

目 次

论 文

- 杜湖、十字路两砂井地基土坝工程回顾..... 曾国熙, 石湘淼 (3)
- 深层搅拌防渗帷幕在砂性土地基中的应用.....李秀文 (22)
- 浅谈预制桩竖向极限承载力标准值的计算方法.....李晨钟, 嵇蔚冰(26)
- 喷锚网的应运技术.....蔡昌斌, 周鑫良(30)
- 某造船地基船坞围堰防渗工程的经验与教训.....王洪恩, 查振衡, 张义东, 姚顺章(38)
- 某工程钢管桩设计中的负摩擦力计算..... 包夫欣, 章胜南, 林善富(45)
- 高填方夯实地基处理方法系统的研究.....谢春庆 (53)

一题一议

- 小议土中单桩的桩尖承载力兼议桩指标的取值.....陈如连 (56)

译 文

- 机动法计算三维被动土压力.....Abdul-Hamind Soubra (60)

杜湖、十字路两砂井地基土坝工程回顾*

曾国熙

石湘森

(浙江大学 杭州 310027) (宁波市水利水电规划设计研究院 宁波 315000)

[摘要] 本文所介绍的杜湖、十字路两座中型土坝是国内最早采用砂井处理的典范。它们已分别安全地运行了30年和20年,并分别拥有32年和23年的多项观测资料。现作一回顾,旨在加深认识。本文内容包括:(1)工程概况,(2)地基强度增长的预计与稳定性分析,(3)加荷速率控制,(4)沉降分析,(5)渗流控制,(6)土坝裂缝及其处理。

前言

杜湖、十字路两座土坝都是在软土地基上筑坝、并采用砂井处理的,具有共同特点。杜湖水坝是国内首次采用砂井地基的中型水利工程,1976年浙江省水利局、科技局联合对《砂井在杜湖水坝的应用》的科研成果技术鉴定的结论是:“杜湖水坝采用砂井为主,辅以反压平台处理软土坝基,并用消压井降低承压水的设计方案,在技术上是合理的,处理效果是成功的,以浙江大学土木系为主,在有关单位协助下,结合工程实践,发展了一套比较完整的砂井设计理论和实用的计算方法,具有较高的学术价值和实用意义,达到了国内先进水平。采用砂井处理软土坝基的技术为我国在软土地基筑坝闯出了一条新路子。”

十字路水库借鉴杜湖水坝的成功经验,并在设计和施工上作了不少改进,取得了更好的效果。在软土地基上如此顺利地建成高26m的土坝,在宁波是首次,在国内也是罕见。十字路土坝与杜湖土坝比较,其地质条件除软土层厚度较薄外,土质物理、力学性指标都较差,而坝高还高8.5m,可见工程难度更大。因此一开始就引起设计者十分重视,在设计指导思想上不仅要解决坝基的稳定问题,而且对地基的变形和坝体裂缝问题也非常关注,于是在设计和施工上采取了一些措施。强调设计与施工密切配合,施工严格按设计要求进行,重视工程的施工质量和施工管理,重视现场观测严格控制加荷速率,才能保证土坝的顺利地按期完成。

杜湖、十字路两坝分别运行了30年和20年,情况良好。在设计、施工和运行中积累了许多资料,工程技术档案系统完整。最近根据水利部《水库大坝安全鉴定办法》先后对这两座水库进行了大坝安全鉴定。该两坝分别拥有32年和23年观测资料,这是很难得的。现作一分析回顾,温故而知新,从中加深认识,对类似工程或有参考价值。

本文撰写时,承宁波市水利局杨祖榕局长、浙江大学龚晓南教授大力支持,特此表示感

* 收稿日期:2001年6月

谢。

工程概况

杜湖水库位于宁波慈溪市鸣鹤镇。十字路水库位于宁波市镇海区河头乡,两座水库的规模、坝型、地质条件,以及采用砂井、砂垫层结合反压平台综合处理的基本情况,分别示于图1、图2、和表1、表2。

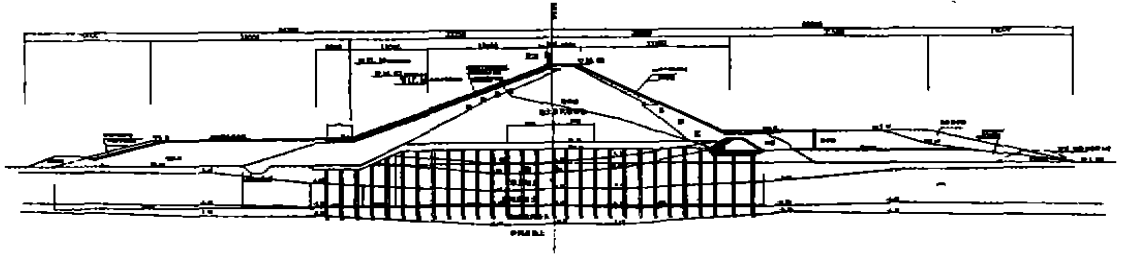


图1 杜湖土坝断面图

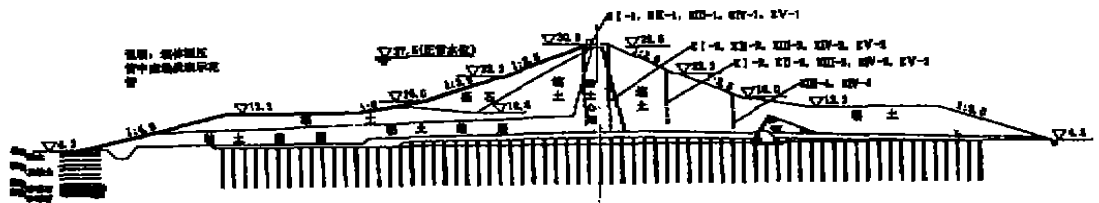


图2 十字路土坝断面图

杜湖、十字路水库基本数据

表1

水库名称	坝高 (m)	总库容 (万 m ³)	坝型	平均坝长 (m)	砂井尺寸和施工方法				砂垫层			
					井径 (cm)	井距 (m)	井深 (m)	井径比	施工方法	厚度 (m)	面积 (m ²)	铺设方法
杜湖	17.5	2370	斜墙坝	440	42	3.0	12.14	7.5	钢管法	0.8~1.2	22400	平铺
十字路	26.0	2030	心墙坝	330	40	25;3.0	12.0	6.6;7.9	水冲法	1.0~1.2	54000	覆锅形
	反压平台尺寸				砂井总数 (根)	砂井总长 (m)	砂卵石层承压水头 (m)	开工与竣工日期				
	上游		下游									
	高度 (m)	长度 (m)	高度 (m)	长度 (m)								
杜湖	5.5	32.0	5.8	31.5	2997	40779	1.2	1969年动工, 1972年受益, 1977年建成。				
十字路	9.0	40.0	9.0	40.0	7416	88992	0.5	1977年动工, 1983年受益, 1986年竣工。				

杜湖、十字路坝基土工试验成果

表2

水库名称	软土厚度 (m)	含水率 ω (%)	孔隙比 e ()	重度 γ (kN/m ³)	液限 W_L (%)	固结系数 C_c (cm ² /s)	压缩系数 a (MPa ⁻¹)	渗透系数 K (cm/s)	天然十字板强度 s (kPa)	测试日期
杜湖	16	48.5	1.37	17.4	37.8	$(1-3) \times 10^{-3}$	1.11	1×10^{-7}	15.8	1969年
		37.0	1.01	18.4			0.58			1999年
十字路	9	58.2	1.55	16.4	50.3	3.2×10^{-4}	1.44	3.3×10^{-7}	14.6	1976年
		38.3	1.08	18.3			0.51			1999年
		直剪试验			三轴试验				测试日期	
		固结快剪		固结不排水		有效剪				
		c_{ui} (kPa)	φ_{ui} (°)	c_{un} (kPa)	φ_{un} (°)	c' (kPa)	φ' (°)			
杜湖		6.0/17.8	15.1/12.8	12.0	12.5	0	26.0	1969/1999		
十字路		7.5/39.2	14.3/13.1	6.4	12.9	0	23.4	1976/1999		

* 根据孔压实测资料反分析,见[2]

现将两座土坝的主要特点、砂井地基的土质变化,及其效果加以重点阐明。

1. 井深:当软土厚度较厚时,砂井深度以稳定性分析的最危险滑弧的深度来确定。在双层地基中软土下面的砂卵石层往往蕴藏着承压水。若承压水头较高,水源较充分,为了防止承压水直接进入砂井,将砂井下端与承压水层保持一定距离。另外用减压井消减承压水头对坝基的影响。杜湖水库,初见承压水头高出地面 1.2m,集雨面积 20km²,砂井底部与砂卵石层保留距离 2-4m。如果承压水头不高,水源也不多,砂井可打穿到承压水层,既可消减承压水,又有利于软土层的固结。十字路水库初见承压水头高出地面约 0.5m,集雨面积为 10.4km²。经分析因砂井打穿到承压水层而产生的渗流量很小。若要求砂井深度与砂卵石保留 3m 软土层,势必要求地质勘探做得很细,实际上也很难办到,用水冲法施工也很难控制砂井的深度,经再三慎重地研究,决定把砂井打到砂卵石层,实践表明,这样做是恰当的。

2. 井距及布置:杜湖土坝砂井处理只限于坝身下面,井距 3m,梅花形布置;十字路土坝在坝身和反压平台下面都用砂井,井距前者 2.5m,后者 3.0m,都是梅花形布置。两坝的井距和布置都是根据稳定性分析确定的。十字路土坝,不同坝区的砂井采用不同的井径比 n 。坝体下面荷载较大,采用较小的井径比 $n=6.6$,反压平台下面,荷载较小,采用较大的井径比 $n=7.9$ 。其特点,井径比小,除了加速地基固结有利于稳定外,尚能因置换软土较多,在一定程度上改善了地基的受力状态,从而减小沉降量。

3. 砂垫层的铺筑法:杜湖水库砂垫层采用平铺法,由于斜墙底与坝体有较大高差,上下砂垫层用斜坡连接。砂垫层厚度最薄为 0.8m,在坝顶下面的砂垫层厚度为 1.2m。砂垫层厚度,从排水功能要求 80cm 就够了,但砂垫层太薄,由于坝体,引起较大变形,而可能影响砂井的排水效用。十字路土坝采用按沉降曲线,先把土坝筑成馒头形,在其上面打砂井,再铺筑砂垫层(呈覆锅形),这样在坝体完成后,因沉降亦把砂垫层压平而不致拉断。根据实测沉降资料分析,砂垫层的变形情况基本上达到设计要求。

4. 坝型:杜湖土坝采用粘土斜墙坝,十字路土坝采用粘土心墙坝。斜墙坝担心因不均匀沉降而产生裂缝,实际上不必担心,并未发生裂缝也未发生严重渗漏。而心墙坝,由于荷载对称,剪应力小,心墙断裂的可能性较小。采用心墙与上游铺盖连成L型防渗体,并在心墙背面设置竖向排水,且与砂垫层相连。这样既可降低心墙后面的浸润线,有利于下游坝坡的稳定,竖向排水的砂层又能起反滤作用。即使心墙开裂由水流冲刷的土粒被砂层截留,渗流量很快减小,然后土粒在原地堆积使裂缝自愈。坝坡与反压平台之间用1:6缓坡连接,既有利于坝坡的稳定,又减小其不均匀沉降差及其倾度,对防止裂缝也有利。两种坝型各有其特点,都是成功的经验。

5. 砂并地基的效果:表2列出了坝基的土质变化情况。经过20-30年的排水固结、杜湖、十字路坝基的含水率、孔隙比和压缩系数分别减少了24~34%、25~30%和50~65%;而重度、直剪固快的粘聚力分别增长7~12%,84~423%,内摩擦角减少9~8%。此外,杜湖、十字路坝基分别做了五六次十字板试验,前者提高强度4倍,后者提高强度7倍(因地基土太硬1999年十字板试验无法进行)

地基强度增长的预计与稳定性分析

1980年杜湖在阶段性总结时,经过作者在软土地区工作多年的经验蕴酿以下的一个概念性表达式,即在荷载作用下,软土地基中任意点在任意时刻的抗剪强度 τ_f 可采用下式表达:

$$\tau_f = \tau_0 + \Delta\tau_f - \Delta\tau_f \quad (1)$$

式中 τ_0 ——考虑点的起始强度;

$\Delta\tau_f$ ——由于固结所引起的强度增量;

$\Delta\tau_f$ ——由于剪切应变(即蠕变)引起的强度衰减。

关于强度的蠕变效应已为人们所认识且亦为不少国际上著名学者试验所证实。然而在目前尚未能计算($-\Delta\tau_f$)这一项。为实用计,可按下式计算:

$$\tau_f = \eta(\tau_0 + \Delta\tau_f) \quad (2)$$

式中 η ——考虑蠕变效应及其他影响因素的经验折减系数。

根据饱和软粘土的抗剪强度

$$\tau_s = \sigma' \tan \phi' = \sigma U \tan \phi' \approx \sigma \bar{U} \tan \phi' \quad (3)$$

所以 $\Delta\tau_f = \Delta\sigma_1 \bar{U} K$

式中 U ——对 σ 而言地基任意一点的固结度;

\bar{U} ——整个压缩层的平均固结度;

$$K = \frac{\sin \phi' \cos \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

将式(4)中的 $\Delta\tau_f$ 代入式(2),得

$$\tau_f = \eta(\tau_0 + \Delta\sigma_1 \bar{U} K) \quad (5)$$

或 $\tau_f = \eta[\tau_0 + K(\Delta\sigma_1 - \Delta u)]$

(6)

以上两式实质上是相同的,但在应用上则有所区别。当应用式(5)时,主应力增量 $\Delta\sigma_1$

对于轴对称上的点, $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$, 由弹性理论解计算, \bar{U} 由固结理论解计算, 且事先须有 c_k 或 c_v 和 ϕ' 测定值。式(6)中, 孔隙压力 Δu 须用现场测定值。

利用杜湖 1970 至 1980 年 10 年之间 6 次十字板测定的地基强度(图 3)反分析 η 值(表 3)。建议: 对于类似情况试用 $\eta = 0.75 - 0.90$ 。对于荷载较大、地基较弱, η 宜用低值, 反之, 用高值。

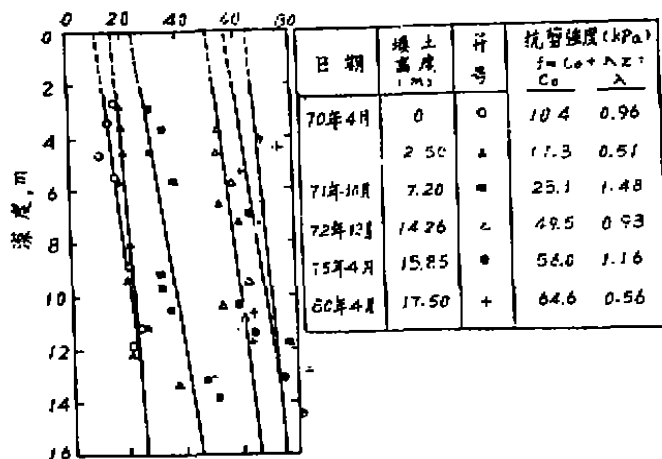


图 3 1970~1980 年杜湖土坝地基用十字板试验测定的强度 η 的平均值

表 3

填土高度(m)	按式(5)反算的 η 值*	按式(6)反算的 η 值	分析日期
7.2	0.895	0.843	1972 年 12 月
14.30	0.795	0.780	1972 年 12 月
15.85	0.795	—	1975 年 4 月
17.50	0.761	—	1980 年 4 月

* 用 $c_v = 1.0 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ 反算。

杜湖根据以上实测和理论推算的地基强度, 用修正费兰纽斯圆弧法进行稳定性分析(图 4)。有两点说明: ①由于地基各部分在不同荷载(即不同坝高)作用下, 强度增长不一, 故在稳定性分析时, 将地基分为 5 个区。②根据稳定性的需要, 辅以一定长度和高度的反压平台。根据分析, 发现有两个最危险圆弧中心(图 4 中的 A、B), 它们的位置分别取决于反压平台的厚度和长度。稳定性安全系数定为 1.20。现回顾 30 年运行, 以上分析是满意的。以上介绍的地基强度增长预计方法已为有关手册和规范所采纳。

十字路土坝的软土地基也利用十字板试验测定, 如图 5 所示。

十字路土坝同样辅以反压平台, 并在反压平台下增打砂井。稳定性分析也用修正的费兰纽斯法, 安全系数也定为 1.20。

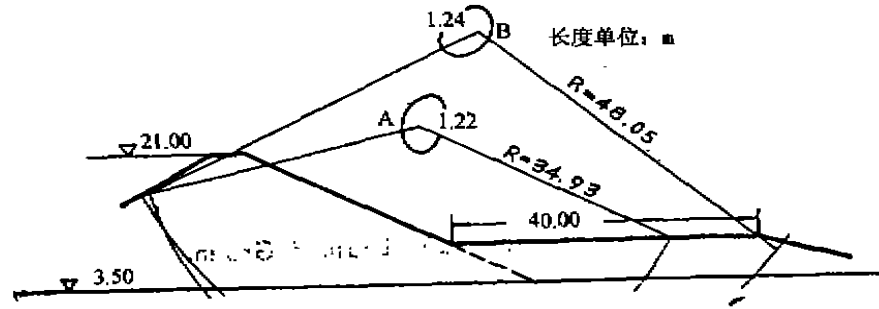


图 4 杜湖土坝及其地基的稳定性分析

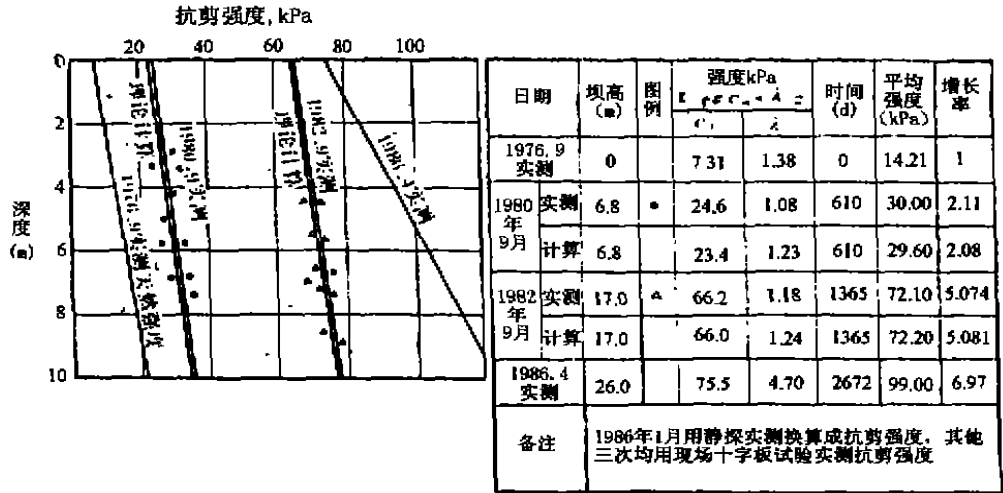


图 5 十字路土坝地基十字板实测抗剪强度

加荷速率控制

1. 加荷速率控制的重要性: 由于软土地基的强度很低, 加上勘探、试验方面的人员、机具、仪器、和设备等影响, 目前很难正确地选用地基的强度指标。采用的稳定分析方法是建立在极限平衡理论的基础上, 没有考虑到土体内部的应力-应变关系等等, 计算结果都不能完全符合真实情况。因此, 在软土地基筑坝中凭藉观测手段控制施工期的地基稳定性是非常重要的。为了保证软土筑坝的施工安全, 正确认识软土地基强度随着荷载的增加而逐渐变化的规律十分必要。从理论上分析, 软土地基上筑坝, 地基强度随着荷载的增加而逐渐变化的状态如式(1)所表达。

由式(1)可见: 地基强度随着荷载的变化有可能增长, 也可能减少。当土坝填筑到一定高度时, 例如在极限荷载的一半以上, 则剪应力和抗剪强度的矛盾就很尖锐。欲使 $\Delta\tau_c$ 增长得快, 而使 $\Delta\tau_c$ 的影响尽可能最小, 则应采取排水砂井或 PVC 排水板等措施, 给地基创造排水固结的条件, 同时应严格控制加荷速率、间歇加荷等措施, 始终使地基强度的增长与因加荷产生的剪应力相适应, 这样地基就稳定, 否则, 若加荷速率太快, 致使加荷产生的剪应力到

达了地基强度的增长时,地基就会产生局部破坏,甚至发生整体滑动。应该强调指出:即使是砂井地基,也应严格控制加荷速率,不然就会发生滑动事故。因此,认识和掌握地基强度随着加荷而逐渐变化的规律,是软土地基筑坝的关键。此外,加荷方式和施工顺序也很重要。加荷方式要薄层轮加、均衡上升,一次加荷不能太高。施工顺序要先加低后加高,反压平台按设计全断面加足后才能加高坝身,并严格控制施工质量。

2. 控制项目与控制标准:目前常用的现场控制项目有:边桩位移、地面沉降及地基孔隙水压力仪。

1)边桩位移,它对加荷速率的反应非常敏感,位移桩应设在坝身坡脚和反压平台的坡脚处。关于控制标准以往沿用其他工程的经验,每天不超过3mm。实际上,地基侧向变形与土的性质、地基处理方法及加荷方式等因素有关。例如铁道部在宁波路堤试验中表明,虽然地基条件相同,但地基处理方法不同,路堤试验破坏前边桩位移最大速率,砂垫层预压法为8.9mm/d,砂井预压法为4mm/d。又如四明湖土坝三次滑动,当预压时间越久、坝越高而产生滑动前的水平位移速率就越小,如图6。

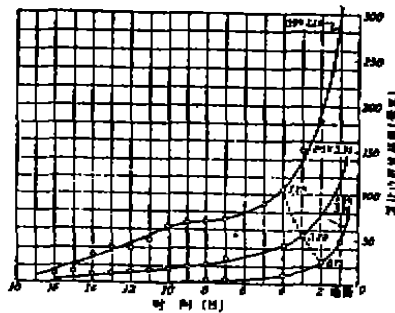


图6 四明湖土坝三次坍塌时边桩水平位移过程线

根据杜湖、十字路土坝施工期位移资料分析,砂井地基的位移速率可采用4mm/d,作为稳定性的控制指标。

杜湖、十字路土坝的实际加荷速率,与实测的沉降、位移曲线如图8所示。

2)地面沉降控制标准。实践证明沉降作为地基稳定性控制不如边桩位移反应灵敏,沉降与填土加荷的关系往往有滞后现象。通常砂井地基由于排水容易,加荷过程中沉降速率就比天然地基快。例如杜湖土坝在边桩位移和孔隙水压力正常情况下,曾有几天出现几个桩的沉降值达18mm。

十字路坝按以下改进的高木俊介法进行沉降速率计算,成果如表4。

$$\dot{S}_t = \frac{S_c a e^{-\beta}}{P_0} [\dot{q}_1 (e^{\beta t_1} - e^{\beta t_0}) + \dot{q}_2 (e^{\beta t_2} - e^{\beta t_1})] \quad (7)$$

式中 \dot{S}_t ——时间 t 的沉降速率;

t_0, t_1 ——分别为第1级加荷的起点和终点时间;

t_2 ——第2级加荷的终点时间;

\dot{q}_t ——时间 t ($t=1,2$) 的加荷速率;

S_c ——最终固结沉降;

P_0 ——总荷载;

$$\alpha = \frac{8}{\pi^2}; \beta = \frac{\pi^2 c_v}{4H^2} + \frac{8c_h}{Fde^2} \doteq \frac{8c_h}{Fde^2} \quad (7.1)$$

十字路土坝加荷时间与沉降速率关系表

表4

加荷时间(d)	100	200	304	400	571	602	800	1300	1666	1825
沉降速率(mm/d)	0.86	1.00	1.15	1.85	2.13	0.90	1.64	1.74	1.50	1.04

在保证地基稳定的前提下,若加荷速率增大,则沉降速率也相应地增大。例如 S_{2-1} 桩的设计和实际加荷速率与沉降速率比较如表5。

十字路土坝 S_{2-1} 桩的设计和实际加荷与沉降速率比较

表5

加荷时间	1979.1.1 ~ 1980.1.31	1980.4.1 ~ 1980.10.31	1980.11.1 ~ 1980.12.31
设计加荷速率 $q_{设计}$ (kPa/d)	0.243	0.416	0.270
设计沉降速率 $s_{设计}$ (mm/d)	1.150	2.13	1.620
实际加荷速率 $q_{实际}$ (kPa/d)	0.220	0.258	1.000
计算沉降速率 $s_{计算}$ (mm/d)	1.050	1.270	3.700
实测沉降速率 $s_{实际}$ (mm/d)	1.000	1.680	3.300

杜湖土坝施工期 1970.9 ~ 1973.10 实测月平均

表6

日期	1970.9	1970.10	1970.11	1970.12	1971.1	1971.2	1971.3	1971.4	1971.5	1971.6
测点 S_1 (mm/d)	1.267	2.032	3.530	2.294	1.258	1.929	1.259	1.800	2.065	2.000
测点 S_2 (mm/d)	1.300	2.774	4.367	2.290	1.871	2.214	2.032	1.967	2.645	1.800
日期	1971.7	1971.8	1971.9	1971.10	1971.11	1971.12	1972.1	1972.2	1972.3	1972.4
测点 S_1 (mm/d)	2.806	2.226	2.000	1.581	2.133	5.000	4.194	2.714	2.742	2.167
测点 S_2 (mm/d)	2.776	2.258	2.220	1.613	2.400	6.226	5.032	2.821	3.387	2.200
日期	1972.5	1972.7	1972.8	1972.9	1972.10	1972.12	1973.1	1973.9	1973.10	
测点 S_1 (mm/d)	2.322	1.645	2.097	1.367	1.613	1.677	1.871	1.667	1.355	
测点 S_2 (mm/d)	2.194	1.806	2.097	1.533	1.968	1.871	2.091	1.700	1.516	

由表4可见,沉降速率一般在1~2mm/d,从1979年1月~1980年7月的实测沉降速率值也在此范围内。例如 S_{1-1} 日平均沉降速率为1.35mm/d。由表5看,沉降速率随着加荷速率的变化而变化,理论计算与实测数值接近。表6列出了9个月施工期中29个月平均沉降速率在1.267~6.226值,其余10个月 S_1 和 S_2 的平均沉降速率小于1mm/d的未列出。1970.11.12和1972.1三个月的沉降速率为最大, S_1 和 S_2 分别为3.530、5.000、4.194和4.367、6.226、5.032mm/d。比较表4与表6可以看出,十字路土坝施工的沉降速率比杜湖土坝的小,除了地基软土层较薄外,主要还是控制加荷速率。这也是坝体裂缝较少的原因之一。总之,从施工安全看,沉降速率标准控制在15mm/d以下亦可,但从变形和坝体裂缝看仍控

制在 10mm/d 以下为好。

3. 孔隙水压力控制标准:从理论上讲,孔隙水压力最能本质地反映地基固结和强度增长的情况,从而反映出地基的稳定状态。土坝地基的稳定性状取决于有效应力。有效应力在一定荷载作用下受到孔隙水压力所制约。软土地基中孔隙水压力发展的规律是:地基中某点的超静孔隙水压力以一定的速率随着荷载的增加而增长,直至到达某个临界荷载使该点发生局部屈服,此时该点的孔隙水压力随着荷载进一步线性地增长,但其速率大为增加。即控制孔隙水压力线不发生突然转折增大。

由于软土强度特性十分复杂,加上施工过程中存在很多变数,因此在施工过程中应对位移、沉降和孔隙水压力三项观测资料进行综合分析,才能得出比较正确的结论。例如杜湖土坝在 1971 年 11 月,至 12 日期间,大坝填筑从 10m 填筑至 11m,由于加荷速率过快,在 1971 年 12 月 9 日至 12 日,沉降速率从 $S_2 = 4\text{mm/d}$ 开始,9 日 $S_2 = 5\text{mm/d}$,10 日, $S_2 = 7\text{mm/d}$,12 日 $S_2 = 17\text{mm/d}$, $> 10\text{mm/d}$ (控制值)。 S_1 也出现类似情况, S_3 和 S_4 也出现增大趋势;对应断面上的 b_2 边桩位移速率从 1.5mm/d,增大至 4mm/d 再增至 7mm/d $> 3\text{mm/d}$ (控制值),相应断面的地基孔隙水压力测点 u_1 和 u_2 也出现孔隙水压力的突然增大,孔隙水压力-荷载直线斜率发生转折而突然变陡(图 7)。这是产生滑坡前的预兆。采取立即停止大坝填筑的紧急措施,停荷 20 天后,沉降速率、位移速率和孔隙水压力荷载系数才逐渐恢复正常。

杜湖、十字路两工程,对软土地基筑坝的特性和规律有足够认识,严格控制加荷速率,因此能安全、顺利地完大坝的填筑任务。

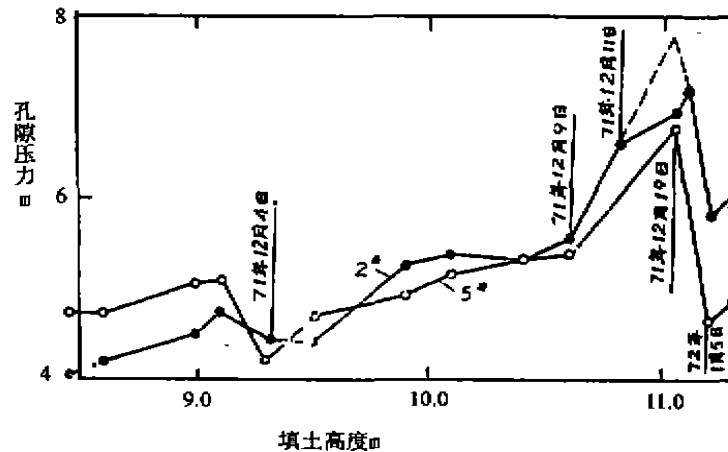


图 7 孔隙压力 - 填土高度曲线

沉降分析

图 8 S-t 曲线是两坝按实测资料绘制的。为了考察长期沉降性状,将横坐标选用以年为单位(如欲考察加荷期间和停荷初期性状,并推算 S_a 、 S_s 等,则横座标尺度宜选用日为单位)。

该图两坝的 S-t 曲线基本上可分为 \overline{AB} 、 \widehat{BC} 和 \overline{CD} 三段。现将各段占总沉降量的比例和

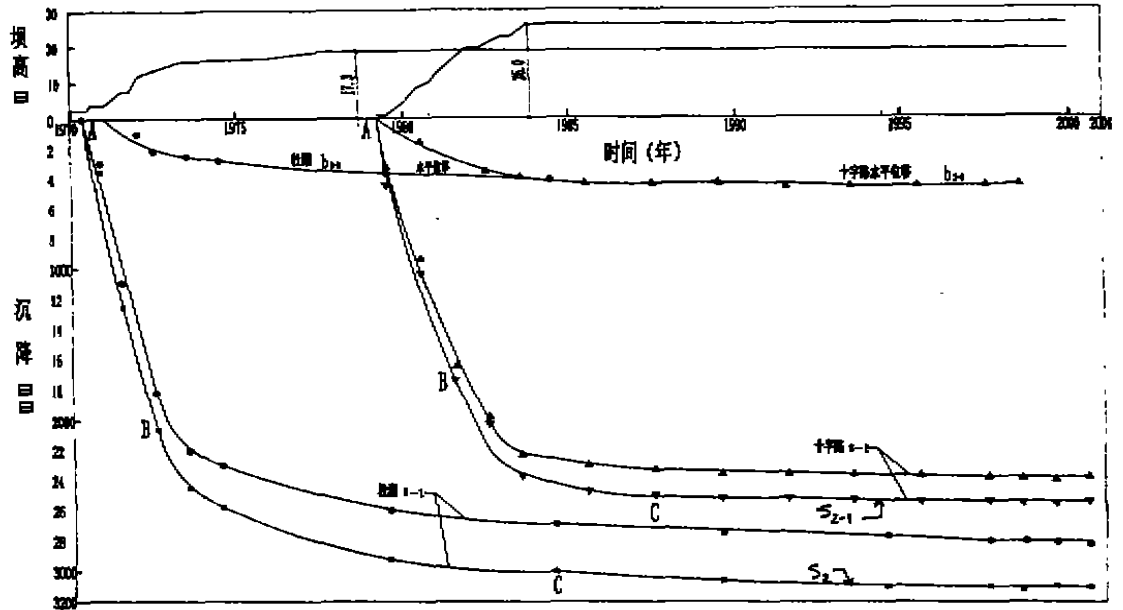


图8 杜湖、十字路S-t曲线

各段的沉降速率列于表7。(杜湖以观测点S₂、十字路以S₂₋₁作为代表;按实测值计算)

两坝S-t曲线三段的比例和沉降速率

表7

水库名称	AB		BC	CD		备注
	占总沉降量 %	平均速率 mm/年	占总沉降量 %	占总沉降量 %	平均速率 mm/年	
杜湖	1969 - 1973 年		1973 - 1984 年	1984 - 1998 年		砂井深 12 ~ 14m 下卧软土层 2 ~ 4m 砂砾层承压水头 1.2m
	78.2	610	18	3.8	8.6	
十字路	1978 - 1982 年		1982 - 1987 年	1987 - 1998 年		砂井深 12m 无下卧软土层 砂砾层承压水头 0.5m
	83.4	531	14.8	1.8	4.1	

从十字路的整条S-t曲线来看,荷载几乎等速一次在约4年内加到坝高26.0m,又经过5年,S-t曲线即转入CD,趋于稳定(后期沉降稍有波动,对于有渗流的土坝来说,在所难免)。以十字路来说,固结如此快捷,且趋于稳定。是砂井地基的典范。两坝的AB段(都是4年),沉降已完成大部分(分别占78.2%和83.4%),这些都反映了砂井地基的处理效果。

对于杜湖,BC时间较长,CD的速率显然大于十字路(十字路的CD的沉降速率约为杜湖的一半)。

这一差别的原因:主要由于十字路地层构造较为简单,砂井直接打至下卧砂砾层,该层的承压水头又小。杜湖的砂井下端以下留有2~4m软土层,虽然厚度不大,但又有承压水,

这样就延缓了整个软粘土的固结。两坝的 \overline{CD} 段的压缩量都很小,占总沉降量的比例(3.8%和1.8%)都很有限,在工程上没有什么影响。

杜湖 \overline{AB} 段的沉降速率($\dot{S} = 610\text{mm}/\text{年}$)显然大于十字路($\dot{S} = 531\text{mm}/\text{年}$)。其主要原因可能是:杜湖软土层的固结系数($c_v = 2 \times 10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$)大于十字路($c_v = 3.2 \times 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$)。其他因素如井径比(杜湖 $n = 7.5$, 十字路 $n = 6.6$)以及砂料粗细和级配等两坝差别不大。(根据式(7)算出杜湖和十字路砂井土层的 β 值,分别为 $3.9 \times 10^{-5}/\text{sec}$ 和 $8.0 \times 10^{-6}/\text{sec}$ 。由此也可见杜湖 \overline{AB} 的沉降速率 \dot{S} 显然大于十字路的 \dot{S})再者,在 \overline{AB} 段,杜湖的沉降速率主要取决于砂井处理层的固结(又取决于砂井的径向排水固结),杜湖的软土层有夹砂层,也会加速固结,下卧软土层的固结很缓慢,此时尚未多大影响整个软土层的固结。进入 \overline{BC} 段的沉降速率(18%沉降量用了11年时间)也影响了 \overline{CD} 段(在14年期间内尚有8.6mm/年的沉降速率),沉降迟迟未能稳定下来。而十字路 \overline{CD} 段在11年内的沉降量仅占1.8%,沉降速率仅为4.1mm/年,沉降已趋于稳定。

上面介绍杜湖 \overline{AB} 段的沉降速率大于十字路,但其所占总沉降的比例小于十字路,这不矛盾,因杜湖砂井以下有下卧软土层,延缓整个软土层的总沉降(起了“拖后腿”作用)。

附带介绍刘世明等(1989)曾根据杜湖的实测沉降资料分析了次固结所占的比例,如图9所示。从该图读出50年内次固结约占11%。

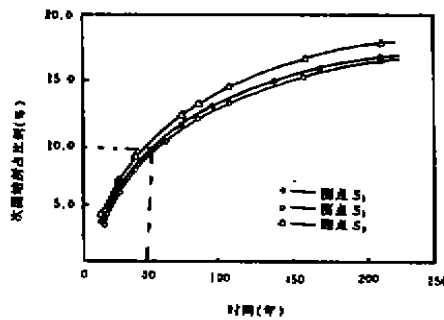


图9 杜湖水坝土坝地基次固结在沉降中所占比例(刘世明等 1989)

表7中杜湖 \overline{CD} 所占的比例为3.8%(32年内)。查 \overline{CD} 段不能说是代表次固结的比例(因杜湖后期孔隙水压观测失灵,惜未能结合分析定出主、次固结的划分)。表7和图9是按不同基础而制定的,二者不能直接对比。但二者可以结合起来,在概念上可以说次固结所占的比例是很小的。

图8还表示边桩水平位移-时间关系,水平位移在加荷停止后即结束。

杜湖的沉降分析,包括从 $S-t$ 曲线推算最终沉降(S_u),瞬时沉降(S_d),固结沉降(S_c),以及固结系数(c_v),其理论基础是固结度普遍表达式:

$$\bar{U} = 1 - \alpha e^{-\beta t} \quad (8)$$

该式是多个固结理论解归纳而得出的(包括改进的高木俊介法,本文式(7)中 \dot{S} 的计算)。具体推算公式见(曾国熙等,1981)或《地基处理手册》。即所谓“指数函数法”或“三点法”。

十字路的 S_u 的推算是按双曲线函数拟合的。上述指数函数法和双曲线函数法国内两法并用。哪一法推算结果比较接近于实际,由使用者来总结。

再者,曾有同志提出按双曲线拟合 $S-t$ 曲线,以反算固结系数。

有一点值得商榷:须知固结系数是固结理论解的一个系数,推算得出的固结系数将回到相应的固结理论解。上述指数函数法推算的固结系数与相应的固结理论解是一致的。如果采用双曲线函数推算的固结系数将如何回到属于指数函数的固结理论解,似有欠匹配之处。

砂井和砂垫层砂料的粗细及级配对砂井地基的效果也是一个重要因素,必须予以考虑。原则上最好能选用天然级配的粗砂。但对于上述的两坝而言,由于砂料用量很大,且来源多处,很难做到筛选。只能凭肉眼尽可能选用粗砂,同时采用人工清洗,控制砂井和砂垫层砂料的含泥量分别小于4%和6%。现在看来,这一措施是恰当的。

渗流控制

杜湖、十字路土坝为了防止渗流破坏,采用了三项控渗措施。第一,设置斜墙或心墙防渗体;第二,设置上游反压平台与防渗体连接,增长渗径,减小渗流比降;第三,在下游坝趾设置排水棱体与砂垫层连接,防止渗透破坏。根据观测资料主要对浸润线,渗流比降,渗流量及承压水情况进行分析。

1. 浸润线分析:杜湖、十字路土坝的理论计算与实测浸润线对比分别见图10和图11。由图可见,实测的均低于理论计算的,而且差距不小,尤以十字路土坝差距更大。不管采用的计算方法如何精确,土坝中浸润线轨迹与计算的位置总是存在差异,其原因有:(1)坝体土并不均匀,压实后的渗透性质也不完全与计算数值吻合。坝体与坝基中土的各向渗透系数也不相同,大多的渗透系数水平向大于垂直向;(2)对坝基土的渗透性质更难估得正确,坝基土的不均匀性往往严重地影响了坝身的渗透情况;(3)计算和实验中往往将边界条件作某种规则化,对于复杂的土坝和坝基断面,往往不得不作一些假定,以便得到理论上的解答,因此计算结果与实况总有差异。何况砂井,砂垫层地基的渗流计算缺少现成的计算模型,在坝底设置排水砂垫层,其浸润线比一般没有砂垫层的要低,十字路土坝在心墙后又有竖向砂垫层,其浸润线应更低,这是符合实际情况的。在稳定性分析时,为安全计,对实测和计算的浸润线分别进行对比,而且其安全系数均能满足规范要求。

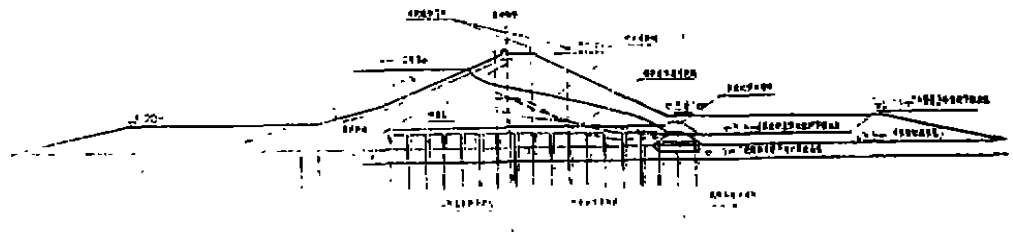


图10 杜湖1993年理论与实测浸润线

2. 杜湖土坝水力比降分析:(1)坝体土允许水力比降为 $[i] = 0.473$,计算水力比降: $\bar{i} = 0.426$, $i_{\max} = 0.45$, $i_{\min} = 0.403$;实测水力比降: $\bar{i} = 0.171$, $i_{\max} = 0.275$, $i_{\min} = 0.116$ 。实测的水力比降小于计算比降,且均小于允许比降,表明坝体不存在渗透变形的破坏问题。(2)坝基土允许水力比降为 $[i] = 0.38$,计算最大水力比降 $i_{\max} = 0.30$,实测的水力比降 $i = 0.043$,实测远小于计算的和允许水力比降,坝基也不存在渗透破坏问题。

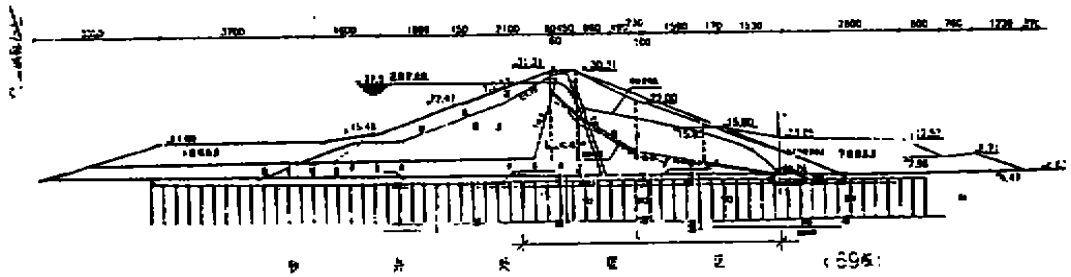


图 11 十字路水库主坝理论计算与实测浸润

3. 十字路土坝渗流量分析:理论计算通过坝体的渗流量 $Q_1 = 25.7\text{m}^3/\text{昼夜}$;通过砂井砂垫层的渗流量 $Q_2 = 15.5\text{m}^3/\text{昼夜}$,通过地基砂卵石层渗流量 $Q_3 = 925\text{m}^3/\text{昼夜}$, $\sum Q = 966.2\text{m}^3/\text{昼夜}$,95%以上的渗流量是通过地基砂卵石流走的,一年总渗漏量为 35 万 m^3 ,仅总库量 2030 万 m^3 的 1.74%。水库年蒸发量 106 万 m^3 ,占总库量的 5.2%,是年渗漏量的 3 倍,表明水库的渗漏量是很小的。实测的渗流量 $Q_{\text{max}} = 1400\text{m}^3/\text{昼夜}$, $Q_{\text{min}} = 490\text{m}^3/\text{昼夜}$, $\bar{Q} = 950\text{m}^3/\text{昼夜}$,计算渗流量与实测平均渗流量接近。影响渗流量的主要因素是水头和时效,其次是温度和降雨,从时效分量看,总渗流量随着时间延续呈下降趋势。

4. 坝基承压水情况分析:监控坝基承压水情有两种设施:其一是观测减压井的流量变化;其二是观测承压水管的水位变化。(1)减压井流量:杜湖水库 1973 年打减压井 5 口,淤塞了 2 口。1979 年又打减压井 10 口,1944 年进行维修,补设,减压井增到 11 口,从 1980 ~ 1997 年减压井流量统计,平均日渗流量为 $120\text{m}^3/\text{昼夜}$,最大渗流量 $297\text{m}^3/\text{昼夜}$,1980 年最小渗流量为 $1.4\text{m}^3/\text{昼夜}$ (1966 年),渗流量逐年减小。十字路土坝也打设减压井 11 口,渗流量 1996 年 $344\text{m}^3/\text{昼夜}$,1998 年 $315\text{m}^3/\text{昼夜}$ 至 $440\text{m}^3/\text{昼夜}$ 之间变化,从总体上看年平均值比较稳定,平均渗流量各有下降趋势。(2)承压水位:杜湖土坝坝基承压管水位波动幅度很小,受库水位影响也很小,主要由减压井出口高程控制。承压管水位随着时间延续相当稳定,从位势分析看,各年份的位势也相当稳定,说明坝基渗透变形是稳定的,减压井的效果良好。十字路土坝从最大位势值分析,除少数管外,其余各管的位势,从 1985 年至 1997 年略有增大,但 1998 年开始最大位势值又减小。基本上也是稳定的。

5. 综合分析:(1)杜湖土坝,坝体测压管,除 E_1 管有异常外,其余情况均属正常,坝基承压水管和减压井观测资料表明,坝基渗流状态正常。十字路土坝坝体测压管除个别管外,其余测压管的水位均较稳定,坝基测压管水位的延续略有升高,未发现有明显异常现象。(2)理论、模型试验和工程实践都表明:土石坝的渗流破坏机理,首先开始于渗流的出口,反滤设施是保护渗流出口最有效的措施。J.L.Sherad(1984)明确指出:防止土石坝渗流破坏的首道防线不是防渗体,而是下游的反滤层。两坝对下游坝趾的排水棱体反滤层都十分重视,其施工质量是符合设计要求的。

坝体裂缝及其处理

杜湖、十字路两土坝在施工期和运行期曾出现数次裂缝,某位置和情况如图 12、图 13 和

表8。

杜湖、十字路土坝横向裂缝情况

表8

水库名称	缝号	发现日期	裂缝面高程 (m)	缝长 (m)	缝宽 (mm)	缝深 (m)	处理情况
杜湖土坝	左1	1971.5.17	9.5		100~160		大开挖处理
	左2	1971.6.19	11.8		30		大开挖处理
	左3	1971.8.19	9.3			3.0	大开挖处理
	左4	1972.8.12	17.22		5~7	3.0	1974.12 大开挖处理
	左5	1973.12.3	19.64		20	3.0	同上
	右1	1972.8.12	18.0	>5		1.8	同上
	右2	1973.12.14	19.97			2.87	同上
十字路土坝	左1	1982.7.9	14.7	77	15	4	大开挖、灌浆
	左2	1983.12.18	13.3~30.3	72	20~30	4	坝顶套井、其余大开挖
	右1	1981.11.13	17.5	60	22	4	大开挖、套井、灌浆相结合

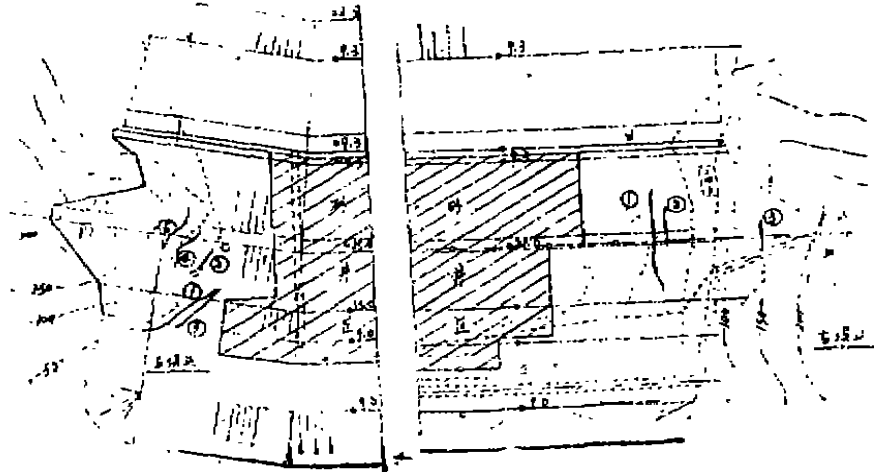


图12 杜湖土坝裂缝平面位置示意图

最近大坝安全鉴定时,在浆砌块石防浪墙上发现裂缝。杜湖土坝共有66条,最大缝宽20~23mm,特别在20号缝尤为严重,浆砌块石挤压破裂范围5m左右。十字路土坝共有8条裂缝,多数缝宽为4~6mm,仅1条缝宽30mm,附近浆砌块石也有挤压现象。相比之下,后者状况大有改善,这是与设计施工中重视变形,采取相应防裂措施有关。

1. 坝体裂缝的特性:(1)裂缝位置都在砂井区以外,即靠近两坝头,落在地基软硬交界区;(2)裂缝的走向基本上与地形等高线平行;(3)裂缝的产状为上宽下窄,缝深在3~4m左右,这些裂缝均先后采用开挖回填,套井回填,结合灌浆等方法进行处理。

2. 裂缝成因分析:从坝体裂缝的位置走向及其产状等特点看,产生坝体裂缝的主要原

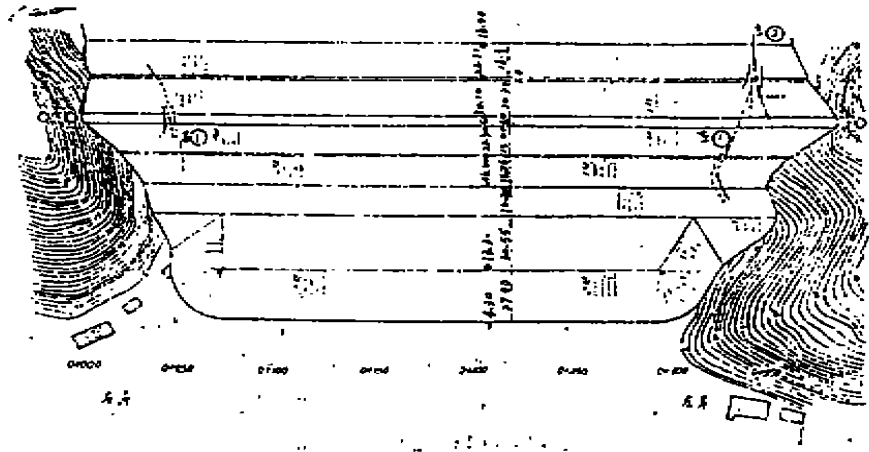


图 13 十字路土坝裂缝平面位置示意图

因是由于软土地基的沉降量大,而且产生较大的不均匀沉降而引起的。从坝轴线纵向沉降倾度看,如图 14 和图 15,坝中段沉降倾度小,而两坝端的沉降倾度大,两岸平均沉降倾度比坝中间的沉降倾度大 10 倍以上,因此在两坝端开裂是必然的。

根据坝体应力分析,在土石坝两岸最容易发生横向裂缝。这是由于在坝体与左右岸坡接头坝段,坝顶各点在自重作用下均产生不同的沉降变形,坝顶各点还发生指向河谷中部的

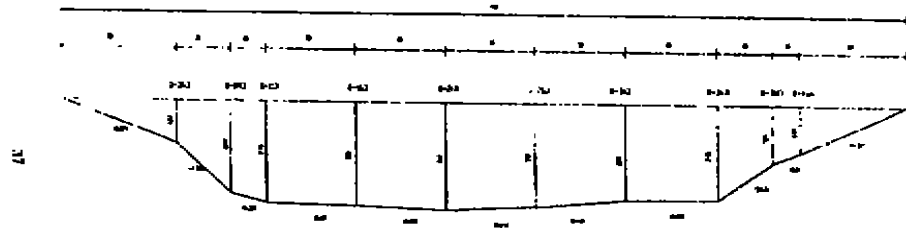


图 14 杜湖水库土坝纵向(坝曲线)沉降图

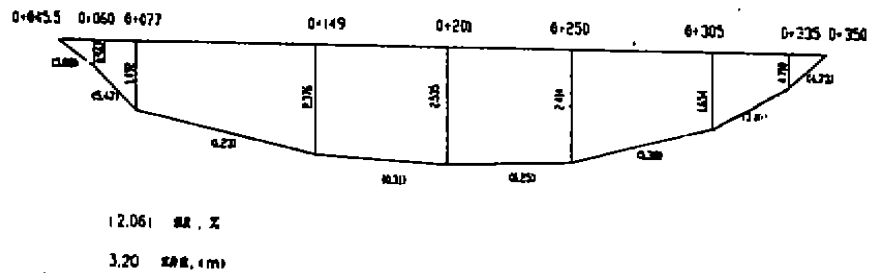


图 15 十字路水库大坝纵向(坝轴线)坝基沉降图

纵向位移,从而在两岸附近的坝体中形成了拉应变区,当土体应变达到土体的极限应变值时,即产生裂缝。裂缝处受力情况,有如“掰馒头”。杜湖、十字路土坝属于这种变形的规律。该两坝均系软土地基上筑坝,在两坝头软硬地基交界段,不均匀沉降变形引起的拉应变,尤为显著,因此,在坝头附近坝体产生横向裂缝是必然发生的客观规律。

此外,杜湖、十字路土坝,均是砂井地基,但砂井的施工方法不同。杜湖砂井施工用钢管法,生怕铸钢桩尖碰到岩石而折断,凡是软土厚度小于7m的两岸附近的软土均未处理,这就给两坝端,因不均匀沉降产生横向裂缝留下了隐患。十字路土坝砂井施工,采用高压射水法,凡有软土的范围都进行处理,这样就缩小软硬地基的交界段的范围,即减少两坝端出现裂缝的范围。

3. 防裂措施,十字路土坝设计时就考虑土坝变形问题,在设计和施工中采取了两点防裂措施。其一,对设计断面的转折点都进行沉降分析及其倾度计算,并严格控制加荷速率;其二,在施工中先填河床断面,再填筑两岸,减少其不均匀沉降。即在河床断面坝高达14.5m时(占设计坝高的55%),地基沉降量达到1467mm(占设计总沉降量的2820mm的52%)时,才填筑两岸坝体。这样有利于减少坝轴方向的不均匀沉降,从而减少横向裂缝。但是必须注意,河床与两岸采取分段施工,由于两坝段坝体填筑高差较大,若分段结合处的坡度太陡,处理不当,又将隐伏着新老坝接合处产生横向裂缝的因素。十字路土坝后期产生的两坝头的裂缝可能与此有关。

4. 防浪墙裂缝的原因,防浪墙体由浆砌块石筑成,属刚性体,而它的基础是由各种土体填筑而成的坝体,属塑性体或弹塑性体。如果坝体的变形不协调,那就会敏感地反映到防浪墙上。一般坝顶防浪墙开裂往往是坝体横向裂缝的征兆。当然防浪墙产生裂缝,坝体不一定也有裂缝。除了不均匀沉降外,防浪墙与坝体的变形不协调是引起防浪墙裂缝的主要原因。此外,浆砌块石的沉降缝分段过长,杜湖、十字路土坝沉降缝的间距为20m,一般缝距以15m为宜。加上沉降缝的施工质量不规范,没有起到应有的作用,也是产生裂缝的原因。

结语

1. 采用砂井(或排水塑料板)处理软粘土地基的土坝工程有以下三个需要考虑的最基本问题:

- (1)抗剪稳定性;
- (2)地基的固结和变形;
- (3)抗渗流的稳定性。

这三个问题就是土力学的三大定律所在。对于砂井地基,(1)和(2)是密切相关。砂井的基本作用就是加速地基固结,同时加速地基强度的增长,是一个问题的两个面。对于陆地上的砂井地基主要考虑这两个问题,但对于水利工程,第(3)问题是必不可少的。以本文讨论的对象-(土坝)而言,(1)、(3)是首先应得到保证的。当分析地基或坝体有关问题,则应三者结合考虑。

2. 地基强度增长及稳定性分析

地基中任意点任意时刻的抗剪强度 τ_R 可用下式表达:

$$\tau_R = \tau_b + \Delta\tau_k - \Delta\tau_{tt} \quad (1)$$

式中 τ_b ——该点的天然抗剪强度, $\Delta\tau_k$ ——由于固结强度增长, $(-\Delta\tau_{tt})$ ——由于剪切变形而导致强度的衰减。

基于该式而发展为地基强度增长的预计公式为

$$\tau_1 = \eta(\tau_0 + \Delta\sigma_1 \bar{U}K) \quad (2)$$

$$\text{或} \quad \tau_1 = \eta[\tau_0 + K(\Delta\sigma_1 - \Delta u)] \quad (3)$$

式中 η —考虑蠕变效应的一个折减系数,根据杜湖 1970—1980 年之间 6 次十字板测定强度反分析结果而建议的试用值 $\eta = 0.75 - 0.90$ 。其余符号见文中式(1)、(2)和(3)的说明。

根据以上地基强度增长的预计,由于地基部分承受其上的荷载(坝高)的不同,地基强度增长亦不同,可将地基分为若干区(杜湖分为 5 个区),然后按修正的圆弧法进行稳定性分析,为了增加地基的稳定性,还需要一定厚度和长度的反压平台,两坝都如此。在杜湖的最后阶段的设计中,采用安全系数等于 1.20。这一套地基强度增长的预计、稳定性分析以及选用的安全系数值对于杜湖尚称满意。

3. 式(1)是对待软土地基强度变化的概念表达式,也是一个指导思想依据。采用砂井加速地基强度增长,即加速 $\Delta\tau_e$ 的增大。严格控制加荷速率,即控制 $(-\Delta\tau_e)$ 的增大。由于软土地基 τ_e 很低,不注意严格控制加荷速率的失败教训是惨重的。即使采用砂井,严格控制加荷速率仍然不可缺少。

杜湖控制加荷速率根据实践的修正,定为沉降 10mm/d,边桩水平位移 4mm/d,同时结合孔压观测(避免出现孔压突然急剧增大),还应注意这三项观测结合分析。

对于在软土地基建坝(或高填土),建立和健全沉降、边桩位移、孔隙压力以及测压管的现场观测,应该视为设计和施工不可或缺的内容之一,是现场监察的耳目。不能视为可有可无。边观测边分析以便指导工程的进展的方法即所谓观察方法(Observational method)是现代土力学的锐利武器(Peck 在第 10 届国际土力学和基础工程会议特邀报告中的警告)。

4. 为了防止渗流破坏,必须采取措施控制渗流。采用砂井处理,就必须在砂井顶面铺设足够厚度的砂垫层,以便排泄软土层固结排出的水。(1)这一砂垫层的存在是和一般土坝最大的一个差别。这一砂垫层的上游端要与水库水截断,下游端与棱体连接,起排水倒滤作用。(2)杜湖,由于下卧砂砾层存在有一定水头的承压水,为防止承压水直接通过砂井、砂垫,而产生较大的渗流,因此砂井下端保留 2—4m 距离,未打到砂砾层。由于上述两点,杜湖采取防渗斜墙,斜墙与上游防渗反压平台连接,当时很担心因坝体产生较大变形而引起斜墙的裂缝,特别是斜墙与反压平台交界处。从长期运行以来情况来看,这一担心是多余的。

十字路砂井上端接连的砂垫层,长度达 250m。长度大的优点:渗流的比降小,有利于防止渗流破坏。从另一方面考虑,渗流比降过小,不利于砂井的固结排水。但从该坝地基固结情况那样良好来看,这一担心也是多余的。

两坝的浸润线都作精细观测,并作理论计算校核,实测的轨迹均低于理论计算的。

杜湖坝体和地基的实测水力比降均小于理论计算值。

十字路理论计算的渗流量与实测值接近。水库的渗流量很小。

两水库为保证地基中砂砾层的渗流稳定性,均在下游设置减压井。杜湖 1973 年打减压井 5 口,淤塞了 2 口。于 1979 年又打 10 口,1994 年进行维修补设,减压井增到 11 口。十字路也设置减压井 11 口。两坝减压井的渗流量都作了观测和分析。现在看来,两坝设置减压井是必要的,效果良好。观测表明渗透变形是稳定的,没有造成危害。

5. 固结与沉降

两坝以年计为横座标的 $S-t$ 曲线,基本上可划分为 \overline{AB} (接近直线) \widehat{BC} (曲线)和 \overline{CD} (接近直线)三段(见图8、表7)。两坝在 \overline{AB} 段在约4年内的沉降占总沉降量达80%左右。十字路土坝花约4年时间,坝高达26.0m,又经过5年, $S-t$ 即趋稳定。

杜湖不同于十字路在于杜湖在砂井以下尚留有2-4m下卧软土层,其下的砂砾中又有承压水,这样就延缓了沉降。在最后的14年(\overline{CD} 段)尚维持一个均匀、少量的沉降速率(8.6mm/年)。十字路因砂井以下不存在下卧软土层,故 \overline{CD} 段沉降速率很小(4.1%)。 \overline{CD} 段杜湖的 $S >$ 十字路的 S ,这应理解为杜湖的沉降较慢趋于稳定。

杜湖最后14年、十字路最后13年(即 \overline{CD} 段)的沉降所占的比例都很小(杜湖3.8%,十字路1.8%),在工程上并没有什么影响。参照过去的分析,定性上可以说这两坝的次固结所占的比例都很小。再次证实了,砂井的主固结仍然是主要的。

边桩水平位移主要发生于加荷期间。一旦加荷停止,水平位移立即结束。

6. 坝体的裂缝。

坝体两端都是位于坚硬土体或岩体之上,而河谷存在有深厚的沉积,包括软粘土层和砂砾层等土层,在坝体的自重作用下,产生显著的沉降差,坝体在坝头产生裂缝是在所难免。采用一些措施,对裂缝的产生能有缓减作用,但难以避免不产生裂缝。坝体在两岸产生的裂缝都是在加荷期间,沉降急剧增大,沉降差也大。

裂缝及时发现,并随时观测其发展。如条件容许,可待沉降稍为稳定时,再采用补救措施。措施包括大开挖、套井、灌浆。几种措施相结合比较适宜。

两坝防浪墙产生挤压裂缝可能都是由于沉降缝间距过大。如间距减为15m并能提高砌体(包括沉降缝)的施工质量,防浪墙的裂缝应可避免,至少可以得到缓解。防浪墙如已发生挤压裂缝破损,应及时修补。

参考文献

- 1 曾国熙等(1959),砂井地基沉降分析,浙江大学学报,第3期
- 2 曾国熙、王铁儒、顾尧章(1981),砂井地基的若干问题,岩土工程学报,第3卷,第3期,p.1
- 3 Zeng, G. X., Pan, G. Y. Liu, S. M. (1989). On the secondary deformation of soft clay, Proc. Int. Conf. on Engineering Problems of Regional Soils, Beijing, p.509
- 4 曾国熙、谢康和、朱向荣、刘世明(1994),竖井排水固结理论研究的若干进展,《结构与地基国际学术研讨会论文集》特邀报告。
- 5 R. B. Peck(1985), The Last Sixty Years, Proc. 10th ICSMFE, San Francisco
- 6 石湘森,杨祖格,十字路土坝的砂井地基经验,岩土工程学报,第10卷,1988年,第2期
- 7 石湘森,苏德源,宁波地区土石坝软粘土地基处理,水利学报,1983年,第11期
- 8 石湘森,土石坝设计中的防裂探索,岩土工程师,1990年,第3期
- 9 宁波市水利水电规划设计研究院(1999),大坝稳定、变形及渗流分析报告(慈溪市杜湖水库大坝安全鉴定之二)
- 10 浙江大学岩土工程研究所(1999),地基沉降,水平位移观测资料整理分析(慈溪市杜湖水库大坝安全鉴定之三)
- 11 宁波市水利水电规划设计研究院(2000),大坝稳定分析及抗振复核报告,(镇海区十字路水库大坝安全鉴定之二)

- 12 浙江省水利水电科学研究院(2000),大坝变形观测资料分析报告(镇海区十字路口水库大坝安全鉴定之三)

A Review of Two Earthdams with Sand - drained Ground over A Long Term of Operation

Zeng Guo Xi

(Zhejiang University, Hangzhou, 310027)

Shi Xiang Miao

(Ningbo Water Conservancy, Hydroelectric Power Planning, Design & Research Institute, Ningbo, 315000)

Abstract It is worthwhile to make a review for promoting the knowledge of the behavior of two midsize dams, Du Lake and Crossway dams, since they are the first successful dams in China, of which the ground were improved with sand drains and they possess a long term of field measurements for 32 and 23 years respectively.

This paper includes: (1) general introduction, (2) prediction of the strength gain of soft clay ground and stability analysis, (3) loading rate control, (4) settlement analysis, (5) seepage control, (6) cracks of the dam body near their ends and their remedy.

岩土工程勘察软件系统

岩土工程勘察软件系统是由浙江大学岩土工程研究所、杭州市勘察设计研究院和浙江省综合勘察研究院共同研制开发的岩土工程勘察辅助软件系统,已通过浙江省科学技术委员会组织的专家鉴定。编制依据的标准是《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)和《岩土工程勘察文件编制标准》(DBJ10-5-98),具有标准 Windows 版本和 AutoCAD 版本,实现了如下的功能与特点:

①采用表格式数据输入,对于岩土工程名称等项目可以通过下拉方式选择输入,大大加快了输入速度并减少了手工输入出错的可能性;

②绘制工程图件和表格时,系统可以自动判断图纸空间是否满足要求,并给出数据比较值,揭示用户进行相应修改;

③可读取静探微机采集的数据生成静力触探曲线,用户分层后系统可以自动统计每层的侧壁摩擦力和锥头阻力生成正式的静力触探曲线;

④报表输出灵活方便,可以根据用户的选择输出报表的特定部分,调节列间距和每页行数以适应不同的纸张大小,使输出的报表美观整齐;

⑤数据自动统计,同时可以浏览数据剔除其中的异常数据,也可以自动校验数据是否在合适的范围内;

⑥所见即所得的打印功能,显示效果与打印效果精确匹配;

售后服务:

有专人负责软件的答疑维护工作,欢迎来电、来函联系。

联系地址:浙江省杭州市浙江大学岩土工程研究所 邮编:310027

电话:0571-87952099(O) 0571-87961173(H)

联系人:韩同春

深层搅拌防渗帷幕在砂性土地基中的应用*

李秀文

(河海大学交通及海洋工程学院 南京 210098)

[摘要] 本文介绍在南京市栖霞区某段的长江大堤除险加固工程中采用多头小直径深层搅拌防渗帷幕工程实例。本工程由于采用了合适的外掺剂,解决了以往砂性土中深层搅拌桩成桩效果不理想,而其它成桩法成本较高的问题。

引言

深搅防渗帷幕是利用水泥材料作固化剂,通过特制的深层搅拌机械,在地基加固深度内将软土和固化剂(浆液)强制拌和,由固化剂和软土间所产生的一系列物理—化学反应,使软土硬结成具有整体性、水稳定性和足够强度的水泥加固土并连接形成防渗帷幕,一般用于加固饱和粘性土地基。

在长江大堤除险防渗加固工程中,由于长江下游大堤多为漫滩相粉细砂及软弱土,如采用高喷法防渗则成本太高,在南京市栖霞区某段长江大堤堤基防渗加固工程中采用了小巧灵活的多头小直径深搅机,选用膨润土作外加剂,用低廉的成本在较短的时间内完成了 28896m^2 的深层搅拌防渗帷幕,帷幕防渗效果满足设计要求。

工程概况及工程地质

1. 工程概况

为解决长江大堤渗漏、管涌等不良地质现象,南京市栖霞区水利局对辖区内有隐患的某段2.14公里的长江大堤堤基进行垂直防渗加固处理,加固平均深度为12m。该段大堤堤顶宽度为6m左右,最窄处不足4m,堤顶有挡浪墙。断面如下图所示:

2. 工程地质

该地区在堤基范围内地层结构如下:

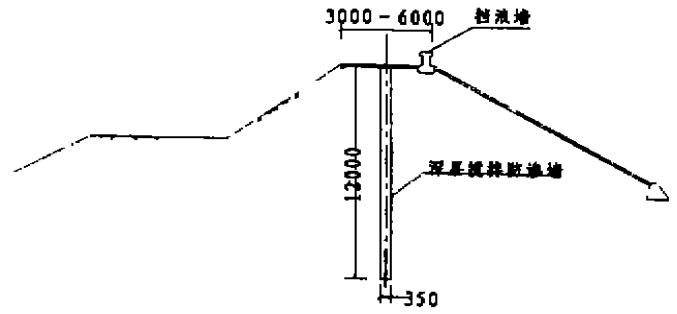
①层素填土:灰~灰黄色、稍湿、可塑,土质以粉质粘土为主,土质不均匀,夹有少量植物根系及碎块砖屑,层厚1.7~1.8m。

②层淤泥质粉质粘土:灰~深灰色、饱和、流塑,土质较均匀,局部夹有少量的粉砂,层厚2.0~2.1m。

* 收稿日期:2001年5月

③层粉细砂：青灰色、湿、松散
~稍密，砂质较均匀，层厚 3.90 ~
5.30m, $K_H = 9.36 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$, $K_v =$
 $8.32 \times 10^{-3} \text{ cm/s}_0$

④层层粉细砂：青灰色、湿、中
密，砂质较均匀，未钻穿, $K_H = 6.45$
 $\times 10^{-3} \text{ cm/s}$, $K_v = 5.90 \times 10^{-3} \text{ cm/s}_0$



深搅防渗帷幕的施工

1. 方案选择

据以往工程经验及在堤下试验表明,在砂性土层中,各种配比的未加外掺剂和加有水玻璃深搅防渗帷幕试验效果均不理想,而高喷法成本太高。本工程采用膨润土作外掺剂,选用适合本堤段、小巧灵活的多头小直径深搅机械成桩,深层搅拌防渗帷幕墙厚 35cm,深度为 12m,水泥掺入量为 15%,水灰比为 0.5,根据试验选用膨润土的掺入量为:膨润土:水泥 = 0.7:1。

2. 防渗帷幕施工

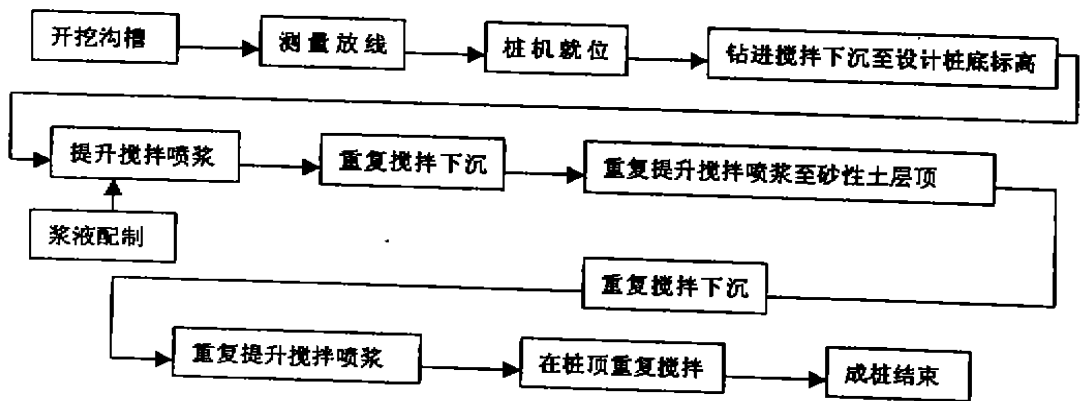
(1) 工程勘察

采用 XY 型回转钻机,沿防渗帷幕轴线每隔 50m 布设钻孔,如局部地段地质条件较复杂,则适当加密钻进先导孔钻取芯样进行鉴定,并描述地质剖面图指导施工。

(2) 防渗帷幕施工

采用改进的四头小直径深搅拌机,针对本工程地质特点,在堤基上层回填粘土段采用四搅三喷工艺,在堤基下层砂性土层采用六搅三喷工艺,保证砂性土层的成桩质量。

施工工艺流程图如下:



3. 施工应注意的几个问题

在多头小直径深搅桩防渗帷幕的施工中,应特别注意如下几点:

(1) 深层搅拌机在预搅下沉时应尽量不用冲水下沉,在砂层中钻进困难时,才可带浆下

沉。

(2)制备好的浆液不得离析,可在灰浆拌制机中不断搅拌,待压浆前再缓慢倾入集料斗中,泵送浆液必须连续。

(3)相邻单元段的施工时间间隔不得超过24小时。

(4)桩机的对中误差不得超过5cm,垂直度误差不得超过1%。

(5)在桩底喷浆时间大于30s,保证桩端质量。

4. 质量检测

(1)本工程对现场试验围井进行开挖观察,开挖时间分别为水泥土龄期7d、8d、28d、30d,开挖深度4.5~5m。防渗帷幕连续、完整。水泥土搅拌均匀,防渗帷幕无渗水现象,坑底基本无积水。

(2)取芯检验:

为了直观检验多头小直径搅拌桩的成桩质量及桩身强度、渗透系数,施工28天后进行抽芯检验。采用XY-1型回转钻机,泥浆护壁,从桩顶连续取芯,芯样表明:成桩质量均匀,泥浆与砂性土胶结良好,岩芯长柱状,坚硬,水泥局部富集,有微水平层理,岩芯较完整。试验结果如下:

A 抗压强度试验结果:

表1

检测结果			
编号	桩号	取样深度(m)	抗压强度(MPa)
1	G ₃ -1	2.20~2.40	1.2
2	G ₃ -3	4.80~5.00	1.3
3	G ₃ -6	9.70~10.00	1.9
4	G ₃ -9	11.80~12.00	1.6
5	G ₄ -1	2.50~2.70	1.4
6	G ₄ -3	5.40~5.60	1.8
7	G ₄ -5	9.00~9.20	1.7
8	G ₄ -8	11.00~11.20	1.8

B 渗透试验结果:

表2

检测结果			
编号	桩号	取样深度(m)	渗透系数(cm/s)
1	G ₁ -4	6.50~6.70	2.0×10^{-6}
2	G ₂ -4	5.20~5.40	1.8×10^{-6}
3	G ₃ -5	9.00~9.20	2.3×10^{-7}
4	G ₃ -8	11.00~11.20	2.0×10^{-7}

5	G ₄ -4	5.80~6.00	1.9×10 ⁻⁷
6	G ₅ -5	9.00~9.20	8.6×10 ⁻⁷
7	G ₅ -5	11.00~11.20	1.8×10 ⁻⁷
8	G ₆ -3	6.00~6.20	1.7×10 ⁻⁷

3. 从各项质量检测资料表明,本工程解决了砂性土的抗渗问题,砂性土的渗透系数从 $6.46 \sim 9.36 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$,降低到 $1.7 \sim 2.3 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$,满足大堤的设计抗渗要求。

在工程使用管理中尚需进行监控工作。

经济技术比较

多头小直径深搅防渗帷幕的造价为 132.96 元/m²,远远低于在相同条件下用高喷法施工的工程造价,且施工简单。多头小直径深搅桩机机身较小,移动灵活,施工速度快,适合于长江大堤复杂的施工环境,如能严格控制施工的成桩质量,在不同的地质条件,通过调整水泥和外掺剂的使用量及水灰比,这种防渗帷幕的施工方法是值得推广应用的。

参考文献

陈仲颐、叶书麟主编,基础工程学,中国建筑工业出版社,1990

叶书麟主编,地基处理工程实例应用手册,中国建筑工业出版社,1998

Application of Deep Stratum Mixing Round Diaphragm in Sand Layer Foundation

Li Xiuwen

Abstract The paper introduce a project about the deep stratum mixing round diaphragm using many - caput little diameter in the engineering of reinforcing the ChangJiang River to get rid of danger at a section of QiXia district of NanJing city. This project solve the problem that the effect of forming pile by deep layer mixing round is dissatisfactory but the cost of other forming pile mean is too high.

更正

本刊 2001 年 9 月第 3 期(总 44),第 2 页第 11 行及第 63 页第 2 行《水下混凝土灌注事故的预防及处理》一文作者徐正岭应更正为徐大岭,并致歉。

浅谈预制桩竖向极限承载力 标准值的计算方法

李晨钟 嵇蔚冰

(江苏省盐城市建筑设计研究院 224002)

[摘要] 本文比较了部分工程用经验参数法、静力触探法估算出的单桩极限承载力和静载荷试验结果。探讨如何在本地区准确确定单桩竖向极限承载力标准值。

现行规范的规定

根据《建筑桩基技术规范》，单桩竖向极限承载力标准值应按下列规定确定：一级建筑桩基应采用现场静载荷试验，并结合静力触探、标准贯入等原位测试方法综合确定。二级建筑桩基应根据静力触探、标准贯入、经验参数等估算，并参照地质条件相同的试桩资料综合确定。当缺乏可参照的试桩资料或地质条件复杂时，应由现场静载荷试验确定。对三级建筑桩基，如无原位测试资料时，可利用承载力经验参数估算。

这实际表明，单桩竖向极限承载力的确定就其可靠性而言，静载试验最高，其次为原位测试法，包括静力触探、标准贯入、旁压试验，经验参数法则需按各地实际情况，合理取用。

由于试桩数量毕竟很少，评价母体的承载力仍带有某种局限性。因此，不论属何等级建筑物，均应采用多种方法结合地质条件综合分析确定承载力，以提高确定结果的可靠性。

规范第 5.2.7 条：当根据双桥探头静力触探资料确定混凝土预制桩单桩竖向极限承载力标准值时，对于粘性土、粉土和砂土，当无当地经验时，可按下列式计算：

$$Q_{sk} = u \cdot \sum l_i \cdot \beta_i \cdot f_{si} + \alpha \cdot q_c \cdot A_p \quad (5.2.7)$$

式中 f_{si} 为第 i 层土的探头平均侧阻力

q_c 为桩端平面上、下探头阻力

α 为桩端阻力修正系数，粘土、粉土取 $\frac{2}{3}$ ，饱和砂土为 $\frac{1}{2}$

β_i 为第 i 层土桩侧阻力综合修正系数

粘土、粉土 $\beta_i = 10.04 \cdot (f_{si})^{-0.55}$

砂土 $\beta_i = 5.05 \cdot (f_{si})^{-0.45}$

规范第 5.2.8 条，当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩竖向极

• 收稿日期：2001 年 3 月

限承载力标准值时,宜按下式计算:

$$Q_{sk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \cdot \sum l_i \cdot q_{sik} + q_{pk} \cdot A_p \quad (5.2.8)$$

式中 q_{sik} 为桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值

q_{pk} 为极限端阻力标准值

当无当地经验时,可按表 5.2.8-1,2 取值

由规范公式不难看出,单桩竖向极限承载力由侧阻力和端阻力组成。式 5.2.7 中右边第一项为单桩总极限侧阻力,第二项为单桩总极限端阻力,分别对应双桥触探的侧壁摩阻力 f_s 和锥头阻力 q_c 。由于 f_s 、 q_c 为触探时将金属探头连续压入土中的过程中,用电阻应变式静力触探仪自动记录的土对探头的阻力。这与预制桩,尤其是静压桩压入土中的作用机理一致。故对于预制桩工程,在估算单桩竖向极限承载力标准值时,可以认为在缺少当地经验的情况下,用式 5.2.7 比 5.2.8 要更直接些。且规范中预制桩竖向承载力分项系数的取值也是静力触探法(1.60)小于经验参数法(1.65),等于静载试验法。

当采用经验参数法时,规范表格中提供的 q_{sk} 、 q_{pk} 的波动范围很大,如何合理地取用,需根据各地实际土质情况和桩静载荷试验确定。

本地区工程状况

盐城市区地处苏北里下河地区,属第四纪古泻湖相或滨海相平原。地表填土层下即为一层厚约 1m 的粘性土硬壳层,第 3 层土为淤泥质粉质粘土,约 9m 厚。第 4 层为粘土和粉质粘土,可塑~硬可塑,厚 2~4m。第 5 层大多为粉土、粘质粉土或砂质粉土,厚度不等,稍密~中密。第 6 层为中密粉砂,部分地区缺失。一般桩端位于可塑的粘土层或中密的砂质粉土、粉砂层。以前由于勘察手法以单桥静力触探结合取土钻为主,单桩竖向极限承载力计算均采用经验参数法,参数取值根据规范略作调整。绝大多数工程未做静载试验,做静载的也以检验能否达到设计要求为目的,大多未做到极限。测试结果与计算值相差不大,采用桩基的工程沉降均很小。

近几年来,不少工程采用了双桥静力触探结合取土钻的手法进行勘察,而开工前先做试桩静载试验以确定单桩竖向极限承载力的工程也逐步增多。试桩结果显示:预制桩工程的静载试验值与理论值有一定的差距,表 1 即为部分工程的资料。(表 1 附后)

由表 1 我们可以看出以下几个规律。

1. 用经验参数法的误差略大于用双桥触探法的误差。
2. 当桩端持力层为砂质粉土或粉砂时,静载试验值大多远远高于各种估算方法。当桩端持力层为粘土或粉质粘土时,静载试验值低于或接近估算值。
3. 用双桥触探法估算的单桩总极限侧阻力均高于经验参数法。当桩端为砂土或砂质粉土时,双桥静力触探法算出的端阻力高于经验参数法。当桩端为粘土或粉质粘土时,双桥静力触探法算出的端阻力低于经验参数法。

表1

工程号	桩径 (mm)	桩长 (m)	静载试验值 (kN)	总极限侧阻力计算值 (kN)		总极限端阻力计算值 (kN)		桩极限承载力计算值			
				双桥	经验	双桥	经验	双桥(kN)	误差	经验(kN)	误差
1	250×250	12	600	408	328	174	150	577	-3.8%	478	-20%
2	300×300	9	1040	406	301	430	162	836	-16.7%	463	-55%
3	350×350	16	1400	813	707	313	270	1126	-19.6%	977	-30%
4	Φ400	13	1300	640	432	367	276	1007	-22.5%	708	-45.5%
5	300×300	7	676	391	336	395	180	786	+16%	516	-24%
6	300×300	14.3	766	670	471	105	189	775	1.2%	660	-14%
7	250×250	12.9	500未破坏	452	330	62	125	514	+3%	455	-9%
8	350×350	13.3	657	593	505	114	245	707	+7.6%	750	+14%
9	350×350	11.7	416	386	319	67	245	453	+8.9%	564	+35.6%

注:1~5号工程的桩端持力层为中密的砂质粉土或粉砂。

6~9号工程的桩端持力层为可塑的粘土或粉质粘土。

总结

根据上述的情况,笔者认为,在盐城地区采用双桥触探的方法估算预制桩单桩竖向极限承载力标准值比经验参数法更合适一点,(此处参数指直接套用规范表格数据)。但在最终确定某一工程单桩竖向极限承载力标准值时应注意以下几个方面的问题:

1. 用双桥静力触探法计算时,对勘察的要求更高,现场操作,探头率定等均需规范。
2. 当静载荷试验的方法测出的单桩承载力远远高于静探和经验值时,需作认真分析,检查静载试验的加载方式、速率、千斤顶补载情况,不可盲从静载数据。
3. 当桩端持力层较薄且存在软弱下卧软土层时,应考虑其不利影响并作补充验算,必要时降低端阻力的取值。
4. 在盐城市区,粘性土的端阻参数取规范建议值的下限或略低一些,粉土、粉砂的端阻参数可取规范建议值的上限。
5. 应根据日后逐步积累起来的静载资料辅以实测各土层侧阻力和端阻力总结出适用本地区的经验参数,供估算使用。

参考文献

《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)中国建筑工业出版社 1995 北京

Taking about The Caculate Method of Prefabricated Precast Pile Standard value of Vertical limit Bearing Capacity

Li Cheng zhong Ji Weibing

JangShu Province YanChen architecture design research institute

Abstract This paper compare some engineerings use experience parameter method and CPT method to caculat the standard value of precast pile limit bearing capacity and field loading test result. Inquire into how to accurate define the standard value of vertical limit bearing capacity.

第七届全国地基处理学术讨论会征文通知

(第1号通知)

为了总结、交流地基处理工程勘察、设计计算、施工技术、施工监理、现场监测、施工机械以及理论研究方面的新鲜经验,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会定于2002年8月或9月在甘肃兰州召开第七届全国地基处理学术讨论会。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

1. 征文范围

应征学术论文和工程实录范围:

(1)已有各种地基处理技术新发展;(2)地基处理新技术的开发和应用;(3)地基处理工程勘察技术、设计计算理论、施工工艺及机具、质量检验等方面的发展;(4)复合地基理论与实践方面的发展;(5)地基处理其它方面的发展。

2. 征文要求

应征论文应未在国内刊物或论文集上发表过,论文字数请控制在6000~8000字(包括图表)。论文字迹要求清楚、端正,图表齐全。

3. 征文时间安排

征文截止日期:2002年1月31日。

应征论文将由论文编审委员会决定是否录用。录用论文按要求规格于2002年3月30日前提交(具体要求将在第2号通知中说明)。入选论文将正式出版论文集。

应征论文一式二份请寄:

310027 杭州玉古路浙江大学玉泉校区土木工程学系 俞建霖博士

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会
地基处理学术委员会

2001年9月

喷锚网的应运技术

蔡昌斌

周鑫良

(温州市旧城改建指挥部) (浙江中天建设集团公司温州分公司)

【摘要】 本文介绍的喷锚网为土钉墙的一种,现已广泛应用于软土地基淤泥质土层中,经过几十个地下室基坑支护采用喷锚网方案取得圆满成功,并总结了一整套施工技术已于推广应用。

喷锚网是土钉墙的一种,广泛应用于浙江、福建沿海一带软土地基淤泥质土层中,广泛应用以锚管作为土钉墙中的土钉,此管作为主要受力杆件,解决了淤泥成孔难的问题,同时锚管壁上开小孔采用高压注浆改善了淤泥的性能。在基坑壁的介面上布以钢筋网喷射砼,形成一种比较完整的土钉墙结构,其施工技术简述如下:

施工流程

1. 根据地下室基坑支护平面布置图,进行喷锚网外围线放样,准确掌握喷锚网介面的位置;
2. 用挖土机挖斗在基坑外围线挖第一层带坡度的土,深度约为1.2~1.5m,沿基坑内侧周边挖宽约为5~7m,向内坡向自然土面,第一层为条挖,以下必须分层分段挖土,每层挖土深度为锚管下去0.3m为准,分段开挖长度第二层每段不得超过15m,第三层不得超过10m,挖到淤泥时不得超过6m,挖出作业面应立即进行人工修面,进行喷锚网支护;
3. 把第一道锚管用液压振管机或挖土机挖斗推入土中;
4. 设泄水管孔;
5. 用气压式砼喷射机将C20细石砼进行初喷,厚约30~40mm;
6. 布钢筋网,加强筋十字相交处及纵横加强筋与锚管交接处采用电焊;(见图1)
7. 第二次喷射C20细石砼,厚为60~70mm;
8. 第二次喷射砼达到初凝后对锚管进行洗管;
9. 用压力注浆机(挤压式灰浆泵)向管内注入水泥砂浆或纯水泥浆,必须达到定值(0.5~0.7kPa)压力与注浆量要求;
10. 继续垂直向分层(约1~1.2m)水平向分段挖土,越到下面段长越小,其下施工依次类推;
11. 机械挖土将到承台顶面时,间隔一个承台改为人工挖土;

• 收稿日期:2001年9月

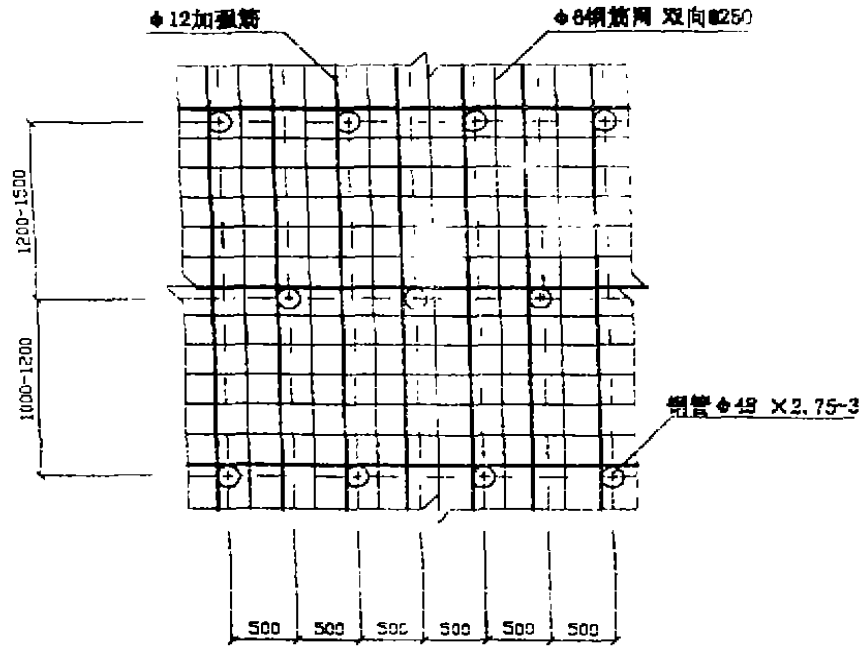


图1 锚管与钢筋布网图

12. 喷锚网施工完毕后,及时进行砖胎膜和垫层施工。

锚管制作与设置

1. 锚管的制作

(1)根据基坑支护实施方案对锚管进行断料,锚管采用 DN48 × 2.75 ~ 3 焊接钢管;

(2)在锚管外壁上钻二排梅花形 $\phi 8 \sim 10$ 出浆孔,在同一直线上间距为 800 ~ 900,此孔以利浆液向外挤成 $\phi 150 \sim \phi 180$ 粗糙圆柱形浆体;(见图 2)

(3)为了增加抗拔能力在锚管外壁孔处,盖焊一只 $\angle 30 \times 30 \times 4$ 角铁(钩长 50)作为倒刺定位架;

(4)头部焊 $\phi 89 \times 3\text{mm}$, $e = 200\text{mm}$ 锥体头一只,以便进土以利注浆,并使其形成磨菇形扩大头;(见图 3)

(5)管和管对接时采用 $3\phi 12$, $e = 100\text{mm}$ 绑焊。

2. 锚管设置

(1)锚管施工前,定出管位,作出标志与编号记录;

(2)用推土机挖斗把锚管推入土中,记录锚管技术参数;

(3)锚管推入土体后,用 DN20 硬塑料管插入锚管底部进行压力注水清洗锚管内泥浆;

(4)注浆过程中要做好锚管记录,按锚管编号逐一记录压管时测得的土体特性、注浆数量与质量、事故处理等,并和设计图加以比较,若发现有较大偏差时,要及时反馈修改锚管的设计参数;

(5)采用压力(0.5 ~ 0.7MPa)注浆裹管,使水泥砂浆或水泥纯浆通过钢管壁孔,向管壁外

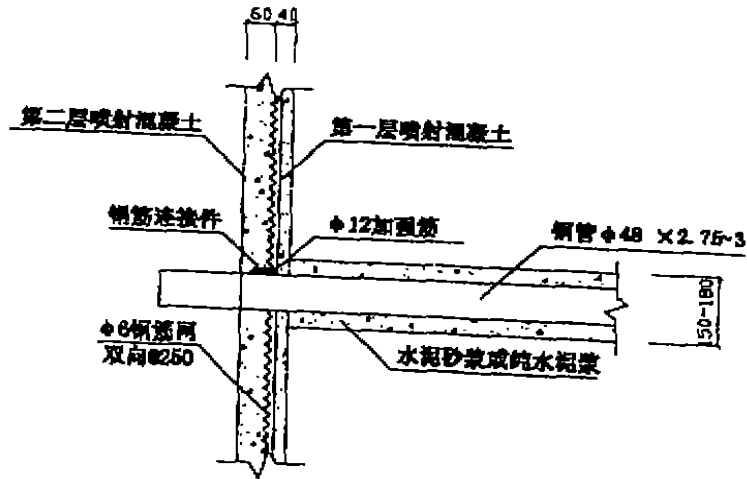


图2 节点详图

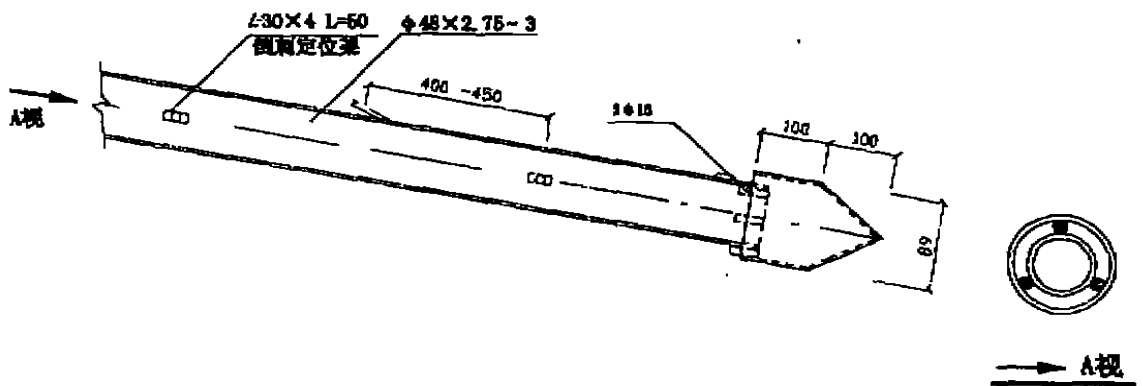


图3 锚管详图

挤压成 $\phi 150$ 至 $\phi 180$ 圆柱形浆体。一次压力注浆时应用 $\phi 32$ 高压管直通入钢管离底部2m处注浆,待压力达到一定程度时,此管逐步向外拉出,注满浆后保持压力3分钟;

(6)向管内注浆,每米锚管注浆量要大于20kg水泥用量;

(7)当注浆用水泥砂浆时,其水灰比不宜超过0.45,若超过时应加三乙醇胺促凝剂,促使早凝和控制泌水。施工时当浆体工作度(坍落度)不能满足时,还需外加EA-2高效减水剂,不可加水。

钢筋网细石砼

1. 锚管从正视望过去呈梅花形布置,水平间距均为1m。打第一排锚管垂直间距为1~1.5m,打第二排、第三排锚管时其垂直间距为1~1.2m。锚管入土角度从 10° 、 15° 、 20° 向下递增;

2. 钢筋网布置:紧依每根锚管均布置 $\phi 12$ 水平及竖向加强筋,此筋必须焊于锚管上,其间布置 $\phi 6@250$ 钢筋网与加强筋焊接牢固。布网顺序从基坑顶面原地坪(布网0.5m宽)开

始,从上往下布置直到挖土最深处;

3. 土体内若含有饱和水或地下水时,必须设 $\phi 25$ 塑料泄水管;

4. 钢筋布网后就用喷射法浇筑 C20 细石砼,浇水养护三天,砼配合比为水泥:石子:砂 = 1:2:2(重量比),石子粒径为 5-10mm 的碎石,砂用中砂。

施工要求与质量保证措施

1. 施工要求

(1) 喷锚网设计施工时甲方必须提供四周建(构)筑物与地下管线埋设情况,并通过建设单位、监理公司及总承包单位一起查看、登记、监证有关资料,并提供水文地质勘探资料,进行精心设计施工;

(2) 基坑边缘 5m 内计算施工荷载为 $15\text{kPa}/\text{m}^2$,不能超载与出现大的动载。若周边房子很近,加固方法按(图 4)施工。

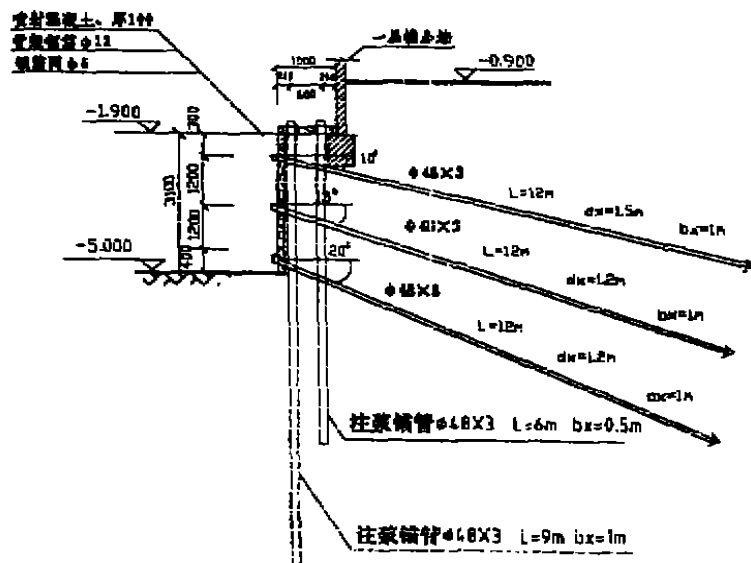


图 4 周边房子很近处理方法

若周边较近房子按(图 5)施工。

若遇到管线按(图 6)施工。

汽车与挖土机若轮压在支护结构上时,则必须用 100mm 厚路基板垫平后才可予以通过。遇到有些基坑离房子特别近一点也不允许放坡,就要按(图 7)施工;

(3) 挖土与基坑支护两方案必须同时会审,相互配合,确保质量,挖土时不能一次性挖到工程桩顶,要留高 300mm 左右改为人工挖土,基坑边沿要间隔一承台改用人工挖土,坑底边沿多留三角土,增加被动侧压力;

(4) 基坑挖到基底时,必须抓紧做砖模及进行封底(垫层),进入地下室施工。侧壁板施工完毕的侧壁外四周采用矿渣分层夯实,及时回填;

(5) 挖土时要经常观测土体的变形,并做好全面记录。要做到信息化施工,若有意外情

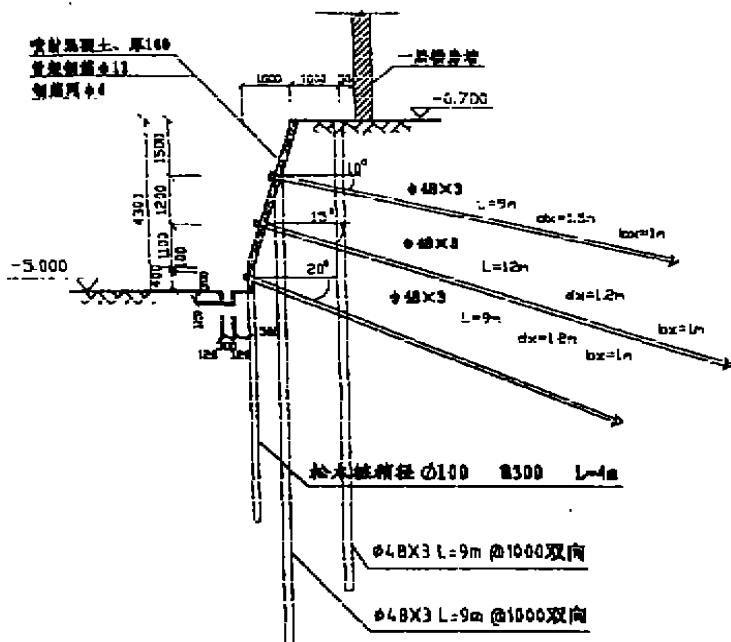


图5 周边房子较近

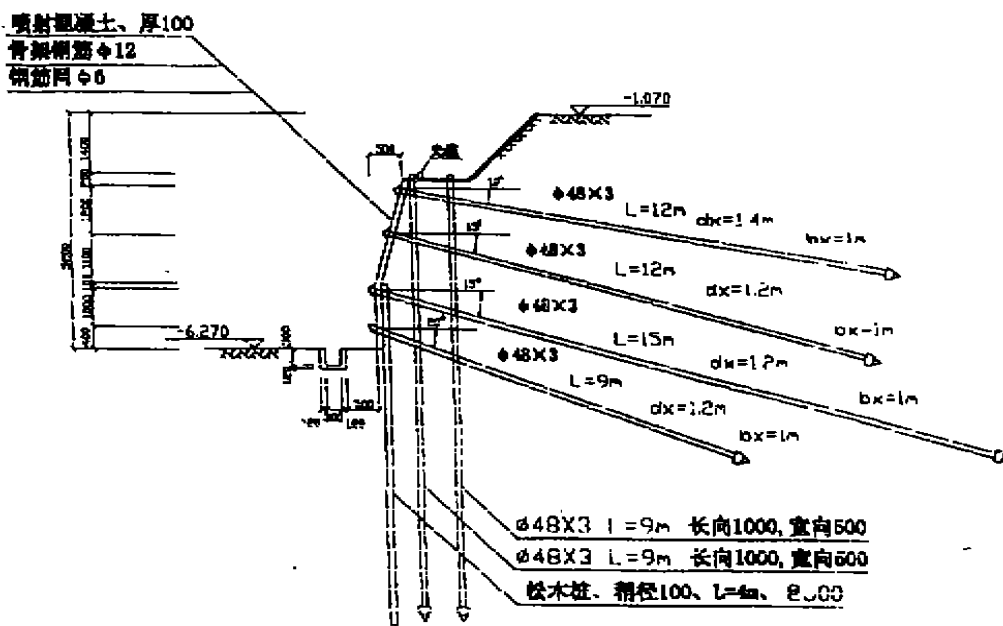


图6 遇到光缆等管线处理方法

况及时采取应急措施。

2. 质量保证措施

支护结构必须根据《地质报告》和场地周边环境情况,通过理论计算分析及施工过的经验进行拟定,为确保质量,施工时严格按图施工。

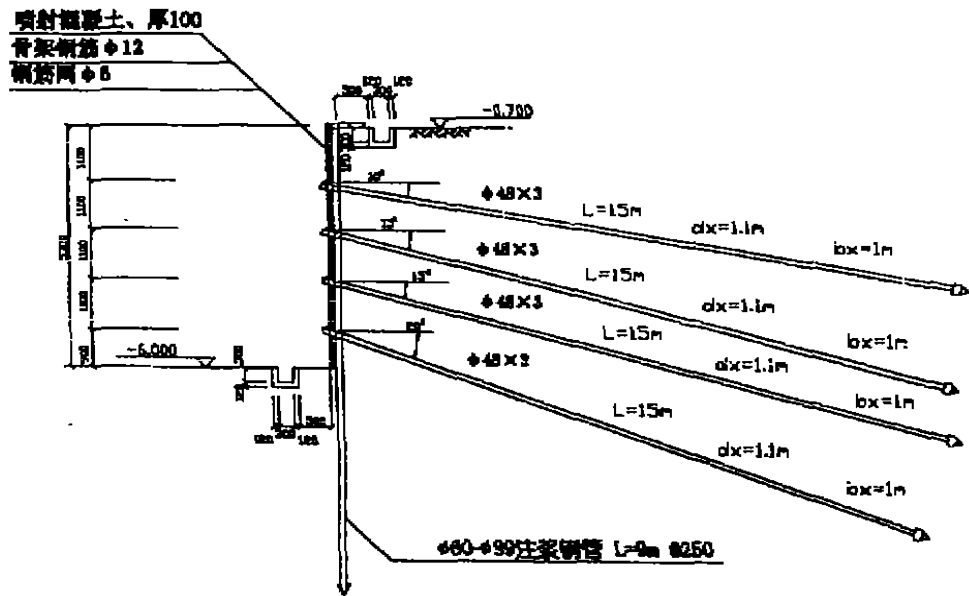


图7 周边不许放坡处理方法

(1)开工前,组织施工人员认真学习喷锚施工图与施工方案,并对可能出现的问题提出应急处理措施;

(2)对整个施工过程,均实行岗位责任制,定人定点定责任,做好施工质量监督检测工作。工程技术组全面负责整个支护结构工程的质量,技术人员跟班作业,及时解决施工中出现的問題并作好施工报表记录,确保每道工序符合设计图纸与施工方案,达到优质要求;

(3)加强质量管理,对每个施工环节严格把关,对坑壁坡度、锚管制作质量、锚管入土深度、注浆配合比、外加剂比例、注浆饱满程度(注浆量)、喷锚网、砼标号、密实度、厚度等进行严格监督检查;

(4)做好基坑侧壁水平位移的监测工作,挖土时每天用水平仪与经纬仪测一次,特殊情况多测几次作好记录,及时通报有关部门,做到信息化施工;

(5)做好隐蔽工程施工记录,特别是入土钢管长度,对注入水泥砂浆、水泥浆及添加剂等必须进行计量;

(6)喷锚网未竣工前,不能在基坑边缘部位堆载重负荷,施工完毕后也不能超载($\geq 15\text{kPa}/\text{m}^2$)。

应急措施

(1)若发现开挖土方后,土体水平位移为基坑深度的1%,沉降量为基坑深度2%并不收敛时,应立即用坑土或砂包反压,待稳定后再采取加固措施;

(2)加密加长锚管及时注浆,并要在水泥砂浆或纯水泥浆中加0.3~0.5%三乙醇胺促凝剂;

(3)在基坑边缘打一至二排垂直注浆锚管,提高坑壁土体整体稳定性,在坑壁底部密打

一排松木桩,减少地下室基坑底部土体的隆起。挖土较深基坑,必须在挖土前就要设置;(见图8、图9)

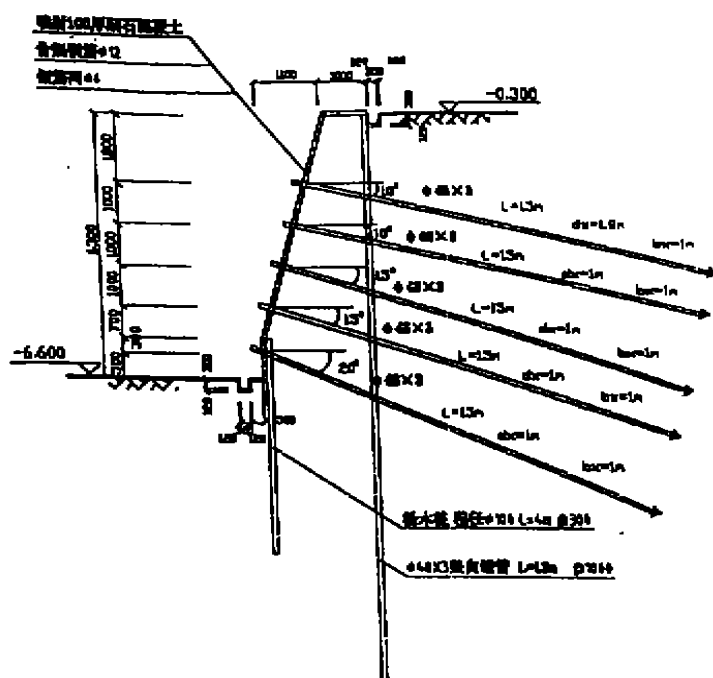


图8 深基坑设置方法

(4)减少地面堆载、降低自然土面标高等。

基坑监测工作

1. 主要监测项目

- (1) 支护结构位移的量测;
- (2) 地表开裂状态(位置、方向、宽度、深度)的观察;
- (3) 周边建(构)筑物和管道线路等设施的变形测量和裂缝观察;
- (4) 基坑渗水、流砂和基坑内外的地下水位的变化;

施工阶段每天监测1-2次,完成基坑开挖与变形稳定后,可适当减少监测次数。施工监测过程应持续到地下室顶板浇筑完毕与外侧壁分层回填夯实结束为止。

2. 量测重点放在基坑边壁顶部的水平位移与垂直沉降,量测点布在基坑转角处、长宽边上间距15m处、变形最大点、地质条件最不利处、重要建(构)筑物与管线密集处。仪器选用精密水准仪、精密经纬仪;

3. 应特别加强雨天和雨后监测、以及对各种特别能危及支护安全水害来源、原上下水管质量进行仔细观察;

4. 在施工开挖过程中,基坑顶部的侧向水平位移与当时开挖深度之比如超过1%时,应密切加强观察,分析原因并对支护结构拟定加固措施,若超过2%应提出并实施应急方案。

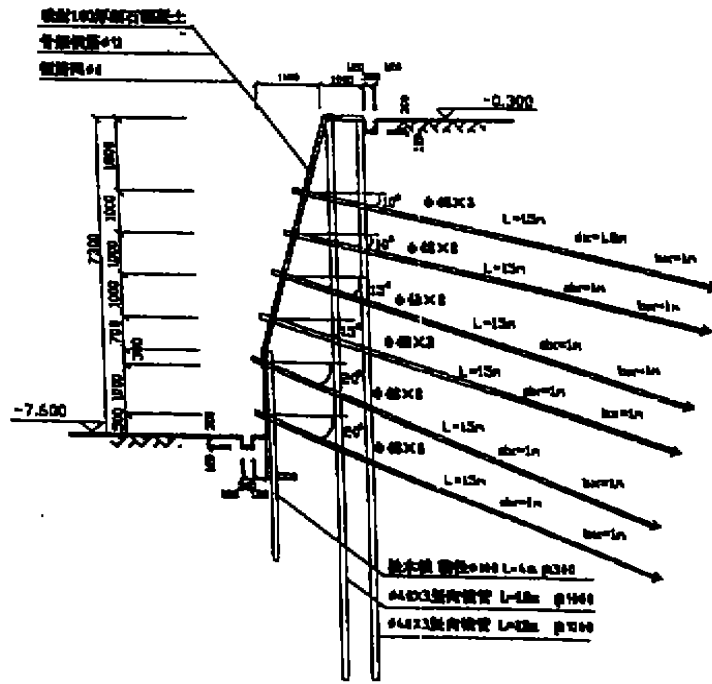


图9 特深基坑设置方法

参考文献

- 1 中华人民共和国行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ120-99 1999年 北京
- 2 浙江省标准《建筑基坑工程技术规程》J10036-2000 2000年 杭州
- 3 杭州市土木建筑学会《深基坑支护工程实例》中国建筑工业出版社 1996年 12月
- 4 高大判主编《深基坑工程》机械工业出版社 1999年 9月
- 5 张续董等编著《新型支挡》中国铁道出版社 1996年 3月

The Technology of Spray Anchor Network Application

Cai Changbin

Zhou Xinliang

(Wenzhou Rebuilding old City Headquarters)(Wenzhou Filiate of Zhongtian Construction Clique Co.)

Abstract Spray anchor network is one kind of the soil nail wall, and it is now applied widely in soft soil ground sill silty statum. Several tens of basement foundation pit bracings adopt the schemes of spray anchor network, and succeed in the end. This paper summarizes a complete set of construction technology to popularize.

某造船基地船坞围堰防渗工程的经验与教训^{*}

王洪恩 查振衡

张义东 姚顺章

(山东省水利科学研究院 济南 250013) (山东省泰安市灌浆公司 泰安 271000)

[摘要] 本文总结了某造船基地船坞围堰在防渗工程中的教训及经验。同时指出,在确定工程的处理方案时,一定要根据自己工程的具体情况和特点,选择结合本工程的技术上可行、经济上合理的方案。同时,选用一支能够实施这一方案和经验丰富、素质较高的专业施工队伍。这是保证工程质量的重要前提。

工程概况

某造船基地船坞围堰系吹填而成,堰长约734m,堰高11-13m,顶宽4m,下游边坡上部为1:2,下部为1:3,并设有4个平台;上游边坡1:3,设有3个平台,详见图1。堰体底部及两侧为袋装粉细砂,中部为吹填粉砂,整个围堰座落在软塑或流塑状态的淤泥质粉质粘土或淤泥质粘土地基上。这种土含水量大、强度低,并具有高压缩性。详见表1。该围堰于1998年6月吹填而成,由于建成时间较短,围堰土体仍处于欠固结状态。堰体渗水严重,堰后形成积水,用4台2.5寸的污水泵抽水,水面不见下降。围堰后坡局部发生坍塌,致使坞口无法进行正常施工。为解决围堰的渗漏水问题,甲方组织专家进行过多次讨论和技术方案论证。并先后在围堰顶部进行过两段共计长120m的充填灌浆防渗试验,耗费水泥千余吨,但均告失败。直接经济损失很大,耽误工期半年余。最后甲方委托该项工程总承包方三航局二公司解决。三航局二公司邀请山东省水利科学研究院的灌浆专家及具有丰富灌浆施工经验的泰安灌浆公司的主要工程技术人员,经过反复讨论和多种技术方案比较。认为具体到该围堰的实际情况,采用二管法高喷灌浆新工艺是比较适宜的。因为这种新工艺是利用高压水泥浆作为能量介质切割地层成墙,而且施工速度快,质量有保证,对原堰体的稳定不会造成不良影响。实践证明该方案是成功的。自2000年6月19日至8月18日对围堰长度640m的主要漏水段进行了高喷灌浆防渗,取得了满意的效果。确保了坞口的正常施工。

充填灌浆失败原因分析

1. 围堰特点

该围堰系吹填粉砂筑成,并具有如下特点:

(1)该围堰的上、下游及其下部均为编织袋装吹填粉砂筑成,袋装吹填粉砂的断面尺寸

* 收稿日期:2000年12月

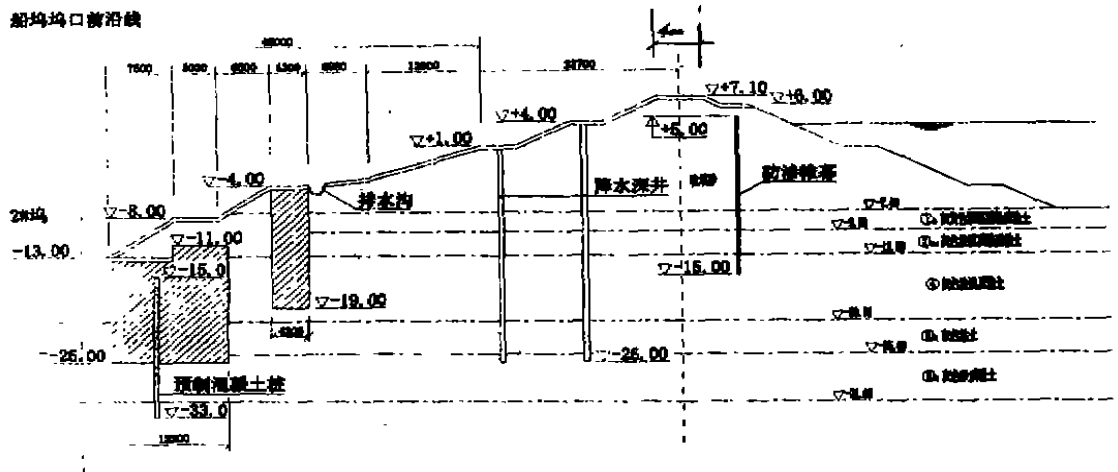


图1 堰体横断面图

为长×宽×厚度 = 50×30×0.8m, 围堰的中上部为吹填粉砂。

土的物理力学指标

表1

层号	土层名称	含水量 W(%)	孔隙率 e	天然重度 γ(kN/m ³)	固快峰值		压缩系数 $Q_{0.1-0.2}$ MPa ⁻¹	标准贯入 N63.5(击)
					C(kPa)	Φ(度)		
	吹填砂			18.3	5	30	$\frac{0.36-0.09}{0.13}$	3.5
① ₃	灰黄色淤泥质粉质粘土	45.8	1.274	17.5	10	14	$\frac{1.49-0.39}{0.65}$	0.5
② ₂	灰色淤泥质粉质粘土	40.4	1.141	17.9	14	14	$\frac{1.07-0.15}{0.49}$	2.0
④	灰色淤泥质粘土	47.9	1.342	17.3	13	12	$\frac{1.38-0.53}{0.84}$	2.5
⑤ ₁	灰色粘土	42.9	1.212	17.7	15	13		
⑤ ₂	灰色砂质粘土	30.6	0.866	18.9	7	30		

(2) 堰体断面尺寸不对称, 上游第一个平台高程为 +6m, 平台宽度 4-5m, 下游第一个平台高程为 +4m, 平台宽度为 2m。而且下游地面高程低, 上游地面高程高。

(3) 堰体上游水位较高, 下游水位低, 上下游水位差约 7-8m。

(4) 围堰建成时间较短, 围堰土体含水量大, 堰体座落在软塑及流塑状态的淤泥质粉质粘土地层上, 围堰仍处于欠固结状态。

2. 充填灌浆试验情况

第一灌浆试验段布置在围堰的中间, 段长 60m, 在堰顶中部布 3 排孔, 孔距 1.5m, 排距 1m。孔深为 20.6m, 注浆工艺采用袖管法。钻机钻 73mm 的孔, 下 65mm 的塑料袖管。袖管

与孔壁之间没有充填脆性填料(即套壳),只是靠孔内泥浆沉淀或孔壁粉砂的坍塌来堵塞孔壁与袖管之间的空隙。第二天灌浆,孔口灌浆压力一般为 50 ~ 300kPa 之间,吃浆量大。该试验段共灌进水泥 1100 多吨。但堰体后渗水未见减少。后经对灌浆孔之间、排孔与排孔之间均进行了钻孔取样,没有发现明显的水泥浆凝结体的痕迹。后来在下游堰体中发现了水泥浆凝结体的踪迹。在灌浆轴线没有形成防渗帷幕,本次灌浆试验失败。

第二灌浆试验段选择在围堰沿江上游拐弯处。试验段长 60m,布 3 排孔,孔距、孔深和排距同前。只是钻孔开孔直径较大,孔壁和袖管之间充填脆性填料(套壳)。由于套壳填料配方等方面原因,故造成灌浆时开环压力很大,而且开环率较低。灌浆事故时有发生,施工效率低,灌浆效果不明显。于 2000 年 6 月上旬第二次灌浆试验失败。本段试验耗用水泥数百吨,工期一个多月。

3. 充填灌浆试验失败原因分析

(1)该围堰系吹填粉砂筑成,而且座落在淤泥地基上,堰体和堰基土体含水量都很高。堰体后坡渗水严重,并具有明显坍塌现象。堰体本身仍处于欠固结和不稳定状态。在这种情况下如果进行充填式或是劈裂灌浆,一个灌浆压力长期作用于堰体,在灌浆的同时也灌入大量的水分,这样对于堰体的稳定显然是不利的。

(2)在粉细砂层灌注粒状材料,属不可灌浆地层⁽¹⁾,因为其可灌比远小于 10,在这种地层要想灌进颗粒性材料浆液,除非注浆孔正好钻在裂缝或洞穴上之外,往往是以劈裂的形式出现。

尽管堰体为梯形断面,而且堰体中的应力状态为 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$,但是,由于堰体是由多层吹填袋装粉砂筑成,编织袋抗拉强度很大,而且远远大于土的抗拉强度,所以在堰内很难沿围堰轴线实现定向劈裂。要想实现定向劈裂必须满足下列条件:在一般情况下堰体的纵向抗劈力 P_1 ,可用下式表示⁽²⁾。

$$P_1 = \sigma_1 \pm \sigma_3 \quad (1)$$

式中 σ_3 ——堰体中的小主应力,在受压区取“+”值;在受拉区取“-”值;

σ_1 ——土体单轴抗拉强度,在粉砂中近似等于零。

由于大量编织袋的存在,所以堰体的实际纵向抗劈力应为:

$$P_2 = \sigma_1 + T \pm \sigma_3 \quad (2)$$

式中 T ——为编织袋所产生的抗拉强度,并远远大于土的抗拉强度。

灌浆时浆液的劈裂压力 P_0 可用下式计算。

$$P_0 = h\rho_{\text{浆}}g + \Delta P \quad (3)$$

式中 h ——注浆管高度;

$\rho_{\text{浆}}$ ——浆液密度;

g ——重力加速度;

ΔP ——孔口压力。

堰体抗水平劈裂力 P_3 可用下式计算:

$$P_3 = \sigma_1 + \sigma_1 \quad (4)$$

式中 σ_1 ——三向应力状态下的大主应力,近似等于土柱压力。

由上述各式可以看出,当 $P_0 > P_2$ 时,堰体实现纵向劈裂,当 $P_0 > P_3$ 时,堰体实现水平劈

裂。由于大量编织袋的存在, P_2 远远大于 P_3 , 所以当灌浆压力 P_0 还小于 P_2 时, P_0 已经大于 P_3 。即 $P_2 > P_0 > P_3$ 。故在该堰体中还没有实现纵向劈裂时, 堰体已经产生了水平劈裂。所以在围堰轴线方向形不成竖直连续的浆体防渗帷幕。

(3) 由于堰体断面不对称, 而且上游水位较高, 所以沿灌浆轴线附近的堰体小主应力面向下游偏移, 故灌浆时堰体产生水平劈裂后浆液很容易向下游流窜。以致造成灌浆孔附近取不着水泥浆的凝结体样品。

由于上述原因的存在, 导致了该围堰充填式(或劈裂式)灌浆试验的失败。

高喷灌浆防渗成功经验

1. 根据具体情况合理选择防渗施工方案

根据该围堰的工程地质和水文地质情况, 选择高压喷射灌浆防渗技术方案, 利用 35 - 40MPa 的高速射流切割地层成墙, 这样在施工过程中对堰体的稳定不会造成不利影响。根据该围堰的特点, 选用二管法高喷灌浆工艺, 利用高压水泥浆做为能量介质, 切割地层成墙, 为堰体的稳定及在吹填袋装粉细砂堰体中成墙起到了保证。

众所周知, 高喷射流的破坏力可用下式表示⁽³⁾:

$$P = \rho A V_m^2 \quad (5)$$

式中 P ——破坏力;

ρ ——喷射流密度;

A ——喷射嘴断面积;

V_m ——射流速度。

从式(5)可以看出, 当喷嘴断面一定时, 而喷射流的破坏力与能量介质的密度及射流速度的平方成正比。所以要想获得较大的破坏力, 就要增加泵压提高流速, 再适当加大喷射流介质的密度。在该项工程中, 选用了二管法高喷灌浆工艺是保证工程质量的一个重要条件。

另外, 将高喷灌浆轴线前移到堰体上游第一个平台上, 这样使堰体中的浸润线大大降低, 增加了堰体的稳定性。

2. 确定合理的孔距及连接形式

为了确保高喷墙体的有效连接, 高喷灌浆孔距采用 1.2m, 并用摆喷对接连接形式如图 2。即第一序孔摆角采用 70° , 第二序孔摆角采用 30° 。

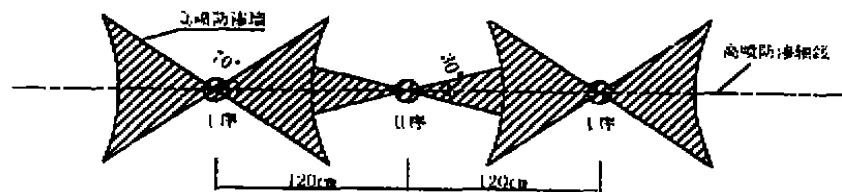


图2 摆喷对接连接型式

3. 选择适宜的高喷灌浆参数

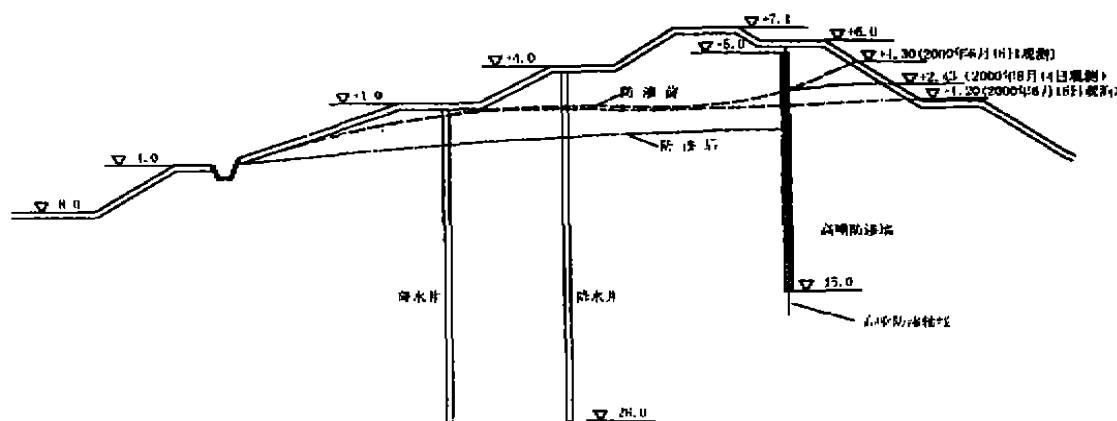


图3 建高喷防渗板墙前后堰体内浸润线变化

为了确保第一序孔高喷灌浆凝结体有足够的长度,而又不希望它喷射的太长,而影响第二序孔的钻孔及高喷灌浆;而第二序孔则要求高喷灌浆能够喷射得尽量远,确保与第一序孔形成的高喷凝结体能够有效的连接;同时要求高喷水泥浆液具有切割穿透编织袋的能力。所以在正式施工前进行了多次高喷灌浆现场试验及开挖检查。最后确定了如下施工参数:

高压泥浆泵压力	I序:32MPa	II序:38MPa
压缩气压力	0.7MPa	
提升速度	I序:13-15cm/min	II序:11-12cm/min
摆动次数	8次/min	
水泥浆比重	1.40	

由于上述高喷参数是通过多次现场高喷灌浆试验取得的,所以保证了该项工程高喷凝结体的有效连接。

4. 加强施工管理及及时检验灌浆防渗效果

首先是选用了具有高喷灌浆施工丰富经验的专业队伍。严格按照设计要求及高喷灌浆施工规范施工。在施工过程中,推行全面质量管理,实行岗位责任制,做到岗位到人,责任到人。实行三级质量管理网络、配有专职质检工程师,施工队设质检员、机台设质检小组,对整个工程质量进行监督和管理,严把材料质量关,杜绝不合格材料进场。做到安全施工、文明施工。质量检查贯穿于整个施工过程之中,开工初期就对已高喷灌浆孔进行了开挖检查,从检查结果看,高喷凝结体水泥含量均匀,墙体致密,强度较高,7天强度大于2MPa,高喷板墙断面尺寸达到或超过了原来设计要求厚度(30cm)。板墙与板墙连接紧密。在确认所用高喷参数合适后,才进行全面施工。

施工至三分之一工程量时,围堰下游渗水明显减少,通过围堰后一个小基坑抽水试验来看,未进行高喷防渗时,每昼夜渗水量为150m³,现在为70m³,比原来渗水量减少了一半以上。说明高喷防渗效果明显。施工至三分之二工程量时,根据监理及甲方的安排,对高喷板墙进行了围井抽水及注水试验。抽水试验测得板墙渗透系数 $k = 9.83 \times 10^{-7} \text{cm/s}$,注水试验测得 $k = 4.44 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ 。

为了进一步检查高喷灌浆防渗效果,还对高喷灌浆前后围堰体内浸润线进行了观测,如图3。从图3可以看出,未建高喷防渗板墙前,堰体内浸润线较高,建高喷防渗板墙后,堰体

内浸润线有了明显降低。增加了堰体的稳定性。

整个高喷灌浆施工工期不足两个月,共完成高喷灌浆孔 539 个,防渗面积 12936m²。高喷灌浆结束后,堰后渗水消失,满足了坞首施工的要求,得到了甲方与建设单位的好评。

小结

某造船基地船坞围堰防渗工程的经验与教训:

1. 目前我国防渗措施很多,防渗效果也都很好,但是,也都有一定的适应范围。在确定处理方案时,一定要根据本工程的具体情况和特点,选择适合本工程、技术上可靠、经济上合理的施工方案。

2. 在确定防渗方案后,首先要选择一支具有丰富经验、素质较高能够实施这种方案的专业施工队,这是保证工程成败的重要一环。

3. 目前建筑市场竞争激烈,施工单位往往都把单价压到最低线,而建设单位为了省钱,而往往选用单价最低的施工单位,由于造价太低,施工中不得不偷工减料,使工程质量得不到保证,结果使建设单位付出更大的代价。类似这种现象屡见不鲜,在此提请建设单位注意。

参考文献

- 1 李茂芳、孙钊,大坝基础灌浆 水利电力出版社 1987年4月
- 2 白永年、吴士宁、王洪恩,土石坝加固 水利电力出版社 1992年3月
- 3 《地基处理手册》编审委员会,地基处理手册 中国建筑工业出版社 1988年8月

Experience and Lesson from the Diaphragm Project of one Shipbuilding Base Dock Cofferdam in one City

Wang Hongen Zha Zhenheng

(Shandong Water Resources Research Institute, Jinan 250013)

Zhang Yidong Yao Shunzhang

(Taian Grouting Company of Shandong Province 271000)

Abstract In this paper, the experience and lessons are summed up from the diaphragm project of one shipbuilding base dock cofferdam in one city.

It points out that the plan must be selected with practicable in technique and reasonable in financial condition according to the concrete conditions and features of its project. In the meantime, the professional team in charge of construction must be selected with rich experience and high competence to implement the plan well. It is an important prerequisite to guarantee the quality of a project.

柳州建机总厂成为广西首家质量体系 通过 ISO9001:2000 标准换证审查的企业

2001年7月6日,柳州市建筑机械总厂按新的 ISO9001:2000 标准建立的质量体系顺利通过了英国标准学会(BSI)的换证评审。此前的6月26日,该厂质量体系还通过了中国商检局(CQC)的 ISO9001:2000 换证评审,从而,该厂成为了目前广西区内唯一一家通过该版本标准国内、国际双重认证评审的企业。

ISO9000 族标准自问世以来,在全球范围内对推动组织和质量管理工作以及促进国际贸易的发展发挥了积极作用。但是,1994年 ISO9000 族标准存在明显的不足和需要解决的问题,如:原标准中标准数量偏多,标准之间、标准的要素之间协调性和相关性不好,也不尽合理;过多地强调程序和形成文件,在一定程度上限制了改进的机会;忽视了对产品质量的保证和组织整体业绩的提高,以及缺少对顾客满意或不满意信息的监控手段,未能充分体现企业关注顾客的焦点等等。国际标准化组织近期新颁布的 ISO9001:2000 标准正是针对 1994 版标准的不足和问题,从内容结构、基本思想到具体要求都以新的面貌出现,将持续改进和关注顾客满意度的信息作为评价质量体系业绩的重要手段,更强调过程方法,其逻辑性更强,相关性更好,并充分体现了以顾客为关注焦点、领导作用、全员参与、持续改进等质量管理八项原则。因此,2000 版标准显然更科学合理,更具适用性和挑战性,对使用单位要求更高。

柳州市建筑机械总厂是我国为预应力结构工程提供专用设备、锚具及施工最负盛名的企业,也是我国最早推行企业质量管理体系的企业之一,并分别于 1995 年 7 月和 1996 年 10 月通过了中国 CQC 和英国 BSI 的 ISO9001:1994 质量管理体系认证。按原标准建立的质量管理体系对该厂的生产、经营活动曾起到了良好的促进作用。他们在工作发现原标准的不足和存在问题后,对新版标准的编制极为关注,早在 2000 年 10 月就开始策划采用新标准重新建立企业的质量管理体系。新标准发布后,该厂即对厂领导、中层干部、业务骨干、生产班组长进行了系统的贯标培训和考核,制定了包括 OVM 系列锚具按 GB/T14370-93 标准检测优等品率达 100% 在内的质量目标,并在全厂范围内和企业业务流程各环节上严格、认真按 ISO9001:2000 标准加强了产品质量过程控制及质量管理的各项工作,使产品质量稳步提高;OVM 锚固体系产品被中质协评选为“全国用户满意产品”,2000 年度获广西“全国用户满意产品”称号;其部分产品相继被列为国家级新产品。其优质、高效的 OVM 系列预应力产品与技术广泛用于国内的许多重大工程上,使我国的预应力结构工程得到了巨大的发展。并相继进入了日本、东南亚、西亚市场,企业取得了良好的经济效益和社会效益。2001 年上半年,完成工业产值 1.46 亿元,实现销售收入 1.1 亿元,实现利税 1456 万元,出口创汇 150 万美元。

由于该厂 ISO9001:2000 质量管理体系相继通过了中国 CQC 和英国 BSI 的换证审查,表明该企业的质量管理工作迈上了一个新的台阶,产品创新、技术服务、生产制造等全过程得到了加强和完善。作为我国预应力机具行业的排头兵企业,该厂将为我国预应力机具行业更好地应对 WTO 和赶超世界先进水平作出更大的贡献。

(黎仲坚 何晓频供稿)

※中国土木工程学会土力学及岩土工程分会专栏文稿本期暂停。

《地基处理》编辑部
2001年11月19日

某工程钢管桩设计 中的负摩擦力计算

包夫欣 章胜南 林善富

(浙江省电力设计院 310014)

[摘要] 本工程介绍了某工程钢管桩设计时对负摩擦力的考虑及取值。本工程通过实测表明,对受大面积堆载影响的桩基,考虑负摩擦力是必要的,同时通过实测结果反算负摩擦力说明 τ 取值的正确性及对 L_n 值取值的修正。

工程概况

某电厂煤场长约 250m, 宽约 100m, 沿煤场纵向中部有一斗轮机, 斗轮机宽约 10m。斗轮机基础承受斗轮机、基础梁、承台及覆土的荷载。斗轮机两侧沿斗轮机基础全长布置宽各约 45m, 堆高约 12m 的煤; 堆煤下有厚达 0.8m 的石渣等材料, 两者荷载总和达 140kPa。煤场地基采用袋装砂井并预压处理。根据工程要求, 预压处理迟于斗轮机桩基的施工, 煤场预压引起的大面积沉降必定会对位于煤场中部的桩基产生影响深度很大的负摩擦力。经技术经济分析比较, 决定采用钢管桩作为斗轮机的桩基。钢管桩有三种规格: $\phi 609.0 \times 11$ 、 $\phi 914.4 \times 11$ 和 $\phi 914.4 \times 13$, 其长期容许压应力为 140MPa, 短期容许压应力为 210MPa。桩基的布置及与煤场的相对关系见图 1。

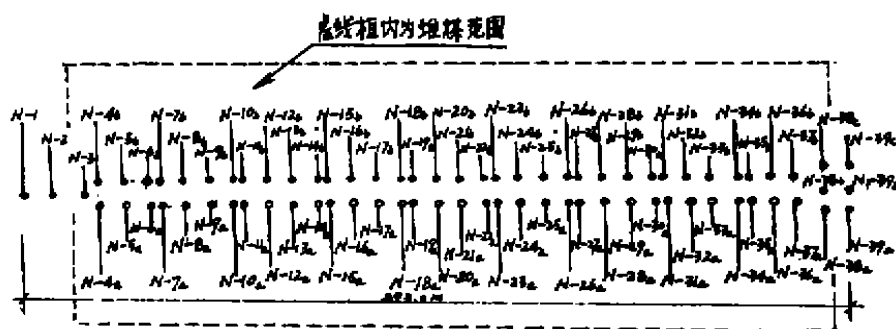


图1 斗轮机基础钢管桩平面布置图(1:2000)

• 收稿日期:1998年10月

表 1

土层物理力学指标

层 次	土 名	物 理 性 质										压 缩 指 标				抗 剪 强 度			
		重 度	含 水 量	孔 隙 比	比 重	饱 和 度	液 限	塑 限	塑 性 指 数	液 性 指 数	压 缩 系 数	压 缩 模 量	固 结 系 数	固 结 快 剪	快 剪				
		r	ω	e	G	S_r	ω_L	ω_p	I_p	I_L	a_{1-2}	E_s	C_v	C	Φ	C	Φ		
		kN/m^3	%	-	-	%	%	%	-	-	MPa^{-1}	MPa	$cm^2/s \times 10^{-3}$	kPa	$^\circ$	kPa	$^\circ$		
①	粉质粘土	18.9	33.5	0.989	2.72	98	34.9	22.1	12.8	0.80	0.32	5.67	2.18	19.0	26	10.0	22		
②	淤泥质粉质粘土	17.8	44.5	1.214	2.73	99	37.4	23.2	14.2	1.25	1.00	2.12	1.66	4.0	24	11.0	9		
⑤	淤泥	16.8	56.8	1.560	2.74	100	49.6	26.7	22.9	1.28	1.91	1.30	1.05	10.0	15	15.0	5		
⑧	淤泥质粉质粘土	18.0	43.6	1.235	2.72	99	32.7	19.7	13.0	1.58	0.90	2.35	2.08	5.0	23	22.0	9		
⑧-1	淤泥质粉土	18.8	34.8	0.937	2.70	98	29.3	20.9	8.4	1.48	0.49	3.84	2.90	5.0	31	10.0	22		
⑨	淤泥质粘土	17.7	45.8	1.256	2.74	98	42.5	25.7	18.4	1.07	0.68	3.25	2.19	18.0	14	22.0	9		
⑩	淤泥质粘土	17.7	45.1	1.247	2.74	98	49.4	26.4	23.0	0.75	0.60	3.63	1.71	18.0	18	30.0	5		

工程地质条件

煤场及斗轮机场地位于一河入海处边缘,地质条件复杂。地层上部为滨海相沉积软土,下部为坡积、洪积、冲积而成的亚粘土类碎石层和混亚粘土层,再下就是基岩。基岩由于早期受到几次海侵的影响,表面起伏剧烈,基岩面上的覆盖层亦极不均匀。煤场地层的岩土主要物理力学指标见表1。斗轮机基础下两排桩基处的地质剖面见图2。

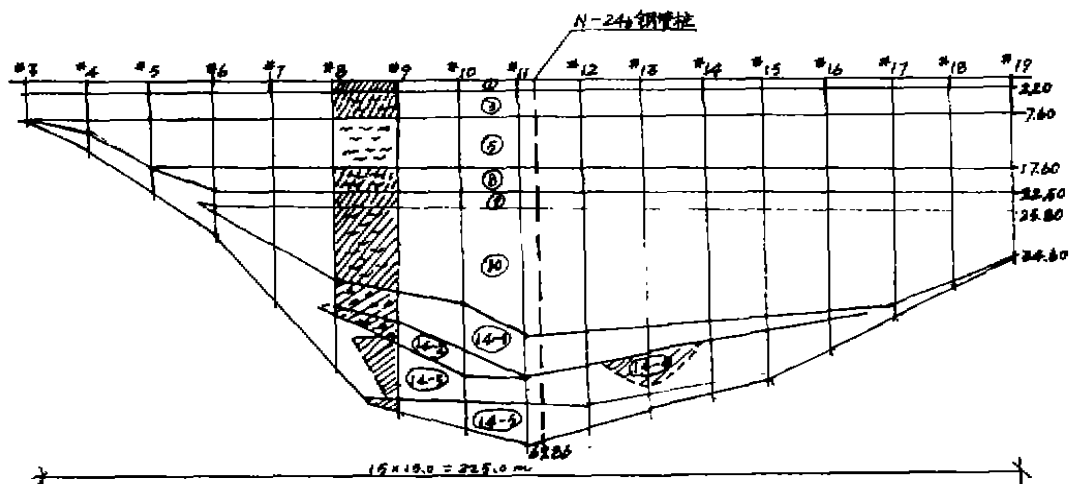


图2 B列钢管桩地质剖面

根据地质报告,碎石层桩尖容许承载力 $R_s = 2000 \sim 3000 \text{ kPa}$,强风化基岩抗压强度 28 MPa ,中等风化基岩为 50 MPa ,桩尖容许承载力为 $5000 \sim 7000 \text{ kPa}$ 。

钢管桩设计

如前所述,由于大面积堆载预压荷载(堆煤荷载),堆载引起的地层浅部及深部竖向位移必然对钢管桩产生负摩擦力。影响深度较大的负摩擦力对钢管桩的设计影响很大,也影响着钢管桩桩基的造价。目前计算负摩擦力的方法较多,计算结果相差也较大。本节首先结合本工程的实际情况讨论几种负摩擦力的计算方法,并取其中一种予以应用。在本文最后根据桩顶位移的实测结果对桩的负摩擦力作了间接的反算,以验证设计取用公式的正确性。

1. 桩的负摩擦力计算

桩侧负摩擦力按下列公式计算:

$$P_{FN} = \lambda \Phi \int_0^{L_n} \tau dz \quad (1)$$

式中 λ ——桩尖形状系数,开口钢管桩为 0.6,闭口钢管桩为 1.0;

Φ ——桩的周长(m);

τ ——桩周负摩擦力(kPa);

L_n ——桩顶至中性点的距离(m)。

L_n 一般取值如下:

当为摩擦桩或不完全支承桩时, $L_n = 0.8L_a$;

当为打入砂层或砂砾层支承桩, $L_n = 0.9L_a$;

当为打入基岩或硬质粘土支承桩, $L_n = 1.0L_a$ 。当为摩擦桩时, L_a 指桩全长; 为支承桩时, L_a 指桩顶至土层压缩层底部的距离。

(1) τ 值的选用。

τ 值选用有多种方法。

①根据单轴无侧限抗压强度确定:

$$\tau = \frac{1}{2} q_u \text{ (kPa)} \quad (2)$$

q_u ——无侧限抗压强度(kPa)。

因土样在取、运及试验过程中受到扰动, 试验值低于原状土的 q_u 值, 因此有人建议将试验值提高 20% ~ 30% 计算。佐佐木武彦根据现场试验, 认为用下列公式将比较符合实际:

$$\tau = 1/2 q_u = 20 + 1.4z \quad (2')$$

另外还有人提出要考虑由于土固结引起 q_u 值增加的影响。

②根据单面剪切试验确定,

$$\tau = K \tan \Phi_s \cdot \sigma' \text{ (kPa)} \quad (3)$$

式中 K ——侧向土压力系数;

σ' ——土的竖向有效应力(kPa);

Φ_s ——桩材与土的摩擦角($^\circ$)。

③按有效应力法确定:

令(3)式中 $K \tan \Phi_s = \alpha$, 则(3)可改写成下式:

$$\tau = \alpha \sigma' \text{ (kPa)} \quad (4)$$

式中: α ——比例常数。 α 值的影响因素很多, 取值不一。日本“建筑基础构造设计标准及说明”中规定, 一般土 $\alpha = 0.3$, 粘性填土 $\alpha = 0.4$ 。日本土质学会钢管桩委员会规定: $\alpha = 0.2 \sim 0.35$ 。佐佐木武彦提出 $\alpha = 0.22$ 。柴田徹 $\alpha = 0.15 \sim 0.35$ 。Bjerrum 认为 $\alpha = 0.2$, Fellenine 认为 $\alpha = 0.2 \sim 0.28$ 。井上信给出 α 值如下:

粘土或粉土 $\alpha = 0.25 \sim 0.35$

砂质粘土或粉土 $\alpha = 0.35 \sim 0.55$

砂质土 ($N < 10$) $\alpha = 0.55 \sim 0.65$

④根据标贯试验确定:

$$\tau = 30 + 2N \text{ (kPa)} \quad (\text{对砂性土}) \quad (5)$$

⑤同济大学“桩基负摩擦力计算”一文:

$$\tau = (0.2 \sim 0.35) \sigma'_v \text{ (kPa)} \quad (6)$$

式中 σ'_v 为竖向有效应力, 当缺乏孔压观测资料时, 上式可简化为:

$$\tau = (0.2 \sim 0.35) r'_z \approx 0.3 r'_z \text{ (kPa)} \quad (6')$$

当考虑桩顶覆盖荷载时, 式(6')可改写成:

$$\tau = 0.3(p_0 + r'_z) \text{ (kPa)} \quad (6'')$$

式中 p_0 ——桩顶覆盖荷载(kPa);

r' ——土的浮重度(kN/m^3);

z ——计算深度(m)。

为选取适用于本工程较为合理的 τ 值,取轮-11*钻孔资料,用上述公式计算 $\Phi 914.4 \times 13$ 钢管桩单桩负摩擦力值,计算结果汇总于表 2。

按各公式计算单桩负摩擦力汇总表

表 2

土层号	土层名称	土层深度 (吴淞高程 m)	层厚 (m)	单桩负摩擦力(kN)				
				$0.3r'z$	$0.4r'z$	$0.3 \times (p_0 + r'z)$	$S + = 16.5 + 1.2z$	$\tau = 20 + 1.4z$
①	粉质粘土	4.1~3.03	1.07	2.6	3.5	69.0	41.3	38.3
③	淤泥质粉质粘土	3.03~-2.37	5.40	88.1	118.0	489.7	362.1	273.5
⑤	淤泥	-2.37~-12.37	10.0	531.1	709.3	1533.3	883.8	895.1
⑧	淤泥质粉质粘土	-12.37~-17.57	5.20	908.8	1213.1	2253.7	1236.8	1313.7
⑨	淤泥质粘土	-17.57~-20.57	3.0	1176.9	1570.9	2708.0	1465.8	1584.9
⑩	淤泥质粘土	-20.57~-43.54	22.97	4418.0	5894.7	7374.0	3836.8	4380.7
⑭-1	粉质粘土夹碎石	-43.54~-48.07	4.53	5312.1	7087.1	8549.2	4433.2	5082.4
⑭-3	粉质粘土	-48.07~-57.78	9.71	7550.0	10071.5	11359.5	5854.8	6753.3
⑭-5	碎石混粉质粘土	-57.78~-64.63	6.85	9392.6	12528.8	13627.2	6974.9	8069.0

注:1. p_0 为地面堆载 $p_0 = 140\text{kPa}$;

2. 深 25m 土层十字板强度根据实测,以下按线性关系推算。

从表 2 知,单桩负摩擦力按 $\tau = 0.3r'z$ 和 $\tau = 20 + 1.4z$ 计算的值与十字板计算结果比较接近。按 $\tau = 0.4r'z$ 与 $\tau = 0.3(p_0 + r'z)$ 计算结果也较接近,但数值较前者大。如取 $\tau = 0.4r'z$ 或 $\tau = 0.3(p_0 + r'z)$ 的计算值,以 $\Phi 914.4 \times 13$ 为例,材料容许压应力 $R_g = 210\text{kPa}$, 预留 2mm 的腐蚀厚度,钢管桩净截面面积 $A_s = 310.81\text{cm}^2$, 则钢管桩按材料强度计算的短期容许承载力 $[P]$:

$$[P] = 310.81 \times 10^{-4} \times 210 \times 10^6 = 6527.1\text{kN}$$

对照表 2 知,当桩长大于 47m 时, $p_{FN} > [P]$ 。这意味着超过 47m 的长桩无法承受上部结构的荷载。负摩擦力的取值,直接影响钢管桩的经济性。我们根据既有一定的安全度,又要考虑经济性和结构的特殊性原则来进行 τ 的取值。斗轮机基础不同于其它重要结构,即使钢管桩在负摩擦力作用下而产生一定的沉降,在技术上也有可能进行补救来确保其正常使用。故对斗轮机基础桩的负摩擦力,取 $\tau = 0.3r'z$ 或比其更小的值。

(2) L_n 值的选用

根据地质报告,煤场的碎石层是一层较密实强度较高的土层,钢管桩不一定能穿透。因碎石层厚薄不均,很难估计钢管桩穿透到碎石层哪一部位。从安全与计算方便考虑,取 $L_n = 0.9L_a$, L_a 为桩承台底至基岩顶面的深度。

(3) 设计取用的单桩负摩擦力

以 N-24b 号 $\Phi 914.4 \times 13$ 钢管桩为例,取轮-11*孔的地质资料计算其负摩擦力。根据以上所述 τ 及 L_n 的取用原则,取 $\tau = 0.3r'z$, $L_n = 0.9L_a = 0.9 \times 68.73 = 61.86\text{m}$ 计算单桩

负摩擦力,计算结果为: $P_{FN} = 7540.1\text{kN}$ 。

2. 强度验算

当考虑桩侧负摩擦力时,钢管桩的强度及地基强度按下列公式验算:

$$(P + P_{FN})/A_s \leq 1.5\sigma_s \quad (7)$$

$$(P + P_{FN}) \leq (R_p + R_f)/1.2 \quad (8)$$

式中 P ——作用于桩顶的长期荷载(kN);

σ_s ——桩材长期容许应力(kPa);

R_p ——桩尖处极限承载力(kN);

R_f ——桩侧正向摩擦力(kN)。

(1) 按材料强度验算

此种钢管桩钢材长期容许压应力为 $140 \times 10^3\text{kPa}$,短期容许压应力为 $210 \times 10^3\text{kPa}$;考虑腐蚀厚度 2mm,三种规格钢管桩根据材料强度计算的单桩容许承载力见表 3。

按材料强度计算桩的容许承载力

表 3

桩直径	壁厚	净截面积	长期容许压应力	短期容许压应力	单桩长期容许承载力	单桩短期容许承载力
mm	mm	cm ²	MPa	MPa	kN	kN
609.6	11	174.22	140	210	2439.1	3655.8
914.4	11	254.86	140	210	3568.0	5352.1
914.4	13	310.81	140	210	4351.3	6527.0

以 $N-24b$ 钢管桩为例。作用于桩顶的长期荷载 $P = 2500\text{kN}$, $P_{FN} = 7540\text{kN}$, 选用 $\Phi 914.4 \times 13$ 钢管桩,短期容许承载力 $[P'_s] = 6527\text{kN}$, $[P'_s] < P + P_{FN}$, 材料强度不足。本工程针对这个问题采用角钢补强。角钢的容许应力为 210MPa , 不考虑其腐蚀损失。

(2) 按地基强度验算

桩尖容许承载力按下式计算:

$$[P] = CRA' \quad (9)$$

式中 C ——取 0.3~0.45, 本例取 0.4;

R ——基岩抗压强度, 本例为 28MPa ;

A' ——桩身截面积(m^2), 开口钢管桩 $A' = \alpha A$;

α ——开口桩土塞效应系数。

α 值与钢管桩直径、桩尖进入碎石层的深度及桩径比例有关。本工程取如下数值:

当为 $\Phi 914.4 \times 13$ 钢管桩, $\alpha = 0.7$;

当为 $\Phi 609.6 \times 11$ 钢管桩 $\alpha = 0.8$ 。

以 $N-24b$ 钢管桩为例验算:

$$A' = \alpha A = 0.528\text{m}^2, \quad [P] = 5914\text{kN} > P = 2500\text{kN}$$

取安全系数为 2, 则 $R_p = 2[P] = 11827\text{kN}$

经计算 $R_f = fUL'_s = frcd(L - L_n) = 565\text{kN}$,

则 $(R_p + R_f)/1.2 = 10327\text{kN} > P + P_{FN} = 10040\text{kN}$

从以上计算可知,只要钢管桩穿透碎石层进入强风化基岩面并进入一定的深度,就可满足要求。

根据实测结果对负摩擦力的讨论

本工程在预压的同时对斗轮机基础钢管桩沉降进行观测,其规律是中间大两端小;同时发现斗轮机基础之间的垫土也下沉坍塌,其规律亦是中间大两端小。预压期间,斗轮机未在该区作业,因此无上部使用荷载作用。钢管桩的下沉,说明是堆载使桩周土体下沉引起的负摩擦力带动桩的下沉。

本工程的观测结果说明受大面积堆载影响的桩,考虑负摩擦力是很有必要的。现通过观测数据对桩所受的负摩擦力作一间接反算。反算时假定:(1)桩顶沉降由桩身压缩变形引起,忽略桩尖的竖向位移;(2)桩侧负摩擦力的影响深度为桩顶至碎石层顶面;(3)负摩擦力沿桩身成三角形分布。

以 $N-22b$ 为例计算。 $N-22b$ 桩顶沉降为 25mm,桩长 $L=50.91\text{m}$,桩入碎石层深度为 5.48m。

桩身变形计算:

(1)由 P 引起的变形 ΔL_p

$P=978.5\text{kN}$ (除斗轮机轮压外的全部荷重)。

$$\Delta L_p = 0.61\text{cm}$$

(2)桩身自重 G 引起的变形 ΔL_G

$$\Delta L_G = 0.03\text{cm}$$

(3)由桩侧负摩擦力 P_{FN} 及正摩擦力 R_F 引起的变形 $\Delta L_{P_{FN}}$

根据 P_{FN} 沿桩身成三角形分布的假定及桩截面变化的情况进行分段计算,计算结果为:

$$\Delta L_{P_{FN}} = 0.000003048 P_{FN} - 0.0128$$

$$\Delta L_p + \Delta L_G + \Delta L_{P_{FN}} = 25\text{mm}$$

将 ΔL_G 、 ΔL_p 及 $\Delta L_{P_{FN}}$ 值代入上式,解得:

$$P_{FN} = 6172\text{kN}$$

根据表 2,按公式 $\tau = 0.3r'z$ 算至碎石层顶面的负摩擦力为 4418kN,较按沉降反算的负摩擦力值小 40%。偏小的原因在于按沉降反算负摩擦力时未考虑桩尖处的竖向位移,计算夸大了负摩擦力值。本例反算表明,本工程采用 $\tau = 0.3r'z$ 计算负摩擦力是合适的。同时本工程因碎石层面起伏很大,其厚度也极不均匀,在打入钢管桩时很难判断其是否已穿过碎石层至基岩,同时通过沉降反算表明,使用 $L_n = 0.9L$ 对本工程而言是不合适的,宜取 L_n 为桩顶至碎石层顶面的距离。

参考文献

- 1 天津大学,土力学与地基,人民交通出版社,1983年
- 2 H. G. FOULOS, E. H. DAVIS, PILE FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN, JOHN WILEY AND SONS, 1980.

The Calculation of the Negative Skin Friction of the Engineering's Steel Piles

Bao Fuxing Zhang Shengnan Linshanfu
(Zhejiang electrical power design institute 310014)

Abstract This paper introduces the calculation of the engineering's steel piles in design. According to the results viewed in practice, this paper points that it is necessary that the negative skin friction should be taken into account for the pile's foundation located in the large scale stack - yard. Through the back - calculation of the negative skin friction, this paper gives the right τ value and the correction of L_n value.

欢迎订阅《地基处理》

——一份属于土木工程界的刊物——

《地基处理》于1990年创刊,至今已有十二年。经过广大读者、作者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、测试、教学、科研以及业主和监理人员等等广泛、深入的理解和参与,成为土木工程技术人员的良好良师益友。

本刊决心继续为地基处理技术的发展与提高服务,作为地基处理理论与实践经验的交流园地,反映工程实际,探讨发展方向,介绍国外情况。另外,介绍从事地基处理的科研、设计、勘察、施工,以及机械、测试仪器、材料等厂家以便沟通情况,促进协作。

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会和浙江大学土木工程学系联合主办。并于1994年2月成立了《地基处理》杂志社。《地基处理》为季刊,一年4期。《地基处理》编委会由工作在全国各地的地基处理专家组成。

2002年度的订阅工作:

订阅一年(2002) 4期 20元(包括邮费)

订阅三年(2002~2004) 12期 60元(包括邮费)

如蒙订阅,可向《地基处理》发行部索取订单。

电汇至:杭州西湖信用社,帐号7061101010601201000014740,收款单位:浙江浙峰工程咨询有限公司,注明订购《地基处理》。

邮局汇款至:杭州浙江大学玉泉校区土木系欧阳晶红,(邮编310027)。同时将订购单(或信函)寄至浙江大学玉泉校区土木系郝靖,以便及时邮寄。

联系电话:0571-87952077

高填方夯实地基处理方法系统的研究*

谢春庆

(成都军区空军勘察设计院 610041)

[摘要] 本文在总结和分析了我国现有山区机场高填方夯实地基处理方法的基础上,建立了高填方夯实地基处理方法系统,对优化设计和指导施工,减少施工环节,节约成本具有重要的意义。

前言

随着国家经济的发展,在山区的机场、公路、铁路等重点建设突飞猛进,牵涉的深挖高填工程越来越多,其中填方区地基大多是块碎石填筑,一般采用强夯击实。这些项目对地基的变形要求很高,尤其是机场。但由于各种原因对块碎石填筑地基研究很少,开展此类地基处理方法的研究具有重要的意义。

高填方夯实地基处理方法系统

通过对三明、龙洞堡、铜仁、大理、绵阳、攀枝花、兴义、黎平等机场高填方的研究成果资料,总结建立山区机场夯实地基处理的方法系统。其方法和步骤如下:

(1)阅读工程地质报告,现场踏勘,对场区的工程地质条件进行分析,了解场区存在的主要岩土工程问题,并对填方的关键地段或可疑地段进行复查或施工勘察。掌握场区,尤其是试验区的工程地质条件和岩土参数。

(2)应用《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)、《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)推荐的沉降计算公式、数值分析等方法对原地面地基进行最终沉降和不同时期的沉降计算,判断原地面地基在填筑体及道面荷载下的沉降是否满足设计要求。若满足要求则进行填筑体填筑方法的研究,不然则进行原地面地基处理研究。

(3)原地面地基的处理首先要进行拟选方法的经济技术分析、时间的可能性分析。技术的可能性分析主要考虑地基的处理深度、处理后地基的性状参数、填料的性质、施工单位的设备等。地基处理的方法主要有两种,一是碾压,二是强夯。碾压在目前的施工中应用较少,为本文的非研究重点。强夯处理方法有三种:第一种为换填强夯,主要适用于原土基力学性质差(如软土、淤泥、泥炭土等),而又较薄的地方。挖除后,回填粒径小于80cm的级配块碎石或其它力学性质较好的土。第二种为置换强夯,主要用在土层力学性质较差,但土层

* 收稿日期:2001年5月

又不太厚的地方(一般小于6m)。置换前初铺碎石层的厚度小于1m,不均匀系数 $C_u > 5$,曲率系数 $C_c = 1 \sim 3$,施工工艺一般为:清除表层耕土、软土→测量及验收→填级配良好的块碎石→层面整平→测量及验收→单点夯试验→机械就位开夯第一遍→夯坑填料至坑口→场地平整→机械就位开夯第二遍→夯坑填料至坑口→场地平整→低能量满夯→测量夯沉量→地基检测验收。第三种为直接强夯法,适用于土层力学性质较好(一般 $f_k > 150\text{kPa}$)的粘性土和碎石土,有效处理深度目前 $< 4\text{m}$ 。另外,原地面的处理还有沉管碎石桩法、灌浆法等。碎石桩法一般用于土层较厚($> 6\text{m}$)时,地基的深层处理;灌浆法多用于软土或有洞隙的地基。碎石桩法、灌浆法常和强夯法搭配使用。同时,原地面的处理还必须作好排水,常用的方法为设置盲沟。

(4)在确定强夯方式后,进行单点夯试验。机场实践表明单击能 $2000 \sim 3000\text{kN}\cdot\text{m}$ 的强夯较为适宜,处理有效深度一般小于 4m 。单点夯完成后,进行满夯,满夯单击能量 $1000\text{kN}\cdot\text{m}$ 较适宜,夯击次数视土质而定。满夯结束后,对处理后地基进行检测和孔隙水压力和变形监测、应力的测试等。检测的内容包括干密度、压实度、变形模量、回弹模量、承载力、含水率、液性指数、颗粒分析、压缩模量、孔隙比等。监测是在原地面一定的深度埋置孔隙水压力计、分层沉降仪、应力测试仪等,目的是了解地基土变形的特征和速率,获取有关参数,为地基的稳定性分析和变形预测提供依据。

(5)用检测获得的参数,采用GBJ7-89、GB50021-94推荐的沉降计算式、工程地质手册介绍的复合地基沉降计算公式、砂井计算公式、数值分析等方法对处理后原地面地基进行最终沉降和不同时期的沉降计算,判断原地面地基在填筑体及道面荷载下的沉降是否满足设计要求。若满足要求则进行填筑体填筑方法的研究,否则再一次进行原地面处理方法研究。

(6)填筑方法的研究首先要对填料进行分析。大块碎石填料分析的项目主要为颗粒分析、岩性、强度等。在满足不均匀系数 $C_u > 5$,曲率系数 $C_c > 1$,最大粒径 $< 80\text{cm}$ 的块碎石料符合强夯要求;最大粒径 $< 40\text{cm}$ 的块碎石料符合碾压要求。一般情况下不需爆破,颗粒级配满足上述要求时,碾压比强夯经济;但需爆破岩石作填料时,强夯法较碾压法经济、省时。一般基岩山区适宜于强夯法施工。填筑方法为堆填法,分层填筑,其厚度约为 4m ,每层分为四个亚层,每个亚层填筑厚度约为 1m ;填筑机械宜立足国内情况,选用 $1000\text{kN}\cdot\text{m} \sim 3000\text{kN}\cdot\text{m}$ 的单击夯击能较为合理,夯击次数 $12 \sim 16$ 次。

(7)确定填筑方法后,进行不同夯击能、不同填筑厚度、不同填料比例、不同夯击次数的单点夯试验。之后,对干密度、变形模量、回弹模量、颗粒级配、地面变形、垂向变形等检测和分析。根据处理后不同深度的压缩变形(一般埋设钢球标或分层沉降仪来获取)和干密度在垂向的变化规律,以设计的干密度为目标,确定有效加固深度;以强夯压缩的地面宽度(一般以 10mm 压缩量为界),确定夯点间间距和夯点布置形态。以干密度在垂向和平面的变化、回弹模量、变形模量的变化(以标准差、变异系数来衡量)来评价地基的均匀性及加固效果。通过施工时间、成本、加固效果的对比分析,确定既能满足设计要求,又省时、省经费的最佳施工参数(包括单击夯击能、夯点间距、夯击次数、夯点布置形态、填料级配要求、不同填料的搭配比例、填筑层厚度等)。

(8)在主夯施工到离设计填筑高度 1m 时,进行满夯。满夯参数宜为:单击夯击能 $1000\text{kN}\cdot\text{m}$,击数 $2 \sim 4$ 次,夯印搭接。满夯之后进行碾压的对比试验,龙洞堡机场试验成果为:填料为最大粒径 $< 40\text{cm}$,不均匀系数 $C_u > 5$,曲率系数 $C_c > 1$ 的块碎石,施工中,面层选用

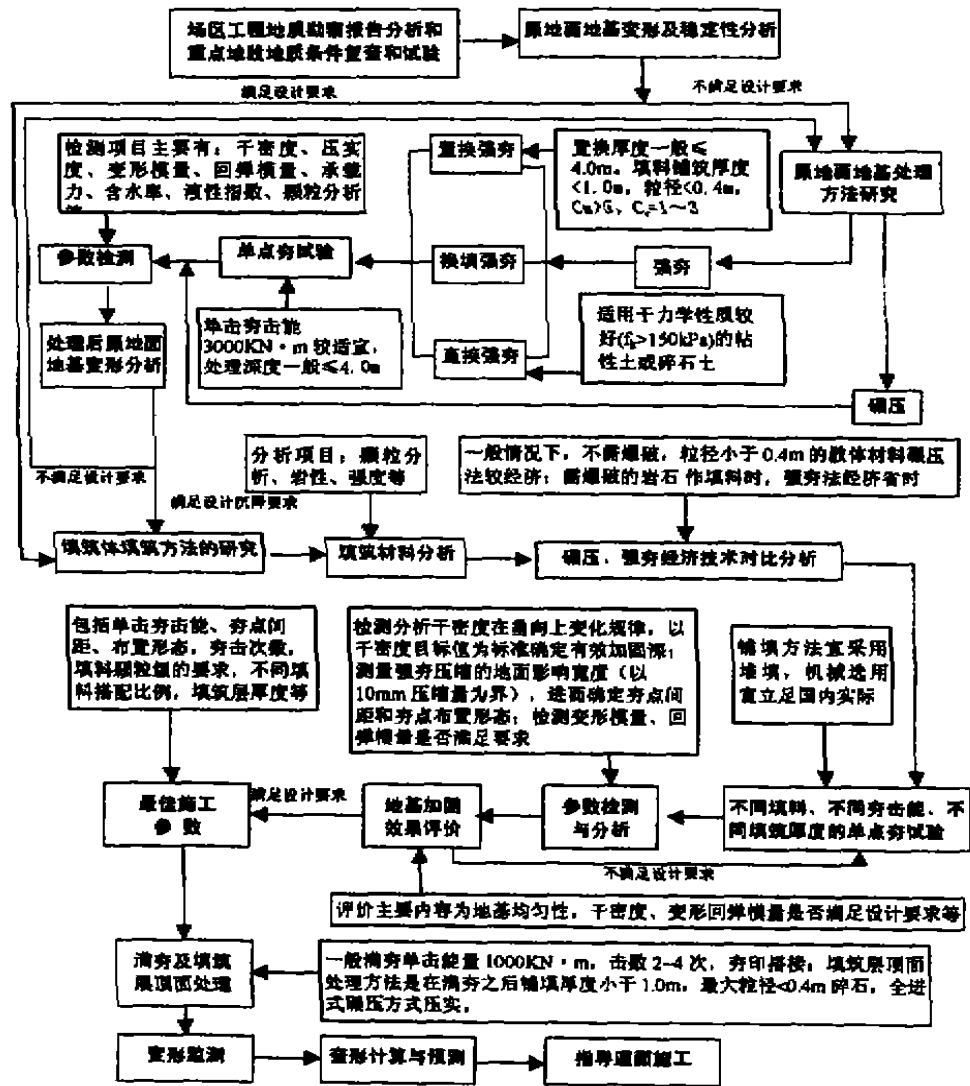
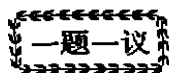


图1 高填方夯实地基处理方法框图

细料填隙找平,同时要求分层填筑的厚度不宜大于0.5m,松铺系数1.05~1.08,采用速度1.53km/h,激振力350kN,频率30HZ的全进式碾压方式,遍数4~6。采用上述的参数碾压施工至设计填筑高度。

(9)在施工之日起,即埋设分层沉降仪和测量桩,对原地面地基和填筑体进行分层沉降和侧向位移观测;填筑施工完成后,立即在填筑体的顶面埋桩进行沉降观测。观测采用的仪器一般为水准仪,测量精度按国家二等水准。观测的主要内容是垂向变形,即沉降。观测的时间为3~5天。观测的频度可参照5天、10天、15天、20天、1个月、1.5月、2月、3月、4月、5月、6月、8月、12月、1.5年、2年、3年、5年进行。同时对高填方地基进行变形计算,结合实测的沉降资料,预测地基的工后沉降,指导道面施工。

图1为高填方处理方法系统框图



主持人: 龚晓南

小议土中单桩的桩尖承载力 兼议桩指标的取值*

陈如连

(杭州文二路新64号 310012)

各种规范对单桩承载力的取值,均按桩的静载荷试验。提供估算的经验公式,由于适应条件的单一,使 Q_{pk} 估算值与试验值的比值,其偏差值的范围变化较大。94“桩基规范”,P226,图5-12上,229根预制桩误差 $< \pm 10\%$ 占33.6%, $< \pm 20\%$ 占56.7%, $< \pm 30\%$ 占72.1%。

从实践和各规范的反映: q_{pk} (或 q_s 下同)的差别不大,而 q_{pk} (或 q_p 下同)的差别则比较明显。如密实的粉砂,GBJ-89 $q_p = 800(5m) \sim 1800(15m)kPa$;交通部JTJ024-85 $q_{pk} = 5000(1 > h/d) \sim 7000(h/d > 4)kPa$;上海DBJ08-89 4~15m灰色粉砂 $q_{pk} = 2000 \sim 3000kPa$,20~35m灰色粉砂 $q_{pk} = 4000 \sim 6000kPa$,30~50m灰色粉细砂 $q_{pk} = 6000 \sim 8000kPa$;天津TBJ1-88 $q_p = 1300(5m) \sim 1900(30m)kPa$;浙江DBJ10-1-90(试行), $q_p = 2000(5m) \sim 2500(20m)kPa$ 。

经验公式

(一)各规范预制桩的桩尖(端)极限承载力公式:

$$Q_{pk} = q_{pk} \cdot A_p$$

各规范提供的 q_{pk} 值,只要土性(或深度)接近, q_{pk} 值相同。确定的条件单一,且有些关键条件还未考虑。

(二)从桩的静载荷试验,特别是系统的研究试验反映: q_{pk} 不是一个定值,随诸因素变化而变化,除土性(深度)外,还有两个主要因素必须考虑,因这两个因素综合的最小、最大值都是倍数差。

1. 进入持力层的厚度效应。桩尖进入厚度(h)小、 q_{pk} 小,反之则大。现绝大多数人均能接受,但变化多大,多数规范均未提及。本人试验获得,在 $I_L < 0.4$ 的粘性土,中密的粉土、粉砂,持力层上为淤泥质土, $h = 1d$ 的 q_{pk} 与 $h = 10d$ 的 q_{pk} ,后者是前者的两倍以上。

2. 持力层上覆土层的厚度效应。这是1988年本人在重庆召开的建筑学会地基基础学

* 收稿日期:2001年9月

会上提出的。同一持力层桩尖进入厚度相同时,持力层上为软土的 q_{pk} 比为其它土层的 q_{pk} 小,上覆土性越好,土层越厚,差别越大。如同一桩尖持力层,上覆 4m 左右的其它土层比上为软土的 q_{pk} 大 40%~60%,若上覆土性与持力层相同或好,差别会更大。为了便于理解举下例说明:同深度、土性的桩尖持力层,上覆有 2m 与桩尖持力层的性质相同的土层,当桩尖进入厚度不大时,有上覆其它土层的桩其进入厚度比软土区大 2m,前者的 q_{pk} 当然比后者大(深度差 2m, q_{pk} 相差较小)。

(三)本人提出的桩尖承载力经验公式

$$Q_{pk} = q'_{pk} A_p$$

$$q'_{pk} = q_{pk} \cdot H_p \cdot h_p$$

$$h_p = 1 + (h/d - 3) \Delta h_p$$

q'_{pk} :实际条件下桩端土的极限承载力。其值按条件而定。

q_{pk} :桩尖持力层上为软土,桩尖进入持力层 $3d$ (*:碎石土为 $1.5d$ —下同)厚度时桩端土的极限承载力。

H_p :上覆一般土层的厚度系数。称上覆厚度系数。桩尖进入持力层 $3d$ 厚度时,有上覆一般土层和上为软土的 q_{pk} 的比值。条件可行时将 H_p 考虑后综合提出 q_{pk} 。

h_p :桩尖进入持力层的厚度系数,称进入厚度系数。桩尖进入持力层不同厚度与进入 $3d$ 厚度桩端土的极限承载力的比值。

Δh_p :该条件下增减 $1d$ 厚度时的厚度系数。

h/d 的取值,即临界厚度(有人称临界深度)的确定。本人参加试验和收集资料的条件,粘性土 $> 10d \sim 20d$,粉土或粉砂 $10d \sim 15d$ 。无地区经验时建议取 $10d \sim 12d$,超过临界厚度的厚度一般按 $0.04\Delta h$ 增加。

上述经验公式,经过十多年与静载荷试验对比,估算的误差较小,231 根预制桩在 $\pm 10\%$ 以内占 60.2%,在 $\pm 20\%$ 以内占 91.4%。(比 94 桩基规范小得多,见前)

确定桩指标的基本原则

(一)基本条件:应以桩的静载荷试验为根本条件,注意删去不正常的资料,并将误差(Q_{pk} —计算/ Q_{pk} —试验)控制在 0.8~1.2 范围之内,超过此范围要分析原因后再取舍。

(二)同一类土按施工对土性改变的影响,确定每种土的最大值和最小值。最大值为闭口预制桩(或开口预制桩。条件:要接近闭口预制桩施工后土的挤密状态),最小值为钻孔灌注桩,介于两者之间根据施工情况按实情确定。

(三)找出土的何种指标与分析的桩指标,能够反映出较好的相关关系。建议:碎石土用密实度,砂土和粉土用静力触探的 q_c 或 p_s ,粘性土用 I_c 。

桩指标还应考虑深度的影响。建议:至少考虑到 40m。

(四)指标的时效影响。本人从两组在同一桩上,并消除复压的影响下进行时效试验。最长停歇时间 440 天~446 天(打好试桩后停建),结果表明:只要停歇 27 天或 85 天就能达到停歇 400 多天的 Q_{pk} 值。停歇 7 天和停歇 400 多天的 Q_{pk} ,其增值小于 40% ($Q_{pk} > 2000kN$)。建议:仍按规范规定的停歇时间取桩指标。

计算各类桩应注意的问题

(一)带预制桩尖的沉管灌注桩

1. 成孔直径:即沉管时预制桩尖直径。

拔管直径:桩管有加强箍(筋)时为箍的外径,无箍时为桩管外径。

拔管直径与成孔直径之间的土为“重塑土”,与成孔时孔外土的性质有区别,土越好差别越大。

2. 充盈系数的计算:混凝土体积/同长度的拔管体积。有加强箍时与规范规定有别,如加强箍厚度大时规范计算的会出现成桩平均直径比拔管直径小,影响桩承载力降低。按本文计算的充盈系数建议大于1.05。

3. 桩指标的取值:充盈系数反算出桩的平均直径 \geq 成孔直径,采用预制桩的指标,略大于拔管直径采用沉管桩的指标。在估算时按沉管桩的指标采用,在分析静载荷试验资料时按成桩直径大小调整指标。有些规范将 q_{pk} 按预制桩指标采用,从大量试桩资料反映是偏大的,因有重塑土的影响。

(二)夯扩桩

1. 规范上夯扩段平均直径计算公式有误。

$$\text{有关规范为: } D = d_1 \sqrt{\frac{H+h-c}{h}}$$

$$\text{应改为: } D = d_1 \sqrt{\frac{H + A_2/A_1(h-c)}{h}}$$

A_1 、 A_2 桩管内径、外径的横截面面积。

2. 经验公式建议为:

$$Q_{pk} = \pi d \sum q_{sk} l_i + \pi D \sum q_{sk} l_i + \pi D^2/4 q_{pk} [1 + (h/D - 3) \Delta h_p]$$

3. 桩指标的取值:非夯扩段的 q_{sk} 采用沉管桩的指标,夯扩段的 q_{sk} 、 q_{pk} 采用预制桩的指标。

(三)开口预制管桩

理论与实践说明:桩端承载力的计算应乘一个小于1的闭塞系数(λ_p)。即:

$$Q_{pk} = \lambda_p \cdot A_p \cdot q'_{pk} = \lambda_p \cdot A_p \cdot q_{pk} [1 + (h/d - 3) \Delta h_p]$$

闭塞系数的特性:1. 各种土的最大临界值是不同的。2. 各种土达到最大临界值的 h/d 也是不同的。3. 各种土的最大临界值应通过桩的静载荷试验来确定。4. 最小临界值应按诸因素综合而得,主要因素为:桩的直径,壁厚,桩端持力层和上覆土层的土类、性质、厚度。

经过为数不多的试验桩,得出如下粗略结果,有待日后逐渐完善。供参考。

粘性土, $h/d \geq 6$ 时 $\lambda_p = 0.82$;粉土, $h/d \geq 5$ 时 $\lambda_p = 0.80$;粉砂, $h/d \geq 4$ 时 $\lambda_p = 0.65$;中砂 $h/d \geq 3$ 时 $\lambda_p = 0.62$ 。当 h/d 小于上述规定时,最小临界值按实际条件确定。按本次试验的分析结果,最小临界值为0.33(中砂)~0.55(粘性土)。表达式为:粘性土 $h/d < 6$ 时 $\lambda_p = 0.54 + 0.046h/d$;粉土 $h/d < 5$ 时 $\lambda_p = 0.51 + 0.058h/d$;中砂 $h/d < 3$ 时 $\lambda_p = 0.38 + 0.08h/d$ 。

(四)钻孔灌注桩

孔中取土应力释放,孔壁的“残留泥皮”,均影响 q_{pk} 的降低,靠桩端附近还影响 q_{pk} 。

主要关键之一是桩底沉渣厚度(提示:不是现场测出的孔底沉渣厚度。为数不少的桩试验说明:现场测出的 $\leq 5\text{cm}$, 试验反映桩底沉渣很厚,桩承载力低。建议:还应辅以其它方法),它对桩的承载力影响极大。本人研究表明:桩底沉渣的临界厚度约 30cm ,大于此厚度桩端土的承载力以沉渣土的性质而定, $0 < \text{厚度} \leq 30\text{cm}$ 时为桩端持力层(性质)和桩底沉渣(性质、厚度)的综合结果。在允许沉渣存在(如 10cm)的条件下, q_{pk} 不能看成是代表桩尖持力层的指标。一般情况下桩端土和沉渣土的 q_{pk} 相差很大,因而两者综合的变化也是十分复杂的,只能粗略分析。杭州某工程埋深四十多米的圆砾层,温州某工程埋深四十米的卵石层,它们桩端土的极限承载力与桩底沉渣厚度的粗略关系如下:

桩底沉渣厚度(cm)	5	10	20	≥ 30
杭州圆砾 q_{pk} (kPa)	7830	5440	2640	1190
温州卵石	6070	4260	2070	940

温州场地的静载荷试验($\Phi = 800\text{mm}$), $Q = 5600\text{kN}$, $\sum S = 109.01\text{mm}$, $Q \sim S$ 曲线呈“缓”陡降段说明桩底沉渣太厚,用提供的 $h \geq 30\text{cm}$ 的 $q_{pk} = 940\text{kPa}$, 计算与试验的结果接近。紧邻的场地是杭州某单位施工的($\Phi = 800\text{mm}$), $Q = 6900\text{kN}$, $\sum S = 14.09\text{mm}$, 试验未出现 Q_{pk} , 用提供的 $h = 10\text{cm}$ 的 $q_{pk} = 4260\text{kPa}$, 约大于试验的 Q_{pk} 值(分析:比试验值略小一些)。

桩底沉渣厚度不仅影响桩端承载力,还会增大沉降量(在建筑后期反映)。容许厚度的大小应根据建(构)筑物的性质和要求而定,有的规范要求 $\leq 5\text{cm}$, 有的“宜限制 $t(\text{厚度})/d \leq 0.4$ ”。本人认为:对跨度不大的建筑物应 $\leq 10\text{cm}$, 否则沉渣太厚,沉渣的压缩量也不小(在试桩的条件下可达 $1/3 \sim 1/4$), 如果同建筑物下不同地段沉渣厚度相差太大(好比一些桩端在软土上,另一些在硬土上),所带来的沉降差有可能危及安全。

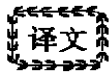
检验

为了完善和开发本法,需要更多的桩试验资料进行检验。预制桩能否达到误差小于 $\pm 20\%$ 占检验桩的 90% 。

若单位有完整的桩试验资料,先提供勘察、桩施工等资料,待本人估算出 Q_{pk} 后,再提供试桩资料,检验计算误差的大小,最后向提供资料的单位免费提供试桩地层的 q_{pk} 、 q_{sk} 、 Δh_p 。

参考文献

- 1 上覆土层厚度对土的桩端阻力的影响。建筑学会地基基础重庆会议。1988年10月
- 2 土中预制桩的参数及其经验公式。第六届土力学及基础工程论文集 P307 1991年6月
- 3 论桩端土的承载力。桩基工程设计与施工技术 建材工业出版社 P13 1994年11月
- 4 钻孔灌注桩桩底沉渣对承载力的影响。岩土工程师 P35 1994年5月
- 5 初论土中开口预应力管桩的闭塞系数。地基处理 P32 2001年3月



机动法计算三维被动土压力^{*}

Abdul - Hamind Soubra

[摘要] 本文用极限分析中的上限法计算了三维被动土压力。将 M_1 、 M_2 和 M_3 这三种机动容许破坏机理应用于计算方案。 M_1 机理是经典的二维库仑理论在三维空间中的扩展。 M_2 机理是广义的 M_1 运动机理,它由一系列刚性块体组成。 M_3 机理是一个较完善的运动机理,其中它的最后一块刚性体被二个竖直的圆锥平截。本文分析得到的最小上限解与其它算法进行了比较,并用列表的形式给出了有关的几何参数、土体特性和三维被动土压力系数的数值。

引言

作用在刚性挡土墙上的被动土压力问题已被广泛研究,这些研究主要集中在对二维分析进行改进,而很少考虑三维方面。其计算方法主要依据于极限平衡法(Coulomb 1773, Terzaghi 1943, Shields and Tolunay 1972, 1973, Rahardjo and Fredlund 1984, Zakerzadeh 等 1999)、滑移线法(Caquot and Kerisel 1949, Sokolovski 1960)或极限分析法(Lysmer 1970, Lee and Herington 1972, Chen and Rosenfarb 1973, Soubra 等 1999, Soubra 2000)。

本文运用了极限分析理论中的上限法研究了被动土压力的三维性质,计算中运用了三种机动容许破坏机理。本分析将探讨具有摩擦角和凝聚力(c 和 ϕ)的土受表面超载的一般情况。三维被动土压力数值计算结果可以用三个无因次系数 K_{pr} 、 K_{pc} 和 $K_{p\phi}$ 的形式表示,他们分别代表土体重度、凝聚力和超载大小对被动土压力的影响。

理论分析

众所周知,被动土压力的三维性质具有增加挡土墙上被动土压力的效应。本文中由于挡土墙宽度的减小而引起被动土压力的增加可以用极限分析理论中的机动法来计算。

文中作了如下假设:

1. 挡土墙宽 b , 高 h , 墙背竖直, 墙后填土水平;
2. 土与墙体的运动为平动;
3. 填土均质、各向同性, 为服从相关联流动法则的库仑材料, 并遵循 Hill 最大功率原理;
4. 土体与挡墙结构界面上的摩擦角 δ 保持不变, 这与文中假设的土与墙体的运动为平动是相对应的;
- 5.

* 收稿日期:2001年3月

侧向凝聚力 P_0 作用在土与结构的界面上,其强度为 $c(\text{tg}\delta/\text{tg}\phi)bh$;6. 土与结构界面上速度的方向为挡墙的切线方向 (Chen, 1975)。其他一些学者 (Collins 1969, 1973; Mroz 和 Drescher 1969) 为了满足正交条件假设土与挡墙界面上的速度方向与挡墙成 δ , 据 Drescher and Detournay (1993) 和 Michalowski (1999) 研究表明,这两种假设均能计算得到同样的极限荷载 (进一步详细论述见 Soubra, 2000)。

极限分析中的上、下限定理

大家知道,极限分析中的极限定理可以帮助我们确定理想刚塑性材料稳定问题中的上限和下限解,其中下限定理由于需要建立一个完整的应力场而较复杂,但上限法就比较简单;对于一个机动容许的速度场,令外部功率与内部能量耗散率相等,给出破坏或极限荷载 (即大于或等于真实极限荷载) 的不安全解。一个机动容许的速度场可以满足流动法则、速度边界条件及其它相容条件。注意破坏时的速度场常用刚性体以常速度运动来描述。因为土体中不允许有塑性变形产生,能量耗散仅在块体间的界面上,构成速度间断面。

必须指出,根据正交法则用极限分析法计算出的极限荷载并不是颗粒材料真正的极限荷载,但近来建立在平动破坏机理上的理论研究 (Drescher and Detournay, 1993; Michalowski 和 Shi, 1995, 1996) 认为,对于不相关联的土体材料,极限荷载可以运用相关联的流动法则计算得到,其中新屈服条件中的 c 和 ϕ 可以用下面的 c^* 、 ϕ^* 代替:

$$\text{tg}\phi^* = \frac{\cos\psi\sin\phi}{1 - \sin\psi\sin\phi} \quad (1)$$

$$c^* = \frac{\cos\psi\cos\phi}{1 - \sin\psi\sin\phi} \quad (2)$$

其中 ψ 为土体材料的剪胀角。这样本文研究成果只要将内摩擦角 ϕ 和凝聚力 c 用 (1)、(2) 式计算得到的 ϕ^* 和 c^* 代替,就可运用于不相关联材料。

破坏机理

本文提出以 M_1 、 M_n 和 M_w 表示的三种平动破坏机理,分述如下。

1. 单块体机理 M_1

对于一个矩形竖直的挡墙,其简单破坏机理的示意图可见图 1(a)。此机理是熟知的二维库仑定理在三维空间的推广。物体 $AA'BB'DD'$ 的运动引起墙面 $AA'BB'$ 的水平运动,若选用直角坐标系,则对称面与 $z=0$ 重合。图 1(b) 给出了在 xoy 断面上的图形。

如图 1(a) 所示, M_1 机理由单个刚性块体 $AA'BB'DD'$ 组成,它是由竖直平面 $AA'BB'$ 、底面 $AA'DD'$ 和侧面 ABD 、 $A'B'D'$ 构成。它在地面露出的部分是梯形 $BB'DD'$ 。此机理由水平面和底面 $AA'DD'$ 的二面角参数 β 确定。

如同二维分析中一样,土体 $AA'BB'DD'$ 以与水平面成 $(\beta_1 + \phi)$ 角度的 V_1 速度运动 (图 2),挡墙以 V_0 速度运动, $V_{0,1}$ 代表了土与挡墙界面上的相对速度,所以这些速度均平行于垂直对称面 xoy ,注意为满足正交条件, V_1 速度必须与侧面 ABD (或 $A'B'D'$) 成 ϕ 角。这就是说速度 V_1 与它在侧面 ABD (或 $A'B'D'$) 上投影的夹角必须等于 ϕ 。对一个已知倾角 β 的底

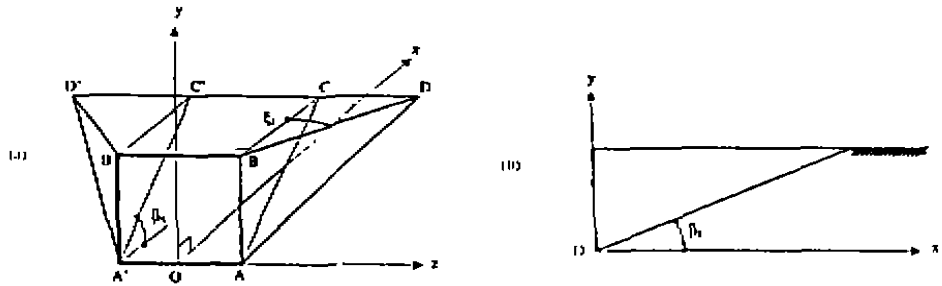


图1 (a) M_1 破坏机理

(b) xoy 断面

面 $AA'DD'$, 这个正交条件确定了侧面 ABD 和 $A'B'D'$ 的方位。图 1(a) 中所示的侧面 ABD (或 $A'B'D'$) 与竖直对称面 xoy 的夹角 ξ_1 可以表示为:

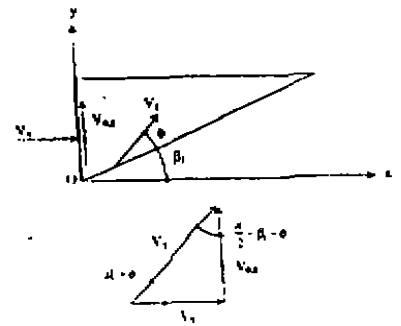
$$\operatorname{tg} \xi_1 = \frac{\sin \phi}{\sqrt{\cos^2 \phi - \sin^2(\beta_1 + \phi)}} \quad (3)$$

其中 $\beta_1 \in (0, \frac{\pi}{2} - 2\phi)$, $\beta_1 < \frac{\pi}{2} - 2\phi$ 。

2. 多块体机理 M_n

一个较好的上限解需要一个由 n 个刚性块体组成的较完善的破坏机理 M_n (见图 3(a))。图 3(a) 中只表示出了 5 个块体, 当然对于多块体同样适用。在这个改进的机理中, n 个刚性块体的运动同时引起了挡墙 $AA'BB'$ 的水平运动, 图 3(b) 给出了垂直断面 xoy 平面。

图2 M_1 机理的速度场



如图 3(a) 所示, 第 1 个刚性块体 $AA'BB'D_1D_1'$ 邻近竖直挡墙, 它由径向面 $BB'D_1D_1'$, 底面 $AA'D_1D_1'$ 和侧面 ABD_1 和 $A'B'D_1'$ 组成。中间第 i 个块体位于径向面 $BB'D_{i-1}D_{i-1}'$ 和 $BB'D_iD_i'$ 之间, 由底面 $D_{i-1}D'_{i-1}D_iD_i'$ 和侧面 $BD_{i-1}D_i$ 和 $B'D'_{i-1}D'_i$ 组成, 最后一个块体露出地表的平面为梯形面 $BB'D_nD_n'$ 。此作用机理可以用 $2n - 1$ 个角度参数 $\alpha_i = (i = 1, \dots, n - 1)$ 和 $\beta_i (i = 1, \dots, n)$ (见图 3(b)) 确定。

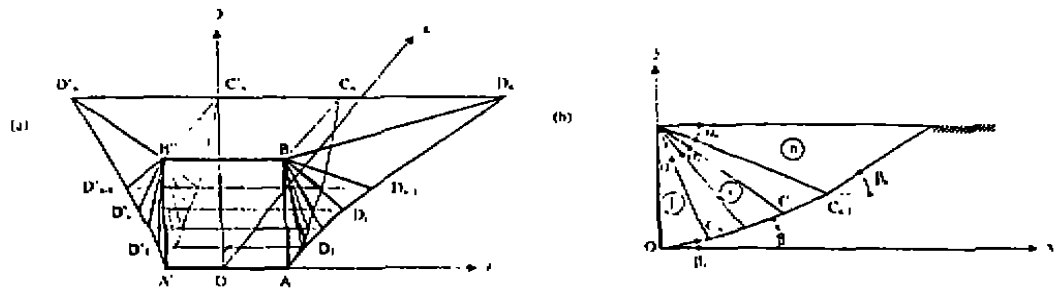


图3(a) M_n 破坏机理

(b) xoy 断面

块体速度 V_i 和中间块体速度 V_{i-1} 都平行于垂直对称面 xoy , 如图 4 所示。邻近墙体的第 1 个刚性块体的运动情况与 M_1 机理相似。对于其它块体, 侧面 $BD_{i-1}D_i$ (或 $B'D'_{i-1}D'_i$) 由平面 $BB'D_{i-1}D'_{i-1}$ 与侧面 $BD_{i-1}D_i$ ($B'D'_{i-1}D'_i$) 的二面角 ξ_i 确定。这个角度由矢量 V_i 在

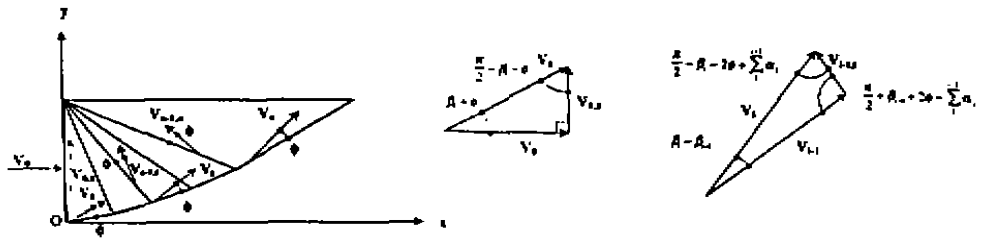


图4 M_n 机理的速度场

$BB'D_{i-1}D'_{i-1}$ 和 $BD_{i-1}D_i$ (或 $B'D'_{i-1}D'_i$)上的垂直投影确定(见图4),详细的计算见 Regenss (1999)。就 M_1 机理而言, $\beta_1 < \frac{\pi}{2} - 2\phi$ 。但 $\beta_1 > 0$ 的条件不在本运动机理讨论范围之列。

3. 载体多块体机理 M_m

上限解的进一步发展就是 M_n 机理中最后一个块体的体积减小。在这个发展机理中(图5), M_n 机理中最后块体的侧面和底面分别被顶点在 D_{n-1} 和 D'_{n-1} 处的两个竖向圆锥截去两部分。右边(左边)圆锥与侧面 $BD_{n-1}D_n$ ($B'D'_{n-1}D'_n$) 和底面 $D_nD'_nD_{n-1}D'_{n-1}$ 相切。这两个圆锥的对称轴与最后一个块体的速度 V_n 共线。对满足服从相关联流动法则库仑材料的正交条件,圆锥的孔径角等于 2ϕ 。这种机理是机动容许的,因为它满足一切机动和速度边界条件,其速度矢线图与 M_n 机理中的完全一致。

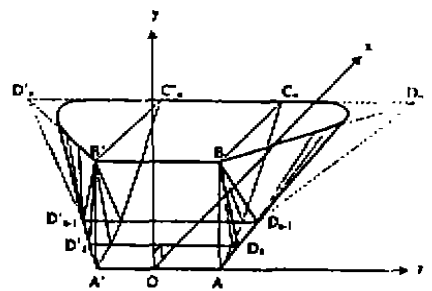


图5 M_n 破坏机理

4. 功率方程

外力做功产生的功率与不同速度间断面上内能耗散率相等即可得到功率方程。

对外部功率有贡献的外力有被动土压力,运动中土体的重量及地面超载。总的外部功率可表达为:

$$\dot{W} = \dot{W}_p + \dot{W}_\gamma + \dot{W}_q \tag{4}$$

其中

$$\dot{W}_p = P_p \cos \delta \cos(\beta_1 + \phi) V_1 \tag{5}$$

$$\dot{W}_\gamma = -\gamma \sum_{i=1}^n \text{vol}_i \sin(\beta_i + \phi) V_i \tag{6}$$

$$\dot{W}_q = -q A_{CS} \sin(\beta_n + \phi) V_n \tag{7}$$

其中 vol_i 为 i 块体的体积; A_{CS} 为地表破坏面积。

在载体多块体机理中,能量在土—挡墙界面上消散,在动态和静态情况下,土体底面和侧面上的消散,在分隔块体的径面上消散,同时也在位于侧面和底面之间的圆锥面上消散。总的能量消散率可以表示为:

$$\dot{D} = \dot{D}_w + \dot{D}_{\text{tan} + \text{tan} + \text{rad} + \text{con}} \tag{8}$$

其中

$$\dot{D}_w = (P_p \sin \delta + P_o) V_{0,1} \tag{9}$$

K_{ps} 计算值及相应几何参数(M_1 机理)

表2

ϕ (deg) (1)	$b/h = 0.25$			$b/h = 1$			$b/h = 10$		
	K_{ps} (2)	β_1 (3)	A_{cs}/bh (4)	K_{ps} (5)	β_1 (6)	A_{cs}/bh (7)	K_{ps} (8)	β_1 (9)	A_{cs}/bh (10)
15	9.03	32.76	5.60	4.12	30.36	2.86	2.58	26.14	2.19
20	20.39	27.14	10.80	7.83	25.79	4.48	3.98	22.51	2.72
25	51.63	21.72	22.24	17.25	21.04	7.79	6.81	18.72	3.58
30	160.18	16.39	52.08	47.86	16.09	15.47	13.99	14.68	5.26
35	736.18	11.04	159.28	201.78	10.95	44.18	41.21	10.31	9.76
40	9,108.49	5.60	977.12	2,348.34	5.59	252.79	319.89	5.45	35.58
45	-	-	-	-	-	-	-	-	-

注意表中对应 $\phi = 45^\circ$ 一栏, 没有解。因为据 β_1 的限制条件, 此特定情况下 $\beta_1 = 0$ 。表 1-3 清楚地表示出随着 ϕ 的增加, 被动土压力系数和对应的最优几何尺寸(即体积或面积)也相应增加。对于较大的 ϕ 值, 增加幅度很明显, 例如当 $b/h = 1$ 、 $\delta/\phi = 1$ 时, 土体内摩擦角从 20° 增加到 25° 时, K_{ps} 增加 2.1 倍, 体积 vol/bh^2 增加 1.6 倍; 但当 ϕ 从 35° 增加到 40° 时, K_{ps} 增加 11.2 倍, 体积 vol/bh^2 增加 5.5 倍。由此可见, 对较大的 ϕ 值, 此机理大大高估了被动土压力值。

 K_{pc} 计算值及相应几何参数(M_1 机理)

表3

ϕ (deg) (1)	$b/h = 0.25$			$b/h = 1$			$b/h = 10$		
	K_{pc} (2)	β_1 (3)	A_{cs}/bh (4)	K_{pc} (5)	β_1 (6)	A_{cs}/bh (7)	K_{pc} (8)	β_1 (9)	A_{cs}/bh (10)
15	29.84	32.76	14.38	11.50	30.36	6.15	5.78	26.14	3.66
20	53.09	27.14	22.17	18.59	25.79	8.35	8.01	22.51	4.21
25	108.36	21.72	37.70	34.63	21.04	12.62	12.25	18.72	5.14
30	275.44	16.39	75.03	80.90	16.09	22.62	22.24	14.68	6.97
35	1,049.62	11.04	199.69	286.43	10.95	55.14	57.11	10.31	11.87
40	10,853.5	5.60	1,086.06	2,797.09	5.59	280.84	379.68	5.45	39.36
45	-	-	-	-	-	-	-	-	-

有趣的是表 2 和表 3 中由 K_{ps} 和 K_{pc} 系数最小化得到相同的最优化参数 β_1 。说明这些系数之间存在以下关系[见 Caquot 相关理论(Caquot 和 Kerisel, 1949)]。

$$K_{pc} = \frac{K_{ps} - 1}{\cos \delta \cdot \operatorname{tg} \phi} \quad (12)$$

因此下面只计算 K_{ps} 和 K_{pc} 系数, K_{pc} 系数可以通过式(12)得到。

M_1 机理当 $\delta/\phi = 1$ 时 $K_{py}(3D)/K_{py}(2D)$ 比值

表 4

ϕ (deg) (1)	$K_{py}(3D)/K_{py}(2D)$		
	$b/h = 0.25$ (2)	$b/h = 1$ (3)	$b/h = 10$ (4)
20	4.20	1.82	1.09
30	10.92	3.50	1.26
40	65.93	17.25	2.64

表 4 为 ϕ 从 20° 到 40° , $\delta/\phi = 1$, 三轴宽高比情况下 ($b/h = 0.25, 1$ 和 10) 的三维被动土压力系数 $K_{py}(3D)$ 和二维被动土压力系数 $K_{py}(2D)$ 之比。

可以发现随着 b/h 的增加, 比值 $K_{py}(3D)/K_{py}(2D)$ 降低, 也就是末端效应减小了。需要强调的是, 对于二维问题 (即宽度比很大时) 此处计算的得到的被动土压力系数与 Chen (1975) 计算得到的一致。表 4 中随着 ϕ 的增加, 末端效应变大, 如当 $b/h = 10$, $\phi = 20^\circ$ 时对应 $K_{py}(3D)/K_{py}(2D)$ 等于 1.09, 而 $\phi = 40^\circ$ 时, 其值为 2.64。

2. M_n 机理计算结果

表 5 为当 $\phi = 45^\circ$, $\delta/\phi = 1$, $b/h = 0.25, 1$ 和 10 时, 对应于不同刚体块数 n 用 M_n 机理计算得到的 K_{py} 系数值。表 5 表明随着刚体块数的增加, 上限法解答的准确性得到进一步提高。随着 n 的增加, K_{py} 减小的幅度越来越小 ($b/h = 1$, $n = 6$ 时, 减小幅度为 1.59%)。因此以下给出的计算结果均对应于 $n = 5$ 的情况。

 M_n 机理中不同 n 下 K_{py} 值 ($\phi = 45^\circ$, $\delta/\phi = 1$, $b/h = 0.25, 1, 10$)

表 5

n (1)	b/h			Reduction (%)		
	0.25 (2)	1 (3)	10 (4)	0.25 (5)	1 (6)	10 (7)
2	1,981.59	533.19	98.35	-	-	-
3	1,515.94	411.15	79.49	23.50	22.89	19.17
4	1,404.46	381.83	74.85	7.35	7.13	5.85
5	1,359.87	370.08	72.97	3.18	3.08	2.51
6	1,337.47	364.18	72.02	1.65	1.59	1.30
7	1,324.62	360.80	71.48	0.96	0.93	0.76
8	1,316.56	358.67	71.14	0.61	0.59	0.48

用 M_n 计算得到的 K_{py} 和 K_{px} 与用 M_1 机理计算得到的 K_{py} 和 K_{px} 对比见图 6。图中所对应的是 $\delta/\phi = 1$, ϕ 从 15° 到 45° , b/h 分别为 0.25, 1 和 10 三种情况。

与预想中的一样, M_n 机理比 M_1 机理计算结果要好, 这可以解释为 M_n 机理的几何形状比 M_1 机理受的限制少。例如当 $\phi = 40^\circ$, $\delta/\phi = 1$, $b/h = 1$ 时, 解的精度提高 92.8%。

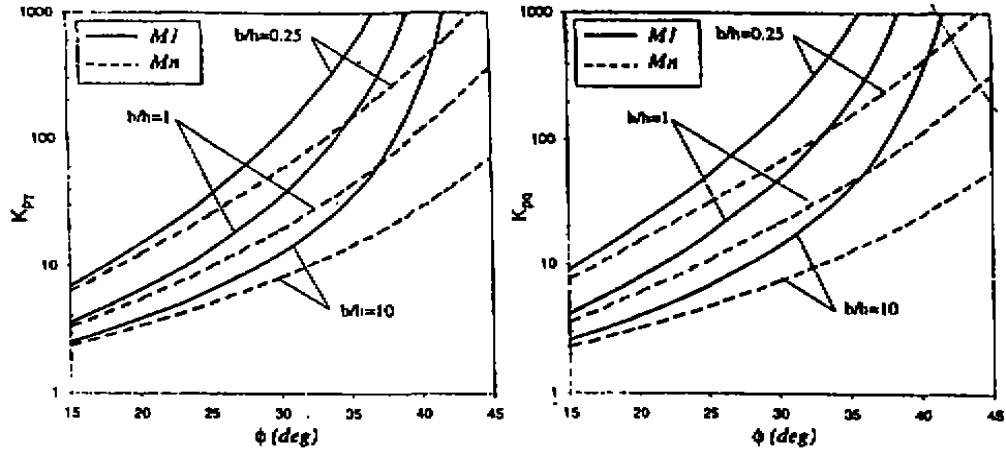


图6 M_1 和 M_n 机理 K_{pa} 和 K_{ps} 对比图 ($\delta/\phi = 1$)
 M_n 机理当 $\delta/\phi = 1$ 时 $K_{ps}(3D)/K_{ps}(2D)$ 比值

表6

ϕ (deg) (1)	$K_{ps}(3D)/K_{ps}(2D)$		
	$b/h = 0.25$ (2)	$b/h = 1$ (3)	$b/h = 10$ (4)
20	3.95	1.75	1.08
30	8.33	2.85	1.19
40	20.12	5.79	1.48

表6给出了 $\delta/\phi = 1$, 三种 b/h 值 ($b/h = 0.25, 1, 10$) 时, ϕ 从 20° 到 40° , 三维被动土压力系数 $K_{ps}(3D)$ 与二维被动土压力系数 $K_{ps}(2D)$ 的比值。表中数据与表4呈现出相同的趋势。另一方面, 当 $b/h = 10, \phi = 40^\circ$ 时, M_n 计算得到的 $K_{ps}(3D)/K_{ps}(2D) = 1.48$, 而用 M_1 计算得到的值为 2.64。可以说 M_n 机理可以更好给出考虑三维效应的预测值。

图7给出了 $\phi = 30^\circ, \delta/\phi = 1, b/h = 1$ 时, M_n 机理计算出的最小化的 K_{ps} 值所对应的平面图和 xoy 面上的截面图。图中可以观察到最后一块 $BD_4D_5B'D'_4D'_5$, 与其它块体相比, 体积明显减小了。

3. M_n 机理计算结果

表7列出了 $\phi = 45^\circ, \delta/\phi = 1, b/h = 0.25, 1$ 和 10 时, 不同 n 情况下用 M_n 机理计算得到的 K_{ps} 系数值。

$b/h = 1$ 情况下, $n = 3$ 时, K_{ps} 值减小了 7.8%; $n = 6$ 时, 减小了 0.3%。可以看出此机理计算得到的解很快地收敛于最优解。因此下面的计算中, 仅考虑 5 个刚性块体的情况, 这意味着就 9 个角度参数而言, 其最小化过程已经完成了。

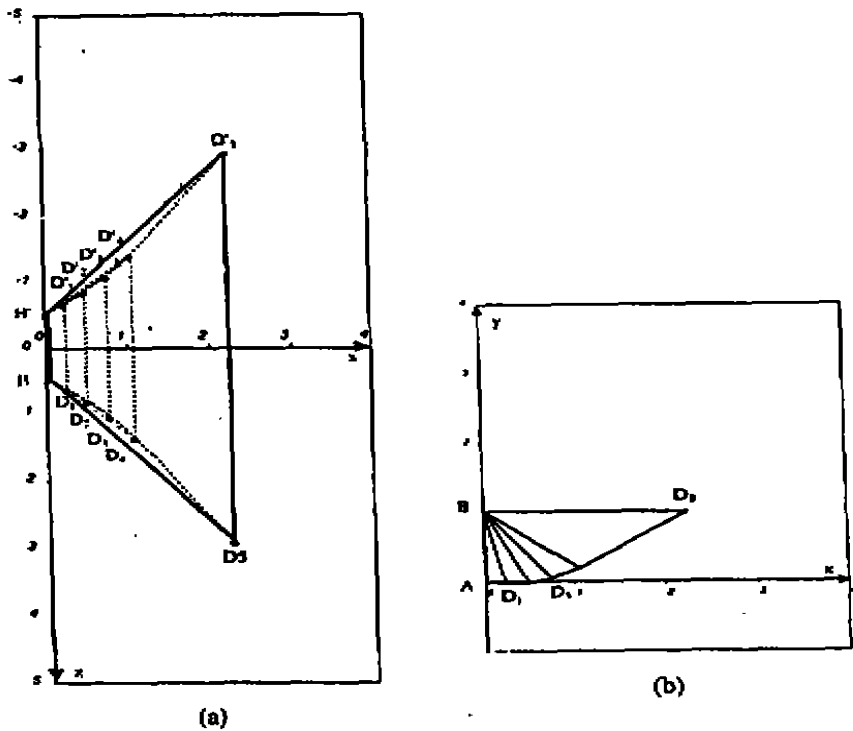


图7 M_n 机理轨迹线 (a)平面图;(b) xoy 断面($\phi = 30^\circ, \delta/\phi = 1, b/h = 1$)

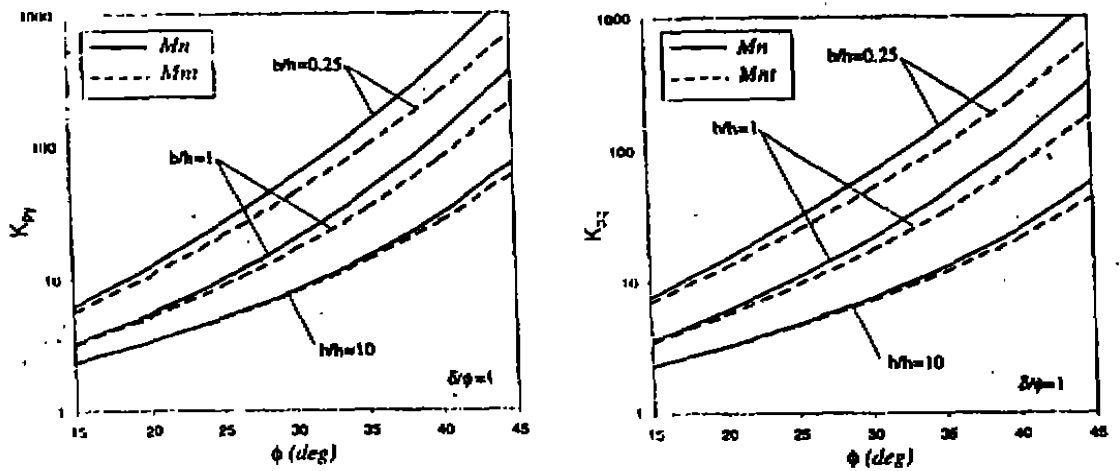


图8 M_n 和 M_{ni} 机理 K_p 和 K_{pi} 对比图($\delta/\phi = 1$)

M_n 机理中不同 n 下 K_p 值($\phi = 45^\circ, \delta/\phi = 1, b/h = 0.25, 1, 10$)

表7

n	b/h			Reduction(%)		
	0.25 (2)	1 (3)	10 (4)	0.25 (5)	1 (6)	10 (7)
(1)						
2	784.56	235.81	69.14	-	-	-

3	728.41	217.45	61.53	7.16	7.79	11.01
4	717.13	213.71	59.84	1.55	1.72	2.74
5	713.09	212.36	59.22	0.56	0.63	1.04
6	711.21	211.74	58.92	0.26	0.30	0.50
7	710.18	211.39	58.76	0.14	0.16	0.28

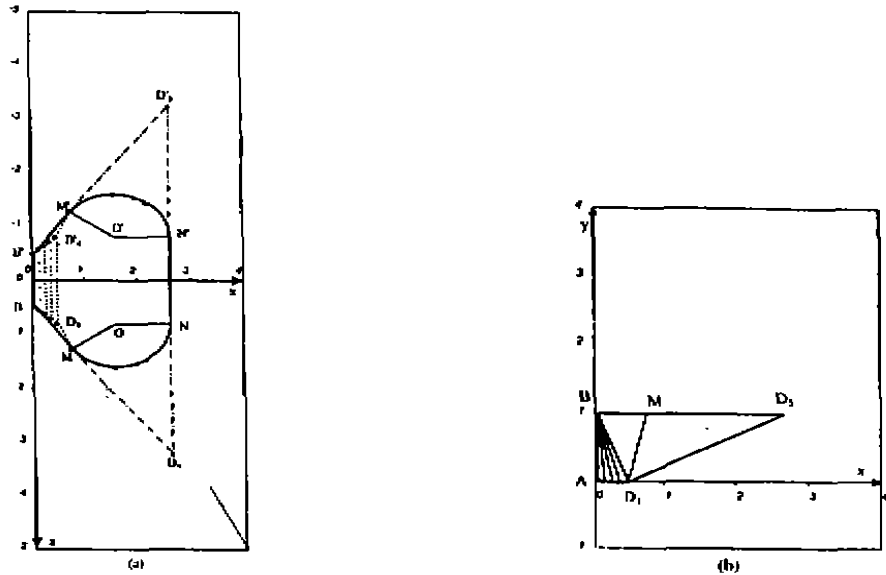


图9 M_n 机理轨迹线 (a)平面图;(b) xoy 断面($\phi = 30^\circ, \delta/\phi = 1, b/h = 1$)

现有方法计算得到的 K_{py} 和 K_{pz} 与用 M_n 方法计算得到的值在图8中进行了对比。

M_n 方法得到的解答比 M_n 法更好一些,比如当 $\phi = 45^\circ, \delta/\phi = 1$, 对应于 $b/h = 1$, 解答的精度提高 42.6%。

表8给出了 $\delta/\phi = 1, b/h = 0.25, \phi$ 从 20° 到 $40^\circ, K_{py}(3D)$ 与 $K_{py}(2D)$ 的比值。正如表8所示, M_n 机理能更好地考虑三维因素影响,因为同样情况下(即 $b/h = 10, \phi = 40^\circ$), 现有方法计算出的比值 $K_{py}(3D)/K_{py}(2D) = 1.33$, 比 M_n 机理计算出的要小(见表6)。

M_n 机理当 $\delta/\phi = 1$ 时 $K_{py}(3D)/K_{py}(2D)$ 比值

表8

ϕ (deg) (1)	$K_{py}(3D)/K_{py}(2D)$		
	$b/h = 0.25$ (2)	$b/h = 1$ (3)	$b/h = 10$ (4)
20	3.39	1.64	1.07
30	6.16	2.36	1.15
40	12.08	3.86	1.33

图9给出了 $\phi = 30^\circ, \delta/\phi = 1, b/h = 1$ 时, 用最小化的 K_{py} 计算得到的 M_n 机理对应的平面

图和 xoy 面上的截面图。

从平面上看, M_n 机理由侧面轨迹线 BM 、 $B'M'$ 、底面轨迹线 NN' 、及圆锥轨迹线 MN 和 $M'N'$ 组成。与 M_n 的平面图相比, 现在的破坏机理截掉了最后一个块体的大部分体积。

图 10 给出了 $\delta/\phi = 0$ 和 $\delta/\phi = 1$ 两种情况下, 对应于 $b/h = 1$, $\phi = 20^\circ$ 、 30° 、 40° 时, M_n 机理的平面轨迹。

当 $\delta/\phi = 0$ 时, 可以发现 $\phi = 30^\circ$ 和 40° 的破坏面有很大差异, 这种现象可以解释如下: 对于光滑墙体, $\phi < 30^\circ$ 时, 当块体数 $n = 1$ (即单块体机理), 用数值最小化方法就可以得到临界破坏面, 5 块体的计算结果更适用于较大的 ϕ 和 δ 值。

最后需要注意的是这里计算得到的平面图与 Meksasouine (1993) 试验得到的图形一样光滑。

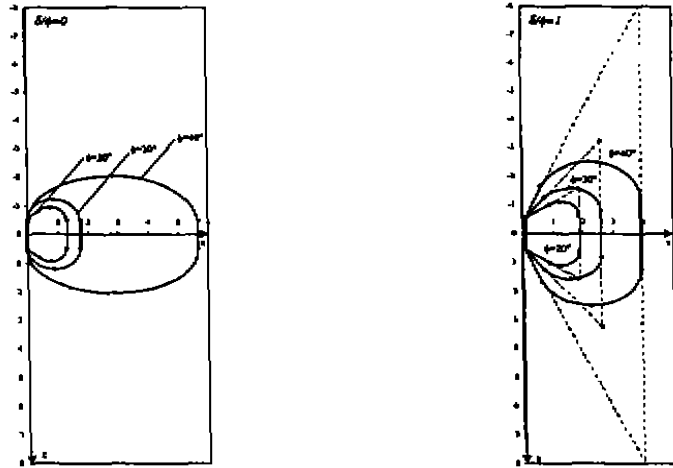


图 10 M_n 机理轨迹平面图 ($\phi = 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$, $\delta/\phi = 0$ 和 1 , $b/h = 1$)

计算结果讨论

如前所述, M_n 机理可以得到三维被动土压力问题的最小上限解。

图 11 给出了 $b/h = 1$, $\delta/\phi = 0, 1/2, 1$ 时的 K_{pr} 值。

对于一个粗糙的墙体 ($\delta/\phi > 2/3$), K_{pr} 的临界值可以通过最大块体数计算得到 (本文中为 5 块体)。当 $\delta/\phi < 2/3$, 而且 $\phi < 40^\circ$ 时, 用最小化计算得到的极限破坏机理退化为单块体机理。另外, 当 $b/h > 7$ 时, 最优解也必须通过最大块体数计算得到, 因为当 ϕ 和 δ 较大时, 单块体机理过高地估计了被动土压力系数。

不同参数下, 用 M_n 机理计算得到的 K_{pr} 和 K_{ps} 列在表 9 和 10 中, 可以直接在岩土工程中实际应用。

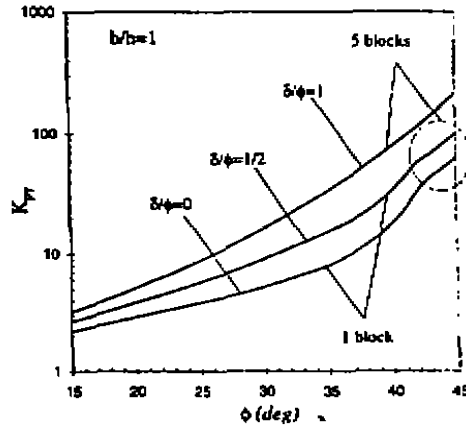


图 11 $\delta/\phi = 0, 1/2, 1, b/h = 1$ 时对应不同 ϕ 的 K_p 值
不同 ϕ, δ 和 b/h 下 K_p 值

表 9

b/h (1)	ϕ (deg) (2)	δ/ϕ				
		0 (3)	1/3 (4)	1/2 (5)	2/3 (6)	1 (7)
0.25	15	3.633	3.634	3.635	3.636	3.637
	20	5.399	5.400	5.401	5.402	5.403
	25	7.983	7.984	7.985	7.986	7.987
	30	11.886	11.887	11.888	11.889	11.890
	35	20.044	20.045	20.046	20.047	20.048
	40	50.430	50.431	50.432	50.433	50.434
0.5	15	2.637	3.062	3.282	3.524	4.054
	20	3.726	4.538	5.041	5.629	6.994
	25	5.229	6.849	7.963	9.379	12.776
	30	7.443	10.604	13.096	16.634	25.085
	35	11.984	17.354	22.855	32.487	54.064
	40	28.594	40.954	53.74	79.700	131.753
1	15	114.009	148.475	178.689	224.310	379.494
	20	2.190	2.490	2.658	2.841	3.191
	25	2.887	3.487	3.853	4.279	5.139
	30	3.850	5.001	5.779	6.760	8.798
	35	5.221	7.391	9.067	11.418	16.273
	40	7.954	11.518	15.150	21.308	33.202

	40	17.676	25.317	31.218	49.269	77.015
	45	63.152	82.517	99.555	125.324	212.364
2	15	1.946	2.189	2.340	2.492	2.737
	20	2.466	2.956	3.252	3.593	4.171
	25	3.159	4.069	4.677	5.435	6.746
	30	4.111	5.777	7.038	8.787	11.764
	35	5.939	8.600	11.279	15.683	22.607
	40	12.218	17.499	22.962	32.329	49.371
	45	37.520	49.289	59.708	75.515	128.306
5	15	1.798	2.022	2.145	2.256	2.451
	20	2.211	2.633	2.885	3.133	3.561
	25	2.743	3.505	4.006	4.542	5.456
	30	3.444	4.801	5.808	6.965	8.948
	35	4.73	6.849	8.938	11.519	16.035
	40	8.942	12.808	16.806	21.145	32.361
	45	21.743	28.869	35.262	45.043	76.983
10	15	1.748	1.962	2.069	2.169	2.352
	20	2.125	2.524	2.748	2.954	3.348
	25	2.604	3.315	3.770	4.178	5.004
	30	3.222	4.473	5.394	6.209	7.958
	35	4.327	6.266	8.150	9.870	13.730
	40	7.851	11.244	14.754	17.226	26.424
	45	16.153	21.665	26.684	34.430	59.215
Strip	15	1.698	1.891	1.987	2.080	2.250
	20	2.040	2.393	2.579	2.768	3.127
	25	2.464	3.080	3.427	3.794	4.529
	30	3.000	4.052	4.692	5.402	6.905
	35	3.690	5.484	6.667	8.075	11.242
	40	4.599	7.698	9.992	12.863	19.938
	45	5.828	11.350	16.019	22.313	39.644

不同 ϕ 、 δ 和 b/h 下 K_{ps} 值

表 10

b/h (1)	ϕ (deg) (2)	δ/ϕ				
		0 (3)	1/3 (4)	1/2 (5)	2/3 (6)	1 (7)
0.25	15	4.588	5.315	5.735	6.201	6.983
	20	7.068	8.704	9.736	10.960	13.015
	25	10.736	14.202	16.635	19.770	24.817
	30	16.329	23.415	29.140	37.382	49.352
	35	28.104	40.698	53.606	77.039	104.684
	40	72.265	103.502	135.815	170.861	243.616
	45	221.247	283.828	336.637	412.522	646.788
0.5	15	3.153	3.628	3.900	4.198	4.625
	20	4.563	5.583	6.219	6.967	8.057
	25	6.606	8.690	10.135	11.984	14.599
	30	9.664	13.810	17.113	21.829	27.909
	35	16.014	23.190	30.545	43.615	57.371
	40	39.512	56.591	74.259	91.492	130.190
	45	115.741	148.661	176.444	216.319	338.705
1	15	2.432	2.777	2.972	3.182	3.419
	20	3.307	4.014	4.449	4.956	5.543
	25	4.540	5.926	6.873	8.073	9.445
	30	6.332	8.999	11.084	13.951	17.124
	35	9.969	14.436	19.006	25.670	33.627
	40	23.136	33.136	43.481	51.724	73.351
	45	62.912	80.988	96.248	118.102	184.474
2	15	2.068	2.345	2.499	2.620	2.798
	20	2.677	3.223	3.554	3.848	4.256
	25	3.505	4.536	5.229	5.902	6.819
	30	4.666	6.585	8.055	9.562	11.656
	35	6.946	10.059	13.218	16.622	21.638
	40	14.947	21.408	26.666	31.723	44.748
	45	36.374	47.008	55.993	68.811	107.059
5	15	1.848	2.081	2.185	2.271	2.409
	20	2.296	2.741	2.969	3.148	3.453
	25	2.882	3.694	4.176	4.533	5.189
	30	3.666	5.127	6.147	6.865	8.277
	35	5.133	7.433	9.615	11.077	14.269
	40	10.034	13.923	16.376	19.515	27.268
	45	20.194	26.327	31.524	38.875	60.019
10	15	1.773	1.986	2.072	2.152	2.274
	20	2.168	2.577	2.746	2.906	3.173
	25	2.673	3.410	3.748	4.060	4.620
	30	3.333	4.637	5.316	5.924	7.100
	35	4.528	6.558	7.951	9.155	11.708

	40	8.263	10.838	12.821	15.303	21.219
	45	14.571	19.177	23.101	28.599	43.854
Strip	15	1.698	1.878	1.956	2.027	2.133
	20	2.040	2.365	2.516	2.655	2.881
	25	2.464	3.026	3.302	3.565	4.021
	30	3.000	3.947	4.443	4.937	5.846
	35	3.690	5.278	6.173	7.105	8.949
	40	4.599	7.286	8.928	10.750	14.643
	45	5.828	10.486	13.657	17.367	26.168

对比分析

尽管许多文献中,不同的计算方法计算二维被动土压力已得到广泛研究,但三维被动土压力的研究除了 Blum(1932)用极限平衡法进行了一些工作外,还很少引起人们的关注。如图 12 所示,Blum 的理论是传统单块体库仑机理在三维空间中的推广,没有考虑侧面摩擦力的作用。根据 Blum(1932)的研究,三维被动土压力可以表示为:

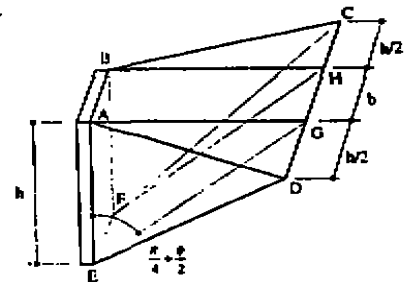


图 12 Blum 破坏机理

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 b \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + \gamma \frac{h^3}{6} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (13)$$

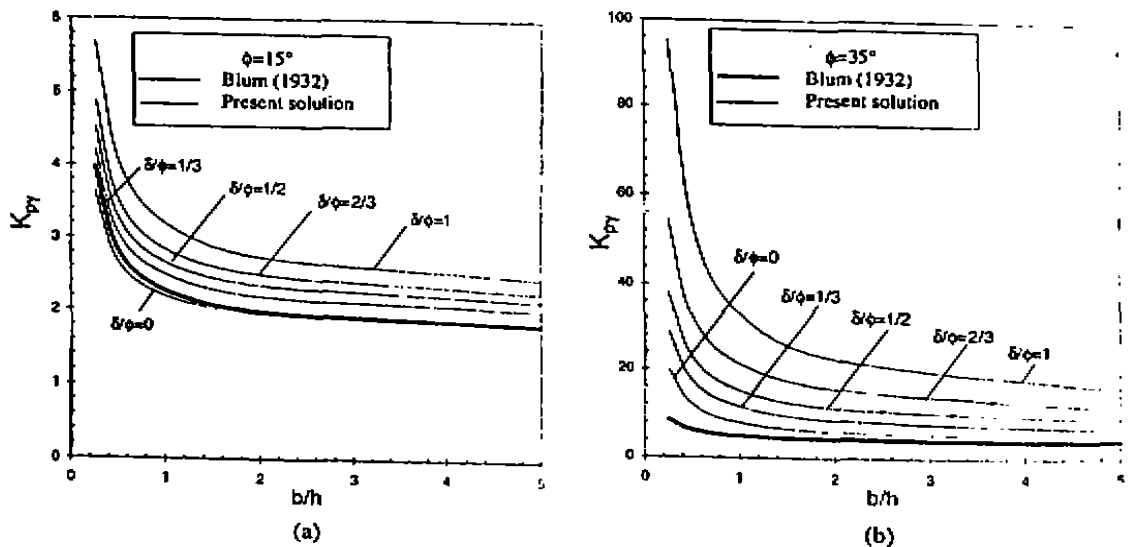


图 13 与 Blum(1932)计算结果对比图(a) $\phi = 15^\circ$, (b) $\phi = 35^\circ$

图 13(a 和 b)为 $\phi = 15^\circ, 35^\circ$, $\delta/\phi = 0, 1/3, 1/2, 2/3$ 和 1, 不同的 b/h 时, Blum 解与本文解的对比关系图。

这些图清楚地表明了只有对松砂和光滑的墙背, Blum 解才与本文解一致, 而对于密实砂和粗糙的墙体, Blum 解大大低估了被动土压力系数。其差异主要在 Blum 理论中, 他将较

低的滑移面假设为平面,并且他假设了 DC 在地面上的长度(见图 12),另外他忽略了侧面 AED 和 BFC 上的摩擦力。

结论

与二维分析一样,三维单块体机理 M_1 对于较大的 ϕ 和 δ 时,过高地估算了被动土压力。

多块体机理 M_n 由于具有较大的灵活性,特别是对于较大的 ϕ 和 δ 值,因此比 M_1 的计算结果合理,它给出了较佳的三维效应的估计值,但它在平面上的破坏线不如 Meksouine (1993) 试验所观察到的平滑。

载体多块体机理比 M_n 机理更有效,因为它可以得到较小的上限解,同时它在平面上的破坏线与试验观察到的很相似。

计算表明载体多块体机理当 $\delta/\phi < 2/3$ 以及 $\phi < 40^\circ$ 时退化为载体单块体机理,其它情况下,为得到优化的上限解还必须使用五块体的载体破坏机理。

通过将 M_n 计算结果与经典的 Blum 解进行对比发现,Blum 对于粗糙的墙体和紧砂,大大低估了土体的被动土压力系数。

文中最后给出了依据 M_n 机理各种控制参数计算得到的各系数值,可用于工程实际。

Three - Dimensional Passive Earth Pressures By

Kinematical Approach

By Abdul - Hamid Soubra, Member, ASCE, and Pierre Regenss

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/November, 2000/969 - 978

(周建 译 祁思明 校)

《土工计算机分析》介绍

《土工计算机分析》已于 2000 年 10 月由中国建筑工业出版社出版,该书较系统全面地介绍了土工问题的计算机分析技术和方法。全书分 14 章,包括绪论、有限差分法、有限单元法、岩土力学中常用的其它数值方法、动力分析、结构—基础和地基共同作用分析、滑移线场数值解、边坡稳定分析、极限分析数值方法、随机有限元法及其应用、反分析法、知识工程和专家系统在岩土工程中的应用、AutoCAD 在土工中应用和计算机仿真技术在岩土工程中的应用。可供土建、交通、铁道和水利领域从事勘察、设计、施工、教学和科研的技术人员学习,以提高土工计算机分析能力,也可作为岩土工程专业研究生教学参考书。全书 61 万字,定价 32 元。各大书店有售,也可与中国建筑工业出版社或地基处理编辑部(310027 杭州市浙大路浙江大学土木工程学系欧阳晶泓)联系购买。

徐日庆供稿