

地震荷载下斜坡桩—土相互作用数值分析*

李小星, 贺炜, 罗智猛

(长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410004)

摘要: 运用开源有限元软件 OpenSEES, 依据离心机动力模型试验的原型尺寸建立数值模型, 采用动力非线性 Winkler 地基梁模型模拟桩—土相互作用, 分析地震波幅值对斜坡桩基变形、内力和桩—土相对位移的影响。结果表明, 地震波幅值由 0.149 7g 增大到 0.210 6g、0.305 5g、0.430 3g 和 0.480 9g 时, 桩顶最终残余水平位移分别增大 0.35、1.27、3.05 和 4.34 倍, 呈非线性增加; 斜坡桩的最大弯矩出现在砂土和基岩交界面处; 不同地震波幅值下, 群桩中的 P3 桩最大弯矩与 P4 桩最大弯矩的比值分别为 1.26、1.45、1.52、1.26 和 1.42; 在一定深度范围内, 桩—土相对位移随地震波幅值的增大而增加。

关键词: 桥梁; 斜坡桩; 地震; 桩土相互作用; 动力非线性 Winkler 模型

中图分类号: U445.7

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2018)05-0130-06

桩侧土体滑移使桩基内力过大或变形过大是造成桥梁破坏或倒塌的主要原因之一, 研究地震荷载下斜坡桩—土相互作用对于斜坡段内工程结构抗震设计具有重要意义。陶云辉、罗渝等利用 FLAC^{3D}、ANSYS 软件建立抗滑桩加固边坡模型, 研究了地震作用下抗滑桩作用机制; 于玉贞、叶海林等通过室内离心机和振动台试验得出砂土边坡的加速度具有浅层放大效应, 抗滑桩对桩周土体有一定的阻滞作用; 李雨润等采用有限元 OpenSEES PL 建立干砂和液化砂条件下平地桩三维模型进行对比分析, 结果表明砂土液化对桩周土抗力影响大; Wilson D. W. 等研究了地震加载过程中液化砂土桩基的动力响应; Brandenberg S. J. 等通过动力离心试验研究了液化和侧向扩展场地条件下单桩与群桩的响应特性。文献[2]~[5]是针对边坡抗滑桩, 但桥梁桩基的受力特性与作为支挡物的抗滑桩有较大差异; 文献[6]~[8]研究的是平地桩, 而斜坡桩的受力比平地桩更复杂。该文基于离心机试验, 采用有限元软件 OpenSEES 建立简化的二维数值模型, 采用动力非线性 Winkler 地基梁模型模拟桩—土相互作用, 分析不同地震波幅值下斜坡桩基位移、内力和桩—土相对位移的变化规律。

1 桩土动力本构模型的建立

本构模型的选择对数值模拟能否真实可靠地反

映室内模型或实际工程有着重要影响。许多有限元软件如 FLAC、ANSYS、ABAQUS 等中的本构模型一般能模拟桩—土动力相互作用, 但对一些重要特性的模拟并不理想。OpenSEES 是针对结构工程和岩土工程地震反应分析的一种不断完善的开源软件, 其多屈服面本构模型见图 1, 可较全面地模拟桩土地震反应特性。

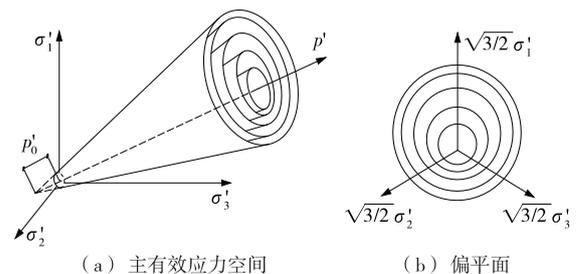


图 1 砂土本构模型

1.1 桩周土多屈服面模型

1.1.1 本构模型

Prevost J. H. 提出的本构方程如下:

$$\dot{\sigma} = E(\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^p) \quad (1)$$

$$\dot{\epsilon}^p = P \langle L \rangle \quad (2)$$

$$P = P' + P'' \delta, 3P'' = tr(P) \quad (3)$$

$$\langle L \rangle = \begin{cases} L, L \geq 0 \\ 0, L < 0 \end{cases}, L = \frac{1}{H} Q : \dot{\sigma} \quad (4)$$

$$Q = Q' + Q'' \delta, 3Q'' = tr(Q) \quad (5)$$

式中: σ 为有效柯西应力张量; E 为各向同性弹性系

* 基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51478051)

数张量; $\dot{\epsilon}$ 为应变率张量; $\dot{\epsilon}^p$ 为塑性应变率张量; P 为塑性应变方向的对称二阶张量; P' 为塑性应变方向的偏分量; P'' 为塑性应变方向的膨胀分量; δ 为符号张量; L 为塑性加载函数; H' 为塑性模量; Q 为屈服面外法线的对称二阶张量; “:” 为两个张量的双点积; Q' 为屈服面外法线的偏分量; Q'' 为屈服面外法线的膨胀分量。

由式(1)~(5)可得:

$$L = \frac{1}{H' + H_0} Q : E : \dot{\epsilon} \quad (6)$$

$$\dot{\sigma} = E : \dot{\epsilon} - E : P \langle L \rangle \quad (7)$$

式中: $H_0 = Q : E : P = B(3P'')(3Q') + 2GP' : Q'$; B 为体积模量; G 为剪切模量。

1.1.2 屈服函数

Hill R. 遵循古典塑性理论, 假定材料弹性阶段是线性和各向同性, 塑性阶段为非线性和各向异性。Prevost J. H. 提出了屈服函数在应力空间中顶点沿静水压力线的圆锥面。屈服函数表达式如下:

$$f = 3/2(s - p\alpha) : (s - p\alpha) - m^2 p^2 = 0 \quad (8)$$

式中: s 为偏应力张量, $s = \sigma - p\delta$; $p = p' + p_0$; p' 为有效平均应力; p_0 为很小的正常数, 一般取 1.0 kPa, 确保在 p' 为零时屈服面大小仍然有限; α 为偏应力子空间中屈服面中心坐标的运动偏张量; m 为屈服面的大小, $m = 6 \sin\varphi / (3 - \sin\varphi)$; φ 为内摩擦角。

为在任何条件下方便使用外法线向量, 对屈服面的外法线向量进行归一化处理:

$$Q = \frac{\text{grad}f}{|\text{grad}f|} \quad (9)$$

$$\text{grad}f = \frac{\partial f}{\partial \sigma} = 3(s - p\alpha) + [p(\alpha : \alpha - 2/3m^2) - s : \alpha] \delta \quad (10)$$

$$Q : Q = Q' : Q' + 1/3 (3Q'')^2 = 1 \quad (11)$$

1.1.3 流动法则

在颗粒材料中, 剪切加载诱发耦合体应变效应(收缩或膨胀), 收缩和膨胀的边界由偏应力和有效围压空间中的相位转换面来定义。在塑性理论中, 偏塑性流动采用相关联的流动法则, 而非相关联流动法则用于其膨胀分量:

$$P' = Q', 3P'' = \frac{(\eta/\bar{\eta})^2 - 1}{(\eta/\bar{\eta})^2 + 1} \quad (12)$$

式中: η 为有效应力比, $\eta = (3/2s : s)^{1/2} / p$; $\bar{\eta}$ 为材料参数。

$\eta < \bar{\eta}$ 时, $3P'' < 0$, 发生塑性体积收缩; $\eta > \bar{\eta}$ 时, $3P'' > 0$, 发生塑性体积膨胀; $\eta = \bar{\eta}$ 时, 没有发生塑性体积应变。

1.1.4 硬化准则

一些具有共同顶点和不同大小的相似多屈服面形成硬化区域。最外面是峰值剪切强度包络面, 即破坏面。Prevost J. H. 采用的产生滞后反应的完全偏运动硬化准则表达式为:

$$p\dot{\alpha} = a\mu \quad (13)$$

式中: a 为相容条件确定的转换量; μ 为平移方向的偏张量。

$$f = Q : \dot{\sigma} - pQ' : \dot{\alpha} = 0 \quad (14)$$

由式(4)、式(6)、式(13)和式(14)可得:

$$a = \frac{H'}{Q' : \mu} \langle L \rangle \quad (15)$$

$$p\dot{\alpha} = \frac{H'}{Q' : \mu} \langle L \rangle \mu \quad (16)$$

为避免屈服面重叠(重叠会导致本构理论的非唯一性), 采用活动屈服面平移方向 μ :

$$\mu = \frac{m'}{m} (s - p\alpha) - (s - p\alpha') \quad (17)$$

式中: m' 和 α' 为与下一个屈服面 ($m' > m$) 相关的塑性参数。

1.2 动力 Winkler 弹簧模型

OpenSEES 有限元平台开发了一系列用于动力非线性 Winkler 地基梁的零长度单元土弹簧材料, 即 $p-y$ 、 $t-z$ 和 $q-z$ 。桩土相互作用模型见图 2。

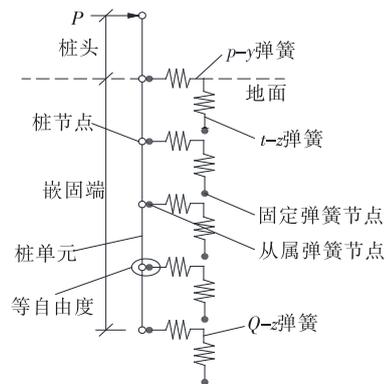


图 2 桩土相互作用模型

1.2.1 侧向 ($p-y$) 土弹簧

非液化条件的 $p-y$ 材料模型命名为 Pysim-ple1。非线性 $p-y$ 特性由一系列弹性 ($p-y^e$)、塑性 ($p-y^p$) 和间隙 ($p-y^g$) 弹簧组成, 辐射阻尼由阻尼器和远场的弹性 ($p-y^e$) 弹簧组成, 非线性拖拽

弹簧($p^d - y^g$)和闭合弹簧($p^c - y^g$)并联组成间隙弹簧。非线性 $p - y$ 特性方程如下:

$$y = y^e + y^p + y^g \tag{18}$$

$$p = p^d + p^c \tag{19}$$

$$p = p_{ult} - (p_{ult} - p_0) \left[\frac{cy_{50}}{cy_{50} + |y^p - y_0^p|} \right]^n \tag{20}$$

$$p^c = \frac{1.8p_{ult}y_{50}}{y_{50} + 50(y_0^+ - y^g)} - \frac{1.8p_{ult}y_{50}}{y_{50} - 50(y_0^- - y^g)} \tag{21}$$

$$p^d = C_d p_{ult} - (C_d p_{ult} - p_0^d) \times \frac{y_{50}}{y_{50} + 2|y^g - y_0^g|} \tag{22}$$

式中: y 为侧向水平位移; y^e 、 y^p 和 y^g 分别为弹性单元、塑性单元和间隙单元的位移; p 为地基反力; p^d 、 p^c 分别为拖拽弹簧和闭合弹簧的反力; p_{ult} 为极限地基反力; p_0 、 y_0^p 分别为当前塑性循环加载的初始荷载和位移; c 、 n 分别为控制塑性屈服开始时的正切模量的常数和 $p - y^p$ 曲线光滑程度的指数; y_{50} 为单调加载中达到极限地基反力的一半时对应的侧向位移; y_0^+ 、 y_0^- 分别表示间隙正方向和负方向; C_d 为最大拖拽弹簧力与极限地基反力的比值; p_0^d 、 y_0^g 分别为当前循环加载的拖拽弹簧的初始摩擦力和位移。

API 推荐砂土骨架曲线 $c = 0.5, n = 2$ 。

1.2.2 轴向($t - z$)土弹簧

非液化条件的 $t - z$ 材料模型命名为 Tzsimple1。一系列的弹性($t - z^e$)和塑性($t - z^p$)弹簧组成非线性 $t - z$ 特性,辐射阻尼由阻尼器和远场的弹性($t - z^e$)弹簧组成,公式如下:

$$z = z^e + z^p \tag{23}$$

$$t = t^e = t^p \tag{24}$$

$$t = t_{ult} - (t_{ult} - t_0^p) \left[\frac{cz_{50}}{cz_{50} + |z^p - z_0^p|} \right]^n \tag{25}$$

$$t^e = \frac{C_e t_{ult} z^e}{z_{50}} \tag{26}$$

式中: z 为竖向位移; z^e 和 z^p 分别为竖向弹性单元、塑性单元的位移; t 为桩侧摩阻力; t^e 和 t^p 分别为竖向弹簧的弹性、塑性反力; t_{ult} 为极限桩侧摩阻力; t_0^p 、 z_0^p 分别为当前塑性循环加载开始时的竖向初始荷载和位移; c 、 n 分别为一个常数和 $t - z^p$ 曲线光滑程度的指数; z_{50} 为单调加载中达到极限地基反力的一半时对应的竖向位移; C_e 为一个定义归一化

弹性刚度的常数。

Reese 和 O'Neill's 推荐钻孔灌注桩骨架曲线 $c = 0.5, n = 1.5$ 。

1.2.3 桩端阻力($q - z$)土弹簧

非液化条件的 $q - z$ 材料模型命名为 Qzsimple1。除对纳入 $q - z$ 材料中的压缩和拉伸各种响应的修正外,定义 $q - z$ 特性的方程与 $p - y$ 特性相似。修正的闭合($q^c - z^g$)弹簧由一个在压缩时相对刚性、拉伸时非常柔性的双线性弹性弹簧组成;拉伸期间,桩端的非线性拖拽($q^d - z^g$)弹簧为其提供最小的吸力。

Reese 和 O'Neill's 推荐钻孔灌注桩骨架曲线 $c = 0.35, n = 1.2$ 。

2 数值模型与试验验证

为验证数值模拟的合理性和正确性,将模拟结果与土工离心机 ZJU-400 试验结果进行对比。如图 3 所示,试验模型的斜坡总高为 500 mm、总长为 710 mm,其中坡高 215 mm、长 430 mm,坡肩后缘长 280 mm,模型的斜坡角约 27° 。模型岩土为基岩和上覆砂土两层,砂土层厚 220 mm,基岩左端高 280 mm、右端高 65 mm,基岩斜坡角度约 27° ,基岩面与砂层上表面平行;桩长均为 550 mm,离底面 50 mm,群桩中的 P3 桩与坡肩的距离为 196 mm,P3、P4 桩的间距为 48 mm,桩顶盖梁与下方系梁间隔 12 mm。由于篇幅的限制,不分析 P1 和 P2 单桩。

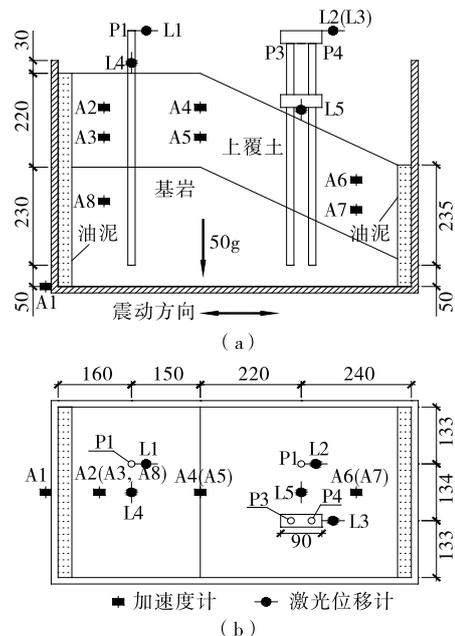


图 3 试验模型(单位:mm)

试验模型采用的加速度为 50g,离心机台面监测到 5 种工况, EI-Centro 地震波幅值分别为 0.149 7g、0.210 6g、0.305 5g、0.430 3g 和 0.480 9g (工况一见图 4), 激振方向为水平单向。

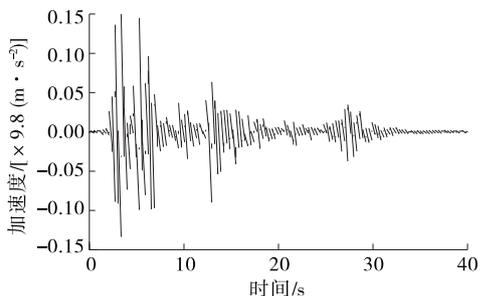


图 4 EI-Centro 地震波时程曲线

基于离心机动力模型试验的原型尺寸建立数值模型(模型:原型=50:1,见图 5)。计算模型的两端采用自由场边界条件,为模拟半无限空间,在自由场中同一水平位置处有相等的水平位移和竖直位移;模型的底部边界仅约束竖直方向位移,底部水平向采用自由场边界,故模型底部具有相同的水平位移。模型中的砂土采用多屈服面本构模型,即 PD-MY;基岩采用各向同性弹性本构模型,即 Elastic Isotropic;桩-土相互作用采用动力非线性 Winkler 地基梁模型。数值模型中的地震荷载采用离心机试验监测到的 5 种工况。

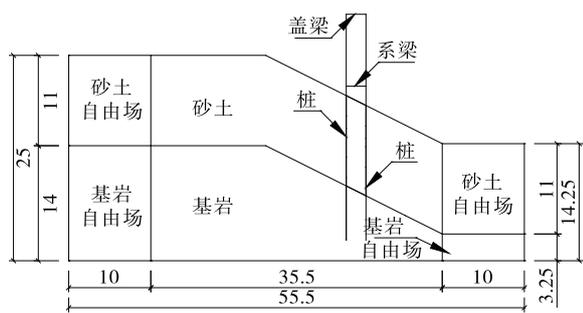
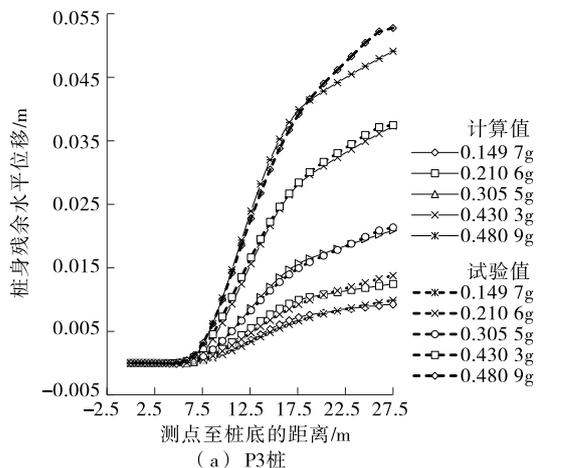


图 5 有限元二维模型(单位:m)

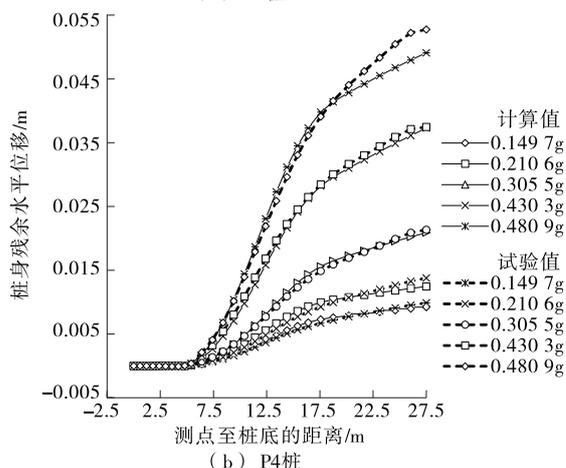
最终残余位移是地震结束后所引起的桩上最终残余变形。图 6 为数值模拟的桩身最终残余水平位移与离心机试验值对比。由图 6 可知:地震波幅值为 0.149 7g~0.480 9g 的 5 种工况下,P3、P4 桩身残余水平位移模拟值与试验值的变化规律基本一致,说明数值模拟方法合理。

3 因素分析

以动力离心试验模型为依据,利用 OpenSEES 数值模拟平台考察地震波不同幅值对斜坡桥梁桩基



(a) P3 桩



(b) P4 桩

图 6 地震波不同幅值对桩身位移的影响

的影响。

3.1 桩基的水平位移

地震波不同幅值下桩身水平位移见图 7。

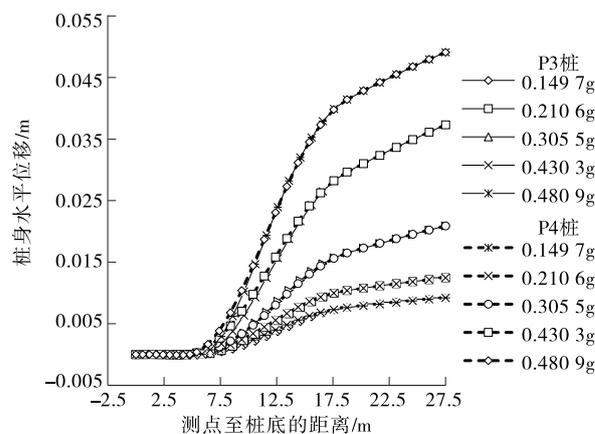


图 7 地震波不同幅值对桩身水平位移的影响

由图 7 可知:桩身最终残余水平位移曲线在砂土层出现拐点,桩顶的残余水平位移最大。地震波幅值由 0.149 7g 增大到 0.480 9g 时,桩顶的最终残余水平位移分别增加 0.35、1.27、3.05 和 4.34 倍,呈

非线性增加。由于 P3、P4 斜坡桩基有系梁和盖梁,在相同地震荷载幅值下,桩顶和系梁处的最终残余水平位移分别相等。由于弹性基岩的嵌固作用,在不同地震荷载幅值下,P3、P4 桩基的嵌固段最终残余水平位移都基本为零。在基岩上表面和系梁之间的 P3、P4 桩段的最终残余水平位移曲线没有重叠,这是由 P3、P4 桩的嵌固深度不一样和系梁的约束作用所致。

3.2 桩基的内力

为探讨不同地震荷载幅值对斜坡桩基受力状况的影响,按地震波的 5 种工况分别计算桩基弯矩,计算结果见图 8。

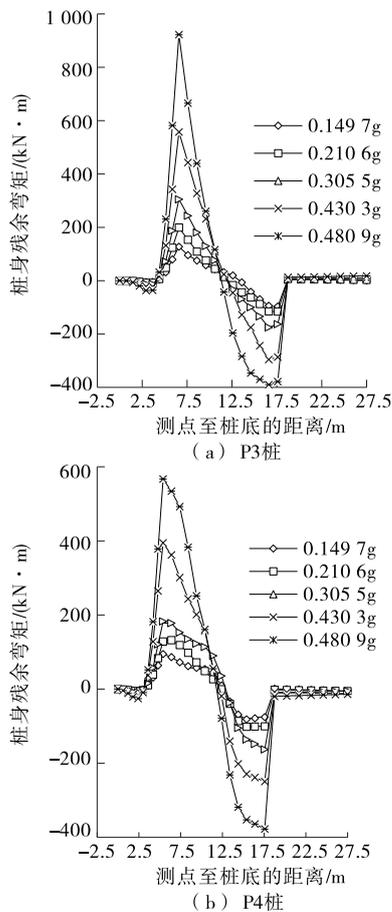


图 8 地震波不同幅值对桩身弯矩的影响

由图 8 可知:在不同工况下,P3、P4 桩桩身弯矩变化趋势基本相同,在系梁附近出现最大负弯矩,在基岩面处出现最大正弯矩。斜坡面以上整段桩长的弯矩呈线性变化,但在系梁位置处桩身弯矩出现突变,这是由地面以上的 P3、P4 桩基没有土压力作用、桩基之间的系梁对桩基的约束作用所致。砂土层中部到系梁之间的桩基弯矩均为负值,砂土层中部以下一定范围内桩基弯矩均为正值,这是因为系

梁、盖梁和 P3、P4 桩共同组成的结构整体刚度较大,对桩基的整体约束明显。两桩身残余最大弯矩都出现在基岩与砂层的交界面处,地震波幅值由 0.149 7g 增大到 0.480 9g 时,P3 桩最大弯矩分别增大 0.48、1.66、3.61 和 5.66 倍,P4 桩最大弯矩分别增大 0.29、1.21、3.42、4.91 倍,表明随地震波幅值的增大,桩身内力弯矩非线性增长。在不同地震波幅值下,P3 桩最大弯矩与 P4 最大弯矩的比值分别为 1.26、1.45、1.52、1.26 和 1.42,说明 P3 桩承受的内力比 P4 桩大。斜坡桩在土层分界面因其内力变化过大有可能导致破坏。

3.3 桩—土相对位移

桩—土相对位移是某一深度处土的位移与相同深度处桩的位移之间的差值。在地震波幅值为 0.149 7g~0.480 9g 的工况下,斜坡表面 P3 桩—土相对位移分别为 0.024 3、0.027 6、0.066 9、0.144 7 和 0.231 5 m,P4 桩—土相对位移分别为 0.018 4、0.025 5、0.064 3、0.111 9 和 0.188 5 m。不同地震波幅值下桩—土相对位移见图 9。由于斜坡表面桩—土相对位移比深层桩—土相对位移大得多,为了清晰地看到深层桩—土相对位移在地震波不同幅值下的规律,图 9 中没有显示斜坡表面的桩—土相对位移。

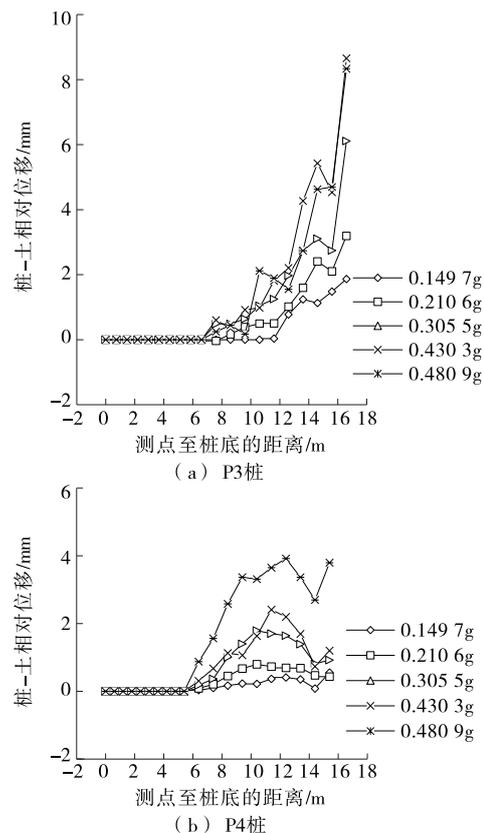


图 9 地震波不同幅值对桩—土相对位移的影响

由斜坡表面桩-土相对位移和图 9 可知:在一定深度范围内,桩-土相对位移随着地震波幅值的增大而增加;地震波幅值相同的条件下,P4 桩-土相对位移比 P3 小,且两桩桩-土相对位移曲线的形状有所不同。这是因为砂土颗粒之间有孔隙、无黏性的岩土,土体进入塑性区时,桩与桩后土产生脱离,使桩间土提前进入破坏状态,导致 P3 桩前土抗力比 P4 桩前土抗力小,P3 桩后土向前移动比 P4 桩后土快;坡脚前存在自由场土层,使坡脚范围内的砂土有挤密作用。

4 结论

(1) 桩身最终残余水平位移曲线在砂土层出现拐点,在桩顶位置处位移值最大,且变化趋势均基本相同。随地震波幅值的增大,桩顶水平位移增大。

(2) 斜坡面以上整段桩长的弯矩呈线性变化,但在系梁位置处桩身弯矩出现突变。在土层交界面处出现桩身残余弯矩最大值,且 P3 桩最大弯矩与 P4 桩最大弯矩的比值随地震波幅值增大而增加。

(3) 在一定深度范围内,桩-土相对位移随着地震波幅值的增大而增加;在相同地震荷载作用下,由于桩与桩后土产生脱离,桩间砂土提前破坏,P3 桩-土相对位移大于 P4 桩-土相对位移。

参考文献:

[1] 王青桥,韦晓,王君杰.桥梁桩基震害特点及其破坏机理[J].震灾防御技术,2009,4(2).
 [2] 陶云辉,周勇波,王伟峰.地震条件下双排抗滑桩受力

分析[J].路基工程,2010(2).
 [3] 罗渝,何思明,何尽川.地震作用下抗滑桩作用机制研究[J].长江科学院院报,2010,27(6).
 [4] 于玉贞,邓丽军.抗滑桩加固边坡地震响应离心模型试验[J].岩土工程学报,2007,29(9).
 [5] 叶海林,郑颖人,李安洪,等.地震作用下边坡抗滑桩震动台试验研究[J].岩土工程学报,2012,34(2).
 [6] 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).
 [7] Wilson D W, Boulanger R W, Kutter B L. Observed seismic lateral resistance of liquefying sand[J].Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000,126(10).
 [8] Brandenberg S J, Boulanger R W, Kutter B L. Behavior of pile foundations in laterally spreading ground during centrifuge tests[J].Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,2005,131(11).
 [9] Prevost J H. A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,1985,4(1).
 [10] Hill R. The mathematical theory of plasticity[M]. London:Oxford University Press,1950.
 [11] Boulanger R W, Kutter B L, Brandenberg S J, et al. Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes: centrifuge experiments and analyses[R]. California: Center for Geotechnical Modeling, University of California at Davis,2003.

收稿日期:2018-05-22

(上接第 108 页)

应力效应敏感,压应力则相反。美国 4 个区域中正温度梯度下砼桥面、工字钢的拉应力均相对较大。

(4) 该钢-混叠合梁桥并不是等截面,按照规范计算控制位置的温度加载方式较简单,模拟计算结果可能与实际相差较大。应现场对桥梁截面温度分布情况进行实测,以得到更精确的结构受力情况。

参考文献:

[1] 张凯龙,马如进,陈艾荣.组合梁桥截面温度分布影响因素对比分析[J].结构工程师,2014,30(5).
 [2] 周良,陆元春,李雪峰.钢、混凝土组合梁的温度效应计算[J].公路交通科技,2012,29(5).
 [3] 阴存欣.钢-混凝土组合梁的温度及收缩效应分析的电算方法[J].中国公路学报,2013,26(2).

[4] 于幼亮,王高新,周广东,等.基于长期监测数据的润扬大桥扁平箱梁温度分布特性[J].中国公路学报,2014,27(11).
 [5] 陈彦将,王力波,李勇.钢-混凝土组合梁桥温度场及温度效应研究[J].公路交通科技,2014,31(11).
 [6] 卢傲,张春华.中欧规范梯度温度对混凝土桥面板影响对比分析[J].中外公路,2013,33(3).
 [7] 项贻强,龚世康,朱汉华,等.考虑竖向和横向温度梯度的桥梁温度应力分析[J].中国市政工程,2008(1).
 [8] 王达,张永健,刘扬.基于健康监测的钢桁加劲梁钢-混组合桥面系竖向温度梯度效应分析[J].公路交通科技,2015,28(11).
 [9] JTG D62-2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].

收稿日期:2018-01-03