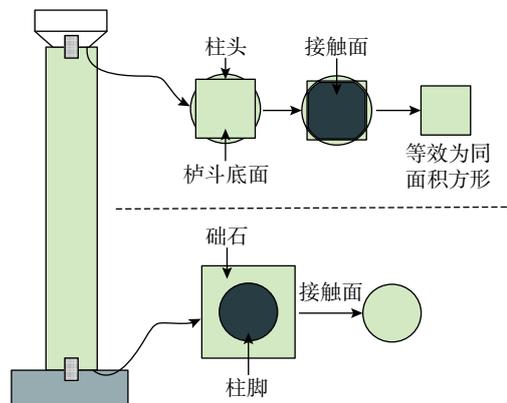
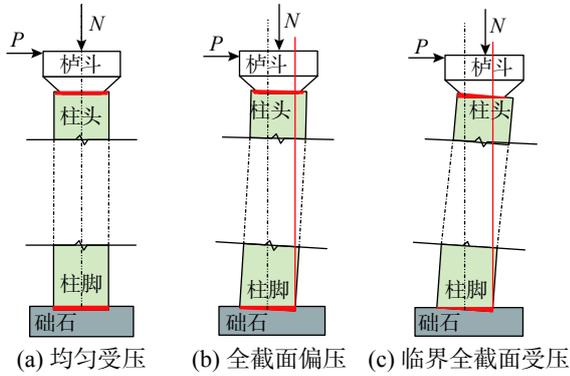


图 5 柱头、柱脚等效截面

Fig. 5 Equivalent sections of column head and column base

木柱柱头、柱脚受力变形状态全过程如图 6、图 7 所示, 可分为六个子状态。水平力作用前, 柱脚的受压变形、栌斗底面的受压变形为均匀分布, 如图 6(a) 所示; 当作用水平力时, 柱头发生水平位移, 木柱转动倾斜, 两个受压面均由全截面均压转为全截面偏压, 假定受压面为平面, 则一侧受压变形大于另一侧, 如图 6(b) 所示; 当水平力增大到一定值, 受压接触面的一侧处于脱离临界状态, 受压变形为零, 如图 6(c) 所示; 当水平力继续增大, 受压面一侧发生抬升, 接触分离, 即接触面局部受压, 如图 7(a) 所示; 受压接

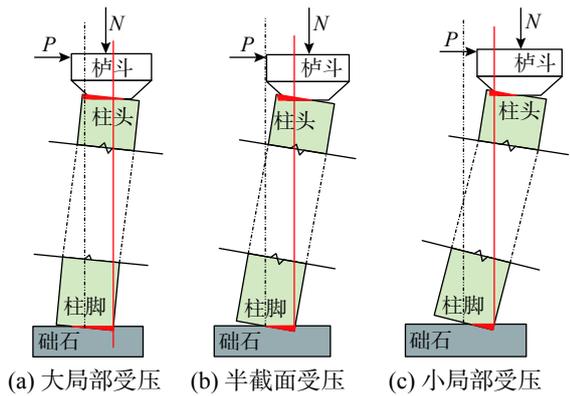
接触面随着木柱转角增大而减小, 最终无限趋近于接触面边缘, 如图 7(b) 和图 7(c) 所示。当水平力增大到一定程度时, 柱头竖向力作用点位置从础石支反力作用点的一侧移动到另一侧, 此时木柱恢复力矩变为倾覆力矩, 木柱完全失去抗侧能力, 构架发生坍塌破坏。



(a) 均匀受压 (b) 全截面偏压 (c) 临界全截面受压

图 6 全截面受压变形过程

Fig. 6 Compression deformation process of full section



(a) 大局部受压 (b) 半截面受压 (c) 小局部受压

图 7 局部受压变形过程

Fig. 7 Deformation process of local compression

3 摇摆柱力学模型的建立

3.1 木材力学性能分析

在较大竖向荷载和水平力作用下, 木柱为顺纹受压, 栌斗为横纹受压, 木材接触面存在局部受压变形, 因此考虑受压面可能进入弹塑性变形状态。假设为理想弹塑性的木材顺纹受压、横纹受压本构模型, 木柱顺纹受压应力-应变关系为:

$$\sigma_e^I = E_t^I \varepsilon, \varepsilon \leq \varepsilon_{pc}^I; \sigma_p^I = \sigma_{pc}^I, \varepsilon \geq \varepsilon_{pc}^I \quad (1)$$

式中: σ_e^I 和 σ_p^I 分别为木材顺纹受压的弹性阶段应力和塑性阶段应力; E_t^I 为木材顺纹受压弹性模量; σ_{pc}^I 为木材顺纹受压屈服应力; ε_{pc}^I 为顺纹受压初始屈服应力对应的应变。

栌斗横纹受压应力-应变关系为:

$$\sigma_e^{\perp} = E_t^{\perp} \varepsilon, \varepsilon \leq \varepsilon_{pc}^{\perp}; \sigma_p^{\perp} = \sigma_{pc}^{\perp}, \varepsilon \geq \varepsilon_{pc}^{\perp} \quad (2)$$

式中: σ_e^{\perp} 和 σ_p^{\perp} 分别为木材横纹受压的弹性阶段应力和塑性阶段应力; E_t^{\perp} 为木材横纹受压弹性模量; σ_{pc}^{\perp} 为木材横纹受压屈服应力; ε_{pc}^{\perp} 为横纹受压初始屈服应力对应的应变。

3.2 摇摆柱抗侧力学模型推导

3.2.1 基本假定

由于摇摆木柱实际受力变形情况较为复杂, 为便于力学模型推导, 引入以下假定: 1) 假定柱头、柱脚粗细一致、不考虑实际中的收分及卷杀作法; 2) 忽略柱头与栌斗接触处的馒头榫和柱脚与础石接触处的管脚榫, 文献 [26] 通过数值模拟分析发现, 不考虑馒头榫和管脚榫的唐代殿堂型单跨模型, 结构抗侧力在小位移时无显著变化, 但极限荷载约降低 15%, 为便于力学模型构建, 本文忽略柱头馒头榫和柱脚管脚榫的作用; 3) 假定柱脚在础石面不发生滑移, 已有研究结果 [27-28] 表明, 当不大于 8 度设防地震加速度峰值 0.20g 时, 可认为柱脚基本不发生滑移, 即使发生滑移也并不显著; 4) 假设栌斗始终保持直立, 即栌斗底面与柱头顶面的夹角与柱脚底面与础石面的夹角相等; 5) 假设木柱和栌斗的截面及高度在变形过程中始终保持不变, 即忽略柱脚-础石、栌斗-柱头截面因受压导致接触截面面积变大或变小, 同时忽略木柱和栌斗的剪切变形; 6) 木材顺纹受压和横纹受压均采用双折线本构模型 [29]。

3.2.2 力学模型分析

当柱头上部作用水平荷载 (假定荷载以从左向右为正向) 时, 柱的一次摇摆过程可由正向加载 (由竖立状态到柱头向右移动到极限位移)、正向卸载 (柱头从右侧极限位移回复到竖立状态)、反向加载 (由竖立状态到柱头向左移动到极限位移) 和反向卸载 (柱头从左侧极限位移回复到竖立状态) 四个过程组成。其中, 正向加载与正向卸载阶段模型变形状态相同, 反向加载与反向卸载阶段模型变形状态亦相同, 正、反向加载阶段模型变形状态只是方向相反。以正向加载过程为例进行分析。

1) 几何方程

木柱几何尺寸及摇摆过程中的几何参数如图 8 所示。 h_1 为柱高且假设为定值; h_2 为栌斗有效受压高度; 柱头-栌斗受压面为方形, 边长为 d ; 柱

脚-础石受压面为圆形，半径为 r ； Δ 为柱头水平位移； r'_e 为柱头压力合力点与柱头中心点的距离； r_e 为础石支反力合力点与柱脚中心点的距离。

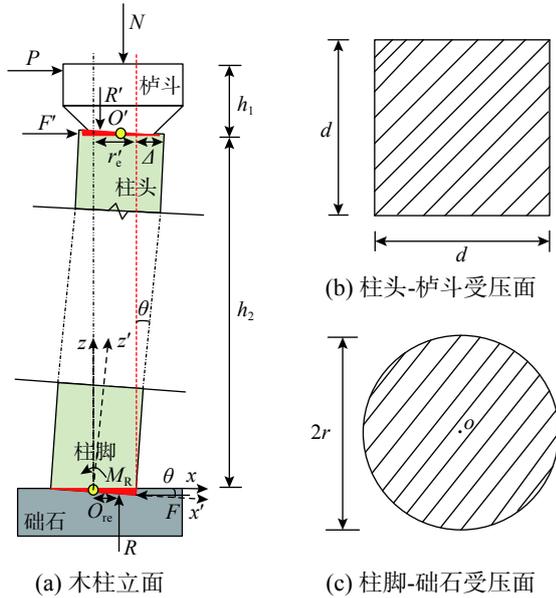


图 8 木柱几何参数

Fig. 8 Geometric parameters of timber column

设 L_0^I 、 L_0^\perp 分别为柱脚、栌斗的受压面线长度；考虑木材可能进入塑性应变的情况， L_{0e}^I 、 L_{0y}^I 分别为柱脚的弹性受压面线长度和塑性受压面线长度， L_{0e}^\perp 、 L_{0y}^\perp 分别为栌斗的弹性受压面线长度和塑性受压面线长度； ε_1^I 、 ε_r^I 分别为柱脚受压面左端、右端的应变； ε_1^\perp 、 ε_r^\perp 分别为栌斗受压面左端、右端的应变。

构件变形主要为木柱顺纹受压和栌斗横纹承压变形。其中，木材顺纹抗压强度大，计算可知在木柱摇摆至一倍柱径时，柱脚边缘应力最大位置处仍为弹性变形，因此基于材料力学原理和木结构设计标准^[30]，建立几何方程式 (3)、式 (4)。

$$\varepsilon_1^I = \frac{\Delta h_1^I}{h_1} \quad (3)$$

$$\varepsilon_r^I = \frac{\Delta h_r^I}{h_1} \quad (4)$$

木材横纹抗压强度相对较小，应力状态相对复杂，文献 [31] 对木材横纹三角形嵌压变形理论进行了详细分析。由于栌斗底部受压变形特征与木材横纹三角形嵌压变形相似，参考文献 [31] 的结论，得到几何方程式 (5)、式 (6)：

$$\varepsilon_1^\perp = \frac{\Delta h_1^\perp}{h_2} \quad (5)$$

$$\varepsilon_r^\perp = \frac{\Delta h_r^\perp}{h_2} \quad (6)$$

式中：右上标 I、 \perp 分别表示木柱顺纹受压、栌斗横纹受压； Δh_1^I 、 Δh_r^I 为柱脚受压面左端、右端的变形高度； Δh_1^\perp 、 Δh_r^\perp 为栌斗受压面左端、右端的变形高度。

设础石-柱脚、柱头-栌斗的变形夹角恒等为 θ ，由受压变形高度与受压面线长度得到变形几何关系表达式为：

$$\tan \theta = \frac{\Delta h_r^I - \Delta h_1^I}{2r} \quad (7)$$

$$\tan \theta = \frac{\Delta h_1^\perp - \Delta h_r^\perp}{d} \quad (8)$$

2) 平衡方程

已知础石抗压强度远大于柱脚顺纹抗压强度，柱头顺纹抗压强度远大于栌斗横纹受压强度，柱脚和栌斗均会出现受压变形，柱脚与础石接触面形成受压面，柱头与栌斗接触面形成受压面，柱脚底面会作用支反力 R 和摩擦力 F ；柱头顶面会作用由栌斗作用的竖向力 R' 和水平力 F' ，支反力 R 和 R' 与作用在栌斗上的竖向力 N 相等，摩擦力 F 和水平力 F' 与水平力 P 相等。水平力产生的倾覆力矩 $M(P)$ 会使木柱产生摇摆变位，竖向荷载产生抵抗变位的恢复力矩 $M(N)$ ，具有使木柱反复合位的作用。当不再作用水平力时，木柱复位运动直到恢复到原来的竖立静止状态；当水平荷载反复作用时，木柱便会产生绕柱脚边缘反复转动与复位，具有摇摆自复位的结构性能。如图 8(a) 所示，对木柱中心取矩 (O 与 O' 的连线中间点)，可得：

$$M(P) + M(N) = 0 \quad (9)$$

式中，倾覆力矩和恢复力矩分别为：

$$M(P) = Ph_1 = Fh_1 = F'h_1 \quad (10)$$

$$M(N) = N(r'_e + r_e - \Delta) = R(r'_e + r_e - \Delta) = R'(r'_e + r_e - \Delta) \quad (11)$$

3) 应力分布规律

① 全截面均匀受压

当木柱仅受竖向荷载作用时，柱脚和栌斗压应力分布为全截面均匀受压，如图 9 所示。

其受压面变形和应力分布均匀，合力作用点在受压面的中心，柱脚、柱头栌斗受压应力分别为：

$$\sigma_1^1(x) = \frac{N}{\pi r^2} \quad (12)$$

$$\sigma_1^1(x) = \frac{N}{d^2} \quad (13)$$

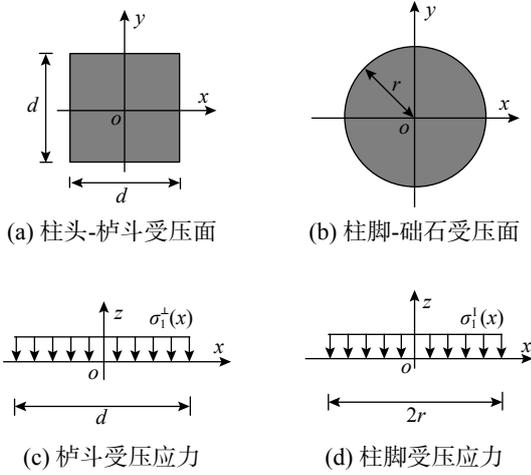


图9 全截面均匀受压应力分布
Fig. 9 Stress distribution in uniform compression of full section

② 全截面偏心受压

自左向右作用水平力时，木柱向右发生转动，柱脚与栌斗出现全截面偏心受压状态，受压面形状同图9(a)、图9(b)。受压面应力为梯形分布，如图10(a)、图10(b)所示；若竖向荷载较大，可能存在一侧发生应力屈服，应力分布为双线性，如图10(c)、图10(d)所示。

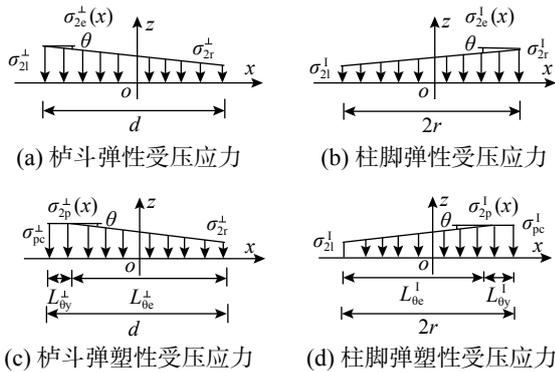


图10 全截面偏心受压应力分布
Fig. 10 Stress distribution of full section under eccentric compression

根据接触面应力分布关系，柱脚左、右两端的受压应力、柱头栌斗两端的受压应力分别为：

$$\sigma_{21}^1 = E_t^1 \varepsilon_{21}^1 \quad (14)$$

$$\sigma_{2r}^1 = E_t^1 \varepsilon_{2r}^1 \quad (15)$$

$$\sigma_{21}^1 = E_t^1 \varepsilon_{21}^1 \quad (16)$$

$$\sigma_{2r}^1 = E_t^1 \varepsilon_{2r}^1 \quad (17)$$

将式(3)~式(8)代入式(14)~式(17)可得：

$$\sigma_{2r}^1 - \sigma_{21}^1 = \frac{2rE_t^1 \tan \theta}{h_1} \quad (18)$$

$$\sigma_{21}^1 - \sigma_{2r}^1 = \frac{dE_t^1 \tan \theta}{h_2} \quad (19)$$

因此，弹性受压时柱脚底面、栌斗底面应力分布分别为：

$$\sigma_{2e}^1(x) = \frac{E_t^1 \tan \theta}{h_1} (x-r) + \sigma_{2r}^1 \quad (20)$$

$$\sigma_{2e}^1(x) = \frac{E_t^1 \tan \theta}{h_2} \left(-x - \frac{d}{2}\right) + \sigma_{21}^1 \quad (21)$$

同理可获得弹塑性受压时柱脚、栌斗底面应力分布分别为：

$$\sigma_{2p}^1(x) = \frac{\sigma_{pc}^1 - \sigma_{21}^1}{L_{\theta e}^1} [x - (L_{\theta e}^1 - r)] + \sigma_{pc}^1, \quad -r \leq x \leq L_{\theta e}^1 - r$$

$$\sigma_{2p}^1(x) = \sigma_{pc}^1, \quad L_{\theta e}^1 - r \leq x \leq r \quad (22)$$

$$\sigma_{2p}^1(x) = \frac{\sigma_{pc}^1 - \sigma_{21}^1}{L_{\theta e}^1} \left[-x - \left(L_{\theta e}^1 - \frac{d}{2}\right)\right] + \sigma_{pc}^1,$$

$$\frac{d}{2} - L_{\theta e}^1 \leq x \leq \frac{d}{2}$$

$$\sigma_{2p}^1(x) = \sigma_{pc}^1, \quad -\frac{d}{2} \leq x \leq \frac{d}{2} - L_{\theta e}^1 \quad (23)$$

③ 临界全截面偏心受压

当水平力增大到一定程度时，柱头柱脚受压面边缘应力为0，此时处于临界全截面偏心受压状态。受压面形状同图9(a)、图9(b)。受压面应力分布如图11(a)、图11(b)所示；若竖向荷载较大，可能存在一侧发生应力屈服，如图11(c)、图11(d)所示。

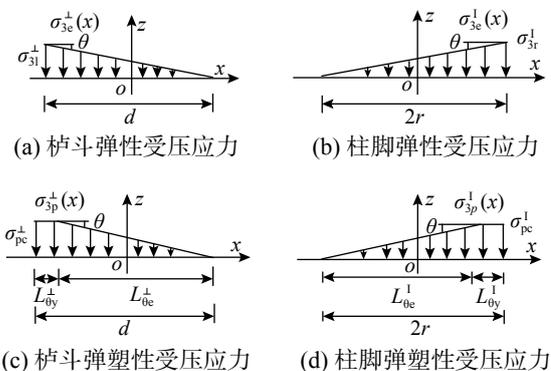


图11 临界全截面偏心受压应力分布
Fig. 11 Stress distribution of critical full section under eccentric compression

参照全截面偏心受压应力分布推导过程，取 $\sigma_{3r}^\perp = 0$ ， $\sigma_{3l}^\perp = 0$ 可得临界全截面偏心受压应力方程。临界全截面受压时，柱脚底面、栌斗底面弹性应力分布分别为：

$$\sigma_{3e}^\perp(x) = \frac{E_t^\perp \tan \theta}{h_1} (x+r) \quad (24)$$

$$\sigma_{3e}^\perp(x) = \frac{E_t^\perp \tan \theta}{h_2} \left(-x + \frac{d}{2}\right) \quad (25)$$

弹塑性受压时柱脚底面、栌斗底面的应力分布分别为：

$$\begin{aligned} \sigma_{3p}^\perp(x) &= \frac{\sigma_{pc}^\perp}{L_{0e}^\perp} (x+r), \quad -r \leq x \leq L_{0e}^\perp - r, \\ \sigma_{3p}^\perp(x) &= \sigma_{pc}^\perp, \quad L_{0e}^\perp - r \leq x \leq r \end{aligned} \quad (26)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{3p}^\perp(x) &= \frac{\sigma_{pc}^\perp}{h_2} \left(-x + \frac{d}{2}\right), \quad \frac{d}{2} - L_{0e}^\perp \leq x \leq \frac{d}{2}, \\ \sigma_{3p}^\perp(x) &= \sigma_{pc}^\perp, \quad -\frac{d}{2} \leq x \leq \frac{d}{2} - L_{0e}^\perp \end{aligned} \quad (27)$$

④ 大局部截面受压

当水平力进一步加大，柱脚左端发生抬升，栌斗与柱头发生分离。受压面形状与受压面应力分布如图 12 所示。

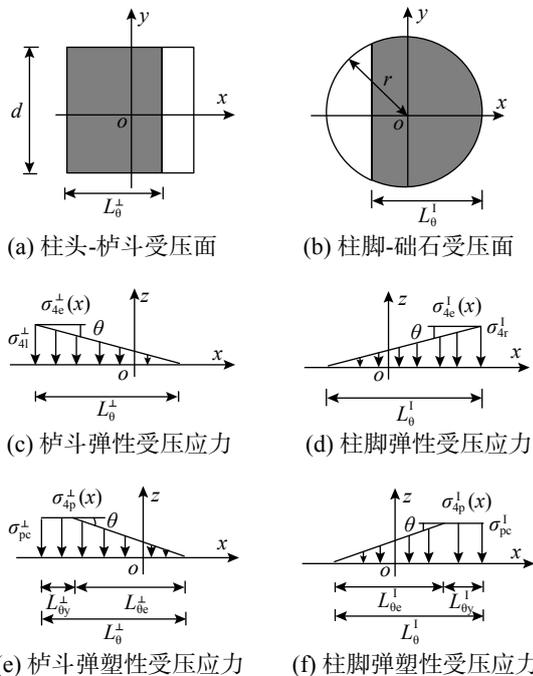


图 12 大局部受压应力分布

Fig. 12 Stress distribution in large local section of compression

大局部受压时的柱脚底面、栌斗底面弹性应力分布分别为：

$$\sigma_{4e}^\perp(x) = \frac{E_t^\perp \tan \theta}{h_1} (x-r+L_0^\perp) \quad (28)$$

$$\sigma_{4e}^\perp(x) = \frac{E_t^\perp \tan \theta}{h_2} \left(-x - \frac{d}{2} + L_0^\perp\right) \quad (29)$$

柱脚底面、栌斗底面弹塑性应力分布分别为：

$$\begin{aligned} \sigma_{4p}^\perp(x) &= \frac{\sigma_{pc}^\perp}{L_{0e}^\perp} (x-r+L_0^\perp), \quad r-L_0^\perp \leq x \leq r-L_{0y}^\perp, \\ \sigma_{4p}^\perp(x) &= \sigma_{pc}^\perp, \quad r-L_{0y}^\perp \leq x \leq r \end{aligned} \quad (30)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{4p}^\perp(x) &= \frac{\sigma_{pc}^\perp}{L_{0e}^\perp} \left(-x - \frac{d}{2} + L_0^\perp\right), \quad L_{0y}^\perp - \frac{d}{2} \leq x \leq L_0^\perp - \frac{d}{2}, \\ \sigma_{4p}^\perp(x) &= \sigma_{pc}^\perp, \quad -\frac{d}{2} \leq x \leq L_{0y}^\perp - \frac{d}{2} \end{aligned} \quad (31)$$

⑤ 半截面受压

当柱脚础石受压面与栌斗柱头受压面处于截面一半时，定义为半截面受压状态，受压面形状与受压面应力分布如图 13 所示。

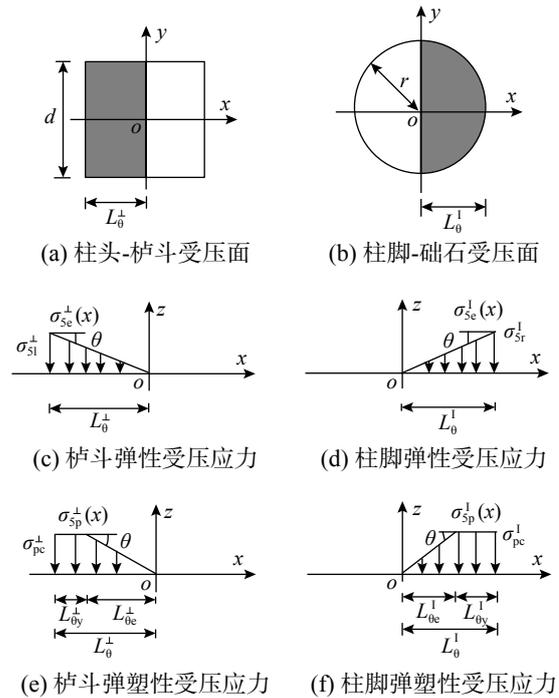


图 13 半截面受压应力分布

Fig. 13 Stress distribution of half section under compression

半截面受压时的柱脚底面、栌斗底面弹性应力分布分别为：

$$\sigma_{5e}^\perp(x) = \frac{E_t^\perp \tan \theta}{h_1} x \quad (32)$$

$$\sigma_{5e}^\perp(x) = \frac{E_t^\perp \tan \theta}{h_2} (-x) \quad (33)$$

柱脚底面、栌斗底面弹塑性应力分布分别为：

$$\begin{cases} \sigma_{5p}^I(x) = \frac{\sigma_{pc}^I}{L_{0e}^I} x, 0 \leq x \leq L_{0e}^I \\ \sigma_{5p}^I(x) = \sigma_{pc}^I, L_{0e}^I \leq x \leq r \end{cases} \quad (34)$$

$$\begin{cases} \sigma_{5p}^\perp(x) = \frac{\sigma_{pc}^\perp}{L_{0e}^\perp} (-x), -L_{0e}^\perp \leq x \leq 0 \\ \sigma_{5p}^\perp(x) = \sigma_{pc}^\perp, -\frac{d}{2} \leq x \leq -L_{0e}^\perp \end{cases} \quad (35)$$

⑥ 小局部截面受压

当水平力达到一定值时，木柱偏转幅度较大，柱脚础石受压面与栌斗柱头受压面占截面的一小部分时，定义为小局部截面受压状态。受压面形状与受压面应力分布如图 14 所示。

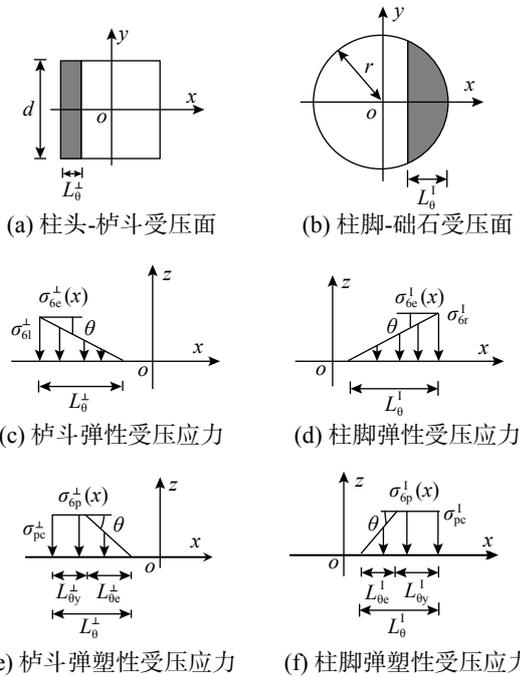


图 14 小局部截面受压应力分布
Fig. 14 Stress distribution of small local section under compression

小局部受压时的柱脚底面、栌斗底面弹性应力分布分别为：

$$\sigma_{6e}^I(x) = \frac{E_t^I \tan \theta}{h_1} (x - r + L_0^I) \quad (36)$$

$$\sigma_{6e}^\perp(x) = \frac{E_t^\perp \tan \theta}{h_2} \left(-x - \frac{d}{2} + L_0^\perp \right) \quad (37)$$

柱脚底面、栌斗底面弹塑性应力分布分别为：

$$\begin{aligned} \sigma_{6p}^I(x) &= \frac{\sigma_{pc}^I}{L_{0e}^I} (x - r + L_0^I), r - L_0^I \leq x \leq r - L_{0y}^I \\ \sigma_{6p}^\perp(x) &= \sigma_{pc}^\perp, r - L_{0y}^\perp \leq x \leq r \end{aligned} \quad (38)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{6p}^\perp(x) &= \frac{\sigma_{pc}^\perp}{L_{0e}^\perp} \left(-x - \frac{d}{2} + L_0^\perp \right), L_{0y}^\perp - \frac{d}{2} \leq x \leq L_0^\perp - \frac{d}{2}, \\ \sigma_{6p}^\perp(x) &= \sigma_{pc}^\perp, -\frac{d}{2} \leq x \leq L_{0y}^\perp - \frac{d}{2} \end{aligned} \quad (39)$$

3.3 力学模型的建立

建立摇摆柱力学模型的具体过程如下：

1) 确定模型各项参数：包括木材力学性能指标、木柱和栌斗的几何尺寸以及摇摆过程中的各项几何参数。

2) 建立几何方程，确定几何参数之间的关系；针对正向加载全过程中柱头、柱脚应力分布特征，将全过程分为六个子状态，考虑木材部分区域应力可能进入塑性情况，建立接触面应力分布关系；对木柱整体受力进行分析建立平衡方程，将不同阶段的应力分布规律、几何方程代入平衡方程，得础石支反力 R 、栌斗对柱头的竖向作用力 R' 、压力合力 R' 与柱头中心点 O' 的距离 r'_e 、支反力 R 与柱脚中心点 O 的距离 r_e ，即：

$$R = \int 2\sigma_i^I(x) \sqrt{r^2 - x^2} dx \quad (40)$$

$$R' = \int d\sigma_i^\perp(x) dx \quad (41)$$

$$r_e = \left| \int 2\sigma_i^I(x) \sqrt{r^2 - x^2} x dx / R \right| \quad (42)$$

$$r'_e = \left| \int d\sigma_i^\perp(x) x dx / R' \right| \quad (43)$$

将式 (40)~式 (43) 代入式 (9)~式 (11) 可得：

$$F = \frac{R(r'_e + r_e - \Delta)}{h_1} = \frac{(r'_e + r_e - h_1 \tan \theta) \int 2\sigma_i^I(x) \sqrt{r^2 - x^2} dx}{h_1} \quad (44)$$

3) 计算节点在六个阶段不同水平位移值下的力矩值和抗侧力值。

4 力学模型验证与分析

本节根据文献 [24] 中的建模方法，利用 ABAQUS 有限元计算软件建立了唐代殿堂型摇摆柱数值计算模型，对提出的力学模型有效性进行验证。此外，还将力学模型计算结果与已有描述其他类型木构架摇摆柱力学模型计算结果进行了对比，进一步阐明本文模型的特点及唐代殿堂型木构架柱架层的受力特征。

4.1 模型参数

依据参考文献 [24]，采用正交各向异性理想

弹塑性木材本构模型。木柱半径 r 取值为 30 分 (唐代尺寸计量单位, 1 分为 7 毫米), 高度 h_1 取值为 240 分, 顺纹受压弹性模量 E_t^1 取值为 9000 MPa, 顺纹受压屈服强度 σ_{pc}^1 取值为 40 MPa。栌斗底面正方形边长 d 取值为 24 分, 高度 h_2 取值为 12 分, 横纹受压弹性模量 E_t^+ 取值为 500 MPa, 横纹受压屈服强度 σ_{pc}^+ 取值为 5 MPa。

4.2 力学模型计算过程

通过本文建立的摇摆柱力学模型计算出正向加载阶段水平位移值对应的木柱抗侧力。具体步骤如下:

对式 (44) 进一步推导:

$$F = \frac{(r'_e + r_e - h_1 \tan \theta) \int 2\sigma_i^1(x) \sqrt{r^2 - x^2} dx}{h_1} = -N \frac{\Delta}{h_1} + \frac{1}{h_1} \left| \int 2\sigma_i^1(x) \sqrt{r^2 - x^2} dx \right| + \frac{1}{h_1} \left| \int d\sigma_i^+(x) dx \right| \quad (45)$$

将不同子状态应力公式代入式 (45), 取定水平位移 Δ 数值即可得到抗侧力 F 。

当木柱柱头仅承受上部结构竖向荷载时, 水平位移 $\Delta = 0$, 柱头-栌斗接触面和柱脚-础石接触面均处于全截面均匀受压状态, 此时柱头压力合力点和础石支反力合力点均处于柱的中轴上, $r'_e + r_e - \Delta = 0$, 木构架抗侧力为零。

当柱头以上作用水平力产生水平位移 Δ 时, 柱头-栌斗接触面和柱脚-础石接触面进入全截面偏心受压状态, 此时柱头压力合力点和础石支反力合力点分别迅速地向木柱中轴的两侧发生移动, 使得 $r'_e + r_e - \Delta \geq 0$, 抗侧力大于零。将式 (20) 和式 (21) 分别代入式 (40) 和式 (41) 可得 σ_{2r}^1 和 σ_{21}^1 的表达式, 进而得到柱脚-础石接触面、柱头-栌斗接触面全截面偏心受压应力表达式 σ_2^1 和 σ_2^+ , 将其代入式 (45) 最终得到 $F - \Delta$ 的关系式为:

$$F = -N \frac{\Delta}{h_1} + \frac{1}{h_1} \left| \int_{-r}^r 2 \left(\frac{E_t^1 \Delta}{h_1^2} x + \frac{N}{\pi r^2} \right) \sqrt{r^2 - x^2} dx \right| + \frac{1}{h_1} \left| \int_{-\frac{d}{2}}^{\frac{d}{2}} d \left[\frac{E_t^+ \Delta}{h_1 h_2} (-x) + \frac{N}{d^2} \right] dx \right| \quad (46)$$

经计算可知: 当 Δ 为 2.59 mm, $\sigma_{2r}^1 = 0$ 即柱脚即将发生抬升; 当 Δ 为 3.57 mm, $\sigma_{2r}^+ = 0$ 即栌斗与柱头即将发生分离; 由此可知, 柱脚抬升与栌斗柱头分离发生并不同步。在柱脚抬升与栌斗柱头

分离前, 木柱顺纹受压和栌斗横纹受压均处于弹性阶段。

当柱脚发生抬升后, 柱脚-础石接触面、柱头-栌斗接触面进入局部受压状态。柱脚-础石接触面为割圆, 将式 (28) 代入式 (40), 利用积分原理可以得到对应于特定 Δ 值的 L_0^1 值。柱脚-础石接触面为矩形, 将式 (29) 代入式 (40) 得到 $L_0^+ = \sqrt{\frac{2Nh_1h_2}{E_t^+ \Delta d}}$ 。将柱脚-础石接触面、柱头-栌斗接触面局部截面受压应力表达式代入式 (45) 可得 $F - \Delta$ 关系为:

$$F = -N \frac{\Delta}{h_1} + \frac{1}{h_1} \left| \int_{r-L_0^1}^r 2 \left[\frac{E_t^1 \Delta}{h_1^2} (x-r+L_0^1) \right] \sqrt{r^2 - x^2} dx \right| + \frac{1}{h_1} \left| \int_{-\frac{d}{2}}^{L_0^+ - \frac{d}{2}} d \left[\frac{E_t^+ \Delta}{h_1 h_2} \left(-x - \frac{d}{2} + L_0^+ \right) \right] dx \right| \quad (47)$$

式 (47) 成立的前提为木柱顺纹受压和栌斗横纹受压均处于弹性阶段。经计算可得水平位移 Δ 增至 100 mm 时, 木柱柱脚仍处于弹性受压阶段。当水平位移 Δ 增至约 19.76 mm 时, 栌斗最左端应力达到极限强度 σ_{pc}^+ , 水平位移继续增加, 栌斗受压接触面部分进入塑性阶段。将式 (31) 代入式 (40) 可得 $L_0^+ + L_{0y}^+ = \frac{2N}{\sigma_{pc}^+ d}$, 最终可得 Δ 大于 19.76 mm 后 $F - \Delta$ 关系式如下:

$$F = -N \frac{\Delta}{h_1} + \frac{1}{h_1} \left| \int_{r-L_0^1}^r 2 \left[\frac{E_t^1 \Delta}{h_1^2} (x-r+L_0^1) \right] \sqrt{r^2 - x^2} dx \right| + \frac{\sigma_{pc}^+ d}{6h_1} \left| \frac{3N}{\sigma_{pc}^+} + L_0^+ L_{0y}^+ - \left(\frac{2N}{\sigma_{pc}^+ d} \right)^2 \right| \quad (48)$$

4.3 力学模型计算结果与分析讨论

4.3.1 力学模型计算结果

设定 Δ 取值范围约为柱径的一半, 为 0 mm~100 mm, 其中 0 mm~30 mm 范围内的取值间隔为 1 mm; 30 mm~100 mm 范围内的取值间隔为 5 mm。将 Δ 值代入对应的 $F - \Delta$ 表达式得到对应的 F 值, 模型曲线如图 15 所示。

如图 15 所示, 单根摇摆木柱的抗侧力经历了一个先增后减的过程。当水平位移较小时, 木柱摇摆幅度增大引起础石支反力合力作用和栌斗压力合力作用点迅速向边缘移动, $r_e + r'_e$ 的增大速率大于 Δ 的增大速率, 抗侧力增大, 此时抗侧刚度较大。此阶段包含了柱头、柱脚受压变形全过程的前五个子状态。 $\Delta = 2.59$ mm 时对应第三状态起始点, 此时柱脚发生抬升; $\Delta = 3.57$ mm 时对应第

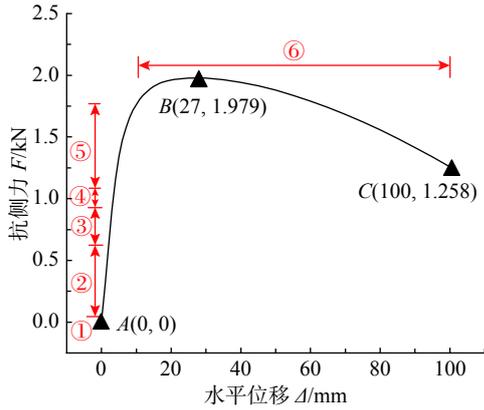


图 15 木柱抗侧力-水平位移模型曲线

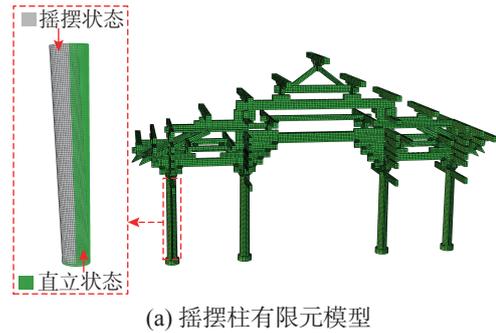
Fig. 15 Curve of lateral resistance-horizontal displacement of column

三状态结束点，枋斗与柱头发生分离； $\Delta=4.06$ mm 时对应第五状态的起始点，柱脚受压面为半截面； $\Delta=14.29$ mm 时对应第五状态的结束点，枋斗受压面也为半截面。而后随柱头水平位移增加，抗侧力增加速度逐渐变缓，在水平位移达到 27 mm 时，摇摆木柱抗侧力达到最大值，约为 1.979 kN (图 15 中的 B 点)。当水平位移为 18 mm~35 mm 时，抗侧力值与最大抗侧力差值小于 1.2%，形成一段“平台期”，即随水平位移增大，抗侧力几乎不变，这是由于础石支反力合力作用点和枋斗压力合力作用点已接近接触面边缘，移动速度放缓，向边缘移动的速度与柱头水平位移增加的速度近乎一致， $r'_e+r_e-\Delta$ 值几乎不变。当水平位移继续增加， Δ 的增大速度大于 $r_e+r'_e$ 的增大速率， $r'_e+r_e-\Delta$ 开始减小，抗侧力减小，此时处于“负刚度区”，当水平位移为 100 mm 时，抗侧力减小至约 1.258 kN(图 15 中的 C 点)。

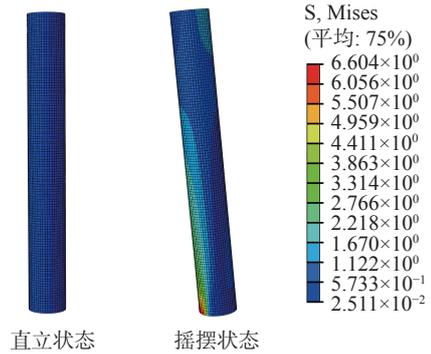
4.3.2 与有限元模型的对比验证

如图 16(a) 所示，文献 [24] 利用有限元软件 ABAQUS 建立了一椽唐代殿堂型木构架的精细化有限元实体模型并进行了木构架柱架摇摆抗侧机理研究。基于文献 [24] 中的木构架参数及建模方法，提取出唐代殿堂型木构架单柱有限元模型。通过计算出不同摇摆幅度下与枋斗对柱头的压强等效的集中力作用位置，在对应摇摆幅度下施加竖向集中力来模拟摇摆过程中枋斗对柱头的竖向作用。对单柱模型进行水平加载模拟并将有限元模型计算结果与理论模型结果对比如图 16(c) 所示。

图 16(c) 中红色光滑曲线为有限元模拟结果，黑色带方块曲线为理论力学模型计算结果，两曲



(a) 摇摆柱有限元模型



(b) 柱摇摆应力云图

图 16 理论力学模型的验证

Fig. 16 Verification of theoretical mechanical model

线变化趋势相同，在前期抗侧力迅速增加并存在一定的平台期，当水平位移达到 30 mm 后抗侧力逐步下降，结果吻合较好，验证了力学模型的有效性。由图 16 可知，柱摇摆前期理论模型与数值计算结果有偏差，主要原因在于前期极小的摇摆幅度会引起接触面等效集中力作用点的较大变动，使得计算结果对数值模拟参数设置极为敏感，较易产生偏差。

4.3.3 与已有力学模型比较

将本文力学模型与已有力学模型 (Nakahara^[18] 摇摆柱模型和 Maeda^[19] 摇摆柱模型) 进行对比，如图 17 所示。

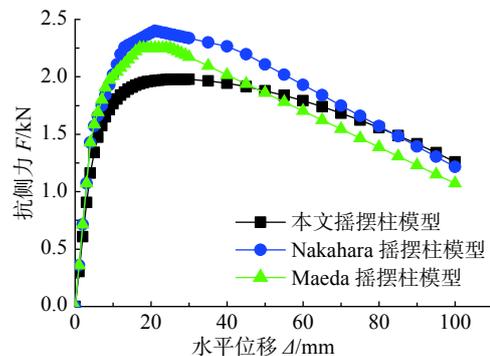


图 17 不同摇摆柱力学模型的对比

Fig. 17 Comparison of different rocking column models

三条模型曲线数值相近, 走势相同。其中, 本文力学模型与另两个力学模型在下降段(柱头水平位移值大于 40 mm)较为吻合, 而在上升段及平台期相差较大, 原因在于 Nakahara 模型和 Maeda 模型建立的基本方法是假定竖向荷载作用在柱头边缘, 以竖向荷载乘柱径后除去木柱高所得的值为抗侧力基准值, 通过试验结果拟合得到不同位移值段对应的折减系数, 折减系数与基准值相乘得到柱头位移值对应的抗侧力值, 其模型在摇摆幅度值较小的部分缺乏理论依据, 选取的折减系数偏于保守, 因此在上升段两个摇摆柱模型计算结果与本文所提模型相比偏大。当柱头水平位移值较大时, 础石支反力作用点和栌斗压力合力作用点靠近柱头、柱脚边缘, 此时本文所提模型与另两个模型吻合较好。相较于这两个力学模型, 本文摇摆柱模型考虑了柱摇摆全过程柱头、柱脚受压面应力-应变状态, 考虑了接触面木材可能进入塑性应变情况, 力学模型更加精细, 从图形上看曲线也更为平滑, 更有利于小幅常遇地震和风荷载作用下的结构性能分析。

4.3.4 唐、宋殿堂型木构架柱架层抗侧性能对比

如前所述唐、宋殿堂型木构架在构造上有较大区别, 通过对唐、宋殿堂型木构架柱架层力学模型对比, 可探究唐、宋殿堂型木构架柱架层因构造不同而产生的抗侧性能差异。为探讨相同材料、相同构件尺寸条件下, 由构架体系建造型制不同所导致的柱摇摆性能的差异, 取文献 [24] 中的材料及几何尺寸, 代入文献 [32] 的宋代殿堂型木结构柱架层抗侧简化模型, 如图 18 所示。

结果表明, 当柱头的水平位移较小时, 柱摇摆产生的抗侧力在唐、宋殿堂型木构架柱架层中均起主要作用; 水平位移增大, 唐代殿堂型木构架柱架层抗侧力逐渐下降, 而宋代殿堂型木构架柱架层的柱摇摆产生的抗侧力逐渐下降, 柱-阑额节点产生的抗侧力逐渐增加并开始发挥主要作用, 总体抗侧力逐渐变大。需要注意的是, 受柱头水平位移范围限制, 两种类型木构架均未达到破坏状态。

相较于唐代柱架层抗侧机制中只有柱摇摆发挥作用, 宋代殿堂型木结构柱架层中柱与阑额的节点亦发挥抗侧作用, 因此宋代殿堂型木结构的柱架层抗侧刚度普遍高于唐代殿堂型木结构柱架层抗侧刚度。但是从殿堂型木结构整体来看, 唐

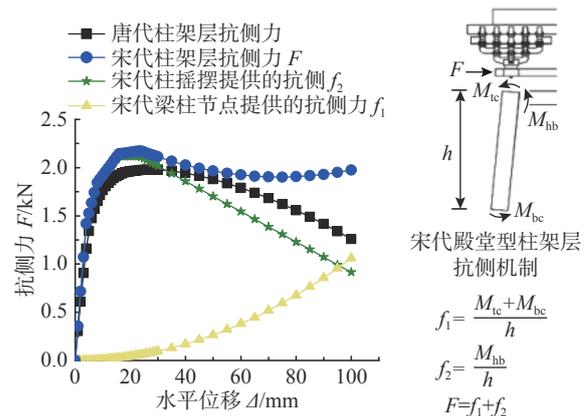


图 18 唐、宋殿堂型木构架柱架层抗侧性能对比

Fig. 18 Comparison of lateral resistance of column frame of palace-style timber frame in Tang and Song Dynasties

代殿堂型木结构在铺作层实现了强联系而宋代殿堂型木结构斗拱层联系较弱, 殿堂型木构架在从唐代到宋代的发展过程实际对应了一个“刚度由铺作层部分下移到柱架层”的过程。唐代殿堂型木构架铺作层体量雄大, 斗拱高约为柱高一半, 纵横框架在斗拱处有机结合形成井干框格, 构造复杂, 施工难度大。至宋代斗拱高度与柱高之比降至约三分之一, 斗拱趋于标准精巧, 施工难度下降但结构整体受力性能未受影响, 体现了殿堂型木构架技术发展的进步。

5 结论

本文基于唐代殿堂型木构架构造特点, 对其在水平作用下的柱架层摇摆柱现象进行了理论分析, 建立了摇摆柱抗侧力-柱头水平位移模型, 并通过与有限元模型的对比较验证了力学模型的正确性, 并对本文摇摆柱模型特点及唐代殿堂木构架柱架层特征进行了分析, 得到以下主要结论:

(1) 所建摇摆柱力学模型考虑了柱摇摆全过程中木柱柱脚柱头受压面应力状态以及受压区木材弹塑性变形, 将全过程分为六个子状态, 得到各子状态的几何条件、平衡条件、接触面应力分布关系, 对柱头柱脚受压面形状变化以及柱头栌斗压力合力作用点和柱脚础石支反力合力作用点的平移过程进行详细分析, 建立了摇摆柱的抗侧力 F -柱头水平位移 Δ 力学模型。

(2) 所建模型对柱摇摆过程中柱头、柱脚受压面形状变化以及栌斗压力合力作用点和础石支反力合力作用点的平移过程进行详细分析, 发现柱摇摆全过程前五个子状态均集中在上升段, 相较于

其他摇摆柱模型本文所提模型考虑了柱摇摆幅度较小时的木柱受压区的嵌入状态, 因此抗侧模型上升段的模拟更加精确, 更有利于小幅常遇地震等作用下的结构受力性能分析。

(3) 基于唐、宋殿堂型木构架柱架层抗侧力学模型, 对比了唐、宋殿堂型木构架柱架层因构造不同而产生的抗侧性能差异。宋代殿堂型木构架柱架层因增加柱间阑额联系而具有更大的抗侧刚度, 殿堂型木构架从唐代到宋代的发展出现了“刚度由铺作层部分下移到柱架层”现象。

参考文献:

- [1] 贺俊筱, 王娟, 杨庆山. 摇摆状态下古建筑木结构木柱受力性能分析及试验研究[J]. 工程力学, 2017, 34(11): 50 — 58.
He Junxiao, Wang Juan, Yang Qingshan. Theoretical and experimental analysis on mechanical behavior of column in traditional timber structure during rocking [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(11): 50 — 58. (in Chinese)
- [2] Chen C C, Qiu H X, Lu Y. Flexural behaviour of timber dovetail mortise-tenon joints [J]. Construction and Building Materials, 2016, 112: 366 — 377.
- [3] Chun Q, Han Y D, Meng Z. Mechanical properties of monodirectional Gutou mortise-tenon joints of the traditional timber buildings in the Yangtze River region [J]. Journal of Southeast University (English Edition), 2016, 32(4): 457 — 463.
- [4] 谢启芳, 张利朋, 王龙, 等. 拔榫状态下直榫节点滞回性能有限元分析[J]. 工程力学, 2019, 36(增刊 1): 138 — 143.
Xie Qifang, Zhang Lipeng, Wang Long, et al. Finite element analysis on the cyclic behavior of straight mortise-tenon joints with pullout tenons [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(Suppl 1): 138 — 143. (in Chinese)
- [5] 袁建力, 陈韦, 王珏, 等. 应县木塔斗拱模型试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(7): 66 — 72.
Yuan Jianli, Chen Wei, Wang Jue, et al. Experimental research on bracket set models of Yingxian Timber Pagoda [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(7): 66 — 72. (in Chinese)
- [6] Xie Q F, Wang L, Zhang L P, et al. Rotational behaviors of fork-column dou-gong: experimental tests and hysteresis model [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2020, 34(3): 04020032.
- [7] 潘毅, 袁双, 郭瑞, 等. 铺作层布置对古建筑木结构抗震性能的影响[J]. 土木工程学报, 2019, 52(3): 29 — 40.
Pan Yi, Yuan Shuang, Guo Rui, et al. Effects of tou-kung layer layout on seismic performance of ancient timber structure [J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(3): 29 — 40. (in Chinese)
- [8] Tsai P, D'Ayala D. Performance-based seismic assessment method for Taiwanese historic Dieh-Dou timber structures [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2011, 40: 709 — 729.
- [9] Xue J Y, Xu D. Shake table tests on the traditional column-and-tie timber structures [J]. Engineering Structures, 2018, 175: 847 — 860.
- [10] 姜绍飞, 吴铭昊, 唐伟杰, 等. 古建筑木结构多尺度建模方法及抗震性能分析[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(10): 44 — 53.
Jiang Shaofei, Wu Minghao, Tang Weijie, et al. Multi-scale modeling method and seismic behavior analysis for ancient timber structures [J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(10): 44 — 53. (in Chinese)
- [11] Dai J W, Yang Y Q, Bai W. Shaking table test for the 1: 5 architectural model of Qin-an Palace with wooden frame structure in the Forbidden City [J]. International Journal of Architectural Heritage, 2019, 13(1): 128 — 139.
- [12] Wu Y J, Song X B, Gu X L, et al. Dynamic performance of a multi-story traditional timber pagoda [J]. Engineering Structures, 2018, 159: 277 — 285.
- [13] Maeno M, Suzuki Y, Ohshita T, et al. Seismic response characteristics of traditional wooden frame by full-scale dynamic and static tests [C]// The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, 13WCEE Secretariat, 2004: No.1184.
- [14] Maeno M, Saito S, Suzuki Y. Evaluation of equilibrium of force acting on column and restoring force due to column rocking by full scale tests of traditional wooden frames [J]. Journal of Structural and Construction Engineering, 2007, 72(615): 153 — 160.
- [15] 张鹏程. 中国古代木构建筑结构及其抗震发展研究 [D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2003.
Zhang Pengcheng. Study on structure and its seismic behavior development of Chinese ancient timber structure buildings [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2003. (in Chinese).
- [16] Lee D, Araki Y, Endo T, et al. Modeling of column base for traditional timber buildings based on local compression experiments at contact surface between column base and foundation stone [J]. Journal of Structural & Construction Engineering, 2009, 74(639): 865 — 872.
- [17] 张凤亮, 赵鸿铁, 薛建阳, 等. 基于摇摆柱原理的古建筑木结构柱架抗侧分析及试验验证[J]. 工业建筑, 2013, 43(10): 54 — 60.
Zhang Fengliang, Zhao Hongtie, Xue Jianyang, et al. Lateral load-resisting analysis and experimental verification of ancient timber column-frame based on swing-columns principle [J]. Industrial Construction, 2013, 43(10): 54 — 60. (in Chinese)
- [18] Nakahara K, Nagase T. Earthquake response of rocking

- column in Japanese traditional wooden structure [R]. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 2000: C-1: 141 — 142.
- [19] Maeda T. Column rocking behavior of traditional wooden buildings in Japan [C]// 10th World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan, the Engineered Wood Products Association, 2008.
- [20] He J X, Wang J. Theoretical model and finite element analysis for restoring moment at column foot during rocking [J]. *Journal of Wood Science*, 2018, 64(2): 97 — 111.
- [21] 贺俊筱, 王娟, 杨庆山. 考虑高径比影响的木结构柱抗侧能力试验研究[J]. *土木工程学报*, 2018, 51(3): 27 — 35. He Junxiao, Wang Juan, Yang Qingshan. Experimental study on lateral resistance capacity of column in traditional timber structures considering effects of height-diameter ratio [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2018, 51(3): 27 — 35. (in Chinese)
- [22] Gao C, Wang J, Yang Q S, et al. Analysis of rocking behavior of tang-song timber frames under pulse-type excitations [J]. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2020, 20(1): 1 — 10.
- [23] 潘谷西. 中国建筑史 [M]. 第6版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. Pan Guxi. A history of Chinese architecture [M]. 6th ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese)
- [24] 王娟, 崔志涵, 杨庆山, 等. 唐代殿堂型木构架柱架摇摆抗侧机理研究[J]. *工程力学*, 2019, 36(10): 104 — 114. Wang Juan, Cui Zhihan, Yang Qingshan, et al. A study on horizontal resistance mechanism of palace-style wooden frame in tang dynasty [J]. *Engineering Mechanics*, 2019, 36(10): 104 — 114. (in Chinese)
- [25] 姚侃, 赵鸿铁. 木构古建筑柱与柱础的滑移摩擦隔震机理研究[J]. *工程力学*, 2006, 23(8): 127 — 131. Yao Kan, Zhao Hongtie. Study on the mechanism of sliding friction shock isolation between timber column and plinth in historical buildings [J]. *Engineering Mechanics*, 2006, 23(8): 127 — 131. (in Chinese)
- [26] 崔志涵. 唐代殿堂型木构架柱架摇摆抗震机理研究 [D]. 北京: 北京交通大学, 2019. Cui Zhihan. Study on the column rocking aseismic mechanism of the palace-style wooden frame in Tang-Dynasty [D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2019. (in Chinese)
- [27] 周乾, 闫维明, 纪金豹, 等. 单檐歇山式古建筑抗震性能振动台试验[J]. *文物保护与考古科学*, 2018, 30(2): 37 — 53. Zhou Qian, Yan Weiming, Ji Jinbao, et al. Shaking table tests of an ancient Chinese building with a single layer gable and a hip roof [J]. *Sciences of Conservation and Archaeology*, 2018, 30(2): 37 — 53. (in Chinese)
- [28] 高大峰, 刘静, 李飞, 等. 西安城墙永宁门箭楼振动台试验研究[J]. *地震工程与工程震动*, 2014, 34(5): 140 — 149. Gao Dafeng, Liu Jing, Li Fei, et al. The researches on shaking table test of Yongning Gate embrasure watch-tower of Xi'an city wall [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2014, 34(5): 140 — 149. (in Chinese)
- [29] 陈志勇, 祝恩淳, 潘景龙. 复杂应力状态下木材力学性能的数值模拟[J]. *计算力学学报*, 2011, 28(4): 629 — 634, 640. Chen Zhiyong, Zhu Enchun, Pan Jinglong. Numerical simulation of mechanical behaviour of wood under complex stress [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2011, 28(4): 629 — 634, 640. (in Chinese)
- [30] GB 50005—2017, 木结构设计标准 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017. GB 50005—2017, Standard for design of timber structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [31] 高永林. 基于木材摩擦机理和嵌压特性的传统木结构典型榫卯节点试验研究及理论分析 [D]. 昆明: 昆明理工大学, 2017. Gao Yonglin. Experimental study and theoretical analysis of traditional timber typical mortise-tenon joints based on the wood friction mechanism and embedded pressure characteristics [D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2017. (in Chinese)
- [32] Meng X J, Li T Y, Yang Q S. Lateral structural performance of column frame layer and dou-gong layer in a timber structure [J]. *Journal of Civil Engineering*, 2019, 23(2): 666 — 677.