

双曲线法预测单桩极限承载力的讨论

刘俊龙

(福建省建筑设计研究院, 福州 350001)

【摘要】 利用 49 根试桩完整资料的数据, 采用双曲线模型进行拟合, 预测单桩极限承载力并与实测成果进行对比分析, 探讨了沉降控制法及折减系数法预测单桩极限承载力的适用范围、预测精度等问题。

【关键词】 双曲线法; 桩的极限承载力; 沉降控制法; 折减系数法

【中图分类号】 TU473

Discuss on Forecasting Ultimate Bearing Capacity of Single Pile by Hyperbola Method

【Abstract】 Using the data of 49 pile's static loading tests, the ultimate bearing capacity of pile is forecasted by hyperbola model and compared it to the results of tests, the suitable limits and forecast-precision of settlement control method and discount coefficient method are discussed.

【Key words】 hyperbola method; the ultimate bearing capacity of pile; settlement control method; discount coefficient method

0 引言

目前, 单桩静载试验仍是确定单桩极限承载力最可靠的方法之一, 然而试桩大都是在桩基设计完成后进行, 仅作为单桩承载力的验算与校核。从作者收集的数百根试桩资料统计, 绝大多数(85%以上)的试验结果达不到有关规范要求的极限承载力。如何充分利用已有的试桩数据对桩的极限承载力进行预测, 对提高桩基设计质量, 节省基础工程造价具有重要的指导意义。当前, 常用的预测方法主要有指数方程法、双曲线法、抛物线法、对数曲线法及灰色预测法等。其中双曲线法是较简单、实用、拟合精度较高的方法之一。

1 基本原理

双曲线法是由克里斯顿(Christon)在 1967 年首先提出的, 该法假定试桩 $Q-s$ 曲线

符合双曲线方程, 基本公式为:

$$Q = \frac{s}{a + bs} \quad (1)$$

式中: a, b 为常数。

当 $s \rightarrow \infty$ 时, 桩达破坏荷载 Q_f

$$Q_f = \lim_{s \rightarrow \infty} \left(\frac{s}{a + bs} \right) = \frac{1}{b}$$

将式(1)进行转换各得,

$$\frac{s}{Q} = a + bs \quad (2)$$

从式(2)可知, s/Q 与 s 呈线性关系, 利用试桩实测的 Q, s 数据, 根据式(2), 采用最小二乘法可得上式公式的系数 a, b , 此直线的斜率的倒数为 $1/b$, 即桩的破坏荷载 Q_f 。

常用的采用双曲线模型确定单桩极限承载力的方法有两种。

方法①为沉降控制法, 即根据有关规范要

求取桩顶沉降为某一数值所对应的荷载为单桩极限承载力(如根据 JGJ 94—94 规范,对试桩 $Q-s$ 曲线呈缓变形的,可取桩顶沉降 40~60 mm 对应的荷载为单桩极限承载力),根据式(1)可求得单桩极限承载力。

方法②为折减系数法(又称斜率倒数法或逆斜率法)。即将计算所得的破坏荷载 Q_f (= $1/b$)取一定的折减系数得单桩极限承载力 Q_{uk} 。即:

$$Q_{uk} = \lambda Q_f \quad (3)$$

λ 为折减系数,一般根据地区经验确定,通常采用 0.7~0.9。

2 工程实例分析

从作者收集的数百根各类工程桩资料中选取具有完整试桩资料(桩顶沉降 >40 mm)的 49 根试桩,采用双曲线模型进行拟合并预测单桩极限承载力。单桩极限承载力实测值取值标准采用 JGJ 94—94 规范中的标准,即:

1) 对陡降型 $Q-s$ 曲线,取 $Q-s$ 发生明显陡降的起始点,当某级荷载下桩出现骤沉时,取前一级荷载为桩的极限承载力。

2) 对于缓变型 $Q-s$ 曲线,取桩顶沉降为 40 mm 时对应的荷载为桩的极限承载力。

为分析双曲线法的预测精度,编制了相应的计算程序,采用上述两种预测方法对各试桩数据分两步骤进行预测。

第一步选用所有试桩数据(Q, s)进行最优拟合,以检验双曲线法的拟合精度,其中方法 1a 为沉降控制法(取桩顶沉降为 40 mm 为控制沉降),方法 2a 为折减系数法。方法 2 中的折减系数根据上述试桩资料,根据式(3)对各工程桩折减系数进行反算,即:

$$\lambda = Q_{uk\text{实测}} / Q_f \quad \text{其中: } Q_f = 1/b$$

反算折减系数 λ 的范围值在 0.357~0.961 间(见表 1),取其平均值为单桩极限承载力综合折减系数,即方法 2 折减系数取 0.755。

第二步取上述试桩资料中桩顶沉降小于 20~30 mm 的前几级试桩数据(Q, s)进行计算,预测单桩极限承载力,以检验双曲线法预测单桩极限承载力的可行性及预测精度,其中方法 1b 为沉降控制法(取相应桩顶沉降为 40 mm),方法 2b 为折减系数法。折减系数取上述各工程桩反算折减系数的平均值,即折减系数取 0.755。

计算结果见表 1。

表 1 双曲线法预测成果表

桩号	桩型	桩截面 A/cm^2	桩长 l/m	最大 加载 Q_{max}/kN	最大 沉降 量 s_{max}/mm	$Q_{p\text{实测}}/\text{kN}$	沉降控制法				反算 折减 系数	折减系数法				备注
							方法 1a		方法 1b			方法 2a		方法 2b		
							$Q_{p\text{预测}}/\text{kN}$	预测/ 实测	$Q_{p\text{预测}}/\text{kN}$	预测/ 实测		$Q_{p\text{预测}}/\text{kN}$	预测/ 实测	$Q_{p\text{预测}}/\text{kN}$	预测/ 实测	
1	预 制 桩	$\Phi 50$	45	5 000	76.18	4 500	4 614	1.025	4 248	0.944	0.846	4 017	0.893	3 633	0.807	桩身 开裂
2		$\Phi 50$	44.5	5 000	43.72	4 890	4 828	0.987	4 830	0.988	0.864	4 274	0.874	4 413	0.903	
3		45×45	29	4 500	45.72	4 215	4 098	0.972	3 798	0.901	0.772	4 123	0.978	3 737	0.887	
4		45×45	33.9	5 500	64.73	5 100	4 755	0.932	4 892	0.959	0.517	7 447	1.460	7 550	1.480	
5		45×45	31	4 500	46.73	4 210	4 258	1.011	4 298	1.021	0.612	5 196	1.234	5 221	1.240	
6		45×45	31.5	5 000	74.33	4 750	4 684	0.986	4 700	0.989	0.885	4 055	0.854	4 141	0.872	
7		40×40	21	3 750	43.2	3 720	3 811	1.025	4 584	1.232	0.668	4 204	1.130	7 477	2.010	
8		35×35	16	2 750	骤沉	2 620	2 928	1.117	2 928	1.117	0.704	2 810	1.073	2 810	1.073	
9		45×45	39.5	4 500	45.72	4 250	4 180	0.983	3 882	0.913	0.682	4 707	1.108	3 982	0.937	
10		30×30	8.53	1 000	骤沉	940	945	1.005	945	1.005	0.948	749	0.797	749	0.797	
11		45×45	35	5 000	75.03	4 750	4 699	0.989	5 127	1.079	0.866	4 139	0.871	4 700	0.989	
12		45×45	34	5 000	51.08	4 820	4 857	1.008	5 425	1.126	0.741	4 912	1.019	5 999	1.245	

续表

桩号	桩型	桩截面 A/cm ²	桩长 l/m	最大 加载 Q _{max} /kN	最大 沉降量 s _{max} /mm	Q _{p实测} /kN	沉降控制法				反算 折减 系数	折减系数法				备注
							方法 1a		方法 1b			方法 2a		方法 2b		
							Q _{p预测} /kN	预测/ 实测	Q _{p预测} /kN	预测/ 实测		Q _{p预测} /kN	预测/ 实测	Q _{p预测} /kN	预测/ 实测	
13	预制桩	50×50	36.9	5 400	骤沉	5 100	5 182	1.016	5 182	1.016	0.961	4 008	0.786	4 008	0.786	
14		50×50	37	5 100	骤沉	4 800	4 940	1.029	4 940	1.029	0.953	3 804	0.793	3 804	0.793	
15		40×40	30.4	4 950	46.24	4 860	4 877	1.004	5 171	1.064	0.743	4 937	1.016	5 861	1.206	
16		40×40	32.7	4 950	43.92	4 850	4 856	1.001	5 114	1.054	0.552	6 636	1.368	8 465	1.745	
17	沉管灌注桩	Φ50	24.2	1 440	47.48	1 334	1 310	0.982	1 146	0.859	0.837	1 203	0.902	982	0.736	
18		Φ50	24.7	1 440	54.52	1 260	1 272	1.010	1 107	0.879	0.811	1 173	0.931	943	0.749	
19		Φ50	11.7	700	52.41	611	611	1.000	546	0.893	0.696	662	1.084	568	0.930	
20		Φ50	25.5	1 540	42.64	1 517	1 502	0.990	1 405	0.926	0.913	1 254	0.827	1 153	0.760	
21		Φ50	18.5	1 100	41.55	1 074	1 044	0.972	950	0.885	0.667	1 216	1.133	964	0.897	
22		Φ50	16.5	2 550	49.4	2 282	2 338	1.024	2 246	0.984	0.754	2 285	1.001	2 135	0.936	
23		Φ50	15.5	1 000	> 54.04	975	978	1.004	1 076	1.104	0.866	850	0.872	962	0.986	
24		Φ50	16.9	900	> 60.5	860	860	1.000	948	1.102	0.837	776	0.902	903	1.050	
25		Φ50	14.4	900	> 65.3	850	848	0.997	912	1.072	0.830	774	0.910	869	1.023	
26		Φ50	13.2	800	> 58.3	760	768	1.010	818	1.077	0.844	680	0.895	748	0.984	
27	冲钻孔灌注桩	Φ100	15.1	3 220	42.85	3 109	3 030	0.975	6 062	0.938	0.698	3 363	1.082	5 822	0.901	
28		Φ110	15.1	3 730	40.9	3 689	3 633	0.985	5 824	0.923	0.653	4 267	1.157	5 684	0.901	
29		Φ80	44.0	6 000	42.28	6 464	6 325	0.979	6 094	0.926	0.794	6 145	0.951	5 838	0.887	
30		Φ80	36.5	6 600	47.15	6 311	6 130	0.971	8 060	0.932	0.783	6 089	0.965	7 734	0.895	
31		Φ80	48.3	6 600	40.28	6 582	6 371	0.968	2 761	0.888	0.806	6 166	0.937	2 752	0.885	
32		Φ110	42	8 800	41.88	8 646	8 417	0.973	3 510	0.951	0.804	8 120	0.939	3 972	1.077	
33		Φ100	24.6	4 370	39.02	4 429	4 350	0.982	4 112	0.928	0.566	5 912	1.335	4 989	1.126	
34		Φ100	26.1	4 370	50.83	3 956	3 911	0.989	3 709	0.937	0.588	5 081	1.284	4 352	1.100	
35		Φ100	62.3	8 000	84.08	5 500	6 390	1.162	5 124	0.932	0.639	6 499	1.182	4 128	0.751	
36		Φ100	62.3	11 000	58.78	10 000	10 322	1.032	9 684	0.968	0.856	8 825	0.883	8 107	0.811	
37		Φ100	62.4	11 000	77.56	8 100	8 726	1.077	7 392	0.913	0.654	9 348	1.154	6 071	0.749	
38		Φ80	50.2	9 900	61.6	9 750	9 778	1.003	10 550	1.082	0.954	7 718	0.792	8 436	0.865	
39		Φ80	45.36	8 280	57.45	7 160	7 302	1.020	6 638	0.927	0.769	7 026	0.981	6 307	0.881	
40		Φ80	43.3	8 640	53.7	7 750	7 710	0.995	6 905	0.891	0.780	7 502	0.968	6 441	0.831	
41		Φ130	62.33	13 000	40.78	12 900	12 932	1.002	12 816	0.993	0.910	10 702	0.830	10 583	0.820	
42		Φ130	61.62	12 000	> 79.4	11 200	11 471	1.024	16 303	1.456	0.881	9 594	0.857	15 228	1.360	沉渣 过厚
43		Φ90	26.5	4 370	59.94	3 420	3 565	1.042	3 236	0.946	0.520	4 962	1.451	3 400	0.994	
44		Φ90	27.35	4 370	49.18	3 890	3 888	1.000	3 676	0.945	0.754	3 898	1.002	3 802	0.977	
45	Φ110	47.7	13 000	53.17	11 750	11 971	1.019	11 126	0.947	0.817	10 861	0.924	9 775	0.832		
46	Φ80	36.41	5 250	69.55	4 200	4 718	1.123	6 390	1.521	0.772	4 105	0.977	6 248	1.488	沉渣 过厚	
47	挖	Φ90	7.4	3 750	63.56	2 830	2 952	1.043	2 693	0.952	0.494	4 326	1.529	3 077	1.087	扩头 2.5m
48	孔	Φ90	7.28	3 200	52.6	2 920	2 903	0.994	2 607	0.893	0.801	2 753	0.943	2 319	0.794	扩头 2.5m
49	桩	Φ80	12.5	3 910	45.5	3 638	3 623	0.996	3 600	0.990	0.357	7 693	2.115	7 431	2.043	扩头 2.4m
						最小值	0.932			0.859	0.357		0.786		0.736	
						最大值	1.162			1.126	0.961		2.115		2.043	
						平均值	1.009			0.974	0.755		1.040		1.018	
						均方差	0.040 4			0.072 4	0.134 5		0.242		0.298	
						变异系数	0.040 1			0.074 4	0.178 0		0.233		0.293	
						统计数	49			46	49		49		49	

从表中结果可知,采用双曲线法对各种桩型的试桩 $Q-s$ 曲线拟合具有良好的相关性,拟合精度较高。其中,方法 1 为沉降控制法(取相应桩顶沉降为 40 mm)具有较高的精确度(相对误差在 10% 以内的占 71%~94%,相对误差在 20% 以内的占 93%~100%)。偏差较大的三根桩,其中一根桩身断裂,另二根灌注桩桩底具有较厚沉渣,在 $Q-s$ 曲线上表现为骤沉,剔除此 3 根异常桩后,预测值与实测值之比在 0.859~1.126 之间,相对误差变异系数较小(0.040 1~0.074 4),预测值具有较高的可靠度,可满足实际工程精度要求。其误差分布见图 1。

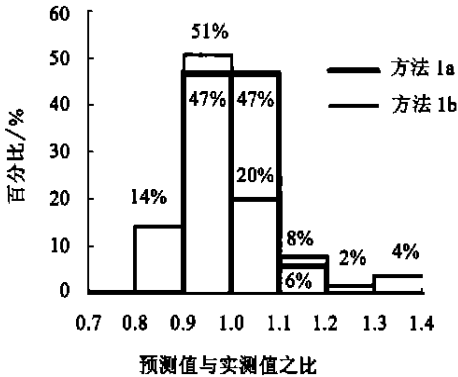


图 1 误差分布图(方法 1)

方法 2 预测精度较差(相对误差在 10% 以内的占 32%~43%,相对误差在 20% 以内的占 63%~75%),相对误差变异系数较大(0.233~0.293),从反算的综合折减系数范围值(0.357~0.961)也可看出,采用统一的折减系数,总体偏差较大,较难满足实际工程的预测精度要求,其误差分布见图 2。

从以上结果可推知,双曲线法适用于各种桩型的试桩 $Q-s$ 曲线拟合,其预测单桩极限承载力的精度一般随试桩加载越接近于极限荷载而提高(见图 1、图 2),为保证有足够的预测精度,试验桩宜满足以下要求:

1) 试桩最大加载宜大于桩的比例界限荷载,一般桩顶沉降宜大于 15~20 mm。

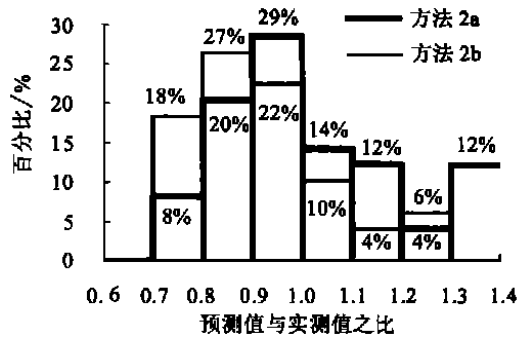


图 2 误差分布图(方法 2)

2) 将试桩(Q, s)数据按式(2)进行转换后, s/Q 与 s 总体上应接近于线性关系,当试桩前几组数据明显偏离直线时,宜予剔除。

3) 试桩桩身质量应有保证,不能出现断桩、开裂等质量缺陷,灌注桩桩底不能存在较厚沉渣等质量事故,否则将引起桩出现骤沉,导致试桩曲线与双曲线模型相差较大,预测值可能出现较大偏差。

4) 试桩最大加荷应小于按桩身材料强度计算的设计承载力极限值,即桩身材料应有足够的安全度,按双曲线法推算的单桩极限承载力应小于按桩身材料强度计算的单桩极限承载力。

3 结 论

1) 双曲线法适用于各种桩型的试桩 $Q-s$ 曲线拟合及承载力预测,在桩的极限承载力取值标准确定的情况下,其预测的结果具有唯一性,人为误差较小,其实质是以双曲线模拟试桩 $Q-s$ 曲线。

在正常情况下,双曲线法预测精度基本上与桩型无关,与试桩 $Q-s$ 曲线的型式有关。对试桩 $Q-s$ 曲线呈缓变型的曲线拟合精度较高,预测桩的极限承载力相对误差较小,一般可控制在 10%~15% 以内。对试桩 $Q-s$ 曲线呈陡降型的,当最大加载大于桩的比例界限荷载后(一般桩顶沉降大于 20 mm),双曲线法预测桩的极限承载力也可获得满意的结果。

2) 近年来,摩擦桩及大直径桩的使用率越

(下转第 216 页)

定性的一面。

我们认为这与其成因密切相关,残坡积软土与地形地貌、母岩相关;冲海积的形成与一次性雨量的大小、山洪的大小及内陆河流作用有关;而冲海积、海积的形成主要与海侵的时间规模、静水环境密切相关,这一点连云港与长江三角洲(如上海)和江苏南京的漫滩相沉积为主的软土有较大的区别。

从前面分析可见,目前对软土用天然含水量,或天然含水量、压缩模量双指标来对连云港地区软土进行力学指标评判,因取样、试验的失真,使得在实际操作中难于把握。《建筑地基基础设计规范》GBJ7—89与《南京地基基础设计规范》DB32/112-95确定力学指标的依据显然在统计的样品中没有包括连云港地区的高液限软土,特别是高含水量的软土($>75\%$),而且软土的成因类型考虑的也较少。

2 结 语

软土是一种具有特殊工程性质的土类,其物理力学指标,成因类型的微变都对工程建筑有较大的不良影响。现行规范均把软土作为一个独立的土类进行规定,对工程实践有重要的指导作用。但由于软土的成因复杂,钻探取样困难,运输和室内制样扰动大,常使其物理

力学指标失真。本文通过对连云港地区不同成因类型的软土的室内和现场原位测试结果的分析,强调应以现场原位试验(如双桥静力触探CPT试验)来确定其工程力学性质,将更符合工程实际。同时给出了相应的建议,供参考。

从现行规范中软土的力学指标中看,目前按室内试验的天然含水量,压缩模量确定工程设计指标值较难把握,特别是高液限、高含水量无法应用规范,矛盾较大,因此按现行规范还应对高液限、高含水量、高压缩性、不同成因类型的软土进行深入的研究。

参 考 文 献

- 1 GBJ7—89 建筑地基基础设计规范
- 2 GB 50021—94 岩土工程勘察规范
- 3 JTJ 017—96 公路软土地基路堤设计与施工技术规范
- 4 DB 32/112—95 南京地区地基基础设计规范
- 5 赵九斋. 连云港软土路基沉降研究. 岩土工程学报, 2000, 22(6)
- 6 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算(第二版). 北京: 中国水利水电出版社, 1996

收稿日期: 2001-07-09

(上接第207页)

来越高,在桩的正常使用极限状态下,其试桩 $Q-s$ 曲线大都呈缓变形,以变形条件控制确定桩的极限承载力的方法已成为确定此类桩单桩极限承载力的主流。

采用双曲线模型的折减系数法,因其预测的极限承载力模型与按桩顶沉降或相对沉降控制的单桩极限承载力理论不符,预测单桩极限承载力精度及可靠度较差,在实际工程中应用应慎重。采用双曲线模型的沉降控制法外推桩的极限承载力与按变形控制的桩的极限承载力理论相符,预测精度较高,计算公式简

单,可满足实际工程桩预测单桩极限承载力精度的需要。

参 考 文 献

- 1 中国建筑科学研究院主编. JGJ 94—94 建筑桩基技术规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- 2 高大钊主编. 地基基础测试新技术. 北京: 中国机械工业出版社, 1999
- 3 谢树彬等. 用双曲线法模拟载荷试验曲线方法探讨. 岩土工程学报, 1999, 21(6)

收稿日期: 2001-06-19