

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2020.04.004

不同承台形式斜直交替群桩-土-结构地震相互作用特性分析*

孔德森^{1,2}, 白翼飞^{1,3}, 陈永坡⁴, 邓美旭¹

(1. 山东科技大学土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590; 2. 山东科技大学山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东 青岛 266590; 3. 泰山职业技术学院建筑工程系, 山东 泰安 271000; 4. 山东正元建设工程有限责任公司, 山东 济南 250000)

摘要:为研究不同承台形式斜直交替群桩-土-结构在地震相互作用,利用FLAC^{3D}有限差分软件作为研究工具,采用El Centro地震波作为动荷载。分别建立了斜直交替群桩-土-结构的低承台、高承台数值模型。并对地震作用下可液化土体的孔压比变化、桩基的受力与位移、桥墩顶部的位移进行分析研究。研究表明:在地震作用下,土层中孔隙水压力分布是自上而下逐渐增大。振动加速度峰值时部分土体由于发生剪胀孔压出现瞬时负值。砂土层中桩基中部区域容易产生液化现象。同一模型中,直桩的最大弯矩小于斜桩的最大弯矩。在低承台模型中,直桩和斜桩的最大水平位移均发生在桩基顶端,直桩的竖向位移沿埋深是一恒值,而斜桩的竖向位移沿埋深是变化的。在高承台模型中,斜桩的水平位移沿埋深不再是单调变化,最大值发生在砂土层中。高承台模型中斜桩和直桩的竖向位移和水平位移均明显大于低承台模型桩体。两个模型的桥墩顶部最大水平位移出现的时刻基本相同。

关键词:斜直交替群桩;地震荷载;相互作用特性;承台形式

中图分类号:TU473.1 **文献标识码:**A **文章编号:**1672-2132(2020)04-0509-11

Analysis on Seismic Interaction Characteristics of Pile-soil-structure of Obliquely Pile Groups with Different Pile Caps

KONG Desen^{1,2}, BAI Yifei^{1,3}, CHEN Yongpo⁴, DENG Meixu¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China; 2. Shandong Provincial Key Laboratory for Disaster Prevention and Reduction of Civil Engineering, Qingdao 266590, China; 3. Department of Architecture and Civil Engineering, Taishan Polytechnic, Taian 271000, China; 4. Shandong Zhengyuan Construction Project Co., Ltd., Jinan 250000, China)

Abstract: In order to study the interaction between piles, soil and structure with different caps, the FLAC^{3D} finite difference software was used as the research tool, and the El Centro seismic wave was used as the dynamic load. The numerical models of pile-soil-structure of obliquely pile groups with low cap and high cap were established respectively. The change of pore water pressure ratio, the stress and displacement of the piles and the displacement at the top of the pier were analyzed. The results show that the distribution of pore water pressure in the soil layer under earthquake action increases gradually from top to bottom. Instantaneous negative pore pressure occurs in parts of soil due to

* 收稿日期:2018-07-29;修回日期:2018-08-10

基金项目:国家自然科学基金资助项目(41372288)、山东科技大学研究生科技创新项目(SDKDYC180212)资助

作者简介:孔德森(1977-),男,教授,博导,博士。主要从事桩-土相互作用研究。Email: dskong828@163.com

shear dilation at peak vibration acceleration. The middle part of the pile foundation in sandy soil is prone to liquefaction. In the same model, the maximum bending moment of the vertical piles is smaller than that of the inclined piles. The maximum horizontal displacement of both vertical piles and inclined piles occurs at the top of piles. The vertical displacement is constant along the depth for vertical piles, while it varies along the buried depth for inclined piles. In the high cap model, the horizontal displacement of the inclined piles no longer changes monotonously with the buried depth. The maximum value occurs in the sand soil layer. The vertical and horizontal displacement of the inclined piles and vertical piles in the high cap model is obviously greater than that of the low cap model. The time corresponding to the maximum horizontal displacement of the two models is basically the same.

Keywords: oblique pile group; seismic load; Interaction characteristics; different types of pile caps

引言

震害调查显示,地震土体液化是导致桩基桥梁结构破坏的重要原因之一^[1]。近年来,我国桥梁事业蓬勃发展,实际工程多采用斜直交替群桩基础^[2-4],加上我国地震分布广且多发,一般建桥地区多为极易液化的场地,故而,地震中土体液化是否导致斜直交替群桩基桥梁结构的破坏,便成为我国桥梁工程抗震中需要认真考虑的问题^[5]。在实际工程中低承台群桩基础、高承台群桩基础在桥梁工程中被广泛应用^[6-7],液化场地桩-土-结构动力相互作用分析,对于桥梁桩基抗震研究具有重要作用,已受到诸多学者的关注^[7-8]。目前,有限元法因其具备的技术优势,能够较好地模拟土体液化效应与大变形,以及桩-土动力相互作用过程的物理特征,已广泛用于液化场地桩基桥梁结构抗震中^[9-10]。为此,通过FLAC^{3D}有限差分软件作为研究工具分别在黏土-砂土土层中分别建立了斜直交替群桩-土-桥梁的低承台和高承台的数值模型。分别对这两种工况下模型在地震作用下孔压比变化、桩基受力与位移、上部桥梁结构受力与位移进行了详细的分析研究,并对这两种模型对比分析。

1 数值计算模型的建立

1.1 地震波的选取

采用El Centro地震波并通过Seismo Signal软件进行了滤波和基线校正,校正的原理是通过在原始加速度时程上增加一个低频率的波形,使最终的速度和位移都为零。采用巴特沃斯滤波方法和带阻滤波器进行滤波,三次校正进行基线校正。

通过对图1所示的El Centro地震波加速度时程观察可以发现,较大的加速度主要集中在时程图前半部分,因此为了减小计算负担,只取前27 s的El Centro波作为地震荷载进行数值模拟分析。通过Seismo Signal软件对前27 s的地震波进行滤波。图2(a)为滤波前的加速度与频率的关系曲线,可以看出,加速度振幅主要分布在0~7 Hz,因此取滤波的截断频率为7 Hz进行滤波处理,得到如图2(b)所示的加速度与频率的关系曲线。

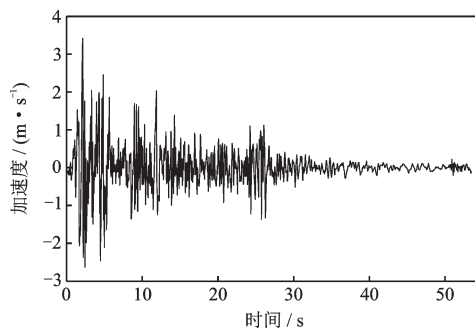


图1 El Centro波加速度时程曲线

Fig.1 Acceleration time history of the El Centro wave

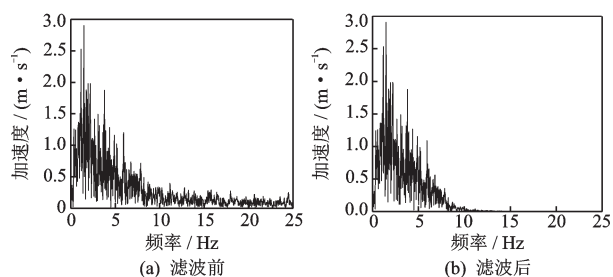


图2 El Centro地震波前27 s加速度振幅频率关系

Fig.2 The acceleration amplitude frequency diagram for El Centro seismic wave before 27 s

滤波完成后再对地震波进行基线校正,校正后的El Centro波如图3所示,采用基线校正后的El

Centro地震波作为动力荷载,计算结束后地基和基础能够回到原位,不会再出现持续的速度和残余的位移^[11]。

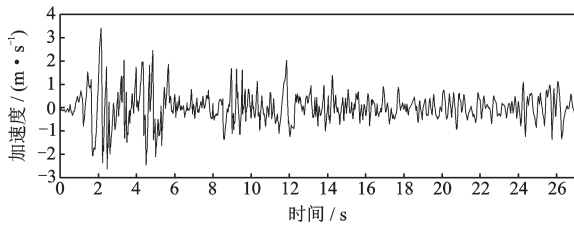


图3 地震波基线校正后数据
Fig.3 The corrected date of seismic wave

1.2 几何模型的建立

1.2.1 可液化自由场地土体模型的建立

土体模型均采用8节点实体网格建立,模型长为40 m、宽为30 m、高为30 m,取模型上表面中心为坐标原点。模型由4个组(group)组成,分别代表承台开挖部分、两个土层和模型底部的岩石层。承台开挖部分与承台体积相等长为4 m、宽为4 m、高为1 m,模型上部为2 m厚的黏性土、中部为27 m厚的砂土,底部为1 m厚的岩石层。模型的建立过程

中考虑到计算精度和FLAC^{3D}动力学计算时间步对最大网格的尺寸要求,将模型的网格单元都采用1 m×1 m×1 m的正立方体,整个自由场模型共生成了36 000个单元(zones)和39 442个节点(grid-points),其三维计算模型如图4所示。

在地层本构关系的选择上,两层土体均采用Morh-Coulomb模型^[12-15],底部岩层采用各向同性弹性模型。在地下水渗流模型选取上,土体采用各向同性渗流模型(fl_isotropic);底部岩层采用不透水材料模型(fl_null);地下水位与地面平齐,自由场地土层参数见表1。

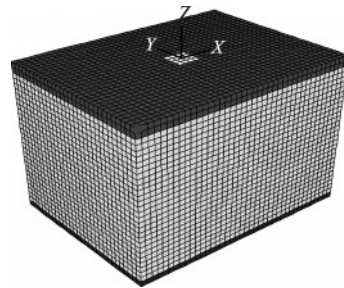


图4 自由场模型
Fig.4 The model of free field

表1 自由场地土层参数

Table 1 Soil parameters of free field

土层名称	厚度/ m	饱和密度/ (kg·m ⁻³)	孔隙率	黏聚力/ kPa	体积模量/ MPa	剪切模量/ MPa	内摩擦角/ (°)	渗透系数/ (cm·s ⁻¹)
黏土	2	1 850	0.61	10	14.6	5.7	25	1×10 ⁻⁷
砂土	27	2 060	0.45	0	30	11	32	1×10 ⁻²
岩石	1	2 700	0	—	67 000	31 000	—	0

1.2.2. 低承台时数值模型的建立

斜桩、直桩均采用桩(pile)结构单元来模拟。桥梁上部结构的模拟是通过梁单元实现的。斜直交替群桩-土-桥梁结构模型如图5所示。

模型采用FLAC^{3D}有限差分软件建立。桥梁承台模型采用8节点实体网格建立,承台长为4 m、宽为4 m、厚为1 m。桩基础为2×2群桩,其中包括2根斜桩、2根竖直桩,桩身采用桩结构单元来模拟,每根桩基包括8个桩构件(pilese1),符合FLAC^{3D}软件所要求的一个实体网格至多可以包含一个节点,竖直桩长为10 m,斜桩倾斜角度为12°。斜桩是在平行于x轴与z轴组成的平面内发生的倾斜,整个布置是沿x轴对称布置的,斜桩与竖直桩的桩底标高相同,竖直桩长度为场地模型高度的1/3,桩顶端插入承台内0.5 m,顶端节点自由度均固定(rigid),

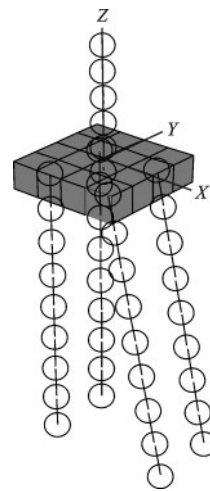


图5 斜直交替群桩-承台-桥梁结构体系计算模型
Fig.5 The computational model of inclined vertical alternating pile group-pile cap-bridge structure system

即设置成固定端连接,桩身底端节点只限制三个方向的平动自由,转动自由度设为自由,桩为钢筋混凝土圆柱形桩^[16]。结构模型的桥墩和上部结构采用梁(beam)单元模拟,桥墩为独柱墩,梁长为4 m,下部插入承台内部,下部节点自由度均固定(rigid),桥墩底端在承台的正中位置,增加梁单元顶部构件的密度,用来模拟桥梁的上部结构。

桩-土相互作用分析中,采用Winkler假定,即桩单元与土体网格之间的相互作用是通过切向和法向耦合弹簧实现的,耦合弹簧为非线性、可滑动的连接体。其中,切向弹簧的作用机理等同于灌浆锚杆的切向作用,法向弹簧可以模拟桩与土体之间的相互挤压,当桩受到横向荷载时,桩土之间就会出现裂缝,通过gap参数设置,法向弹簧也可以实现对桩身与土体之间裂缝的模拟。

桥梁承台本构关系采用各向同性弹性模型,渗流模型采用不透水模型(fl_null),承台形式为低承台,承台上表面与地面标高相同,承台四周和底面

设置接触面(interface)单元,用来实现承台与土之间的相互作用,承台平面布桩如图6所示,桩身直径为60 cm,桩身外边缘到承台边缘的距离为50 cm,桩身边缘之间的距离为180 cm。斜直交替群桩-土-桥梁结构模型桩身几何参数、材料参数与耦合弹簧参数见表2。桥墩、配重与接触面的几何物理参数见表3。

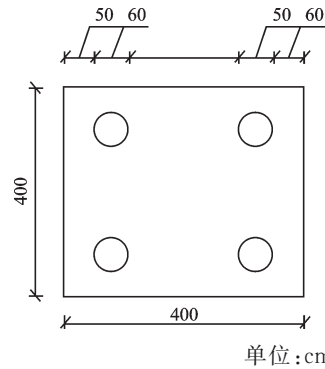


图6 承台平面尺寸及桩基布置

Fig.6 The size of cushion cap and pile arrangement

表2 桩单元参数

Table 2 Parameters of the pile element

名称	倾角/ (°)	长度/ m	直径/ m	弹性模量/ GPa	泊松比	切向耦合弹簧 刚度/GPa	切向耦合弹簧 黏聚强度/kPa	法向耦合弹簧 刚度/GPa	法向耦合弹簧 黏聚强度/kPa
直桩	0	10	0.6	40	0.3	23.4	97.4	2.34	97.4
斜桩	12	10.2	0.6	40	0.3	23.4	97.4	2.34	97.4

表3 桥梁结构与接触面参数

Table 3 Parameters of the bridge structure and interface

名称	弹性模量/ GPa	直径/ m	密度/ (kg·m ⁻³)	法向刚度/ MPa	切向刚度/ MPa	摩擦角/ (°)	黏结力/ kPa
桥墩	40	1	2 400	—	—	—	—
配重	40	1	24 000	—	—	—	—
接触面	—	—	—	100	100	14	8

1.2.3 高承台时数值模型的建立

在所建立的低承台斜直交替群桩-桥梁结构模型的基础上,在桩基末端埋深不做变化的前提下,每根桩基顶端增加两个桩构件(pilese1),并且新增的两个桩构件长度与原模型中的桩构件长度相同,以此来保证土中每个桩节点(node)的埋深原模型桩节点埋深相同。承台尺寸不作变化,承台平面布桩方式上一模型模型相同,增加承台标高,使桩基顶端插入承台内部,将桩基顶端六个自由度都固定(rigid),设置成固定端连接,承台底面与地表间距为1.7 m。桥墩高度不作调整仍为4 m,桥墩为独柱

墩,桥墩位移承台的正中位置。模型沿x轴竖向剖面图如图7所示。桩基的计算参数见表4。

2 数值计算结果分析

2.1 地基土的地震响应特性数值计算结果分析

2.1.1 孔隙水压力分析

在动力计算阶段,考虑到地震波会在边界上反射,对动力计算结果产生影响,因此数值模拟采用自由场边界来作为边界条件。动力计算模型如图8所示。

表 4 桩单元参数

Table 4 Parameters of the pile element

名称	倾角/ (°)	长度/ m	直径/ m	弹性模 量/GPa	泊松比	切向耦合弹簧 刚度/GPa	切向耦合弹簧 黏聚强度/kPa	法向耦合弹簧 刚度/GPa	法向耦合弹簧 黏聚强度/kPa
直桩	0	10	0.6	40	0.3	23.4	97.4	2.34	97.4
斜桩	12	10.22	0.6	40	0.3	23.4	97.4	2.34	97.4

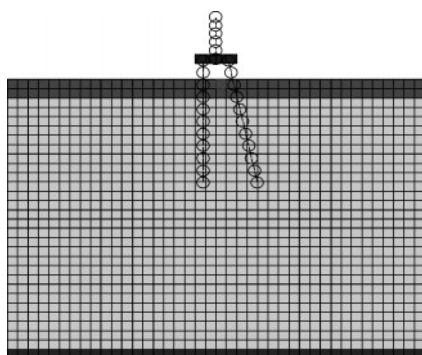


图 7 静力计算模型

Fig.7 The model of static calculation

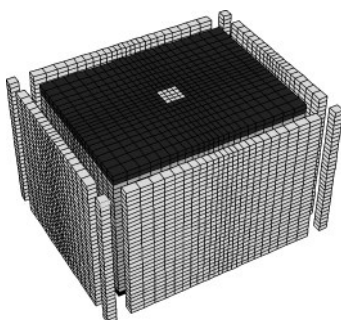


图 8 动力计算模型

Fig.8 The dynamic calculation model

由于本次数值计算荷载是沿模型底部输入的,而模型底部为岩石地层,模量较大,属于刚性地基,因此可以在模型底部直接施加加速度荷载,不再需要设置静态边界条件。施加的动力荷载为调整后的 El Centro 地震波加速度时程,加速度峰值为 0.35g,施加位置在模型底部,沿 x 轴方向。在计算过程中对结构位移、受力和场地孔压比等进行监测。沿 x 轴做一竖直剖面,即在 x 轴和 z 轴组成的平面内对 a, b, c, d 四个单元进行监测,监测点位置如图 9 所示。监测四点的详细坐标和坐标位置说明见表 5。

图 10 为计算结束时的模型孔压云图,此时模型的最大孔隙水压力为 0.39 MPa,而模型的初始最大孔压为 0.29 MPa,模型孔隙水压力增大约 35%,孔隙水压力分布仍然是自上而下逐渐增大,但最大孔

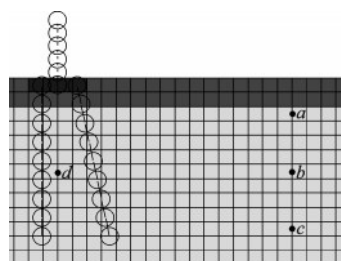


图 9 监测点布置

Fig.9 The arrangement of monitoring location

表 5 监测点信息

Table 5 The information of monitoring location

单位:m

名称	坐标(x, y, z)
a	(16, 0, -2.5)
b	(16, 0, -6.5)
c	(16, 0, -10.5)
d	(0, 0, -6.5)

注: a, b, c 位于离桩较远的远场土层,三点水平坐标相同,标高不同; b, d 两点在同一水平面内,但 d 点位于桩间

隙水压力不是发生在模型底部,而是在砂土层底面向上约 2 m 处,并且分布范围较广。

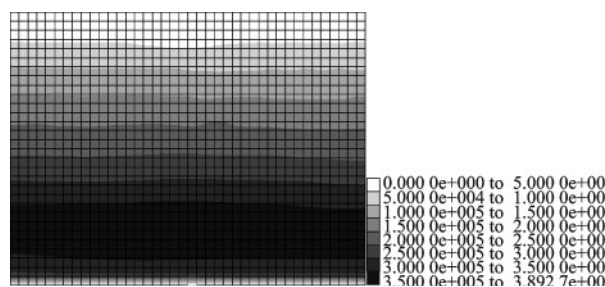


图 10 孔隙水压力云图

Fig.10 Contour of pore pressure

图 11 为所监测四点孔压比时程曲线。从曲线中可以看出,1.5 s 之前孔压比基本不发生变化,1.5 s 过后随着加速度幅值的增大,孔压比开始大幅上升,2.1 s 时加速度幅值达到最大值 0.35g,此时孔压比在 a, c 两点出现一瞬时负值,分析其原因可能

是由于加速度峰值到达时刻液化土层发生瞬时剪胀作用所致^[17-18]。3 s时桩基中部位置 *b*、*d* 两点的孔压比达到1,说明砂土开始液化,随后两点孔压比出现了一定的减小;*c*点孔压比在3 s过后始终保持在0.8左右,并没有充分液化;*a*点在7 s后开始液化,7 s过后其孔压比一直在0.8~1来回波动。

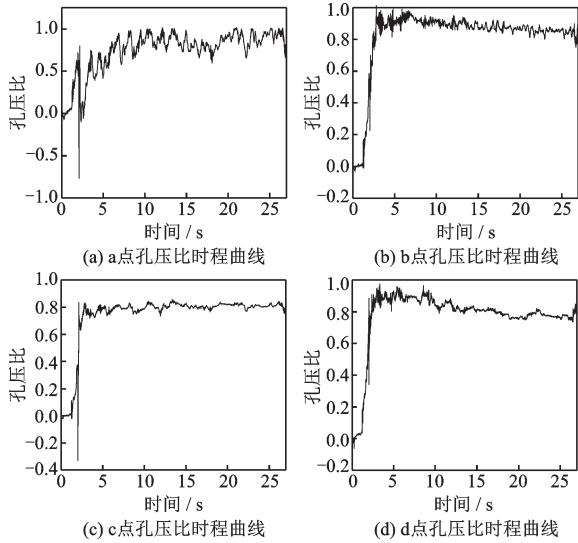


图11 孔压比时程曲线

分析以上现象的原因,在 *a* 点水的初始孔压比较小,随着震动的开始超孔隙水压力很难达到砂土初始有效应力的大小,孔压比不稳定是由于地下水穿透上部黏土层所致;在 *c* 点固结压力较大,砂土固结度高不太容易发生液化,而 *b*、*d* 两点在桩中部标高位置,在地震作用下容易产生砂土液化。

2.1.2 土体加速度分析

在计算过程中对离桩基较远的不同深度的远场土层 *x* 向加速度进行监测,得到如图12所示的加速度时程曲线。从图中可以看出,各个位置的土层最大加速度均大于输入加速度峰值,并且土层的最大加速度均为瞬时加速度,最大加速度随着土层深度的增加而增大。分析其原因应该是由动力荷载是在模型底部输入的,在能量向上传播过程中随着埋深的减小,能量逐渐被消耗,加速度峰值也逐渐减小;最大瞬时加速度的存在的原因应该是由模型底部存在模量较大的岩石层造成的。

2.2 低承台斜直交替群桩的地震响应特性数值计算结果分析

2.2.1 桩身弯矩分析

提取桩基不同埋深在整个加速度时程内的弯

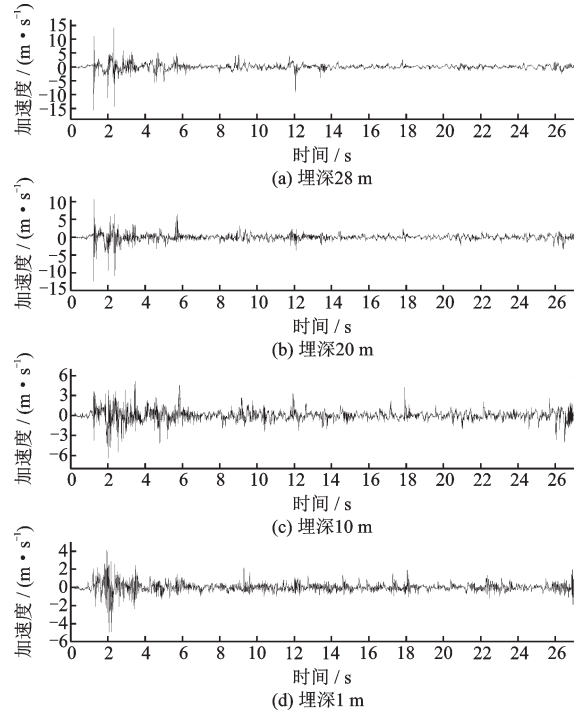


图12 土体加速度时程曲线
Fig.12 Soil acceleration time-history curve

矩最大值,得到如图13所示的桩基弯矩包络。从图中分析可以看出,两种桩基弯矩最大值均发生在桩基顶端与承台交界处,并且斜桩弯矩最大值大于直桩弯矩最大值约16%,说明在桩身与承台交界位置,直桩受力更有利。两种桩基的桩身最大弯矩都随着埋深的增加逐渐减小,在桩基底部弯矩减小为零。

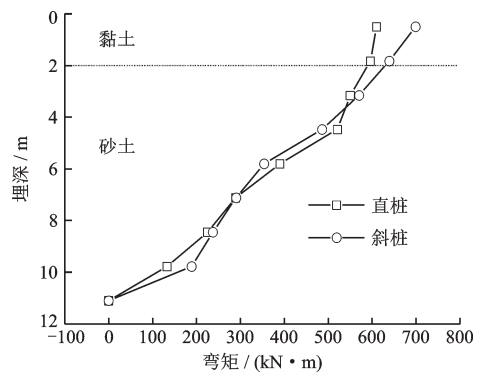


图13 桩基弯矩包络
Fig.13 Moment envelope diagram of pile

分析上述问题的原因应该是由在模型建立时,两种桩基的桩底标高是相同的,这样斜桩的总长度就大于直桩总长度,当桩基受到相同的力时,由于斜桩顶端力臂较长,因此受到的弯矩值就会增

大。而且,砂土发生液化后,土层对桩周的摩阻力减小,桩端竖向支撑力增大,直桩底端支撑力与桩轴线重合,这样不会造成桩顶端弯矩增加,而斜桩底端支撑力并不与桩轴线完全重合,这样就造成了桩顶端弯矩的增加。由于在建立模型时只固定了桩单元底部的平动自由,并没有限制转动自由,因此桩基在底部的弯矩值为零。

2.2.2 桩身位移分析

监测桩体在不同埋深位置的竖向位移,取各个部位在整个计算阶段的位移最大值,得到如图 14 所示的桩基竖向位移与埋深的关系曲线。

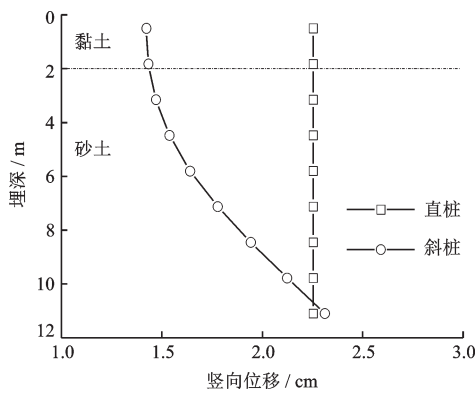


图 14 桩基竖向位移

Fig.14 Vertical displacement of pile foundation

从图中可以看出,直桩整个桩身的最大竖向位移是相同的;而斜桩在顶端位置最大竖向位移最小,随着埋深的增加桩身最大竖向位移单调增加,在桩基底端竖向位移最大,并且略大于直桩位移,而斜桩桩顶位移却只有直桩桩顶位移的63%。说明斜桩能更好地控制上部结构的竖向位移^[19]。

图 15 为桩基不同埋深在整个动力计算阶段出现的最大水平位移与埋深的关系曲线。可以看出,斜桩和直桩的最大水平位移均出现在桩顶处,并且两种桩基的最大水平位移相等。在埋深 8 m 以上直桩与斜桩的最大水平位移基本相同,随着埋深的增加桩身最大水平位移逐渐减小,在桩底端斜桩和直桩的最大水平位移都达到了最小值,并且直桩最大水平位移略大于斜桩最大水平位移。

2.3 高承台斜直交替群桩的地震响应特性数值计算结果分析

2.3.1 桩身弯矩分析

提取桩基不同埋深在整个动力分析阶段的弯

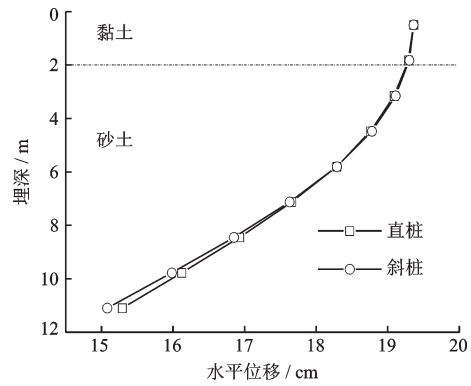


图 15 桩基水平位移

Fig.15 Horizontal displacement of pile foundation

矩最大值,得到如图 16 所示的桩基弯矩包络。从图中分析可以看出,弯矩最大值均出现在桩身顶端与承台相连接的位置,最小值仍为零,出现在桩基末端。两种桩基弯矩沿埋深变化规律基本相同,弯矩值随埋深基本上仍然呈单调变化,在承台底面与地表之间桩基弯矩自上而下逐渐减小,在黏土层中弯矩值随埋深变化不显著,但在砂土层中弯矩值随埋深增加单调减小,在桩基末端弯矩值为零。斜桩弯矩最大值大于直桩弯矩最大值,在桩身上部斜桩弯矩值大于直桩弯矩值,在桩身下半部分则相反。

分析造成上述现象的原因,斜桩最大弯矩较大是由于斜桩总体长度较长造成的,弯矩值在承台地面至土层分界面之间变化不大,应该是由于砂土液化后黏土层对桩身摆动的束缚作用和桩身在承台底面与地表之间的自由端长度造成的。

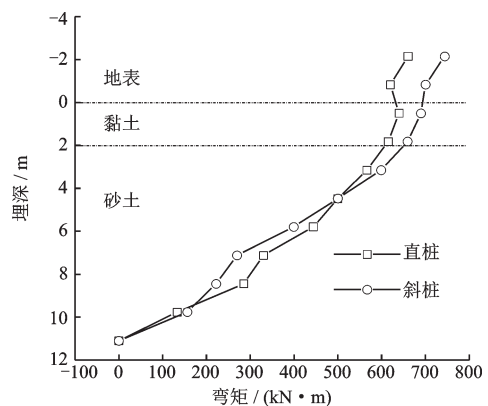


图 16 桩基弯矩包络

Fig.16 Moment envelope diagram of pile

2.3.2 桩身位移分析

桩身各个位置所出现过的最大竖向位移与埋深的关系曲线如图 17 所示。

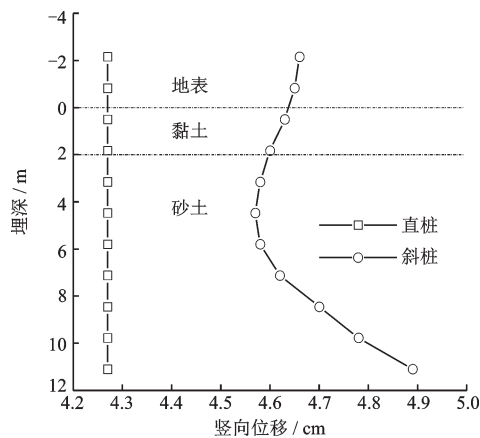


图17 桩基竖向位移

Fig.17 Vertical displacement of pile foundation

可以看出,直桩整个桩身的最大竖向位移是相同的;而斜桩桩身最大竖向位移出现在桩基末端,最小位移发生在桩基中部的砂土层中;斜桩在各个位置的竖向位移均大于直桩相应位置的竖向位移。

分析造成上述现象的原因,是由于桩基在下沉的过程中斜桩方向发生了倾斜,由于砂土液化后对桩基的侧向作用力减弱,因此斜桩在桩身中部位置发生了向上的弯曲,造成桩身弯曲部位的竖向位移减小。

桩基不同埋深在整个动力计算阶段出现的最大水平位移与埋深的关系曲线如图18所示。

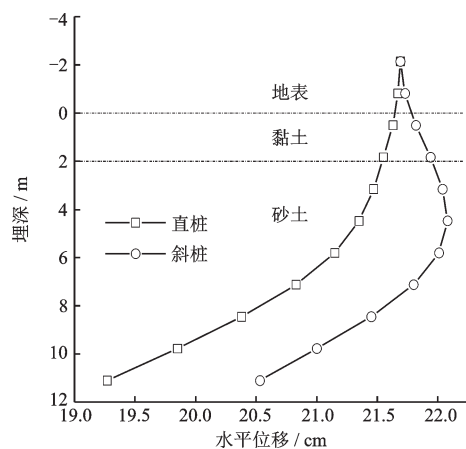


图18 桩基水平位移

Fig.18 Horizontal displacement of pile foundation

可以看出,斜桩和直桩在桩身顶端的位移是相同的,两种桩基的最小位移均发生在桩基末端。直桩最大位移发生在桩顶端,随着埋深的增加位移单调减小,并且自桩顶向下位移减小速率逐渐增大。斜桩的水平位移并非单调变化,在桩基上半部分随

着埋深逐渐增大,在桩基下半部分随着埋深逐渐减小。分析以上现象的原因,直桩与斜桩在桩顶端水平位移相同应该是由承台的连接作用造成的,由于模型是高承台,承台四周缺少土体的嵌固作用,因此对于直桩最大位移发生在桩基顶端,随着埋深的增加土体对桩基的侧向约束逐渐增强,因此直桩位移逐渐减小。而斜桩由于自身的弯曲,因此最大水平位移发生在桩基中部^[20]。

3 不同承台形式时数值计算结果对比分析

3.1 桩身弯矩对比分析

为了方便起见,低承台斜直交替群桩基础模型简称为模型一,高承台斜直交替群桩基础模型简称为模型二。取两个模型在动力计算过程中斜桩不同埋深出现过的弯矩最大值,得到如图19所示的斜桩弯矩与埋深的关系。可以看出,两个模型的斜桩弯矩最小值都为零,并且都出现在桩基末端。两个模型的斜桩弯矩最大值均出现在桩身与承台的交界处,模型二弯矩最大值大于模型一弯矩最大值,承台形式对桩身弯矩的影响较小。

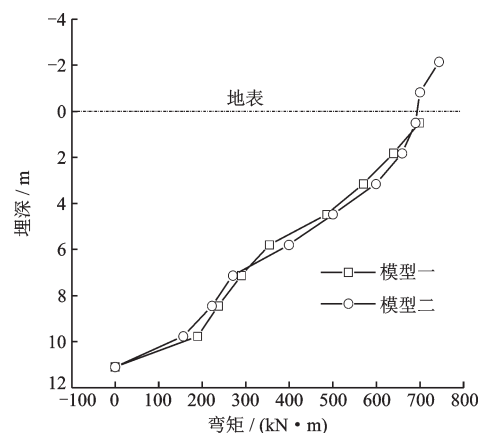


图19 斜桩弯矩对比分析

Fig.19 Contrastive analysis of inclined pile bending moment

图20为模型直桩在不同埋深处出现过的弯矩最大值与埋深的关系曲线。通过对比发现,模型一与模型二直桩弯矩在相同埋深处弯矩大小差别不大,在靠近桩身末端位置两个模型的弯矩值基本相等,弯矩最大值出现在模型二顶端。

通过两个模型直桩弯矩的对比发现,不同模型之间直桩弯矩的差距较小,特别是在桩基末端,两

个模型的直桩弯矩值基本相等。承台形式对直桩弯矩的影响较小^[21]。

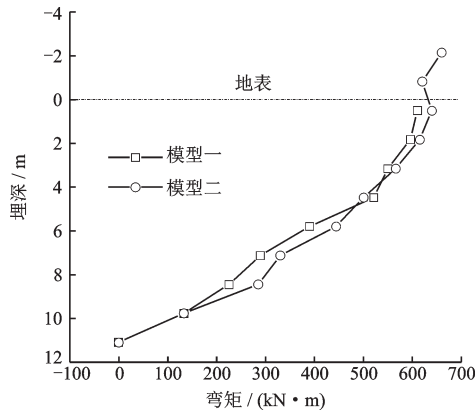


图20 直桩弯矩对比分析

Fig.20 Contrastive analysis of vertical pile bending moment

3.2 桩身位移对比分析

斜桩和直桩基不同埋深在计算结束后最终水平位移与埋深的关系曲线分别为图 21 与图 22 所示。模型二水平位移比模型一水平位移大是由于承台的影响,由于模型一是低承台结构模型,并且承台处在黏土层中,在震动过程中承台侧面会受到黏土层的束缚作用,而模型二属于高承台模型,在震动过程中结构受到的侧向阻力明显较小。

斜桩和直桩基不同埋深在计算结束后最终竖向位移与埋深的关系曲线分别如图 23 和图 24 所示。可以看出模型二无论是斜桩还是直桩竖向位移均明显大于模型一的竖向位移。

原因为模型二属于高承台模型,上部结构所有

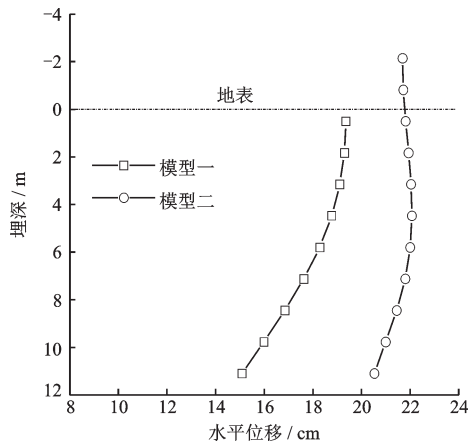


图21 斜桩水平位移对比分析

Fig.21 Contrastive analysis of inclined pile horizontal displacement

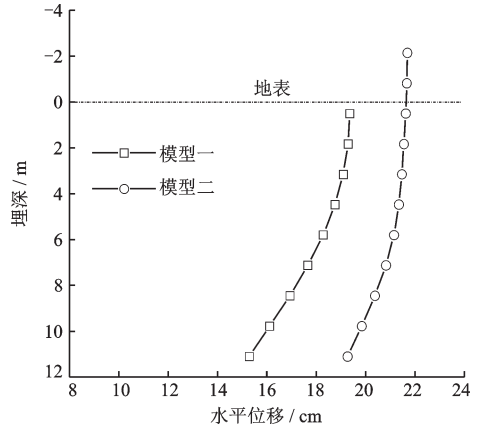


图22 直桩水平位移对比分析

Fig.22 Contrastive analysis of vertical pile horizontal displacement

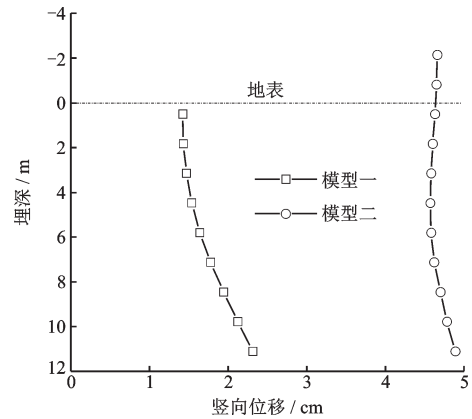


图23 斜桩竖向位移对比分析

Fig.23 Contrastive analysis of inclined pile vertical displacement

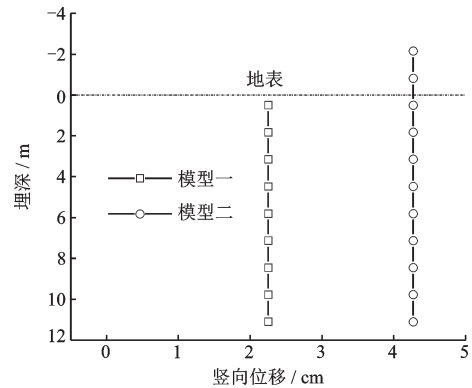


图24 直桩竖向位移对比分析

Fig.24 Contrastive analysis of vertical pile vertical displacement

荷载均有桩基承担,而模型一属于低承台模型,在受力方面存在所谓的承台效应,承台底部分担了一部分荷载,造成桩身受到的荷载减小,桩基竖向位移也就相应减小。

3.3 墩顶水平位移对比分析

两个模型桥墩顶部沿 x 向的水平位移时程曲线如图 25 所示。可以看出,开始时刻两个模型的墩顶水平位移都为零,随着时间的增加水平位移开始不断变化,到 27 s 动力计算结束时,水平位移趋向于零。在整个动力计算阶段,模型二的最大水平位移明显大于模型一的最大水平位移,模型一最大水平位移与模型二最大水平位移出现的时刻基本相同,出现在液化发生不久的 7 s 左右。

分析两个模型墩顶水平位移时程曲线不同的原因,由于模型二属于高承台模型,结构在地表以上的部分较长,并且又缺少土体对承台的嵌固作用,桩身与土体之间容易形成空隙,因此墩顶最大水平位移较大。

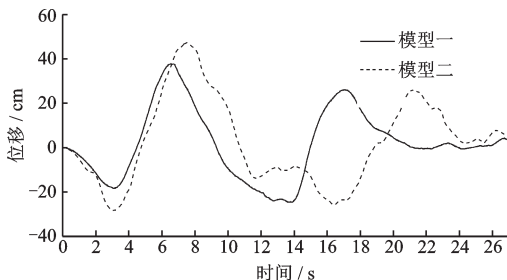


图 25 桥墩顶部水平位移时程曲线对比分析

Fig.25 Contrastive analysis of horizontal displacement time history curve at the top of pier

4 结 论

(1) 在地震作用下土层中孔隙水压力分布是自上而下逐渐增大。砂土层中桩基上部和下部区域振动加速度峰值时由于土体发生剪胀孔压出现瞬时负值。桩基中部区域容易产生液化现象,而桩基的上部区域由于地下水穿透上部黏土层孔压减小,没有产生砂土层液化现象不明显,砂土底部区域由于覆土层较厚,固结压力大,砂土固结密实不太容易发生液化。

(2) 在地震作用下同一模型中,直桩的最大弯矩小于斜桩的最大弯矩。不同模型中,不论是斜桩弯矩最大值还是直桩弯矩最大值均出现在高承台模型桩身顶端与承台交界处,高承台模型桩身弯矩从承台底面到地表面桩身弯矩值都较大。

(3) 在低承台模型中,斜桩与直桩的水平位移基本相同,最大水平位移均发生在桩基顶端,直桩

的竖向位移沿埋深是一恒值,而斜桩的竖向位移沿埋深是变化的。在高承台模型中,斜桩的水平位移沿埋深不再是单调变化,最大值发生在砂土层中。不同模型之间对比,在相同埋深位置,无论是直桩还是斜桩,高承台模型的竖向位移和水平位移均明显大于低承台模型的桩身竖向位移和水平位移。

(4) 高承台模型的桥墩顶部最大水平位移比低承台模型大,两个模型的桥墩顶部最大水平位移出现的时刻基本相同。

参考文献:

- [1] 刘 奇. 强震下砂土液化对连续梁桥地震响应的影响[D]. 重庆:重庆交通大学, 2016.
Liu Q. Effect of layered sand liquefaction on seismic response of continuous girder bridges [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2016. (in Chinese)
- [2] 邵红才, 吕凡任, 金耀华, 等. 竖向荷载作用下对称双斜桩基础水平承载力模型试验研究[J]. 长江科学院院报, 2014, 31(6): 65-68.
Shao H C, Lyu F R, Jin Y H, et al. Model test and study of horizontal bearing capacity of symmetrical double inclined pile foundation under vertical load[J]. Academy of Sciences of the Changjiang Academy of Sciences, 2014, 31(6): 65-68. (in Chinese)
- [3] 李雨润, 张雨雷, 陈张升, 等. 液化土中对称双斜桩动力反应特征及 p - y 曲线规律试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(1): 239-250.
Li Y R, Zhang Y L, Chen Zh Sh, et al. Dynamic response and p - y curve of symmetric inclined piles in liquefied soil[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(1): 239-250. (in Chinese)
- [4] 王云岗, 章 光, 胡 琦. 斜桩基础受力特性研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(7): 2 184-2 190.
Wang Y G, Zhang G, Hu Q. Study of force characteristics of battered pile foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32 (7): 2 184-2 190. (in Chinese)
- [5] 李雨润, 袁晓铭. 液化场地上土体侧向变形对桩基影响研究评述[J]. 世界地震工程, 2004, 20(2): 17-22.
Li Y R, Yuan X M. State-of-art of study on influences of liquefaction-induced soil spreading over pile foundation response [J]. World Earthquake Engineering, 2004, 20(2): 17-22. (in Chinese)
- [6] 孔纲强, 顾红伟, 周立朵, 等. 低承台扩底楔形桩群桩效应系数研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(增2): 461-468.
Kong G Q, Gu H W, Zhou L D, et al. Study of pipe group effects efficiency of belled wedge pile with low

- cap [J]. Geotechnical Mechanics, 2016, 37 (Sup 2) : 461-468. (in Chinese)
- [7] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997. Fan L Ch. Seismic design of highway bridges [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997. (in Chinese)
- [8] Tokinatsu K, Suzuki H, Sato M. Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behavior of pile with embedded foundation[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2005, 25: 753-762.
- [9] Lu J Ch, Ahmed E, Yan L J, et al. Large scale numerical modeling in geotechnical earthquake engineering [J]. International Journal of Geomechanics, 2011, 11(6) : 490-503.
- [10] 唐亮, 凌贤长, 徐鹏举, 等. 液化场地桩-土地震相互作用振动台试验数值模拟[J]. 土木工程学报, 2012, 45(增1): 302-306, 311. Tang L, Ling X Zh, Xu P J, et al. Numerical simulation of shaking table test for seismic soil-pile interaction in liquefying ground[J]. Chinese Civil Engineering Journal, 2012, 45(Sup 1): 302-306, 311. (in Chinese)
- [11] 唐亮. 液化场地桩-土动力相互作用 p - y 曲线模型研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010. Tang L. P - y model of dynamic pile-soil interaction in liquefying ground [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2010. (in Chinese)
- [12] 周晔. 三拱立柱式地铁地下车站结构地震反应特性数值分析[D]. 北京: 北京建筑大学, 2013:40. Zhou Y. The numerical analysis of the seismic response characteristics of three-arch column type underground subway station [D]. Beijing: Beijing Architecture University, 2013:40. (in Chinese)
- [13] 刘波, 韩彦辉. FLAC 原理实例与应用指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005. Liu B, Han Y H. FLAC principle case and application guide [M]. Beijing: China Communications Press, 2005. (in Chinese)
- [14] 彭文斌. FLAC3D 实用教程[M]. 北京: 机械工业出版社, 2008. Peng W B. FLAC3D practical tutorials [M]. Beijing: Machinery Industry Press, 2008. (in Chinese)
- [15] Wang Z L, Dafalias Y F. Simulation of post-liquefaction deformation of sand [C] // Proceedings of ASCE 15th Engineering Mechanics Conference. New York: Columbia University, 2002.
- [16] 刘林, 张雪枫, 杨庆山. 液化和非液化场地对桩基影响的模拟分析[J]. 沈阳建筑大学学报, 2011, 27(4): 631-635. Liu L, Zhang X F, Yang Q Sh. Simulation of impact of pile foundations at liquefiable and non-liquefiable site [J]. Journal of Shenyang Construction University, 2011, 27(4): 631-635. (in Chinese)
- [17] 凌贤长, 王东升. 液化场地桩-土-桥梁结构动力相互作用振动台试验研究进展[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22(4): 51-59. Ling X Zh, Wang D Sh. Study on shaking table test for seismic interaction of pile-soil-bridge structure in case of soil liquefaction caused by earthquake [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2002, 22(4) : 51-59. (in Chinese)
- [18] 凌贤长, 王东升, 王志强, 等. 液化场地桩-土-桥梁结构动力相互作用大型振动台模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2004, 37(11): 67-72. Ling X Zh, Wang D Sh, Wang Zh Q, et al. Large-scale shaking table model test of dynamic soil-pile-bridge structure interaction in ground of liquefaction [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(11): 67-72. (in Chinese)
- [19] 魏伟, 张全芳. 斜桩在斜塘河大桥中的应用[J]. 城市道桥与防洪, 2006(6): 90-94. Wei W, Zhang Q F. Application of inclined piles in the construction of the Skepton River Bridge [J]. Urban Road Bridge and Flood Control, 2006(6) : 90-94. (in Chinese)
- [20] 李志刚. 竖向荷载作用下斜桩的承载变形性状研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2009. Li Zh G. Study on bearing deformation behaviour of oblique Piles under Vertical Load [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2009. (in Chinese)
- [21] Tokida K, Matsumoto H, Iwasaki H. Experimental study of drag acting of piles in ground flowing by liquefaction [C] // Proceedings of the Fourth Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction. Buffalo: [s.n.], 1992, 1: 511-523.

(本文责编:周小潭)