

高能级强夯加固机理的数值模拟

詹金林 水伟厚 何立军

(上海现代建筑设计集团申元岩土工程有限公司 上海 200011)

摘要 通过有限差分法 ,在不同土性参数、锤重、落距、底面半径等情况下进行能级为 10 000 kN·m 的强夯数值模拟 ,分析地基土土性参数、夯锤底面积、锤重等对加固效果的影响 ,对高能级强夯进行系统全面的加固机理研究。得出 :以首击夯沉量为指标 ,土体参数对强夯加固效果的影响顺序为 φ , ρ , ν , E_s , c ;在能级为 10 000 kN·m 时 ,随着夯击次数的增加 ,单击夯沉量逐渐减小 ;在能级一定的条件下 ,夯锤半径越小 ,单击和累计夯沉量越大 ;在第 1 击作用下 ,锤重越重 ,单击夯沉量越大 ,随着夯击次数的增加 ,不同锤重单击夯沉量的差别越来越小 ,而累计夯沉量之间的差别越来越大。

关键词 地基处理 ;高能级强夯 ;加固机理 ;数值模拟

中图分类号 :TU411.5 文献标识码 :A 文章编号 :1006-7647(2008)06-0015-05

Research on the mechanics of high energy level dynamic compaction with numerical method//ZHAN Jin-lin , SHUI Wei-hou , HE Li-jun(Shanghai Xiandai Architectural Design Group , Shen Yuan Geotechnical Co. , Ltd , Shanghai 200011 ,China)

Abstract :The dynamic compaction under 10 000 kN·m energy level of different soil parameters and weight , fall depth , and diameter of hammer is numerically simulated with the finite difference method. The effects of soil parameters , weight , fall depth , diameter of hammer on dynamic compaction are analyzed and the mechanics of high energy level dynamic compaction are synthetically discussed. The results show that (1)the ranking of the influence degree of soil parameters on compaction is φ , ρ , ν , E_s , c when the compacting settlement for the first hammering is used as the index ;(2)the single compacting settlement decreases with increasing hammering times under the 10 000 kN·m energy level ;(3)the single and accumulated compacting settlement increase with decreasing hammer diameter under a constant energy level ;(4)for the first hammering , the single compacting settlement increases with the hammer weight and (5)with the increase of hammering times , the differences of single hammer compacting settlement with varying hammer weights are reduced and those of accumulated compacting settlement increase.

Key words : foundation treatment ; high energy level dynamic compaction ; compaction mechanics ; numerical simulation

高能级强夯的有效加固深度可达 10 ~ 16 m ,对于提高地基土的强度和均匀性 ,降低压缩性 ,减少差异沉降有着显著的效果。高能级强夯不仅可以取得令人满意的加固效果 ,而且其经济性也较好。随着国家工业化的发展 ,大型工业场地对地基承载力的要求越来越高 ,高能级强夯的应用范围越来越广泛^[1-8]。国内不少学者^[9-17]对强夯的应用及其加固机理进行了相应的研究 ,但目前对高能级强夯加固机理的研究还不是十分透彻 ,强夯的设计施工大多根据设计者、施工队伍的经验进行确定。笔者利用有限差分法对高能级强夯进行了详细的数值分析 ,得到了高能级强夯作用下的变形、应力特征 ,分析了高能级强夯的加固机理。

1 数值模拟分析

采用美国 Itasca 公司 FLAC(fast lagrangian analysis of continua)软件进行大变形动力模拟分析 ,土体模型采用 Mohr-Coulomb 模型。

1.1 荷载施加

根据强夯接触应力的实测结果可知 ,在夯锤对地面冲击碰撞的过程中应力波为一尖峰 ,作用时间为 0.04 ~ 0.20 s ,锤底应力变化如图 1 所示。最大锤击应力按式(1)计算 ,锤击作用时间 t_N 按式(2)计算。

$$p_{\max} = \frac{u \sqrt{mS}}{\pi r^2} \tag{1}$$

$$t_N = \pi \sqrt{\frac{m}{S}} \tag{2}$$

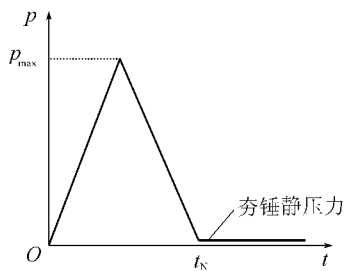


图1 锤击应力随时间变化示意图

其中 $u = \sqrt{2gh}$ $S = \frac{2rE}{1-\nu^2}$

式中： u 为夯锤落至地表时的速度， m/s ； m 为夯锤的质量， kg ； r 为夯锤的半径， m ； S 为弹性常数； E 为土的弹性模量， MPa ； ν 为土的泊松比； h 为落距， m 。

1.2 地基土压缩模量的变化

强夯过程中，压缩模量随着击数而提高，笔者采用钱家欢提出的经验公式：

$$E_s = E_0 N^a \tag{3}$$

式中： E_s 为强夯后土体的压缩模量， MPa ； E_0 为初始压缩模量， MPa ； N 为夯击次数； a 为常数，随地基类型而变化。

根据现场实测数据，在碎石回填土地基上，式(3)中 a 可取为 0.142， $E_0 = 27 MPa$ ，故 $E_s = 27 N^{0.142}$ 。

1.3 计算模型的建立

计算模型采用轴对称的二维模型，计算范围径向取 20m，深度方向取 15m，网格尺寸为 $0.25m \times 0.25m$ ，共 80×60 个网格。边界条件：在远离夯锤的竖向边界，固定水平向位移；在土层底部，考虑基岩的实际情况，固定竖向和水平向的位移。强夯的夯击过程是一个动力作用过程，在边界处理上应采用动力边界处理（人工透射边界），即在计算模型尺寸较大的情况下，边界的反射能量可以忽略，能够保证计算结果的正确性，因而采用了简便易行的固定边界。

1.4 计算参数的选取

研究锤重为 400 kN、落距为 25 m、能级为 10000 $kN \cdot m$ 时的夯击过程，夯锤底面直径为 2.5 m，采用三角形荷载形式，假设锤底应力均匀分布，将锤击力加在锤土接触节点上，避免了锤土的接触分析，使计算得到简化。根据式(1)和式(2)，计算得最大锤击应力 $p_{max} = 7.00 MPa$ ，锤击作用时间 $t_N = 0.0795 s$ 。

场地土体主要分为 5 层，第 1 层土为素填土，平

均厚度为 9 m，第 2~4 层土为粉土或粉质黏土，物理力学性质比较接近，总厚度为 6 m，计算模型将这 3 层土合并为 1 层土来考虑。由于深度大于 15 m 之后为基岩，所以计算模型中取了这 2 层土，总厚度为 15 m，计算所选取的参数如表 1 所示。

计算时间应该大于锤击作用时间，并且应该大于强夯产生的应力波传播至计算边界的时间，同时还应考虑土体在强夯作用后的回弹和应力释放过程。笔者通过试算，选定计算时间为 0.40 s，该时间既能够保证计算的准确性，又能够反映强夯的全过程。

2 计算结果分析

2.1 土层参数对强夯加固效果的影响

图 2 为地基土各种参数与首击夯沉量的变化关系曲线。以首击夯沉量为评价指标，并通过极差分析和敏感度排序，可以发现土层参数对强夯加固效果的影响顺序为 $\varphi, \rho, \nu, E_s, c$ ，其中 φ 为主要的影

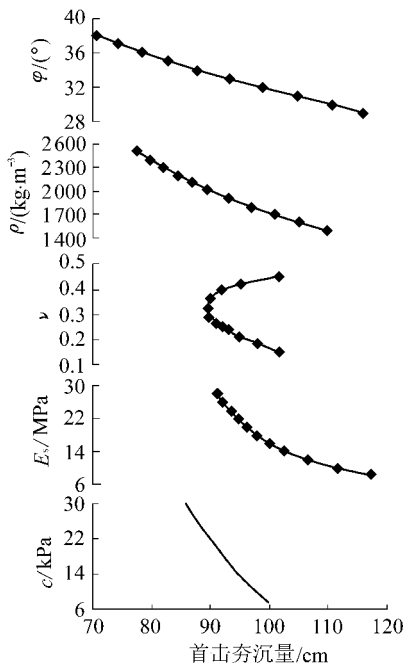


图2 各土层参数与首击夯沉量的关系曲线

工程中影响土体内摩擦角的因素众多，主要包括土的粒径、排水条件、含水量、级配、密度、初应力等。可以人为地调整以上参数，通过改良土性来提高地基土加固效果，如在软土中加入适量碎石、降低地下水位、高能级强夯施工前先在场地进行一遍低能级普夯等。

表1 土层计算参数

土 层	厚度/m	密度 $\rho/(kg \cdot m^{-3})$	压缩模量 E_s/MPa	弹性模量 E/MPa	体积模量 K/MPa	剪切模量 G/MPa	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	泊松比 ν
1	9	2000	27.00	23.50	14.20	9.60	15	33	0.224
2	6	1967	5.50	4.79	3.80	1.27	39	22	0.350

2.2 夯沉量随击数的变化

图 3(a) 为能级 10 000 kN·m 时不同击数对应的单击夯沉量计算值与现场实测值的对比, 由图 3(a) 可知, 理论计算值与实测结果较为接近。由于现场条件的复杂性以及现场土体的不均匀, 现场实测每击夯沉量的变化有所跳动, 但总体变化趋势是随着夯击次数的增加, 单点击夯沉量逐渐减小。图 3(b) 为能级 10 000 kN·m 时不同击数对应的累计夯沉量, 随着击数的增加, 实测累计夯沉量逐渐增大, 但增长趋势越来越缓, 最后趋于稳定, 这说明存在一个最佳夯击数, 不仅能够满足地基的加固要求, 也能有效地利用夯击能量。当夯击数较大时, 计算值较实测值大, 这是因为实际施工中夯坑塌孔形成填料的缘故。通过与实测值的比较, 证明本文计算方法可以有效地模拟高能级强夯的作用过程。

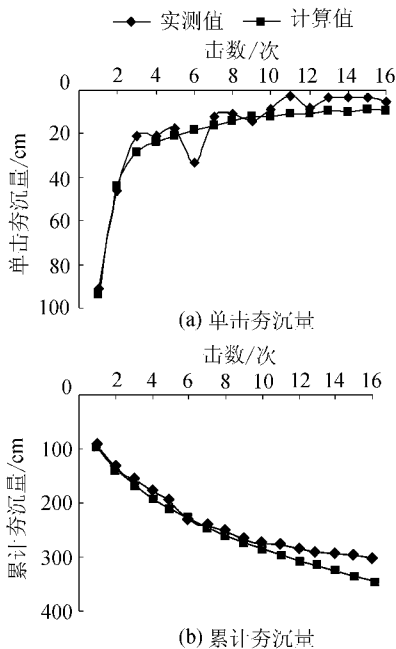


图 3 能级 10 000 kN·m 时击数与夯沉量的关系

2.3 土体竖向位移时程曲线

分析各次夯击过程中不同深度处土体的竖向位移时程计算数据可得, 第 1 次夯击时, 土体的回弹较小, 表明浅层土体尚未被加固, 夯击能量主要消耗于浅层土体, 场地内较为疏松的土体在短时间内被强大的夯击力所压密; 在随后的各次夯击过程中, 土体有所反弹, 并且锤下深度小于 2.0 m 的土体竖向位移相差很小, 表明浅层土体已得到充分压密, 在随后的夯击过程中, 这部分土体的压缩性大幅度降低, 可以认为是“不可压缩”的, 所以在随后的夯击过程中, 这部分土体表现出整体向下运动的特点。这部分“不可压缩”的土体形成后, 在高能级强夯作用下, 起着刚体传递能量的作用, 更有利于夯击能量向深处传播。

由夯坑中心点下竖向位移沿深度的分布可以发现, 每一次夯击时夯锤中心点以下土体的竖向位移随着深度逐渐减小, 在某一深度处趋近于零。随着夯击次数的增加, 加固深度逐渐增大^[18]。

2.4 强夯作用产生的锤击应力沿竖向的传播

对不同夯击次数下地基土锤击应力进行了模拟计算。通过计算发现^[18], 在第 1 击作用下, 锤击应力向下传播的过程可以描述如下: ① 夯击时间为 0~0.04 s 时, 锤与土刚开始接触, 强夯在土体中产生的最大锤击应力出现在锤底, 锤击应力随着深度呈线性减小, 至某一深度时锤击应力已不明显, 并且随着时间的增长, 这一深度在增大, 表明强夯能量逐步向下传递。② 夯击时间为 0.04~0.08 s 时, 强夯在土体中产生的最大锤击应力已不再出现在锤底, 而是出现在锤底以下一定深度处, 并且这一深度随着夯击时间的增加而增大; 锤击应力沿深度的分布曲线出现一个尖峰, 尖峰前后的锤击应力分别呈线性增加和减小; 当深度达到某一值时, 强夯作用下产生的锤击应力已不明显, 随着时间的增加, 这一深度在增大。③ 夯击时间为 0.08~0.12 s 时, 锤击应力最大值出现的深度继续增大, 锤击应力最大值越来越小, 锤击应力沿深度的分布曲线已不再出现尖峰, 曲线变得更为光滑。④ 夯击时间大于 0.12 s 时, 强夯作用基本结束, 锤击应力已较小。

在夯击过程中, 随着夯击时间的增加, 锤击应力最大值先增大后减小, 锤击应力最大值出现的深度越来越大。

2.5 最大锤击应力沿深度的分布

对夯击过程中土体的最大锤击应力沿深度的分布进行模拟计算。通过计算发现^[18], 在各次夯击过程中, 最大锤击应力均随着深度的增加而减小, 从锤底至锤底以下 3.0~4.0 m 的深度, 锤击应力随深度增加近似呈线性减小, 当深度继续增加时, 最大锤击应力继续减小, 这反映了夯击能量的衰减。另外可以看出, 随着击数的增加, 相同深度处最大锤击应力也越来越大, 一方面是因为夯坑深度越来越大, 相同深度处土体到夯锤的距离越来越小; 另一方面是因为锤底土体的不断加固, 使得能量随深度的衰减越来越慢。

3 夯锤底面积对强夯加固效果的影响

在强夯的设计施工中, 锤底面积是一个极为重要的参数。相同能级作用下, 不同的锤底面积直接影响强夯施工的加固效果。为了研究锤底面积对高能级强夯加固效果的影响, 分析了能级均为 10 000 kN·m (夯锤重为 400 kN, 落距为 25 m) 夯锤底面半径分别为

1.25 m、1.5 m 和 1.75 m 时的 3 种工况。

3.1 不同锤底面积的夯沉量变化

由图 4 可以看出,对于半径分别为 1.25 m、1.5 m 和 1.75 m 的夯锤,夯锤半径越大,单击和累计夯沉量越小;相同击数时,半径为 1.25 m 的夯锤的单击夯沉量分别比半径为 1.5 m 和 1.75 m 的大 45% 和 105% 左右,在第 16 次夯击结束后,半径为 1.25 m 的夯锤的最终累计夯沉量最大,比半径为 1.5 m 和 1.75 m 的夯锤的最终累计夯沉量分别大 47% 和 108%。

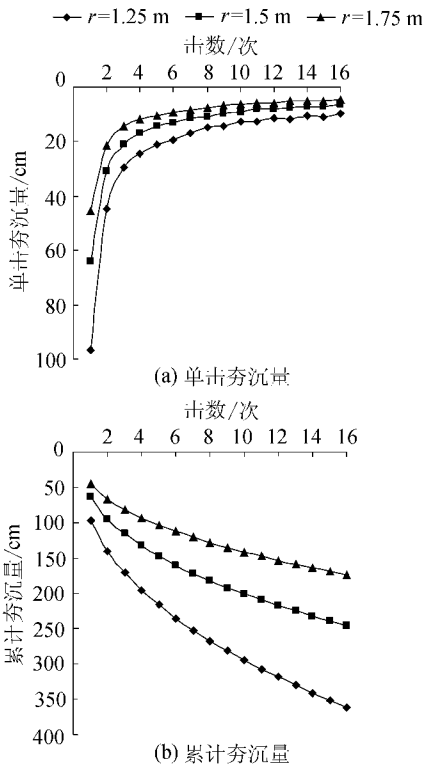


图 4 不同锤底面积夯沉量与击数的关系

因此,在强夯方案的设计中,可以有针对性地选择不同的夯锤底面积以达到不同的处理目的。如对表层有填土、下层为软土的围海造地工程,可以选用大面积夯锤处理达到设备进场目的,用中等面积夯锤加固表层填土,用较小面积夯锤加强置换挤淤的深层加固效果,或通过调整分遍施工的夯锤面积来达到联合处理的效果。

3.2 锤底面积变化时竖向位移沿深度的分布

当锤底面积变化时,对竖向位移沿深度的分布进行模拟计算。计算结果表明^[18]:从夯锤底面至一定深度范围内土体的竖向位移随着夯锤底面积的增大而减小,随着深度的增加,由夯锤底面积不同而造成的竖向位移的差异越来越小,当深度超过某一值后,这种差异基本为零,并且随着击数的增加,这一深度在逐渐增大,从第 1 击的 3.5 m 增大到第 5 击的 10.0 m,再增大到第 16 击的 15.0 m。

因此,在强夯能级相同的条件下,通过调整夯锤的底面积可以改变强夯的有效加固深度。

4 锤重对强夯加固效果的影响

4.1 不同锤重时的单击和累计夯沉量

图 5 (a)为能级相同而锤重变化时不同击数对应的单击夯沉量。在第 1 击时,锤重为 300 kN、400 kN 和 500 kN 对应的夯锤夯沉量分别为 81.9 cm、94.0 cm 和 104.0 cm,夯锤越重夯沉量越大,400 kN 夯锤的单击夯沉量比 300 kN 的增大了 15%,500 kN 夯锤的单击夯沉量比 300 kN 的增大了 27%,比 400 kN 的增大了 11.0%;在第 2 击时,锤重为 300 kN、400 kN 和 500 kN 对应的夯锤夯沉量分别为 41.5 cm、44.3 cm 和 45.9 cm,不同锤重对应的夯沉量差异较小,400 kN 夯锤的单击夯沉量比 300 kN 的增大了 7.0%,500 kN 夯锤的单击夯沉量比 300 kN 的增大了 11.0%,比 400 kN 的增大了 4.0%;随着击数继续增加,锤重越大单击夯沉量越大,但是不同锤重之间的差别较小。可以发现,在相同能级条件下,不同锤重夯击时的单击夯沉量随着击数的增加差别逐渐减小。

图 5 (b)为锤重变化时累计夯沉量随击数的变化曲线。在第 5 击时,锤重为 300 kN、400 kN 和 500 kN 对应的累计夯沉量分别为 194.2 cm、211.6 cm 和 226.9 cm,而 16 次夯击结束后的最终累计夯沉量分别为 317.4 cm、345.1 cm 和 371.7 cm,锤重为 500 kN 的最终累计夯沉量比锤重为 300 kN 的提高了 17.1%。可以发现,不同击数时,夯锤越重累计夯沉量越大,随着击数的增加,累计夯沉量之间的差别越来越大。就夯

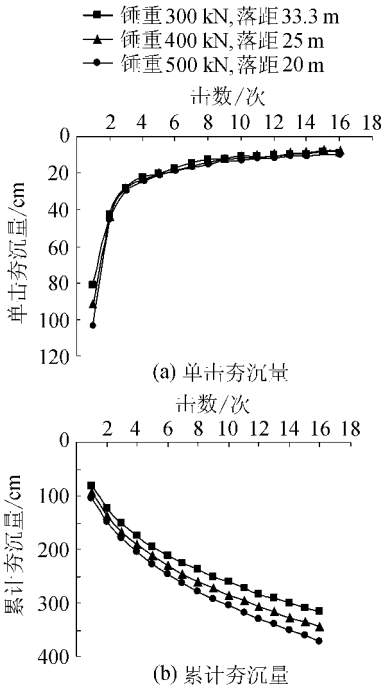


图 5 锤重变化时击数与夯沉量的关系

沉量来看,相同能级不同锤重的夯击效果以重锤低落距为优。

4.2 不同锤重时土体竖向位移的时程曲线

计算分析第1击时竖向位移随着时间的变化得知,在开始阶段,不同锤重时的土体竖向位移基本重合,随着夯击时间的增加土体竖向位移几乎呈线性增长。对于锤重为300 kN、400 kN和500 kN的夯锤,当夯击时间分别超过0.080 s、0.085 s和0.100 s后,土体竖向位移随着时间几乎不发生变化,达到了稳定状态。可以发现,虽然夯击能级相同,重锤低落距达到稳定时间较长,夯沉量也最大。

4.3 不同锤重时土体竖向位移沿深度的分布

对夯击完成后不同锤重时锤下土体的竖向位移沿深度的分布进行模拟计算^[18]。由计算结果分析可知,在第1击作用下,从锤底至锤底以下1.1 m深度范围内,土体的竖向位移随深度的增加减小较慢,以锤土接触点处的竖向位移最大,锤重为300 kN、400 kN和500 kN的夯锤对应的最大竖向位移分别为80.9 cm、92.9 cm和103.0 cm。在锤底以下1.1~4.0 m深度范围内,土体竖向位移迅速减小;当深度达到8.6 m时,不同锤重对应的土体竖向位移都接近于零。可以发现,在第1击作用下,夯锤以下1.1 m深度范围内的土体表现出一定的整体性,竖向位移沿深度变化较小,在这一深度范围内,土体竖向位移的变化只与能级有关,与锤重无关。在有效加固深度范围内,相同能级时锤重越大,土体的竖向位移越大。在第16击作用下锤下土体的竖向位移沿深度变化较为复杂,在相同深度处,夯锤越轻土体的竖向位移越小。所有夯锤的最大竖向位移并不是出现在夯锤底面,而是出现在锤底以下某一深度处,约为1.1 m,夯锤越重,最大竖向位移点的深度越深,表明重锤低落距时的加固深度比轻锤高落距时的大。

4.4 不同锤重时最大锤击应力沿深度的分布

在夯击过程中,由于强夯能量随时间的传播,受强夯影响范围内土体的最大锤击应力随时间也会有所变化。图6为相同能级不同锤重时,中心点下不同深度处土体的最大锤击应力沿深度的分布曲线。可以看出,在不同锤重作用下,不同深度处锤击应力分布曲线类似,相同深度处,锤重越大,锤击应力也越大,但各锤击应力的差别较小。

5 结 论

通过计算分析10 000 kN·m高能级强夯作用下土体的变形和应力,得出以下主要结论:

a. 以首击夯沉量为指标,土体参数对强夯加固效果的影响顺序为 φ 、 ρ 、 ν 、 E_s 、 c ,其中 φ 和 ρ

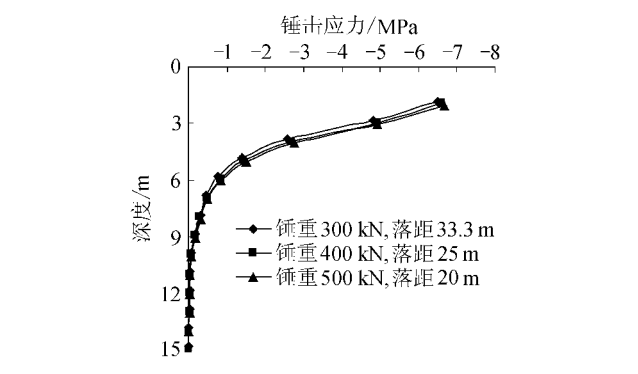


图6 最大锤击应力沿深度的分布曲线(第1击)
为主要的的影响参数,其余参数影响较小。

b. 第1击作用下,锤下2 m左右深度内的土体可以认为是“不可压缩”的,在随后的夯击过程中,这部分土体表现出整体向下运动的特点;“不可压缩”的土体形成后,在高能级强夯作用下起着刚体传递能量的作用,更有利于夯击能量向深处传播。

c. 在能级相同时,夯锤半径越小夯沉量越大,夯锤半径在1.25~1.75 m范围变化时,夯锤半径为1.25 m的最终累计夯沉量最大,比夯锤半径为1.5 m和1.75 m的最终累计夯沉量分别提高47%和108%。在能级相同的条件下,可以通过调整夯锤的底面积来控制夯坑的深度和有效加固深度。

d. 在第1击作用下,锤重越大,夯沉量越大,并且不同锤重间的夯沉量相差较大;随着击数继续增大,锤重越大,单击夯沉量越大,但是不同锤重和落距组合之间的差别越来越小。不同击数时,夯锤越重,累计夯沉量越大,随着击数的增加,累计夯沉量之间的差别越来越大。

e. 在能级相同时,建议采用锤重和落距的不同组合来控制夯沉量和加固效果。重锤低落距的有效加固深度和加固后地基的均匀性要优于轻锤高落距。

参考文献:

[1] 王铁宏.全国重大工程项目地基处理实录[M].北京:中国建筑工业出版社,2005.
[2] 水伟厚.冲击应力与10000 kN·m高能级强夯系列试验研究[D].上海:同济大学,2003.
[3] 王铁宏,水伟厚,王亚凌,等.10 000 kN·m高能级强夯时的地面变形与孔压试验研究[J].岩土工程学报,2005,27(7):759-762.
[4] SCOTT C R, PEARCE R W. Soil compaction by impact[J]. Geotechnique, 1975(1):15-30.
[5] 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,1987(3):329-336.
[6] 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.

(下转第27页)

深度随 X 值变化的规律。由图 4 可见,随着 $Y_{\max}$ 的增大, X 呈现逐渐减小的趋势,最大饱和深度出现的位置随着衬里坡度 S 的增加而趋向于下游排水处。

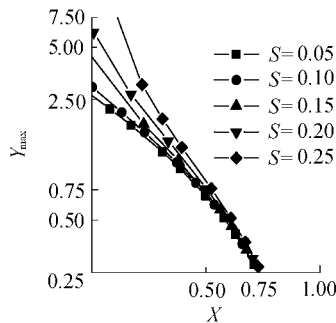


图 4 不同衬里坡度下 $Y_{\max}$ 随 X 的变化

3 结 语

a. 对于坡度较大、不适合使用标准 Dupuit 假定的场合,笔者从达西定律出发提出改进的计算层状介质中渗滤液最大饱和深度的方法,并给出了算例。该方法计算简单、实用,在 excel 中就可以进行计算,一般 2~4 次试算即可达到收敛,在工程设计中具有一定的应用价值。

b. 从工程设计中需要考虑的参数出发,分析了在渗滤液饱和和深度计算中参数 R 和 S 对最大饱和和深度的影响。对于特定的填埋场,由于其他设计参数已知,在最大饱和深度不超出排水层厚度时,单位表面积入渗量 r 是饱和深度计算的主要参数,渗滤液在衬里之上的多层介质中流动时,单位表面积入渗量 r 和等效渗透系数 k_{eq} 是渗滤液最大饱和深度计算的主要参数。

c. 对于实际监测中的具体问题,给出了渗滤液最大饱和深度和其在衬里上出现位置的关系,便于监测人员在实际中操作。文中同时进一步明确了衬里坡角对最大饱和深度出现位置变化的影响。

参考文献:

[1] EPA/536/SW—869—C, Landfill and surface impoundment performance evaluation[S].

[2] EPA/SW—869, Landfill and surface impoundments evaluation [S].

[3] McENROE B M. Steady drainage of landfill covers and bottom liners[J]. Journal of Environmental Engineering, ASCE, 1989, 115(6):1114-1122.

[4] GIROUD J P, GROSS B A, DARASSE J. Flow in leachate collection layers, steady-state [M]. Livermore: Geosyntec Consultants Republication, 1992.

[5] McENROE B M. Maximum saturated depth over landfill liners [J]. Journal of Environmental Engineering, ASCE, 1993, 119(2):262-270.

[6] QIAN Xue-de, GRAY D H, KOERNER R M. Estimation of maximum liquid head over landfill barriers[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2004, 130(5):488-497.

[7] QIAN Xue-de. Limit equilibrium analysis of translational failure of landfills under different leachate buildup conditions[J]. Water Science and Engineering, 2008, 1(1):44-62.

[8] 柯瀚, 黄传兵, 陈云敏. 成层介质中填埋场渗滤液的最大饱和深度[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(10):1194-1197.

(收稿日期:2007-10-23 编辑:高建群)

(上接第 19 页)

[7] MENARD L, BROISE Y. Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation: ground treatment by deep compaction [M]. London: Telford Ltd, 1976.

[8] ROLLINS K M, KIM J H. U. S. experience with dynamic compaction of collapsible soils [C]//In-Situ Deep Soil Improvement. New York: ASCE, 1994: 26-43.

[9] 水伟厚, 高广运, 王亚凌, 等. 湿陷性黄土在强夯作用下的非完全弹性碰撞与冲击应力解析[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(5):92-97.

[10] 王亚凌, 吴延伟, 水伟厚, 等. 高能级强夯工程实践与推广应用[J]. 地基处理, 2003, 14(3):29-37.

[11] 陈道立. 强夯加固人工回填火山灰地基的应用效果分析[J]. 水利水电科技进展, 2004, 24(7):84-85.

[12] 宋修广, 卢盛松, 李维寅. 强夯加固的动态有限元分析

研究[J]. 河海大学学报:自然科学版, 1999, 27(3):22-25.

[13] 帅方生. 边界元法在强夯法中的应用[D]. 南京:华东水利学院, 1985.

[14] 张峰. 碎石土的强夯模型试验研究[J]. 建筑科学, 1992(3):25-28.

[15] 张平仓, 汪稔. 强夯法施工实践中加固深度问题浅析[J]. 岩土力学, 2000, 21(1):76-80.

[16] 孔令伟, 袁建新. 强夯后地基土变形模量与承载力的反演计算[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(2):153-157.

[17] 孔令伟. 强夯机制与加固效应研究[D]. 武汉:中国科学院武汉岩土力学研究所, 1997.

[18] 水伟厚, 何立军, 詹金林. 高能级强夯加固机理工法研究与专用机械研制[R]. 上海:上海现代建筑设计集团, 2007.

(收稿日期:2008-03-14 编辑:骆超)