

杨官屯闸钢板桩围堰设计及稳定分析

朱旋, 赵永刚, 吴晓荣, 孙勇

(中水淮河规划设计研究有限公司, 安徽蚌埠 233001)

摘要:针对南水北调东线一期工程杨官屯闸主体工程施工中遇到的土围堰难以布置的情况, 采用双排钢板桩围堰, 并在其间回填土料, 形成有一定刚度及稳定性, 又有良好抗渗能力的填土钢板桩复合围堰结构, 探讨了填土钢板桩复合围堰结构设计计算要点, 并采用三维有限元方法对钢板桩围堰进行应力变形及稳定性分析。分析结果表明三维有限元方法可以较好地反映填土钢板桩围堰的变形与稳定性。

关键词:钢板桩; 围堰; 稳定分析; 三维有限元; 杨官屯闸; 南水北调东线一期工程

中图分类号:TV551.5 **文献标志码:**A **文章编号:**1006-7647(2013)S1-0026-04

钢板桩围堰是较常用的一种板桩围堰, 具有施工简单、强度高、容易打入坚硬土层、防水性能好、能按需要组成各种外形尺寸、并可多次重复使用等优点^[1-3]。目前, 这种围堰较多应用于桥梁、码头、船坞等工程中^[4-7]。

钢板桩围堰在我国水利行业的首次应用可追溯至20世纪80年代葛洲坝工程二期纵向围堰的施工, 经过近30年的发展, 钢板桩围堰在水利工程中的应用越来越广泛。但钢板桩围堰的设计计算理论仍不成熟, 远落后于实际应用。绝大多数的双排钢板桩围堰的计算模式为取单宽近似计算整体抗滑、抗倾覆以及围堰内部的稳定性和锁口拉力等。对于钢板桩的位移计算, 目前还没有很好的计算方法。事实上, 填土钢板桩围堰在一侧承受较大的水头及土压力时, 会发生很大的位移, 有可能影响其整体稳定性。因此, 开展填土钢板桩围堰的三维变形仿真技术, 精确模拟运行工况, 对保证主体工程的顺利施工具有重要意义。

1 工程概况

杨官屯闸是南水北调东线一期工程南四湖水资源控制工程的重要组成部分, 位于杨官屯河入湖口处的湖西大堤上, 其主要任务是加强对南四湖水资源的控制与管理, 并兼有挡洪和通航等功能, 为I等1级建筑物。杨官屯闸设计泄洪标准为20年一遇,

相应泄洪流量为 $156.0 \text{ m}^3/\text{s}$, 通航标准为VII-(3)级。闸轴线距河口130.0 m, 该闸共2孔, 单孔净宽分别为12 m和8 m。为满足通航要求, 将净宽12 m的闸室兼作船闸上闸首, 下闸首布置在节制闸上游河道中, 船闸闸室全长160.0 m。

2 钢板桩围堰设计

导流明渠考虑导航要求, 因两堤之间河道断面空间有限, 为节约施工场地, 设计采用双排钢板桩围堰。双排钢板桩之间距离6 m, 自料场取土填充, 河底高程28.0~29.8 m, 钢板桩平均入土深度7 m, 平均挡水高度6 m, 超高1.5 m。钢板桩长度选用2种: 桩长为13 m的围堰全长495 m, 桩顶高程35.6 m; 桩长为15 m的围堰全长175 m, 桩顶高程35.6 m。围堰采用拉森III型双排钢板桩, 钢板桩规格为 $15 \text{ m} \times 57.5 \text{ cm} \times 10 \text{ mm}$ 及 $13 \text{ m} \times 57.5 \text{ cm} \times 10 \text{ mm}$ 。钢板桩打筑同时对其后方已打入的钢板桩采取加固措施, 即在两排钢板桩围堰中间再打入纵、横向钢板桩加固, 纵横向间距均为2 m, 锁口采用直径30 mm的圆钢, 间隔1.2 m均布加固, 钢板桩外侧围檩采用30号槽钢。

3 整体稳定性计算

钢板桩围堰结构虽然应用较多, 各类规范及设计手册均有描述, 但目前在具体设计中仍采用以经验为主的半理论、半经验设计方法, 即将双排钢板桩

基金项目: 水利部公益性行业科研专项(201101013)

作者简介: 朱旋(1977—), 男, 安徽蚌埠人, 高级工程师, 主要从事水工结构设计与研究。E-mail: ZX3092422@126.com

围堰当做重力式挡土结构,计算时将其作为整体进行抗倾及抗滑稳定计算。当围堰内抽水和土方开挖时,钢板桩围堰依靠自身的重力、摩擦力及内侧土体的被动土压力来抵抗钢板桩外侧受到的水压力和主动土压力作用。以往的工程经验表明,该计算方法能满足一般工程的需要。故本文计算参照 SL379—2007《水工挡土墙设计规范》及《深基坑工程施工手册》进行。根据地质报告,各土层物理力学性质指标见表1。

计算中,取河底高程 28.0 m、28.6 m、29.2 m、30.2 m、31.5 m 共 5 个断面进行钢板桩围堰整体稳定性计算,计算结果见表2。

4 变形及稳定性分析

2011年,中水淮河规划设计研究有限公司与河海大学岩土工程科学研究所合作,对钢板桩围堰进行三维静力变形及稳定性研究,以论证设计方案的合理性。对典型设计段进行围堰及地基的三维静力有限元应力变形计算分析,精确模拟了钢板桩、钢板桩间回填土、钢板桩锁口圆钢及地基情况,研究了施工过程及完成后一侧抽水另一侧受水压力后围堰的变形,分析了地基的应力水平,研究了地基的稳定性。

计算程序采用河海大学岩土工程科学研究所研制的 TDAD 三维有限元程序。

单元网格划分时,选取钢板桩围堰典型段,宽度约 6 m,两排钢板桩间距为 6 m,网格主要采用精度

较高的 8 结点 6 面体单元,少数用 6 结点 5 面体及 4 结点 4 面体等单元过渡。

整个模型在高程方向共划分为 33 个剖面,计 15472 个结点、16895 个单元。整个模型沿高度方向的典型剖面及三维网格见图1和图2。对于不同桩长及不同河底高程方案,采用在编程中考虑网格变化的方法。

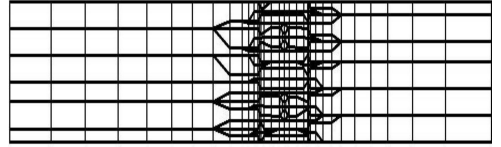


图1 典型剖面

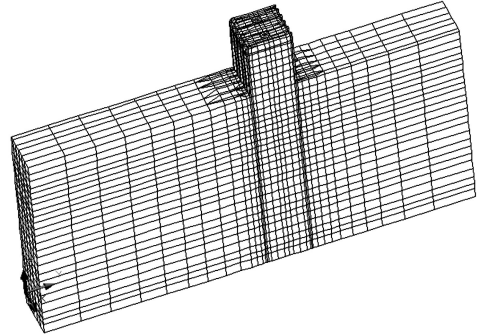


图2 三维有限元网格

地基土层本构模型主要采用邓肯-张 $E-\nu$ 非线性弹性模型,钢板桩、销钉、槽钢作为线弹性材料考虑。

邓肯-张 $E-\nu$ 模型中,切线弹性模量和泊松比分别表示为

表1 各土层的物理力学性质指标

层号	地层岩性	分布高程/m	含水率/%	湿密度/ ($g \cdot cm^{-3}$)	压缩模量/MPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/($^{\circ}$)
0	素填土	32.30 ~ 35.70	46.9	1.74	3.15	9.4	12.1
1	淤泥	27.17 ~ 32.40	42.9	1.79	2.99	7.8	19.0
2	黏土	26.76 ~ 36.15	40.9	1.80	3.43	13.3	11.3
3	粉质黏土	23.56 ~ 28.35	25.4	1.99	5.45	25.5	16.2
4	轻粉质黏土	18.47 ~ 21.70	26.5	1.96	10.89	12.0	22.7
5	重粉质黏土	17.46 ~ 20.34	24.7	2.00	6.09	26.1	20.4
6	中粗砂	13.47 ~ 16.50	13.4	1.87	25.82		
7	粉质黏土	11.65 ~ 13.10	25.7	1.98	7.64	31.5	15.9
8	中粗砂	3.10 ~ 8.99	15.2	2.00	6.46		
9	重粉质黏土	1.24 ~ 6.20	24.8	1.99	7.57	36.2	16.2
10	中粗砂	-0.33 ~ 1.80	16.8	2.04	13.98		
11	重粉质黏土	-2.41 ~ -0.90	25.1	1.99	7.98	32.3	18.4

表2 钢板桩围堰整体稳定性计算结果

河底高程/m	桩长/m	抗滑安全系数	抗滑安全系数允许值	抗倾安全系数	抗倾安全系数允许值	基底应力/kPa		
						σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{均}$
28.0	15	1.25	1.20	1.41	1.30	414.8	170.2	292.5
28.6	15	1.33	1.20	1.49	1.30	395.3	165.9	280.6
29.2	15	1.41	1.20	1.53	1.30	387.7	158.9	273.3
30.2	13	1.52	1.20	1.60	1.30	357.6	151.6	254.6
31.5	13	1.70	1.20	1.77	1.30	322.3	138.1	230.2

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi} \right]^2 K \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (1)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \lg\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)}{(1 - A)^2} \quad (2)$$

其中

$$A = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)D}{K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi} \right]} \quad (3)$$

依据邓肯-张模型,对卸荷采用下述方法判别:当 $\sigma_1 - \sigma_3 < (\sigma_1 - \sigma_3)_0$,且 $S < S_0$ 时,单元处于卸荷状态,用 E_{ur} ,否则用 E_t 。这里 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ 为历史上曾经达到的最大变应力, S_0 为历史上曾经达到的最大应力水平。

对卸荷情况,弹性模量用下式计算

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4)$$

式中: c 为土体黏聚力; φ 为土体内摩擦角; p_a 为大气压力; R_f 、 K 、 n 、 G 、 F 、 D 、 K_{ur} 为模型参数。本文取 $K_{ur} = 2K_0$ 。

邓肯等在1980年提出的 $E-B$ 模型,其切线变形模量的表达式如式(1)所示,切线体积模量为

$$B_t = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (5)$$

泊松比为

$$\nu = 0.5 - E/6B \quad (6)$$

计算中,土料的强度均假定满足非线性强度公式:

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \quad (7)$$

当土体处于卸载状态时,也采用式(4)来修正变形模量。该模型共有10个试验参数,即 R_f 、 K 、 n 、 K_b 、 m 、 K_{ur} 、 n_{ur} 、 ω_0 、 $\Delta\omega$ 、 C 。

利用地质报告提供的压缩系数、抗剪强度黏聚力及摩擦角指标,再结合各土层的 $e-p$ 压缩曲线,来反算各层土的邓肯-张 $E-\nu$ 模型参数。计算参数见表3。

表3 邓肯-张模型参数

层号	地层岩性	$\rho/(g \cdot cm^{-3})$	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	R_f	K	n	G	F	D	K_{ur}
0	层素填土	1.80	1.33	25.0	0.83	41.5	0.52	0.42	0.01	1.52	84.0
2	层黏土	1.74	0.78	11.3	0.85	39.3	0.73	0.34	0.01	1.13	78.6
3	层粉质黏土	1.80	1.33	16.2	0.83	41.5	0.52	0.42	0.01	1.52	84.0
4	层轻粉质黏土	1.99	2.55	22.7	0.85	95.7	0.57	0.36	0.01	1.02	191.3
5	层重粉质黏土	1.96	1.20	20.4	0.82	110.6	0.26	0.36	0.01	1.01	221.1
6	层中粗砂	2.00	2.61	17.5	0.85	71.4	0.63	0.36	0.01	1.04	142.8
7	层粉质黏土	2.04	0.82	15.9	0.80	284.4	0.48	0.31	0	1.43	568.9
8	层中粗砂	1.98	3.15	17.5	0.85	114.7	0.28	0.36	0.01	1.01	229.3
9	层重粉质黏土	2.00	3.62	16.2	0.80	97.6	0.12	0.30	0.01	1.49	195.2
10	层中粗砂	1.99	3.62	32.5	0.85	92.1	0.36	0.36	0.01	1.02	184.2

钢板桩、拉杆、槽钢均视为线弹性材料,考虑具体情况,钢板桩、销钉、槽钢的弹性模量取200 GPa,泊松比取为0.15。

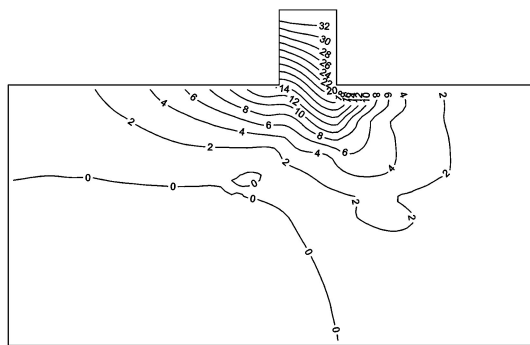
计算模拟实际施工填筑工况及后续抽水过程,按9级进行荷载加荷。具体为第1级按河床地基初始地应力计算,接下为打入钢板桩后进行填筑,分7级,每层填筑约1.0 m,填筑施工完成后进行钢板桩一侧抽水,水荷载施加为第9级。

5 三维有限元计算成果及分析

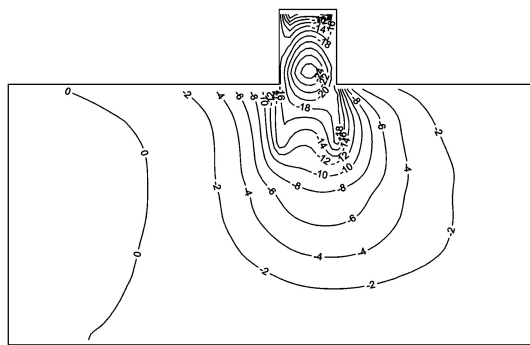
限于篇幅,本文仅以围堰最大断面处河底高程28.0 m、桩长15 m钢板桩的挡水期工况作为典型断面进行分析。

5.1 水平位移

钢板桩围堰一侧抽干水后典型断面沿垂直于钢板桩走向水平位移等值线见图3(a)。由图3(a)可以



(a) 水平位移



(b) 竖向位移

图3 抽水后钢板桩围堰位移等值线(单位:cm)

看出,围堰下游抽完水后,受水荷载的作用,钢板桩存在整体向下游的水平位移,其最大值为 35.10 cm,分布情况为自围堰顶上游侧钢板桩的顶部,沿钢板桩向下逐渐减小。地基内由于受钢板桩围堰的挤压,整体基本也呈现向下游的位移,地基内向下游侧的最大水平位移位于与钢板桩接触处的河底地面处,最大值为 25.01 cm。

5.2 竖向位移

由图 3(b)可以看出,围堰抽水后的最大沉降量为 25.26 cm,占围堰高度的 3.02%,说明围堰填筑的土体模量较低,沉降相对较大。从沉降等值线分布看,下游钢板桩由于受水荷载的作用向下游发生位移,引起下游桩连带围堰填土、地基继续向下沉降,即下游侧地基的沉降比上游稍大。紧邻钢板桩两侧沉降的等值线分布较为稠密,表明此处沉降梯度较大,存在较大的剪切变形。河底和钢板桩接触部位地基的沉降量较大,约 16 cm。

5.3 围堰土体及地基应力

图 4(a)为抽水后围堰土体及地基典型断面大主应力等值线。抽水后,受水压力作用和钢板桩向下游位移影响,围堰及其下地基内的大主应力有一定程度的降低。图 4(a)还显示,下游钢板桩外的地基受钢板桩挤压,其大主应力有一定上升。

抽水后围堰土体及地基的小主应力等值线见图 4(b)。抽水后,受钢板桩向下游位移影响,下游钢板桩前的土体小主应力减小,而下游钢板桩后的土体由于受钢板桩挤压,小主应力增大较大,小主应力

整体随深度的增加而增加,断面内小主应力均未出现拉应力。

5.4 围堰土体及地基应力水平

土体单元的应力水平定义为:单元的实际大小主应力差除以依据莫尔库仑准则和实际小主应力所对应的破坏主应力差的比值,即 $S = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 。该比值表示该单元接近破坏的程度,等于 1 即表示达到破坏。

围堰抽水后典型断面围堰土体及地基的应力水平等值线见图 5。受下游钢板桩外抽水影响,下游钢板桩向下游位移,类似于挡土墙向外背离土体移动,引起围堰内土体小主应力减小。和抽水前相比,抽水后围堰内填土的应力水平较高,大部分区域达到 1.0,说明围堰内该部分围土体已经破坏。顶部硬壳层部位应力水平小于 1.0,对两边钢板桩的支撑仍在,应不会导致围堰内地基的滑动(约束在两个钢板桩间),也不会对地基整体稳定造成影响。

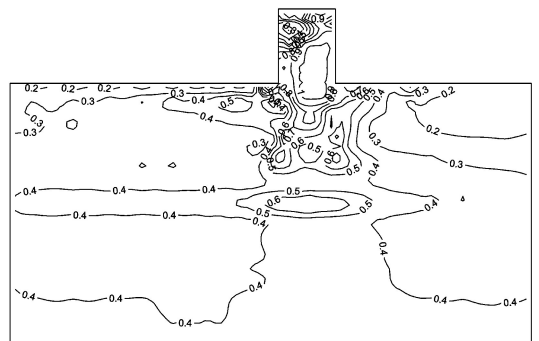


图 5 抽水后钢板桩围堰应力水平等值线

5.5 计算分析结论

- 计算断面的 15 m 长钢板桩围堰抽水后最大沉降量为 25.26 cm,钢板桩桩顶最大水平位移为 35.10 cm,均在正常范围内;
- 地基内应力水平小于 1.0,不会产生地基的整体滑动破坏。

6 结语

本工程采用钢板桩围堰技术达到了主体工程顺利进行施工的目的,探索出一套行之有效的填土钢板桩复合围堰的设计过程,并采用三维有限元方法进行了应力变形及稳定性分析,结果表明三维有限元计算可以较好地反映填土钢板桩围堰的变形与稳定性,同时也验证了设计的可靠性。

参考文献:

[1] 曾佑荣,鲁子爱,翟秋,等. 双排钢板桩围堰模型试验[J]. 水道港口,2009,30(2):127-131.

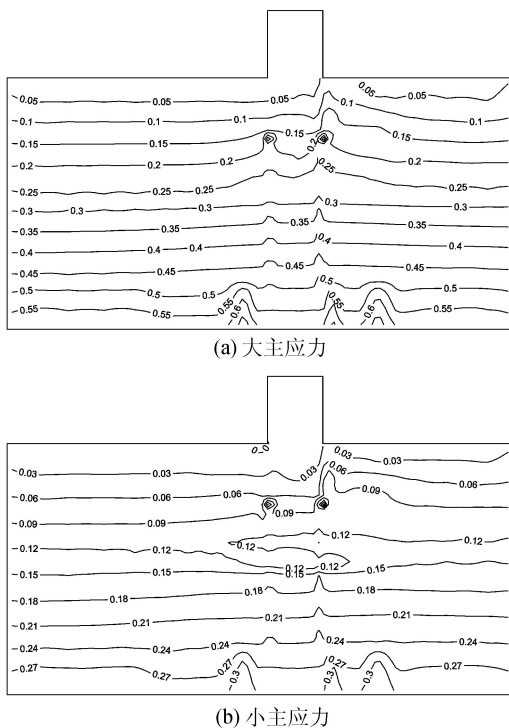


图 4 抽水后围堰主应力等值线(单位:MPa)

(下转第 35 页)

表1 粉质黏土层神经网络训练样本

编号	输入模式				输出模式(位移)/mm			
	E/MPa	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	μ	CX16 (-6 m)	CX12 (-6 m)	CX16 (-2 m)	CX12 (-2 m)
1	8.2	30.5	15.1	0.33	12.13	8.96	13.72	11.18
2	8.2	32.1	15.7	0.34	11.88	8.91	13.66	11.08
3	8.2	33.7	16.3	0.35	11.65	8.71	13.17	11.05
4	8.2	35.3	16.9	0.36	11.32	8.87	13.12	10.92
5	8.6	30.5	16.3	0.36	11.43	8.55	12.96	10.87
6	8.6	32.1	16.9	0.35	11.29	8.13	13.05	10.76
7	8.6	33.7	15.1	0.34	11.05	8.10	12.91	10.61
8	8.6	35.3	15.7	0.33	10.87	7.96	12.83	10.44
9	9	30.5	16.0	0.34	10.66	8.03	12.75	10.32
10	9	32.1	16.3	0.33	10.61	7.97	12.55	10.17
11	9	33.7	15.7	0.36	10.32	7.82	12.53	10.11
12	9	35.3	15.1	0.35	10.17	7.76	12.47	10.02
13	9.4	30.5	15.7	0.35	10.12	7.71	12.36	9.89
14	9.4	32.1	15.1	0.36	10.39	7.69	12.43	9.93
15	9.4	33.7	16.9	0.33	9.97	7.57	12.31	9.88
16	9.4	35.3	16.3	0.34	9.63	7.63	12.29	9.84

优化算法进行网络训练。网络迭代 637 步收敛,收敛误差为 1×10^{-10} ,如图 4 所示。

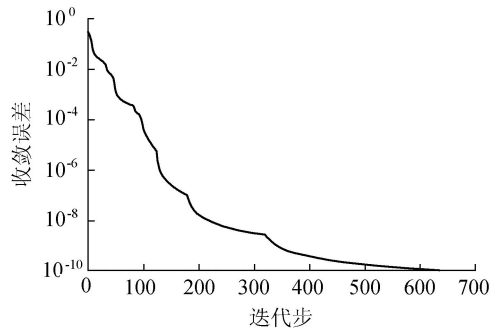


图4 BP 网络训练过程示意图

当基坑开挖到粉质黏土层时,测斜孔 CX12 和 CX16 在-6m 和-2m 位置的实测位移为 $u_0 = (8.25, 10.76, 11.43, 13.51)^T$ (单位:mm)。把 u_0 输入到训练好的神经网络中进行反分析,神经网络输出相应的黏土层土体力学参数 $R = (8.2, 30.5, 16.9, 0.33)^T$,把反演输出的力学参数代回正分析的模型中进模拟计算,得出相应测斜孔的位移为 $u_1 = (8.48, 11.19, 11.89, 13.18)^T$,实测位移与反分析的力学参数的计算位移误差见表 2。

表2 参数反分析结果

监测点	实测位移/ mm	计算位移/ mm	绝对误差/ mm	相对误差/%
CX12(-6m)	8.25	8.48	0.23	2.74
CX16(-6m)	10.76	11.19	0.43	3.98
CX12(-2m)	11.43	11.89	0.46	4.01
CX16(-2m)	13.51	13.18	0.33	2.43

由表 2 可知,粉质黏土层反分析土体力学参数的计算位移与实测位移的误差符合规定的误差范围 (<5%),故可确定填土层土体力学参数为 $R =$

$(8.2, 30.5, 16.9, 0.33)^T$ 。

3 结 论

a. 通过对地铁站基坑现场监测数据的处理,在总结分析基坑变形受力特征的基础上,找出对基坑变形起主要作用的因素,确定了待反演参数。

b. 利用 FLAC3D 建立了地铁站基坑工程的数值模拟模型,模拟了基坑的开挖和支护,尽可能还原真实的工程过程,验证了所建模型能够用于土体参数反演正分析。

c. 应用 MATLAB 自带的神经网络工具箱,根据土体性质分层对基坑土体参数进行反演,逐层建立样本并反演,并将反演得出的参数代入正分析模型得出计算位移值,同实际监测值进行对比,验证了其用于地铁站深基坑位移反分析有着显著的优越性。

参考文献:

[1] 孙均,蒋树屏,袁勇,等. 岩土力学反演问题的随机理论与方法[M]. 汕头:汕头大学出版社,1996.
 [2] 李国蔚,李文彪. 基坑土性参数反分析及变形预报[J]. 重庆交通学院学报,2004,8(4):54-56.
 [3] 朱志伟. 深基坑工程土层参数反演及挡墙内力预报[J]. 岩土力学,1996,20(4):63-68.
 [4] 李立新,王建党,李造鼎. 神经网络模型在非线性位移反分析中的应用[J]. 岩土力学,1997,18(2):62-64.
 [5] 葛增杰,李锡菱. 深基坑开挖工程多层土体物性参数识别的 BP 法[J]. 大连理工大学学报,2000,40(3):271-275.

(收稿日期:2012-11-21 编辑:熊水斌)

(上接第 29 页)

[2] 高加云,顾倩燕,李小军. 软土地基大跨度双排钢板桩围堰结构稳定性研究[J]. 水运工程,2009(增刊1):50-55.
 [3] 王加利,潘泓,曹洪,等. 基于监测数据的钢板桩围堰改进施工技术分析[J]. 施工技术,2011,40(24):74-77.
 [4] 叶三元,李衡,万启宣. 雁洲水(船)闸工程双排钢板桩围堰设计[J]. 人民长江,2011,42(1):22-25.
 [5] 熊江平,胡俊红,金勇,等. 秦淮河三汊河口闸工程钢板桩围堰设计[J]. 中国农村水利水电,2006(3):105-107.
 [6] 潘泓,曹洪,尹一鸣. 广州猎德大桥钢板桩围堰的设计与监测[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(11):2242-2248.
 [7] 骆冠勇,曹洪,潘泓,等. 新光大桥桥墩钢板桩围堰的优化设计与监测[J]. 华南理工大学学报:自然科学版,2006,34(2):124-129.

(收稿日期:2012-12-25 编辑:胡新宇)