

北仑峙南围垦沉滑原因及对策

金德钢

(宁波市水利水电规划设计研究院,浙江 宁波 315192)

摘要 介绍北仑区郭巨峙南围涂工程概况及地质条件。根据海堤原位观测结果,着重分析海堤滑动的原因,提出对沉滑加固处理和对堤脚外冲刷处理的措施。得出的经验教训是 建设、设计、施工等单位对软土地基筑堤的特性和规律应有一个共识,认识和掌握堤基强度随加荷逐渐变化的规律是在软土地基上筑堤的关键,切忌盲目加载和不按加荷次序施工。

关键词 软土地基 海堤 滑坡 北仑区郭巨峙南围涂工程

中图分类号 S277.4⁺2 **文献标识码** B **文章编号** :1006-7647(2008)05-0061-05

Causes of landside of sea walls in the southern Beilun Region and countermeasures analysis//JIN De-gang (Ningbo Planning and Design Institute of Water Conservancy and Hydropower, Ningbo 315192, China)

Abstract :The general status and geological conditions of the South Guojushi Reclamation Project in Beilun Region are described. The causes of landside of sea walls on soft foundations are analyzed, and measures for landslide treatment and erosion control are put forward based on the results of in-situ tests. From past practice and experience, it is pointed out that the owner, designer and construction units of the project should come to a consensus on the rule and characteristics of embankment construction on soft foundations :to recognize and master the relationship between the strength of the embankment foundation and the increasing loads exerted on it is the key to embankment construction.

Key words :soft foundation ;sea wall ;landslide ;South Guojushi Reclamation Project in Beilun Region

1 工程概况及地质条件

北仑区郭巨峙南围涂工程位于北仑区白峰镇东南侧的滩涂,属白峰镇行政区划内,围涂面积为 183.9 hm²,工程区由横堤、外移的水闸及相应的排涝引河组成,横堤总长 7 127 m,外移的水闸有 4 座,总净宽 28 m。其中第Ⅳ标段围涂面积约 27.5 hm²,海堤长 1 661 m,布置水闸 1 座,净宽 4 m,见图 1。本工程按 50 年一遇洪水标准建设,海堤基础为软土,采用塑料排水板处理,内坡采用抛石镇压,迎水面采用四脚空心块消浪。

根据静力触探及钻孔野外编录资料,海堤及水闸的地基土呈现粗细相间、软硬不一的层次,共分 5 个 大 层、11 个 亚 层,工 程 区 地 层 复 杂,尤 其 是 近 山 咀 区,土 层 变 化 大。地 质 剖 面 见 图 2。

本工程的海堤地基土为新近淤积的淤泥及淤泥质粉质黏土,其分布广、厚度大、含水率高、孔隙比大,土的物理力学性质差、强度低,属高压缩性土层,

在筑堤过程中易产生不均匀沉降及发生滑动破坏,须进行地基处理。土的物理力学指标见表 1。

本工程采用插打塑料排水板和铺设土工布结合碎石垫层的方法进行地基处理,在筑堤过程中注意分期加荷施工,充分利用软土地基强度随固结度增加而增长的特性,有效减少工后沉降量,防止海堤的不均匀沉降^[1]。

2 沉滑情况及沉降断面观测情况

2.1 沉滑情况

2007 年 7 月 3 日 18 :30 主堤发生大范围滑坡,滑坡范围为 6 + 220 ~ 6 + 540,滑坡从副坝和闭气土方之间开始,地梁最大沉降 2.0 m,闭气土方最大沉降达 3.0 m 以上,地梁最大位移 6.0 m,涂面堤脚隆起 2.0 m 左右。

滑坡前海堤主坝堤顶高程为 2.75 ~ 2.85 m,一级镇压层为 1.90 ~ 2.80 m,二级镇压平台顶高程为 - 0.20 ~ 0.30 m,主坝体宽 17 m,背坡闭气土方 2.5 m

作者简介 金德钢(1969—),男,浙江宁海人,教授级高级工程师,从事水利规划和设计工作。E-mail :nbjdg@126.com

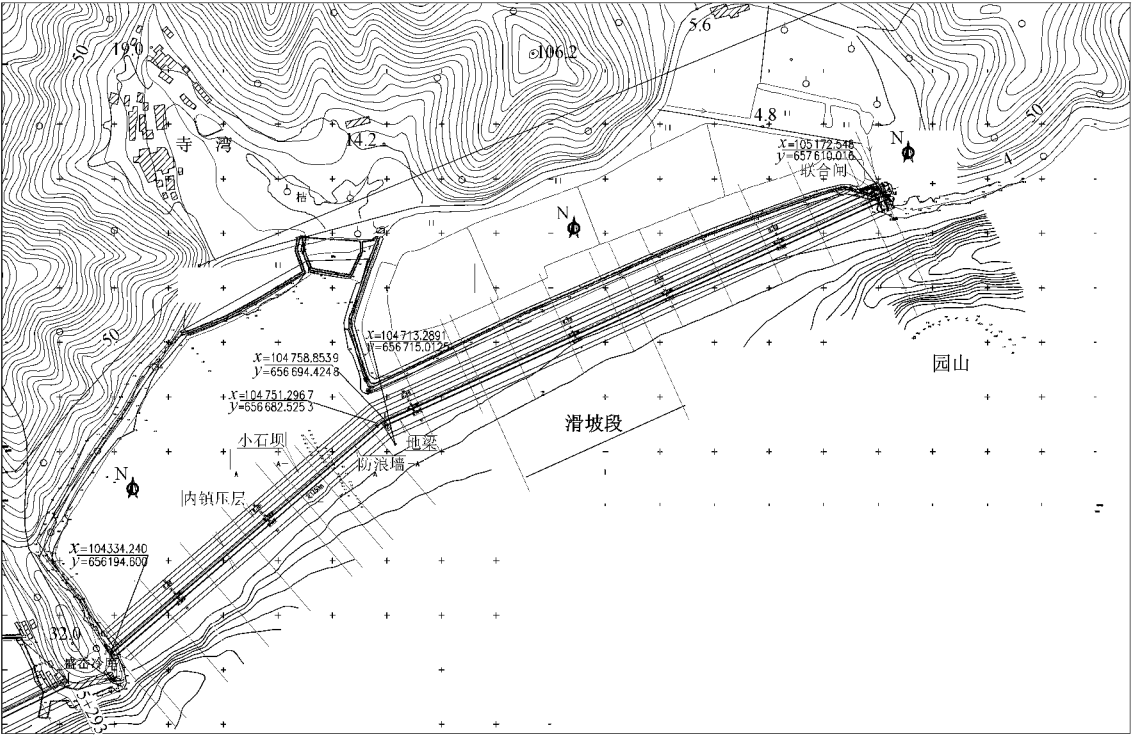


图 1 工程平面布置及滑移位置示意图(单位 :m)

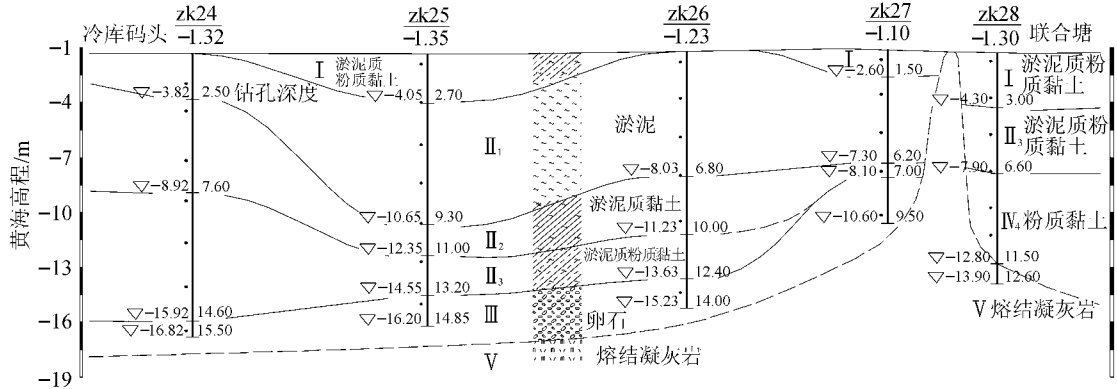


图 2 地质纵剖面示意图(单位 :m)

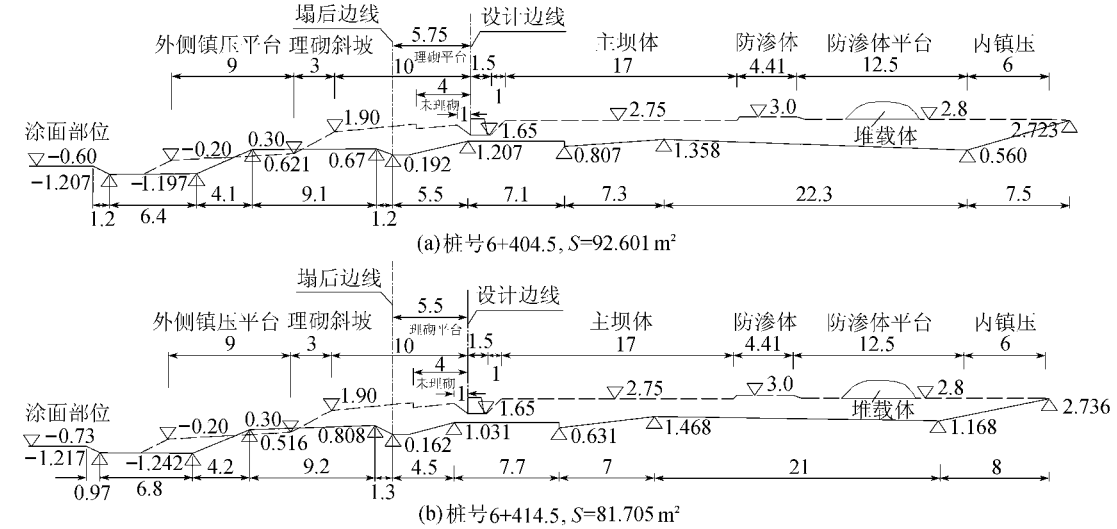


图 3 海堤沉滑情况实测典型断面示意图(单位 :m)

表 1 土层物理力学性质指标及地基土承载力参数建议值

土层 代号	土层名称	含水率 $W/\%$	密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	干密度 $\rho_d/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	孔隙比 e	饱和度 $S_r/\%$	比重 G_s	液限 $W_L/\%$	塑限 $W_p/\%$	塑性指标 $I_p/\%$	液性指标 $I_L/\%$
I	淤泥质粉质黏土	43.9	1770	1230	1.217	98.4	2.73	35.9	21.2	14.6	1.55
II ₁	淤 泥	59.1	1640	1040	1.665	98.1	2.75	43.4	22.6	20.7	1.75
II ₂	淤泥质黏土	51.9	1700	1120	1.458	98.4	2.75	41.3	22.1	19.2	1.54
II ₃	淤泥质粉质黏土	46.0	1750	1200	1.283	98.1	2.73	37.3	21.6	15.7	1.55
II ₄	淤泥质黏土	47.3	1730	1180	1.326	98.4	2.75	43.5	23.4	20.1	1.22
III	卵 石	21.2	2030	1670	0.582	96.5	2.65				
IV ₁	砂质粉土	26.1	1960	1560	0.726	97.0	2.71	28.1	21.6	6.5	1.38
IV ₂	粉质黏土	30.5	1910	1470	0.852	98.0	2.73	34.5	21.0	13.4	0.67
IV ₃	粉质黏土	35.1	1840	1360	0.989	98.6	2.73	35.7	21.3	14.4	0.86
IV ₄	粉质黏土	27.1	1930	1520	0.763	96.7	2.73	36.0	21.7	14.2	0.37

土层 代号	土层名称	压缩系数 a_{v1-2}/MPa	压缩模量 E_{s1-2}/MPa	快剪		固结快剪		地基承载力		桩孔灌注桩	
				黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$	标准值 f_k/kPa		桩周土极限摩 阻力 q_{sik}/kPa	桩端土极限端 阻力 q_{pk}/kPa
I	淤泥质粉质黏土	0.77	2.93	8.7	3.0	14.4	8.7	60		10	
II ₁	淤 泥	1.44	1.87	7.5	1.9	11.4	6.4	45		8	
II ₂	淤泥质黏土	1.28	1.91	7.6	2.2	16.2	7.1	55		9	
II ₃	淤泥质粉质黏土	0.97	2.41	8.6	2.9	13.9	8.1	60		10	
II ₄	淤泥质黏土	1.03	2.28	10.0	2.5	14.7	8.6	60		10	
III	卵 石							140		60	
IV ₁	砂质粉土	0.23	7.64	5.0	26.3	15.3	26.3	140		40	
IV ₂	粉质黏土	0.37	5.10	24.3	9.9	28.8	11.5	150		48	600
IV ₃	粉质黏土	0.53	3.86	21.0	7.3	19.8	10.9	120		42	300
IV ₄	粉质黏土	0.30	7.52			36.6	15.2	180		55	800

以下为涂泥,2.5 m 以上为坡积土,闭气土方基本上高达 3.0 m,宽度 17 m,内接顶高 2.8 m 的抛石小石坝,接至老海塘。滑坡前最高潮位 1.67 m,最低潮位 - 1.50 m,潮差达 3 m 以上,见图 3。

2.2 沉降断面观测情况

2007 年 7 月 3 日主堤发生大范围滑坡,导致 K6 + 500 原位观测断面的测斜管和 3 根分层沉降管损坏 外侧渗压计 1-4,以及内侧渗压计 3-1 和 3-2 损坏 沉降板 T3-1 和 T3-2 位置发生了偏移,但不影响使用。

该断面沉降观测原基准点为测斜管,现测斜管断裂失效,将尽快补做基准点后恢复测量。根据断裂后的测斜管观测,滑坡后沉降板 T3-1 单次沉降 12 cm,T3-2 单次沉降 35 cm。

仪器的损坏情况和滑坡后观测的数据表明由于地基的固结度和强度没有达到应有标准,导致涂面下 3 m 左右处的地基发生滑动,滑动后排水板失效,地基处于自我调整状态,故孔隙水压力在不同深度、不同点处有增有减。沉滑断面观测资料见图 4、图 5。

3 补充勘探

为判断滑动后实际的地基强度,摸清滑动原因,在 6 + 400 断面附近进行了补充勘探,同时对未滑动断面 6 + 560 附近也进行地基强度的补充勘探,以查明现状地基强度增长是否满足设计计算强度指标,

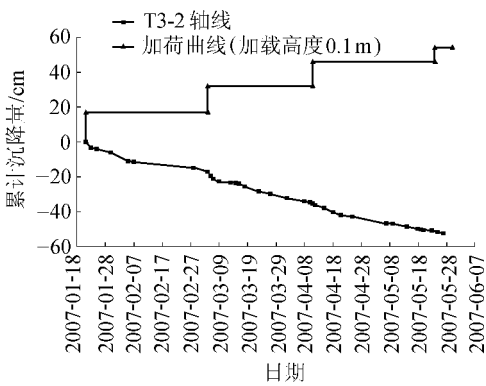


图 4 K6 + 460 断面沉降过程线

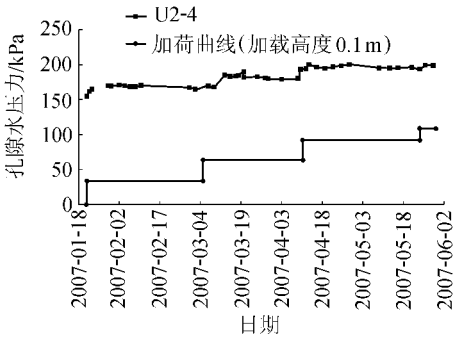


图 5 K6 + 500 轴线孔隙水压力曲线

并为滑动处理提供合适的地基强度指标^[2]。未滑动断面(6 + 560 断面)地基强度计算与实测十字板指标比较如下：

计算

$$C_u = 24.38 + 0.69h$$

实测 $C_u = \begin{cases} 37.00 - 4.93h & h = 0 \sim 2.5\text{ m} \\ 26.71 + 0.68h & h = 2.5 \sim 17\text{ m} \end{cases}$

式中： C_u 为十字板强度； h 为地层深度。从 6 + 560 断面 2 个十字板实测成果来看，表层 2.5 m 实测强度略大于排水板理论计算强度，2.5 m 以下的实测强度略小于理论计算强度，主要原因是表层 2.5 m 受砂井和砂垫层双重影响，故强度实测值比理论计算值大。该结果表明 6 + 560 断面地基排水板排水正常，地基强度增长符合理论计算要求。

沉滑断面 (6 + 400 断面) 地基强度计算与实测十字板指标比较如下：

计算 $C_u = 24.38 + 0.69h$

实测 $C_u = \begin{cases} 33.19 - 3.42h & 0 \sim 2.5\text{ m} \\ 17.45 + 0.84h & 2.5 \sim 17\text{ m} \end{cases}$

从 6 + 400 断面 2 个十字板实测成果来看，表层 2.5 m 实测强度略大于排水板理论计算强度，2.5 m 以下的实测强度明显小于理论计算强度，主要原因是表层 2.5 m 受排水板和碎石垫层双重影响，故强度实测值比理论计算值大。该结果表明 6 + 400 断面地基 2.5 m 以下排水板排水不太正常，实际地基强度增长与理论计算情况有出入，可能是由滑坡引起的。

4 原因分析

据文献[3]报道：从 2006 年 7 月施工人员进场至今，共完成 3 个沉降观测断面及 1 个原位观测断面的 11 块沉降板、1 套活动式测斜仪、15 支渗压计、3 孔分层沉降及 3 孔十字板等仪器设备的安装埋设工作。沉降板完好率达 100%，仪器埋设成功率达 100%。各断面由于地基情况和加荷时间、高度不尽相同，观测规律局部有差异，总体规律一致。加载影响地基变形深度在 10 m 左右，浅层地基由于土强度最低、含水量最高、抗剪强度最小，经过几次加荷排水后固结度和强度都有较大幅度的提高。通过对围堤观测资料的分析，证实在软土地基上采用塑料排水板处理的方案，前期能加速地基土的固结，提高地基强度，效果较好。目前沉降和水平位移的观测结果比较稳定，对施工较有利，但孔压消散不明显，说明地基排水不畅，有效应力的增长不快，地基长期的稳定性存在一定隐患，施工时加载高度应严格控制在 1 m 以内，间隙期应适当延长。

根据原位观测结果，认为本次沉滑主要原因是地基排水不畅，有效应力增长不快，地基强度尚处于临界状态，地基土灵敏度较高，尽管主坝体未进行加荷，但闭气土方一次加荷过快，直接导致主坝体由于受到土体挤压而产生平移，同时由于本段正处在地梁施工期间，浇筑地梁引起主坝体附加应力的变化对处于临

界状态下灵敏度极高的软土地基也是致命的。

对比沉滑后实测外海涂面与设计时的涂面情况，可以看出 外海侧 - 3 m 和 - 4 m 等深线向海堤侧靠拢，表明海底外侧 50 m 附近冲刷比较严重，25 m 内临岸处由于海堤挤淤涂面使其较原来有所抬升，导致外海坡变陡，对海堤稳定有一定的影响。

孔隙水压力消散不明显，主要原因为抛石料含泥量偏大，造成坡积土随渗透水压作用逐步堵塞土工布缝隙，使排水板排水效果变差，孔隙水压力消散缓慢，地基沉降量偏少。根据观测结果，第 2 次加荷高度 1.5 m 时孔压系数大于 0.6，对比此次加荷沉降数据，加荷速率接近 3 cm/d，说明第 2 次加荷高度偏高。从实测的孔隙水压力 ~ 荷载 ~ 时间曲线中能直观地看出各级荷载下地基土各深度范围内超静孔隙水压力的变化趋势。孔压在每次加载 2 d 后明显增大，且消散速度缓慢。第 4 次加荷高度相对较小，孔压增幅不大，但总体消散速度缓慢。孔压在经过 3 次加荷后也有 3 次明显的阶梯式升高，一直保持较高的水头，再结合该断面的沉降数据在近 2 次加载时均偏小，说明地基排水有一定困难，孔隙水承担了相当比例的上部压力，地基土的有效应力增长幅度不大。在这种情况下更应该控制好加荷速率。本次沉滑事故过程中，闭气土方正在施工，外海镇压层地梁正在开挖浇筑，这些都是激发沉滑的直接因素。尤其是土方加荷过快、过高，是本次沉滑的直接导火索。

本次沉滑从迹象上看，应该是土方由于加荷过快、过高引起。根据设计施工总说明要求，石方领先，土方紧跟，2.5 m 高程以上每层加荷高度为 40 ~ 60 cm，间隙期为 30 d，但据目测滑坡段土方局部超过主坝 1.0 m 以上，加上大潮潮差超过 3.0 m，抛石含泥量过高，整个坝体形成饱和密度，闭气土方基础未进行处理，抗剪强度明显不足，土体下沉形成水平推力。从理论上讲，沉滑应该向内侧，但内侧由于副坝和原海塘之间全部用土石混合料充填，断面远超过外侧，故无法向内滑动，水平滑动力只能将外侧主坝平行往外推出，形成本次沉滑事故。

从该沉滑实际复算情况看：采用 4 种边坡稳定分析计算软件进行计算，结果 (表 2) 表明海堤整体

表 2 各种方法稳定安全系数计算成果

计算软件	x/m	y/m	r/m	$F_{S_{min}}$
理正岩土软件 5.1 版	17	14	27.95	1.010
河海大学边坡稳定分析软件	23	35	44	1.041
浙江大学海堤稳定分析软件	5	21.4	25.4	1.003
宁波市水利水电规划设计研究院边坡稳定分析软件	11	16	24.75	1.005

注：x 和 y 表示圆心坐标值，r 表示圆弧半径， $F_{S_{min}}$ 表示最小稳定安全系数。

在 2.8 m 高程以下是稳定的,并且处于临界稳定状态。计算采用堤身指标为:①抛石。黏聚力 $c = 0$, 内摩擦角 $\varphi = 25^\circ$,天然密度 $\rho = 2\,000\text{ kg/m}^3$ 。②闭气土方。黏聚力 $c = 8$,内摩擦角 $\varphi = 4^\circ$,天然密度 $\rho = 2\,000\text{ kg/m}^3$ 。

地基参数理正岩土软件 5.1 版与浙江大学海堤稳定分析软件均采用快剪指标按照有效固结计算进行换算地基强度,采用排水板排水计算。宁波市水利水电规划设计研究院与河海大学均采用本次滑动段海堤及原状土十字板强度的 70% 来计算。

如果按照施工单位提供的土方顶高程为 3.0 m 进行计算,理正岩土软件 5.1 版计算得 $F_{S_{\min}} = 0.976$,河海大学边坡稳定分析软件计算得 $F_{S_{\min}} = 0.992$,浙江大学海堤稳定分析软件计算得 $F_{S_{\min}} = 1.001$,宁波市水利水电规划设计研究院边坡稳定分析软件(瑞典圆弧法)计算得 $F_{S_{\min}} = 1.004$ 。海堤仍处于临界稳定状态,这与未滑坡段实际情况相符合。通过对土方高于主坝 0.5 m 的情况进行计算,所得成果表明所有计算软件的计算成果 $F_{S_{\min}}$ 均小于 1.0,说明本段滑坡的直接原因为土方过高。

从以上分析可知,本次沉滑主要有 3 方面原因:一是由于料场石方含泥量过大,对排水不利,给滑动埋下了安全隐患;二是外海受潮流冲刷导致涂面变陡,对边坡稳定不利;三是闭气土方施工,海涂泥闭气至 2.5 m 高程结束不到 1 周,采用坡积土覆盖后闭气土方没有按照施工总说明的要求进行加荷,并且土方加高过快,直接导致了本次沉滑。

5 处理措施

5.1 沉滑加固处理

方案 1 采用土工格栅对海堤滑动段进行加固,推荐采用 3 层双向 6.5 t/m 经编土工格栅,竣工时海堤安全系数达到 1.223。加固断面工程量为 84 m² 土工格栅,350 m 加固段估计增加造价 27 万元。不影响翌年台风汛期前施工至堤顶。

方案 2 采用振冲碎石桩对海堤滑动段进行地基加固。拟定从 6+200~6+500 共 300 m 段进行处理,处理宽度 12.35 m,采用正三角形布桩,桩距 2.5 m,桩径 $d = 1.1\text{ m}$,竣工时海堤安全系数为 1.222(简化毕肖夫法)。总桩数为 693 根,按桩长 15 m 进行计算,估计新增造价 200 万元。不影响翌年台风汛期前施工至堤顶。

5.2 对堤脚外冲刷处理

根据目前冲刷实际情况,建议在 6+750 和 6+050 礁石位置抛填长约 50 m、顶高程为 0 m 的潜

丁坝各 1 条,两丁坝间涂面采用大块石进行表面保护,缓解潮流对堤脚的冲刷。

6 结论与建议

6.1 主要结论

a. 未按设计要求进行土方加荷是导致本次沉滑的直接原因。

b. 坝体填筑材料不能达到设计要求导致排水效果欠佳、有效应力增长不快是引起沉滑的主要原因。

c. 堤脚涂面冲刷也是导致沉滑的原因之一。

6.2 建议^[4]

a. 对沉滑断面的施工要求 在进行主坝整平处理的基础上进行全断面铺设 1 层双向经编土工格栅(6.5 t/m),停荷 20 d 后恢复主坝高程至 2.8 m,土方涂泥加高至 2.0 m;严格控制坡积土的使用,必须控制在全线海涂泥土方合龙后使用,使用时必须分层压实,严格执行施工图设计总说明,遵守石方领先、土方紧跟的原则,土方加荷严格按照施工加荷速率进行控制。

b. 对未沉滑断面的施工要求 严格控制加荷速率,做到薄层轮加,地梁在主坝高程至 3.5 m 后才能施工,严格控制坡积土的使用,必须控制在全线海涂泥土方合龙后使用,使用时必须分层压实,施工工序必须符合施工图设计总说明的要求。

参考文献:

- [1] 宁波市水利水电规划设计研究院. 北仑区郭巨峙南围涂工程初步设计[R]. 宁波:宁波市水利水电规划设计研究院,2005.
- [2] 宁波市水利水电规划设计研究院. 北仑区郭巨峙南围涂工程补充勘探报告[R]. 宁波:宁波市水利水电规划设计研究院,2007.
- [3] 水利部农村电气化研究院. 北仑区郭巨峙南围涂工程Ⅳ标原位监测工作简报(4,5,6)[R]. 宁波:宁波市水利水电规划设计研究院,2007.
- [4] 金德钢. 小狮子口海堤的滑动原因和经验教训[J]. 水利水电科技进展,2001,21(3):46-48.

(收稿日期 2007-10-30 编辑 高建群)

