

上海某工程桩基勘察与静载试验对比及承载力参数优化

张仕强

(上海市政交通设计研究院有限公司, 上海市 200030)

摘要: 对上海市三林滨江南片区7个工程项目的勘察报告与后期收集到的桩基静载试验报告进行对比分析,发现受检桩承载力发挥不充分、设计参数过于保守。为探索更优的桩基承载力设计参数,对完成静载荷试验的桩基分别用A、B、C三种方法计算单桩承载力,将3种计算结果对比分析发现:B方法、C方法相对A方法抗压桩承载力分别提高13.8%~26.8%、28.9%~64.1%,B方法、C方法相对A方法抗拔桩承载力分别提高4.8%~19.6%、23.2%~38.3%;可见在安全可靠的前提下B、C方法比A方法在经济适宜性具有显著提高,建议勘察设计时优先采用C方法、其次采用B方法。该分析方法和结论可用于指导同类地质条件下勘察工作中确定桩基承载力设计参数的依据。

关键词: 单桩承载力;勘察;软土;静载试验;参数优化

中图分类号: TU473;TU19

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2026)02-0310-08

Comparison of Pile Foundation Investigation and Static Load Test and Optimization of Bearing Capacity Parameters for a Project in Shanghai

ZHANG Shiqiang

(Shanghai Municipal Transportation Design Institute Co., Ltd., Shanghai, China)

Abstract: By comparing and analyzing the investigation reports of 7 engineering projects in the Sanlin Binjiang South Area of Shanghai with the static load test reports of foundation piles collected later, it is found that the bearing capacity of the inspected foundation piles is not fully utilized and the design parameters are too conservative. In order to explore better design parameters of pile foundation bearing capacity, the single-pile bearing capacity of the foundation piles that have completed the static load test is calculated by methods A, B and C respectively. A comparative analysis of the three calculation results reveals that the bearing capacity of compressive piles by Method B and Method C is increased by 13.8%~26.8% and 28.9%~64.1% respectively compared with Method A. The pull-out pile bearing capacity of Method B and Method C is increased by 4.8%~19.6% and 23.2%~38.3% respectively compared with Method A. It can be seen that under the premise of safety and reliability, Method B and Method C have significantly improved economic suitability compared with Method A. It is suggested that Method C is preferred in investigation design, followed by Method B. The analysis method and conclusion can be used as the basis to determine the design parameters of pile foundation bearing capacity in investigation under similar geological conditions.

Keywords: single-pile bearing capacity; investigation; soft soil; static load test; parameter optimization

0 引言

大量工程桩静载试验发现2倍设计荷载下桩顶沉降量一般较小、甚至小于10 mm^[1-3],表明勘察设计所取的承载力指标过于保守现象普遍存在。桩基承载力研究一般依托桩身埋设应变、位移传感器的破坏性试桩^[4-6],因反力大、实施复杂、成本高等,工程

中很少进行破坏性试桩^[7-9]。检测性试桩只用于评价承载力是否满足设计要求、而不进行承载力优化分析,将检测性试桩与承载力发挥情况相结合的研究较少^[10],保证安全可靠的情况下,通过深入对比分析,提高承载力设计指标是合理可行、经济实用的^[11-12]。

2020—2023年本文作者作为项目负责人主持完成了上海市三林片区7个工程项目岩土勘察,工程于2022年陆续施工,后期收集了桩基检测报告。结合桩土相互作用的荷载传递原理^[13]、本文重点对抗

收稿日期: 2025-06-26

作者简介: 张仕强(1992—),男,硕士,工程师,从事岩土工程勘察设计工作。

压桩、抗拔桩静载试验成果进行深入分析,采用勘察规范中的多种承载力计算方法进行计算并对比分析^[14-15],拟进一步优化桩基设计参数选取,为类似项目勘察工作的开展和更经济适宜的桩基设计方案积累宝贵经验。

1 岩土条件及桩基承载力设计参数

项目位于三林镇中环路、济阳路、外环高速及黄浦江围成的楔形地块,东西长约 2 km、南北宽约 1 km,项目简称分别为 12-02 地块社区服务中心、

12-03 地块养老院、12-04 地块幼儿园、04-02 地块社区服务中心、04-03 地块幼儿园、北港水闸管理房、塘港泵闸管理房,建筑高度 2~5 层,上部均为框架结构,下部为桩基础。12-02、12-03、12-04、北港、塘港 5 个地块均为上海地区的正常沉积地质单元,总体地质条件相同,地层条件及相关设计参数见表 1。04-02、04-03 两个地块属于古河道地质单元,缺失标志层⑥暗绿色粉质黏土,沉积有巨厚的溺谷相⑤₃灰色粉质黏土,地层条件及相关设计参数见表 2。表中 f_s 、 f_p 为勘察时提的设计参数。

表 1 正常沉积地质单元地层条件及桩基设计参数

土层号	土层状态	静探 P_s /MPa					A 勘察报告	
		12-02	12-03	12-04	北港	塘港	f_s /kPa	f_p /kPa
②	可塑	0.81	0.84	0.79	0.96	1.45	15	—
③	流塑	0.47	0.43	0.43	0.46	0.50	15/20	—
③ ₁	松散	1.29	1.28	0.93	0.94	—	20/25	—
④	流塑	0.56	0.53	0.54	0.51	0.53	22	—
⑤ ₁	软塑	0.71	0.72	0.70	0.69	0.71	30	—
⑤ ₂₋₁	中密	3.51	2.98	3.27	3.65	4.88	50	1 500
⑤ ₂₋₂	软塑	2.58	—	—	—	—	50	—
⑤ ₃	软、可塑	—	2.28	2.60	1.21	1.39	50	1 200
⑥	硬塑	3.17	3.50	3.54	3.09	3.18	65/70	1 800/2 000
⑦ ₁₋₁	中密	5.47	3.73	3.76	5.29	7.44	60/65	3 000/3 500
⑦ ₁₋₁₁	可塑	2.49	2.02	—	—	—	55	—
⑦ ₁₋₂	中、密实	10.16	8.03	10.18	—	—	85	5 000
⑦ ₂	密实	19.89	18.80	20.09	—	—	100	7 000

注:各土层序号、名称对应为②粉质黏土、③淤泥质粉质黏土、③₁黏质粉土、④淤泥质黏土、⑤₁黏土、⑤₂₋₁砂质粉土、⑤₂₋₂粉黏夹砂粉、⑤₃粉黏夹砂粉、⑥暗绿色粉质黏土、⑦₁₋₁黏质粉土、⑦₁₋₁₁粉质黏土、⑦₁₋₂砂质粉土、⑦₂粉砂;⑥抗拔系数 $\lambda=0.75$,其他土层 $\lambda=0.7$;③层 6 m 深度以上、以下 f_s 取值分别为 15、20,12-02、12-03 地块③层 f_s 取值 25 kPa,其他取值 20;12-02、12-03、12-04 地块⑥层、⑦₁₋₁层 f_s 取值分别为 70、60 kPa,北港、塘港⑥层、⑦₁₋₁层 f_s 取值均为 65 kPa;12-03 地块⑥层 f_p 取值 2 000 kPa,12-04 地块⑦₁₋₁层 f_p 取值 3 000 kPa,北港、塘港⑥层、⑦₁₋₁层 f_p 取值分别为 1 800、3 500 kPa。

表 2 古河道地质单元地层条件及桩基设计参数

土层号	土层状态	静探 P_s /MPa		A 勘察报告	
		04-02	04-03	f_s /kPa	f_p /kPa
②	可塑	0.77	0.80	15	—
③	流塑	0.48	0.51	15/20	—
③ ₁	松散	1.33	1.62	25	—
④	流塑	0.59	0.61	22	—
⑤ ₁	软塑	1.61	2.02	30	—
⑤ ₂	中密	4.08	4.01	50	—
⑤ ₃	可塑	1.58	1.58	45/ 50	1 200/1 500
⑦ ₁₋₁	中密	5.99	4.95	65	4 000

注:各土层序号、名称对为⑤₁粉质黏土、⑤₂砂质粉土、⑤₃粉质黏土、⑦₁₋₁黏粉夹粉黏;各土层抗拔系数 $\lambda=0.7$;③层 6 m 深度以上、以下 f_s 取值分别为 15、20 kPa,⑤₃层深度 35 m 以上、以下 f_s 取值分别为 45、50 kPa。

2 基桩静载试验成果分析

2.1 抗压桩承载力发挥原理分析

抗压桩单桩承载力由侧阻力和端阻力两部分组

成,桩顶受竖向荷载后,桩身产生压缩变形和整体向下位移,因桩身的向下位移、桩身与周围土体有相对滑动,土体对桩身产生向上的的摩擦阻力即桩身侧摩阻力;当桩顶荷载不大,桩身某一点之上的桩身有压缩变形、而其下桩身没有压缩变形,则该点以下的桩身侧摩阻力、桩端阻力都没有发挥承载作用,仅该点以上桩身侧摩阻力与桩顶荷载达到静力平衡;当桩顶荷载较大,整个桩身都发生压缩变形,桩顶沉降量大于桩身压缩量,桩端也产生向下位移,桩端土体对桩产生向上支撑力即为桩端阻力。在桩顶荷载由小变大的过程中承载力发挥顺序分别为上部桩身侧摩阻力、下部桩身侧摩阻力、桩端阻力。据周景星、李广信等著《基础工程》(第 3 版)4.3 节,大量试桩成果表明桩侧阻力发挥作用的相对位移大约为 20 mm,大直径桩约为 $(3\%\sim 6\%)d$;持力层为细粒土的预制沉桩充分发挥端阻力的相对位移约为 $0.1d=50$ mm(d 为

桩直径,本文桩径 $d=500\text{ mm}$)。据《建筑桩基检测技术规范》(JGJ 106—2014)条文说明 4.4.2,当沉降量达到 $0.1d$ 时,才可能出现极限荷载;黏性土中端阻充分发挥所需的桩端位移为 $(4\%\sim 5\%)d$,而砂土中可能高达 $0.15d$ 。

基桩承载力侧摩阻力、端阻力的发挥情况与桩顶沉降量 S 和桩身压缩量 S_e 有关,静载试验的桩顶沉降量是已知的,为了更深入地分析桩侧摩阻力、端阻力的发挥情况,要估算桩身压缩量 S_e 。桩顶沉降量越大则上部土层对桩的侧摩阻力越大,即上部土层侧摩阻力发挥的多;综合考虑桩顶沉降量 S 和桩身压缩量 S_e 的大小关系,则可以分析下部土层对桩的侧摩阻力、桩端阻力发挥程度。桩身压缩量按《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)公式 $S_e=\xi_e\cdot Q_j\cdot l_j/(E_c\cdot A_{ps})$ (5.5.14-3)计算,取 $\xi_e=1/2$ 即假设桩身应力为倒三角形分布、桩端阻力刚好为0;基桩的尺寸规格、混凝土强度等级、配筋等见附录 B,C80 混凝土

土及钢筋的弹性模量从《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)(2015 年版)查询取值, E_c 为按配筋率计算的 C80 混凝土、钢筋的加权平均值;估算各地块基桩试桩最大加载时的 S_e (抗压桩为桩身压缩量,抗拔桩为桩身拉伸量)见表 3。

表 3 桩身压缩量/拉伸量估算值						
基桩	12-02		12-03		12-04	塘港
	压	拔	压	拔	压	压
S_e/mm	7.97	1.92	4.68	2.22	5.51	5.90
基桩	04-02		04-03		北港	—
	压	拔	压	拔	压	—
S_e/mm	9.24	1.63	8.23	4.36	4.94	—

2.2 基桩参数及试桩信息

基桩均采用 PHC 空心管桩、桩径 500 mm、壁厚 100 或 125 mm,桩端持力层根据不同地块的岩土条件、单柱荷载、桩数、桩长等选择⑤₃、⑥、⑦₁₋₁、⑦₁、⑦₁₋₂,见表 4。

表 4 基桩设计参数、静载试验信息

地块	桩类型	桩长/m	设计承载力/kN	试桩编号	桩顶标高/m	试桩加载/kN
12-02	压	31	1450	32#、117#、151#、11#、82#、162#	-1.10	2 950
	拔	22	压 750、拔 450	167#、173#、175#、180#	-1.10	1 000
12-03	压、拔	24	压 910、拔 410	压 25#、91#、225#;拔 125#、146#	-0.85	压 1 920、拔 910
12-04	压	29	压 905	53#、64#、75#、122#、141#、152#	-1.00	1 870
04-02	压	40	压 1300	61#、130#、390#、404#、16#、82#、253#、355#	-1.75	2 650
	拔	25	压 750、拔 350	278#、306#、382#、10#、265#、294#	-1.35	750
04-03	压	36	压 1050	18#、31#、69#、89#、111#、186#	0.90	2 250
	拔	33	拔 650	206#、211#	4.10	1 300
北港	压	27	压 800	3#、22#	3.50	1 800
塘港	压	29	压 1000	11#、27#	3.00	2 000

注:以上各地块建筑桩基持力层分别为⑦₁₋₂、⑥、⑥、⑦₁₋₁、⑤₃、⑤₃、⑤₃、⑤₃、⑥、⑦₁;压代表抗压桩、拔代表抗拔桩。

2.3 抗压桩静载试验 Q-s 曲线及试验成果分析

采用混凝土桩、桩长不大于 40 m,桩径不大于 800 mm,根据《建筑地基与桩基检测技术规程》(DG/TJ 08-218—2017)第 4.3.6 条第 5 款,荷载-沉降($Q-s$)曲线呈缓变形时,抗压静载试验终止加载条件宜按桩顶总沉降量 100 mm 控制;第 4.4.1 条第 5 款,单桩竖向抗压极限承载力宜取沉降量为 40 mm 对应的荷载值。《建筑桩基检测技术规范》(JGJ 106—2014)第 4.3.7 条第 5 款,对于缓变型 $Q-s$ 曲线,终止条件为桩顶总沉降量 60~80 mm;第 4.4.2 条第 4 款,宜取桩顶总沉降量 s 等于 40 mm 对应的荷载为单桩竖向抗压极限承载力,承载力特征值 R_a 为极限值的 50%。本文所述基桩抗压、抗拔静载试验的最大荷载均大于设计荷载的 2 倍。

12-02 地块抗压桩 11#、32#、82#、117#、151#、

162#的桩顶总沉降量分别为 9.39、8.92、13.29、14.82、11.36、13.53 mm,其最大值、平均值分别为 14.82、11.89 mm,是规范中极限承载力状态沉降量 40 mm 的 37.1%、29.7%。估算的桩身压缩量 $S_e=7.97\text{ mm}$,11#、32#基桩的桩端沉降量约为 1.42、0.95 mm,桩端沉降量很小,桩端阻力发挥量微乎其微,下部桩身侧阻力发挥量也很小,说明上部桩侧摩阻力几乎完全承载了试桩最大荷载;82#、117#、151#、162#桩端沉降量约为 5.32、6.85、3.39、5.56 mm,桩端沉降量也较小,桩端阻力、下部桩身侧阻力发挥量较小(见图 1)。

12-03 地块抗压桩 25#、91#、225#的桩顶总沉降量分别为 15.57、10.97、15.62 mm,其最大值、平均值分别为 15.57、14.05 mm,是 40 mm 的 39.1%、35.1%。估算的 $S_e=4.68\text{ mm}$,25#、91#、225#桩端沉降量约为

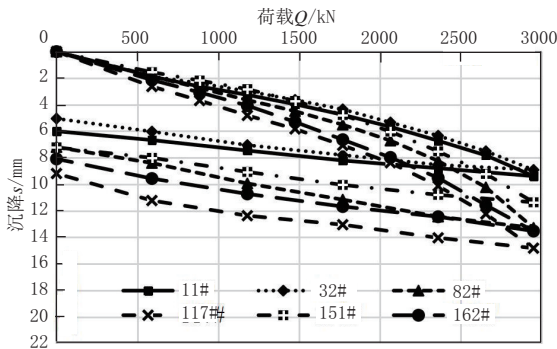


图 1 12-02 地块抗压桩静载试验 Q-s 曲线

10.89、6.29、10.94 mm，桩端阻力部分发挥，说明桩身应力呈倒梯形分布，则实际 S_e 要更大，桩端沉降量要更小，桩端阻力、下部桩身侧阻力发挥量整体偏小（见图 2）。

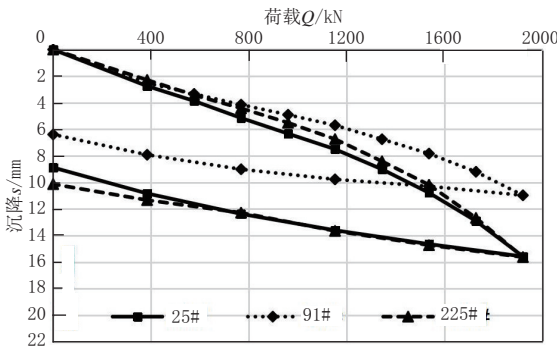


图 2 12-03 地块抗压桩静载试验 Q-s 曲线

12-04 地块抗压桩 53#、64#、75#、122#、141#、152# 的桩顶总沉降量分别为 12.00、13.53、13.86、13.31、10.74、12.41 mm，其最大值、平均值分别为 13.86、12.64 mm，是 40 mm 的 34.7%、31.6%。估算的 $S_e=5.51$ mm，桩端沉降量分别为 6.49、8.02、8.35、7.80、5.23、6.90 mm，桩端沉降量较小，桩端阻力、下部桩身侧阻力发挥量整体偏小（见图 3）。

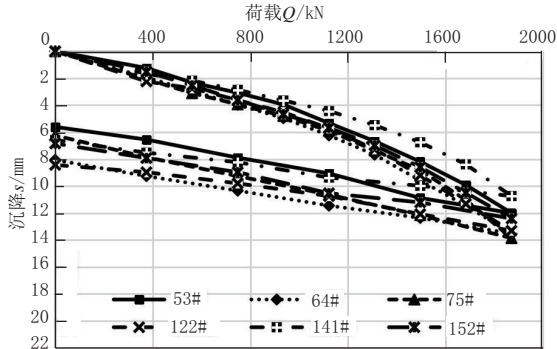


图 3 12-04 地块抗压桩静载试验 Q-s 曲线

04-02 地块抗压桩 61#、130#、390#、404#、16#、82#、253#、355# 的桩顶总沉降量分别为 13.64、12.84、11.64、10.23、15.21、12.90、10.39、12.07 mm，其最大值、平均值分别为 15.21、12.37 mm，是 40 mm 的 38.0%、

30.9%。估算的 $S_e=9.24$ mm，桩端沉降量分别为 4.40、3.60、2.40、0.99、5.97、3.66、1.15、2.83 mm，桩端沉降量较小，桩端阻力、下部桩身侧阻力发挥量整体偏小（见图 4）。

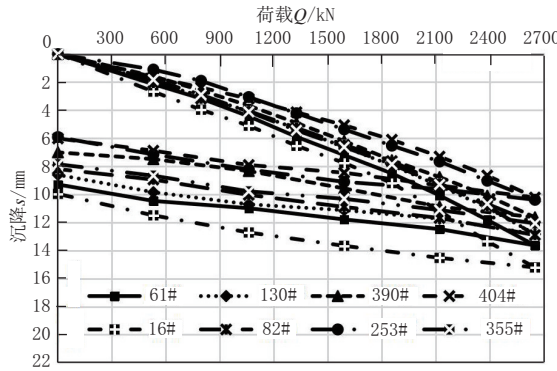


图 4 04-02 地块抗压桩静载试验 Q-s 曲线

04-03 地块抗压桩 18#、31#、69#、89#、111#、186# 的桩顶总沉降量分别为 12.77、7.88、10.27、9.02、13.38、5.76 mm，其最大值、平均值分别为 13.38、9.85 mm，是 40 mm 的 33.5 %、24.6%。估算的 $S_e=8.23$ mm，31#、186# 基桩的桩端沉降量小于 S_e ，表明桩端没有下沉，桩端阻力和底部桩身侧阻力完全没有发挥。18#、69#、89#、111# 基桩桩端沉降量分别为 4.54、2.04、0.79、5.15 mm，桩端沉降量较小，桩端阻力、下部桩身侧阻力发挥量整体偏小（见图 5）。

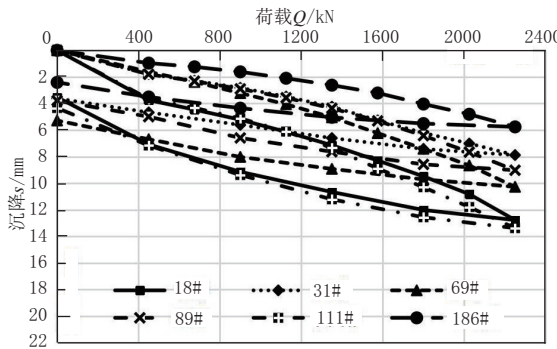


图 5 04-03 地块抗压桩静载试验 Q-s 曲线

北港抗压桩 3#、22# 的桩顶总沉降量分别为 12.11、10.87 mm，其最大值、平均值分别为 12.11、11.49 mm，是 40 mm 的 30.3%、28.7%。估算的 $S_e=4.94$ mm，桩端沉降量分别为 7.17、5.93 mm，桩端沉降量较小，桩端阻力、下部桩身侧阻力发挥量整体偏小（见图 6）。

塘港抗压桩 11#、27# 的桩顶总沉降量分别为 11.65、12.34 mm，其最大值、平均值分别为 12.34、12.00 mm，是 40 mm 的 30.9%、30.0%。估算的 $S_e=5.90$ mm，桩端沉降量分别为 5.75、6.44 mm，桩端沉降量较小，桩端阻力、下部桩身侧阻力发挥量整体偏小

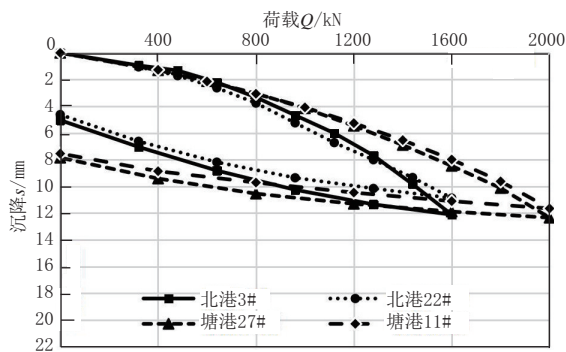


图6 北港水闸、塘港泵闸建筑抗压桩静载试验 Q-s 曲线

(见图6)。

以上抗压桩试验的桩顶总沉降量比规范中极限承载力状态对应的桩顶总沉降量 40 mm 小的多,试桩最大加载量与抗压极限承载力相比还有很大差距。表明勘察设计采用的基桩抗压承载力设计参数的数值偏小、基桩承载力没有充分发挥作用,抗压桩设计参数可优化。

2.4 抗拔桩静载试验 U-δ 曲线及成果分析

12-02 地块抗拔桩 167#、173#、175#、180# 的桩顶最大上拔量分别为 8.36、8.83、9.34、12.70 mm,其最大值、平均值分别为 12.70、9.81 mm。估算的桩身拉伸量 $S_e=1.92$ mm,桩端上拔量分别为 6.44、6.91、7.42、10.78 mm(见图7)。

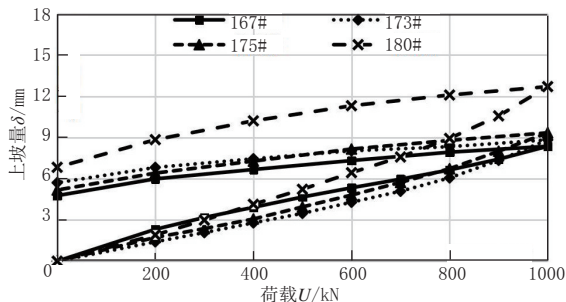


图7 12-02 地块抗拔桩静载试验 U-δ 曲线

12-03 地块抗拔桩 125#、146# 的桩顶最大上拔量分别为 9.00、11.69 mm,其最大值、平均值分别为 11.69、10.35 mm。估算的 $S_e=2.22$ mm,桩端上拔量分别为 6.78、9.47 mm(见图8)。

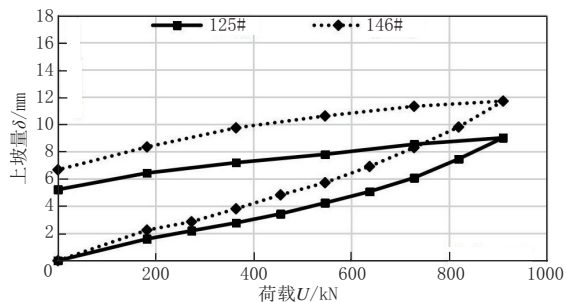


图8 12-03 地块抗拔桩静载试验 U-δ 曲线

04-02 地块抗拔桩 278#、306#、382#、10#、265#、294# 的桩顶最大上拔量分别为 10.12、9.82、9.10、7.74、10.26、9.17 mm,其最大值、平均值分别为 10.26、9.37 mm。估算的 $S_e=1.63$ mm,桩端上拔量分别为 8.49、8.19、7.47、6.11、8.63、7.54 mm(见图9)。

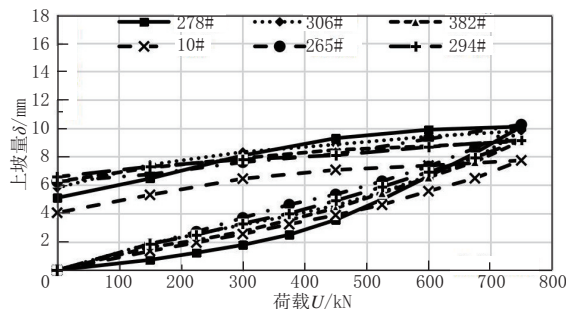


图9 04-02 地块抗拔桩静载试验 U-δ 曲线

04-03 地块抗拔桩 206#、211# 的桩顶最大上拔量分别为 7.81、8.23 mm,其最大值、平均值分别为 8.23、8.02 mm。估算的 $S_e=4.36$ mm,桩端上拔量分别为 3.45、3.87 mm(见图10)。

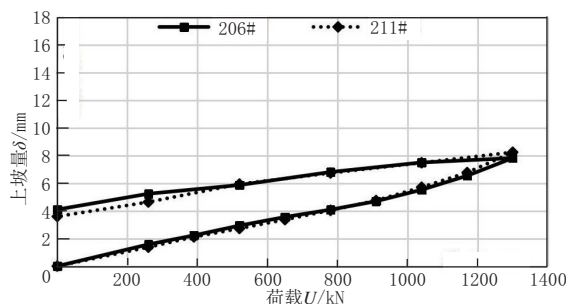


图10 04-03 地块抗拔桩静载试验 U-δ 曲线

以上抗拔桩试验的桩顶最大上拔量、桩端上拔量均较小,表明勘察设计采取的抗拔承载力参数偏小,岩土参数建议和设计过于保守,抗拔桩设计参数可优化以提高经济效益。

2.5 静载试验回弹率分析

静载试验 33 根抗压桩回弹率: 11# 为 36.10%、32# 为 43.39%、82# 为 45.82%、117# 为 37.99%、151# 为 36.44%、162# 为 40.21%、25# 为 42.97%、91# 为 41.75%、225# 为 35.15%、53# 为 53.25%、64# 为 40.43%、75# 为 54.98%、122# 为 36.66%、141# 为 38.73%、152# 为 44.88%、61# 为 31.82%、130# 为 32.94%、390# 为 39.78%、404# 为 41.15%、16# 为 34.45%、82# (04-02) 为 36.43%、253# 为 43.02%、355# 为 34.88%、18# 为 72.36%、31# 为 54.06%、69# 为 48.59%、89# 为 57.98%、111# 为 67.56%、186# 为 58.16%、3# 为 58.38%、22# 为 57.50%、11# (塘港) 为 36.39%、27# 为 35.28%, 其最小值 31.82%、最大值 72.36%、平均值 44.53%。14 根抗拔桩回弹率: 167# 为

42.94%、173#为35.33%、175#为44.54%、180#为46.22%、125#为42.11%、146#为43.03%、278#为49.60%、306#为40.84%、382#为31.43%、10#为47.67%、265#为39.18%、294#为28.24%、206#为47.63%、211#为56.38%,其最小值为28.24%、最大值为56.38%、平均值为42.51%。

抗压桩、抗拔桩静载试验回弹率中等偏高,表明桩的承载力设计过于保守。

3 三种基桩承载力计算方法的对比分析

3.1 三种基桩承载力计算方法介绍

勘察报告中桩基承载力参数 f_s 、 f_p 按照《岩土工程勘察标准》(DG/TJ 08-37—2023)16.5.5结合工程经验打折后提供,按 $R_d = U_p \sum f_{si} \cdot l_i / \gamma_s + f_p \cdot A_p / \gamma_p$ (16.5.5)计算单桩承载力称为A方法,其中现状地面6 m以内的土层都取 $f_s = 15$ kPa;经过分析基桩静载荷试验成果发现A方法过于保守,为此增加B、C计算方法。根据16.5.5以静探 P_s 线性插值法计算 f_s 、 f_p ,按上式(16.5.5)计算桩基承载力称为B方法,计算③_i层 f_s 时, $0.7 < P_s < 1.5$ 时 f_s 在30、35之间线性内插取值。按照16.5.2采用静探 P_s 估算 f_s 、 P_{sb} ,再按 $R_d = U_p \sum f_{si} \cdot l_i / \gamma_s + \alpha_b \cdot P_{sb} \cdot A_p / \gamma_p$ (16.5.2-1)计算桩基承载力称为C方法;⑤₂₋₂粉黏夹砂粉分别按黏性土、粉性土计算取平均值;黏性土当 $P_s \leq 1000$ kPa时 $f_s = P_s / 20$,当 $P_s > 1000$ kPa时 $f_s = 0.025 \cdot P_s + 25$;粉性土 $f_s = P_s / 60$,砂土 $f_s = P_s / 80$,当计算值大于120 kPa时取 $f_s = 120$ 。当 $P_{sb1} \leq P_{sb2}$ 时 $P_{sb} = (P_{sb1} + \beta \cdot P_{sb2}) / 2$,当 $P_{sb1} > P_{sb2}$ 时 $P_{sb} = P_{sb2}$ 。本文基桩均为预应力空心管桩,根据16.5.5条文说明,桩径不大于600 mm时端阻力不折减。此处计算的单桩承载力设计值 R_d 与单桩承载力特征值 R_a 接近。

A方法7个项目的桩基设计参数 f_s 、 f_p 及 P_s 见表1、表2,限于篇幅B方法、C方法计算 f_s 、 f_p (P_{sb})过程忽略。选择与完成静载荷试验的基桩最近的勘探孔,利用其地质分层厚度计算基桩承载力。

3.2 三种方法基桩承载力计算结果及对比分析

按上文介绍的A、B、C三种方法,对完成静载试验的33根抗压桩、14根抗拔桩单桩竖向抗压/抗拔承载力设计值计算见表5,表中A列为勘察时估算的承载力,表中提高率为B、C方法相对于A方法计算数值的增加百分比。

综上,各抗压桩、抗拔桩B、C方法计算的基桩承载力比A方法都有提高,其中抗压桩B、C方法相对

于A方法提高率分别为13.8%~26.8%、28.9%~64.1%,抗拔桩B、C方法相对于A方法提高率分别为4.8%~19.6%、23.2%~38.3%。

4 结 语

(1)根据本工程桩型、桩径、工程地质条件及前人研究结论,桩侧阻力充分发挥的相对位移约为20 mm,端阻力充分发挥的相对位移约为25~50 mm。浅部土层侧摩阻力 f_s 一般较小(如②、③层为15 kPa),深部土层 f_s 一般较大(如⑤、⑥、⑦层为50~100 kPa),从承载力发挥角度而言理想状态为下部桩土相对位移大、使下部土 f_s 和 f_p 充分发挥,此状态上部桩土相对位移过大浅层土可能已经达到极限破坏状态。

(2)本文引用的不是达到极限状态的破坏性试桩成果,而是大于设计要求2倍荷载的检测性试桩成果,虽不能直接计算桩身轴力 f_s 、 f_p 的大小,但经过估算桩身压缩量、拉伸量并结合试桩时桩顶总沉降量、上拔量,可定性分析桩 f_s 、 f_p 的发挥情况。

(3)试桩成果显示,正常沉积地质单元19根抗压桩的桩顶总沉降量为7.81~15.62 mm、估算桩端沉降量为0.95~10.94 mm、桩顶总沉降量是40 mm的19.5%~39.1%;古河道地质单元14根抗压桩的桩顶总沉降量为5.76~15.21 mm、估算桩端沉降量为0~5.97 mm、桩顶总沉降量是40 mm的14.4%~38.0%;大部分桩端沉降量小于5 mm, f_p 和下部 f_s 发挥量很小;桩顶总沉降量接近或大于15 mm、桩端沉降量接近或大于10 mm的桩上部 f_s 接近充分发挥,下部 f_s 和 f_p 部分发挥。正常沉积地质单元6根抗拔桩的桩顶总上拔量为8.36~12.70 mm、估算桩端上拔量为6.44~10.78 mm;古河道地质单元8根抗拔桩的桩顶总上拔量为7.74~10.26 mm、估算桩端上拔量为3.45~8.63 mm。所有检测基桩都未达到极限承载力状态,本工程所采用的基桩承载力明显未充分发挥,基桩承载力安全储备很大,桩基设计参数可通过B、C方法优化提高。

(4)基桩未达到承载力极限状态,大部分也没有达到承载力发挥的理想状态,经以上分析试桩最大加载状态可以作为桩承载力特征值状态使用,那么桩承载力特征值将会比勘察报告提供的增加一倍。

(5)B方法计算正常沉积地质单元19根抗压桩承载力 R_d 比A方法提高13.8%~26.8%,古河道地质单元14根抗压桩 R_d 比A方法提高18.1%~20.3%,正常

表5 不同方法计算的单桩竖向承载力对比

地块	桩号	勘探孔号	单桩竖向承载力/kN			B 提高率/%	C 提高率/%
			A 方法	B 方法	C 方法		
			$R_d/R_{ld}/\text{kN}$	$R_d/R_{ld}/\text{kN}$	$R_d/R_{ld}/\text{kN}$		
12-02 地块	32#	BJ1	1 592	1 868	2 394	17.3	50.4
	117#	BJ3	1 589	1 873	2 438	17.9	53.4
	151#	BJ5	1 603	1 876	2 477	17.0	54.5
	11#	BZ1	1 591	1 882	2 400	18.3	50.9
	82#	BZ2	1 575	1 861	2 367	18.2	50.3
	162#	BZ4	1 597	1 884	2 423	18.0	51.7
	167#	BJ7	502	526	639	4.8	27.3
	173#	BJ6	509	537	650	5.5	27.7
	175#	BJ5	504	530	643	5.2	27.6
	180#	BZ5	485	514	609	6.0	25.6
12-03	25#	J5	923	1 053	1 221	14.1	32.3
	91#	ZK2	903	1 037	1 199	14.8	32.8
	225#	ZK4	881	1 008	1 163	14.4	32.0
	125#	J6	540	595	668	10.2	23.7
	146#	ZK5	565	617	696	9.2	23.2
12-04	53#	XJ4	12 58	1 433	1 831	13.9	45.6
	64#	XJ2	1 288	1 466	1 990	13.8	54.5
	75#	XJ1	1 295	1 475	2 123	13.9	63.9
	122#	ZK4	1 277	1 473	1 808	15.4	41.6
	141#	CJ5	1 284	1 466	2 012	14.2	56.7
	152#	ZK3	1 264	1 458	1 943	15.4	53.7
04-02 地块	61#	AZ2	1 381	1 645	1 830	19.1	32.5
	130#	AJ3	1 380	1 644	1 826	19.1	32.3
	390#	AZ5	1 400	1 663	1 858	18.8	32.7
	404#	AJ6	1 390	1 650	1 843	18.7	32.6
	16#	AZ1	1 366	1 626	1 797	19.0	31.6
	82#	AJ2	1 389	1 649	1 840	18.7	32.5
	253#	AJ4	1 394	1 660	1 852	19.1	32.9
	355#	AJ7	1 388	1 649	1 834	18.8	32.1
	278#	AJ4	521	609	693	16.9	33.0
	306#	AZ3	525	611	696	16.4	32.6
	382#	AJ5	516	602	685	16.7	32.8
	10#	AJ1	510	596	680	16.9	33.3
	265#	AZ4	519	614	693	18.3	33.5
	294#	AJ3	508	596	672	17.3	32.3
04-03 地块	18#	Z5	1 154	1 378	1 572	19.4	36.2
	31#	CJ2	1 146	1 356	1 545	18.3	34.8
	69#	Z3	1 142	1 370	1 559	20.0	36.5
	89#	Z4	1 143	1 375	1 575	20.3	37.8
	111#	J5	1 149	1 357	1 545	18.1	34.5
	186#	J8	1 147	1 362	1 531	18.7	33.5
	206#	J4	614	721	825	17.4	34.4
	211#	Z4	619	740	856	19.6	38.3
北港	3#	CBJ8	878	1 016	1 156	15.7	31.7
	22#	CBz1	862	992	1 111	15.1	28.9
塘港	11#	AZ6	1 181	1 498	1 908	26.8	61.6
	27#	AZ7	1 175	1 487	1 928	26.6	64.1

沉积地质单元6根抗拔桩承载力 R_{ud} 比A方法提高4.8%~10.2%,古河道地质单元8根抗拔桩 R_{ud} 比A方法提高16.4%~19.6%。

(6)C方法计算正常沉积地质单元19根抗压桩 R_d 比A方法提高28.9%~64.1%,古河道地质单元14根抗压桩 R_d 比A方法提高31.6%~37.8%,正常沉积地质单元6根抗拔桩 R_{ud} 比A方法提高23.2%~27.7%,古河道地质单元8根抗拔桩 R_{ud} 比A方法提高32.3%~38.3%。

(7)勘察阶段一般没有试桩成果做参考,在静力触探试验成果 P_s 数据丰富、统计变异系数小的情况下,B方法、C方法均可作为的基桩承载力设计依据,两种计算方法可靠性、经济适宜性都较好,C方法承载力设计参数更优越、更经济节省。

(8)在条件允许时建议进行为设计提供依据的破坏性试桩,能准确测定桩基承载力特征值,比常规勘察提供的桩基承载力特征值可提高一倍,经济效益会大幅提高。如条件不允许,建议采用C方法进行桩基承载力设计,则可靠性和经济效益都有显著提高,其次采用B方法设计。

参考文献:

[1] 朱合华,谢永健,王怀忠.上海软土地基超长打入PHC桩工程性状研究[J].岩土工程学报,2004,26(6):745-749.
[2] 赵瑞青.桥梁桩基承载力试验分析[J].山东交通科技,2022(4):

104-106.
[3] 王峥辉.某超大吨位锚桩法静载试验及数值模拟研究[J].山西建筑,2023,49(14):100-103.
[4] 郝龙龙,武坤伦,王利春.桩基竖向抗压静载试验及理论研究[J].路基工程,2022(3):98-102.
[5] 刘举,王政.基于载荷试验振沉钢管桩承载力计算方法研究[J].城市道桥与防洪,2024(6):263-266;284.
[6] 新梅,马广路.G314线公路桥梁单桩承载力的数值模拟研究[J].内蒙古公路与运输,2015(3):22-24.
[7] 王新岐,杨晓蓉.天津某水泥搅拌工程桩静载抗压极限承载力测算[J].城市道桥与防洪,2010(11):37-38;50.
[8] 孙雅珍,刘畅,卞荣,等.软土地区小型预制桩承载特性模型试验研究[J].地下空间与工程学报,2018,14(2):355-361.
[9] 解仁伟.西北地区桩基础承载力试验研究[J].公路,2005(12):37-40.
[10] 常聚友.高速铁路桥梁桩基静载试验研究[J].路基工程,2010(5):104-106.
[11] 翟东.软土地区桥梁桩基础基于经济性的精细化设计方法探讨[J].中国市政工程,2024(1):144-148;162.
[12] 王丰平,高恩全,鲁彪,等.大门大桥主桥桩基桩端压浆及静载试验效应研究[J].城市道桥与防洪,2012(5):174-177.
[13] 何学会,倪浩,董林兵.考虑桩基极限沉降深度的荷载传递模型的研究[J].城市道桥与防洪,2024(5):239-243.
[14] 樊向阳,顾国荣,魏建华.上海地区用原位试验参数估算沉桩阻力的探讨[C]//第十一届全国土力学及岩土工程学术会议论文集.北京:中国土木工程学会,2011.
[15] 路家峰,顾国荣,杨石飞.静力触探估算单桩极限承载力计算方法研究[C]//2015城市地下空间综合开发技术交流会论文集.北京:《建筑结构》编辑部,2015.