

文章编号: 1000-7598-(2006) 09-1596-05

用双曲线法预测挤扩支盘桩的极限承载力

高笑娟^{1,2}, 朱向荣¹

(1. 浙江大学 岩土所, 杭州 310027; 2. 河南科技大学 建筑工程学院, 洛阳 471003)

摘 要: 双曲线法能够比较好地预测 $P-s$ 曲线为缓变型的桩基的极限承载力。根据 7 根挤扩支盘桩的实测 $P-s$ 曲线, 用双曲线法预测了支盘桩的极限承载力。结果表明在极限加载范围内, 双曲线法同样适用于挤扩支盘桩, 拟合双曲线与实测的曲线比较吻合, 预测的结果对工程实际有一定的价值。

关 键 词: 双曲线法; 挤扩支盘桩; 极限承载力

中图分类号: TU 473.1[†]

文献标识码: A

Forecasting ultimate bearing capacity of single squeezed branch pile by hyperbola method

GAO Xiao-juan^{1,2}, ZHU Xiang-rong¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China;

2. College of Architecture Engineering, Henan University of Science and Technology, Luoyang 471003, China)

Abstract: Hyperbola method can be used to predict the ultimate bearing capacity of pile, of which $P-s$ curve is an adjustment curve. The ultimate bearing capacity of squeezed branch pile is predicted based on seven piles from two different sites by hyperbola method. The results indicate that the predicted curve is agree well with the field measurement curve below ultimate load; the hyperbola method is also suitable for squeezed branch pile; and the predicted results can be used in practice.

Key words: hyperbola method; squeezed branch pile; ultimate bearing capacity

1 前 言

确定单桩极限承载力是桩基设计的基础, 合理地评价和确定单桩极限承载力关系到整个工程是否安全与经济。确定单桩极限承载力有静载荷试验、动力测试、静力触探法和经验公式等多种方法, 而静载荷试验是目前最直观、最可靠的方法, 也是我国规范规定的方法。然而在工程实践中, 由于荷载装置、试桩费用、工程施工进度以及试验终止条件等限制, 未能将试桩压至破坏, 所得的 $P-s$ 曲线是不完整的, 不能直接得到单桩极限承载力。此时, 如何利用已获得的实测数据, 合理地预测单桩极限承载力, 具有重大意义^[1~3]。对此, 国内外学者进行了大量研究, 提出了多种数学模型预测方法。常用的有指数方程法、对数曲线法、抛物线法、灰色预测法等。但是以前对桩承载力的预测只限于对一般灌注桩, 而支盘桩是一种新的桩型, 对它的极限

承载力一般是通过单桩静载荷试验的方法来确定, 通过预测的方法确定支盘桩的极限承载力的有关研究还比较少。这些理论上的方法能否适用于支盘桩, 预测的结果是否可靠, 都不得而知。因此, 用预测方法估计支盘桩的极限承载力具有十分重要的现实意义。

2 双曲线法的基本原理^[4]

假设试桩的 $P-s$ 曲线符合双曲线方程:

$$p = \frac{s}{ks + c} \quad (1)$$

式中 P 为桩顶荷载(t); s 为桩顶沉降(mm); k, c 为拟合参数。则桩的极限承载力 P_u 为

$$P_u = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{s}{ks + c} = \frac{1}{k} \quad (2)$$

经变换, 式 (1) 可以写成 $\frac{s}{P} = ks + c$ 。

收稿日期: 2004-11-29

作者简介: 高笑娟, 1973 年生, 女, 博士, 讲师, 主要从事岩土力学、基础工程等方面的教学和科研工作。Email: gao_xiaojly@sohu.com

令 $y = s/P$, $x = s$, 则有

$$y = kx + c \quad (3)$$

根据最小二乘法原理, 可以求出:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i - n \bar{x} \bar{y}}{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n \bar{x}^2} = \frac{l_{xy}}{l_{xx}}, \quad c = \bar{y} - k \bar{x}$$

及变异系数 $\gamma = \frac{l_{xy}}{\sqrt{l_{xx}} \sqrt{l_{yy}}}$ 。

其中: $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$, $\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$, $l_{yy} = \sum_{i=1}^n y_i^2 - n \bar{y}^2$ 。

Chin 氏曾进行过一系列的对比平行试验研究, 通过试验, Chin 氏发现了在 s/p 与 s 之间存在着非常好的线性关系, 并且在没有持续加荷直至破坏的情况下, 式 (3) 中的斜率倒数, 即 $1/k$ 会给出接近于观测值的破坏荷载。

根据 Chin 氏原理, 依据实际试桩资料, 推算灌注桩极限承载力的步骤如下:

(1) 根据试桩资料整理出 $P-s$ 曲线。

(2) 因 $P-s$ 曲线最初为直线段, 即弹性阶段, 不属于双曲线范围, 应将该段的 P, s 已知坐标值舍去, 不计入计算之列。

(3) 选取 $P-s$ 曲线中双曲线部分的 P, s 已知坐标值, 并剔除明显的不合理点, 按最小二乘法或用图解法计算公式 (3) 中的 k 值。计算时应至少已知 4 组可用的 P, s 数据, 以避免误差过大。

3 工程实例分析

本次预测的 7 根支盘桩取自两个不同的工地, 其中 1 号工地上有 73[#], 24[#], 50[#], 65[#] 4 根桩, 这 4 根桩由于各方面的原因, 实际承载力远远大于设计承载力, 静载荷试验只加载到设计承载力的 2 倍, 远远没有达到桩的极限承载力。2 号工地上有 1[#], 2[#], 3[#] 共 3 根桩, 试验过程和控制条件按照文献[5]的静载荷试验规定进行: 对于陡降型 $P-s$ 曲线取曲线发生明显陡降的起始点; 对于缓变型 $P-s$ 曲线一般可取沉降 40~60 mm 对应的荷载。本次预测取沉降量等于 40 mm 所对应的荷载为单桩极限承载力值。表 1 为两工地试验桩的基本参数。

根据现场测得的支盘桩 $P-s$ 曲线, 运用双曲线方法对 7 根桩的极限承载力进行预估, 结果见表 2。

根据表 2 的计算结果, 利用公式 $p = \frac{s}{ks + c}$ 画

出各桩的拟合 $P-s$ 曲线, 并且与实测曲线进行比较, 如图 1~图 7 所示。

表 1 试验桩的基本参数
Table 1 Parameters of test piles

桩号	桩长/m	桩径/mm	盘径/mm	支数	盘数
73 [#]	10	700	1 600		2
24 [#]	10	620	1 500		2
50 [#]	10	620	1 500		2
65 [#]	10	620	1 500		2
1 [#]	23	620	1 400	1	2
2 [#]	23	620	1 400	1	2
3 [#]	23	620	1 400	1	2

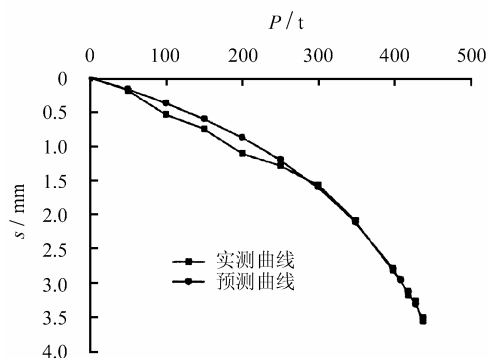


图 1 73[#]桩 $P-s$ 曲线
Fig.1 $P-s$ curve of pile #73

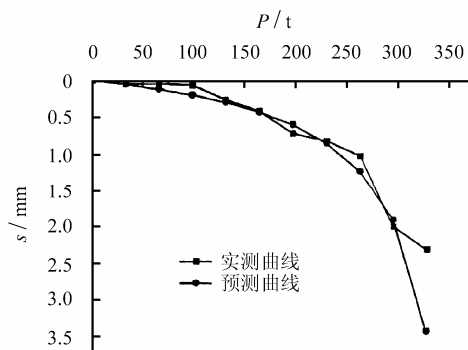


图 2 24[#]桩 $P-s$ 曲线
Fig.2 $P-s$ curve of pile #24

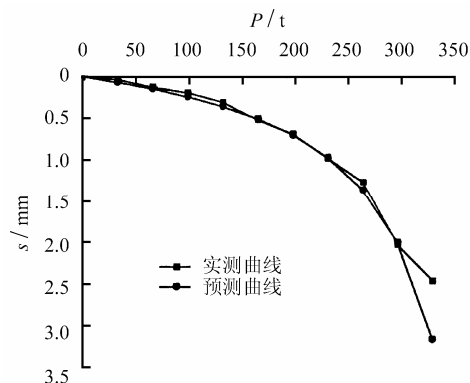


图 3 50[#]桩 $P-s$ 曲线
Fig.3 $P-s$ curve of pile #50

表 2 各桩的极限承载力预测
Table 2 Ultimate bearing capacity forecasted for piles

桩号	P/t	S/mm	S/P	k	c	$1/k$	$\Sigma k/n$	相关系数 γ	$P_{\max}/t$
73 [#]	250	1.27	0.005 080						
	300	1.55	0.005 167						
	350	2.08	0.005 943						
	400	2.80	0.007 000	0.001 310	0.003 275	763.118 8	0.001 388	0.990 346	722
	410	2.93	0.007 146	0.001 446	0.002 930	691.560 1		0.999 825	
	420	3.15	0.007 500	0.001 446	0.002 935	691.442 0		0.999 624	
	430	3.24	0.007 535	0.001 299	0.003 36 0	769.857 9		0.990 706	
	440	3.53	0.008 023	0.001 440	0.002 924	694.346 2		0.993 760	
24 [#]	132	0.25	0.001 894						
	165	0.40	0.002 424						
	198	0.70	0.003 535						
	231	0.80	0.003 463	0.003 077	0.001 175	325.013 0	0.002 614	0.980 325	387
	264	1.00	0.003 788	0.002 267	0.001 659	441.026 7		0.941 729	
	297	1.98	0.006 667	0.002 600	0.001 451	384.553 2		0.989 550	
	330	2.30	0.006 970	0.002 511	0.001 405	398.234 9		0.992 821	
50 [#]	132	0.30	0.002 273						
	165	0.52	0.003 152						
	198	0.69	0.003 485						
	231	0.98	0.004 242	0.002 819	0.001 533	354.751 8	0.002 456	0.990 601	410
	264	1.27	0.004 811	0.002 261	0.001 967	442.322 8		0.998 151	
	297	2.02	0.006 801	0.002 481	0.001 759	403.099 7		0.998 866	
	330	2.46	0.007 455	0.002 262	0.002 021	442.025 6		0.995 182	
65 [#]	99	0.19	0.001 919						
	132	0.26	0.001 970						
	165	0.34	0.002 061						
	198	0.57	0.002 879	0.002 649	0.001 307	377.538 5	0.002 273	0.968 464	454
	231	0.72	0.003 117	0.002 701	0.001 230	370.229 6		0.987 716	
	264	0.91	0.003 447	0.002 400	0.001 352	416.655 0		0.977 810	
	297	1.17	0.003 939	0.001 773	0.001 852	563.971 3		0.999 283	
	330	1.50	0.004 545	0.001 840	0.001 785	543.580 7		0.999 912	
1 [#]	150	2.28	0.015 200						
	180	3.09	0.017 167						
	210	4.03	0.019 190						
	240	5.50	0.022 917	0.002 383	0.009 742	419.667 4	0.002 39	0.999 493	419
	270	7.84	0.029 037	0.002 518	0.009 197	397.090 3		0.999 473	
	300	11.14	0.037 133	0.002 528	0.009 048	395.507 3		0.999 897	
	330	15.99	0.048 455	0.002 427	0.009 831	412.038 6		0.999 719	
	360	21.55	0.059 861	0.002 248	0.011 852	444.762 5		0.999 196	
	390	37.89	0.097 154	0.002 238	0.012 219	446.868 9		0.999 861	
2 [#]	80	1.00	0.012 500						
	120	1.87	0.015 583						
	160	2.84	0.017 750						
	200	4.00	0.020 000	0.002 452	0.010 505	407.786 4	0.002 506	0.989 683	399
	240	6.38	0.026 583	0.002 440	0.010 775	409.871 9		0.997 001	
	280	10.55	0.037 679	0.002 623	0.009 919	381.310 1		0.999 318	
	320	16.73	0.052 281	0.002 531	0.010 306	395.098 1		0.999 343	
	360	37.50	0.104 167	0.002 484	0.010 980	402.514 2		0.999 948	
3 [#]	80	1.06	0.013 250						
	120	1.95	0.016 250						
	160	3.09	0.019 313						
	200	4.66	0.023 300	0.002 761	0.010 601	362.206 6	0.002 779	0.998 125	360
	240	8.23	0.034 292	0.002 880	0.010 378	347.191 5		0.999 033	
	280	14.43	0.051 536	0.002 863	0.010 344	349.287 5		0.999 738	
	320	21.83	0.068 219	0.002 610	0.012 261	383.079 5		0.997 766	

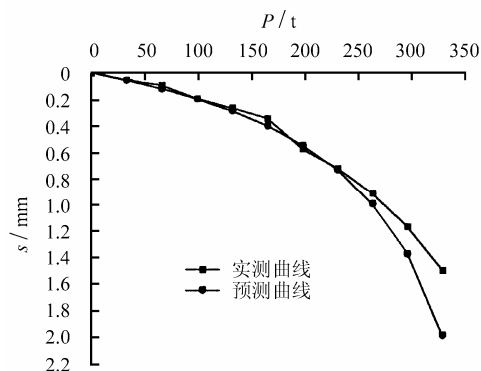


图4 65#桩 P - s 曲线
Fig.4 P - s curve of pile #65

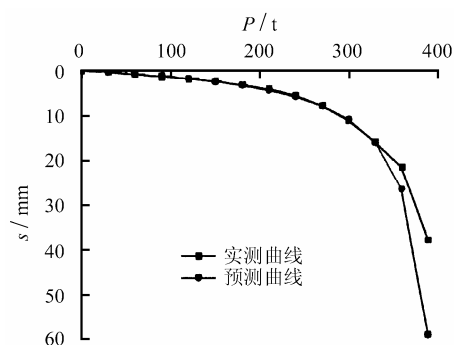


图5 1#桩 P - s 曲线
Fig.5 P - s curve of pile #1

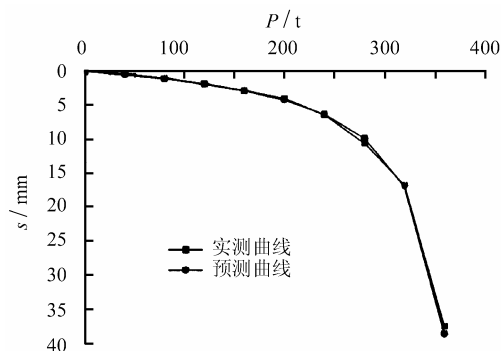


图6 2#桩 P - s 曲线
Fig.6 P - s curve of pile #2

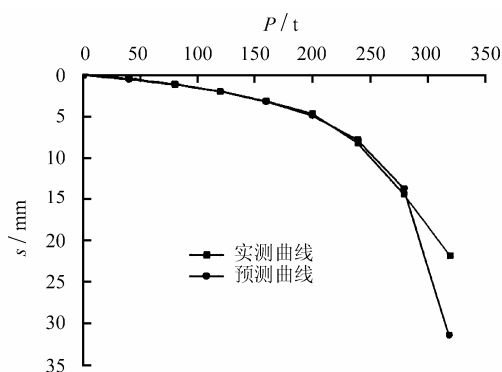


图7 3#桩 P - s 曲线
Fig.7 P - s curve of pile #3

4 结果分析

虽然根据双曲线法的基本原理,在拟合的过程中剔除了加载初期处于弹性阶段的一级或者几级荷载作用下的 P , s 坐标值,但是由于支盘桩的受力过程比普通灌注桩复杂,拟合的曲线还是有一些偏离的现象。

1号工地上4根桩的加载量较小,在前几级荷载作用下,基本上还是处于弹性状态。用这些 P , s 坐标值拟合的曲线与实测曲线有一些小幅的偏移。当后来桩进入弹塑性状态以后,拟合曲线与实测曲线比较吻合。73#桩后面几级荷载作用下两曲线大致重合,24#桩也吻合得相当好。说明在用双曲线法预测支盘桩的极限承载力时应剔除处于弹性阶段的坐标值。

2号工地上3根桩的加载量比较大,基本上达到了极限承载力,用处于弹塑性阶段的 P , s 坐标值拟合的曲线在极限加载范围内与实测曲线大致重合,只是在接近极限荷载时出现一定程度上的偏差。特别是3#桩,当实际加载为360 t时,桩顶沉降量为40.51 mm,超过了文献^[5]规定。用双曲线法拟合所得该级荷载下的沉降值达到158 mm,计算与实际的偏离过大,后来舍弃了该点的 P , s 值。因此,用双曲线法预测支盘桩极限承载力时,接近或者达到极限荷载的坐标值不宜采用。

由图1~图7的预测曲线与实测曲线的比较结果可以发现,总的来说,拟合曲线与实测曲线吻合较好。总的趋势是预测曲线落在实测曲线的左侧,预测结果偏于安全。

从1#, 2#, 3#桩的预测结果可以看出,用双曲线法预测的极限荷载高于实测的极限荷载值,但是在预测的容许承载力作用下,桩顶的沉降很小,完全能够满足工程上的要求。各桩预测容许承载力作用下桩顶的沉降值如表3所示(表中取安全系数为 $K=2$)。

表3 各桩预测容许承载力下的沉降值
Table 3 Settlement under allowable bearing capacity of every pile

桩号	73#	24#	50#	65#	1#	2#	3#
实测极限承载力/t					360	320	320
预测极限承载力/t	722	387	410	454	419	399	360
实测容许承载力/t					180	160	160
预测容许承载力/t	361	193	205	227	210	200	180
与预测容许承载力 相应的桩顶沉降/mm	2.23	0.55	0.75	0.71	4.35	4.21	3.92

5 结 论

(1) 双曲线法是一种较为简单的桩基极限承载力的预测方法, 本文尝试用此法预测支盘桩的极限承载力, 得出了与实测曲线比较符合的结果。

(2) 在桩顶加载量与实际极限承载力相差过大时, 拟合曲线与实测曲线出现一定程度上的偏差; 在接近或者达到极限承载力的点上, 用双曲线方法预测的承载力的值与实测值偏离较大, 这些点不宜采用; 在设计荷载范围内用双曲线法可以很好拟合支盘桩的 $P-s$ 曲线。用该方法预测桩的极限承载力是可行的, 取得的容许承载力是可信的, 可以运用于工程实际。

(3) 用双曲线法拟合支盘桩的荷载沉降曲线, 总的发展趋势是预测曲线落在实测曲线的左边, 所以预测的结果偏于安全。

本次实践过程仅对有限个数的样本进行了分析预测, 得到了一些简单规律。对于支盘桩这种新型的受力比较复杂的桩型来说, 合理地预测其极限承载力, 还需进一步的试验和理论研究。

参 考 文 献

- [1] 邓志勇, 陆培毅. 几种单桩竖向极限承载力预测模型的对比分析[J]. 岩土力学, 2002, 23(4): 428—431.
DENG Zhi-yong, LU Pei-yi. Comparison and analysis of several predicating models of ultimate bearing capacity of single pile[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2002, 23(4): 428—431.
- [2] 戚科骏, 徐美娟, 宰金珉. 单桩承载力的灰色预测方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(12): 2 069—2 071.
QI Ke-jun, XU Mei-juan, ZAI Jin-min. Gray prediction of ultimate bearing capacity of single pile[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(12): 2 069—2 071.
- [3] 谢耀峰, 吴芳银, 王云球. 试桩未达极限状态时桩的极限承载力预测[J]. 水运工程, 2002, (9): 5—8.
- [4] 张海东. 应用双曲线法确定大直径挖孔灌注桩的极限承载力[J]. 辽宁建筑, 1990,(3): 33—38.
- [5] JGJ94-94, 建筑桩基技术规范[S].
- [4] 刘观仕, 孔令伟, 陈善雄, 等. 襄荆高速公路软弱地基高路堤填筑控制试验研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(s2): 496—500.
LIU Guan-shi, KONG Ling-wei, CHEN Shan-xiong, et al. Experimental study on control of high embankment construction on soft foundation in Xiang-Jing Expressway[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(s2): 496—500.
- [5] 钱玉林, 卜龙章, 胡顺洋, 等. 石灰稳定膨胀土的效用及其施工质量控制[J]. 岩土力学, 2002, 23(3): 325—328.
QIAN Yu-lin, BO Long-zhang, HU Shun-yang, et al. Effectiveness of stabilized expansive lime soil and construction quality control[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2002, 23(3): 325—328.
- [6] JTJ D30-2004, 公路路基设计规范[S].
- [7] JTJ051-93, 公路土工试验规程[S].
- [8] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
- [9] 陈柏年, 朱凤艳, 韩勤. CBR 试验内在机理研究及影响因素的分析[J]. 标准化工作, 2001. (1): 28—30.
CHEN Bo-nian, ZHU Feng-yan, HAN Qin. Study on mechanism and influencing factor in CBR test[J]. **Communications Standardization**, 2001. (1): 28—30.

上接第1595页