

# 地震作用下软土中桩承桥墩系统响应特性分析

张磊, 许徐晗, 陈成, 张盼盼, 芮瑞

(武汉理工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070)

**摘要:**以软黏土中桩承桥墩系统为研究对象,分别采用等效理想弹塑性模型和双曲线型滞回本构模型来描述桩承桥墩系统和软土的动力响应行为,系统探究了地震动强度(基岩峰值加速度或基岩峰值速度)、桩身抗弯刚度和桥跨结构质量等因素对不同位置处加速度放大系数及桩基-桥墩系统最大弯矩系数的影响规律。研究发现:当基岩峰值加速度小于 $0.15g$ 时,软土对地震波的放大效应较为强烈,而当基岩峰值加速度大于 $0.2g$ 时,软土的阻尼耗能减弱了地震波的震动强度;桥跨结构质量的增加会显著降低桥墩顶部加速度放大系数;由于软土动力特性的非线性和软土-桩基之间相互作用关系的复杂性,桥墩和桩基最大弯矩系数与基岩峰值速度有着强烈的非线性特征,当基岩峰值速度大于 $0.2\text{ m/s}$ 时,桩基-桥墩系统基本进入塑性变形阶段;桩身抗弯刚度和桥跨结构质量分别对桩基和桥墩最大弯矩响应的影响更大,表明桩基和桥墩地震响应分别取决于地震过程中软土的动力作用和上部结构的惯性力作用。

**关键词:**软土-桩承桥墩系统;地震动强度;软土;加速度放大系数;最大弯矩

**中图分类号:** TU447; TU473.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2022)06-1530-11

**DOI:** 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2022.06.025

## 引言

软黏土(以下简称软土)地层广泛分布于滨海及沿江城市,桩基-承台系统由于其承载力高、抗沉降能力强及施工较为便捷等特点在这些区域得到广泛应用<sup>[1]</sup>。然而,震后调查发现<sup>[2-5]</sup>,软土地基中桩承桥梁的倒塌破坏时常发生,且发生破坏的位置主要聚集于桩基础和桥墩。可见,地震作用下软土-桩承桥墩系统的抗震安全性尤为值得关注。

国内外学者通常采用室内模型试验和数值分析来研究土-桩基-上部结构系统的地震响应规律。室内模型试验主要包括离心机地震试验和常重力振动台试验,目前大部分的模型试验研究涉及可液化砂土或干砂中桩基的地震响应研究(钱德玲等<sup>[6]</sup>、陈跃庆等<sup>[7]</sup>、韦晓等<sup>[8]</sup>、Boulangier等<sup>[9]</sup>、Abdoun等<sup>[10]</sup>、李雨润等<sup>[11-12]</sup>、王建华等<sup>[13]</sup>、汪明武等<sup>[14]</sup>、李培振等<sup>[15]</sup>、苏栋等<sup>[16]</sup>、唐亮等<sup>[17]</sup>、梁发云等<sup>[18]</sup>、黄占芳等<sup>[19-20]</sup>),而有关软土-桩基系统的室内地震模型试验研究仍相对缺乏。针对埋设于软土中的单桩或群桩基础, Meymand<sup>[21]</sup>、杨敏等<sup>[22]</sup>、Banerjee等<sup>[23]</sup>、Zhang等<sup>[24]</sup>先后开展了一系列常重力振动台试验或离心机地震试验研究,主要探究了正常固结及超固结软土中桩

基的地震弯矩响应规律及系统的加速度放大效应,但普遍没有考虑桩基及其上部结构的地震损伤演化过程。

在数值分析研究方面,有限元法分析地震作用下土-桩基地震响应的研究数量众多,具有代表性的一些研究如下简述。基于理想弹塑性模型和桩-土实体接触面模型,De Sanctis等<sup>[25]</sup>开展了单桩地震响应的三维有限元分析,该研究表明:相较于均质土,地震作用下层状土中桩基的弯矩值更高,且桩基最大弯矩与其有效长度呈正相关关系。在可液化土方面,李雨润等<sup>[26]</sup>利用OpenSees平台同时开展了干砂及饱和砂土中单桩分别在正弦波及El Centro地震波作用下的三维有限元分析,采用梁单元和刚性链杆模型来考虑桩土相互作用关系,该研究表明,砂土液化会降低土对桩基的横向约束能力,从而会导致桩顶承台的加速度放大效应更加明显;基于常重力振动台试验结果的验证,Tang等<sup>[27]</sup>也采用类似的方法研究了群桩-桥墩系统在强震作用下的响应规律,该研究表明砂土渗透系数和桩身抗弯刚度对桩的地震弯矩响应影响较大,而桩间距的影响相对较小;基于离心机振动台试验结果的验证,Wang等<sup>[28]</sup>采用统一塑性液化土体模型和实体桩-土接触面模型开展了三维有限元分析,重点探究了可液化砂土中单

**收稿日期:** 2021-06-28; **修订日期:** 2021-08-08

**基金项目:** 国家自然科学基金资助项目(51808421); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(WUT: 2019IVB032, WUT: 2020III 043)。

桩的弯矩响应特性,该研究表明桩顶的边界条件及场地倾斜度会显著影响桩基最大弯矩响应的位置和数值。在软土-桩基地震响应方面,Banerjee等<sup>[23]</sup>针对软土中的单桩基础,使用通用有限元软件ABAQUS开展了一系列三维有限元分析,系统探究了桩基最大地震弯矩的响应规律;周救等<sup>[29]</sup>基于API规范中适用于软土的p-y桩-土关系模型,采用CSIBridge有限元软件探究了软土地面桥梁桩基在地震和冲刷联合作用效应下的失效模式及破坏概率。

基于相关离心机振动台试验结果的验证,以软土中桩承桥墩系统为研究对象,采用有限元软件ABAQUS开展了一系列三维有限元动力显式分析,分别用等效理想弹塑性模型和双曲线型滞回本构模型描述桩承桥墩系统和软土的动力响应行为,系统地探究了基岩峰值加速度(PBA)、基岩峰值速度(PBV)、桩身抗弯刚度、桥跨质量等因素对软土中桩承桥墩系统地震响应的影响。

## 1 三维有限元建模

### 1.1 基本信息

如图1所示,本文所考虑的桩基-桥墩系统包括附加质量块(位于桥墩顶部)、桥墩、承台(位于桥墩底部)和2×2群桩(埋设于软土层中)。

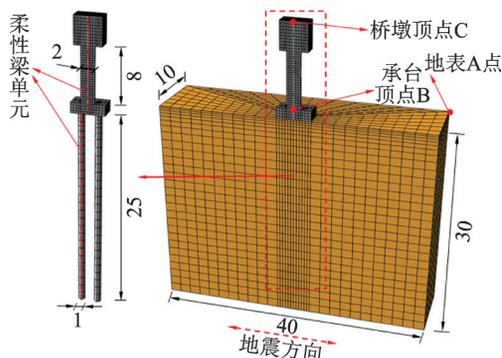


图1 软土-桩基-桥墩系统三维有限元模型(单位:m)

Fig. 1 Three-dimensional (3D) finite element (FE) model of the clay-pile-pier system (Unit: m)

由于该系统相对于水平地震动方向具有对称性,故为提高计算效率仅需建立相应的半对称有限元模型。桩-土接触面采用主从接触算法:桩侧表面为主控面,土侧表面为从属面,两者之间接触面在法向和切向分别采用“硬接触”和“罚型摩擦接触”,摩擦系数取土体摩擦角的正切值,主从面间相对滑动的跟踪算法选为“小滑动”。在模型的底面施加水平方向的地震波加速度,在模型的前后面(平行于地震

动方向)约束其法向自由度,在模型的左右两个边界(垂直于地震动方向)采用Equation约束条件以确保同等高度的节点具有一致的运动模式,该数值边界条件与模型试验中常用的剪切箱边界条件一致,已被学者(如Banerjee等<sup>[23]</sup>和Tsinidis等<sup>[30]</sup>)用来模拟地震中的自由场边界条件。

### 1.2 材料本构模型

如图2所示,有限元计算中软土采用双曲线型滞回本构模型<sup>[23]</sup>,所涉及的具体土体参数如表1所示。

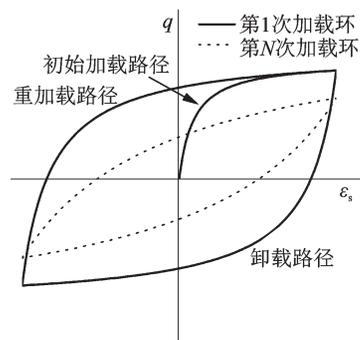


图2 双曲线型滞回本构模型示意图

Fig. 2 Schematic diagram of hyperbolic dynamic constitutive model

表1 软黏土基本力学参数

Tab. 1 Basic clay properties adopted in this study

泊松比	密度/ ( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	有效内摩擦 角/(°)	小应变剪切 模量/kPa
0.3	1600	23	$2060(\rho'_0)^{0.653}$

注: $\rho'_0$ 为土体的平均有效正应力,单位为kPa。

为了较为准确地模拟动力荷载作用下软土的刚度衰减及滞回阻尼特性,本文采用了一种新型的双曲线滞回本构模型。该模型中,当初始加载时,土体的应力-应变关系如下式所示:

$$q = q_f - \frac{q_f}{1 + 3G_{\max} \epsilon_s / q_f} \quad (1)$$

卸载路径:

$$q = -2q_f + \frac{2q_f}{1 + 3G_{\max} (\epsilon_{r1} - \epsilon_{r2}) / (2q_f)} + q_{r2} \quad (2)$$

重加载路径:

$$q = 2q_f - \frac{2q_f}{1 + 3G_{\max} (\epsilon_s - \epsilon_{r2}) / (2q_f)} - q_{r2} \quad (3)$$

式中  $q$  和  $\epsilon_s$  分别为土体的等效应力和等效应变,  $q_{r1}$  和  $q_{r2}$  为加载逆向点所对应的偏应力,  $\epsilon_{r1}$  和  $\epsilon_{r2}$  为加载逆向点所对应的剪应变,  $G_{\max}$  为土的小应变剪切模量,  $q_f$  为土体破坏时所对应的等效应力。

在卸载路径式(2)和重加载路径式(3)阶段,土

体的应力-应变关系由Masing法则确定。

软土的小应变剪切模量和土体破坏时所对应的等效应力分别为：

$$G_{\max} = A(\rho'_0)^{0.653} \quad (4)$$

$$q_t = \beta \frac{6\rho'_0 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (5)$$

式中  $\rho'_0$  为土体的平均有效正应力,  $A$  为模量校正常数,  $\varphi$  为土体的有效内摩擦角,  $\beta$  为土体初始状态参数。

土体模量校正常数与软土的类型相关, 土体初始状态参数与土体的超固结比、压缩指数和重压缩指数相关。基于 Banerjee 等<sup>[23]</sup>和 Zhang 等<sup>[31]</sup>的前期研究, 对于正常固结高岭土及新加坡海洋软黏土,  $A = 2060$ ,  $\beta = 0.6$ 。

另一方面, 众多震后调查表明, 地震所致桥梁系统的破坏主要集中于其基础或桥墩位置, 而承台及桥跨结构基本不发生结构破坏。因此, 文中假定承台及附加质量块的塑性变形可忽略不计, 仅重点考虑桩和桥墩的损伤演化过程。对于钢筋混凝土桩和桥墩, 可以采用一些高级的本构模型(如混凝土损伤塑性模型)来描述混凝土的损伤演化过程, 但考虑到文中选用的地震波数量较多, 且三维有限元动力分析较为费时, 有必要采用一种计算效率更高的材料本构模型来开展计算。作者前期研究表明<sup>[32-33]</sup>, 对于配筋率为 2%、混凝土等级为 C40 的钢筋混凝土柱体(桩或桥墩), 无论是开展水平静力或循环动力推覆有限元分析, 采用混凝土损伤塑性模型和理想弹塑性模型来分别模拟混凝土和钢筋的计算结果与采用等效屈服应力为 15.3 MPa 的理想弹塑性模型来模拟钢筋混凝土柱的计算结果基本一致。因此, 为提高计算效率, 本文也采用等效理想弹塑性模型来模拟桩和桥墩, 相关材料参数如表 2 所示。

表 2 桩-桥墩系统的基本力学参数

Tab. 2 Basic properties of the pile-pier system

类别	弹性模量/GPa	泊松比	密度/( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ )	屈服应力/MPa
承台和质量块	30	0.2	2500	-
桩和桥墩	30	0.2	2500	15.3

本文采用混合建模方法, 即在桩和桥墩的中心轴线上设有与实体单元共节点的柔性梁单元。该柔性梁单元的密度、弹性模量和屈服强度等参数取值为真实材料参数的 1%, 以确保在不影响实体单元力学响应特性的前提下可方便地获取地震过程中桩和桥墩的位移和截面内力等数据。

## 2 有限元模拟方法的验证

以本文第一作者前期开展的软土中群桩-承台系统的离心机地震模型试验为基础<sup>[24]</sup>, 依据上节所述的模拟方法, 开展了相应的三维有限元地震分析。该离心机试验所采用的软土为正常固结高岭土, 其基本土体参数与表 1 中所示一致。如图 3 所示, 所考虑的群桩规模为  $4 \times 3$ , 由于离心机试验中所采用的是铝制承台和桩, 且地震动强度较为温和(如图 4 所示), 有限元分析中桩基-承台系统的本构模型采用线弹性模型(弹性模量为 70 GPa); 其他方面如土体的力学参数、模型边界条件、土-结构接触面模拟方法与上节中所述完全一致。

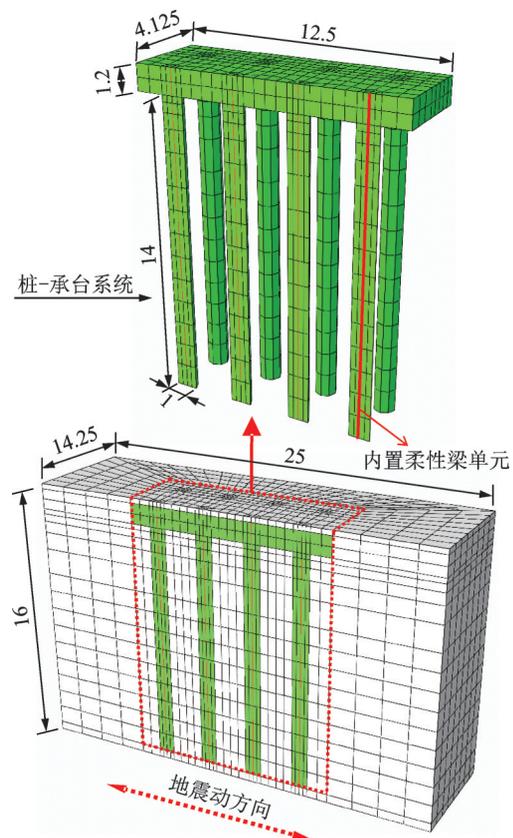


图 3 软土-桩基-承台系统三维有限元模型(单位:m)

Fig. 3 3D FE model of the clay-pile-raft system (Unit: m)

图 4 给出了离心机试验中所采用的地震波, 图 5 为该地震波作用下承台加速度的有限元分析与离心机地震试验结果。可见, 两者虽然存有一些偏差, 有限元分析能较好地模拟出承台加速度的最大值及其发生的时刻(如图 5(a)所示), 也能较好地重现承台谱加速度峰值及其对应的主周期。图 6 给出了  $4 \times 3$  群桩中内、外侧桩最大弯矩分布图, 该最大弯矩分布图对应于地震作用下桩身达到其最大弯矩的时刻。由图 6 可知, 由于群桩效应, 内、外侧桩的最大弯矩响应有所差异, 而三维

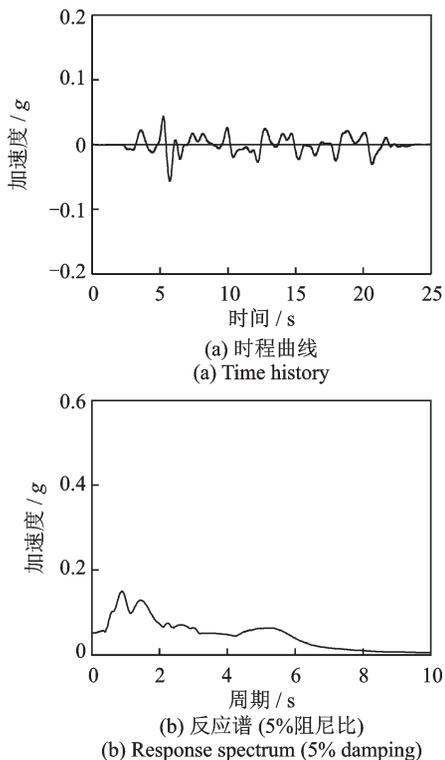


图 4 离心机试验中所采用的苏门答腊人工地震波  
Fig. 4 Artificial Sumatra ground motion adopted in the centrifuge earthquake test

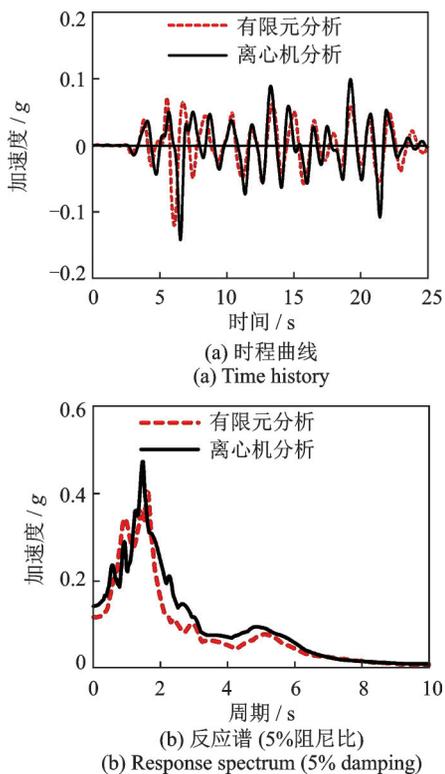


图 5 有限元分析与离心机试验所获承台加速度对比曲线图  
Fig. 5 Comparison of computed and measured raft accelerations from FE analysis and centrifuge test

有限元分析所得的内、外侧桩最大弯矩数据与离心机地震试验结果基本一致。由上述可知,文中采用的三维有限元模拟方法能有效模拟软土-桩基系统的地震响应,更多相关对比分析可参见文献[32-33]。

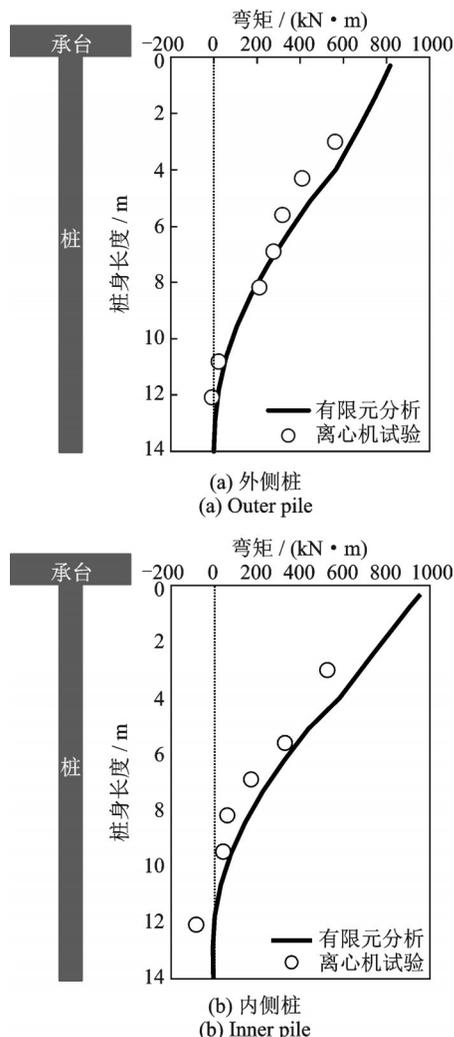


图 6 有限元分析与离心机试验所获 4 × 3 群桩中桩基最大弯矩分布图  
Fig. 6 Computed and measured maximum pile bending moment profiles for a 4 × 3 pile group from FE analysis and centrifuge test

### 3 基岩地震波的选取

从太平洋地震工程研究中心(PEER)网站选取适用于软土地基的 120 组真实地震波,所对应的峰值加速度范围为 0.01g~1.22g,矩震级为 5~8 级。图 7 给出了该 120 组真实地震波的反应谱和其平均

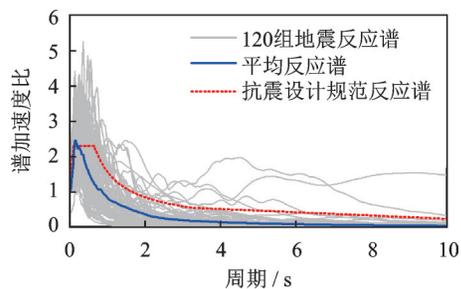


图 7 选用的 120 组地震波反应谱及中国 IV 类软土地场地的设计地震动反应谱 (5% 阻尼比)  
Fig. 7 Response spectra of the 120 ground motions and recommended in Chinese seismic code for type IV ground (5% damping)

反应谱,同时给出了中国软土地区(剪切波速小于150 m/s、IV类场地)<sup>[34]</sup>的抗震设计规范反应谱,其中谱加速度比定义为谱加速度与其对应峰值加速度的比值。由图7可知,该120组地震波的平均反应谱与抗震设计规范反应谱较为接近。

## 4 加速度响应

由于软土地基对地震波的放大效应较为明显,因此,软土中的桩基及上部桥墩在地震过程中极易受到较大的动力荷载而产生损伤或较大变形。为了更好地探究不同位置处加速度的响应规律,定义加速度放大系数为地震过程中某位置加速度响应最大值与基岩峰值加速度的比值。本文主要聚焦于结构的地震响应,选取承台顶点B和桥墩顶点C(如图1所示)来分别探究承台及桥墩顶部加速度放大系数的变化规律。

### 4.1 桥跨结构质量的影响

在本节及之后文中,当涉及探究桥跨结构质量的影响时,考虑的桥跨结构质量分别为100,320和960 t,而桩的抗弯刚度保持为 $1.473 \times 10^6$  kN·m<sup>2</sup>。由图8和9可知,随着基岩峰值加速度(PBA)的增加,承台和桥墩顶部的加速度放大系数都呈明显的

减小趋势,这主要是由于土体阻尼比随着地震动强度的增加而增大;当地震动强度较为剧烈时(大于0.2g时),软土地基对地震波的阻尼耗能占主导优势,承台和桥墩顶部的加速度放大系数普遍小于1。同时,由于承台转动和桥墩变形所致的叠加效应,桥墩顶部的加速度放大系数要显著大于承台的加速度放大系数。此外,相较于桥跨结构(附加质量块)的质量为100 t,桥跨结构质量分别为320和960 t时,承台加速度放大系数的平均差值分别约为0.63%和3%,桥墩顶部加速度放大系数平均值分别降低了约16%和45%。可见,桥跨结构质量的增加对承台加速度的影响较为微弱,但会显著降低桥墩顶部的加速度响应。

### 4.2 桩身抗弯刚度的影响

在本节及之后文中,当涉及桩身抗弯刚度的影响时,考虑的桩身抗弯刚度分别为 $4.909 \times 10^5$ , $1.473 \times 10^6$ 和 $3.436 \times 10^6$  kN·m<sup>2</sup>,而桥跨结构的质量保持为320 t。由图8(b)和9(b),10,11可知,当桩身抗弯刚度由 $4.909 \times 10^5$  kN·m<sup>2</sup>分别增加至 $1.473 \times 10^6$  kN·m<sup>2</sup>和 $3.436 \times 10^6$  kN·m<sup>2</sup>时,承台加速度放大系数平均值分别减小了约5.7%和6.2%,桥墩顶部加速度放大系数分别增大了约3.4%和15.9%。可见,桩身抗弯刚度的变化对系统加速度响应的影响

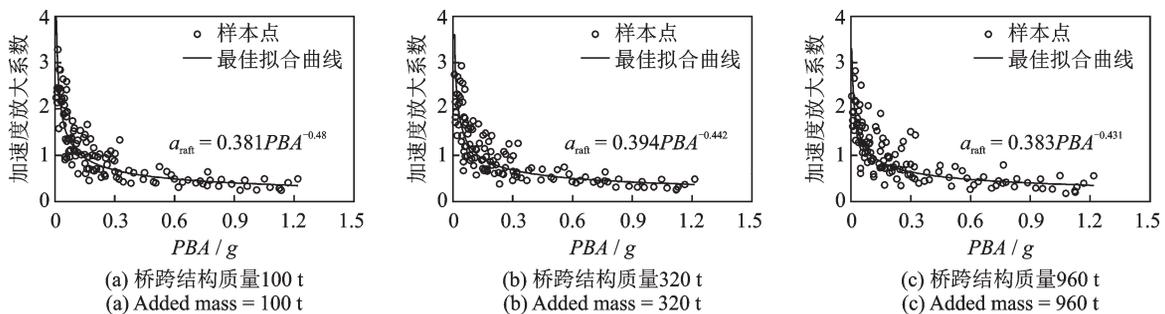


图8 不同桥跨质量下承台加速度放大系数与基岩峰值加速度之间的变化关系图( $a_{\text{raft}}$ 为承台加速度放大系数)

Fig.8 Plots of raft acceleration amplification factor against PBA involving different added masses ( $a_{\text{raft}}$  is acceleration amplification factor at raft)

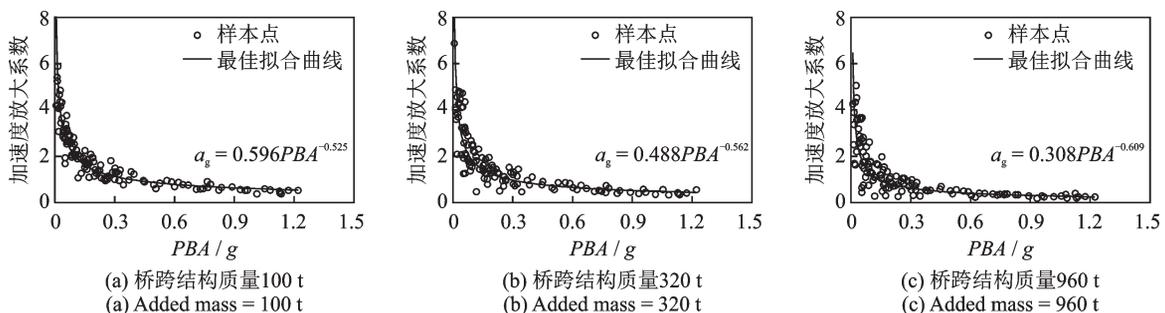


图9 不同桥跨质量下桥墩顶部加速度放大系数与基岩峰值加速度之间的变化关系图( $a_g$ 为桥墩顶部加速度放大系数)

Fig.9 Plots of pier top acceleration amplification factor against PBA involving different added masses ( $a_g$  is acceleration amplification factor at pier top)

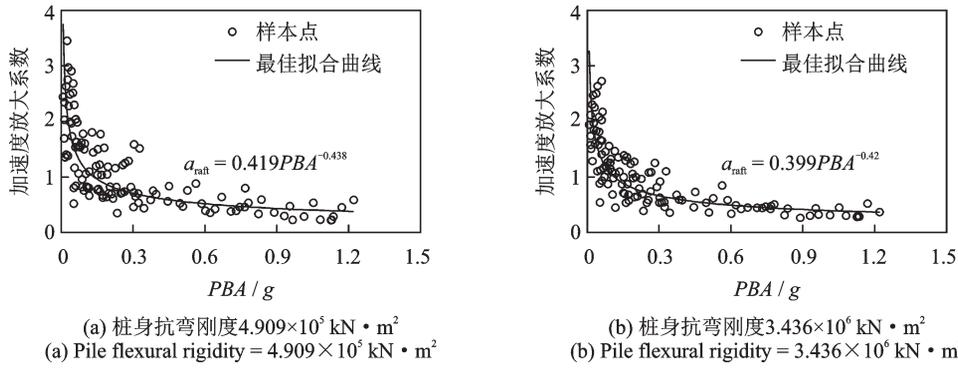


图 10 不同桩身抗弯刚度下承台加速度放大系数与基岩峰值加速度之间的变化关系图

Fig. 10 Plots of raft acceleration amplification factor against PBA involving different pile flexural rigidities

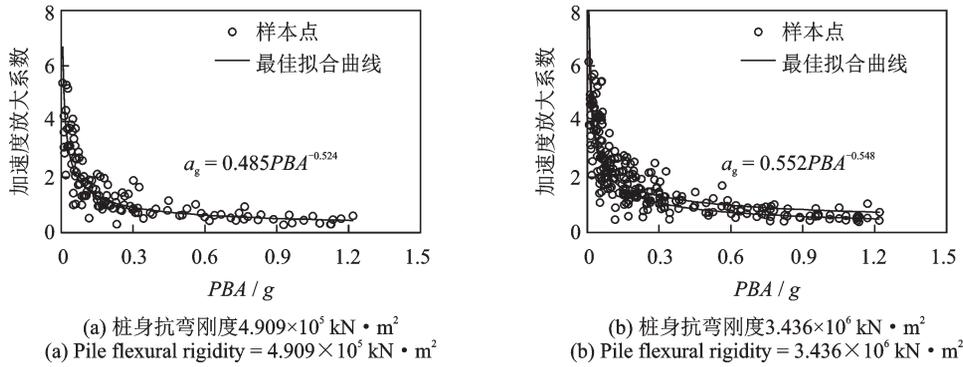


图 11 不同桩身抗弯刚度下桥墩顶部加速度放大系数与基岩峰值加速度之间的变化关系图

Fig. 11 Plots of pier top acceleration amplification factor against PBA involving different pile flexural rigidities

相对较为微弱,增大桩身抗弯刚度并不能有效减小

### 4.3 回归分析

除了上述分析单个因素的影响规律外,同时建立了半经验关系模型以便全面地评估基岩峰值加速度 PBA、上部结构质量和桩身抗弯刚度对承台及桥墩顶部加速度放大系数的影响。为了尽可能消除半经验公式对量纲的依赖性,借鉴 Zhang 等<sup>[24]</sup>的前期研究工作,将所考虑的变量转化成如下无量纲项:

- (a) 加速度放大系数:  $a$ ;
- (b) 上部结构与土体质量比:  $m_{str}/(\rho_{soil}l_p A_{raft})$ ;
- (c) 桩土频率比:  $\left[\left(\sum E_p I_p\right) \rho_{soil} H_{soil}^2\right] / \left(G_{soil} m_{str} l_p^3\right)$ 。

在上述无量纲项中,文中  $a$  代表  $a_{raft}$  或  $a_g$ ; 上部结构质量  $m_{str} = m_{raft} + m_{pier} + m_g$ ,  $m_{raft}$  为承台质量,  $m_{pier}$  为桥墩质量,  $m_g$  为上部质量块质量;  $\rho_{soil}$  为土体密度;  $l_p$  为桩长;  $A_{raft}$  为承台底面积;  $\sum E_p I_p$  为群桩身抗弯刚度之和;  $H_{soil}$  为软土的厚度;  $G_{soil}$  为平均土体剪切模量,由下式计算获得:

$$G_{soil} = \frac{\int_0^{H_{soil}} G_{max} dz}{H_{soil}} \quad (6)$$

将式(4)代入式(6)可得,  $G_{soil} \approx 3235(H_{soil})^{0.653}$  kPa。建立的半经验关系模型如下式所示:

上部结构的地震响应。

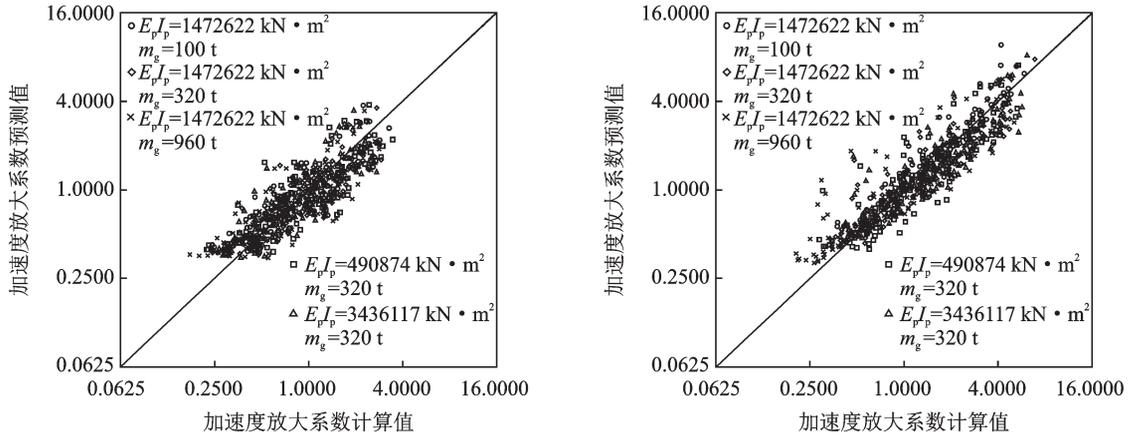
$$a = \alpha \cdot \left(\frac{PBA}{g}\right)^\beta \cdot \left(\frac{m_{str}}{\rho_{soil} l_p A_{raft}}\right)^\gamma \cdot \left[\frac{\left(\sum E_p I_p\right) \rho_{soil} H_{soil}^2}{G_{soil} m_{str} l_p^3}\right]^\delta \quad (7)$$

式中 系数  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  为未知常量。基于图 8~11 所示的数据和式(7),开展多元线性回归分析,可分别获得承台及桥墩顶部加速度放大系数的半经验关系公式,分别如下式所示:

$$a_{raft} = 0.119 \cdot \left(\frac{PBA}{g}\right)^{-0.442} \cdot \left(\frac{m_{str}}{\rho_{soil} l_p A_{raft}}\right)^{-0.057} \cdot \left[\frac{\left(\sum E_p I_p\right) \rho_{soil} H_{soil}^2}{G_{soil} m_{str} l_p^3}\right]^{-0.043} \quad (8)$$

$$a_g = 0.136 \cdot \left(\frac{PBA}{g}\right)^{-0.554} \cdot \left(\frac{m_{str}}{\rho_{soil} l_p A_{raft}}\right)^{-0.36} \cdot \left[\frac{\left(\sum E_p I_p\right) \rho_{soil} H_{soil}^2}{G_{soil} m_{str} l_p^3}\right]^{0.083} \quad (9)$$

如图 12 所示,回归分析所获的式(8)和(9)能分别有效地预测地震作用下承台及桥墩顶部的加速度放大系数。



(a) 承台加速度放大系数计算值与式(8)预测值 (b) 桥墩顶部加速度放大系数计算值与式(9)预测值  
 (a) Computed and predicted raft acceleration amplification factors (b) Computed and predicted pier top acceleration amplification factors

图12 承台及桥墩顶部加速度放大系数的计算值与预测值对比图

Fig. 12 Comparisons of the computed and predicted acceleration amplification factors for both raft and pier top

### 5 弯矩响应

如图6所示,由于承台的约束效应,地震作用下桩和桥墩的最大弯矩分别发生在桩顶及桥墩底部位置。本节将重点探究桥跨结构质量和桩身抗弯刚度对桩和桥墩最大地震弯矩响应的影响,定义最大弯矩系数如下所示:

$$\Phi = \frac{M_{\max} r}{EI} \quad (10)$$

式中  $\Phi$  可为  $\Phi_{\text{pier}}$  或  $\Phi_{\text{pile}}$ , 分别代表桥墩和桩的最大弯矩系数;  $M_{\max}$  代表了桥墩或者桩的最大弯矩;  $EI$  代表了桥墩或者桩的抗弯刚度;  $r$  代表了桥墩或者桩的半径。

国内外学者针对地震动强度指标与结构动力响应间的关系进行了一系列的研究<sup>[35-36]</sup>, 研究发现: 相对于地震动峰值加速度而言, 桩基地震弯矩响应与地震动峰值速度之间的关联性更强; 本课题的前期初步研究也有类似发现。考虑到这点, 对于地震作用下的桩及桥墩的弯矩响应, 选用基岩峰值速度  $PBV$  作为地震动强度指标。对于所选用的120组真实地震波,  $PBV$  与  $PBA$  之间的关系如图

13所示。

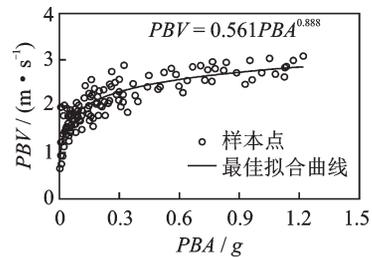


图13 基岩峰值加速度与基岩峰值速度的关系图

Fig. 13 Relationship between  $PBA$  and  $PBV$

#### 5.1 桥跨结构质量的影响

由图14可知, 随着桥跨结构质量的增加, 地震过程中作用于桥墩的惯性力也增大, 桥墩的地震弯矩响应也显著增大; 当桥跨结构质量不超过320 t时, 桥墩的最大弯矩系数随着基岩峰值加速度的增加而逐渐增大, 桥墩仍处于弹性变形阶段; 当桥跨结构质量为960 t且  $PBV > 0.2$  m/s时, 桥墩的最大弯矩系数基本保持不变(最大弯矩约为23000 kN·m), 说明此时桥墩已经发生屈服破坏。由图15可知, 对于所考虑的三组桥跨结构质量, 当  $PBV < 0.1$  m/s时桩身基本处于弹性变形

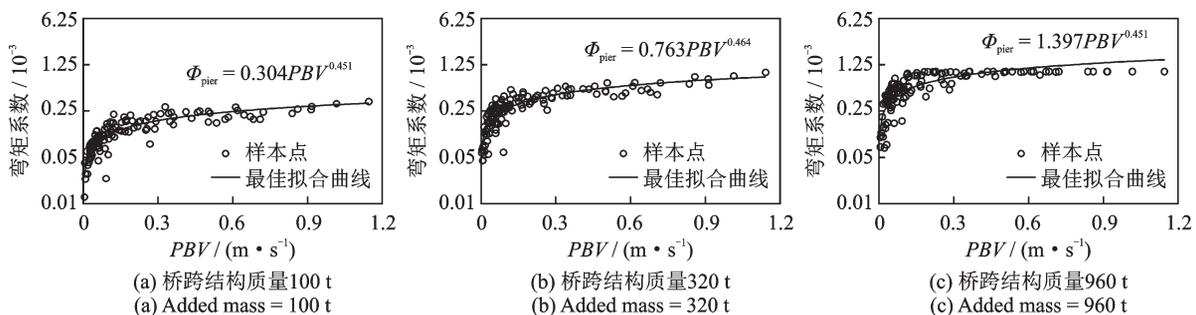


图14 不同桥跨结构质量下桥墩最大弯矩系数与基岩峰值速度之间的变化关系图

Fig. 14 Plots of maximum pier bending moment coefficient against  $PBV$  involving different added masses

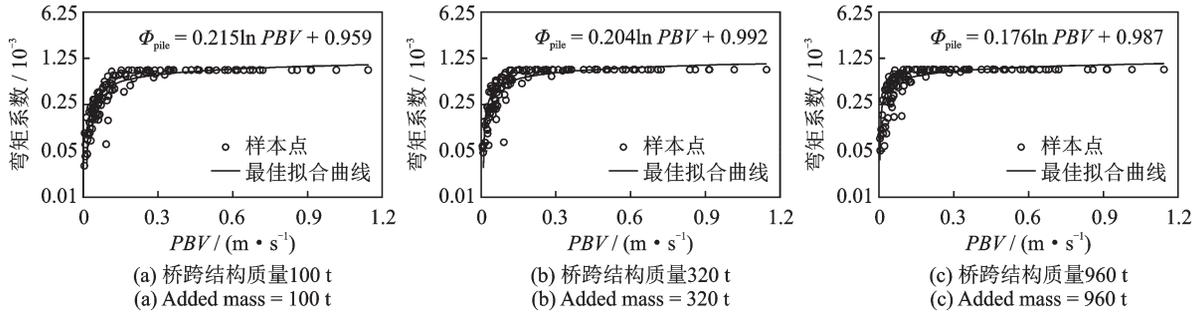


图 15 不同桥跨结构质量下桩身最大弯矩系数与基岩峰值速度之间的变化关系图

Fig. 15 Plots of maximum pile bending moment coefficient against  $PBV$  involving different added masses

阶段,桩的最大弯矩系数随  $PBV$  的增加而显著增大,而当  $PBV > 0.2$  m/s 时桩基大都进入塑性变形阶段,桩的最大弯矩系数基本保持不变(最大弯矩约为  $2500 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )。此外,当桥跨结构质量由  $100 \text{ t}$  依次增加至  $320$  和  $960 \text{ t}$  时,桩基的平均弯矩系数仅增加了约  $7.6\%$  和  $11\%$ 。可见,相对于对桥墩弯矩的影响,桥跨结构质量对桩基弯矩的影响较为微弱。

### 5.2 桩身抗弯刚度的影响

由图 14(b) 和 16 可知,当抗弯刚度由  $4.909 \times$

$10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$  依次增大至  $1.473 \times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$  和  $3.436 \times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$  时,桥墩弯矩系数变化相差不大,可见改变桩身抗弯刚度对桥墩地震弯矩的影响较小。另一方面,由图 15(b) 和 17 可知,随着桩身抗弯刚度的增大,虽然桩的最大弯矩显著增大,但桩的最大弯矩系数呈明显变小趋势,可知桩身抗弯刚度对桩身地震弯矩响应的影响较为强烈,且桩的抗震能力随着抗弯刚度增大而显著增强。当  $PBV > 0.2 \text{ m/s}$  时,桩基则进入塑性变形阶段而承受相应的屈服弯矩,图 17(a), 15 和图 17(b) 所对应的屈服弯矩分别约为  $1000, 2500$  和  $4600 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

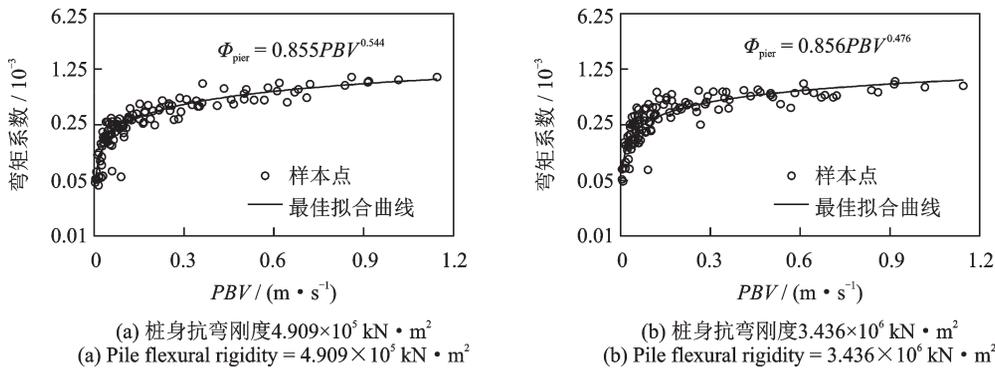


图 16 不同桩身抗弯刚度下桥墩的最大弯矩系数与基岩峰值速度之间的变化关系图

Fig. 16 Plots of maximum pier bending moment coefficient against  $PBV$  involving different pile flexural rigidities

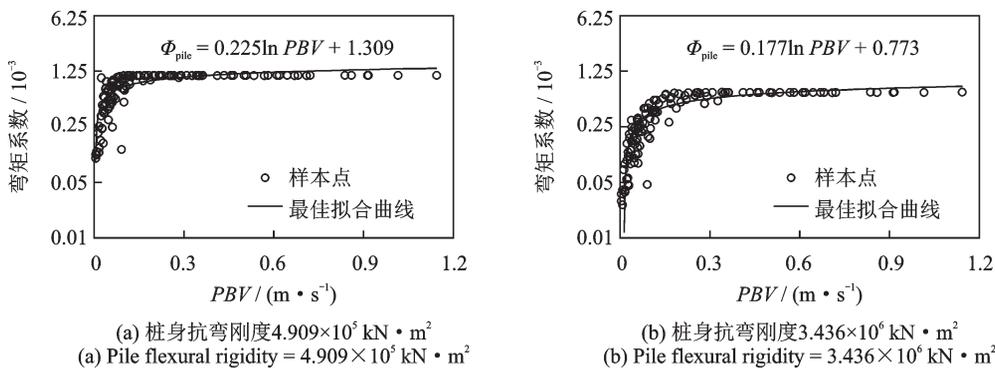


图 17 不同桩身抗弯刚度下桩身最大弯矩系数与基岩峰值速度之间的变化关系图

Fig. 17 Plots of maximum pile bending moment coefficient against  $PBV$  involving different pile flexural rigidities

由图14~17可知,由于软土-桩基之间动力相互作用的复杂性,即使处于弹性变形阶段,桥墩和桩身最大弯矩系数与基岩峰值速度之间均呈明显的非线性特性。当基岩峰值速度大于0.2 m/s,桩及桥墩的塑性变形特征明显,最大弯矩系数基本保持不变。基于这些原因,对于桩及桥墩的最大弯矩系数,无法通过开展类似于第4节中的多元线性回归分析以获得合理的半经验预测公式。

## 6 结 论

基于离心机地震试验结果的验证,本文采用双曲线型滞回本构模型和等效理想弹塑性模型分别模拟软土和桩基-桥墩系统的动力响应行为,选用了120组真实地震波,开展了一系列的软土-桩基-桥墩系统地震响应的三维有限元显式动力分析,分析了地震动强度、桥跨结构质量和桩身抗弯刚度对系统加速度放大系数和最大弯矩响应的规律,得出的主要结论如下:

(1) 软土地基对地震波的放大效应主要受地震动强度的影响,当地震动强度相对较弱时( $PBA < 0.15g$ ),软土对地震波的放大效应尤为显著,承台和桥墩的最大加速度放大系数分别约为3.5和7;当地震动强度较强时(如 $PBA > 0.2g$ 时),软土地基对地震波的阻尼耗能占主导优势,承台和桥墩顶部的加速度放大系数普遍小于1。

(2) 桥跨结构质量的增大会显著降低桥墩顶部加速度放大系数,如桥跨结构质量从100 t增大至960 t时,桥墩顶部加速度放大系数均降低了约45%;另一方面,桩身抗弯刚度对加速度放大系数的影响相对较小,随着桩身抗弯刚度的增加,承台和桥墩顶部的加速度放大系数分别呈微弱的减弱和增大趋势。

(3) 桩基和桥墩的最大弯矩响应更易受桩身抗弯刚度和桥跨结构质量的影响,表明软土对桩基的动力作用和上部结构惯性力作用分别主导了桩基和桥墩的地震响应。

(4) 分别采用 $PBA$ 和 $PBV$ 作为地震动强度指标来描述加速度放大系数和最大弯矩系数的变化规律,获得了一系列的拟合公式,可用于初步评估类似软土中桩承桥墩系统的地震响应。

### 参考文献:

[1] 吴文朋,梁鹏,龙士国,等.考虑PSI的深水高墩大跨桥梁地震易损性分析[J].振动与冲击,2020,39(19):210-217.

Wu Wenpeng, Liang Peng, Long Shiguo, et al. Seismic fragility analysis for high-pier and long-span bridges in deep water considering pile-soil interaction [J]. Journal of Vibration and Shock, 2020, 39(19): 210-217.

[2] 杜修力,韩强,李忠献,等.5.12汶川地震中山区公路桥梁震害及启示[J].北京工业大学学报,2008,34(12):1270-1279.

Du Xiuli, Han Qiang, Li Zhongxian, et al. The seismic damage of bridges in the 2008 Wenchuan earthquake and lessons from its damage [J]. Journal of Beijing University of Technology, 2008, 34(12): 1270-1279.

[3] 刘汉龙,王志华,陈国兴.深厚场地大型桥梁桩基础随机地震反应及可靠性分析[J].岩土力学,2007,28(2):263-268.

Liu Hanlong, Wang Zhihua, Chen Guoxing. Stochastic seismic response and reliability analysis of large pile group foundation for bridge on deep overburden layers [J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(2): 263-268.

[4] Mylonakis G, Syngros C, Gazetas G, et al. The role of soil in the collapse of 18 piers of Hanshin expressway in the Kobe earthquake [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2006, 35(5): 547-575.

[5] Bhattacharya S, Tokimatsu K, Goda K, et al. Collapse of Showa bridge during 1964 Niigata earthquake: a quantitative reappraisal on the failure mechanisms [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 65: 55-71.

[6] 钱德玲,李元鹏,刘杰.高层建筑结构振动台模型试验与原型对比的研究[J].振动工程学报,2013,26(3):436-442.

Qian Deling, Li Yuanpeng, Liu Jie. Contrast study of shaking table model test with prototype for high-rise building structures [J]. Journal of Vibration Engineering, 2013, 26(3): 436-442.

[7] 陈跃庆,吕西林,李培振,等.分层土-基础-高层框架结构相互作用体系振动台模型试验研究[J].地震工程与工程振动,2001,21(3):105-112.

Chen Yueqing, Lü Xilin, Li Peizhen, et al. Shaking table testing for layered soil-foundation-structure interaction system [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2001, 21(3): 105-112.

[8] 韦晓,范立础,王君杰.考虑桩-土-桥梁结构相互作用振动台试验研究[J].土木工程学报,2002,35(4):91-97.

Wei Xiao, Fan Lichu, Wang Junjie. Shake table test on soil-pile-structure interaction [J]. China Civil Engineering Journal, 2002, 35(4): 91-97.

[9] Boulanger R W, Curras C J, Kutter B L, et al. Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(9): 750-759.

- [10] Abdoun T, Dobry R, Goh S H, et al. Pile response to lateral spreads: centrifuge modeling[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, 129(10):869-878.
- [11] 李雨润,潘鑫鑫,陈张升,等.对称双斜桩侧向动力响应特性试验研究[J].*地震工程与工程振动*, 2017, 37(1): 32-39.  
Li Yurun, Pan Xinxin, Chen Zhangsheng, et al. Test research on lateral dynamic response characteristic for symmetrical double inclined pile [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2017, 37(1): 32-39.
- [12] 李雨润,张健,戎贤.液化土中直斜桩基抗震研究进展与新问题[J].*地震工程与工程振动*, 2018, 38(6): 171-181.  
Li Yurun, Zhang Jian, Rong Xian. Recent advances and new problems in seismic behavior for vertical and batter pile foundation in liquefied soil [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2018, 38(6): 171-181.
- [13] 王建华,冯士伦.液化土层中桩基水平承载特性分析[J].*岩土力学*, 2005, 26(10): 76-80.  
Wang Jianhua, Feng Shilun. Research on lateral resistance of pile foundation in liquefaction strata [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, 26(10): 76-80.
- [14] 汪明武,赵奎元,朱其坤,等.可液化场地微型桩地震响应特性研究[J].*岩土力学*, 2016, 37(6): 1543-1549.  
Wang Mingwu, Zhao Kuiyuan, Zhu Qikun, et al. Seismic responses of a micropile in liquefiable soils [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, 37(6): 1543-1549.
- [15] 李培振,程磊,吕西林,等.可液化土-高层结构地震相互作用振动台试验[J].*同济大学学报(自然科学版)*, 2010, 38(4): 467-474.  
Li Peizhen, Cheng Lei, Lü Xilin, et al. Shaking table testing on high-rise buildings considering liquefiable soil structure interaction [J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2010, 38(4): 467-474.
- [16] 苏栋,李相崧.可液化土中单桩地震响应的离心机试验研究[J].*岩土工程学报*, 2006, 28(4): 423-427.  
Su Dong, Li Xiangsong. Centrifuge investigation on seismic response of single pile in liquefiable soil [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(4): 423-427.
- [17] 唐亮,凌贤长,徐鹏举,等.可液化场地桥梁群桩基础地震响应振动台试验研究[J].*岩土工程学报*, 2010, 32(5):672-680.  
Tang Liang, Ling Xianchang, Xu Pengju, et al. Shaking table test on seismic response of pile groups of bridges in liquefiable ground [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, 32(5): 672-680.
- [18] 梁发云,陈海兵,黄茂松,等.结构-群桩基础地震响应离心振动台模型试验[J].*建筑结构学报*, 2016, 37(9): 134-141.  
Liang Fayun, Chen Haibing, Huang Maosong, et al. Model test on seismic response of superstructure and pile group [J]. *Journal of Building Structures*, 2016, 37(9): 134-141.
- [19] 黄占芳,王显耀,吴植安,等.液化砂土中单桩地震响应振动台试验研究[J].*振动与冲击*, 2012, 31(20): 189-192.  
Huang Zhanfang, Wang Xianyao, Wu Zhian, et al. Shaking table tests for single pile-soil dynamic interaction in liquefied foundation soil [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2012, 31(20): 189-192.
- [20] 黄占芳,白晓红.可液化砂土中群桩基础地震响应的振动台试验研究[J].*振动与冲击*, 2013, 32(18): 153-158.  
Huang Zhanfang, Bai Xiaohong. Shaking table model test for seismic response of a pile group foundation with liquefiable sandy soil [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2013, 32(18): 153-158.
- [21] Meymand P J. Shaking table scale model test of nonlinear soil-pile-superstructure interaction in soft clay [D]. Berkeley: University of California, 1998.
- [22] 杨敏,杨军.大间距桩筏基础地震响应离心模型试验研究[J].*岩土工程学报*, 2016, 38(12): 2184-2193.  
Yang Min, Yang Jun. Centrifuge tests on seismic response of piled raft foundation with large spacing [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, 38(12): 2184-2193.
- [23] Banerjee S, Goh S H, Lee F H. Earthquake-induced bending moment in fixed-head piles in soft clay [J]. *Géotechnique*, 2014, 64(6): 431-446.
- [24] Zhang Lei, Goh S H, Yi Jiangtao. A centrifuge study of the seismic response of pile-raft systems embedded in soft clay [J]. *Géotechnique*, 2017, 67(6): 479-490.
- [25] De Sanctis L, Maiorano R M S, Aversa S. A method for assessing kinematic bending moments at the pile head [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2010, 39(10): 1133-1154.
- [26] 李雨润,孙伟民,梁艳.基于OpenSees PL液化土中桩基横向动力响应数值模拟研究[J].*建筑结构*, 2015, 45(8): 85-90.  
Li Yurun, Sun Weimin, Liang Yan. Numerical simulation study on lateral dynamic response of pile foundation in liquefied soil based on OpenSees PL [J]. *Building Structure*, 2015, 45(8): 85-90.
- [27] Tang Liang, Zhang Xiaoyu, Ling Xianzhang, et al. Experimental and numerical investigation on the dynamic response of pile group in liquefying ground [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2016, 15

- (1): 103-114.
- [28] Wang Rui, Fu Pengcheng, Zhang Jianmin. Finite element model for piles in liquefiable ground [J]. *Computers and Geotechnics*, 2016, 72: 1-14.
- [29] 周敕, 赵威, 石雄伟, 等. 高烈度软土地地桥梁地震与冲刷联合作用效应研究[J]. *振动与冲击*, 2020, 39(8): 88-98.
- Zhou Mi, Zhao Wei, Shi Xiongwei, et al. A study on combined effect of earthquake and scour of bridge in high earthquake-intensity and soft soil site [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2020, 39(8): 88-98.
- [30] Tsinidis G, Rovithis E, Pitilakis K, et al. Seismic response of box-type tunnels in soft soil: experimental and numerical investigation[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research*, 2016, 59: 199-214.
- [31] Zhang Lei, Zhang Panpan, Xu Dongsheng, et al. Seismic damage analysis of piled pier system constructed on soft clay ground [J]. *Journal of Bridge Engineering*. 2021, 26(3): 04020133.
- [32] Goh S H, Zhang Lei. Estimation of peak acceleration and bending moment for pile-raft systems embedded in soft clay subjected to far-field seismic excitation [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2017, 143(11): 04017082
- [33] Zhang Lei, Goh S H, Liu Huabei. Seismic response of pile-raft-clay system subjected to a long-duration earthquake: centrifuge test and finite element analysis [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017, 92: 488-502.
- [34] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- Code for seismic design of building: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture Publishing & Media Co. Ltd., 2010.
- [35] 钟紫蓝, 甄立斌, 张成明, 等. 桩基结构地震动强度指标优化选取[J]. *地震工程与工程振动*, 2020, 40(4): 70-78.
- Zhong Zilan, Zhen Libin, Zhang Chengming, et al. Selection of optimal ground motion intensity measure for pile-foundation [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2020, 40(4): 70-78.
- [36] Bradley B A, Cubrinovski M, Dhakal R P, et al. Intensity measures for the seismic response of pile foundations [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2008, 29(6): 1046-1058.

## Seismic response characteristics of clay-pile-pier systems

ZHANG Lei, XU Xu-han, CHEN Cheng, ZHANG Pan-pan, RUI Rui

(School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

**Abstract:** Using equivalent elastic-perfectly-plastic and hyperbolic-hysteretic constitutive models to respectively depict the dynamic behaviors of pile-pier systems and soft clay, a series of three dimensional (3D) explicit dynamic finite element analyses are performed, with the investigation foci placed on the acceleration amplification coefficients at different locations, and bending moments of both pile and pier during the seismic ground motions. Several important factors are considered, namely the peak bedrock acceleration (PBA), peak bedrock velocity (PBV), pile flexural rigidity, and bridge girder mass. It is found that the soft clay has significant amplification effect on seismic ground motion for PBA less than 0.15g; for PBA larger than 0.2g, the acceleration amplification coefficients are generally less than 1, indicating that significant hysteresis damping of clay is introduced during strong ground motions. The bridge girder mass is found to have an evident weakening effect on the acceleration response at pier top. On the other hand, largely due to the highly nonlinear behavior of clay under dynamic loading and the complex seismic clay-pile interaction, the increasing trends of maximum pile or pier bending moments against PBV are also significantly nonlinear; for PBV larger than 0.2 m/s, plastic deformation of pile-pier system became significant; the pile flexural rigidity and bridge girder mass are found to have respectively more pronounced effects on the maximum bending moment responses of pile and pier, suggesting that their seismic responses are more dependent on the kinematic and inertial forces, respectively.

**Key words:** clay-pile-pier system; seismic intensity; soft clay; acceleration amplification coefficient; maximum bending moment

**作者简介:** 张磊(1983—),男,博士,副教授。E-mail: zhangleigeo@whut.edu.cn。

**通讯作者:** 陈成(1987—),男,博士,副教授。E-mail: chengchen87@whut.edu.cn。