



千枚岩上覆钙质砂层大直径钢管桩 沉降特性分析*

苏世定, 陈章宇, 桑登峰

(中交四航工程研究院有限公司, 广东 广州 510230)

摘要: 将高应变拟合分析的荷载-沉降($Q-S$)曲线与静载试验直接测得的 $Q-S$ 曲线进行对比分析, 可获得千枚岩上覆钙质砂层大直径钢管桩的沉降特性。分析结果表明: 当大直径钢管桩穿过较薄的钙质砂层且进入较硬的强风化千枚岩层足够深度时, $Q-S$ 特性表现为端承型桩, 桩顶沉降主要由桩身压缩引起, 残余沉降小; 当大直径钢管桩穿过深厚钙质砂层且桩端支承于偏软的强风化千枚岩层时, $Q-S$ 特性表现为摩擦型桩, 无论高应变还是静载试验, 均能充分发挥土阻力, 达到极限荷载时沉降急剧增大, 累计总沉降量和残余沉降大; 千枚岩层上覆钙质砂层的厚度对大直径钢管桩承载力影响微小, 大直径钢管桩的极限承载力主要取决于穿过钙质砂层后进入千枚岩层的深度以及千枚岩持力层强弱。

关键词: $Q-S$ 曲线; 千枚岩; 钙质砂层; 大直径钢管桩; 沉降特性

中图分类号: U 655.55

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2021)02-0150-05

Settlement characteristic of large-diameter steel pipe pile in weathered phyllite overlying calcareous sand

SU Shi-ding, CHEN Zhang-yu, SANG Deng-feng

(CCCC Fourth Harbor Engineering Institute Co., Ltd., Guangzhou 510230, China)

Abstract: Based on a contrastive analysis of simulated load-settlement curve from high strain dynamic test and measured load-settlement curve from static load test, we can obtain the settlement characteristic of large-diameter steel pipe pile in weathered phyllite overlying calcareous sand. The analysis results show that when the pile penetrates through a thin layer of calcareous sand and goes deep enough in the highly weathered hard phyllite, the settlement under the applied load is mainly caused by compression of the pile and the residual settlement is small. Both the high strain dynamic test and static load test are difficult to mobilize the soil resistance sufficiently. On the contrary, the settlement of pile under the ultimate pile load is large and residual settlement is also large when the pile penetrates through deep calcareous sand and just bears in the highly weathered soft phyllite. Soil resistance can be given full play in both high strain and static load tests. According to the analysis results, the thickness of calcareous sand has little effect on the ultimate bearing capacity of steel test pipe pile which mainly depends on the embedded length of highly weathered phyllite and strength of bearing stratum.

Keywords: $Q-S$ curve; phyllite; calcareous sand; large-diameter steel pipe pile; settlement characteristic

钙质砂作为珊瑚、海藻或贝壳等生物成因的特殊岩土介质, 具有颗粒多孔隙、易胶结和易破

碎等特点, 工程性质与常规岩土有较大的差异, 其中特别突出的有极低的打入桩桩侧阻力和较低

收稿日期: 2020-05-07

*基金项目: 广州市珠江科技新星专项资助项目(201806010164); 广州市珠江科技新星专项资助项目(201710010188)

作者简介: 苏世定(1991—), 男, 助理工程师, 从事港口及海洋工程的桩基科研技术服务。

的端阻力^[1-4]。针对钙质砂层的这种特点, 本工程选择增大钢管桩桩径的方法应对不利的地质条件。本工程地质除较厚的钙质砂层外, 在钙质层下还存在深厚的风化千枚岩层。千枚岩属于软岩, 遇水易软化, 具有强度低、抗风化能力差、易崩解破碎等不良工程地质性状, 并且本工程所包含的千枚岩层混有珊瑚礁碎石, 给现有工地地质增加了更多不确定性。桩基作为高桩码头结构设计的重要部分, 桩基选型和设计直接关系到码头结构的稳定和工程造价的高低。因此本文拟通过高应变测试和静载试验, 分析千枚岩上覆钙质砂层的大直径钢管桩在动静测试过程的 $Q-S$ 特性, 为钢管桩设计提供参考。

1 工程地质概况

本工程项目位于西太平洋海洋区域的东帝汶海域, 特殊的地理环境、气候条件和地质构造为厚层珊瑚礁岩土的形成发育创造了良好的条件, 同时在周边山体还存在千枚岩、片岩等变质岩^[5]。码头结构形式为高桩码头, 码头区域地质条件为典型的珊瑚礁地质, 在勘探深度内主要包含以下

土层: 砂砾土③_{1a}, 松散-非常松散, 含珊瑚、贝壳类碎片和珊瑚碎屑等, 碳酸钙含量 74.8%; 粉质砂砾土④₁, 密实-非常密实, 含珊瑚、壳类碎片和珊瑚碎屑等, 碳酸钙含量 67%; 黏土④_{2b}, 低塑性, 含珊瑚和千枚岩碎屑等; 砂砾土⑤, 非常密实, 混有部分低塑性黏土和中粗砂, 含胶结质珊瑚碎石等, 碳酸钙含量 78.5%; 强风化千枚岩⑥₁和中风化千枚岩层⑥₂。该区域上所含砂为钙质砂, 典型岩样如图 1 所示。各土层的主要物理力学性质指标见表 1。



图 1 典型岩样

表 1 勘探土层主要物理力学性质指标

土层	土粒比重	土体密度/(t·m ⁻³)	不排水抗剪强度/kPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	单轴抗压强度/MPa
砂砾土③ _{1a}	2.45	1.65	-	-	35	-
粉质砂砾土④ ₁	2.69	2.00	-	-	39	-
黏土④ _{2b}	2.72	2.09	115	6	26	-
砂砾土⑤	2.45	1.80	-	-	37	-
强风化千枚岩⑥ _{1a}	2.69	2.00	-	-	-	1.7
强风化千枚岩⑥ _{1b}	2.69	2.00	-	-	-	6.0
中风化千枚岩⑥ ₂	2.63	2.20	-	-	-	10.3

2 试验概况

码头区域全长 630 m, 东西两侧岩面较高, 以风化千枚岩层为主, 码头中间区域以钙质砂层为主, 因此本工程分别选取岩面较高、以千枚岩层为主的区域 SY01 和钙质砂层为主的区域 SY02 作为试验场地, 进行 2 组试验, 包括高应变测试和

竖向抗压静载试验。

试验采用 2 根 $\phi 1800\text{ mm}$ 的大直径开口钢管桩, 钢管桩采用变壁厚形式, 自由段部分壁厚 22 mm, 入土段壁厚 20 mm, 0.5 m 长的桩靴部分壁厚为 32 mm。沉桩施工采用 YC40 液压冲击锤施工。施工参数见表 2。

表 2 试验桩施工参数

桩号	桩长/m	桩底高程/m	入土深度/m	锤质量/t	跳高/m	总锤击数/击	终锤贯入度/(mm·击 ⁻¹)	桩端持力层
SY01-S1	46.5	-40.88	19.92	40	1.5	1 974	0.2	强风化千枚岩⑥ _{1b}
SY02-S1	75.5	-70.20	58.00	40	1.0	2 039	8.9	强风化千枚岩⑥ _{1a}

试验桩 SY01-S1 桩底高程 -40.88 m, 入土深度 19.92 m, 桩周土层含 4.91 m 厚的钙质砂层, 进入千枚岩层 15.01 m, 如图 2a) 所示。试验桩 SY02-S1 桩底高程 -70.2 m, 入土深度 58.0 m, 桩周土层含 47.0 m 厚的钙质砂, 进入千枚岩层 8.8 m, 如图 2b) 所示。

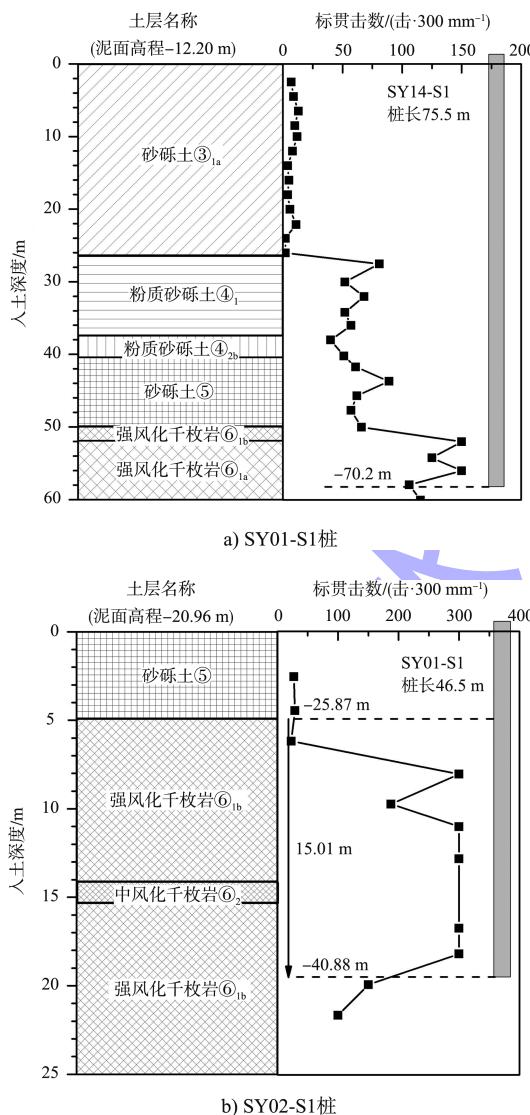


图 2 试验桩桩周土层分布

2 根试验桩的桩端持力层均为强风化千枚岩层, 但强度有差别, SY02-S1 试验桩的桩端持力层强风化千枚岩⑥_{1a}单轴抗压强度只有 1.7 MPa, 低于强风化千枚岩⑥_{1b}的 6.0 MPa。这也可以从 2 根试验桩终锤阶段的跳高和沉桩贯入度可知, 强风化千枚岩⑥_{1a}相比⑥_{1b}偏软, 试验桩 SY01-S1 锤击跳高 1.5 m, 终锤贯入度 0.20 mm/击, 较难打动试验桩, 试验桩 SY02-S1 锤击跳高 1.0 m, 终锤贯入度 8.9 mm/击, 相对较大。

3 试验结果及分析

3.1 高应变拟合分析结果

2 根试验桩的高应变动测拟合结果见表 3。试验桩 SY01-S1 的测试跳高为 1.5 m, 测试贯入度为 0.2 mm/击, 试验桩很难被打动, 桩端进入较硬的千枚岩层, 土阻力未被充分激发。试验桩 SY02-S1 入土深度 58.0 m, 远大于试验桩 SY01-S1, 但桩周土层中钙质砂比例达到 83%, 总承载力远小于试验桩 SY01-S1, 在 1.0 m 锤击跳高下的测试贯入度为 8.9 mm/击。

根据高应变拟合分析, 可拟合出 2 根试验桩的 $Q-S$ 曲线(图 3)。由图 3 可知: 试验桩 SY01-S1 的桩顶沉降随着荷载的增加近似线性增加, 在极限荷载 24 050 kN 处的桩顶沉降为 50.6 mm, 卸载后残余沉降极小, $Q-S$ 曲线特征显示该试验桩的承载力还有进一步发挥的潜力; 而试验桩 SY02-S1 则在达到极限荷载 17.615 MN 时, 沉降急剧增大, 沉降变化出现陡降段, 累计沉降 53.9 mm, 卸载后残余沉降远大于 SY01-S1。

表 3 高应变动测拟合分析结果

桩号	入土 深度/m	单桩极限承载力/MN			桩侧土体 弹限 Q_s /mm	桩端土体 弹限 Q_t /mm	桩端土阻 尼系数 J_s	桩端土阻 尼系数 J_t	拟合分析桩顶 最大位移 D_s /mm
		总阻力	侧阻力	端阻力					
SY01-S1	19.9	24.050	13.215	10.835	1.004	1.004	2.117 2	1.686 1	50.6
SY02-S1	58.0	17.615	13.878	3.737	1.071	1.752	0.223 8	0.596 5	53.9

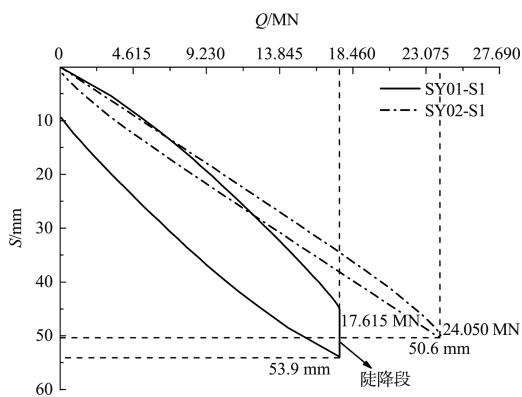


图3 高应变拟合Q-S曲线

其中, SY02-S1 属于超长桩, 进入土层深度远大于 SY01-S1, 但激发的极限承载力远小于后者, 主要是因为试验桩 SY02-S1 桩周土层大部分为打入桩摩阻力极低的钙质砂层, 进入强风化千枚岩层只有 8.8 m, 而试验桩 SY01-S1 进入岩层 15.01 m。此外, 2 根桩的桩端所在岩层的单轴抗压强度也存在差异, 试验桩 SY02-S1 的持力层为单轴抗压强度只有 1.7 MPa 的强风化千枚岩⑥_{1a}, 偏软。考虑到上述 2 个因素, 试验桩 SY02-S1 在达到极限荷载时可能发生刺入破坏。

3.2 竖向抗压静载试验的 Q-S 曲线

静载试验采用锚桩法, 利用试验桩周围的 4 根锚桩提供反力, 试验加卸载流程参照 ASTM 标准的维持荷载法^[6]。试验桩 SY01-S1 和 SY02-S1 的静载试验所得的 Q-S 曲线如图 4 所示。试验桩 SY02-S1 加载至最大试验荷载 16.153 MN 时沉降急剧增大, 并且在未继续增加荷载的情况下沉降仍然增大, 试验桩达到破坏状态。根据摩阻力先于端阻发挥的异步性以及侧阻充分发挥所需桩土位移相对小的特点, 可推断曲线拐点对应的桩顶荷载 11.538 MN 处, 摩阻力已充分发挥, 随后端阻力开始发挥, 当桩顶荷载达到 16.153 MN 时, 桩端出现刺入破坏, 导致试验桩持续下沉, 桩土体系无法支撑该级荷载。随着试验桩 SY02-S1 的下沉, 桩顶荷载逐渐变小, 总沉降量达 83.64 mm, 残余沉降量 56.29 mm。

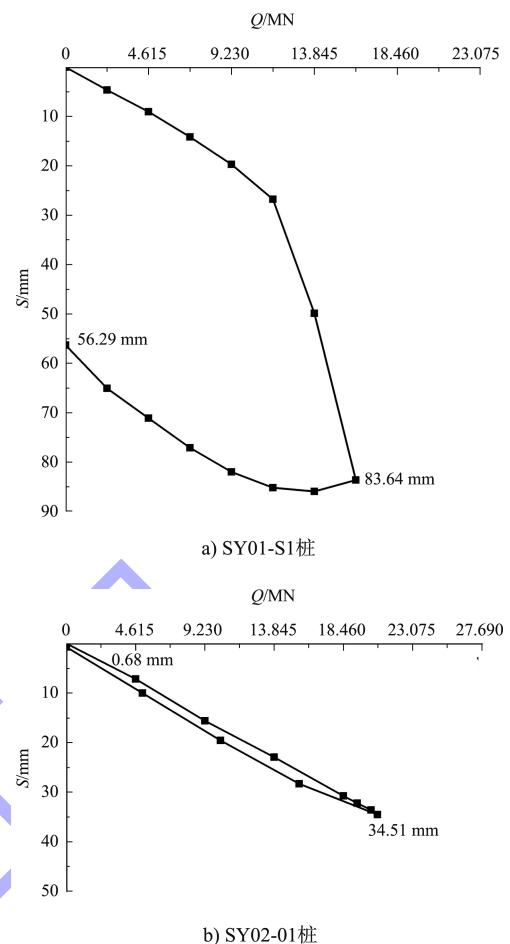


图4 静载试验Q-S曲线

从 SY02-S1 的试验结果可知, SY02-S1 属于典型的摩擦型桩, 与高应变测试所反映的摩阻力占比所反映的特性相一致。大量文献资料表明打入桩在钙质砂层中的摩阻力极低, 因此近 90% 土层为钙质砂层的试验桩 SY02-S1 的承载力远小于试验桩 SY01-S1。

对比 SY02-S1, 试验桩 SY01-S1 的 Q-S 曲线则是沉降随着荷载呈线性比例增加, 总沉降量为 34.51 mm, 残余沉降量只有 0.68 mm。从静载试验结果可看出, 试验桩 SY01-S1 正如高应变实测所示, 极限承载力远比静载试验结果大。考虑到试验桩进入强风化千枚岩层深度达到 15.01 m, 包含 1.2 m 厚的中风化千枚岩, 岩层厚且硬, 试验难以使土阻力达到极限状态, 桩顶沉降主要由桩身压缩引起, 因此 Q-S 无明显拐点, 残余沉降量小。

4 试验桩沉降特性动静对比分析

试验桩 SY01-S1 进入强风化千枚岩⑥_{1b}层 13.81 m, 中风化千枚岩⑥₂层 1.2 m, 持力层为强风化千枚岩层⑥_{1b}, 单轴抗压强度 6.0 MPa, 高应变拟合 Q-S 曲线与静载试验所得的 Q-S 曲线对比如图 5 所示。

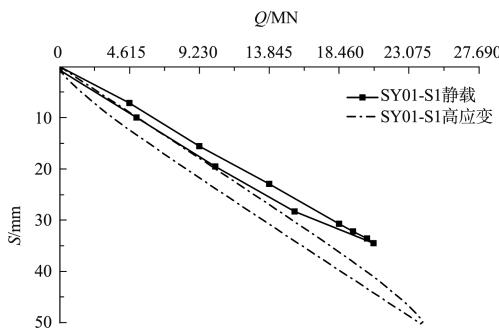


图 5 试验桩 SY01-S1 动静测试 Q-S 曲线对比

由图 5 可知, 高应变拟合的 Q-S 曲线在荷载达极限前曲线变化不大, 桩顶沉降大于静载实测沉降, 静载实测曲线沉降随荷载增加速率缓于高应变拟合曲线。主要是因为在高应变测试过程中, 实测贯入度仅 0.2 mm/击, 试验桩 SY01-S1 并未打动, 难以充分激发土阻力, 导致静载实测过程中各级荷载作用下, 各土层阻力发挥值比高应变实际激发的要大, 对应的沉降相对较小。因此对于大直径钢管桩, 当桩身穿过较薄的钙质砂层, 进入较硬的强风化千枚岩层足够深度后, 钢管桩沉降特性主要表现为端承型桩的特征, 无论高应变还是静载试验, 都较难充分激发土阻力, 并且在这种情况下, 高应变拟合 Q-S 曲线的沉降值往往小于静载实测值。

试验桩 SY02-S1 穿过 49.2 m 厚的钙质砂, 2 m 厚单轴抗压强度为 6.0 MPa 的强风化千枚岩⑥_{1b}, 支承于单轴抗压强度 1.7 MPa 的强风化千枚岩⑥_{1a}, 进入该岩层深度 6.8 m。高应变测试结果显示该岩层所激发的端阻力只有 3.737 MN, 远小于试验桩 SY01-S1 的端阻力 10.835 MN。说明千枚岩持力层软硬对试验桩持力层存在较大的影响。

试验桩 SY02-S1 的 Q-S 曲线动静对比如图 6 所示。由图 6 可知, 试验桩出现陡降段, 陡降段沉降量为 8.9 mm, 而静载实测曲线则是在荷载

11.538 MN 出现明显拐点, 沉降急速增加, 累计沉降量达 85.93 mm, 残余沉降 56.29 mm 远大于试验桩 SY01-S1。在曲线拐点前, 静载实测 Q-S 曲线与高应变拟合曲线基本吻合, 侧阻力完全发挥后, 曲线出现明显拐点, 端阻力开始发挥, 沉降开始急速增大, 直到无法承担所施加的荷载, 该特征与高应变拟合 Q-S 曲线所示的极限荷载作用下沉降的陡降行为相一致。说明大直径超长钢管桩穿过深厚钙质砂层并支承于偏软的强风化千枚岩层, 沉降特性主要表现为摩擦型桩, 无论是静载还是高应变均能充分激发土阻力, 而且当达到极限荷载时, 高应变往往会低估沉降量。

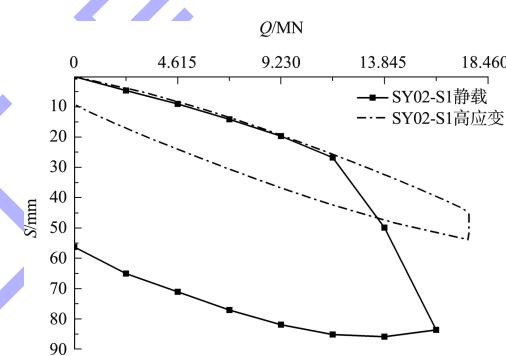


图 6 试验桩 SY02-S1 动静测试 Q-S 曲线对比

从定性角度分析, 高应变所揭示的桩土体系沉降特性与静载试验所揭示的桩土体系沉降特性基本一致, 但在定量程度上存在偏差。产生偏差的主要原因如下。

1) 高应变测试是一个瞬态激振过程, 在桩顶不能激发出很大的贯入度, 而静载过程施加荷载作用时间长, 再加上土体渐进破坏的特点, 静载实测沉降往往较大, 但对于曲线都是线性增加的缓变型曲线时, 两者差异就没那么明显。

2) 高应变拟合分析以假设桩周土为理想弹塑性模型为前提^[7], 将桩土相互作用模拟为弹塑性弹簧, 同时划分为若干个单元, 当某一单元的桩土位移 S 在土体弹限 Q_s 以前, 土体单位静侧摩阻力与桩土位移成线性比例关系; 当桩土位移超过弹限后, 土体单位静侧摩阻力则达到极限值并保持不变, 但桩土体系在实际工作状态下是非线性的。