

文章编号:1673-2049(2017)04-0026-008

基于振动台试验的扩孔微型桩受力和变形性能研究

庄一舟,程俊峰,李增锋,王胜智

(福州大学 土木工程学院,福建 福州 350108)

摘要:为了研究扩孔微型桩在地震作用下的受力和变形性能,在有无扩孔、不同扩孔深度、不同扩孔孔径、不同扩孔材料4种参数下对微型桩进行了振动台试验研究,计算得到了扩孔微型桩桩身弯矩和侧向位移,并分析得到了不同扩孔参数下微型桩的桩身弯矩与侧向峰值位移对应的埋深位置及桩身弯矩与位移的分布规律。结果表明:扩孔微型桩桩身峰值位移最大值出现在土体表面位置,并随桩深不断减小,扩孔后微型桩桩身峰值弯矩和峰值位移增大;随着扩孔深度的增加,桩身峰值位移和桩身峰值弯矩也增大,并且桩身峰值弯矩最大值点有向下移动的趋势;所得结论可为地震作用下扩孔微型桩受力和变形性能研究奠定基础,同时为新型半整体式桥台桥梁中扩孔微型桩的设计和 应用提供参考。

关键词:新型半整体式桥台桥梁;扩孔微型桩;扩孔参数;峰值弯矩;侧向位移

中图分类号:U443.5

文献标志码:A

Research on Mechanical and Deformation Properties of Micro-pile with Predrilled Oversize Hole Based on Shaking Table Test

ZHUANG Yi-zhou, CHENG Jun-feng, LI Zeng-feng, WANG Sheng-zhi

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, Fujian, China)

Abstract: In order to study the mechanical and deformation properties of micro-pile with predrilled oversize hole under earthquake, the micro-piles with 4 kinds of parameters including with or without predrilled oversize hole, different diameters, different depths of predrilled oversize, different materials of predrilled oversize were conducted by shaking table test. The bending moment and lateral displacement of micro-pile were obtained by computation. The corresponding depth positions and the distribution laws of bending moment and peak lateral displacement under different parameters of micro-pile were obtained by analyzing. The results show that the maximum peak displacement of micro-pile with predrilled oversize hole is found at surface of soil, and is decreased along the depth of pile, the peak bending moment and peak displacement of micro-pile will increase after predrilling oversize hole. With the increase of depth of pile with predrilled oversize hole, the peak displacement and peak bending moment of pile are increased, and the maximum peak moment point has the trend of moving downward. The conclusions from above analyzing can offer a foundation for the research on the mechanical and deformation properties under earthquake, and provide references for the designing and application of micro-pile with predrilled oversize hole in new semi-integral abutment jointless bridges.

Key words: new semi-integral abutment bridge; micro-pile with predrilled oversize hole;

收稿日期:2017-02-27

基金项目:国家自然科学基金项目(51278126,51578161)

作者简介:庄一舟(1964-),男,浙江奉化人,教授,工学博士,博士后,E-mail:yizhouzhuang@qq.com。

predrilled-hole parameter; peak bending moment; lateral displacement

0 引言

对半整体式桥台桥梁远台端搭板下的微型桩进行扩孔细部处理能够有效增加新型半整体式桥台桥梁在正常服役期吸收纵向变形,扩孔的存在能减少土对桩侧向运动的抵抗作用,避免主体结构内部在温度引发的循环荷载下产生较大的温度应力,可以很好地传递和吸纳主梁和连接板的伸缩变形。扩孔微型桩在地震作用下的受力、变形性能以及耗能能力受到扩孔的影响效果是研究半整体式桥台桥梁抗震性能的关键内容。

前人对微型桩的研究也做过不少研究,樊争辉^[1]进行了纵向变形下扩孔微型桩受力性能、变形特点的拟静力试验研究,证明扩孔微型桩具有有效吸收纵向变形的能力,但该试验并不能很好地分析地震作用下扩孔微型桩的受力、变形性能。

在半整体式桥台桥梁台后微型桩顶部扩孔比较新颖,有关半整体式桥台桥梁中扩孔微型桩研究比较少见,特别是对扩孔微型桩在地震作用下的受力和变形的研究不足。虽然国内外已有一些在桩顶部扩孔的先例,但其主要应用于整体式桥台桥梁和边坡中。扩孔能有效减小桩侧土体对桩的约束作用,其主要作用是吸收由温度引起的桥梁上部结构伸缩变形的能力,从而提高整体桥的容许长度。

Connal 等^[2-6]在研究整体式桥台桥梁时指出,有必要在桩顶部采用扩孔,并填以可压缩性材料,以保证桩的侧向柔度,减小土对桩侧向运动的阻力,满足桥梁较长时温度变形的需要。Arockiasamy 等^[7-8]指出在整体式桥台桥梁的台下桩顶部进行预扩孔,增加了桩身柔度,桩顶部的水平位移取决于扩孔中填砂的压实度。White 等^[9]认为,在桩顶部扩孔可以减小桩侧土体对桩的约束作用。Krier 等^[10-11]指出可在扩孔内填以松散沙子,可以减少土对桩的水平运动的约束,同时认为桥的长度与扩孔有关^[12-15]。

为了减小水平受荷桩对边坡传递的水平荷载,提高边坡稳定性,香港于 1986 年开始在边坡中使用扩孔桩。Ng 等^[16-18]对边坡中的扩孔桩进行了研究,结果表明桩顶部扩孔起到了较好效果,同时由三

维有限元分析得出,桩顶部扩孔使边坡稳定的安全系数均提高了约 1 倍。

半整体式桥台后搭板下扩孔微型桩是一种新结构,地震作用下的扩孔微型桩-土动力相互作用机制目前少有人研究。在实际应用前,应对其在地震作用下的受力、变形性能和耗能机理做进一步研究。这不仅可以推进新型半整体式桥台桥梁的应用,为扩孔微型桩设计提供帮助,同时为扩孔桩-土相互作用数值模拟提供依据,对整体式桥台桥梁扩孔技术也有一定借鉴意义。

1 振动台试验

试验中的材料和设备主要有模型桩、模型箱、模型土、扩孔填料、量测设备和试验设备等。本文试验所用模型桩的参数同实际桩,尽量保证应力水平比为 1。模型桩的具体参数见表 1。

参考边界效应的研究^[19-22],模型钢箱尺寸为 2 m×2 m×2 m。考虑到实际工程中土的运动状态,需对钢箱底部焊接槽钢以减少模型土与钢箱底板之间的相对滑动。为了降低反射波的影响,减少对模型土约束并增加钢箱侧壁的柔软性,在垂直于地震动的钢箱内侧表面内衬 1 层 100 mm 厚的聚苯乙烯泡沫塑料板。为减少钢箱平行于地震动方向侧壁内表面与模型土之间的摩擦力,在该侧壁内表面贴聚氯乙烯薄膜并涂润滑油。

计算模型砂土的不均匀系数 $C_u=3.17$,该不均匀系数小于 5,表明该砂土具有良好的均匀性。试验时,将干燥细砂分层回填碾压,每层厚 20 cm。砂土参数如表 2 所示。模型砂土采用干燥的细砂,模型砂土的颗粒级配如表 3 所示。

在桩顶部一定深度和宽度范围内设置一种弹性耗能介质,把桩周土体分为内外两部分,以保证扩孔内填料的密实度小于扩孔外土体,从而达到增加侧向荷载作用下桩的变形能力和耗能能力。试验中的扩孔填料选择松砂和橡胶颗粒 2 种材料。对于松砂而言,由于扩孔铁套筒体积已知,本文通过控制松砂的质量决定其密度(密度 $\rho=1.48\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$),从而得到砂的相对密实度,再通过 K 值曲线^[18](图 1)得

表 1 模型桩参数

Tab. 1 Parameters of Model Pile

截面形式	直径/mm	壁厚/mm	桩长/mm	长细比	密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	材料	抗弯刚度/($\text{kN}\cdot\text{m}^2$)	泊松比
空心截面	60	4	2 300	38	7 850	Q235	58.20	0.3

表 2 模型砂土参数

Tab. 2 Parameters of Model Sand

密度 $\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	相对密度 $D_r/\%$	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$	孔隙比 e
1.601	43	31	0.663

表 3 模型砂土颗粒级配

Tab. 3 Gradation of Model Sand

粒径/mm	小于该粒径的土含量/%
2.00	95.0
1.00	86.0
0.50	30.0
0.20	10.0
0.10	2.2
0.05	0.0

注：含量为质量分数。

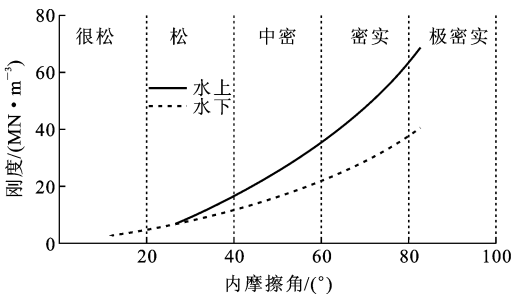


图 1 K 值曲线

Fig. 1 Curve of K Value

到砂的密实度及力学参数(内摩擦角 $\varphi=29^\circ$, 砂初始刚度 $k=5\,000\text{ kN} \cdot \text{mm}^{-3}$)。扩孔填料采用再生橡胶颗粒,该橡胶颗粒由纯子午线钢丝胎提取,粒径为 $1.2\sim 2.3\text{ mm}$,邵尔 A 型硬度为 68,弹性模量为 10.6 MPa ,密度为 $0.65\text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ 。

对于试验测点而言,沿桩深度方向在钢管上布置 12 对应变片,测得桩的应变变化情况,根据应变推算桩的位移以及土压力,应变片编号为 A1~A12,B1~B12。应变片采用等间距布置,相邻上下应变片之间间距 150 mm ,具体布置见图 2。量测设备为应变片和加速度计,于台面和土体分别布置 6 个加速度计,如图 3 所示。

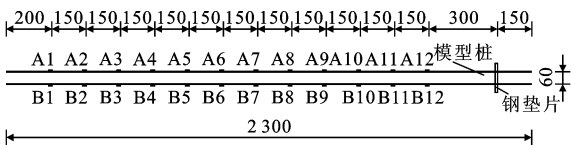
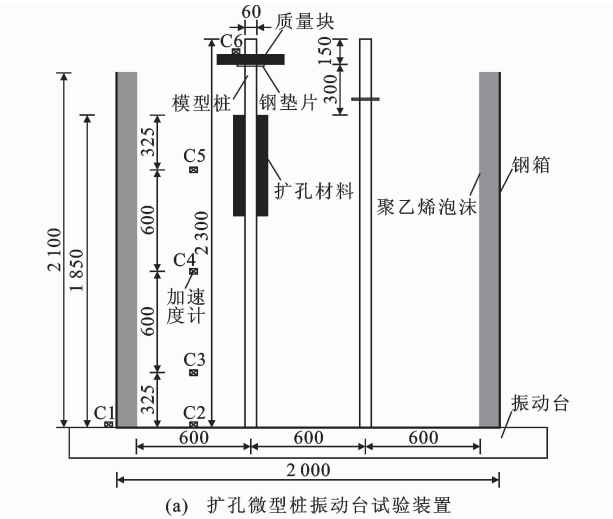


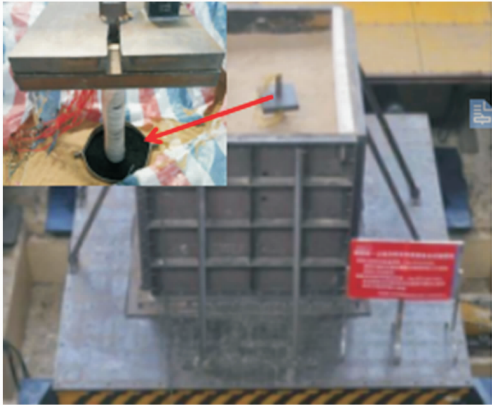
图 2 应变片布置(单位:mm)

Fig. 2 Arrangement of Strain Gauges (Unit:mm)

参考文献[21]中桩-土动力相互作用的配重相关资料,本文配重块质量为 88.2 kg 。采用福州大学 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ 的振动台作为试验设备,并采用 0.4 g



(a) 扩孔微型桩振动台试验装置



(b) 扩孔微型桩试验现场

图 3 振动台试验中的扩孔微型桩(单位:mm)

Fig. 3 Micro-pile with Predrilled Oversize Hole in Shaking Table Test (Unit:mm)

(g 为重力加速度)、 5 Hz 正弦波模拟 9 度地震,完成了考虑扩孔孔径、扩孔深度和扩孔回填材料的桩-土动力相互作用振动台试验,加载时主要变化扩孔参数,桩顶质量为 56.4 kg 的加载工况如表 4 所示。

2 桩身弯矩和位移的计算方法

2.1 桩身弯矩的计算方法

根据应力和内力的静力学关系可得

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$$
(1)

最终可得桩身弯矩公式为

$$M = \frac{(e_1 - e_2)EI}{2r}$$
(2)

式中: r 为桩半径; M 为桩身弯矩; EI 为桩身抗弯刚度; e_1 为拉应变; e_2 为压应变。

由于得到的实际弯矩为离散数据,应对其进行拟合。对于实际弯矩的拟合,一般采用内插函数拟合,而应用最广泛的是多项式函数拟合法以及三次

表 4 加载工况
Tab. 4 Cases of Loading

工况 编号	地震波	扩孔材料	扩孔孔径/mm	扩孔深度/mm
1	白噪声	松砂	180	600
	5 Hz 正弦波	松砂	180	600
2	白噪声	橡胶	180	600
	5 Hz 正弦波	橡胶	180	600
3	白噪声	松砂	180	450
	5 Hz 正弦波	松砂	180	450
4	白噪声	松砂	180	450
	5Hz 正弦波	橡胶	180	450
5	白噪声	松砂	180	300
	5 Hz 正弦波	松砂	180	300
6	白噪声	橡胶	180	300
	5 Hz 正弦波	橡胶	180	300
7	白噪声	松砂	240	300
	5 Hz 正弦波	松砂	240	300
8	白噪声	橡胶	240	300
	5 Hz 正弦波	橡胶	240	300
9	白噪声	松砂	150	300
	5 Hz 正弦波	松砂	150	300
10	白噪声	橡胶	150	300
	5 Hz 正弦波	橡胶	150	300
11	白噪声	无		
	5Hz 正弦波	无		

样条函数拟合方法,即

$$M=a+bx+cx^2+dx^3 \tag{3}$$

式中: a,b,c,d 均为待定常数。

2.2 桩身位移的计算方法

由于实测数据对积分运算并不是很敏感,桩身位移一般是对桩身弯矩进行多项式拟合后进行积分得到,以下为具体计算方法。对式(3)进行弯矩积分后得到的桩身侧向位移 y_p 为

$$EI \frac{d^2 y_p}{dx^2} + M(x) = 0 \tag{4}$$

$$y_p = (a + bx + \frac{c}{2}x^2 + \frac{d}{6}x^3 + \frac{e}{12}x^4 + \frac{f}{20}x^5) / (EI) \tag{5}$$

由于试验时扩孔微型桩桩底与钢箱底是固定连接,因此桩底位移和转角都为 0,可以确定 2 个待定常数 a,b 。

3 扩孔参数对桩身峰值弯矩和桩身峰值位移的影响

为了更好地揭示扩孔微型桩的受力性能和变形能力,找到峰值弯矩和峰值位移所对应的时刻,并列

出该时刻桩身各处的弯矩和位移,对其进行计算分

析。图 4 为工况 5 桩身峰值位移和峰值弯矩。由图 4(a)可知,桩身峰值位移最大值出现在土体表面位置,并随桩深不断减小。在 $15D(D$ 为桩直径)以下,桩身位移已经变得很小,只有桩身峰值位移最大值的 $1/10$ 左右。由图 4(b)可知,桩身峰值弯矩先沿桩身增加,在 $7.5D$ 处达到最大值,然后逐渐减小,在 $25D$ 处达到最小值,然后又开始增加(可能是因为桩底部与钢箱底固接),但增加的峰值弯矩也小于峰值弯矩最大值的 $1/10$ 。由此可知弯矩主要发生在 $20D$ 以上,并且峰值弯矩较大点基本发生在桩身上半部分。这在一定程度上说明了桩身弯矩受惯性力影响很大。

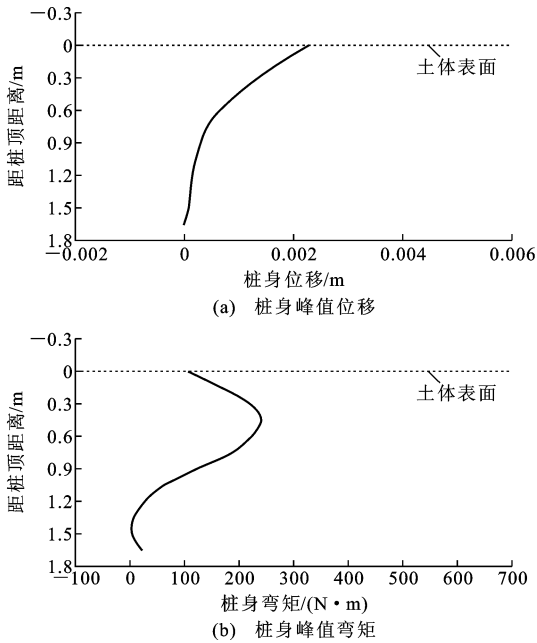
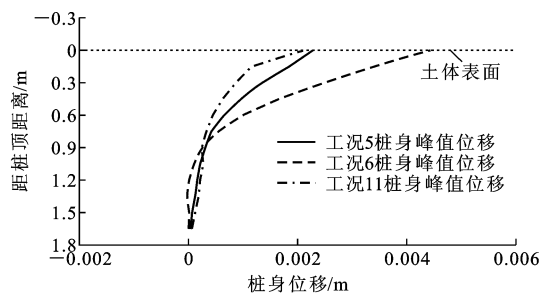


图 4 工况 5 桩身峰值位移和峰值弯矩
Fig. 4 Peak Displacement and Bending Moment of Pile Under Case 5

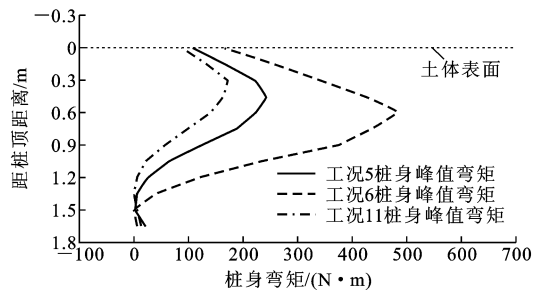
在 $15D$ 深度以下,桩身峰值位移已经小于桩身峰值位移最大值的 $1/10$,扩孔参数对桩身峰值位移影响不明显。在 $25D$ 深度以下,桩身峰值弯矩更多受桩底与钢箱底固接的影响,扩孔参数对桩身峰值弯矩影响较小。对桩身峰值位移,取土体表面位置至 $15D$ 深度范围内分析;对桩身峰值弯矩,取土体表面位置至 $20D$ 深度处分析。

3.1 有无扩孔

图 5 为有无扩孔对桩身峰值位移和桩身峰值弯矩的影响。由图 5(a)可知,在土体表面至 $15D$ 深度范围内,扩孔微型桩桩身峰值位移大于未扩孔微型桩桩身峰值位移,这有可能是扩孔后桩体频率减小而更接近输入波频率所致。在 $15D$ 以下,扩孔微型



(a) 桩身峰值位移比较



(b) 桩身峰值弯矩比较

图 5 工况 5,6,11 桩身峰值位移与峰值弯矩比较
Fig. 5 Comparison of Peak Displacements and Bending Moments of Piles Under Cases 5,6 and 11

桩峰值位移反而略小于未扩孔微型桩桩身峰值位移,因为在 15D 以下桩身峰值位移已经小于桩身峰值位移最大值的 1/10,该部分峰值位移变化不明显,且更容易受到试验误差的影响。

由图 5(b)可知:在土体表面至 25D 深度范围内,扩孔微型桩桩身峰值弯矩大于未扩孔微型桩桩身峰值弯矩,因为扩孔后桩体频率更接近输入波频率,导致桩身反应更加激烈;未扩孔微型桩桩身峰值弯矩最大值出现在 5D 处,扩孔微型桩桩身峰值弯矩最大值分别出现在 7.5D 和 10D 处,扩孔后桩身峰值弯矩最大值出现了下移的现象。这可能是因为扩孔后扩孔材料比较松散,扩孔处桩侧抗力减小,当承受相同荷载作用时,桩身位移变大,桩身受力向下发展,扩孔以下土体会承受更多荷载。在 25D 以下,桩身峰值弯矩变化并无一定规律,可能是因为桩底部与钢箱底固接的原因,有无扩孔对该处桩身峰值弯矩影响比较小。

3.2 扩孔深度

图 6~9 为扩孔材料为橡胶和松砂时不同扩孔深度桩身峰值位移和峰值弯矩。

由图 6,7 可知,当扩孔材料为松砂和橡胶时,桩身峰值位移的变化规律类似。从土体表面位置到 15D 深度,随着扩孔深度的增加,桩身峰值位移也随之增加。这可能是因为扩孔深度增加后,桩身频率更接近输入波频率,并且桩侧深度范围内松散材料

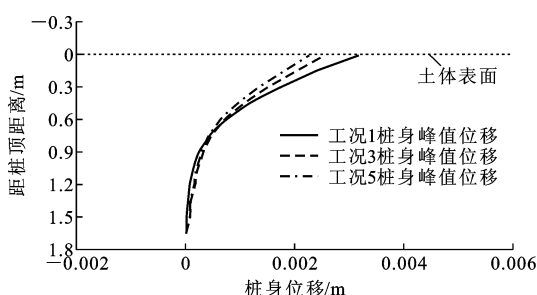


图 6 工况 1,3,5 桩身峰值位移比较
Fig. 6 Comparison of Peak Displacements of Piles Under Cases 1,3 and 5

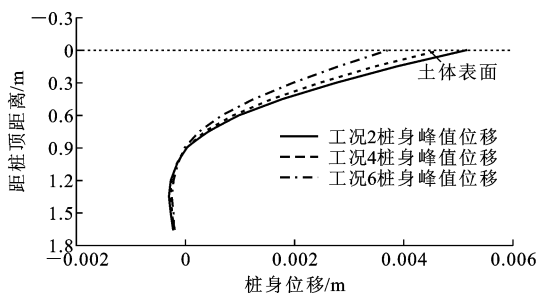


图 7 工况 2,4,6 桩身峰值位移比较
Fig. 7 Comparison of Peak Displacements of Piles Under Cases 2,4 and 6

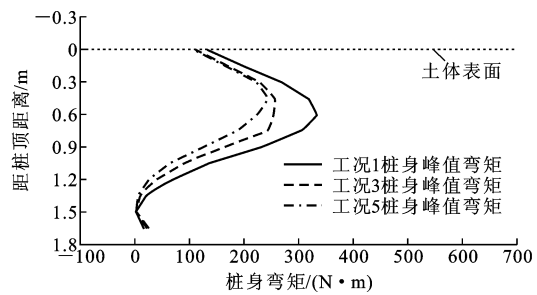


图 8 工况 1,3,5 桩身峰值弯矩比较
Fig. 8 Comparison of Peak Bending Moments of Piles Under Cases 1,3 and 5

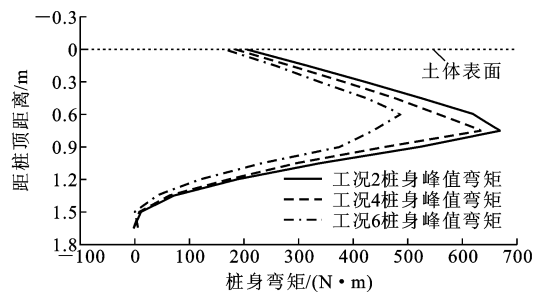


图 9 工况 2,4,6 桩身峰值弯矩比较
Fig. 9 Comparison of Peak Bending Moments of Piles Under Cases 2,4 and 6

增加,桩身在同一荷载工况下更加容易变形。在 15D 以下,随着扩孔深度的增加,桩身峰值位移略有

减小,不过变化不是很明显;在扩孔材料为橡胶时,桩身峰值位移还出现了微小的负值(其值远小于桩身峰值位移最大值)。

由图 8,9 可知,当扩孔材料为松砂和橡胶时,桩身峰值弯矩的变化规律相似。在土体表面位置到 $20D$ 桩深处,扩孔深度增加后,桩身峰值弯矩也随之增加。扩孔深度增加后,桩身频率更接近输入波频率,再加上桩侧深度范围内松散材料增加使桩身更容易变形,从而使桩身峰值弯矩增加。另外,由图 8,9 还可以看出:当扩孔材料为松砂时,随着扩孔深度的增加,桩身峰值弯矩最大值分别出现在 $7.5D$, $7.5D$ 和 $10D$;当扩孔材料为橡胶时,随着扩孔深度的增加,桩身峰值弯矩最大值分别出现在 $10D$, $10D$ 和 $12.5D$ 。这可能是因为扩孔材料比较松散,随着扩孔材料在深度范围内的增加,当承受相同荷载作用时,桩身位移变大,桩身受力进一步向下发展,扩孔以下土体可能会承受更多荷载。在 $20D$ 深度以下,如前所述,受到桩底与钢箱底固接的影响,扩孔深度对桩身峰值弯矩的影响可能较小。

3.3 扩孔孔径

图 10~13 为扩孔材料为橡胶和松砂时不同扩孔孔径桩身峰值位移和峰值弯矩。

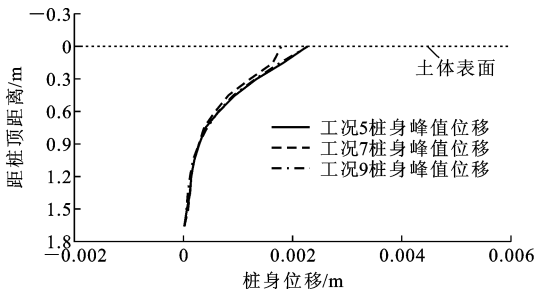


图 10 工况 5,7,9 桩身峰值位移比较

Fig. 10 Comparison of Peak Displacements of Piles Under Cases 5,7 and 9

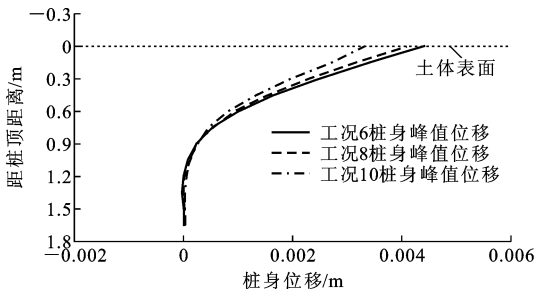


图 11 工况 6,8,10 桩身峰值位移比较

Fig. 11 Comparison of Peak Displacements of Piles Under Cases 6,8 and 10

由图 10,11 可知,在土体表面位置至 $15D$ 桩身

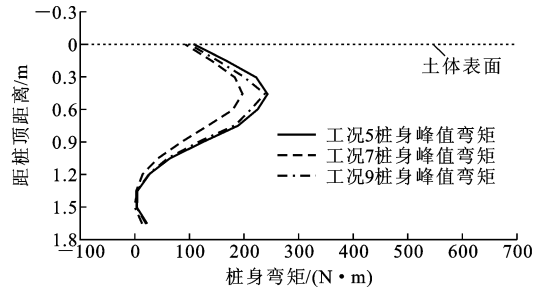


图 12 工况 5,7,9 桩身峰值弯矩比较

Fig. 12 Comparison of Peak Bending Moments of Piles Under Cases 5,7 and 9

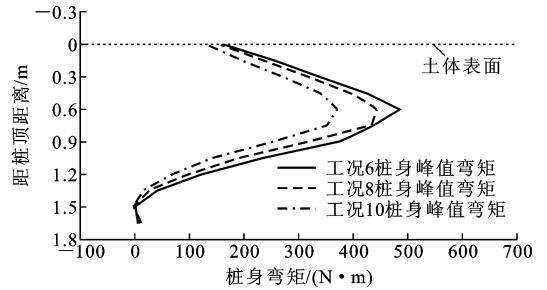


图 13 工况 6,8,10 桩身峰值弯矩比较

Fig. 13 Comparison of Peak Bending Moments of Piles Under Cases 6,8 and 10

范围内,当扩孔孔径为 $3D$ 时,桩身峰值位移最大,而在 $15D$ 桩深以下,随扩孔孔径变化,桩身峰值位移变化不明显,且 $15D$ 以下桩身峰值位移小于桩身峰值位移最大值的 $1/10$ 。对于扩孔材料为松砂的情况,当扩孔孔径由 $2.5D$ 增加到 $3D$ 时,桩身峰值位移基本不变,这是因为桩体频率并没有发生改变,所以影响并不大。当扩孔孔径由 $3D$ 增加到 $4D$ 时,桩身峰值位移减小,这是因为桩体频率与输入波频率相差最大,桩身反应没有 $3D$ 时激烈,同时也说明分析桩身反应时要考虑输入波频率和桩体频率的关系。对于扩孔材料为橡胶的情况,当扩孔孔径由 $2.5D$ 增加到 $3D$ 时,桩身峰值位移开始增加,这可能是因为桩身频率开始减小,更接近输入波频率。当扩孔孔径由 $3D$ 增加到 $4D$ 时,桩身峰值位移减小,这也可能是因为桩体频率与输入波频率相差最大,桩身反应没有 $3D$ 时激烈。对于扩孔材料为橡胶的情况,扩孔孔径为 $2.5D$ 的桩身峰值位移小于 $4D$ 时桩身峰值位移,这是因为在这种情况下桩身频率没有很大变化,而桩身峰值位移又较大,扩孔孔径从 $3D$ 增加到 $4D$ 时桩身更易变形。

由图 12,13 可知,当扩孔孔径为 $3D$ 时,桩身峰值弯矩最大。当扩孔孔径由 $2.5D$ 增加到 $3D$ 时,桩身峰值弯矩增加,而当扩孔孔径由 $3D$ 增加到 $4D$

时,虽然扩孔孔径增加了,但桩身峰值弯矩却减小。这也应该是因为受到桩体频率的影响。

3.4 扩孔材料

图 14,15 分别为扩孔材料不同时桩身峰值位移和峰值弯矩。

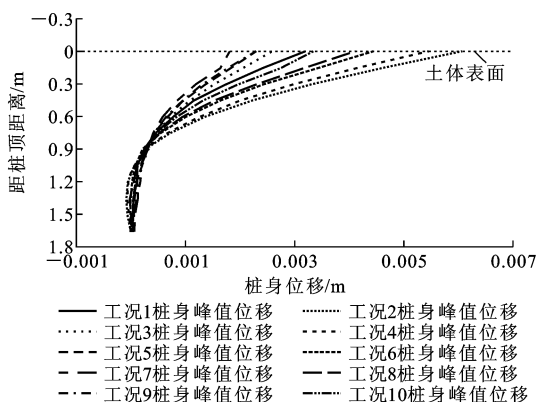


图 14 工况 1~10 桩身峰值位移比较

Fig. 14 Comparison of Peak Displacements of Piles Under Cases 1-10

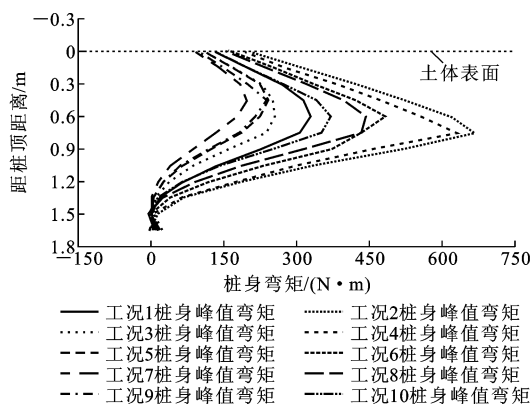


图 15 工况 1~10 桩身峰值弯矩比较

Fig. 15 Comparison of Peak Bending Moments of Piles Under Case 1-10

由图 14 可知,在土体表面位置至 $15D$ 桩深处,扩孔材料为橡胶时的桩身峰值位移基本上大于扩孔材料为松砂时的桩身峰值位移。在试验中也观察到扩孔材料为橡胶时桩体振动明显大于扩孔材料为松砂时的桩体振动。这是因为扩孔材料为橡胶时的桩体频率更加接近于输入波的频率,并且橡胶粒径大于松砂,密度又明显小于松砂,在同样荷载工况下桩身更加容易变形。在 $15D$ 桩深以下,桩身峰值位移基本上较小,且变化不是很明显。

由图 15 可知,在土体表面位置至 $20D$ 桩深处,扩孔材料为橡胶时的桩身峰值弯矩基本上大于扩孔材料为松砂时的桩身峰值弯矩。这也是由于扩孔材料为橡胶的桩身频率更接近输入波频率且扩孔材料

为橡胶时桩身更容易变形。对于 $20D$ 桩深以下的桩身峰值弯矩,可能更多受桩底与钢箱底固接的影响。

由图 14,15 还可以看出,桩身峰值位移和弯矩基本上发生在桩身上半部分,这进一步说明在非液化土扩孔微型桩-土动力相互作用中,桩身反应受惯性相互作用影响很大。

4 结 语

(1)扩孔微型桩桩身峰值位移最大值出现在土体表面位置,并随桩深不断减小。在 $15D$ 以下,桩身位移已经变得很小,只有桩身峰值位移最大值的 $1/10$ 左右;扩孔微型桩桩身峰值弯矩先沿桩深增加达到最大值,然后逐渐减小,在 $25D$ 处达到最小值,然后又开始增加,但增加的峰值弯矩也小于峰值弯矩最大值的 $1/10$ 。

(2)扩孔后微型桩桩身峰值弯矩和峰值位移增大。随着扩孔深度的增加,桩身峰值位移和桩身峰值弯矩也增大,并且桩身峰值弯矩最大值点有向下移动的趋势。扩孔孔径为 $3D$ 时桩身峰值弯矩和位移为最大。扩孔材料为橡胶时桩身峰值弯矩和位移大于扩孔材料为松砂时的桩身峰值弯矩和位移。

(3)扩孔微型桩桩身峰值弯矩和峰值位移大于未扩孔桩桩身峰值弯矩和峰值位移。扩孔深度对桩身峰值位移和弯矩的影响较明显,随着扩孔深度的增加,桩身峰值位移和桩身峰值弯矩也增大,并且桩身峰值弯矩最大值点有向下移动的趋势,在设计时应该引起注意。扩孔孔径为 $3D$ 时桩身峰值弯矩和位移为最大。

(4)扩孔材料为橡胶时桩身峰值弯矩和位移基本上大于扩孔材料为松砂时的桩身峰值弯矩和位移。在考虑扩孔参数对桩身峰值弯矩和位移影响时,应注意桩体频率和输入波频率关系的影响。

参考文献:

References:

- [1] 樊争辉. 新型半整体式桥台无缝桥梁台后扩孔微型桩侧向受荷性能试验研究[D]. 福州:福州大学,2013.
FAN Zheng-hui. Laterally-loaded Test on the Predrilled-hole Micro-pile Behind Abutment of a New Kind of Semi-integral Abutment Bridge[D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2013.
- [2] CONNALL J. Integral Abutment Bridges — Australian and US Practice[C]//ABC. Proceedings of Fifth Australoids Bridge Conference. Hobart: ABC, 2004: 1-19.

- [3] MISTRY V C. Integral Abutment and Jointless Bridges[C]//IAJB. IAJB 2005. Baltimore; IAJB, 2005; 3-11.
- [4] HASSIOTIS S, ROMAN E K. A Survey of Current Issues on the Use of Integral Abutment Bridges[J]. Bridge Structures, 2005, 1(2): 81-101.
- [5] BURKE J M P. Integral and Semi-integral Bridges[M]. New York: Wiley-Blackwell, 2009.
- [6] OLSON S M, LONG J H, HANSEN J R, et al. Modification of IDOT Integral Abutment Design Limitations and Details [R]. Urbana-Champaign: Illinois Center for Transportation, 2009.
- [7] AROCKIASAMY M, BUTRIENG N, SIVAKUMAR M. State-of-the-art of Integral Abutment Bridges: Design and Practice[J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(5): 497-506.
- [8] BUTRIENG N. Behavior of Lateral Loaded Pile for Integral Abutment Bridges[D]. Boca Raton: Florida Atlantic University, 2001.
- [9] WHITE H, PETURSSON H, COLLIN P. Integral Abutment Bridges: The European Way[J]. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2010, 15(3): 201-208.
- [10] KRIER D. Design Manual for Bridges and Structures[M]. 5th ed. Trenton: New Jersey Department of Transportation, 2010.
- [11] KIM W S. A Survey of Current Issues on the Use of Integral Abutment Bridges [J]. Bridge Structures, 2005, 1(2): 81-101.
- [12] YANG P S, WOLDE-TINSAE A M, GREIMANN L F. Effects of Predrilling and Layered Soils on Piles [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1985, 111(1): 18-31.
- [13] Illinois State Toll Highway Authority. Structure Design Manual[M]. Downers Grove: Illinois State Toll Highway Authority, 2013.
- [14] YANNOTTI A P, ALAMPALLI S, WHITE H L. New York State Department of Transportation's Experience with Integral Abutment Bridges[C]//IAJB. IAJB 2005. Baltimore; IAJB, 2005; 41-49.
- [15] YANG P S. Nonlinear Finite Element Analysis of Piles in Integral Abutment Bridges[D]. Ames: Iowa State University, 1984.
- [16] NG C W W, ZHANG L M. Three-dimensional Analysis of Performance of Laterally Loaded Sleeved Piles in Sloping Ground[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(6): 499-509.
- [17] ZHANG L M, NG C W W, LEE J. Effects of Slope and Sleeving on the Behavior of Laterally Loaded Piles[J]. Soils and Foundations, 2004, 44(4): 99-108.
- [18] 韩理安. 水平承载桩的计算[M]. 长沙: 中南大学出版社, 2004.
- HAN Li-an. Calculation of Horizontal Bearing Pile [M]. Changsha: Central South University Press, 2004.
- [19] 陈清军, 赵云峰, 王汉东, 等. 振动台模型试验中地基土域的数值模拟[J]. 力学季刊, 2002, 23(3): 407-411.
- CHEN Qing-jun, ZHAO Yun-feng, WANG Han-dong, et al. Numerical Simulation for Soil Domain in Shaking Table Model Test[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2002, 23(3): 407-411.
- [20] YOO M T, CHOI J I, JUNG I W. Pile Installation Effect on Dynamic p - y Curves in Dry Sand [C]//ISOPE. Proceedings of the Twenty-first International Offshore and Polar Engineering Conference. Maui; ISOPE, 2011: 1-6.
- [21] 陈云. 微型桩-土动力相互作用振动台试验[D]. 福州: 福州大学, 2010.
- CHEN Yun. Shaking Table Test of Dynamic Interaction Between Pile and Soil[D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2010.
- [22] 孙训方, 方孝淑, 关来泰. 材料力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2001.
- SUN Xun-fang, FANG Xiao-shu, GUAN Lai-tai. Material Mechanics [M]. Beijing: Higher Education Press, 2001.