

基于三维数值模拟的高填方边坡强夯效应研究

陶耀东¹, 沈海军¹, 刘 提¹, 崔鹏程¹, 方若进², 胡安峰³

(1. 国网浙江省电力有限公司建设分公司, 浙江 杭州 310008;

2. 中国能源建设集团浙江省电力设计院有限公司, 浙江 杭州 310012;

3. 浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 根据某拟建变电站高填方边坡地质资料建立三维数值计算模型, 计算分析不同夯击能和夯击位置条件下边坡土体的竖向位移、水平位移和加速度等响应随动力时间的变化规律。不同工况下的计算结果表明: 夯击主要影响表层土体, 夯击能越大夯击区域表层土体位移越大, 不同夯击能下土体影响区变化较小; 夯击引起的土体加速度峰值随夯击能的增大而增大; 夯击点离边坡面越远, 夯击影响区有所增大而夯沉量有所减小, 且边坡顶部和边坡面中部水平位移下降十分显著。研究结论可为类似高填方边坡工程强夯施工设计提供参考。

关键词: 强夯; 高填方地基; 边坡; 数值模拟

中图分类号: TU47

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2023) 02-0050-07

在高填方边坡工程建设中, 地基回填土往往由于其不够密实而达不到承载力要求, 因此需要对其进行地基处理, 其中强夯法处理此类地基是通过自由下落的夯锤对土体产生较大的冲击荷载, 使地基土振动密实, 以提高其强度和承载力。强夯法自提出以来凭借其简单、低成本和处理快等优点在碎石土、砂砾土、杂填土和湿陷性黄土地基和路基加固中被广泛应用。高填方边坡地基与平坦地基、路基以及路侧坡底强夯相比, 其一侧临空的特点导致强夯引起的应力波在地基中传播规律发生改变, 并且在强夯振动下, 坡顶和坡面容易发生较大的位移, 从而引起边坡稳定性下降, 甚至造成严重的滑坡灾害。因此, 强夯法在边坡工程中的应用受到较大限制。

许多学者对强夯时夯锤与地面接触应力进行了研究^[1-4], 其中钱家欢法^[5], 即改进的 Scott 公式应用最为广泛。然而钱家欢法在加荷阶段对于阻尼效应的忽略导致其计算峰值偏大, 此外卸荷阶段函数形式复杂难以直接使用。为此, 许多研究在钱家欢法基础上对其进行了改进, 通过实测数据

和模型试验等手段提出了三角形荷载、正弦荷载等更为实用有效的计算方法^[6-8]。

此外, 关于强夯施工的有效加固深度问题一直是研究重点, 孔位学等^[9]、叶观宝等^[10]分别对强夯法有效加固深度的定义、影响因素和计算方法进行了分析与讨论, 并对各种计算方法的精度进行了对比研究。周荣官等^[11]提出了利用夯锤第一击信息对地基附加应力进行计算, 并预测有效加固深度, 计算结果与现场实测数据吻合较好。Ghassemi 等^[12]采用有限元软件 PISA 对强夯有效加固深度的计算公式进行了对比, 分析其准确性和适用性, 并提出了一种新的预测加固效果的方法。Hanna 等^[13]利用 PLAXIS 软件分析了强夯法对加固砂石填土路基的实际效果, 研究结果表明, 整体压实效果主要受路基厚度、刚度以及夯击能的影响。姚仰平等^[14]以控制体应变作为评价强夯加固土体范围的标准, 其数值模拟和试验结果表明, 在土性参数相同的条件下, 夯击沉降量仅与单位面积夯击冲量有关, 而加固深度不仅与单位面积夯击冲量有关, 还与夯锤半径有关。Wang 等^[15]采用帽盖模型对不

收稿日期: 2022-10-09.

宁波大学学报(理工版)网址: <http://journalg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 国家自然科学基金(51978612)。

第一作者: 陶耀东(1990-), 男, 安徽滁州人, 工程师, 主要研究方向: 电网建设管理. E-mail: 1061990394@qq.com

同强夯参数和土质条件下的表面变形进行了计算分析, 总结得到了夯沉量的计算公式, 并提出了关键的评价参数。

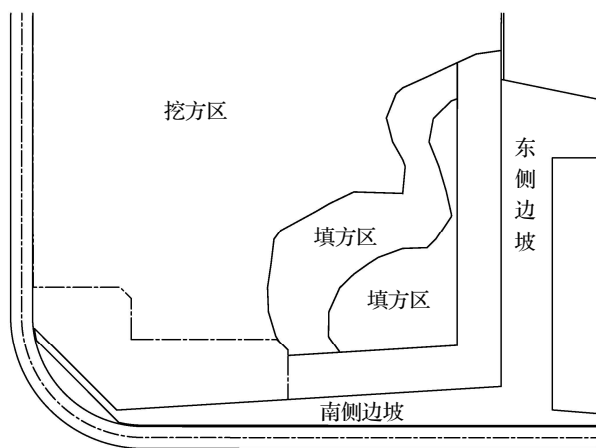
部分学者也对边坡地基的强夯处理问题进行了相关研究^[16-19], 其中数值模拟方面的研究较为普遍地采用二维平面应变模型进行计算分析。然而, 在实际工程中强夯荷载为圆形竖向面荷载, 简单地采用平面应变假设会给计算结果带来较大的误差。

为了更准确地分析强夯加固引起的高填方边坡土体位移与动力响应规律, 本文结合某拟建变电站工程, 建立了三维数值计算模型。通过计算不同夯击能和夯击位置条件下边坡位移和加速度等响应规律, 进一步分析强夯加固的效果, 及其控制参数。研究结果可为工程中强夯处理方案的设计提供参考。

1 工程概况

某拟建变电站站址位于浙西南低丘陵区, 岩石地层综合区划为江南地层分区。场地地势开阔, 总体为西侧高, 东北、西南侧相对较低, 场地大部分区域为空旷地, 原始地面标高 250~300 m。站址东南侧回填后形成高填方边坡, 填方区面积约 1.0 hm², 回填土厚度最大达 23 m, 填方区平面与典型剖面如图 1 所示。

该区域内的 500 kV GIS 基础、500 kV 配电装置室、500 kV 构支架和高抗基础荷载较大, 且对变形要求较高。为减少填方区场地沉降, 需要对填方区场地采取强夯处理。



(a) 平面图

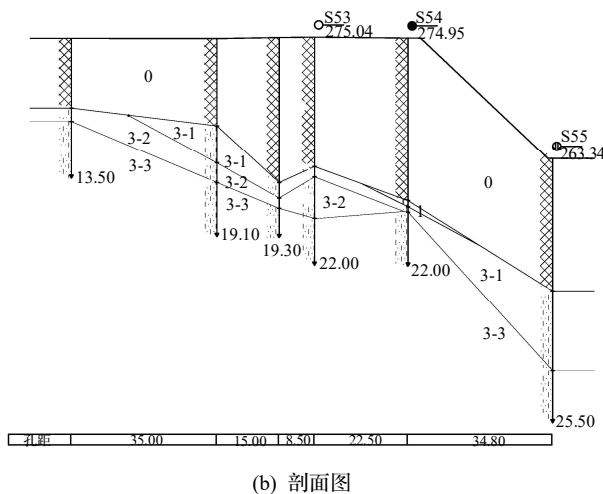


图 1 边坡填方区示意图(单位: m)

2 数值模型

已有一些边坡强夯特性研究^[16,19]通常采用二维平面计算模型, 由于夯锤下落引起的冲击荷载本身为圆形荷载, 不能简单地等效为条形荷载。因此, 本研究拟建立三维数值模型进行计算分析, 考虑到全场地尺寸规模大、计算资源有局限性, 故选取填方区典型剖面建立三维条状计算分析模型。根据场地内地质勘探资料, 采用 Plaxis 软件建立计算模型, 如图 2 所示。

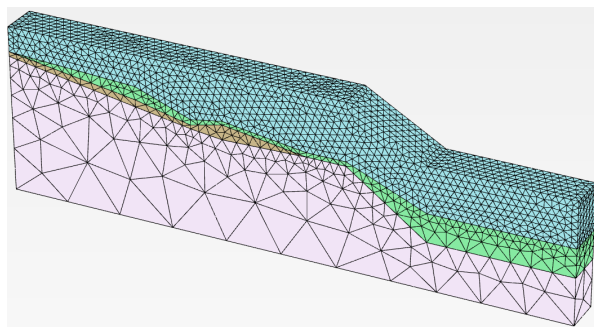


图 2 三维数值计算模型示意图

考虑到强夯过程中存在卸载回弹效应, 边坡填土层采用 HS 模型并在边界处设置人工黏性边界条件, 其中模型参数依据 PLAXIS 软件手册与文献^[20-22]获得, 主要土体刚度参数可取为 $E_{ur}=3E_{50}=3E_{oed}=3E_{S1-2}$, 其中 E_{ur} 为三轴排水剪切试验的参考加/卸载模量; E_{50} 为三轴排水剪切试验的参考割线模量; E_{oed} 为固结试验中的参考割线模量; E_{S1-2} 为压缩模量。其他岩土层用摩尔库伦模型进行计算分析。根据竖向相对位置关系, 得到从上到下各土

表 1 各岩土层力学参数

编号	岩土层名称	天然重度/(kN·m ⁻³)	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	压缩模量/MPa
0	素填土	19.5	5.0	23.0	4.5
1	含碎石粉质黏土	18.2	14.4	20.9	5.5
2-1	全风化泥质砂岩	19.1	23.9	20.0	5.0
2-2	强风化泥质砂岩	22.0	40.0	28.0	26.0
3-1	全风化凝灰岩	18.3	21.8	21.0	5.0
3-2	强风化凝灰岩	22.0	50.0	30.0	30.0
3-3	中风化凝灰岩	25.0	—	—	50.0

层力学参数, 详见表 1.

3 强夯荷载

根据强夯夯锤产生的冲击荷载理论与试验研究^[4-8], 强夯荷载可以简化为三角形荷载或半周期简谐波荷载. 本文采用刘汉龙等^[8]提出的修正钱家欢法后形成的正弦荷载理论计算夯锤接触应力与持续时间, 强夯正弦荷载如图 3 所示.

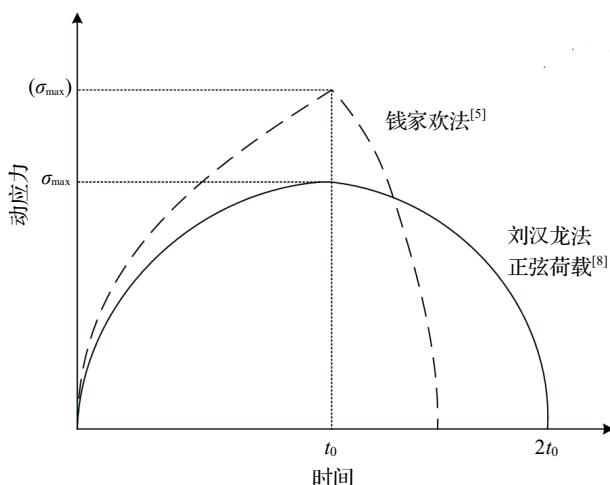


图 3 强夯正弦荷载示意图

图 3 中动应力计算公式为:

$$\sigma_{\max} = \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \frac{VS}{\pi r^2 \omega},$$

$$\sigma = \sigma_{\max} \sin(\omega t),$$

$$S = \frac{2rE}{1 - \nu^2},$$

$$S' = \frac{2rE_{\text{sul}}}{1 - \nu^2},$$

$$V = \sqrt{2gh},$$

$$\omega = \sqrt{\frac{S}{M}},$$

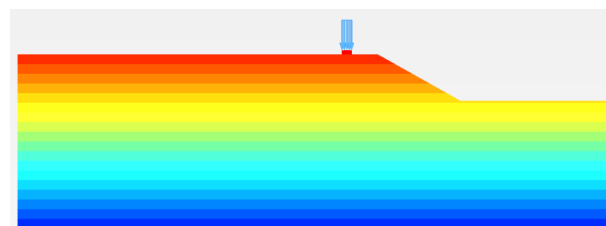
式中: $\sigma_{\max}$ 为锤底接触面应力峰值; S 为加荷弹性常数; r 为夯锤半径; E 为加荷弹性模量; ν 为泊松比; S' 为卸荷弹性常数; E_{sul} 为卸荷弹性模量, 一般取加荷弹性模量 4 倍左右; g 为重力加速度; h 为夯锤落距; ω 为加荷角频率; M 为夯锤质量, 采用计算频率输入相应瑞利阻尼参数.

根据场地内试夯采用 6 000、12 000 kN·m 夯击能进行换算得到荷载输入结果, 详见表 2.

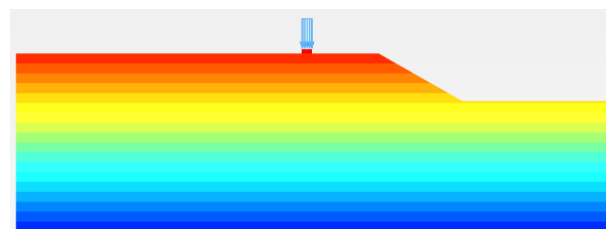
表 2 强夯荷载参数计算结果

能级/(kN·m)	r/m	M/kg	h/m	t_0/s	$\sigma_{\max}/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-2})$
6 000	1.3	38 300	15.7	0.085	1 757
12 000	1.3	63 500	19.1	0.103	2 048

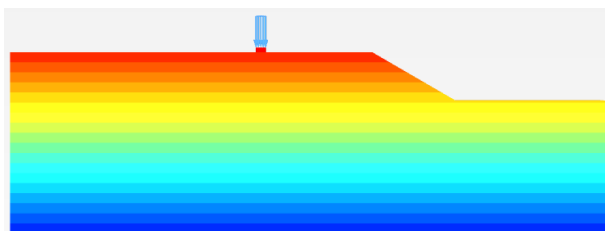
根据工程设计试夯区域范围, 在距边坡顶边缘 8、18、28 m 位置分别施加上述 2 种夯击能工况下的强夯动力荷载(图 4).



(a) 夯击点 1 (距坡顶 8 m)



(b) 夯击点 2 (距坡顶 18 m)



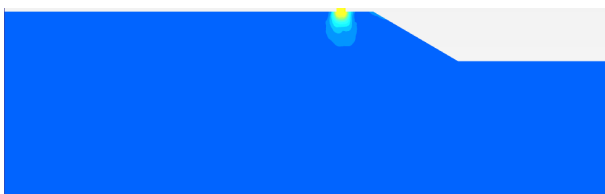
(c) 夯击点3 (距坡顶 28 m)

图4 夯击点位置示意图

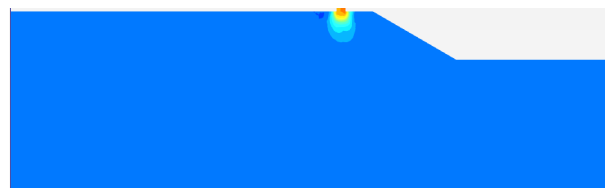
4 计算结果与分析

4.1 夯击能的影响

首先对夯击点1分别采用6000、12000 kN·m的夯击能进行计算, 结果如图5和图6所示.

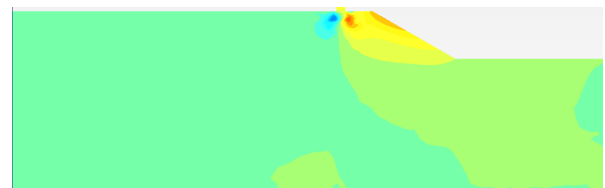


(a) 最大竖向位移 0.37 m (6000 kN·m)

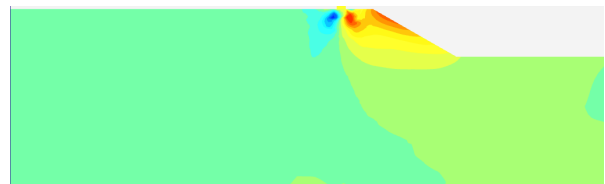


(b) 最大竖向位移 0.48 m (12000 kN·m)

图5 不同夯击能下竖向位移云图(夯击点1)



(a) 最大水平位移 0.07 m (6000 kN·m)



(b) 最大水平位移 0.09 m (12000 kN·m)

图6 不同夯击能下水平位移云图(夯击点1)

在6000 kN·m夯击能条件下, 夯击剖面最大竖向和水平位移约为0.37 m和0.07 m; 而采用12000 kN·m 夯击能时, 最大竖向和水平位移增至约 0.48 m和0.09 m, 均增大约1/3. 从竖向位移云图看, 夯击能增大2倍后影响区域增大并不明显, 在远离边

坡侧土体的小范围隆起较为明显. 而在水平位移云图中可以看出, 夯击能的增加直接导致边坡土体水平位移的快速增长, 边坡整体变形更大.

图7为夯击点下方土体不同深度处竖向位移随动力时间的变化过程. 从图7可看出, 土体的竖向位移响应首先随着强夯动力荷载的施加快速增长, 随后略有回弹直至稳定. 随着深度的增加, 土体竖向位移快速下降, 在土体深度为12 m处竖向位移已经很小, 基本位于强夯影响区边界. 当夯击能从6000 kN·m增加至12000 kN·m时, 土体深度越深, 其夯击沉降差异越小. 因此, 增大夯击能导致表层土体位移增大, 对深部土层影响不大.

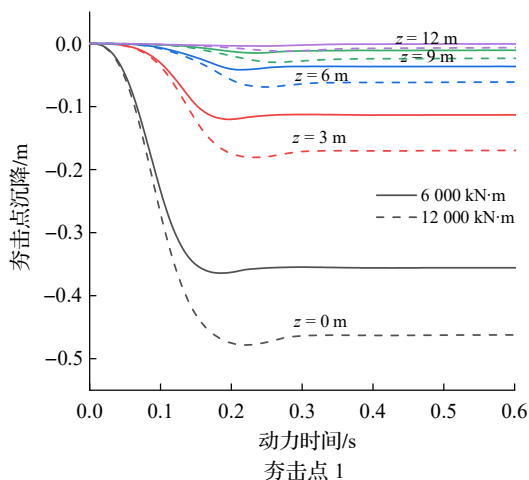


图7 不同夯击能下不同深度处土体夯击沉降响应

图8为不同夯击能条件下不同土层深度处的土体加速度响应.

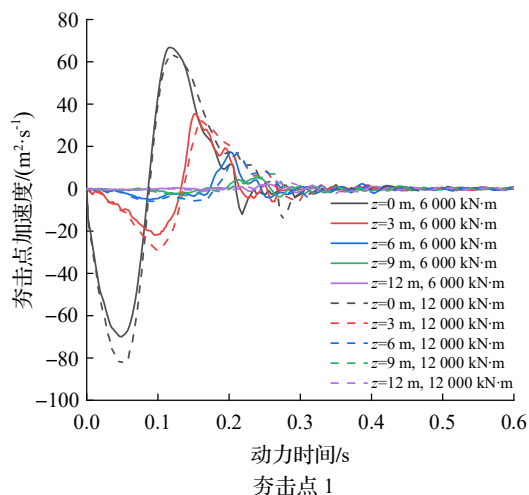


图8 不同夯击能下不同深度处土体加速度响应

根据计算结果显示, 土体在强夯过程中首先

产生向下的加速度峰值,随后震荡减小,加速度向土体深处传播过程中周期变长、波峰减小.此外,不同夯击能条件下加速度峰值影响较小,夯击能为 $6\,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ 时土体表面加速度峰值约为 $70\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$,当夯击能增大至 $12\,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ 时加速度峰值约为 $80\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$.

图 9 为不同夯击能条件下坡顶、坡面中部和坡脚处的水平位移随动力时间的变化过程.从图 9 可看出,坡顶位移大于坡面中部位移,坡面中部位移大于坡脚处位移;夯击能为 $6\,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ 时,坡顶最大水平位移约为 0.05 m ,且随着夯击能的增大坡顶和边坡中部水平位移显著增加;夯击能为 $12\,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ 时坡顶最大水平位移约为 0.06 m ,坡脚处位移变化较小.

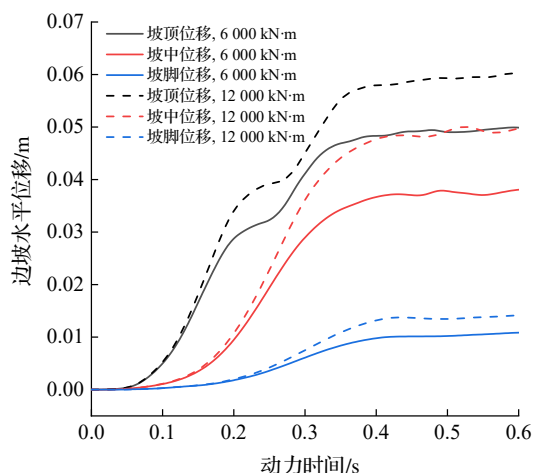
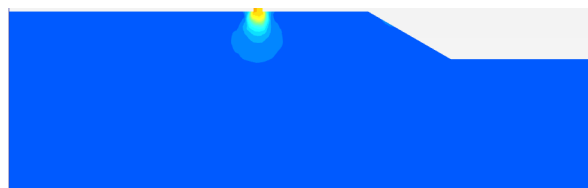
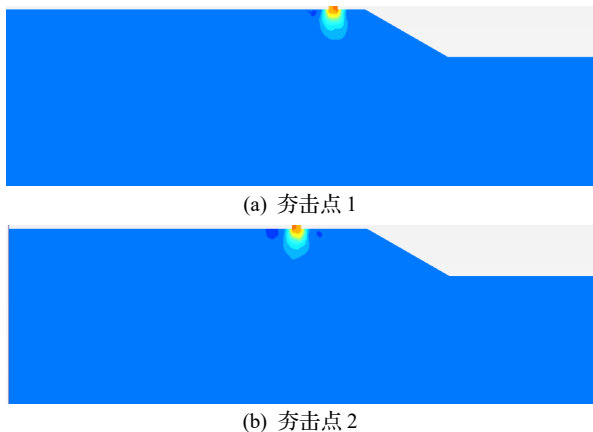


图 9 不同夯击能下边坡不同位置水平位移响应

4.2 夯击位置的影响

图 10 为不同夯击位置下土体竖向位移云图.根据计算结果显示,随着夯击点远离边坡面,其竖向位移影响区有所增大,但最大夯沉量有所减小.

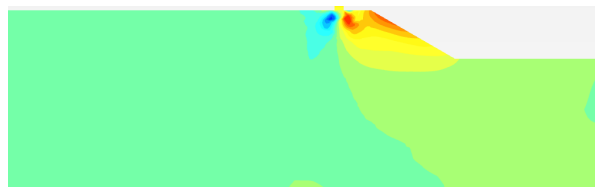


(c) 夯击点 3

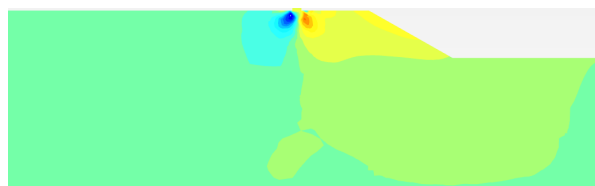
图 10 不同夯击点下土体竖向位移云图

夯击点 1 时夯沉量约为 0.482 m , 夯击点 2 时夯沉量约为 0.476 m , 夯击点 3 时夯沉量约为 0.433 m .

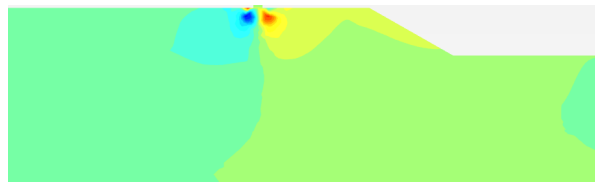
图 11 为不同夯击位置下土体水平位移云图.根据计算结果显示,随着夯击点远离边坡面,其夯击影响区的最大水平位移变化不大,但边坡区域水平位移下降十分明显;在夯击点 3 时,夯击造成的边坡水平位移影响已经很小.



(a) 夯击点 1



(b) 夯击点 2



(c) 夯击点 3

图 11 不同夯击点下土体水平位移云图

结合图 12 夯击不同点位,分析边坡不同位置的水平位移随时间变化过程可发现,受夯击影响最大的坡顶和坡中位移从夯击点 1 的 $0.05\sim 0.06\text{ m}$ 下降至夯击点 3 的 0.01 m 左右.

图 13 为不同夯击点在不同深度处土体的加速度随动力时间的变化过程.从图 13 可看出,与前面结果相同,土体在强夯过程中首先产生向下的加速度峰值,随后震荡减小,加速度在向土体深处传播过程中周期变长,且波峰减小.同时,从图 13 还可看出,随着夯击点远离边坡面,其加速度峰值

略有减小, 而周期略有增加, 但总体影响有限。

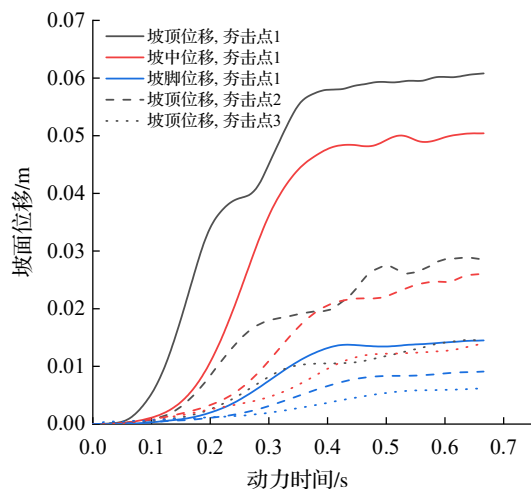


图12 不同夯击点边坡不同位置水平位移响应

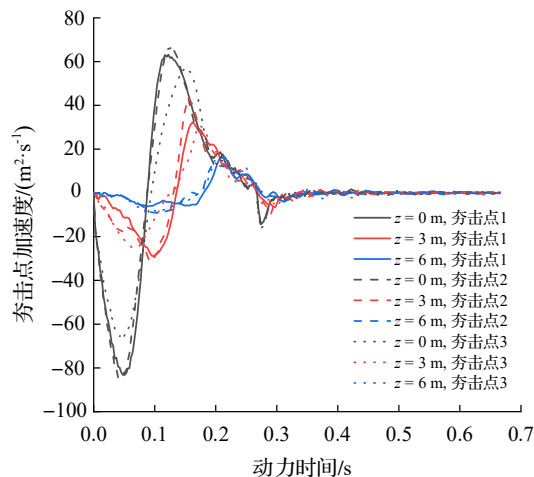


图13 不同夯击点不同深度土体加速度响应

5 结论

通过建立三维数值模型对某高填方边坡工程中拟采用的强夯处理法进行了动力响应计算, 通过分析不同夯击能和夯击位置条件下边坡土体的位移和加速度等响应的变化规律, 得到以下主要结论:

(1)在夯击作用下, 夯击点不同深度处土体和边坡面上不同区域土体受夯击能变化的影响不同。场地拟采用的夯击能从 $6000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 增至 $12000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 时, 夯击点第一击夯沉量增加约 $1/3$, 并且导致边坡坡顶和边坡中部土体水平位移快速增加, 但对坡脚位移影响较小。夯击处理产生的土体变形区域有限, 增大夯击能主要导致表层土体位移增大, 对深部土层影响不大。

(2)土体在强夯过程中先产生向下的加速度峰值, 随后震荡减小, 加速度在向土体深处传播过程中周期变长、波峰减小, 且加速度峰值随夯击能的增大而增大。

(3)随着夯击点远离填方区边坡面, 其竖向位移影响区有所增大, 但是最大夯沉量有所减小, 且随着夯击点远离边坡面, 其夯击影响区的最大水平位移变化不大, 但边坡顶部和边坡面中部水平位移下降显著。

(4)随着夯击点远离填方区边坡面, 表层土体加速度峰值略有减小, 且周期略有增加, 但总体影响有限。

参考文献:

- [1] 钱家欢, 帅方生. 边界元法在地基强夯加固中的应用[J]. 中国科学 (a 辑 数学 物理学 天文学 技术科学), 1987, 17(3):329-336.
- [2] 钱家欢, 钱学德, 赵维炳, 等. 动力固结的理论与实践[J]. 岩土工程学报, 1986, 8(6):1-17.
- [3] 何长明, 邹金锋, 李亮. 强夯动力量的量测及现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(4):628-632.
- [4] 孔令伟, 袁建新. 强夯的边界接触应力与沉降特性研究[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(2):86-92.
- [5] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 2 版. 北京: 中国水利水电出版社, 1996:251-257.
- [6] 郭见扬. 强夯夯锤的冲击力问题(强夯加固机理探讨之一)[J]. 土工基础, 1996, 10(2):35-39.
- [7] 牛志荣, 杨桂通. 强夯作用下土体动力特性研究[J]. 工程力学, 2006, 23(3):118-125.
- [8] 刘汉龙, 高有斌, 曹建建, 等. 强夯作用下接触应力与土体竖向位移计算[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(10):1493-1497.
- [9] 孔位学, 陆新. 强夯法加固软土地基有效加固深度研究[J]. 四川建筑科学研究, 2001, 27(4):45-48.
- [10] 叶观宝, 陈望春, 徐超. 强夯法地基处理有效加固深度的分析研究[J]. 上海地质, 2003, 24(3):22-25.
- [11] 周荣官, 何开胜, 陈金昌. 强夯有效加固深度的实用方法探讨[J]. 工业建筑, 2005, 35(S1):637-640.
- [12] Ghassemi A, Pak A, Shahir H. Validity of Menard relation in dynamic compaction operations[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement, 2009, 162(1):37-45.
- [13] Hanna A M, Yulek M. Impact compaction on a subgrade layer overlying deep deposit[J]. International Journal of Pavement Engineering, 2014, 15(8):742-751.

- [14] 姚仰平, 张北战. 基于体应变的强夯加固范围研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(9):2663-2671.
- [15] Wang W, Chen J J, Wang J H. Estimation method for ground deformation of granular soils caused by dynamic compaction[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, 92:266-278.
- [16] 沈斌斌. 强夯作用下路堤变化规律研究[J]. 福建交通科技, 2020(4):39-45; 56.
- [17] 王钊, 姚政法, 范景相. 强夯在高路堤填筑上的应用[J]. 公路, 2001, 46(12):27-32.
- [18] 李锋瑞. 超高填方地基分层回填强夯加固关键技术[J]. 施工技术, 2017, 46(1):46-50.
- [19] 张明. 某场地强夯对边坡稳定性影响的数值模拟[J]. 低温建筑技术, 2018, 40(1):130-133.
- [20] 尹骥. 小应变硬化土模型在上海地区深基坑工程中的应用[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(S1):166-172.
- [21] 姜晓婷, 路平, 郑刚, 等. 天津软土地区盾构掘进对上方建筑物影响分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(S2):535-542.
- [22] 李连祥, 张永磊, 扈学波. 基于 PLAXIS 3D 有限元软件的某坑中坑开挖影响分析[J]. 地下空间与工程学报, 2016, 12(S1):254-261; 266.

Dynamic compaction effects of high-fill slope based on three-dimensional numerical simulation

TAO Yaodong¹, SHEN Haijun¹, LIU Ti¹, CUI Pengcheng¹, FANG Ruojin², HU Anfeng³

(1.Zhejiang Electric Power Co., Ltd. Constuction Company of State Grid, Hangzhou 310008, China;

2.China Energy Engineering Group Zhejiang Electric Power Design Institute Co., Ltd., Hangzhou 310012, China;

3.Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: According to the geological information of a proposed substation, a three-dimensional numerical model is established to calculate and analyze the variation of vertical displacement, horizontal displacement and acceleration of slope soil with dynamic time under different ramming energy and ramming position conditions. The calculation results under different conditions show that the increase of ramming energy mainly leads to the increase of surface soil displacement, and the change of ramming influence zone under different ramming energy is small. The peak acceleration of soil caused by ramming increases with the increase of ramming energy. As the ramming point is far away from the slope surface, the ramming influence zone increases, but the maximum vertical displacement decreases and the horizontal displacement of the top and the middle of the slope surface decreases very significantly. The conclusions in this study can provide reference and guidance to the design of ramming construction for similar high-fill slope projects.

Key words: dynamic compaction; high-fill ground; slope; numerical simulation

(责任编辑 史小丽)