



深厚软岩地质钢管桩可打性分析及沉桩试验

王幸, 桑登峰, 胡兴昊, 娄学谦, 王琼与

(中交四航工程研究院有限公司, 中交集团交通基础工程环保与安全重点实验室, 广东 广州 510230)

摘要: 在深厚软岩施工的钢管桩, 其桩尖入岩深度存在不确定性。依托实际工程, 通过可打性分析、现场足尺沉桩试验和承载力测试开展深厚软岩地质钢管桩的沉桩施工试验研究。结果表明: 在深厚软岩施工的钢管桩, 桩尖宜采取敞口形式, 尽量减小打桩过程中的土塞效应, 保证钢管桩的入岩深度; 泥岩中打桩时的土塞效应系数可较静载时的取值适当小, 泥质灰岩中的土塞效应系数可参考静载时的取值, 直径1 000 mm敞口钢管桩土塞系数可取0.45, 直径1 200 mm时可取0.33; 当锤击能量有限时, 入深厚软岩的钢管桩终锤贯入度可相比常规地质的贯入度适当减小, 可将1 mm/击作为终锤标准。

关键词: 软岩地质; 钢管桩; 可打性分析; 土塞效应; 贯入度; 承载力

中图分类号: U655.55; TU473

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2024)12-0224-08

Drivability analysis and pile driving test of steel pipe pile in deep soft rock geology

WANG Xing, SANG Dengfeng, HU Xinghao, LOU Xueqian, WANG Qiongyu

(CCCC Fourth Harbor Engineering Institute Co., Ltd., Key Laboratory of Environment and Safety Technology of Transportation Infrastructure Engineering, Guangzhou 510230, China)

Abstract: The construction depth of steel pipe pile into deep soft rock is uncertain. Based on an actual project, a test study on the construction of steel pipe pile driving into deep soft rock is carried out by drivability analysis, full size pile driving test and bearing capacity test. The results show that for steel pipe pile into deep soft rock, the pile tip should adopt open form, so as to minimize the soil plug effect during the pile driving process and ensure the depth into soft rock. The soil plug effect coefficient during piling in mudstone can be smaller than that under static load condition, and the soil plug effect coefficient in argillaceous limestone can be referred to that under the static load condition, the soil plug coefficient for open-end steel pipe pile with diameter of 1,000 mm can be 0.45, and 0.33 for diameter of 1,200 mm. When the hammer energy is limited, the final hammering penetration of steel pipe pile into deep soft rock can be appropriately reduced compared with the final hammering penetration of conventional geology, and 1 mm per stroke can be used as the final penetration standard.

Keywords: soft rock geology; steel pipe pile; drivability analysis; plugging effect; penetration; bearing capacity

钢管桩承载能力大、抗弯性能好、施工速度快, 在港口工程中使用广泛。在深厚软岩地质的钢管桩需要进入岩层较深, 才能满足承载力的设计要求。钢管桩的沉桩可入土深度主要取决于钢管桩、地质条件、设计承载力以及施工用锤之间是否匹配。钢管桩的自身条件一般指材料、直径、壁厚以及桩尖形式。地质条件的影响主要考虑一些特殊的地质, 例如卵石、风化岩地质等; 设计承载力主要考虑抗拔和抗压承载力是否满足使用

要求; 施工用锤主要考虑锤的能量和沉桩效率是否满足施工需求。对于海外港口打入桩工程, 越来越多的业主要求在打入桩的设计阶段必须同步提供可打性分析报告。通过计算得出打入桩的沉桩可行性, 然后通过结合后续试桩得到桩锤和钢管桩、地质条件、设计承载力的匹配性结论。

对于钢管桩的沉桩方面的研究, 龚维明等^[1]分析开口钢管桩的闭塞效应、沉桩阻力、群桩相互作用问题; 曾华彬等^[2]通过全程动测试桩研究

收稿日期: 2024-03-27

作者简介: 王幸 (1987—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事桩基科研、设计与检测。

不同壁厚开口钢管桩在珊瑚礁灰岩地质中的沉桩性状; 官明开等^[3]通过对土层侧阻参数进行优化, 研究福建特殊地质条件下桩基可打性; 赵刘群等^[4]开展密实含砂碎石和卵石地层钢管桩沉桩施工试验研究。这些研究为钢管桩在特殊地质条件下的沉桩研究提供一定的思路。对于需要进入深厚软岩的打入钢管桩, 桩尖在入岩的一定深度范围内, 随入岩深度的变化, 桩端土阻力是呈现增加^[5]的特点, 入岩深度导致的桩端阻力的变化会影响沉桩效果, 导致实际沉桩时存在一定的不确定性。本文依托实际工程, 研究不同桩尖形式的钢管桩在深厚软岩地质条件下的可打性, 并进行实际沉桩效果验证, 为类似地质的工程提供一定的参考依据。

1 工程概况

1.1 桩基设计参数

工程位于东非某国, 码头采用钢管桩基础, 结构钢管桩总量 341 根, 其中直径 1 000 mm 的 264 根、直径 1 200 mm 的 77 根。在工程桩施工前, 分别选择 1 根直径 1 000 mm 和 1 根直径 1 200 mm 钢管桩进行静载试桩。静载试验钢管桩采用与结构桩相同的材质及结构尺寸, 钢管桩顶部 10 m 的壁厚为 25 mm, 剩余桩身壁厚为 22 mm(直径 1 200 mm)或 20 mm(直径 1 000 mm), 同时桩顶和桩底焊接厚 18 mm、长 500 mm 加强板。每一根静载试桩需要 4 根锚桩作为反力桩, 试桩试验的钢管桩的桩基设计参数见表 1, 结构见图 1。

表 1 试桩试验钢管桩的设计参数

桩号	类型	桩身材料	桩长/m	泥面高程/m	设计桩尖高程/m	设计入土深度/m
TP01	直径 1 000 mm 试桩	Q345C 钢	48.0	-6.46	-38.0	31.54
TP01-A1 ~ TP01-A4	直径 1 000 mm 锚桩	Q345C 钢	47.0	-6.46	-37.0	30.54
TP02	直径 1 200 mm 试桩	Q345C 钢	48.0	-5.29	-38.0	32.71
TP02-A1 ~ TP02-A4	直径 1 200 mm 锚桩	Q345C 钢	47.0	-5.29	-37.0	31.71

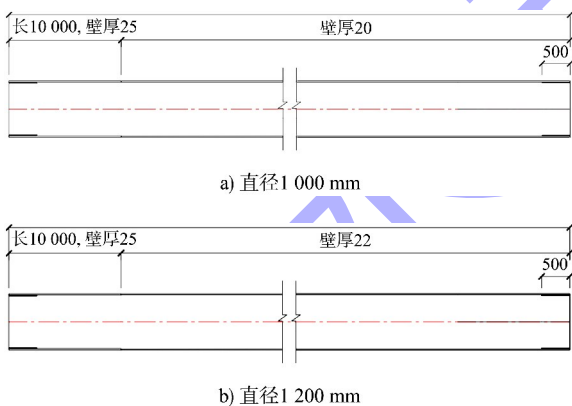


图 1 钢管桩结构 (单位: mm)

由于工程所在地缺乏类似的钢管桩沉桩经验, 试桩准备了 3 种桩尖形式, 见图 2。类型 A 为焊接

加强板增加壁厚的敞口形式, 类型 B 为焊接“十”字加强板半敞口形式, 类型 C 为焊接内套管及肋板半敞口形式。其中 1 根直径 1 000 mm 试验桩在钢管厂内焊接类型 A 桩尖, 当采用类型 A 桩尖形式沉桩时桩尖高程到达设计要求而贯入度较大时, 则利用备用的直径 1 000 mm 试桩现场焊接类型 C 的桩尖进行沉桩, 沉桩位置与另一根直径 1 000 mm 试桩位置接近并进行静载抗压试验。试桩时首先施打直径 1 000 mm 试桩, 直径 1 200 mm 试验桩备齐 3 种桩尖形式, 根据现场直径 1 000 mm 试桩施打情况及静载试验结果决定焊接何种桩尖形式。

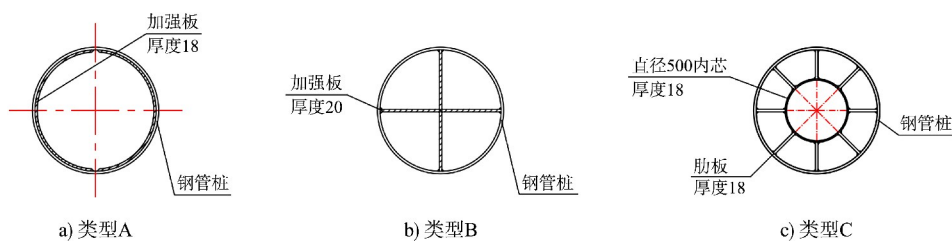


图 2 桩尖结构形式 (单位: mm)

1.2 工程地质情况

码头桩基区域主要地质为中粗砂、黏土、泥岩、泥质灰岩等。上部土层一般为非常松散至松散中粗砂，中部土层为坚硬黏土，下部土层为极其软弱至非常软弱泥岩和非常软弱至软弱泥质灰岩，现场典型岩样见图3。钢管桩设计需要进入深厚软岩地质，其中直径1 000 mm的钢管桩试桩设计要求进入泥岩深度为8.04 m，直径1 200 mm的钢管桩试桩设计要求穿过6.4 m泥岩进入泥质灰岩11.81 m。

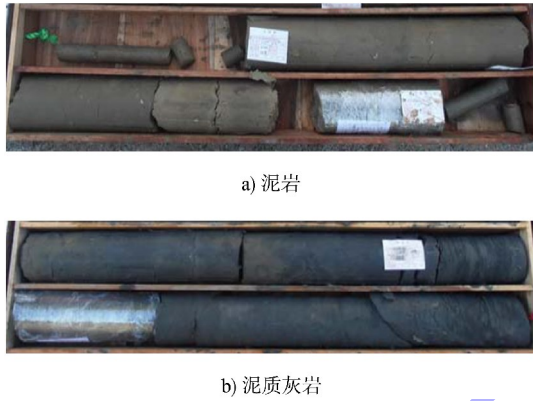


图3 现场典型岩样

2 可打性分析

2.1 锤型选择

工程位置存在深厚软岩层，地质条件复杂，业主要求在正式施工前需要进行钢管桩的可打性分析，提供沉桩可行性分析报告。采用国际先进的GRLWEAP打桩波动方程分析程序进行可打性分析工作，程序基于Smith模型，该程序分为锤模

型、打桩系统模型、桩模型及土体模型等模块。计算分析时，分别输入每个模块的参数进行分析。

现有可用的液压锤为BSP CG240型，锤芯质量16 t。通过厂家改造，可将锤芯质量增加至20 t，将液压锤改造升级为BSP CG300型，因此分析时，分别选择两种液压锤进行沉桩分析。

2.2 桩模型

钢管桩模型主要包含钢管桩材料、直径、壁厚和桩尖形式，桩尖初步设计有3种形式，每种形式的土塞效应系数不同，土塞效应系数参照JTS 167—2018《码头结构设计规范》^[6]的桩端承载力折减系数，依据该规范原则确定的不同桩尖的土塞效应系数见表2。

表2 不同桩尖的土塞效应系数

桩类别	土塞效应系数		
	类型 A	类型 B	类型 C
直径 1 000 mm 试验桩	0.50	0.55	0.60
直径 1 200 mm 试验桩	0.35	0.39	0.42

2.3 地质参数

2根试验桩对应的地质参数见表3。可打性分析范围内最主要的土层为黏土、泥岩、泥质灰岩，根据相关文献，赵敬考等^[7]研究的深厚黏土层的平均恢复系数为1.17；贾德庆等^[8]研究的盐田港二、三期码头钢管桩，基岩普遍埋藏较浅，得出承载力恢复系数为1.10~1.14是可信的结论。保守起见，可打性分析选取土的整体恢复系数为1.1。

表3 试验桩参数

桩类别	土层名称	土层厚度/m	层底高程/m	标贯击数/击	土层描述	推荐值/kPa	
						单位面积侧阻力	单位面积端阻力
直径 1 000 mm 试验桩	黏土	0.70	-7.16	-	极软	0	0
	黏质中粗砂	3.30	-10.46	1~6	非常松散至松散	10~20	800~1 000
	黏土	19.50	-29.96	31~48	坚硬	105	3 500
	泥岩	8.04	-38.00	>50	极其软弱至非常软弱	160	5 000
直径 1 200 mm 试验桩	黏质中粗砂	3.20	-8.49	4~8	松散	15~25	900~1 100
	黏质粉砂	0.80	-9.29	-	-	25	1 100
	砂质黏土	0.90	-10.19	27	硬塑	80	2 500
	黏土	9.60	-19.79	33~46	坚硬	105	3 500
	泥岩	6.40	-26.19	>50	极其软弱至非常软弱	160	5 000
	泥质灰岩	11.81	-38.00	-	非常软弱至软弱	180~240	7 000~9 000

2.4 可打性分析

直径 1 000 mm 试验桩的设计工作荷载为 3 765 kN, 设计最大试验荷载要求为 2.5 倍工作荷载, 即 9 412.5 kN。采用 BSP CG240 型液压锤, 计算采用最大锤落距 1.5 m, 可打性分析结果见表 4。根据计算结果发现, 无法将桩尖类型 A 的钢管桩沉桩至设计高程位置, 当入土深度 29.1 m 时, 贯入度为 1.3 mm/击, 此时贯入度较小, 总锤击数较大, 继续沉桩困难, 此时初打承载力为 10 233.2 kN, 考虑恢复后的承载力为 11 256.52 kN, 承载力远大于最大试验荷载要求。可打性分析显示, 当入土深度 26.0 m 时, 贯入度为 3.5 mm/击, 初打承载力为 8 677.7 kN, 考虑恢复后的承载力为 9 545.47 kN, 此时已满足最大试验荷载要求。同样, 桩尖为类型 B 和 C 的钢管桩也无法沉桩至设计高程位置, 当入土深度 29.1 m 时, 贯入度相对于桩尖类型 A

时的贯入度更小, 但承载力相对于桩尖类型 A 增加不大。

直径 1 200 mm 试验桩的设计工作荷载为 6 086 kN, 设计最大试验荷载为 2.5 倍工作荷载, 即 15 215.0 kN。采用 BSP CG240 型液压锤, 计算采用最大锤落距 1.5 m, 可打性分析结果见表 4。根据计算结果发现, 无法将桩尖类型 A 的钢管桩沉桩至设计高程位置, 要满足最大试验荷载要求, 钢管桩理论入土深度最小需要 26.2 m, 达到此深度计算的贯入度为 0.5 mm/击, 总锤击数将达到 4 811 击, 实际沉桩过程中达到该深度较为困难, 其他桩尖类型的钢管桩也无法沉桩至满足最大试验荷载 15 215 kN 的要求。当入土深度为 23.3 m 时, 贯入度为 2.3 mm/击, 总锤击数将为 2 148 击, 初打承载力为 11 704.1 kN, 考虑恢复后的承载力为 12 874.5 kN, 大于直径 1 200 mm 试验桩的设计工作荷载的 2 倍。

表 4 BSP CG240 型液压锤打桩分析结果

桩类别	桩尖形式	总锤击数/击	终锤贯入度/(mm·击 ⁻¹)	最大压应力/MPa	最大拉应力/MPa	初打承载力/kN	初打侧阻力/kN	初打端阻力/kN	打入深度/m	桩端高程/m
直径 1 000 mm 试验桩	类型 A	1 839	3.5	231.5	-83.9	8 677.7	7 137.2	1 540.5	26.00	-32.46
	类型 A	2 164	2.7	231.5	-83.9	9 179.5	7 594.5	1 585.0	27.00	-33.46
	类型 A	3 295	1.3	231.5	-83.9	10 233.2	8 554.9	1 678.3	29.10	-35.56
	类型 B	3 415	1.1	231.5	-85.8	10 357.7	8 554.9	1 802.8	29.10	-35.56
	类型 C	3 515	1.0	231.5	-83.0	10 482.2	8 554.9	1 927.2	29.10	-35.56
直径 1 200 mm 试验桩	类型 A	2 148	2.3	203.8	-139.7	11 704.1	9 036.2	2 667.9	23.30	-28.59
	类型 A	4 811	0.5	203.8	-139.7	13 865.9	11 021.1	2 844.8	26.20	-31.49
	类型 B	2 287	1.97	203.8	-141.0	12 009.0	9 036.2	2 972.8	23.30	-28.59
	类型 C	2 830	1.45	203.9	-139.1	12 237.7	9 036.2	3 201.5	23.30	-28.59

采用 BSP CG300 型液压锤, 对直径 1 200 mm 试验桩利用锤落距 1.5 m 重新进行可打性分析, 结果见表 5。根据计算结果可知, 20 t 液压锤仍无法将桩尖类型 A 的试验桩沉桩至设计高程位置, 当入土深度为 26.2 m 时, 贯入度为 1.1 mm/击, 总锤击数为 3 091 击, 初打承载力为 13 865.9 kN,

考虑恢复后的承载力为 15 252.5 kN, 承载力满足最大试验荷载要求。桩尖为类型 B 和 C 的试验桩同样无法沉桩至设计高程位置。由此可知, 若按照 1 mm/击的贯入度控制, 20 t 液压锤才能勉强将直径 1 200 mm 钢管桩沉桩至设计所需的最大试验荷载的桩端高程。

表 5 BSP CG300 型液压锤打桩分析结果

桩类别	桩尖形式	总锤击数/击	终锤贯入度/(mm·击 ⁻¹)	最大压应力/MPa	最大拉应力/MPa	初打承载力/kN	初打侧阻力/kN	初打端阻力/kN	打入深度/m	桩端高程/m
直径 1 200 mm 试验桩	类型 A	1 603	3.3	210.8	-139.8	11 704.1	9 036.2	2 667.9	23.30	-28.59
	类型 A	3 091	1.1	210.8	-139.8	13 865.9	11 021.1	2 844.8	26.20	-31.49
	类型 B	3 479	0.9	210.8	-141.1	14 191.1	11 021.1	3 169.9	26.20	-31.49
	类型 C	4 397	0.7	210.9	-139.1	14 434.9	11 021.1	3 413.8	26.20	-31.49

进入深厚软岩的钢管桩，虽然桩尖为半敞口形式时相对敞口形式时的端阻力有所增加，但同时也会明显增加锤击数和减小沉桩时贯入度，增加沉桩难度。进入深厚软岩的钢管桩，其端阻力随入土深度的增加没有侧阻力增加明显，为了达到一定的承载力要求，钢管桩应尽可能的保证入岩深度。因此，在打桩锤能量没有足够富余时，宜尽量采取敞口钢管桩，保证钢管桩的入岩深度。

3 现场沉桩试验研究

3.1 直径 1 000 mm 钢管桩的沉桩试验研究

根据可打性分析结果可知，虽然利用 BSP CG240 型液压锤无法将 TP01 试验桩(桩尖为类型 A)沉桩至设计高程，但可将该桩沉桩至试验所需的最大

试验荷载。现场直接采用 BSP CG240 型液压锤对桩尖类型 A 的直径 1 000 mm 钢管桩进行沉桩，根据可打性分析结果和实际沉桩情况取消了类型 B 和 C 的桩尖形式。TP01 试验桩及相关钢管桩沉桩施工参数见表 6。由于 TP01 桩在沉桩过程中，桩锤出现故障，钢管桩在休止 27 d 后再次进行沉桩。虽然 TP01 桩进行了多次沉桩，锤击数比正常连续沉桩时锤击数多很多，但其终锤贯入度 1.5 mm/击与计算分析的 1.3 mm/击相差不大。TP01-A1 桩为正常连续沉桩，实际沉桩锤击数为 22 00 击，终锤贯入度为 2.6 mm/击，对应的直径 1 000 mm 的钢管桩可打性分析入土深度为 27.0 m 时总锤击数为 2 164 击，终锤贯入度为 2.7 mm/击，两者沉桩锤击数和终锤贯入度相差不大。

表 6 直径 1 000 mm 钢管桩沉桩参数

桩号	桩底高程/m	入土深度/m	入泥岩深度/m	终锤贯入度/(mm·击 ⁻¹)	总锤击数/击	沉桩过程
TP01	-35.56	29.10	5.60	1.5	6 156	分 3 次沉桩,锤击数仅供参考
TP01-A1	-33.46	27.00	3.50	2.6	2 200	连续沉桩

TP01-A1 桩实际沉桩过程与可打性分析的贯入度变化见图 4。为防止沉桩贯入度过大，浅层实际沉桩时的锤落距比理论计算时小，因此出现浅层计算的贯入度比实际沉桩的贯入度大较多的情况，随着深度的逐渐增加，计算锤落距和实际沉桩锤落距一致，两者的贯入度也逐渐趋于一致。

的原因是在软岩中，该直径的钢管桩静载试验时的土塞效应系数比打桩时的土塞效应系数大，因此在进行可打性分析时，应注意两者的区别。整体来说，对于直径 1 000 mm 的钢管桩，实际沉桩情况与可打性分析基本吻合。

TP01 试验桩的高应变承载力检测结果见表 7，静载试验按照 ICE 标准^[9]执行，试验过程的荷载-时间(Q-t)曲线、沉降-时间(s-t)曲线和荷载-沉降(Q-s)曲线见图 5。对于 TP01 试验桩，可打性分析考虑恢复后的承载力为 11 256.52 kN，高应变检测 14 d 复打的承载力为 11 605.6 kN，静载结果显示 TP01 试验桩的极限承载力不小于 12 236.3 kN。通过 CAPWAP 软件拟合分析得到：TP01 试验桩的泥岩层平均单位面积侧阻力为 171 kPa，考虑单位面积端阻力为 5 000 kPa 时，计算出的土塞系数为 0.45。实际测得承载力比可打性分析大，可能

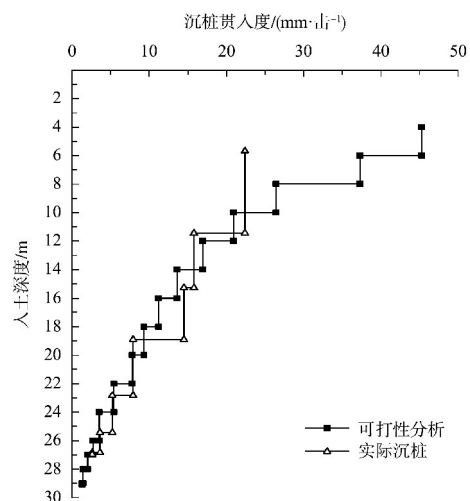
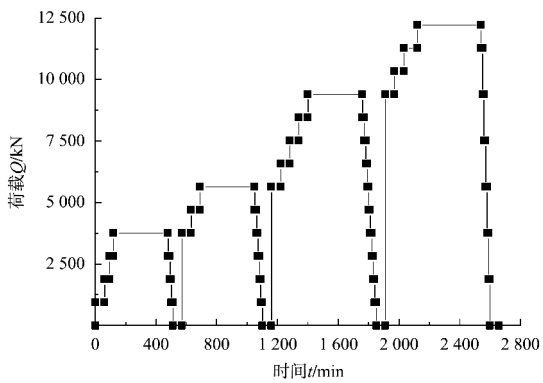


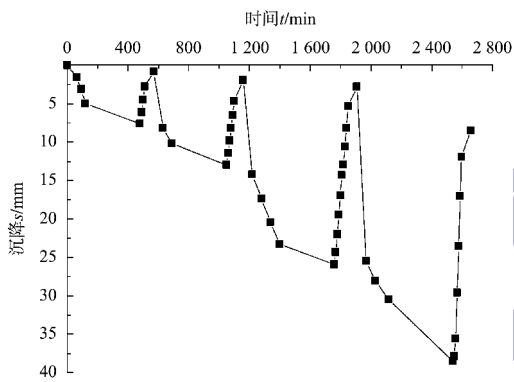
图 4 直径 1 000 mm 钢管桩可打性分析与实际沉桩贯入度的对比

表 7 直径 1 000 mm 钢管桩高应变承载力检测结果

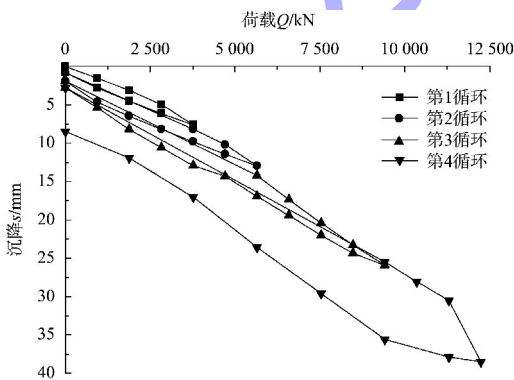
桩号	直径/mm	桩底高程/m	入土深度/m	阶段	动测承载力/kN		
					总承载力	侧阻力	端阻力
TP01	1 000	-35.56	29.10	初打	10 052.8	8 378.8	1 674.1
TP01	1 000	-35.56	29.10	14 d 后复打	11 605.6	9 843.9	1 761.7



a) Q-t 曲线



b) s-t 曲线



c) Q-s 曲线

图 5 直径 1 000 mm 钢管桩静载试验曲线

3.2 直径 1 200 mm 钢管桩的沉桩试验研究

可打性分析结果表明,采用 BSP CG240 型液压锤,直径 1 200 mm 钢管桩的达不到最大试验荷载的要求。但业主合同规定当工作荷载条件下钢管桩沉降不超过 10 mm,则承载力安全系数可调整为 2.0,这也与国外设计中一般要求的极限承载力不少于 2 倍设计工作荷载的原则相符^[10]。基于 TP01 试验桩的现场施打情况和静载试验结果,考虑到 BSP CG240 型液压锤可将 TP01 试验桩沉桩至极限承载力不小于 12 236.3 kN,该极限承载力已大于 TP02 试验桩的工作荷载的 2.0 倍。由于液压锤改造需要等待时间较长,决定继续采用 BSP CG240 型液压锤进行 TP02 试验桩的沉桩工作。TP02 试验桩及相关钢管桩沉桩施工参数见表 8。可打性分析的人土深度为 23.3 m 时,总锤击数为 2 148 击,终锤贯入度为 2.3 mm/击,TP02 桩实际沉桩锤击数为 3 806 击,终锤贯入度为 1.0 mm/击,与可打性分析相比实际沉桩的锤击数大、贯入度小。

TP02 试验桩实际沉桩与可打性分析的贯入度变化见图 6。浅层实际沉桩时的锤落距比理论计算时小,因此出现浅层计算的贯入度比实际沉桩的贯入度大,随着深度的逐渐增加,计算锤落距和实际沉桩锤落距一致,两者的贯入度也逐渐接近,入土深度超过 21 m 后,也就是进入泥质灰岩后实际沉桩的贯入度较可打性分析时小。对于直径 1 200 mm 的钢管桩,实际沉桩的难度较可打性分析时难度大。

表 8 直径 1 200 mm 钢管桩沉桩施工参数

桩号	桩底高程/m	入土深度/m	入泥岩深度/m	入泥质灰岩深度/m	终锤贯入度/(mm·击 ⁻¹)	总锤击数/击	沉桩过程
TP02	-28.59	23.30	6.40	2.40	1.0	3 806	连续沉桩

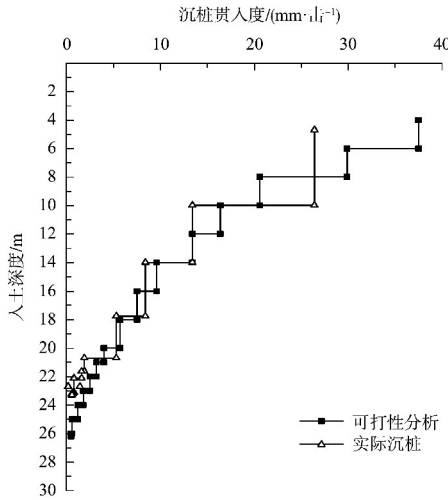


图6 直径1 200 mm 钢管桩可打性分析与实际沉桩贯入度对比

TP02 试验桩的高应变承载力检测结果见表9, 静载试验过程的荷载-时间 ($Q-t$) 曲线、沉降-时间 ($s-t$) 曲线和荷载-沉降 ($Q-s$) 曲线见图7。对于 TP02 试验桩, 可打性分析考虑恢复后的承载力为 12 874.5 kN, 高应变检测 14 d 复打的承载力为 11 782.5 kN, 静载结果显示 TP02 试验桩的极限承载力为 12 172 kN, 静载测出的极限承载力为工作荷载的 2.0 倍。根据 CAPWAP 软件拟合分析得到: TP02 试验桩的泥岩层平均单位面积侧阻力为 168 kPa, 考虑单位面积端阻力为 7 000 kPa 时, 计算出的土塞系数为 0.33。实际测得的承载力比计算分析的承载力偏小, 说明计算时地层的单位面积阻力整体取值偏大, 土塞系数也偏大。

表9 直径1 200 mm 钢管桩高应变检测承载力

桩号	直径/m	桩底高程/m	入土深度/m	阶段	动测承载力/kN		
					总承载力	侧阻力	端阻力
TP02	1 200	-28.59	23.30	初打	10 520.9	8 039.6	2 481.3
TP02	1 200	-28.59	23.30	14 d 后复打	11 782.5	9 168.3	2 614.1

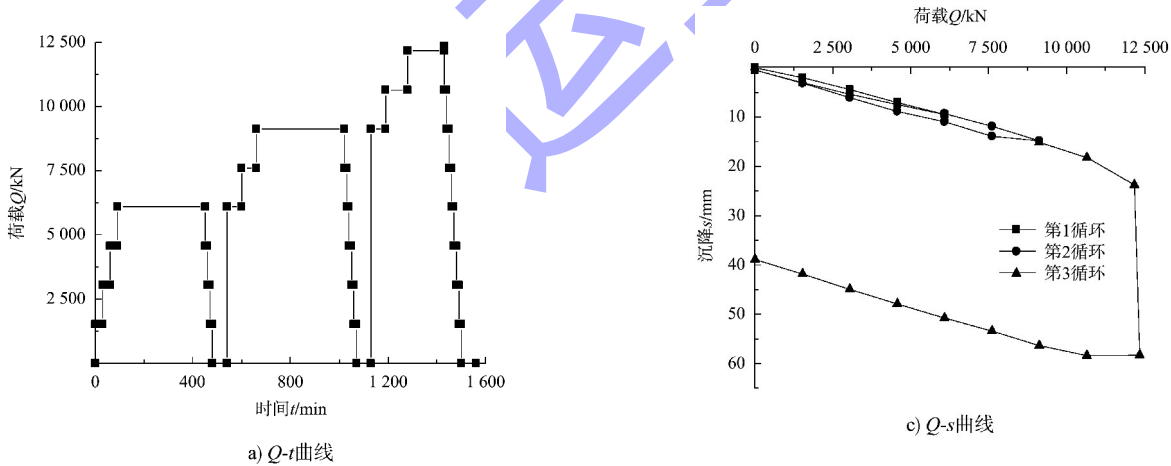
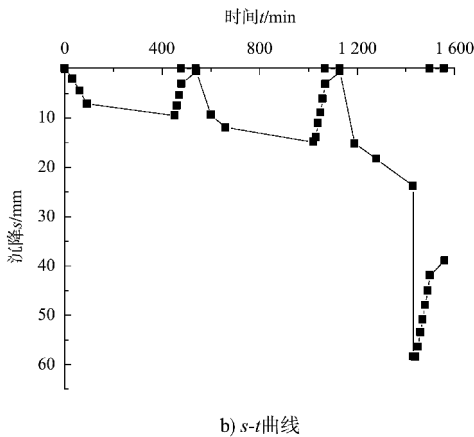


图7 直径1 200 mm 钢管桩静载试验曲线



b) s-t曲线

采用 BSP CG240 型液压锤对直径 1 200 mm 的钢管桩进行沉桩, 其承载力只能基本满足 2 倍工作荷载要求, 且锤击数较多, 采用该锤进行后续沉桩有风险。采用 BSP CG300 型液压锤对直径 1 200 mm 的钢管桩进行沉桩, 入土深度为 23.3 m 时, 贯入度为 3.3 mm/击, 总锤击数为 1 603 击, 在满足 2 倍工作荷载的条件下, 利用 BSP CG300 型液压锤进行直径 1 200 mm 的钢管桩沉桩是可行的。利

用 BSP CG300 型液压锤沉桩至满足 2.5 倍工作荷载时, 贯入度可能接近 1 mm/击, 但锤击数多, 可能会影响沉桩效率, 因此需要综合考虑各种情况作出最终决策。

4 结论

1) 入深厚软岩的钢管桩, 桩尖宜采取敞口形式, 尽量减小打桩过程中的土塞效应, 保证钢管桩的入岩深度。

2) 采用敞口钢管桩且入岩深度较深时, 泥岩中打桩时的土塞效应系数可较静载时的取值适当减小, 泥质灰岩中时的土塞效应系数可按静载时的取值参考。桩尖的土塞系数根据敞口钢管桩直径大小灵活取值, 直径 1 000 mm 时可取 0.45, 直径 1 200 mm 时可取 0.33。

3) 当锤击能量有限时, 入深厚软岩的钢管桩终锤贯入度可相比常规地质的贯入度适当减小, 可将 1 mm/击作为终锤标准。

4) 对于类似深厚软岩等一些复杂地质条件, 可打性分析、沉桩效果试验结合承载力试验可为工程桩沉桩提供技术保证和决策依据。

参考文献:

[1] 龚维明, 蒋永生, 穆保岗, 等. 某海洋平台钢管桩可打性

分析[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(2): 227-230.

[2] 曾华彬, 桑登峰, 苏世定, 等. 风化岩层中开口钢管桩沉桩性状[J]. 水运工程, 2019(4): 193-199.

[3] 官明开, 周莉莉, 江波. 基于 GRLWEAP 的桩基可打性分析方法评价及参数优化[J]. 海洋技术学报, 2020, 39(5): 105-111.

[4] 赵刘群, 娄学谦, 胡兴昊, 等. 密实含砂碎石和卵石地层钢管桩沉桩试验研究[J]. 水运工程, 2022(9): 166-171, 209.

[5] 龚晓南. 桩基工程手册[M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

[6] 中交第一航务工程勘察设计院有限公司, 中交第三航务工程勘察设计院有限公司, 中交第四航务工程局有限公司. 码头结构设计规范: JTS 167—2018[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2018.

[7] 赵敬考, 冯光华, 张华章, 等. 深厚黏土层中超长钢管桩工程性状分析[J]. 水运工程, 2013(9): 129-131, 163.

[8] 贾德庆, 陈锋, 吕黄. 大直径开口钢管桩承载力特性的分析[J]. 水运工程, 2004(10): 22-24, 31.

[9] Institution of Civil Engineers. ICE specification for piling and embedded retaining walls[S]. London: Thomas Telford Ltd., 2007.

[10] International Code Council. 2021 International Building Code[M]. Country Club Hills: ICC Publications, 2020.

(本文编辑 王璁)

(上接第 166 页)

[5] 虞志英, 樊社军, 金鏐. 江苏北部废黄河口水下三角洲稳定性和深水港建设[J]. 地理学报, 1998(S1): 158-166.

[6] 应铭, 李九发, 万新宁, 等. 长江大通站输沙量时间序列分析研究[J]. 长江流域资源与环境, 2005, 14(1): 83-87.

[7] 陈可锋, 陆培东, 王艳红, 等. 南黄海辐射沙洲趋势性演变动力机制分析[J]. 水科学进展, 2010, 21(2): 267-273.

[8] 应铭, 刘红, 丁健, 等. 苏北辐射沙洲北翼西洋水道近期演变特征分析及航道建设影响[C]//中国海洋工程学会. 第十五届中国海洋(岸)工程学术讨论会论文集(中). 北京: 海洋出版社, 2011: 459-462.

[9] 张刚, 杨轮凯, 闫玉茹, 等. 江苏盐城大丰港西洋深槽冲淤变化特征[J]. 地质学刊, 2016, 40(4): 683-689.

[10] 南京水利科学研究院. 盐城港大丰港区临时抛泥区抛泥对航道影响研究[R]. 南京: 南京水利科学研究院, 2022.

(本文编辑 王璁)