西非滨海复杂地层超 10m 高袋装砂围堰施工与吹填关键技术研究

——以几内亚铝土矿码头工程为例

张 超 杨 柳

中建港航局集团有限公司 上海 200434

【摘 要】：几内亚铝土矿码头二期工程位于西非滨海地区，建设内容包括东围埝（长 1238.9m）与南护岸（长 362.0m），围堰主体采用充砂管袋斜坡堤结构，堤顶高程+7.0m，最大建设高度超过 10m，工程区域地层复杂，浅层分布大厚度淤泥混砂与粉细砂等软弱土层，最深清淤深度逾 5m，施工期恰逢几内亚雨季，叠加大潮潮差最大 4.6m，涌浪强烈等恶劣海况，施工难度极大。针对上述挑战系统研究了复杂软弱地基处理，超高充砂管袋分层充填与稳定控制，护面块石抛填防护等关键工艺，并提出了针对性的施工速率管控与监测预警机制，工程实践表明各项技术措施有效保障了围堰结构稳定与吹填质量，可为同类滨海围堰工程提供参考。

【关键词】：充砂管袋；袋装砂围堰；复杂地层；软基处理；西非滨海

DOI:10.12417/2705-0998.26.14.027

引言

几内亚共和国博凯港区铝土矿码头二期工程，是国家电投集团在西非推进资源开发的重要基础设施项目，工程需在码头后方建设纳泥围埝与护岸，通过吹填消纳疏浚土形成后方陆域，工程所处海域潮差大，涌浪强，海床表层广泛发育流塑状淤泥混砂，地层承载力极低，围堰设计顶高程+7.0m，相对泥面建设高度超过 10m，属于超高袋装砂斜坡堤结构，在同类工程中较为少见。施工期值当地雨季，降雨频繁极端大潮潮差可达 4.6m，这对围堰分层填筑速率控制，管袋稳定性保障，护面结构防冲及吹填质量管控均提出了严苛要求，深入研究该工程所涉及的地基处理，结构施工及吹填工艺，对推动西非滨海类似工程建设具有重要的工程实践价值。

1 工程地质条件与施工环境分析

1.1 海床地层分布特征与软弱土层识别

东围埝与南护岸所处海床地层分布复杂，垂向上呈现多层软硬交替特征，根据岩土工程勘察报告，工程区域浅层普遍发育夹层流泥及淤泥混砂，层厚一般为 0.5m～2.1m，层底高程介于-3.81m～-5.54m 之间，标准贯入击数 N<1 击处于流塑状态，承载力极低。其下依次分布中粗砂混粘性土及中砂等土层，力学性能相对较好，但上覆软弱层厚度大且分布不均，对围堰地基稳定构成显著威胁。在东围埝与南护岸连接段（里程 1+176.9～1+238.9），海床表层淤泥混砂标贯击数仅 3.0～5.0 击，平均值 4.4 击，高压缩性明显，自重固结尚未完成，总体而言工程区软弱地层厚度大与分布范围广，地基处理难度高是制约超高围堰安全建造的核心地质因素。

1.2 水文气象条件及其对施工的影响机制

工程区位于几内亚共和国博凯港区附近海域，水文气象条件恶劣，对施工组织构成多重制约，该海域属半日潮型，大潮潮差在 3.8m～4.4m 之间，极端大潮潮差可达 4.6m，有效施工窗口期随潮位变化显著压缩，且涌浪较大，水上作业稳定性差，施工期恰逢几内亚雨季，降雨频繁导致水上能见度下降，同时加剧了围堰外坡面冲刷强度使得充砂管袋在未完成护面防护前极易受损[1]。波浪要素方面，南护岸 50 年一遇设计波浪 H1%最大达 3.06m（SSE 向，极端高水位工况），东围埝 10 年一遇设计波浪 H1%最大为 2.40m（S 向，极端高水位工况），波浪冲击力大，护面结构设计与施工时序均须与潮位变化紧密配合（见表 1）。

表 1 设计水位与波浪要素特征值汇总

参数项目	数值
极端高水位	+4.9m
设计高水位	+4.1m
设计低水位	+0.5m
极端低水位	-0.1m
平均海平面	+2.3m
大潮潮差范围	3.8m～4.4m
极端大潮潮差	4.6m
南护岸 50 年一遇 H1%（SSE，极端高水位）	3.06m
东围埝 10 年一遇 H1%（S 向，极端高水位）	2.40m

1.3 超高围堰结构选型依据与设计参数确定

综合地质条件与水文环境，东围埝与南护岸均采用充砂管袋斜坡堤结构形式，该结构整体柔性好及适应软基沉降能力强，在滨海软弱地基条件下较刚性结构更具适用性，东围埝设计使用年限 10 年，南护岸设计使用年限 50 年，结构安全等级均为二级，重要性系数 γ_0 =1.0。堤顶高程统一定为+7.0m，对应建设高度超过 10m，属超高围堰范畴，护面块石稳定重量依据《防波堤与护岸设计规范》（JTS 154-2018）计算，南护岸护面块石采用 2～3t，坡比 1：2，东围埝与南护岸连接段护面块石采用 2～3t，其余区段采用 1～1.5t，坡比 1：1.5，护底块石重量为 200～300kg，结构整体稳定性采用毕肖普法验算，南护岸最小抗力分项系数为 1.338，东围埝最小为 1.361 均满足规范要求。

2 超 10m 高袋装砂围堰施工关键技术

2.1 复杂软弱地基清淤与基底处理工艺

工程区浅层软弱土层直接影响充砂管袋铺设效果与围堰整体稳定，施工前须对基底淤泥进行系统清除[2]，东围埝总清淤量约 64745.2m³，南护岸约 73426.7m³，清淤作业采用绞吸或抓斗设备实施，完成后需对基底进行平整，确保管袋铺设面无明显起伏，由于下卧层中存在一定厚度的高压缩性软土，施工过程中须合理控制加荷速率使围堰主体荷载下的超静孔压得以充分消散，从而防止地基失稳。同时因工程区部分桩位下锚土表层存在淤泥，施工应通过合理安排工序使填筑体落在较硬砂层上，以提高地基承载能力，基底清理完成后须将铺设范围内的杂草，块石及贝壳堆积物等障碍物全部清除，确保基底平整洁净为后续管袋施工创造良好条件[3]。

2.2 充砂管袋分层充填施工控制与稳定性保障

充砂管袋是围堰堤心的主体结构，其充填质量与分层控制直接决定超高围堰的稳定性[4]，管袋单个袋体尺寸宜取（3m～6m）×（4m～8m），袋体迎浪面与顶部采用 150g/m² 聚酯无纺布与 230g/m² 防老化聚丙烯机织布复合制作，内侧采用 230g/m² 机织布，填坡管袋则采用 110g/m² 黑色防老化聚丙烯编织布。充填料要求为砂性土，粒径≥0.075mm 的颗粒含量不低于 50%，黏粒（d<0.005mm）含量不超过 10%，填充料干重度不应低于 14.5kN/m³，充填砂含泥量须控制在 10%以内，每层管袋充填厚度宜控制在 400～500mm，上下层交叉叠放，袋体充填饱满度宜为 85%，施工速率是控制地基稳定的核心手段，日沉降量须控制在 10mm 以内，日位移量须控制在 5mm 以内，护面块石稳定重量 W 按如下公式计算：

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{\Delta^3 K_D \cot \alpha}$$

式中：γ_r为块石重度（kN/m³），H 为设计波高（m），$\Delta = (\gamma_r/\gamma_w) - 1$ 为块石相对浮重度，K_D为稳定系数，α为护面坡角（见表 2）。

表 2 充砂管袋主要材料规格一览表

材料名称	规格要求
迎浪面/顶部复合土工布	150g/m²聚酯无纺布+230g/m²聚丙烯机织布
内侧机织布	230g/m²防老化聚丙烯机织布
填坡编织布	110g/m²黑色防老化聚丙烯编织布
反滤无纺土工布	350g/m²聚酯短纤无纺布，抗拉强度≥10kN/m
缝制锦纶线	35 支 3 股，强度≥150N
充填砂干重度	≥14.5kN/m³
充填砂黏粒含量	≤10%
单层充填厚度	400～500mm
充填饱满度	85%

2.3 护面块石分级抛填与防冲结构施工技术

护面块石是围堰抵御波浪冲刷的关键防护层，其施工质量直接影响围堰在恶劣海况下的长期稳定性[5]，南护岸护面采用 2～3t 块石，设计层厚 1.9m，东围埝与南护岸连接段采用 2～3t 块石，其余区段采用 1～1.5t 块石，设计层厚 1.5m，护底块石统一采用 200～300kg，垫层二片石粒径 80～150mm。块石饱和抗压强度要求护面与护底不低于 50MPa，垫层不低于 30MPa，材料须质地坚硬，无风化剥落与裂纹，护底块石稳定重量按底流速核算，护底块石临界稳定流速V_c与块石粒径 d 的关系满足：

$$V_c = K\sqrt{(\gamma_r/\gamma_w - 1)gd}$$

式中：K 为综合稳定系数，g 为重力加速度（m/s²），d 为块石等效粒径（m），南护岸区最大波浪底流速为 1.18m/s，东围埝区最大波浪底流速为 1.95m/s，后者控制了护底块石的选取。施工时须形成“一段充填管袋，同步铺设反滤层，及时跟进块石护面”的流水作业节拍，防止已完成管袋在护面到位前遭受波浪直接冲击，理砌块石时表面平整度须≤40mm，相邻块顶面高差须≤40mm，不得出现空挡或漏抛，在围堰主体施工完成后，外坡坡脚 5m 范围内的海床地形须定期观测，若发现冲刷须及时补抛护底块石。

3 吹填施工工艺与质量监测控制

3.1 高潮差涌浪环境下吹填施工组织与工序衔接

纳泥围埝合围完成后吹填施工是形成后方陆域的核心工序，工程区大潮潮差达 3.8m～4.6m，涌浪强烈，吹填管线布设与吹填口位置须与潮位变化紧密协调，施工流程遵循“基底清

淤→堤心充砂管袋→铺设土工布→铺设二片石垫层→铺设块石垫层→铺设护底块石→铺设护面块石→竣工验收”的既定顺序，各道工序须严格按序推进，护面块石铺设须紧跟管袋施工节拍形成有效保护后方可进入下一区段。吹填口须远离围堰迎浪坡脚，防止高压水流冲刷坡脚护底块石，围堰内侧设置土工布倒滤结构，防止吹填料从管袋间隙渗漏流失，从而保障吹填体密实度与稳定性，受雨季影响水上作业窗口有限，施工组织须充分利用低潮期集中推进关键工序。

3.2 施工期沉降位移监测与超载速率预警机制

超高充砂管袋围堰建造过程中，软弱地基在荷载作用下持续固结沉降，若加荷速率控制不当则可能引发堤身整体失稳，因而施工期监测是安全管控的核心手段，沿南护岸与东围埝轴线每隔 100m 布设一处沉降与位移永久观测点，施工期观测频率为每周 1～2 次。当日沉降量接近 10mm 或日位移量接近 5mm 时，须立即加密观测至每天 2～3 次并降低施工加荷速率，若连续多次接近峰值，须立即停止加荷，必要时实施削顶减载并及时与设计单位沟通，施工期堤顶超高不得大于 0.8m，堤顶施工堆载不得超过 20kN/m²，上述限值作为施工速率管控的上限边界，围堰建成后正常使用期观测间隔可调整为 0.5～1 年一次，持续跟踪结构长期变形趋势。

3.3 吹填质量验收标准与竣工测量控制要求

吹填施工的最终目标是在围合区域内形成满足设计标高的稳定陆域，竣工验收以合同约定的交工时场地标高为主要依据，南护岸与东围埝顶面交工标高为+7.0m（当地理论最低潮面基准），允许误差为+0.0m～+0.20m，不接受负偏差，竣工测量须对围堰顶面标高进行全面复核，同时对外坡坡脚 5m 范围内的海床地形进行系统测量，核查护底块石是否存在冲刷缺失。材料质量检测方面，反滤层无纺土工布须按每 10000m² 随机抽取一个样本进行抽样检测，每批供货不少于一个样，块石材料须对每一料源进行不少于 3 次取样检验，确保饱和抗压强度满足设计要求，充砂管袋充填料的粒径与含泥量须在进场时进行检验，不合格材料严禁用于工程，各项检测结果须满足中国相关规范及当地标准的要求，同时符合《水运工程质量检验标准》的规定，未尽事项参照交通运输部现行水运工程技术规范执行，从而确保围堰工程整体质量达到设计预期。

4 结语

几内亚铝土矿码头二期工程在西非滨海复杂地质与恶劣海况条件下，成功建成了总长近 1600m，顶高程+7.0m 的袋装砂斜坡围堰体系，工程实践表明针对浅层大厚度软弱土层，通过系统清淤与基底加固处理有效消除了围堰地基失稳风险，采用分层充填与逐级堆高的管袋施工工艺，结合严格的施工速率控制与沉降位移监测预警体系，保障了超高围堰在大潮差与强涌浪环境下的结构整体稳定，分级配置护面块石与护底块石的防冲体系，有效应对了极端海况下的波浪冲刷问题，吹填施工通过科学的工序衔接与质量管控，最终达到设计竣工标高要求，上述各项技术的综合应用形成了一套适用于西非滨海软弱地基条件下超高袋装砂围堰建造的完整技术方案，对同类地区海岸工程建设具有较强的借鉴意义。

参考文献：

[1] 冼嘉华.复杂环境越江隧道围堰施工技术与管理[J].广东土木与建筑,2026,33(6):114-118.

[2] 张明旭,宁纪超,易领兵.复杂地层深水水域钢围堰引孔置换下沉施工技术[J].建筑机械,2025,(3):67-73.

[3] 王嘉伟,刘世亮,韩平衡,等.水利工程围堰体袋装砂施工技术[J].仪器与设备,2025,13(3):284-288.

[4] 杨波.枢纽工程围堰抛填饱和粉质粘土施工的技术要点[J].珠江水运,2026,(9):150-152.

[5] 顾宽海,李海玲,王家宁,等.无围堰吹填技术在连云港某岸线修复工程的应用[J].水运工程,2023,(8):190-196.