



东非某离岸式码头桩基承载力研究

陈章楷, 卢生军

(中交第四航务工程勘察设计院有限公司, 广东 广州 510230)

摘要: 东非某离岸式码头采用桩基结构, 地质表层为较厚的软黏土, 底层为风化泥岩, 沉桩过程中桩尖无法贯入中风化泥岩层, 桩基抗拔承载力存在风险。通过分析沉桩记录以及静载和动测试验, 调整停锤标准, 保证了后续施工的桩基满足承载力要求, 并以试验方法研究强风化泥岩层的承载力。本工程在沉桩终锤要求和桩基承载力分析的经验上可供类似工程借鉴。

关键词: 钢管桩; 桩基承载力; 高桩码头; 贯入度; 动测试验; 静载试验

中图分类号: U 656.1

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2021)08-0196-06

Study on pile's bearing capacity of offshore terminal in East Africa

CHEN Zhang-kai, LU Sheng-jun

(CCCC-FHDI Engineering Co., Ltd., Guangzhou 510230, China)

Abstract: An offshore terminal in East Africa adopts a high-piled structure. The surface soil layer is thick soft clay, and the bottom layer is weathered mudstone. The pile tip cannot penetrate the moderately weathered mudstone layer, so the bearing capacity of the pile foundation is at risk. Based on the analysis of the pile driving record and according to the results of the static load test and dynamic test, we adjust the driving finishing criterion to ensure that the subsequent pile foundation can meet the requirements on the bearing capacity. Furthermore, we study the bearing capacity of the highly weathered mudstone layer by the experiment. The research result may serve as a reference for similar projects in terms of the requirements of pile driving and the analysis of the pile foundation's bearing capacity.

Keywords: steel pipe pile; pile's bearing capacity; high-pile wharf; penetration; dynamic pile test; static pile test

高桩码头是离岸码头的常见形式, 其对地质有较强的适应能力, 桩长可达数十米。地质良好时桩基入土十余米即可满足承载要求, 地质软弱时, 桩基可穿过表层软土层, 直至坚硬的持力层^[1]。在高桩码头发展的数十年间, 国内外总结了大量承载力经验公式^[2-5]。而受地质、锤型、锤击能等因素影响, 沉桩过程往往难以预测^[6]。桩能否沉至设计高程, 桩沉至设计高程时能否满足贯入度要求, 一般需要通过工程前试桩来指导。本文结合工程实例, 针对西侧泊位地勘资料不足的现状, 采用多种方法进行实测、分析, 调整施

工要求并解决问题; 本工程采用欧洲规范, 所得结论对同类工程有指导意义。

1 基本情况

1.1 工程概况

东非某离岸式码头疏浚底高程-15.1 m, 为离岸高桩墩台结构, 西侧泊位船型为 5 000~12 万 t 油轮, 结构包括 6 座系缆墩、2 座靠船平台、1 座工作平台(图 1)。桩基为钢管桩, 系缆墩 MD4、MD5 钢管桩壁厚 18 mm, 其余桩基壁厚 16 mm, 采用欧洲规范。

收稿日期: 2020-11-03

作者简介: 陈章楷(1991—), 男, 硕士, 工程师, 从事港口海工结构设计工作。

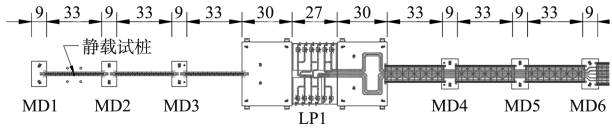


图 1 西侧泊位平面布置 (单位: m)

1.2 地质条件

西侧泊位疏浚至设计高程, 表层仍有 15~20 m 软黏土, 中层为约 10 m 硬黏土层或密实砂, 底部为风化泥岩层。土层整体较为均匀, 强风化岩面在-44 m 左右, 中风化岩面在-45.5 m 左右, 强风化泥岩层仅 1.0~2.5 m。勘察指标见表 1, 钻孔位置见图 2。初步评估: 表层近 20 m 软弱黏土难以

对承载力有贡献, 中层硬黏土能提供可观的桩侧阻力, 但层厚稍显不足, 桩尖应打入中风化泥岩层, 以之为持力层。

表 1 土层勘察指标

土层	土层类别	标贯击数/击	单轴抗压强度/MPa	不排水抗剪强度 C_u /MPa	有效内摩擦角 $\varphi'/(^\circ)$
② ₁	软塑黏土	0~3	-	14.1	-
② ₂	可塑黏土	1~3	-	23.7	-
② ₃	硬塑黏土	12~22	-	88.0	-
③ ₁	硬塑黏土	12~32	-	120.0	-
③ ₂	中等密实砂	10~31	-	-	31.6
⑥ ₁	强风化泥岩	-	1.5	-	-
⑥ ₂	中风化泥岩	-	4.2	-	-

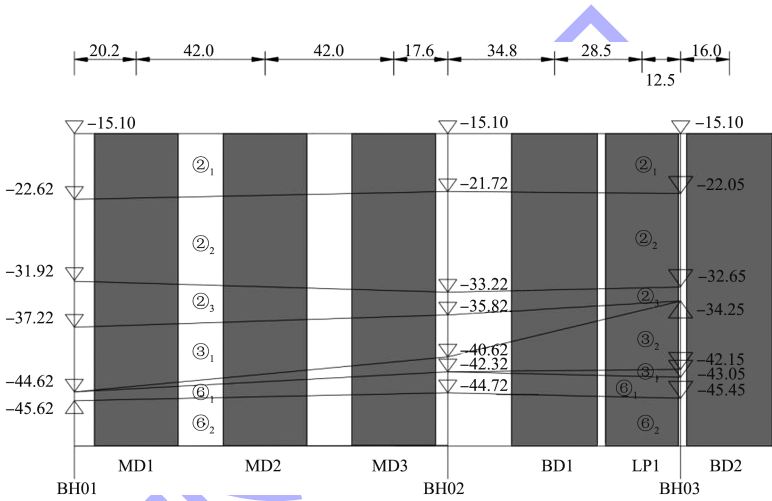


图 2 各结构与钻孔的位置关系 (单位: m)

2 桩基承载力设计

2.1 承载力计算公式

承载力设计采用 *Pile Design and Construction* 的经验公式。

黏土层侧阻力设计值 R_{sk} :

$$R_{sk} = F \sum A_s \frac{\alpha_p C_u}{\gamma_{Rd}} \tag{1}$$

式中: F 为长度因子; A_s 为桩侧面积(m^2); α_p 为峰值黏滞系数, 按 *Pile Design and Construction* 取值; C_u 为不排水抗剪强度(MPa); γ_{Rd} 为分项系数。

砂土层桩侧阻力设计值 R_{sk} :

$$R_{sk} = \sum A_s \frac{K_s \sigma'_{v0} \tan \delta_f}{\gamma_{Rd}} \tag{2}$$

式中: K_s 为水平土压力系数, 对于打入桩可取 1;

σ'_{v0} 为上覆土自重(MPa); δ_f 为桩土间摩擦角, 可取 0.7 倍内摩擦角; γ_{Rd} 为分项系数。

泥岩层桩侧阻力设计值

$$R_{sk} = \sum A_s \frac{b \sqrt{q_{uc}}}{\gamma_{Rd}} \tag{3}$$

式中: q_{uc} 为单轴抗压强度(MPa); γ_{Rd} 为分项系数; b 为系数, 取值范围为 0.2~0.3。

Rowe 和 Armitage^[7] 提出泥岩层桩端阻力设计值 R_{bk} :

$$R_{bk} = A_b \frac{2 q_{uc}}{\gamma_{Rd}} \tag{4}$$

式中: A_b 为桩端面积(m^2)。

以上各式 γ_{Rd} 为分项系数, $\gamma_{Rd} = \gamma_M \gamma_i / \gamma_t$, γ_M 为模型系数, 未经静载验证时取 1.4; γ_i 为阻力分

项系数，计算抗压和抗拔时分别取 1.3 和 1.7，计算抗压端阻力时取 1.5； γ_l 为粘结力折减系数，抗拔桩侧阻力取 0.8，其他情况取 1。

总承载力计算：

$$Q_a=Q_{b,net}+Q_{s,ext}+\min(Q_{b,plu},Q_{s,int}) \tag{5}$$

式中： Q_a 为总抗压承载力； $Q_{b,net}$ 为净端阻力； $Q_{s,ext}$ 为桩外侧阻力； $Q_{b,plug}$ 为土塞端阻力； $Q_{s,int}$ 为桩内侧阻力。

对于抗拔承载力，只考虑桩外侧阻力：

$$Q_t=Q_{s,ext} \tag{6}$$

式中： Q_t 为桩基总抗拔承载力。

2.2 系缆墩 MD1 桩基承载力设计

MD1 施工早于静载试验，施工标准较低，本文从 MD1 桩基承载力着手研究。

MD1 主要承受船舶系缆力，对称配备 2 台快速脱缆钩，原设计中桩基由 12 根钢管桩构成，桩径 1 m，壁厚 16 mm，桩位见图 3。压桩力设计值 2 729 kN，拔桩力设计值 1 464 kN。设计阶段以墩台最大桩力对桩基进行设计，不区分各桩桩力。

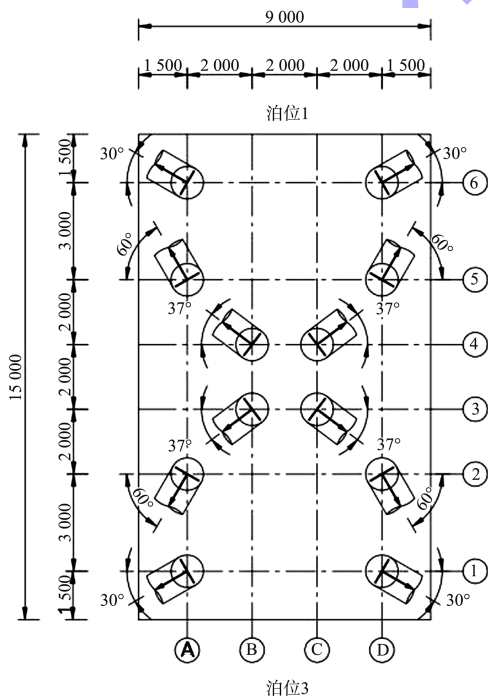


图 3 系缆墩 MD1 桩基布置 (单位: mm)

《港口工程桩基规范》^[18] 规定，桩端土层为砾石、密实砂或风化岩时往往沉桩困难，应以贯入度控制。为使桩打进硬土层保证端阻力，设计终锤贯入度定为 1 mm。然而由于系缆墩拔桩力较大，若终锤高程与设计高程差距较大，则拔桩承载力可能达不到要求。故设计规定终锤标准贯入度与高程双控，由试桩结果反馈设计进一步调整桩尖高程与终锤贯入度。

按第 2.1 节方法进行承载力设计，设计桩底高程为-47 m(进中风化层约 1.5 m)，抗压承载力设计值 5.804 MN，抗拔承载力设计值 1.745 MN，其中考虑泥岩指标不确定性，设计阶段取泥岩层侧阻力系数 b 为 0.12。因抗拔承载力相比抗压承载力对于 MD1 的最大桩力来说富余更小，故桩基承载力由抗拔控制。抗拔承载力计算见表 2。

表 2 系缆墩 MD1 桩基承载力计算

土层	土层厚度	单位面积 侧阻力标 准值/kPa	土层侧阻 力标准值/ MN	桩基侧阻 力标准值/ MN	桩基侧阻 力设计值/ MN
② ₁	7.52	9.6	0.227		
② ₂	9.30	23.7	0.692		
② ₃	5.30	53.5	0.889		
③ ₁	7.40	80.5	1.868	5.192	1.745
⑥ ₁	1.00	147.0	0.461		
⑥ ₂	1.38	243.6	1.055		

3 系缆墩 MD1 钢管桩施工与检测

3.1 打桩情况与动测结果

采用 BSP-CG300 液压打桩锤，质量 20 t，最大锤击能 300 kJ。MD1 各桩终锤锤击数在 375 ~ 756 击，终锤贯入度 1 ~ 2.8 mm，大于设计要求；桩底高程-44.93 ~ -43.26 m，高于设计高程。其中 A-5、B-4、D-3、E-2 号桩按加桩方案(图 4)，总锤击数均少于 500 击，终锤贯入度大于 2 mm。根据钻孔 BH01，各桩桩底高程均未至中风化泥岩层，甚至未进强风化层，距设计高程均大于 2 m。A-5、A-1、E-1 号桩进行了动测试验，沉桩情况与检测结果见表 3。

再锤击 50 击，贯入度小于 1 mm 即可终锤。

4 强风化泥岩层承载力分析

强风化泥岩层承载力可结合后续施工的工作平台 LP1 与靠船平台 BD1、BD2 桩基进行分析，

参考钻孔 BH03，该孔强风化泥岩层揭露高程为 -43.05 m，层厚 2.4 m(图 2)。为探讨该层桩侧阻力的贡献，取 BH03 钻孔 50 m 范围内桩基动测结果分析。工作平台 LP1 与靠船平台 BD1、BD2 桩位布置见图 6。

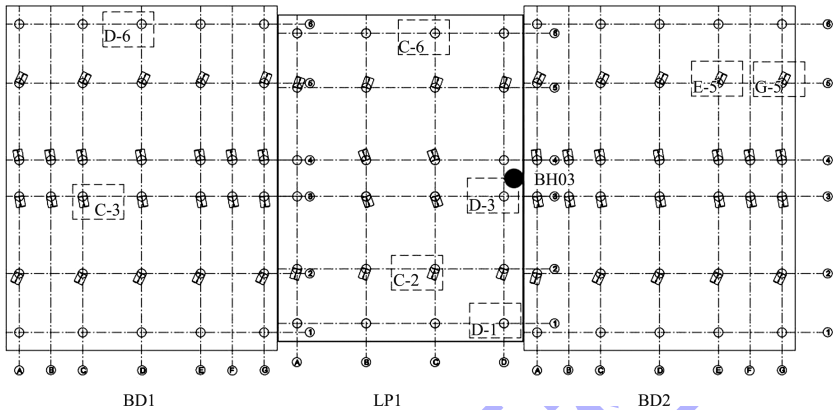


图 6 工作平台 LP1 与靠船平台 BD1、BD2 桩位布置

分析强风化泥岩层侧阻力，须确定桩基实际深入强风化层的深度。对比分析沉桩记录发现，沉桩过程贯入度通常从数毫米到数十毫米间有一个突变过程(表 5)，突变发生在-43.03~-41.49 m 高程之间，说明该高程往下土层明显变硬，推测此处为强风化岩面。如 LP1-C-6 号桩，可认为钢管桩高程在-44.82~-42.40 m 范围处于强风化岩层，桩尖进入强风化岩层 2.42 m。而当贯入度小于 1 mm 时，钢管桩难以继续打入(小落距时桩下沉极为微小,大落距时桩锤反弹明显,常受损漏油)，故推测贯入度 1 mm 处为中风化泥岩面，此时锤击数通常约为 1 000 击，百锤平均贯入度小于 1 mm，难以有效继续贯入。

表 5 LP1 C-6 号桩沉桩记录

落距/ cm	锤击数/ 击	累计锤 击数/击	每锤平均 贯入度/mm	桩底高 程/m	备注
-	-	-	-	-31.87	自沉过程
20	50	50	47.5	-34.25	-
20	100	150	28.6	-37.11	-

续表					
落距/ cm	锤击数/ 击	累计锤 击数/击	每锤平均 贯入度/mm	桩底高 程/m	备注
40	100	250	21.8	-39.28	-
40	50	300	22.7	-40.42	-
40	100	400	19.8	-42.40	突变点
60	100	500	5.5	-42.95	-
80	100	600	4.9	-43.44	-
				
120	30	1 045	0.7	-44.79	-
120	50	1 095	0.6	-44.82	-

由 LP1 与 BD1、BD2 动测(表 6)可见，强风化泥岩层提供了可观的承载力，各桩入土深度均约 30 m，而 LP1-C-6 桩推测进强风化层深度仅比 LP1-D-1 号桩深 1.32 m，抗拔承载力即增加 663 kN，增幅达 19%。虽样本不大，且忽略其他影响，但仍可见桩尖进强风化层深度与抗拔承载力间有明显相关性。意味着强风化泥岩层对抗拔承载力贡献了可观的侧阻力，对抗拔承载力控制的系缆墩来说，桩底每深入 1 m 意义尤为重大。

表 6 LP1 与 BD1、BD2 动测结果

结构	桩号	突变点前 100 锤平均 贯入度/mm	突变点 高程/m	突变点后 100 锤平均 贯入度/mm	桩底 高程/m	进强风化层 深度/m	总锤数/击	最后 100 锤 平均贯入度/ mm	动测抗拔承 载力标准值/ MN
LP1	D-1	28.0	-42.45	4.7	-43.55	1.10	1 065	0.80	3.487
BD2	E-5	15.3	-43.03	6.6	-44.17	1.14	1 050	0.89	3.443
LP1	C-2	24.1	-42.61	8.0	-43.98	1.37	1 115	0.90	3.607
LP1	D-3	33.2	-41.49	5.1	-43.00	1.51	1 385	0.57	3.364
BD1	C-3	30.2	-42.20	5.9	-43.76	1.56	1 115	0.80	3.543
BD2	G-5	20.3	-42.68	7.4	-44.50	1.82	1 015	0.85	3.761
BD1	D-6	35.4	-42.59	6.8	-44.71	2.12	1 120	0.62	4.111
LP1	C-6	21.3	-42.40	5.2	-44.82	2.42	1 095	0.64	4.150

注：部分桩动测之后仍继续沉桩，故表中桩底高程非终锤底高程；动测均为初打结果；进强风化层深度以上述方法推测。

考虑到强风化层提供侧阻力较高，桩基有必要穿透强风化层，以确保抗拔承载力，这也验证了终锤标准调整方案的合理性。桩尖已穿透强风化层充分利用了该层的侧摩阻力，经复核桩基均能满足承载力要求，见表 7。

表 7 桩基承载力复核

结构	最大拔桩力 设计值/MN	动测抗拔承载 力标准值/MN	动测抗拔承载 力设计值/MN
MD2	1.416	4.130	1.579
MD3	1.416	4.123	1.576
BD1	0.906	3.543	1.355
LP1	0	3.364	1.286
BD2	0.869	3.443	1.316
MD4	1.536	4.055	1.550
MD5	1.536	4.110	1.571
MD6	1.363	4.114	1.573

注：随着动测总桩数达 20 根，分项系数中的 ξ 可取 1.81。

鉴于 MD1 动测验算抗拔承载力不满足要求，如 D-3 号桩，根据以上方法推测桩尖进强风化岩层仅 0.7 m，抗拔承载力有较大风险，而桩船已无法就位继续沉桩。对此，为 MD1 增加 2 根直桩，分担各桩桩力，桩位见图 4。经计算，加桩方案最大拔桩力设计值降至 1.076 MN，承载力满足要求。仅 A-1、A-5、E-1 号桩进行动测试验，可满足拔桩承载力要求。其余各桩桩底高程低于以上 3 桩，可认为满足承载力要求，而 D-3、D-4、E-2、E-5、E-6 号桩桩底高程较大，系缆力偏向东侧，主要承受压桩力，最大拔桩力为 673 kN，各桩均可满足拔桩承载力要求。

5 结论

1)本工程港池底高程较大，表层有 15~20 m 极软弱的黏土层，桩基侧阻力主要由近 10 m 厚的硬黏土层和强风化泥岩层提供，而系缆墩在系缆荷载的作用下产生较大的拔桩力，拔桩承载力为承载力的控制因素。

2)中风化泥岩层极硬，钢管桩无法贯入其中，由动测试验复核发现拔桩承载力低于设计要求；通过开展抗拔静载对动测进行验证，二者标准值结果相近，说明动测具有一定的可靠性，动测可用于验算桩基承载力。

3)通过分析沉桩记录，以沉桩贯入度突变点视为推测的强风化岩面位置；当贯入度小于 1 mm 时推测桩尖抵中风化岩面。

4)对比 BH03 钻孔附近桩基沉桩记录与动测结果，判断桩尖贯入强风化泥岩层每米可提供可观的侧阻力，贯穿强风化层意义重大，并验证了后续停锤标准合理性；调整停锤标准后，西侧泊位后续施工的各桩基均可满足承载力要求；对已施工的 MD1 采取加桩措施，保证桩基具备足够的承载力。

参考文献：

[1] 王庆辉.国外高桩码头发展情况综述[J].河海大学科技情报,1986(1):71-83.
[2] 郑建国,张苏民,吴世明.桩基承载力概率分析的贝叶斯方法[J].岩土工程技术,1999(2):34-38.