

体规范获取砌体弹性模量 $E = 700f$ ，其中， f 代表的是砌体抗压强度，通常情况下 f 的值为 1.12 MP，即可将砌体弹性模量转变为下式：

$$E = 700f = 784\text{MPa} \quad (1)$$

密度和泊松比分别为 1900 kg/m^3 ，0.15。

1.3 单元类型

ANSYS 分析软件中的 solid95、solid45、solid86、solid65 等实体单元可以对混凝土进行设计。

砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法在模拟小雁塔的过程中采用的是三维 20 节点实体单元 solid95。

在三个坐标轴方向上单元每个节点都存在三个自由度，solid45 单元对应的高次形式为 solid95 单元，可以提高精度，用于不规则形状。solid95 单元具有大应变、可塑性、大变形和延伸性等能力。

设砖砌体对应的弹性刚度矩阵为 $[D]$ ，其计算公式如下：

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & \nu & \nu \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & \nu \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2)$$

式中， ν 代表的是砌体材料对应的泊松比； E 代表的是砌体材料对应的弹性模量。

1.4 建立模型

砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法根据获得的小雁塔几何尺寸，通过实体建模方法构建小雁塔有限元模型。

小雁塔有限元模型受塔体倾斜的影响变化较小，在构建小雁塔有限元模型的过程中不考虑塔体倾斜的因素。在小雁塔和地面垂直的基础上对小雁塔结构的震害破坏特征进行分析，构建的小雁塔有限元模型如图 1 所示。

1.5 网格划分

用有限元代替小雁塔实体是网格划分单元的主要内容。网格划分精度影响着求解的精度，计算精度随着单元划分细度的提高不断提高，网格划分的越细计算所用的时间越长^[10]。所以根据小雁塔的实际情况在网格划分的过程中选择对应的网格单元尺寸。

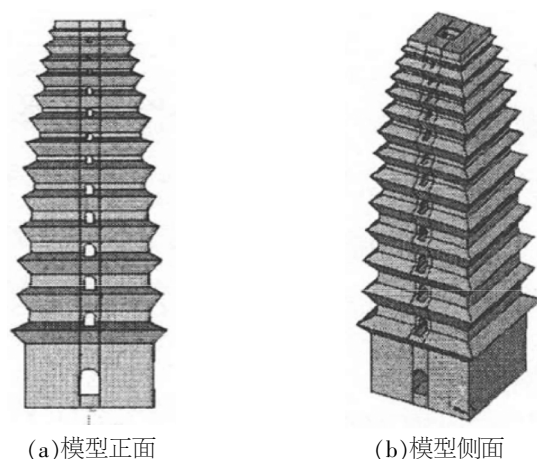
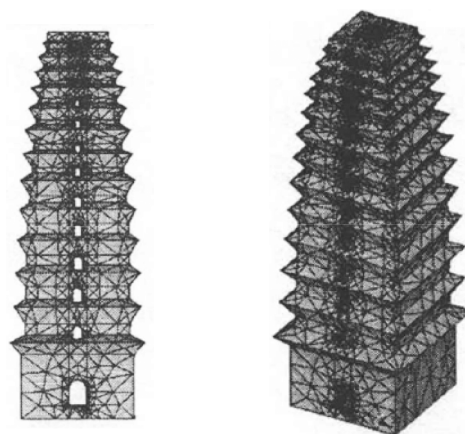


图 1 小雁塔有限元模型

Fig.1 Finite element model of Xiaoyan Tower

砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法采用智能网格对单元尺寸进行控制，智能网格可以在小雁塔模型形状的基础上选择对应的单元大小。小雁塔有限元模型的网格划分结果如图 2 所示。



(a)模型正面网格划分结果 (b)模型侧面网格划分结果

图 2 模型网格划分结果

Fig.2 Results of model meshing

2 震害破坏特征模拟分析

在小雁塔有限元模型的基础上，分析砖石古塔结构的震害破坏特征。

在分析砖石古塔结构的震害破坏特征时将砖石古塔看做竖直方向中的悬臂杆，如图 3 所示。

在各微段 dx 的物理条件和平衡条件的基础上获得砖石古塔的振动微分方程，其表达式如下：

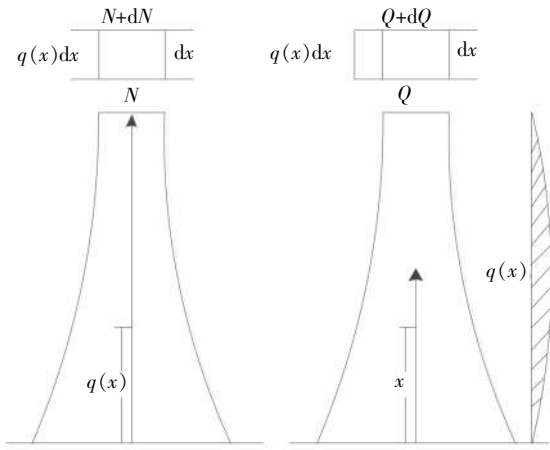


图3 悬臂杆模型

Fig.3 Cantilever bar model

$$\frac{d}{dx}(k_x \frac{dw}{dx}) + q(x) = 0 \quad (3)$$

式(3)中, k_x 代表的是界面刚度, 其对应的轴向变形和剪切变形的表达式分别如下:

$$k_x = EF(x) \quad (4)$$

$$k_x = \frac{1}{k} GF(x) \quad (5)$$

式中, E 代表的是塔体材料对应的抗压弹性模量; k 代表的是剪切变形截面对应的的影响系数; G 代表的是塔体材料对应的剪切弹性模量。

设 $q(x)$ 代表的是静荷载, 其计算公式如下:

$$q(x) = \omega^2 \bar{m}(x) X(x) \quad (6)$$

静荷载 $q(x)$ 生成的位移曲线即为振型函数 $X(x)$, 将静荷载 $q(x)$ 带入公式(3)中, 获得微分方程:

$$k_x \frac{d^2 X}{dx^2} + \frac{dk_x}{dx} \frac{dX}{dx} + \omega^2 \bar{m}(x) X(x) = 0 \quad (7)$$

对砖石古塔的结构进行简化, 如图4所示。

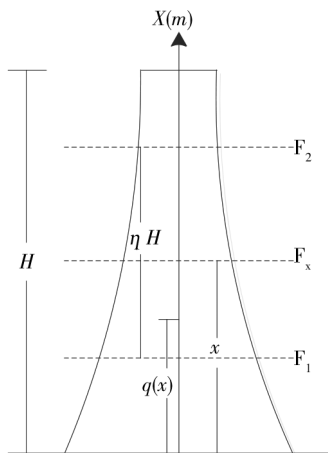


图4 变截面悬臂杆模型

Fig.4 Variable cross-section cantilever beam model

下式为沿高度横截面的变化规律:

$$F(x) = Ae^{-b\frac{x}{H}} \quad (8)$$

式中, H 代表的是砖石古塔的高度。

设 F_1 、 F_2 分别代表的是控制横截面 1、2, 将其与 x_1 、 x_2 带入上式中, 获得下式:

$$\begin{cases} A = e^{\frac{b x_1}{H}} F_1 \\ b = \frac{1}{\eta} \ln \frac{F_1}{F_2} \end{cases} \quad (9)$$

此时抗剪刚度和质量分布密度的计算公式分别如下:

$$k_x = \frac{1}{k} GF(x) = \frac{AG}{k} e^{\frac{b x_1}{H}} \quad (10)$$

$$m(x) = \rho F(x) = \rho A e^{\frac{b x_1}{H}} \quad (11)$$

式中, ρ 代表的是小雁塔结构对应的材料密度。通过上述公式获得下式:

$$\frac{d^2 X}{dx^2} - \frac{b}{H} \frac{dX}{dx} + \left(\frac{\omega}{a}\right)^2 X = 0 \quad (12)$$

其中参数 a 的计算公式如下:

$$a = \sqrt{\frac{G}{k\rho}} \quad (13)$$

如果此时为竖向振动, 则存在下式:

$$a = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (14)$$

通过上述分析获得公式(12)的解 $X(x)$:

$$X(x) = e^{\frac{bx}{2H}} (C_1 \cos \frac{\xi x}{H} + C_2 \sin \frac{\xi x}{H}) \quad (15)$$

其中参数 ξ 的计算公式如下:

$$\xi^2 = \frac{H^2}{4} \left(4 \frac{\omega^2}{a^2} - \frac{b^2}{H^2} \right) \quad (16)$$

在边界条件 $X(0)=0$ 的基础上, 获得频率方程:

$$\tan \xi = -\frac{2}{b} \xi \quad (17)$$

如果对基地的变形进行考虑, 获得竖向振动对应的频率方程:

$$\tan \xi = \frac{k_v}{\xi - \frac{b}{2\xi} (k_v - \frac{b}{2})} \quad (18)$$

$$k_v = \frac{c_v H}{EF_0} \quad (19)$$

式中, c_v 代表的是竖向方向中基地对应的刚度系数。通过上述分析获得水平振动对应的频率方程:

$$\tan \xi = \frac{k_h}{\xi - \frac{b}{2\xi} (k_h - \frac{b}{2})} \quad (20)$$

$$k_h = \frac{kc_h H}{GF_0} \quad (21)$$

式中, c_h 代表的是水平方向中地基对应的刚度系数。

3 实验结果与分析

为了验证砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法的整体有效性,在 Matlab 平台中对砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法进行测试。分别采用砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法、文献方法和文献方法进行测试,测试三种方法构建的有限元模型精度,测试结果如下:

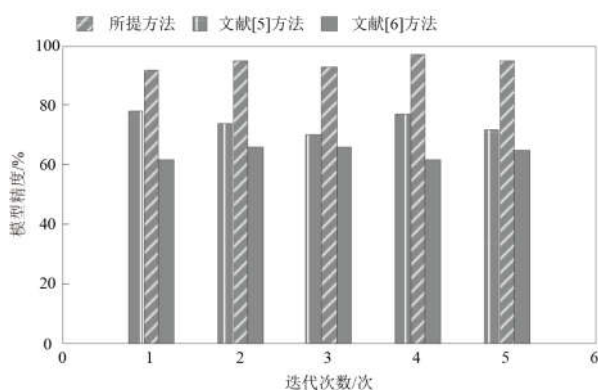


图5 三种方法的模型精度

Fig.5 Model accuracy of three methods

由图5可知,在多次迭代中砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法的有限元模型精度均高于文献方法、文献方法的有限元模型精度。因为砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法采用 ANSYS 有限元模型中的 solid95 实体单元构建小雁塔有限元模型, solid95 实体单元具有大应变、可塑性、大变形和延伸性等优点,提高了小雁塔有限元模型的精度。

分别采用砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法、文献方法和文献方法进行测试,对比三种不同方法的分析准确率,测试结果如下:分析图6可知,砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法在多次迭代中获得分析结果准确率均高于文献方法和文献方法的分析结果准确率。因为砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法构建了高精度的小雁塔有限元模型,通过高精度的小雁塔有限元模型对震害破坏特征进行分

析,提高了分析结果的准确率。

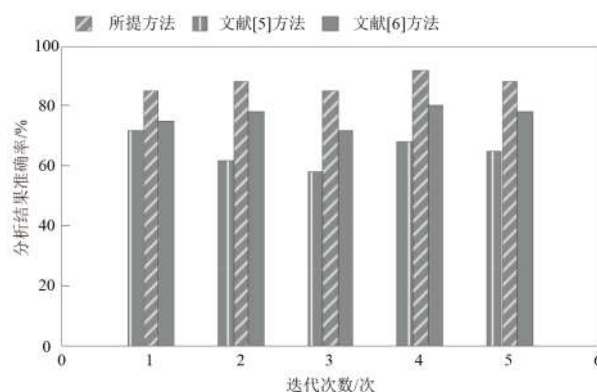


图6 三种方法的分析结果准确率

Fig.6 Accuracy of analysis results of three methods

5 结语

砖石古塔具有重要的艺术、科学和历史价值,历史记载中地震是造成砖石古塔倒塌和结构破坏的主要原因,因此需要对砖石古塔结构的震害破坏特征进行分析。当前砖石古塔结构震害破坏特征分析方法存在有限元模型精度低和分析准确率低的问题,提出砖石古塔结构的震害破坏特征空间模拟分析方法,该方法通过 ANSYS 软件构建小雁塔有限元模型,在小雁塔有限元模型的基础上对震害破坏特征进行模拟分析,解决了当前方法中存在的问题,为砖石古塔的维修和加固奠定了基础。

参考文献:

- [1] 芦苇,赵冬,王玉兰. 基础刚度对砖石古塔地震响应影响研究[J]. 地震工程学报,2016,38(4):498-503.
- [2] 袁建力. 砖石古塔水平地震作用的分析方法 [J]. 地震工程与工程振动,2018,v.38(2):018-27.
- [3] 潘毅,王子超,尚枫,等. 四川省某砖石古塔隔震加固方案研究[J]. 西南交通大学学报,2018,53(3):540-547.
- [4] 呼梦洁,张苏俊,李胜才,等. 砖石古塔灌浆与围箍加固的抗震性能研究[J]. 建筑技术,2017,48(11):1196-1199.
- [5] 卢俊龙,李晓蕾. 内填黏土实心结构砖塔振动台试验研究[J]. 建筑结构学报,2017,38(12):154-162.
- [6] 李涛,王社良,杨涛. 砖石古塔结构振动台试验模型设计与试验验证[J]. 振动工程学报,2018,31(2):136-144.
- [7] 邓志轩,陆伟东,刘杏杏,等. 楼阁式错角筒砖塔结构性能分析研究[J]. 结构工程师,2016,32(2):60-63.
- [8] 赵祥,刘忠华,王社良,等. 变阻尼式 TMD 对小雁塔减震控制研究[J]. 振动与冲击,2018,37(8):93-98.
- [9] 董朕,王社良,苏三庆,等. 新型 SMA 复合悬摆减震系统对小雁塔减震控制分析[J]. 哈尔滨工程大学学报,2018,39(4):695-702.
- [10] 汤永净,赵红,叶真华,等. 古代砖砌体风化性能分析及风化程度评定[J]. 土木建筑与环境工程,2017,39(3):67-74.

马吉福. 建筑主结构外部装饰抗震加固方法研究[J]. 华南地震, 2019, 39(4): 130-135. [MA Jifu. Study on Seismic Reinforcement Method for External Decoration of Main Structure of Buildings[J]. South China journal of seismology, 2019, 39(4): 130-135]

建筑主结构外部装饰抗震加固方法研究

马吉福

(青海建筑职业技术学院建筑与环境艺术系, 西宁 810000)

摘要: 研究新的建筑主结构外部装饰抗震加固方法, 从地震荷载与风荷载两方面考虑建筑主结构外部装饰抗震加固, 以某市超高层建筑为研究原型, 利用 STRAND 7 有限元软件构建包括外部装饰条与附近建筑的空间几何模型, 选取 EI Centro 波与 LMA Kobe 波以及一条 III 类场地的人工地震波作为工况输入; 采用标准大涡模拟研究原型模拟流场的湍流效应, 求解不同风向角下的流场分布, 获取建筑主结构外部装饰所受的风荷载。仿真分析结果显示, 外部装饰条的切向风荷载系数分布存在拐角区域大、平顺区域小的特征; 原型结构所受风荷载受斜风向影响高于水平风向, 外部装饰以低于 10% 的幅度提升原型结构所受风荷载, 均布布置的外部装饰会降低整体结构的风荷载; 8 度罕遇工况输入下, 北向纵墙中部外部装饰最大位移角为 1/42, 最大位移值约为 9.5 mm, 变形较低, 且建筑主结构南向最大层间位移角为 1/177, 位移值约为 8.5 mm, 震后残余变形小, 抗震效果较好。

关键词: 建筑; 主结构; 外部装饰; 抗震加固; 风荷载系数; 大涡模拟

中图分类号: TU312.1

文献标志码: A

文章编号: 1001-8662(2019)04-0130-06

DOI: 10.13512/j.hndz.2019.04.019

Study on Seismic Reinforcement Method for External Decoration of Main Structure of Buildings

MA Jifu

(Department of Architecture and Environmental Art, Qinghai College of Architectural Technology, Xining 810000, China)

Abstract: The paper studies the new method of seismic strengthening of the external decoration of the main structure of the building, and considers the seismic strengthening of the external decoration of the main structure of the building from two aspects of seismic load and wind load. Taking a city's super high-rise building as the research prototype, the finite element software STRAND 7 was used to construct a spatial geometric model including external decorative strips and nearby buildings with the EI Centro wave and LMA Kobe wave and an artificial seismic wave of a type III site selected as the working condition input; the standard large eddy simulation was used to study the turbulence effect of the simulation flow field, and the flow field distribution at different wind directions was solved to obtain the wind load on the exterior decoration of the main structure.

收稿日期: 2019-02-19

作者简介: 马吉福(1977-)男, 本科, 讲师, 主要从事建筑装饰工程研究。

E-mail: mjf@qhavtc.com.

Simulation results show that the tangential wind load coefficient distribution of the exterior decorative strip has the characteristics of large corner area and small smooth area; the influence of oblique wind direction on wind load of the prototype structure is higher than that of the horizontal wind direction. The external decoration increases the wind load on the prototype structure by less than 10%. The uniformly distributed external decoration will reduce the wind load on the overall structure. Under 8-degree rare working condition input, the maximum displacement angle of the external decoration in the middle of the northward vertical wall is $1/42$, and the maximum displacement value is about 9.5 mm with relatively low deformation, and the maximum inter-layer displacement angle of the main structure in the south direction is $1/177$ with the displacement value of 8.5 mm. The residual deformation after the earthquake is small, and the seismic effect is good.

Keywords: Building; Main structure; External decoration; Seismic reinforcement; Wind load coefficient; Large eddy simulation

0 引言

当前,随着经济的快速发展,建筑行业的发展也较为迅速,建筑结构尤其是超高层建筑结构在提供其实用功能的同时,也成为具有艺术性与美学的艺术表现形式^[1-2]。为提升建筑结构的艺术性,丰富建筑主结构的视觉效果,一般情况下会在建筑主结构外围设置外部装饰,其尺寸也随着建筑美学要求的提升而增长,同时外部装饰的空间造型也越来越复杂,导致建筑主结构外部装饰对地震荷载表现的越来越敏感。

以往在研究建筑主结构外部装饰抗震加固方法时多采用各有限元分析软件,在设定输入工况条件下,研究不同工况下建筑主结构外部装饰的抗震加固方法^[3-6]。此类方法在研究建筑主结构外部装饰抗震加固的过程中,只考虑地震工况,忽略了超高层建筑受风荷载的影响,因此研究结果不全面。为解决上述问题,研究新的建筑主结构外部装饰抗震加固方法,从地震荷载与风荷载两方面考虑建筑主结构外部装饰抗震加固,得到更全面的研究结果。

1 建筑主结构外部装饰抗震加固方法

1.1 建筑主结构外部装饰模型构建

1.1.1 原型简介

以某市超高层建筑为研究原型,其建筑主结构表层设计包含复杂的外部装饰条,外部装饰条的高度与宽度分别为 100 m 和 750 mm;平面四个面各设有外部装饰条 60 根,共 240 根;研究原型

总高 275 m,建筑主结构 235 m 以下楼层和 235 m 以上楼层在布置装饰条时分别采取均匀布置方式和空间交错布置方式。考虑到布置装饰条的尺寸大、造型复杂等饮食,则在设计建筑主结构外部装饰时,应全面研究其抗震加固性能,该建筑原型的抗震层间位移角阈值为 $1/300$,位移角阈值为 12 mm。图 1 中描述的是研究原型主结构外部装饰布置图。

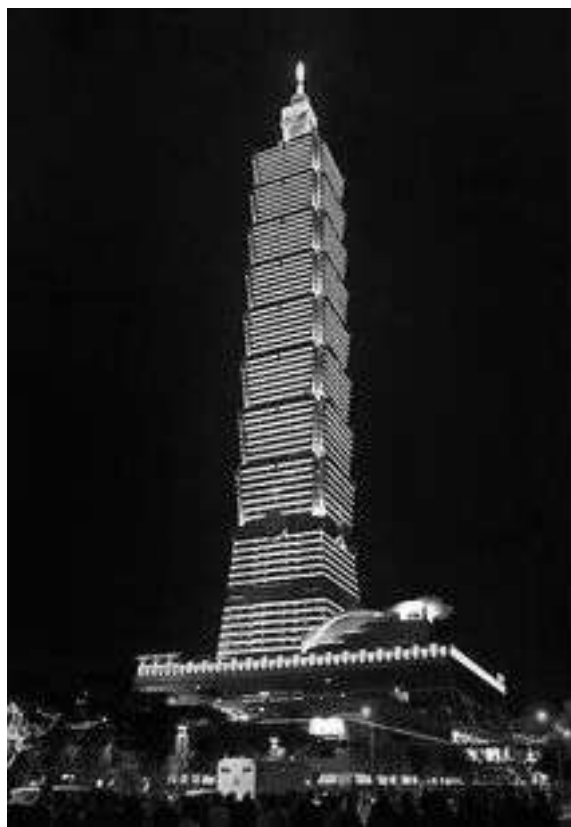


图 1 研究原型主结构外部装饰布置图

Fig. 1 The external decorative layout of the prototype main structure

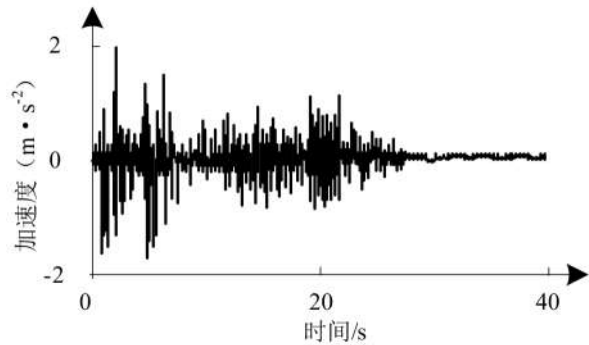
1.1.2 模型建立及网格划分

研究原型所处位置为城区, 所在区域抗震设防烈度为 8 度, 兼顾其附近 450 m 范围内具有代表性的建筑物, 采用 STRAND 7 有限元软件构建整体区域模型, 模型中研究原型的主结构外部装饰条结构也根据实际尺寸设置生成。分割研究原型空间区域, 使其形成不同小区域, 通过结构化网络划分不同小区域^[9-10], 得到研究原型空间区域的流场网格。为了完成研究原型外部装饰的完全仿真, 需要通过非结构化的网格实现原型空间区域的流场网格的局部精细化加密处理。

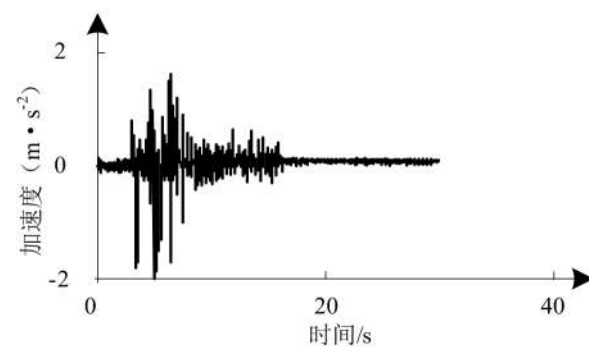
1.2 抗震加固方法研究

1.2.1 地震波加载制度

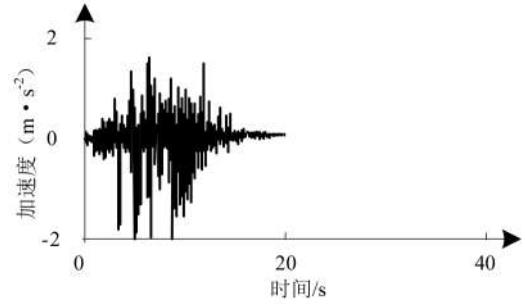
依照建筑抗震设计相关要求, 研究原型所处区域的抗震设防烈度为和场地类别分别为 8 度和 II 或 III 类, 因此在研究其外部装饰抗震加固性能时采用 II—III 类场地两条具有代表性的地震波: EI Centro 波与 LMA Kobe 波以及一条 III 类场地的人工地震波, 作为地震波工况输入^[11]。图 2 描述的是三条地震波的加速度时程与反应谱。



(a) EI Centro 波加速度时程
(a) EI Centro wave acceleration time history



(b) LMA Kobe 波加速度时程
(b) LMA Kobe wave acceleration time history



(c) 人工波加速度时程
(c) Artificial wave acceleration time history

图 2 地震波

Fig. 2 Seismic wave

1.2.2 流体控制方程

研究建筑主结构外部装饰抗震加固时, 通过规范大涡模拟研究原型模拟流场的湍流效应^[12], 该研究过程通过控制方程和模型, 得到大尺度漩涡以及小尺度涡, 对原型模拟流程形成的干扰效应。

采用大涡模拟求解过滤器过滤后的控制方程中动量方程表达式为:

$$\frac{\partial(\theta \bar{u}_i)}{\partial t} + \frac{\partial(\theta \bar{u}_i \bar{u}_j)}{\partial x_j} = -\frac{\partial \bar{n}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\varepsilon \frac{\partial}{\partial x_j} \right) + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (1)$$

式(1)内, x_i 和 x_j 分别表示大尺度漩涡和小尺度涡; ε 、 θ 和 n 分别表示流体运动粘性、流体密度和流场压力; $u_i u_j$ 和 τ_{ij} 分别表示流场的速度分量和亚格子尺度应力, 其中存在上划线的量为滤波后的场变量, τ_{ij} 可描述流场受小尺度涡的影响^[13]。

依照 Smagorinsky 的标准 SGS 模型, 设 SGS 应力存在以下形式:

$$\tau_{ij} - \frac{1}{3} \tau_{kk} \delta_{ij} = 2 \varepsilon_t \bar{S}_{ij} \quad (2)$$

式(2)内, $\varepsilon_t = (Z_s \Delta)^2 |\bar{S}|$, Δ 、 Z_s 和 \bar{S} 分别表示沿轴方向的网格尺寸, 和 Smagorinsky 常数, 取值分别为 $\Delta = (\Delta_x \Delta_y \Delta_z)^{1/3}$ 和 0.1; $|\bar{S}|$ 和 $|\bar{S}|_{ij}$ 分别等于 $\sqrt{2 \bar{S}_{ij} \bar{S}_{ij}}$ 和 $\frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right)$ 。

通过三角级数叠加的谐波合成方法生成来流风速^[14], 利用快速傅里叶变换技术提升来流风速生成效率, 最终得到脉动风速入口, 入口风速描述为:

$$V_j(t) = 2 \sum_{m=1}^j \sum_{l=1}^N |H_{jm}(\omega_{ml})| \sqrt{\Delta \omega} \cdot \cos[\omega_{ml} t - \kappa_{jm}(\omega_{ml}) + \phi_{ml}] \quad (3)$$

式(3)内, w_{ml} 和 θ_{ml} 分别表示双索引频率和区

间 $[0, 2\pi]$ 内均匀分布的任意相位角^[15]; $\Delta\omega=\omega_u/N$, 其中 ω_u 表示截断频率。以风洞试验的均匀湍流拟合合成的 Karman 谱为计算目标谱, 表达式为:

$$S_u(n) = S_v(n) = \frac{4\sigma^2 L_x/R_i}{\left\{1 + 70.8(dL_x/R_i)^2\right\}^{5/6}} \quad (4)$$

式(4)内, R_i 和 σ 分别表示平均速度和均方差; L_x 和 d 分别表示积分尺度和频率。

2 仿真分析

为验证本文研究的建筑主结构外部装饰抗震加固方法的有效性, 在 STRAND 7 有限元软件中进行一系列相关仿真分析, 分析结果如下。

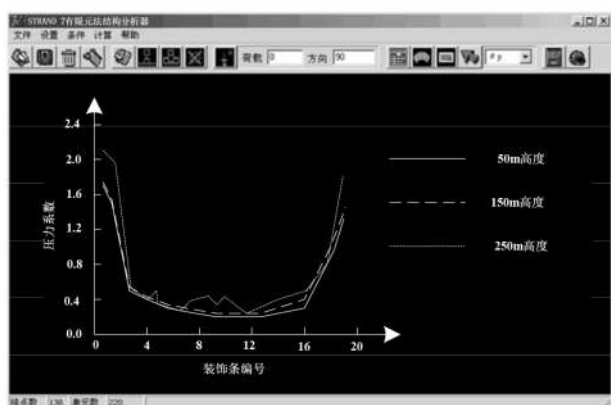
2.1 不同高度区域装饰条风荷载系数统计分析

以全部风向角下的极值作为各部位装饰的风荷载参数取值。研究原型主结构外部装饰承受的

风荷载由法向荷载与切向荷载两部分组成, 法向风荷载同风吸力间具有较高的关联性, 则仅考虑正值风荷载的极大值; 切向风荷载影响下, 研究原型主结构外部装饰受正负风荷载影响相同, 因此以风荷载绝对值的最大值作为切向风荷载系数, 根据法向风荷载与切向风荷载可获取不同高度区域各装饰条的风荷载系数极值分布。切向风荷载影响下各高度区域、各朝向下研究原型主结构外部装饰条风荷载体型系数对比曲线如图3所示。

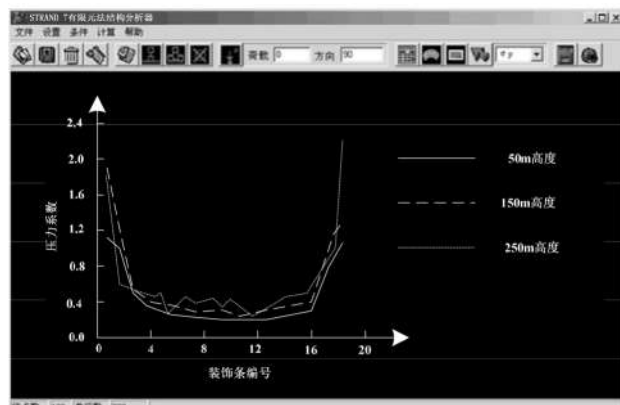
分析图3可得, 各方向装饰条体型系数均具有相同规律性, 与位于研究原型主结构外部倒角的圆弧区域的装饰条体型系数相比, 处于研究原型主结构外部中心部位的装饰条体型系数显著降低, 说明研究原型主结构外部装饰在风荷载影响下最不利区域为圆弧区域。

在研究原型主结构0~235 m区域, 随着研究原型主结构高度的提升, 外部装饰风荷载体型系数也有所提升, 在研究原型主结构高度达到100 m



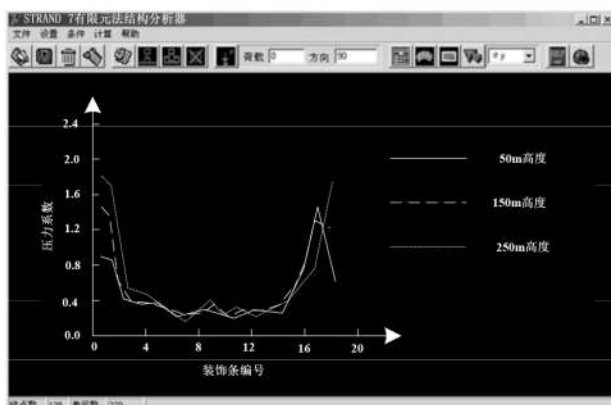
(a) 东向

(a) Eastward



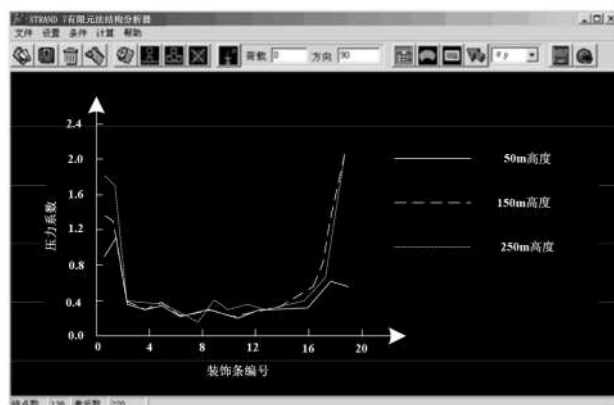
(b) 南向

(b) South



(c) 西向

(c) Westward



(d) 北向

(d) North

图3 各区域装饰条切向风荷载体型系数对比

Fig. 3 Comparison of tangential wind load carrier shape coefficient of decorative strips in different areas

后,外部装饰风荷载体型系数改变较小。形成这种现象主要是因为,与较高部位装饰条受附近地形建筑的影响相比,高度较低的部位装饰条受附近地形建筑影响更显著。研究原型结构 235~275 m 区域中,风荷载体型系数随研究原型高度提升而变化的规律性降低,形成该种现象是由于外部装饰高度上的曲线呈现明显地形变,使得流场变化显著,导致数值结果差距相对较明显。

2.2 装饰条对结构整体风荷载影响

风向角着重水平风向与斜风向,以 150 m 区域(装饰条均匀布置区域)与 250 m 区域(装饰条曲线布置区域)为研究区域,得到顺风向研究原型主结构所受风荷载体型系数,如表 1 所示。

表 1 装饰条对结构整体风荷载影响列表

Table 1 List of influences of decorative strips on the overall wind load of the structure

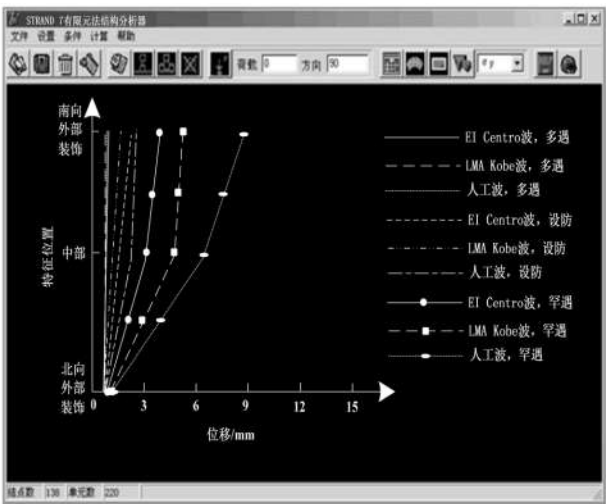
风荷载体型系数	水平风向		斜风向	
	150m	250m	150m	250m
无装饰条	0.89	0.97	1.12	1.27
有装饰条	0.95	1.02	1.20	1.35
偏差/ $\%$	6.74	5.15	7.14	6.30

表 1 显示:受斜风向影响下,研究原型整体结构所受的风荷载与受水平风向影响时相比,提升 27%左右;研究原型整体结构所受的风荷载受装饰条的影响有所提升,提升幅度低于 10%;装饰条均匀布置状态下与曲线布置状态下相比,研究原型整体结构的风荷载有所下降,表明简单的装饰条布置方式会降低气流流动复杂性,也就是降低研究原型主结构外部装饰风荷载。

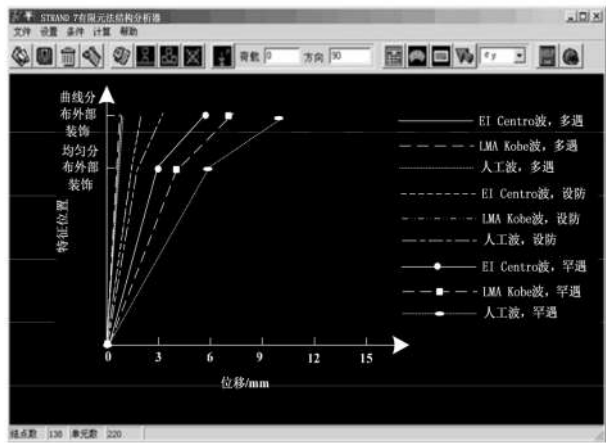
2.3 位移反应

图 4 中描述的是基于加速度积分获取的模型特征位置侧向峰值位移反应包络图。表 2 和表 3 中描述的是不同地震波输入工况下主要位置的位移角。

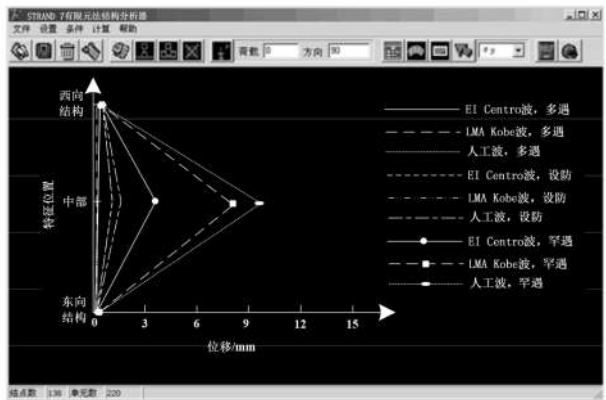
结合表 2 和表 3,在图 4(a)中 X 向输入工况状态下,南北向纵墙抗侧刚度有所不同,北向纵墙外部装饰水平位移很小,南部纵墙外部装饰水平位移较大,研究原型主结构外部装饰高度变形近似直线或南向结构外部装饰收紧的曲线;8 度罕遇工况输入下,建筑主结构南向的最大层间位移角为 1/177,最大位移值约为 8.8 mm,震后残余变形小,抗震效果较好。



(a)建筑外部装饰高度平面(X 向输入)
(a) Exterior decorative elevation plane of the building (X -direction input)



(b)建筑结构纵剖面(X 向输入)
(b) Longitudinal section of building structure (X -direction input)



(c)建筑北向纵墙外部装饰高度平面(Y 向输入)
(c) External decorative height plane of building north longitudinal wall (Y input)

图 4 模型特征剖面峰值位移包络图

Fig 4. Peak displacement envelope of characteristic profile of model

表 2 X 向输入工况下研究原型最大位移角

Table 2 Maximum displacement angle of prototype under

X direction input

最大位移角	工况多遇地震	设防地震	罕遇地震
建筑北向	1/2631	1/2565	1/1966
建筑中部	1/2418	1/728	1/261
建筑南向	1/1992	1/648	1/177
建筑顶部	1/2111	1/735	1/229

表 3 Y 向输入工况下研究原型最大位移角

Table 3 Maximum displacement angle of prototype under

Y direction input

最大位移角	工况多遇地震	设防地震	罕遇地震
建筑西向	1/2062	1/2014	1/1267
建筑中部	1/1429	1/337	1/42
建筑东向	1/2645	1/1467	1/1656

结合表 2 和表 3, 在图 4(b)中 X 向输入工况状态下, 受建筑结构外竖向拉杆影响, 研究原型顶部外闪受到一定控制, 8 度罕遇工况输入下, 建筑结构平面外层间位移角最大值达到 1/229, 最大位移值约为 10 mm, 未形成倒塌现象。

结合表 2 和表 3, 在图 4(c)中 Y 向输入 8 度罕遇工况状态下, 北向纵墙外部装饰高度的平面外位移曲线表现为显著外凸形, 与中部位移相比, 两端位移较小; 北向纵墙中部外部装饰最大位移角为 1/42, 最大位移值约为 9.5 mm, 变形较低。

3 结语

针对以往研究建筑主结构尤其是超高层建筑主结构外部装饰抗震加固方法中忽略风荷载影响的问题, 提出新的建筑主结构外部装饰抗震加固方法。在考虑地震波影响的基础上, 利用数值风洞模拟技术, 模拟研究原型外部装饰的流场分布数值, 分析研究原型的抗震加固性能。

(1)外部装饰条的切向风荷载系数分布存在拐角区域大、平顺区域小的特征;

(2)研究原型整体结构所受的风荷载受斜风向影响高于水平风向, 外部装饰将提升研究原型整体结构所受的风荷载 10%以下, 与曲线布置相比, 均布布置的外部装饰会降低整体结构的风荷载;

(3)X 向输入工况状态下, 北向纵墙外部装饰水平位移很小, 南部纵墙外部装饰水平位移较大, 8 度罕遇工况输入下, 建筑结构平面外层间位移角最大值达到 1/229, 位移值约为 10 mm, 未形成倒

塌现象; Y 向输入 8 度罕遇工况状态下, 北向纵墙外部装饰高度的平面外位移曲线表现为显著外凸形, 与中部位移相比, 两端位移较小。

所研究方法能够同时研究建筑主结构外部装饰所受风荷载影响和地震波工况状态下建筑主结构外部装饰抗震性能, 研究结果较全面。

参考文献:

[1] 王国新, 卢鹏洁. 非正规设计框架结构抗震加固支撑效果对比研究[J]. 震灾防御技术, 2018, 13(4): 748-755.

[2] 陈玲玲, 李海鑫. 建筑装饰用 Cu-Ni 合金的腐蚀行为研究[J]. 铸造技术, 2017, 38(8): 39-42.

[3] Pantelides C P, Hansen J, Ameli M J, et al. Seismic performance of reinforced concrete building exterior joints with substandard details [J]. Journal of Structural Integrity & Maintenance, 2017, 2(1): 1-11.

[4] 张旭乔, 肖绪文, 田伟, 等. 超高层建筑施工过程结构竖向变形的研究现状[J]. 施工技术, 2017, 46(16): 58-63.

[5] 郭晶, 马捷, 马宁, 等. 建筑内外墙用渗透型底漆加固性能试验方法的研究[J]. 涂料工业, 2018, 48(5): 52-56.

[6] 陈郡伟, 何文福, 吴倩芸, 等. 偏心荷载下仓储建筑隔震结构弹塑性地震响应研究[J]. 结构工程师, 2017, 33(5): 94-102.

[7] 张蓉. 建筑装饰用 Cu-6Zn 合金的表面电镀工艺与其耐腐蚀性[J]. 腐蚀与防护, 2018, 39(11): 824-826.

[8] Deev I, Nikishin E, Kurshev E, et al. The structure and composition of samples made of carbon-fiber-reinforced plastic KMu-4I exposed for 12 years on the exterior surface of the International Space Station: 1. Macrostructure and surface composition [J]. Inorganic Materials Applied Research, 2016, 7(6): 847-854.

[9] 尹昭, 高剑平, 徐海涛, 等. 外贴耗能空腹桁架和外贴 BRB 框架加固 RC 框架结构抗震性能对比分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2019, 41(1): 118-123.

[10] 张亚英, 赵春荣, 崔伟. 多层砖混建筑的轻钢结构加层设计和抗震计算模式对比研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2017, 39(4): 136-140.

[11] 徐帅, 高向宇, 吴军, 等. 附加减震钢框架的加固混凝土框架结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(8): 25-34.

[12] 张慧娟, 李爱群, 包霞, 等. 影剧院抗震加固技术应用现状分析及发展展望[J]. 工业建筑, 2018, 48(4): 93-98.

[13] 周铁钢, 袁一鸣, 赵祥. 配筋砂浆带加固土坯墙体的抗震性能研究与实践[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(11): 58-64.

[14] 李奉阁, 孙文晋, 郝艳. 填充抗震墙加固既有框架结构的抗震性能分析[J]. 建筑科学, 2017, 33(11): 106-111.

[15] Kaliluthin A K, Kothandaraman S. Performance evaluation of exterior beam-column joint with core reinforcement technique subjected to reverse cyclic loading [J]. Arabian Journal for Science & Engineering, 2017, 42(9): 1-15.

朱粟郁. 超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能测试[J]. 华南地震, 2019, 39 (4): 136–141. [ZHU Suyu. Seismic Performance Test of Deep Foundation Pit Pile Supporting Structure of Super High-rise Building[J]. South China journal of seismology, 2019, 39(4): 136–141]

超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能测试

朱粟郁

(华东建筑设计研究院有限公司, 上海 200070)

摘要: 为研究地震作用下超高层建筑深基坑排桩支护结构的抗震能力, 提出超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能测试方法, 针对南方地区某超高层建筑施工工地的深基坑工程, 采用中国核动力研究设计院的大型地震模拟振动台测试深基坑排桩支护结构模型抗震能力, 根据弹性地基梁基本原理计算基坑排桩支护结构常规梁单元刚度矩阵和弹性地基梁单元刚度矩阵, 得到深基坑排桩支护结构总刚度矩阵, 依据总刚度矩阵和排桩支护结构静力平衡条件初步得到排桩支护结构位移, 采用压顶梁弹性系数修正总刚度矩阵, 获取准确排桩支护结构位移, 测试超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能。实验测试结果表明, 所提方法可准确测得支护结构横向位移-纵向深度以及排桩桩身位移, 且测得超高层建筑基坑深度越深, 地下连续墙侧向位移随地震等级增大幅度越大, 超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能越差。

关键词: 超高层建筑; 深基坑排桩; 支护结构; 抗震性能; 压顶梁; 位移

中图分类号: TU473

文献标志码: A

文章编号: 1001-8662(2019)04-0136-06

DOI: 10.13512/j.hndz.2019.04.020

Seismic Performance Test of Deep Foundation Pit Pile Supporting Structure of Super High-rise Building

ZHU Suyu

(East China Architectural Design & Research Institute Co., Ltd, Shanghai 200070, China)

Abstract: To study the seismic capacity of pile-supporting structures in deep foundation pits of super high-rise buildings under earthquakes, this paper proposes a method for testing the seismic performance of deep foundation pit pile supporting structure of super high-rise building. For a deep foundation pit project at a construction site of a super high-rise building in the southern region, the large-scale earthquake simulation shaking table designed by China Nuclear Power Research and Design Institute is used to test the seismic resistance of the deep foundation pit pile support structure model. According to the basic principles of elastic foundation beams, the conventional beam element stiffness matrix and elastic foundation beam element stiffness matrix of the foundation pit support structure are calculated, and the total stiffness matrix of the deep foundation pit row support structure is obtained. According to the total stiffness matrix and the static equilibrium conditions of the pile supporting structure, the displacement of the pile supporting structure is initially obtained. The elasticity coefficient of the

收稿日期: 2018-07-19

作者简介: 朱粟郁(1991-), 男, 本科, 主要从事结构设计。

E-mail: yujf66@163.com.

roof beam is adopted to modify the total stiffness matrix to obtain the accurate pile supporting structure displacement and test the seismic performance of pile supporting structures for deep foundation pits of super high-rise buildings. The experimental results show that the proposed method can accurately measure the lateral displacements and longitudinal depths of the supporting structure and the displacement of row pile body, and the deeper the foundation pit depth of the super high-rise building is measured, the greater the lateral displacement of the underground diaphragm wall is with the increase of earthquake grade, and the worse the seismic performance of the deep foundation pit row pile supporting structure of the super high-rise building is.

Keywords: Super high-rise building; Deep foundation pit pile row; Support structure; Seismic performance; Capping beam; Displacement

0 引言

经济发展造成城市超高层建筑数量逐渐增多，地震发生时地下结构施工和基坑周围环境危险性增高，基坑与排桩支护结构产生较大变形，容易造成严重工程事故，因此需对超高层建筑深基坑排桩支护结构实施全面抗震性能测试，确保超高层建筑在建成后有较强抗震性能，确保人们生命和财产安全。

文献分析砂卵石地层圆形深基坑排桩支护结构受力特征时，仅考虑支护结构在地砂卵石材质土层时的受力特征，得到支护结构抗震性能测试结果较片面；文献 测试不同深度基坑排桩支护结构抗震性能，得到不同深度基坑排桩支护结构抗震结果存在较大差异，测试结果不准确。

因此本文提出超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能测试方法，通过准确获取基坑支护结构和排桩地震位移变化，测得超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能。

1 振动台模拟试验测试

1.1 试验准备

以南方地区某超高层建筑施工工地的深基坑工程为研究背景，该超高层建筑深基坑排桩支护结构如图 1 所示，该基坑形状为矩形，基坑长宽分别为 50.5 m 和 24.5 m，且基坑排桩支护结构是 Φ800 mm 密排桩，排桩长度为 13.6 m，基坑周围已有建筑与基坑距离较远，基坑土层包括粘性土、化泥岩以及砂卵石等^[3-5]，土层物理力学性质如表 1 所示。

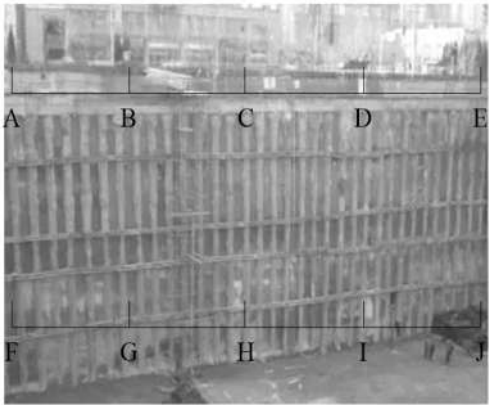


图 1 超高层建筑深基坑排桩支护结构图
Fig.1 Deep foundation pit pile support structure of super high-rise building

表 1 基坑土层物理力学性质指标
Table 1 Physical and mechanical properties of foundation pit soil layer

土层名称	土层厚度/m	土层重度/ (kN/m³)	土质粘聚 力/Kpa	内摩擦角/ (°)
粘性土 1	2.2	19	39	17
粘性土 2	1.2	18.5	34	13
砂卵石	1.3	21	4	37
强风化泥岩	0.8	20.5	290	29
中风化泥岩	0.7	22	590	31

该地区地下水埋藏较深且该地区抗震设防烈度较高，基本地震加速度为 0.2 g、基坑深度为 10 m。为测试超高层建筑深基坑支护结构的抗震性能，采用如图 2 所示地震模拟振动台，通过振动台模拟振动试验，测试地震作用下深基坑排桩支护结构的动力响应情况。且满足抗震安全性前提下的支护结构最大纵向位移变化量和横向位移变化量分别是 0.81 m 和 0.52 m，排桩桩身的最大位

移是 0.28 m。

1.2 模型建立

试验测试超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能采用的振动台为中国核动力研究设计院的大型地震模拟振动台, 该振动台尺寸为 510 × 310 mm, 其竖向和水平向振动荷载最大分别为 2.8 kg 和 28 kg。

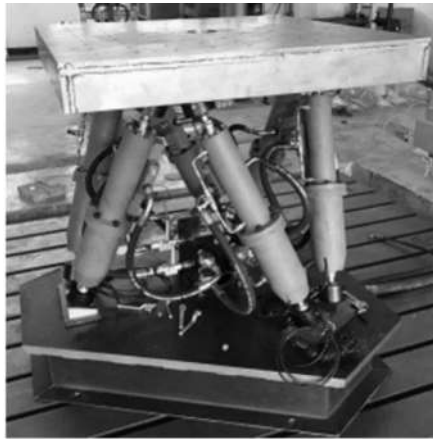


图 2 地震模拟振动台

Fig.2 Seismic simulation table

以该振动台尺寸大小、荷载以及图 1 基坑排桩支护结构为依据, 采用比例尺为 1: 100 设计尺寸大小为 260 × 210 × 210 mm 的基坑排桩支护结构振动模拟试验箱, 试验箱采用厚度为 1.5 cm 的厚木板制作, 且试验箱中基坑土质是一定比例混合的粘性土、砂卵石和泥岩。基坑排桩支护结构模型采用厚度为 0.6 cm、宽度为 20 cm, 长度分别是 15 cm、17 cm、19 cm 和 20 cm 的玻璃模拟深基坑地下深度, 试验排桩支护结构采用直径为 4 mm 长度为 14 cm 的钢筋模拟, 且在钢筋各端添加相同刚度弹簧, 采用螺母固定在试验箱木板。

1.3 抗震性能计算

1.3.1 弹性地基梁基本原理

超高层建筑深基坑排桩支护结构上部采用常规梁单元, 开挖面下部采用 Winkler 弹性地基梁单元^[10-11], 梁单元中支撑和锚杆均为弹性支撑单元, 且作用在梁单元的载荷包括冻胀力和土水压力^[12], 根据弹性地基梁有限元计算方法, 常规梁单元刚度矩阵表示为:

$$K^e = \frac{E_a I}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ 6l & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ -12 & -6l & 12 & -6l \\ 6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{bmatrix} \quad (1)$$

其中, K^e 为常规梁单元刚度, K_a 表示梁单元材料弹性模量; I 和 l 分别为梁单元截面的惯性矩和长度。弹性地基梁单元刚度矩阵表示为:

$$K^d = \frac{2E_a I}{l^3} \begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ 0 & r_1 & & & & \\ & & \text{对} & & & \\ 0 & l\beta_1 & l^2\alpha_1 & & & \\ & & & \text{称} & & \\ 0 & 0 & 0 & l & & \\ & & & & & \\ 0 & -r_2 & -l\beta_2 & 0 & r_1 & \\ & & & & & \\ 0 & l\beta_2 & l^2\alpha_2 & 0 & -l\beta_1 & l^2\alpha_1 \end{bmatrix} \quad (2)$$

其中: K^d 为弹性地基梁单元刚度, $\alpha_1 = \frac{ch\gamma l sh\gamma l - \cos\gamma l \sin\gamma l}{sh^2\gamma l - \sin^2\gamma l} \gamma l$, $\alpha_2 = \frac{ch\gamma l \sin\gamma l - \cos\gamma l \sin\gamma l}{sh^2\gamma l - \sin^2\gamma l} \gamma l$, $\beta_1 = \frac{ch^2\gamma l - \cos^2\gamma l}{sh^2\gamma l - \sin^2\gamma l} (\gamma l)^2$ 和 $\beta_2 = \frac{2sh\gamma l \sin\gamma l}{sh^2\gamma l - \sin^2\gamma l} (\gamma l)^2$ 均为地基梁单元弹性系数, h 为基坑土层厚度, γ 为梁单元弹性特征, $\gamma = \sqrt[4]{\frac{kB}{4EI}}$, B 为梁单元计算宽度, 表示土粘聚力; r_1 和 r_2 值分别是: $r_1 = 2(\alpha_1\beta_1 - \alpha_2\beta_2)$ 和 $r_2 = 2(\alpha_1\beta_2 - \alpha_2\beta_1)$ 。

K 为深基坑排桩支护结构总刚度矩阵, $K = K^e + K^d$ 由弹性地基梁单元刚度矩阵和弹性地基梁单元刚度矩阵构成。

1.3.2 混凝土或压顶梁支撑

超高层建筑深基坑有混凝土做支撑, 混凝土受地震影响变形计算时将混凝土简化为相应位置处弹簧^[13], 弹簧弹性系数为:

$$K^z = \frac{E_b A}{LR} \quad (3)$$

其中, K^z 为混凝土弹簧弹性系数, E_b 为混凝土支撑材料弹性模量, A 和 R 分别为混凝土截面积和支撑间距。

深基坑排桩支护结构中, 地震作用时为加固排桩整体性, 往往在排桩顶部浇灌压顶梁, 抵抗地震造成的水平土压力, 因此在测试深基坑排桩支护受地震影响产生的位移时, 需考虑压顶梁的支撑作用, 该支撑作用同样可采用弹簧模拟, 该

弹性系数为：

$$K^{wl} = \frac{24E_bI}{x^2(L-x)^2}$$

(4)

式中 K^{wl} 为压顶梁弹性系数， E_b 和 I 分别代表压顶梁的弹性模量和截面惯性矩，压顶梁长度为 L 。压顶梁上地震作用点到端点距离为 x 。

1.3.3 排桩支护结构位移计算

由排桩支护结构静力平衡条件可知，作用在深基坑排桩结构的等效结点载荷矩阵(地震作用)应与总刚度矩阵平衡^[14]，当已知地震作用时，可得排桩支护结构位移，平衡方程为：

$$K\delta = R$$

(5)

其中， R 表示地震作用的等效结点荷载矩阵。

由于混凝土支撑会受外界因素约束，因此需对总刚度矩阵修正，可在压顶梁作用的梁单元位置处加入压顶梁弹性系数 K^{wl} 对总刚度矩阵修正^[15]。此时超高层建筑深基坑支护结构位移 δ^{wl} 表示为：

$$\delta^{wl} = F^{wl} / K^{wl}$$

(6)

由公式(6)计算可得超高层建筑深基坑排桩支护结构的地震位移结点间位移。实现超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能测试。

实际混凝土或压顶梁支撑排桩支护结构前，支撑点处的挡土结构已经发生较大变形，当采用混凝土支撑架设后支撑点挡土结构位移变化较小，

说明混凝土支撑可提升深基坑排桩支护结构的抗震能力。

2 实例分析

2.1 支护结构横向位移—纵向深度测试结果

实验采用本文方法测试图 1 深基坑排桩支护结构在不同地震强度下的支护结构横向位移—纵向深度变化。实验模拟的不同地震强度波形如图 3 所示：

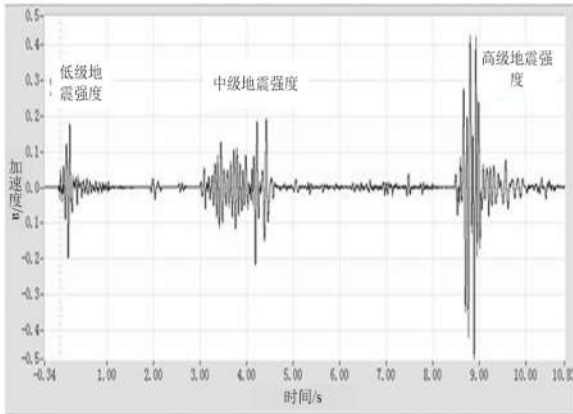


图 3 实验模拟地震强度波形图

Fig.3 Waveform of experimental simulated earthquake intensity

表 2 不同地震强度下支护结构不同位置位移—深度测试结果

Table 2 Displacement and depth test results of support structure at different positions under different earthquake intensities

基坑排桩支护结构位置	低级地震强度		中级地震强度		高级地震强度	
	纵向深度变化/m	横向位移变化/m	纵向深度变化/m	横向位移变化/m	纵向深度变化/m	横向位移变化/m
A	0.34	0.22	0.45	0.34	0.48	0.38
B	0.35	0.21	0.42	0.30	0.45	0.34
C	0.32	0.26	0.46	0.32	0.51	0.36
D	0.34	0.24	0.52	0.35	0.56	0.41
E	0.35	0.25	0.47	0.32	0.56	0.36
F	0.36	0.18	0.50	0.28	0.55	0.34
G	0.52	0.20	0.66	0.28	0.70	0.32
H	0.54	0.23	0.68	0.28	0.72	0.33
I	0.56	0.24	0.67	0.35	0.71	0.37
J	0.59	0.31	0.62	0.36	0.74	0.41

本文方法测得不同地震强度下支护结构不同位置的横向位移—纵向深度测试结果用表 2 描述：

从表 2 数据结果可知，超高层建筑深基坑排桩不同位置支护结构在不同强度地震下均发生一

定程度纵向深度和横向位移变化，本文方法测得不同支护结构位移随地震强度的增加而增加，低级地震强度时超高层建筑深基坑排桩支护结构的纵向深度和横向位移最大位移分别为 0.59 m 和

0.31 m, 中级和高级地震强度支护结构最大纵向深度和横向位移增大。但是各级地震强度下该排桩支护结构的最大纵向位移变化量和横向位移变化量始终低于标准最大纵向位移变化量和横向位移变化量 0.81 m 和 0.52 m, 说明随着地震强度的增加, 实验超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能虽然出现微弱降低趋势, 但是总体支护结构的抗震性能满足规范的安全要求。

2.2 排桩桩身位移测试结果

实验从图 1 所示的超高层建筑深基坑排桩支护结构中选择 4 个排桩点作为超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能测试分析点, 如图 4 所示:

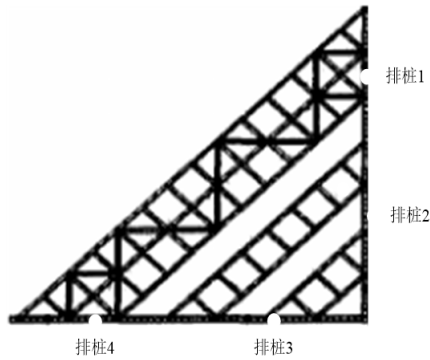


图 4 排桩布置图
Fig. 4 Pile layout

将实验模拟不同地震强度下各排桩桩身的水平位移用表 3 描述:

表 3 不同地震强度下排桩桩身水平位移变化 (m)
Table 3 Horizontal displacement variation of row piles under different earthquake intensity (m)

排桩位置	低级地震强度	中级地震强度	高级地震强度
1	0.14	0.18	0.24
2	0.15	0.17	0.23
3	0.15	0.18	0.24
4	0.16	0.19	0.25

从表 3 数据结果可知, 本文方法能准确测得不同地震强度下图 4 不同位置排桩的桩身水平位移变化结果,

表中数据显示随着地震强度的提高, 低级、中级和高级地震强度下排桩桩身最大位移分别为 0.16 m、0.19 m 和 0.25 m, 排桩桩身水水平位移逐渐增加, 但始终低于要求的排桩桩身的最大位移是 0.28 m, 说明排桩支护结构排桩桩身水平位移

虽然受到地震影响, 但是总体支护结构的抗震性能满足规范的安全要求。

2.3 不同施工阶段基坑排桩支护结构地震动力反应分析

考虑到基坑排桩支护结构在不同施工阶段时支护结构受地震影响存在的差异, 实验分析基坑工程在两种施工阶段下的地震动力反应特性, 超高层建筑基坑深度在 5 m 和 10 m 时的基坑模型如图 5 和图 6 所示:

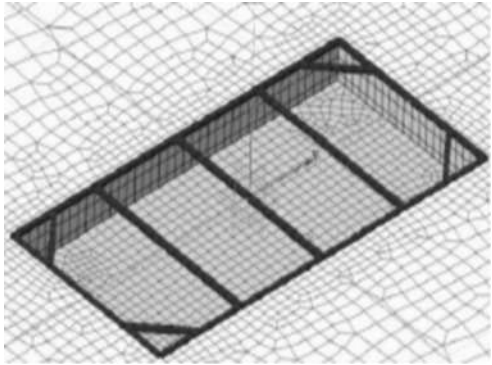


图 5 基坑开挖后 5 m 模型
Fig.5 The 5 m model after foundation pit excavation

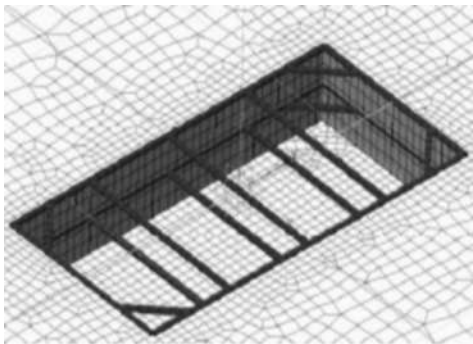
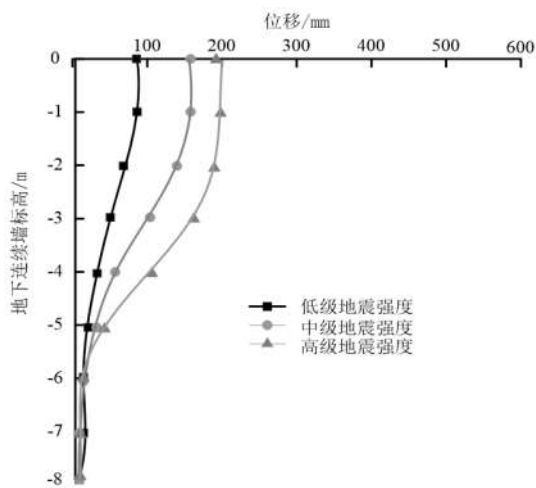


图 6 基坑开挖后 10 m 模型
Fig.6 The 10m model after foundation pit excavation

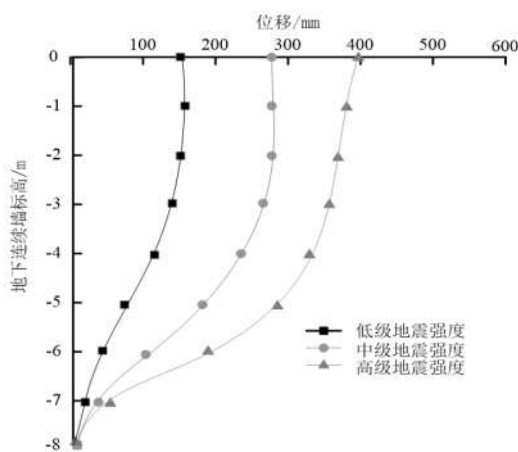
分析不同基坑施工阶段下基坑排桩支护结构的抗震性能时, 由于超高层建筑地下连续墙具有刚度大和止水效果好等优势, 是支护结构中主要采用的支护形式。因此实验以地下连续墙为抗震性测试对象, 本文方法测得不同地震加速度时的地下连续墙侧向位移结果如图 7 所示:

从图 7 可知, 超高层建筑基坑深度为 5 m 和 10 m 时, 地下连续墙侧向位移均随地震等级增大而增大, 且在相同地震强度影响下, 本文方法测得基坑深度为 10 m 时连续墙侧向位移变化均高于基坑深度为 5 m 时侧向位移变化结果。对比分析两种基坑深度下连续墙侧向位移变化结果可知,

相同地震强度影响下,基坑深度为10 m时的连续墙侧向位移较大,说明基坑深度达到10 m时,超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震稳定性差,支护结构容易发生损毁破坏,对超高层建筑安全造成极大影响。



(a)基坑深度5 m时连续墙不同地震强度位移



(b)基坑深度10 m时连续墙不同地震强度位移

图7 不同地震加速度时地下连续墙侧向位移结果

Fig.7 Lateral displacement results of underground diaphragm wall at different seismic accelerations

3 结语

超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性能优劣直接影响建成后超高层建筑的抗震安全性,排桩支护结构抗震性强建成后建筑抵抗地震能力强,所以应对排桩支护结构实施抗震性能测试,本文通过试验测试超高层建筑深基坑排桩支护结构的抗震性能,得到不同地震强度下支护桩横向位

移—纵向深度和排桩桩身位移变化情况,地震强度越强支护结构位移变化越大,超高层建筑深基坑排桩支护结构抗震性差;且从不同深度基坑在不同地震加速度下的地下连续墙侧向位移变化结果可知,基坑深度越深地下连续墙侧向位移越大,排桩支护结构抗震性越差。

参考文献:

- [1] 张家国,肖世国,邹力,等. 砂卵石地层圆形深基坑排桩支护结构受力特征[J]. 地下空间与工程学报,2015,11(6):1603-1610.
- [2] 屈伟,陈秋鑫,周峰,等. 不同开挖深度基坑支护设计与监测分析[J]. 建筑科学,2015,31(3):126-130.
- [3] 张家国,肖世国. 圆形深基坑排桩框架支护结构算法[J]. 冰川冻土,2016,38(4):915-921.
- [4] 陈占鹏,高伟,李永辉,等. 排桩复合土钉支护结构在深基坑工程中的应用[J]. 建筑科学,2016,32(9):114-118.
- [5] 彭文韬,魏昆. 深基坑排桩-内支撑支护结构空间变形的应用研究[J]. 工业安全与环保,2018,44(1):69-73.
- [6] 李连祥,王兴政. 考虑基坑支护结构变形模式的土压力研究[J]. 地下空间与工程学报,2018,14(4):169-178.
- [7] 赵康,宁富金,张俊萍,等. 一种新型基坑支护结构的力学性能分析[J]. 重庆大学学报,2018,41(09):52-60.
- [8] 王建华,李江腾,廖峻. 土钉墙+排桩在明挖隧道深基坑支护中的几个问题[J]. 岩土力学,2016,37(4):1109-1117.
- [9] 曹净,钱国伟,刘海明,等. 考虑支护结构变形的基坑土压力计算[J]. 四川建筑科学研究,2016,42(4):46-49.
- [10] 程建华,王辉. 排桩与土钉联合支护结构的土压力分配机制[J]. 公路工程,2016,41(5):205-207.
- [11] 侯文萃,陈能远,高洁. 基坑排桩对建筑抗震性的影响分析[J]. 地震工程学报,2018,40(2):252-257.
- [12] 徐凌,陈格际,刘帅. 基于FLAC3D的深基坑开挖与支护数值模拟应用[J]. 沈阳工业大学学报,2016,38(1):91-96.
- [13] 李松,马郢,郭运,等. 双排桩与单排桩组合多级支护结构在深大基坑中的应用[J]. 长江科学院院报,2018,35(5):103-109.
- [14] 孙海霞,李冬敏,孔志鹏. 基于ABAQUS和正交试验法的基坑支护桩优化[J]. 沈阳工业大学学报,2016,38(4):457-460.
- [15] 周勇,魏嵩琦,朱彦鹏,等. 兰州地区地铁车站深基坑开挖对邻近地下管道的影响分析[J]. 兰州理工大学学报,2015,41(6):120-125.

邱菊. 强震作用下含孔隙度混凝土受压破裂程度分析[J]. 华南地震, 2019, 39(4): 142-147. [QIU Ju. Analysis of Compressive Fracture Degree of Concrete with Porosity under Strong Earthquake[J]. South China journal of seismology, 2019, 39(4): 142-147]

强震作用下含孔隙度混凝土受压破裂程度分析

邱 菊

(东北石油大学, 黑龙江 大庆 163318)

摘要: 近年来强烈地震造成的混凝土受压破裂越来越受学者的关注, 大部分学者采用受压破裂模型, 分析强震作用下的混凝土受压破裂程度, 但是在研究过程中学者很少考虑混凝土内在含孔隙度和受压破裂累计效应对受压破裂程度的影响, 分析结果与实际相差较大。基于此在受压破裂模型中, 引入受压破裂累计效应, 通过累计受压破裂值表示含孔隙度混凝土刚度和强度的退化规律, 根据含孔隙度混凝土的横向和纵向受压破裂模型, 研究含孔隙度混凝土受压破裂程度。经过实验分析发现, 该方法在地震震级为 5.5 级且含孔隙度混凝土孔隙度为 9.26% 时, 含孔隙度混凝土的抗压强度最大为 138.65MPa, 此时的含孔隙度混凝土受压破裂程度最低, 该方法分析结果平均误差为 0.003, 分析结果与实际结果相似度高。

关键词: 强震作用; 含孔隙度; 混凝土; 受压破裂程度; 累计效应; 纵向受压破裂

中图分类号: TU352

文献标志码: A

文章编号: 1001-8662(2019)04-0142-06

DOI: 10.13512/j.hndz.2019.04.021

Analysis of Compressive Fracture Degree of Concrete with Porosity under Strong Earthquake

QIU Ju

(Northeast Petroleum University, Daqing 163318, China)

Abstract: In recent years, a strong earthquake concrete compression fracture caused by more and more attention by scholars, most scholars use compression fracture degree of concrete compression fracture model analysis under earthquake action, but in the process of research scholars rarely consider the concrete internal porosity and compressive fracture cumulative effect on the degree of compression fracture, analysis results and the actual difference is bigger. Based on this, the accumulative effect of compression fracture is introduced into the compression fracture model, and the degradation rule of the stiffness and strength of concrete with porosity is expressed through the accumulative compression fracture value. The degree of compression fracture of concrete with porosity is studied according to the transverse and longitudinal compression fracture models of concrete with porosity. After experimental analysis, it is found that when the porosity of concrete porosity is 9.26% under M5.5 earthquake, the maximum compressive strength of porosity-containing concrete is 138.65MPa and the

收稿日期: 2018-07-19

作者简介: 邱 菊(1982-), 女, 硕士, 讲师, 主要从事土木工程防灾减灾研究。

E-mail: yxzcgyl63.com.