

昆明地区静压桩承载力的探讨

张华明¹, 李志江²

(1.云南省地质矿产勘查开发局 814 队,云南 富民 650400; 2.云南国土建设工程总公司,云南 昆明 650041)

摘要:主要介绍了压桩力与单桩竖向极限承载力的关系,以及利用压桩力估算单桩竖向极限承载力的方法。在试桩阶段,位于饱和软土的摩擦桩,压桩力较低,桩的承载力主要来自土体恢复后桩侧的摩阻力。根据静载荷试验检测结果,用单桩竖向极限承载力除以压桩力,引出一个系数,称为压力比,通过分析比较,得出在昆明地区的正常压力比,静压预制管桩在 1.3~2 之间,静压预制方桩在 2.5~5 之间。用压桩力乘以压力比,可以估算单桩竖向极限承载力。还简要介绍了挤土效应和超孔隙水压力对桩的承载力的影响。在工程桩施工时,地层中的土体和孔隙水被挤压,形成孔隙水压力,会产生一个向上的浮力,导致已施工的桩上浮,单桩承载力显著降低。

关键词:静压桩;压桩力;单桩竖向极限承载力;压力比;挤土效应;超孔隙水压力;昆明地区

中图分类号:TU473 **文献标识码:**A **文章编号:**1672-7428(2019)05-0078-08

Bearing capacity of jacked piles in the Kunming region

ZHANG Huaming¹, LI Zhijiang²

(1.No.814 Team of Yunnan Bureau of Geology and Mineral Exploration and Development,
Fumin Yunnan 650400, China;

2.Yunnan National Territory Construction Engineering Corporation, Kunming Yunnan 650041, China)

Abstract: The relationship between the jacking force and the maximum vertical bearing capacity of a single pile is introduced with a method of estimating the maximum vertical bearing capacity of a single pile by use of the jacking force. In the stage of trial piling, friction piles in the saturated soft soil provide a low bearing capacity, since the bearing capacity of the pile is mainly determined by the frictional resistance on the pile sides after the soil is restored. According to results obtained from the static load test, a coefficient called pressure ratio can be derived through dividing the maximum vertical bearing capacity of a single pile by the jacking force on piles. By comparison, the normal pressure ratios are obtained for the Kunming area, which falls between 1.3 and 2 in the case of jacked prefabricated pipe piles, and between 2.5 and 5 in the case of jacked prefabricated square piles. The maximum vertical bearing capacity of a single pile can be estimated with multiplying the jacking force by the pressure ratio. The influence of the soil compaction effect and the excessive pore water pressure on the bearing capacity of piles is briefly introduced. Soil and pore water in the stratum are compacted in sinking the engineering piles, generating the pore water pressure which creates an upward buoyancy and causes the constructed piles to float; thus reducing the bearing capacity of the single pile.

Key words: jacked pile; jacking force on the pile; vertical bearing capacity of a single pile; pressure ratio; soil compaction effect; excessive pore water pressure; Kunming region

静压桩单桩承载力高,施工质量可靠,施工速度快,效率高,基础部分成本相对较低^[1-2]。昆明地区从 1998 年施工静压预制方桩,2002 年施工静压预制管桩,至今,静压桩施工技术在昆明已是成熟工

艺。设计单位和业主普遍采用,工艺比较流行,跟其他桩型相比已占据主导优势。但在实际施工中,设计、监理、甲方普遍认为:压桩力必须接近或达到设计极限承载力。

收稿日期:2018-08-21; 修回日期:2019-04-02 DOI:10.12143/j.tkgc.2019.05.014

作者简介:张华明,男,汉族,1973 年生,从事岩土工程施工、管理工作,云南省富民县大营镇,306859518@qq.com;李志江,男,彝族,1969 年生,高级工程师,探矿工程专业,从事岩土工程施工、管理工作,云南省昆明市西山区大商汇茶城 91 栋 2 单元 4 楼,1521500401@qq.com。

引用格式:张华明,李志江.昆明地区静压桩承载力的探讨[J].探矿工程(岩土钻掘工程),2019,46(5):78-85.

ZHANG Huaming, LI Zhijiang. Bearing capacity of jacked piles in the Kunming region[J]. Exploration Engineering (Rock & Soil Drilling and Tunneling), 2019,46(5):78-85.

因此经常遇到以下问题:

(1)在压试桩时,因压桩力小于设计值,要求将桩超送,直到压桩力接近设计值时为止,这样就给测桩造成了困难,也增加了测桩费用。

(2)在工程桩施工时,因压桩力小于设计值,要求增加桩长或将桩超送,直到压桩力接近设计值时为止。结果大部分桩的实际桩顶标高远低于设计标高,这样就产生了接桩,给承台施工造成困难。增加桩长或将桩超送都给建设方增加了成本。

(3)昆明地区静压桩施工,发生了多起浮桩质量事故。2007 年新南亚风情园发生浮桩^[3]。2008 年子君村经济适用房小区发生浮桩、桩位发生偏移。处理费用达 80 余万元。

为此,笔者总结了 10 余年静压桩的施工经验和体会,给出利用压桩力估算单桩竖向极限承载力的

方法,供相关人员参考。

1 单桩竖向极限承载力预估实例

大理全民健身中心位于点苍山东麓洪积扇前沿与高原湖沼堆积地貌相交地带,由西向东呈缓坡状展布。地基土由洪积、湖积地层组成。场地西部主要由冲洪积而成的粘性土、粉土(夹粉砂)、角砾等组成,局部受原始地形影响,形成透镜体状淤泥质土、有机质土及高压缩性的粘性土。场区东部均为湖相沉积的淤泥、淤泥质土及高压缩性的饱和软粘土、粉土组成,连续厚度达 50 余米。场区中部为上述两种成因的地层交错组成,垂直和水平方向均很复杂。总之,整个地层软硬不均,差异变化大。地层概况见表 1。

1.1 单桩竖向极限承载力预估

表 1 大理全民健身中心地层概况
Table 1 Geologic outline at Dali National Fitness Center

土层编号	土层名称	层厚/m	天然密度 $\rho/$ ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	压缩模量 $E_{s1-2}/$ MPa	固结快剪		承载力特征值 f_{ak}/kPa	砼预制桩	
					c_k/kPa	$\varphi/(\circ)$		q_{sik}/kPa	q_{pk}/kPa
②	粉质粘土	0.5~2.0	1.87	5.34	45.3	11.4	145	35	
② ₁	粘土	0.4~4.3	1.74	3.41	19.8	15.8	85	23	
② ₂	泥炭质土	0.3~3.3	1.49	2.05	26.5	11.0	60	15	
② ₃	粉土	0.3~3.5	1.88	5.00	30.0	19.0	125	28	
② ₄	角砾	0.3~2.2	2.00				200	85	
③	粉土	0.3~6.3	1.87	6.13			145	28	
③ ₁	淤泥	0.7~12.8	1.48	1.77	18.7	9.0	45	14	
③ ¹	粉质粘土	0.3~4.0	1.66	3.05	10.5	19.9	100	25	
③ ₁ ¹	粉土	0.3~2.7	1.72				120	24	
③ ₂	淤泥	0.5~5.4	1.59	2.58	30.0	8.9	80	18	
③ ₃	泥炭质土	0.9~2.5	1.56	2.09	29.8	11.1	60	17	
③ ₄	砾砂	0.3~2.6	1.96				190	75	
③ ₅	角砾	0.3~2.7	2.00				200	90	
④	粉土	0.4~11.0	1.81	6.02	38.3	19.5	170	38	2600
④ ¹	淤泥	1.4~20.3	1.60	2.40	21.0	10.2	65	15	
④ ₁	粉质粘土	0.4~5.6	1.75	4.48	48.7	12.0	125	30	
④ ₁ ¹	粘土	0.7~4.5	1.55	1.69	29.7	4.1	60	18	
④ ₂	砾砂	0.3~5.9	1.97				195	85	3600
④ ₂ ¹	粉土	0.4~2.0	1.72				125	26	
④ ₃	角砾	0.4~4.1	2.03				220	95	4300
④ ₄	淤泥	0.6~2.5	岩土勘察报告未提供参数						
⑤	粉土	0.5~14.3	1.85	5.50	40.0	9.6	180	42	3000

试桩结束后,应建设单位的委托,对 3 根试桩做承载力计算分析,结合实际压桩情况,根据笔者多年的施工经验,作土体恢复后单桩竖向极限承载力预估,见表 2。

根据承载力预估结果,对工程桩设计的建议:

(1) 选择 400 t(4000 kN)压桩机已能满足压桩要

求;(2) 应根据地层的分布规律合理确定桩长,单桩承载力不宜选择过高;(3) 应选择较厚的层位作为持力层。

1.2 静载荷试桩检测结果

大理全民健身中心试桩静载荷试验检测^[5]结果见表 3。

表 2 大理全民健身中心试桩单桩竖向极限承载力预估
Table 2 Estimating maximum vertical bearing capacity of
test single piles at Dali National Fitness Center

桩号	桩径/mm	勘察孔号	入土深度/m	压桩力/kN	计算桩长/m	持力层	计算极限承载力 ^[4] /kN	根据经验预估单桩极限承载力/kN
6	400×400	1011	25.5	1764	24.1	角砾④ ₃	1900	2700
7	400×400	1006	25.5	1964	24.7	角砾④ ₃	1500	3000
10	400×400	1012	27.0	784	23.8	粉土⑤	1500	2500
根据勘察的平均土层厚度计算					25.6	粉土⑤	2000	2500

1.3 数据分析

(1) 预估 3 根试桩的极限承载力基本接近静载荷试验压力值。

(2) 6 号、7 号试桩的桩端持力层为角砾层,其压桩力远高于 10 号试桩的粉土层。

(3) 3 根试桩虽然单桩竖向极限承载力相同,但 6 号、7 号试桩的沉降量比 10 号试桩低。

(4) 10 号试桩的压桩力与静载荷试验压力值差异较大,压力比为 3.83。

表 3 大理全民健身中心试桩静载荷试验检测结果

Table 3 Static load test results of test piles at Dali National Fitness Center

桩号	桩径/mm	桩长/m	休止天数/d	压桩力/kN	终止荷载/kN	对应沉降/mm	单桩竖向极限承载力/kN	极限承载力对应沉降量/mm	单桩极限承载力/压桩力(压力比)
6	400×400	25.5	26	1764	3000	12.98	≥3000	12.98	1.70
7	400×400	25.5	26	1964	3000	14.15	≥3000	14.15	1.53
10	400×400	27.0	21	784	3000	22.62	≥3000	22.62	3.83

2 实际工程中压桩力与单桩竖向极限承载力的关系 对南方公园、昆明三中呈贡新校、云南山瀑远程

基地、新南亚风情园等 4 个工程的压桩力与单桩竖向极限承载力的关系进行对比。各工程概况见表 4。

表 4 工程概况

Table 4 Project outline

工程名称	地点	地 层	简 述	备 注
南方公园	昆明滇池路	地基土成层条件较为复杂,地层结构为多层型。主要地层为粘土、淤泥质粘土、泥炭质土、粉土、粉质粘土、粉砂。粘土、粉土、粉质粘土交替出现。粉砂局部变相为粉土和细砂,粉土中含少量圆砾。地层内沉积有平均厚度达 6.3 m 的高压缩性、中—高灵敏度湖沼相淤泥质粘土及泥炭质土		打砂袋井
昆明三中呈贡新校	昆明呈贡	场地属昆明盆地东部边缘的剥蚀台地,主要地层为粘土、泥炭质土、粉土、含砾粘土、粉砂、粘土等组		打砂袋井
云南山瀑远程基地	昆明西苑	地貌属昆明西部冲湖积盆地地貌。主要地层为粘土、粉质粘土、粉土交替出现。粉土中含钙质结核,局部变相为粉砂。有机质土、泥炭质土呈透镜体赋存其中		打砂袋井
新南亚风情园	昆明呈贡	场地地貌属昆明冲湖积盆地地貌,地处盆地边缘。地层主要为粘土、泥炭质土、粉质粘土。粉土中含钙质结核,整个场地均有分布。泥炭质土分布广泛,厚度大。场地内地基土厚度变化大,均匀性差		

2.1 南方公园

南方公园地层情况见表 5。

由于缺钻孔剖面图,用平均地层厚度计算单桩竖向极限承载力^[4],桩长 26 m。

$$\begin{aligned} Q_{uk} &= Q_{sk} + Q_{pk} \\ &= u \sum q_{sik} L_i + q_{pk} A_p \\ &= 1115 + 118 = 1233 \text{ kN} \end{aligned}$$

式中: Q_{uk} ——单桩竖向极限承载力; Q_{sk} ——桩侧极限摩阻力总和; Q_{pk} ——桩端极限端阻力; u ——桩身周长; q_{sik} ——桩侧第 i 层土极限侧阻力标准值; L_i ——桩侧第 i 层土的厚度; q_{pk} ——桩端第 i 层土极限端阻力标准值; A_p ——桩端面积。

表 5 南方公园地层概况

Table 5 Geologic outline at South Park

层号	土层名称	平均厚度/m	状 态	承载力特征值	预 制 桩	
				f_{ak}/kPa	极限侧阻力标准值 q_{sik}/kPa	极限端阻力标准值 q_{pk}/kPa
②	粘土	1.57	可塑状、局部软塑	123	38	
③ ₁	淤泥质粘土	1.55	流塑状、局部软塑	45	15	
③ ₂	泥炭质土	4.85	流塑状、饱和	<40	19	
④ ₁	粉砂	3.13	结构稍密、饱和	150	52	
④ ₂	粉土	2.28	结构稍密、很湿	130	30	
④ ₃	粉质粘土	1.48	软塑—可塑状、很湿	135	32	
⑤	粘土	6.32	可塑、局部软塑、很湿	140	33	
⑤ ₁	粉土	1.08	结构稍密、很湿	140	40	
⑥ ₁	粉砂	2.56	稍密—中密、饱和	165	55	
⑥ ₂	粉质粘土	1.18	可塑、局部软塑、很湿	150	35	940

单桩极限承载力取 1200 kN,单桩承载力特征
值取 600 kN。工程桩静载荷试验检测结果见表 6。
由表 6 可知,压力比为 1.36~5.33。

2.2 昆明三中呈贡新校
昆明三中呈贡新校试桩静载荷试验检测结果见
表 7。

表 6 南方公园工程桩静载荷试验检测结果
Table 6 Static load test results of engineering piles at South Park

桩号	栋号	桩型/mm	桩长/ m	压桩力/ kN	终止荷载/ kN	最终沉降 量/mm	单桩极限承载 力取值/kN	极限承载力对 应沉降量/mm	单桩极限承载力/压桩力 (压力比)
7	1	PC-A400(80)	26	880	1200	14.41	1200	14.41	1.36
75	2	PC-A400(80)	25	225	1200	17.34	1200	17.34	5.33
83	3	PC-A400(80)	25	880	1200	13.69	1200	13.69	1.36
73	3A	PC-A400(80)	26	225	1200	24.67	1200	24.67	5.33
59	5	PC-A400(80)	24	800	1200	16.98	1200	16.98	1.50
65	6	PC-A400(80)	24	752	1200	28.80	1200	28.80	1.60
73	7	PC-A400(80)	24	720	1200	12.42	1200	12.42	1.67
78	8	PC-A400(80)	24	800	1200	14.02	1200	14.02	1.50
97	8	PC-A400(80)	24	800	1200	38.55	1200	38.55	1.50
65	9	PC-A400(80)	24	875	1200	15.15	1200	15.15	1.37
41	10	PC-A400(80)	26	640	1200	18.04	1200	18.04	1.88
83	11	PC-A400(80)	26	560	1200	13.56	1200	13.56	2.14
101	12	PC-A400(80)	26	640	1200	23.09	1200	23.09	1.88
27	15	PC-A400(80)	26	652	1200	13.68	1200	13.68	1.84

表 7 昆三中呈贡新校试桩静载荷试验检测结果
Table 7 Static load test results of test piles at Kunming No.3 Middle School Chengong New Campus

桩号	桩型	桩长/ m	休止天数/ d	压桩力/ kN	单桩竖向极限 承载力/kN	极限承载力对 应沉降量/mm	单桩极限承载力/压桩力 (压力比)
文体楼 1	PC-A400(95)	30	27	1125	1620	19.00	1.44
文体楼 2	PC-A400(95)	30	28	1500	1980	24.63	1.32
文体楼 3	PC-A400(95)	30	26	1250	1600	20.65	1.28
文体楼 4	PC-A400(95)	30	29	1125	1800	17.86	1.60
文体楼 5	PC-A400(95)	30	30	1250	2000	20.02	1.60
文体楼 6	PC-A400(95)	30	31	1250	1800	19.47	1.44
文体楼 7	PC-A400(95)	30	37	1250	1800	19.79	1.44
文体楼 8	PC-A400(95)	30	38	1250	1800	20.53	1.44
男生楼 1	PC-A400(95)	28	33	1125	2200	22.89	1.96
男生楼 2	PC-A400(95)	28	32	1125	1980	17.83	1.76
男生楼 3	PC-A400(95)	28	31	1125	2000	21.84	1.78
男生楼 4	PC-A400(95)	28	36	1125	2200	20.65	1.96
男生楼 5	PC-A400(95)	28	34	1125	2200	21.01	1.96
男生楼 6	PC-A400(95)	28	35	1125	2200	21.30	1.96
科技行政楼 1	PC-A400(95)	26	29	1000	1980	17.58	1.98
科技行政楼 2	PC-A400(95)	26	29	875	1980	18.83	2.26
科技行政楼 3	PC-A400(95)	26	30	1250	2200	21.12	1.76
科技行政楼 4	PC-A400(95)	26	32	1000	1980	19.23	1.98
科技行政楼 5	PC-A400(95)	26	31	1000	1980	17.69	1.98
运动场看台 1	PC-A400(95)	15	30	375	1100	19.89	2.93
运动场看台 2	PC-A400(95)	15	32	375	1100	19.82	2.93
运动场看台 3	PC-A400(95)	15	29	375	880	16.11	2.35

由表 7 可知,压力比为 1.28~2.93,正常压力
比为 1.30 以上。

2.3 云南山瀑远程基地

云南山瀑远程基地地层情况见表 8。
根据岩土勘察报告,选取 12 个勘察孔的地层剖
面图,计算单桩竖向极限承载力,见表 9。

表8 云南山瀑远程基地地层概况

Table 8 Geologic outline at Yunnan Shanba Remote Base

层号	土层名称	平均厚度/ m	土的状态		承载力特征值 $f_{ak}/$ kPa	预 制 管 桩	
			e 平均值	I_L 平均值		极限侧阻力标准值 $q_{sik}/$ kPa	极限端阻力标准值 $q_{pk}/$ kPa
①	杂填土	2.31	1.35	0.14	100		
② ₁	粘土	1.62	0.97	0.38	160	68	
② ₁ ^a	有机质土	1.33	1.59	0.78	50		
② ₂	粘土	2.33	1.07	0.59	150	55	
② ₂ ^a	粘土	0.49	1.33	0.52	130	60	
③ ₁	粉质粘土	1.83	0.99	0.71	140	62	
③ ₁ ^a	粉土	1.65	0.63	0.45	170	70	
③ ₂	粉土	1.85	0.74	0.54	160	75	
③ ₂ ^a	粘土	1.52	1.08	0.60	140	60	
③ ₂ ^b	有机质土	0.72	1.77	1.20	50		
③ ₃	粉质粘土	2.50	0.94	0.53	150	75	2500
③ ₃ ^a	粉土	1.79	0.67	0.65	150	70	
③ ₄	粉土	2.81	0.74	0.73	160	65	3300
③ ₄ ^a	粉质粘土	1.33	0.93	0.81	140	40	
③ ₄ ^b	泥炭质土	0.70	1.11	0.59	65		
④ ₁	粉质粘土	1.99	1.04	0.63	130	60	

表9 云南山瀑远程基地计算单桩竖向极限承载力

Table 9 Calculating maximum vertical bearing capacity of the single piles at Yunnan Shanba Remote Base

勘察孔号	持力层	计算桩径/ mm	计算桩长/ m	计算桩侧极限摩阻力总和 $Q_{sk}/$ kN	计算桩端极限端阻力 $Q_{pk}/$ kN	计算单桩竖向极限承载力 $Q_{uk}/$ kN
ZK1	③ ₄ 粉土	Ø400	24.6	2590	528	3118
ZK2	③ ₄ 粉土	Ø400	24.6	2529	528	3057
ZK6	③ ₃ 粉质粘土	Ø400	24.6	2579	400	2979
ZK9	③ ₄ 粉土	Ø400	24.6	2484	528	3012
ZK10	③ ₄ 粉土	Ø400	24.6	2345	528	2873
ZK22	③ ₃ 粉质粘土	Ø400	24.6	2429	400	2829
ZK24	③ ₄ 粉土	Ø400	24.6	2473	528	3001
ZK25	③ ₄ 粉土	Ø400	24.6	2483	528	3011
ZK26	③ ₃ 粉质粘土	Ø400	24.6	2490	400	2890
平均				2489	485	2974
ZK13	③ ₄ 粉土	Ø400	30.6	3057	528	3585
ZK16	③ ₄ 粉土	Ø400	30.6	3009	528	3537
ZK18	③ ₄ 粉土	Ø400	30.6	3231	528	3759

云南山瀑远程基地试桩静载荷试验检测结果见表10。

数据分析如下:

(1)以上试桩符合土体恢复后,端阻力和摩阻力共同发挥作用这一规律。

(2)A-2号试桩,静载荷试验压力值是压桩力的10.41倍,其摩阻力已发挥到极致。除了D-2试桩压桩力略显偏高外,其余7根桩的承载力主要是

表10 云南山瀑远程基地试桩静载荷试验检测结果

Table 10 Static load test results of test piles at Yunnan Shanba Remote Base

桩号	桩径/ mm	桩长/ m	休止天数/ d	压桩力/ kN	单桩竖向极限承载力/ kN	极限承载力对应沉降量/ mm	单桩极限承载力/压桩力 (压力比)
D-1	400×400	24.6	30	640	3300	32.65	5.16
D-2	400×400	24.6	29	1280	3300	29.22	2.58
A-1	400×400	30.6	26	480	3700	35.66	7.71
A-2	400×400	30.6	27	320	3330	32.97	10.41
A-3	400×400	30.6	28	640	3700	36.85	5.78
B-1	400×400	24.6	25	480	2400	30.84	5.0
B-2	400×400	24.6	23	480	2400	32.36	5.0
B-3	400×400	24.6	22	480	2400	34.26	5.0

桩周的摩阻力在起作用。说明在饱和软土地层,土体恢复后,桩的承载力增长较大,压力比高。

(3)压力比为2.58~10.41。

(4)表9中,计算的平均桩端极限端阻力 Q_{pk} 为485 kN,几乎与表10中A-1、B-1、B-2、B-3的压桩力480 kN相同。即说明在饱和软土地层,压桩力几乎就是桩的端阻力。

2.4 新南亚风情园^[3]

新南亚风情园地层情况见表11。

表11 新南亚风情园地层概况

Table 11 Geologic outline at New South Asia Folk Garden

层号	土层名称	平均厚度/ m	状 态	承载力		
				特征值 $f_{ak}/$ kPa	极限侧阻力标准值 $q_{sik}/$ kPa	极限端阻力标准值 $q_{pk}/$ kPa
② ₃	粘土	3.70	可塑状、中压缩性	170	65	
③ ₁	粘土	2.55	可塑状、高压缩性	140	55	
③ ₂	泥炭质土	2.05	软塑状、高压缩性	100	30	
③ ₃	粘土	2.57	可塑状、中压缩性	150	40	
③ ₄	泥炭质土	3.25	软一流塑、高压缩性	110	30	
③ ₅	粘土	3.12	可塑状、中压缩性	160	60	
③ ₆	粉质粘土	4.67	可塑状、中压缩性	180	70	
③ ₇	粉质粘土	4.09	可塑状、中压缩性	170	50	
③ ₈	粉质粘土	3.00	可塑状、中压缩性	180	60	1300

由于缺钻孔剖面图,用平均地层厚度计算单桩竖向极限承载力,桩长29 m。

$$\begin{aligned}
 Q_{uk} &= Q_{sk} + Q_{pk} \\
 &= u \sum q_{sik} L_i + q_{pk} A_p \\
 &= 2419 + 255 = 2674 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

单桩竖向极限承载力取2600 kN,单桩承载力特征值取1300 kN。

2.4.1 试桩静载荷试验检测结果

新南亚风情园基础设计为静压预制管桩,试桩静载荷试验检测结果见表 12。

表 12 新南亚风情园试桩静载荷试验检测结果

Table 12 Static load test results of test piles at New South Asia Folk Garden

项目名称	桩号	桩长/m	桩径/mm	壁厚/mm	单桩极限承载力/kN	极限承载力对应沉降量/mm
公寓	1	32	500	100	3150	20.21
	2	32	500	100	2520	9.84
	3	32	500	100	2835	15.74
	4	32	500	100	2835	16.29
	5	32	500	100	3150	18.41
	6	32	500	100	3150	17.02
宾馆	1	35	500	100	2835	15.74
	2	35	500	100	3150	16.27
	3	29.5	500	100	2835	15.13
	4	36	500	100	2835	14.76
	5	35	500	100	2835	15.04
	6	34.23	500	100	3150	19.48
	7	33.27	500	100	3150	17.01
	8	35.4	500	100	2835	16.49

注:试桩顶平自然地面,宾馆有 4 根截桩。而工程桩是在-4 m 左右的基坑内施工。

2.4.2 工程桩检测结果

2007 年 10 月工程桩施工完毕,11 月承台土方开挖,宾馆和公寓预先各抽取 2 根桩做静载荷试验,检测结果见表 13。

表 13 新南亚风情园工程桩静载荷试验检测结果

Table 13 Static load test results of engineering piles at New South Asia Folk Garden

项目名称	桩号	桩长/m	压桩力/kN	设计预估承载力/kN	最大加载/kN	最大沉降/mm	单桩竖向极限承载力/kN	极限承载力对应沉降量/mm	判断结果
公寓	56	27	3300	2900	2030	46.76	1740	5.75	已破坏
	77	27	2875	2900	2030	61.24	1740	5.90	已破坏
宾馆	576	29	2860	2900	1450	44.58	1160	4.97	已破坏
	491	29	2860	2900	1450	44.43	1160	8.56	已破坏

从以上数据判断:单桩极限承载力远远小于压桩力,也小于计算的单桩极限承载力 2600 kN,已发生浮桩。

2.4.3 浮桩的主要原因和预防措施

在压桩时,地层中的孔隙水(土体)被挤压,形成孔隙水压力,产生一个向上的浮力,导致已施工的桩上浮,桩的端阻力丧失,摩阻力损失,单桩承载力显著降低^[6-7]。

预防措施^[8]:(1)施工砂袋井,释放孔隙水压力;

(2)引孔取土,取出地层中部分土体,减小挤土效应;(3)控制施工速度,采取合理的施工顺序(打桩先深后浅,送桩先深后浅,打桩先中间后周边、先大桩后小桩、跳打)。

2.4.4 复压后检测结果

根据小应变检测和静载荷试验结果(见表 14、15),复压完全达到了预期效果。

表 14 新南亚风情园复压后小应变检测结果

Table 14 Small-strain test results after re-jacking at New South Asia Folk Garden

项目名称	检测日期	桩数/根	Ⅰ类桩		Ⅱ类桩		判定结果
			数量/根	所占比例/%	数量/根	所占比例/%	
公寓	2007-12-16	45	41	91.11	4	8.89	合格
	2007-12-18	126	116	92.06	10	7.94	合格
	2007-12-20	111	103	92.79	8	7.21	合格
	2007-12-24	130	117	90.00	13	10.00	合格
	2007-12-25	122	110	90.16	12	9.84	合格
	2007-12-27	36	32	88.89	4	11.11	合格
	2007-12-28	57	47	82.46	10	17.54	合格
	2007-12-29	80	75	93.75	5	6.25	合格
宾馆	2008-01-21	166	154	92.77	12	7.23	合格
	2008-01-25	73	68	93.15	5	6.85	合格

表 15 新南亚风情园复压后静载荷试验检测结果

Table 15 Static load test results after re-jacking at New South Asia Folk Garden

项目名称	桩号	桩长/m	设计预估承载力/kN	终止荷载/kN	最大沉降/mm	单桩竖向极限承载力/kN	极限承载力对应沉降量/mm	判断结果
公寓	499	27	2900	2900	21.35	2900	21.35	未破坏
	519	27	2900	2900	20.34	2900	20.34	未破坏
	49	27	2900	2900	19.53	2900	19.53	未破坏
	161	27	2900	2900	19.69	2900	19.69	未破坏
	215	27	2900	2900	20.56	2900	20.56	未破坏
	327	27	2900	2900	19.24	2900	19.24	未破坏
	339	27	2900	2900	20.05	2900	20.05	未破坏
	713	29	2900	2900	16.03	2900	16.03	未破坏
宾馆	438	29	2900	2900	20.44	2900	20.44	未破坏
	635	29	2900	2900	17.81	2900	17.81	未破坏
	167	29	2900	2900	22.12	2900	22.12	未破坏
	574	29	2900	2900	19.52	2900	19.52	未破坏

3 压桩力与单桩竖向极限承载力的关系分析

(1)压桩力是压桩终止瞬间所显示的荷载,是为克服桩端土层阻力和桩周土摩阻力所施加的作用在桩顶上的压力。而单桩极限承载力是指桩能抵抗上部结构长期荷载作用而处于稳定状态的能力,它取决于土对桩的支承阻力和桩身材料强度。

(2)压桩力和承载力的关系随不同地区的地层而变化,并无确定的比率。但对于不同地区的相似地层,还是有规律可循,可作参考和借鉴^[9-10]。

在试桩阶段,处于饱和软土(粉土、粘土、粉质粘土等地层)的摩擦桩,对于预制桩来说,在压桩的瞬间,摩阻力已被克服,趋于最小,主要为端阻力,等于说当时压桩力基本上就是端阻力,一般压桩力较小。等到土体休止期过后,孔隙水压力消散,土体重新固结和内聚力的再恢复,即摩阻力恢复,桩的承载力增长较大,桩的承载力主要来自土体恢复后桩侧的摩阻力^[11-13]。

由于收集的检测数据有限,要定量分析压桩力与承载力的关系,难度较大,只能限于局部。本文引入一个“压力比”的概念,即单桩极限承载力与压桩力的比值。在昆明地区,静压预制管桩:正常压力比在1.3~2之间;静压预制方桩:正常压力比在2.5~5之间。若压桩力大,则压力比取小值,压桩力小,则压力比取大值。在施工中,可以用压桩力乘以压力比,估算单桩竖向极限承载力,此估算值应大于或等于计算的单桩竖向极限承载力,可用于指导施工。

若桩端置于圆砾、砾砂、粉砂等砂性土地层,由于其极限端阻力标准值 q_{pk} 比较大,所以压桩力比较高,有的接近甚至超过单桩竖向极限承载力。

(3)试桩施工时,挤土效应不明显,压桩力小,桩的承载力高。但工程桩施工时,已产生挤土效应,压桩力肯定要比试桩施工时增高。根据大量的工程实践,普遍出现试桩时承载力高,而工程桩压桩力高、承载力低的现象。在工程桩施工时,若未采取有效的减小挤土效应和超孔隙水压力释放的措施^[14-15],桩的承载力会普遍降低。

(4)压桩力与单桩极限承载力的关系是施工、监理、检测、设计等各方值得研究的问题。

在早期,设计文件规定:试桩的静载荷试验,不允许压至破坏。都普遍认为:当桩的沉降量 >40 mm后,桩就破坏了,就是废桩,不能满足设计要求。这明显就是一个错误的概念。

实际上,若试桩做破坏性试验,经过15~25 d休止期^[5],当桩侧摩阻力恢复后,端阻力和摩阻力共同发挥作用,桩的承载力不受影响。

所以,现目前桩基设计文件允许试桩压至破坏。

(5)《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)^[4] 7.5.9

第2条:“终压连续复压次数应根据桩长及地质条件等因素确定。对于入土深度 ≥ 8 m的桩,复压次数可为2~3次,对于入土深度 < 8 m的桩,复压次数可为3~5次。”第3条:“稳压压桩力不得小于终压力,稳压压桩的时间宜为5~10 s。”

但实际施工中,压桩终了大部分桩都是以标高控制,极少用压桩力控制。都不进行复压和稳压操作。所以7.5.9的第2、3条值得商榷。

4 结语

在桩基设计和施工中,如果掌握了单桩极限承载力的计算方法和在饱和土地层中压桩力和单桩极限承载力的关系,就可以根据压桩力估算单桩极限承载力。在不增加桩长的前提下,充分发挥桩在土体恢复后承载力的增长潜力,让桩的承载力最大限度的发挥出来。使桩基设计、施工更趋于科学合理,减少桩数,降低成本,对于指导施工、减少投资具有重要的意义。

参考文献(References):

- [1] 毛国江,孙洪,毕强,等.静压桩施工利弊刍议[J].探矿工程(岩土钻掘工程),2010,37(7):50-55.
MAO Guojang, SUN Qi, BI Qiang, et al. On the advantages and disadvantages of static pressure pile construction[J]. Exploration Engineering (Rock & Soil Drilling and Tunneling), 2010,37(7):50-55.
- [2] 杨文华.确保静压桩施工质量的措施[J].探矿工程(岩土钻掘工程),2004,31(10):29-31.
YANG Wenhua. Measures to ensure quality of statically pressured piles[J]. Exploration Engineering (Rock & Soil Drilling and Tunneling), 2004,31(10):29-31.
- [3] 李志江.昆明新南亚风情园静压桩浮桩原因及复压法处理技术[J].探矿工程(岩土钻掘工程),2009,36(4):55-58.
LI Zhijiang. Cause of static pressure pile floating and repressing treatment[J]. Exploration Engineering (Rock & Soil Drilling and Tunneling), 2009,36(4):55-58.
- [4] JGJ 94—2008,建筑桩基技术规范[S].
JGJ 94—2008, Technical code for building pile foundations [S].
- [5] JGJ 106—2014,建筑桩基检测技术规范[S].
JGJ 106—2014, Technical code for testing of building foundation piles[S].
- [6] 蔺刚,潘永波,马晓丹.应力释放孔法保护静压桩施工周边环境的应用实例[J].探矿工程(岩土钻掘工程),2007,34(4):17-18.
LIN Gang, PAN Yongbo, MA Xiaodan. Application example of holes to release stress for environment protection in static pressing pile construction[J]. Exploration Engineering (Rock & Soil Drilling and Tunneling), 2007,34(4):17-18.

- [7] 黄兴怀, 王国强. 长江漫滩某静压桩承载力出现偏差的原因分析及处理[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2005, 32(1): 10—12.
HUANG Xinghuai, WANG Guoqiang. Analysis and measure of bearing capacity deficiency in one static-press pile at the side of Yangtse River[J]. Exploration Engineering (Rock & Soil Drilling and Tunneling), 2005, 32(1): 10—12.
- [8] 张忠苗, 辛公锋, 俞洪良, 等. 软土地基管桩挤土浮桩与处理方法研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(5): 549—552.
ZHANG Zhongmiao, XIN Gongfeng, YU Hongliang, et al. Study on floating pipe piles and disposal measures in soft soil foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(5): 549—552.
- [9] 赵建平, 周峰, 宰金珉, 等. 软土地区预制桩单桩最终极限承载力估算方法[M]. 重庆建筑大学学报, 2005, 27(6): 44—48.
ZHAO Jianping, ZHOU Feng, ZAI Jinmin, et al. An approach for estimating the final ultimate-bearing capacity of driven pile in soft clay[M]. Journal of Chongqing Architecture University, 2005, 27(6): 44—48.
- [10] 高红影, 左宏亮, 庄超. 大庆粘性土地区静压PHC管桩竖向极限承载力与终压力关系研究[J]. 低温建筑技术, 2011, 33(4): 102—103, 120.
GAO Hongying, ZUO Hongliang, ZHUANG Chao. Study on relationship of vertical ultimate bearing capacity and final pressure of jacked-in PHC pipe pile in Daqing cohesive soil region[J]. Low Temperature Architecture Technology, 2011, 33(4): 102—103, 120.
- [11] 李永. 打入式基桩承载力的时间效应分析[J]. 土工基础, 2011, 25(3): 30—32.
- LI Yong. Time-dependent effect of bearing performance in driven pile[J]. Soil Engineering and Foundation, 2011, 25(3): 30—32.
- [12] 王林金. 杭州粘性土持力层静压管桩终压力探讨[J]. 山西建筑, 2014, 40(9): 42—43.
WANG Linjin. Investigation on ultimate pressure of static pressure pipe pile in cohesive bearing stratum in Hangzhou[J]. Shanxi Architecture, 2014, 40(9): 42—43.
- [13] 吴群昌, 姜规模. 西安静压管桩终压力与单桩极限承载力关系探讨[J]. 城市勘测, 2013, (6): 168—171.
WU Qunchang, JIANG Guimo. Study on the relationship between static pressing pipe pile end pressure and single pile vertical ultimate bearing capacity of Xi'an city[J]. Urban Geotechnical Investigation & Surveying, 2013, (6): 168—171.
- [14] 宰金珉, 王伟, 王旭东, 等. 静压桩引起的超孔隙水压力及单桩极限承载力预测[J]. 工业建筑, 2004, 34(8): 33—35.
ZAI Jinmin, WANG Wei, WANG Xudong, et al. Prediction of excess pore water pressure resulted from static pressed pile and time-dependent pile ultimate bearing capacity[J]. Industrial Construction, 2004, 34(8): 33—35.
- [15] 丁博. 软土地基桩基施工挤土效应影响分析[J]. 江苏建筑, 2016, 175(2): 90—94.
DING Bo. Analysis on the influence of soil compaction effect of pile foundation in soft soil area[J]. Jiangsu Architecture, 2016, 175(2): 90—94.

(编辑 周红军)

(上接第71页)

- [15] 朱安龙, 张胤, 戴妙林, 等. 基于FLAC3D数值模拟的让压锚索边坡加固机理研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(4): 713—719.
ZHU Anlong, ZHANG Yin, DAI Miaolin, et al. Reinforcement mechanism of slopes with yielding anchor cables based on numerical simulation of FLAC3D[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(4): 713—719.
- [16] 李坛, 赵其华, 梁璋彬, 等. 利用FLAC3D软件对旁扩CFG桩复合地基承载性能的研究[J]. 岩土工程界, 2007, (12): 24—26.
LI Tan, ZHAO Qihua, LIANG Zhangbin, et al. Study on bearing capacity of compacted CFG pile composite foundation by FLAC3D software[J]. Geotechnical Engineering, 2007, (12): 24—26.
- [17] 杨涛, 蔡佳豪, 康健, 等. 基于FLAC3D的贵州某高填方边坡稳定性分析[J]. 路基工程, 2018, (5): 59—64.
YANG Tao, CAI Jiahao, KANG Jian, et al. Stability analysis of a high fill slope based on FLAC3D in Guizhou[J]. Subgrade Engineering, 2018, (5): 59—64.
- [18] 刘建锋. 基于FLAC3D的大采高工作面过向斜构造的矿压显现规律[J]. 能源与环保, 2018, 40(10): 207—210.
LIU Jianfeng. Strata behavior regularity of over-diagonal structures of large mining height working face based on
- FLAC3D[J]. China Energy and Environmental Protection, 2018, 40(10): 207—210.
- [19] 张如林, 楼梦麟. 基于FLAC3D的斜入射地震波作用的数值模拟方法研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(S1): 22—27.
ZHANG Rulin, LOU Menglin. Study on numerical simulation of obliquely incident seismic waves based on FLAC3D[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(S1): 22—27.
- [20] 曾杰. 基于FLAC3D的矿山高边坡稳定性模拟研究[J]. 世界有色金属, 2018, (2): 246—247.
ZENG Jie. Study on stability simulation of high slope based on FLAC3D[J]. World Nonferrous Metals, 2018, (2): 246—247.
- [21] 高广运, 蒋建平, 顾宝和. 同场地扩底桩和直桩的对比研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, (3): 502—506.
GAO Guangyun, JIANG Jianping, GU Baohe. Comparative study on belled and equal-diameter piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, (3): 502—506.
- [22] 洪鑫. 单桩静荷载试验的理论模拟及影响因素分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(1): 176—183.
HONG Xin. Theoretical simulation and factors for static loading tests on a single pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(1): 176—183.

(编辑 周红军)