

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2016.04.026

桥梁桩基极限承载力预测方法比较

罗红星¹, 王兴国², 宋 帅³

1. 云南省公路开发投资有限责任公司, 云南 昆明 650200;
2. 云南省交通规划设计研究院, 云南 昆明 650011;
3. 中交第一公路勘察设计研究院有限公司, 陕西 西安 710075)

摘要: 典型的桩基静载荷试验所测得的荷载-沉降曲线分为缓变型和陡降型两种, 其极限承载力的确定方法也因此不同。对于不同形态的荷载-沉降曲线, 由于试验条件限制而导致无法实测桩基极限承载力时, 选择合理预测方法是获取极限承载力的快捷有效的方式。结合两种不同形态下桩基现场试验结果, 分别采用折线法、双曲线法、百分率法、抛物线法及灰色理论等方法对现场试验桩基极限承载力进行预测。计算结果表明: 双曲线法和抛物线法的预测误差较大, 不宜采用; 折线法和百分率法的预测误差在 10% 以内, 精度较高; 灰色 GM(1,1) 模型预测精度最高, 其中修正的新陈代谢 GM(1,1) 模型的预测误差可达到 1%。并通过现场试验中未达极限破坏的不完整荷载-沉降曲线进行预测, 验证了新陈代谢 GM(1,1) 模型预测方法的合理性, 具有一定的工程实用价值。

关键词: 桩基工程; 承载力预测; 灰色理论; GM(1,1) 模型

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2016)04-0127-08

Comparison Between Ultimate Bearing Capacity Prediction Methods of Pile foundation

LUO Hongxing¹, WANG Xingguo², SONG Shuai³

1. Yunnan Highway Development & Investment Co., Ltd., Kunming, Yunnan 650200, China;
2. Yunnan Transport Planning and Design Research Institute, Kunming, Yunnan 650011, China;
3. CCCC First Highway Consultants Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710075, China)

Abstract: Typical pile foundation load test result curve can vary gradually and rapidly, thus its ultimate bearing capacity should be determined by different methods. For different load settlement behavior especially those whose bearing capacity cannot be tested directly because of limited condition, a proper prediction method can be a feasible and important way to determine its ultimate bearing capacity. This research choose two types of typical curves, which ultimate bearing capacity were determined by method of fold line, hyperbolic, percentage, parabola and grey theory. The results showed that the deviations of hyperbolic and parabola method are great; the deviations of fold line and percentage method are less than 10%; the accuracy of GM(1,1) method are highest of all, and the deviation of amended Metabolism GM(1,1) method nearly 1%. Then using the data of pile field load test below limited load to verify the consistency of Metabolism GM(1,1) method, and its results showed that GM(1,1) has some practical value in practical engineering.

Keywords: pile foundation engineering; prediction of bearing capacity; grey theory; GM(1,1)

单桩极限承载力是设计基桩时主要考虑的控制性指标, 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, 而静载试验

法由于测试方法简便、试验结果直观可靠, 成为比较常用的单桩极限承载力的确定方法之一。典型的单桩竖向静载荷破坏试验荷载-沉降曲线如图 1 所

示,可分为陡降型和缓变型两种,陡降型 $Q-S$ 曲线属于持力层突然失去承载力破坏,曲线上有明显的破坏特征点, Q_r 代表破坏荷载,实际取陡降起点 Q_u 对应荷载作为其极限承载力。而缓变型 $Q-S$ 曲线属于“渐进型”破坏,没有明显的破坏特征点,加载过程中沉降变化稳定,常由规范规定容许沉降 S_u 来确定对应荷载 Q_u 作为单桩极限承载力。

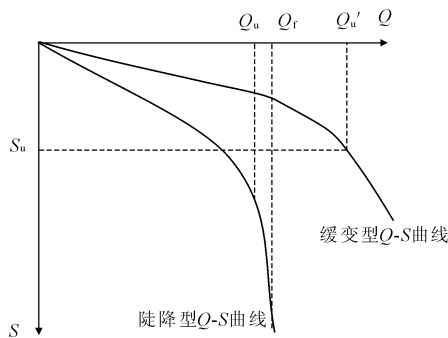


图 1 两种主要 $Q-S$ 曲线

然而在现场试验中,由于荷载设备、试验费用、工程施工进度以及现场条件等限制,有时不能将试桩加载至破坏荷载,因此所得的试验数据是不完整的,无法得出其完整的 $Q-S$ 曲线,所以不能直接得到单桩极限承载力。这种情况下,如何通过已测得的数据,简便快捷预测试桩的极限承载力具有重要意义^[1-5]。

对此,国内学者做了大量研究工作,提出了多种理论计算方法。邓友生等^[6]采用 Mindlin 解推导群桩沉降计算公式,计算了群桩作用下桩顶的沉降,并与试验值比较,验证了方法的可靠性,但该方法对于单桩却不能适用;高笑娟等^[7]根据现场试验数据,采用双曲线法预测了挤扩支盘桩的承载力,得出了与实测曲线比较符合的结果,但该方法预测结果普遍偏大;赵春风等^[8]运用完整的指数函数模型拟合了单桩荷载-沉降曲线,拟合结果较为精确,是一种可行的预测方法,但依然存在很多局限性;罗建华等^[9]用灰色理论的预测方法,根据不完全的静载试验数据,预测了单桩极限承载力,并与高应变动力检测试验结果进行对比,误差较小,但在建立灰色模型预测极限承载力时,没有考虑到两种不同 $Q-S$ 曲线形态确定极限承载力的方法是不同的,该方法需进一步深化。

本文在前人研究的基础上,搜集并整理了黄土地区典型的摩擦桩基静载试验数据,综合考虑不同形态 $Q-S$ 曲线承载力计算方法,采用不同方法对

单桩极限承载力进行了预测,预测结果进行对比,以期提出适用于摩擦桩基单桩极限承载力的预测方法。

1 现场试验

1.1 缓变型 $Q-S$ 曲线

试验数据选用陇汉线陕甘界至宝鸡高速公路五里坡特大桥试桩试验报告,现场地层以黄土为主,静载试验共设试桩四根,均采用机械旋挖钻成孔后灌注成桩,试桩桩径均为 1.4 m、桩长均为 40 m,分别记为 S1、S2、S3 和 S4。其中 S1 试桩试验数据绘制 $Q-S$ 曲线及 $S-\lg t$ 曲线见图 2 和图 3,由图 2、图 3 可知该曲线符合缓变型曲线特征。

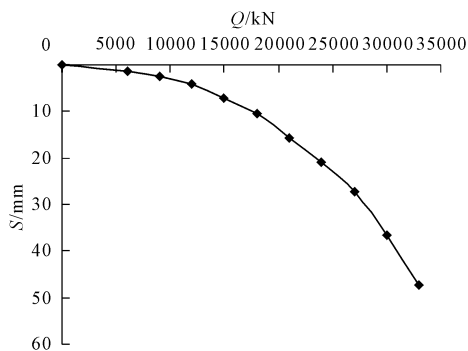


图 2 五里坡特大桥 S1 试桩 $Q-S$ 曲线

由 $Q-S$ 曲线及 $S-\lg t$ 曲线可知,加载至 33 000 kN 时试桩总沉降增大到 40 mm 以上,取曲线图上沉降值为 40 mm 时对应荷载作为试桩的极限承载力,在 Excel 中通过曲线拟合得到 S1 试桩极限承载力为 30 970 kN。

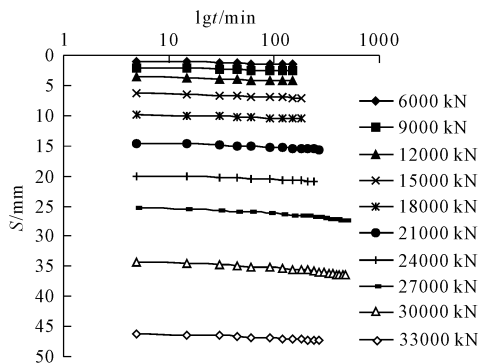


图 3 五里坡特大桥 S1 试桩 $S-\lg t$ 曲线

1.2 陡降型 $Q-S$ 曲线

选取陇汉线陕甘界至宝鸡高速公路五里坡特大桥试桩试验报告中更为典型的 S4 试桩试验数据绘制 $Q-S$ 曲线及 $S-\lg t$ 曲线如图 4 和图 5 所示,由图 4、图 5 可知该曲线符合陡降型曲线特征。

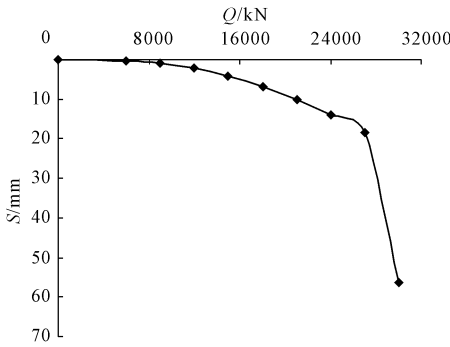


图 4 五里坡特大桥 S4 试桩 Q - S 曲线

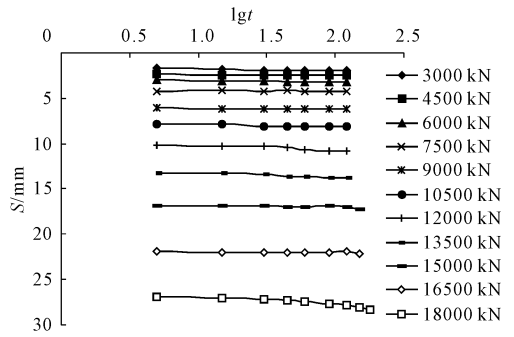


图 7 冯家河大桥试桩 S - lg t 曲线

从图 6、图 7 可以看出,试桩最大沉降量为 28.34 mm,卸载完成后最大回弹量为 9.63 mm,回弹率为 33.96%,试桩没有达到破坏,桩周土体还未完全发挥其承载能力,因此试桩极限承载力大于 18 000 kN。需要选用合理的承载力预测方法,根据已有的部分数据,对其极限承载力进行预测。

2 灰色 GM(1,1)模型

广义非等步 GM(1,1)模型^[10]为:

$$\hat{P}^{(1)}(n+1) = [P^{(1)}(1) - \frac{b}{a}]e^{-a[S(n+1)-S(1)]} + \frac{b}{a} \quad (1)$$

上述微分方程还可表示为:

$$\hat{S}(n+1) = S(1) - \frac{1}{a} \ln \frac{P^{(1)}(n+1) - \frac{b}{a}}{P^{(1)}(1) - \frac{b}{a}} \quad (2)$$

式中: $\hat{P}^{(1)}(n+1)$ 为第 $n+1$ 级荷载预测值; $\hat{S}(n+1)$ 为第 $n+1$ 级荷载对应的沉降值,式(1)、式(2)即为灰色 GM(1,1)模型得出的预测响应函数,它基本能反映 $Q-S$ 曲线进一步变化趋势。对于曲线呈“陡降型”单桩,取 $S(k+1) = \infty$ 时对应的荷载值作为单桩极限承载力;对于曲线呈“渐进型”单桩,取 $S(k+1) = 40$ mm 时对应荷载值作为单桩极限承载力。为验证预测结果是否可靠,需要对公式得出的桩顶荷载预测值进行精度检验^[11]:

(1) 残差检验

残差 $\epsilon^{(i)} = P^{(i)}(k) - \hat{P}^{(i)}(k), i = 1, 2, \dots, n$, $e(i) = \epsilon^{(i)} / P^{(i)}(k) \times 100\%$,逐个计算数据点的残差值,进行大小检验。

(2) 后验差检验

记残差均值为 $\bar{\epsilon} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \epsilon(i)$;残差方差为

$$R_1^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\epsilon(i) - \bar{\epsilon})^2; \text{原始数据均值为 } \bar{Q} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P(i); \text{原始数据方差为 } R_2^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q^{(1)}(i) -$$

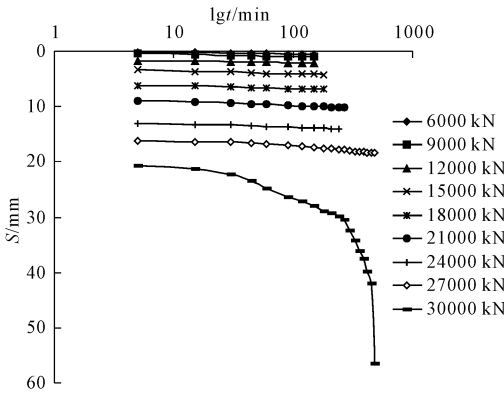


图 5 五里坡特大桥 S4 试桩 S - lg t 曲线

由 $Q-S$ 曲线及 $S - \lg t$ 曲线可知,加载至 30 000 kN 时试桩总沉降迅速增大到 56.47 mm,曲线上出现明显的转折点,认为此时试桩已达到破坏。取曲线图上陡降点对应荷载作为试桩的极限承载力,S4 试桩极限承载力为 27 000 kN。

1.3 未达到极限破坏荷载的 $Q-S$ 曲线

试验数据选用黄延高速扩能工程 LJ-4 标段冯家河大桥进行单桩竖向静载试验,现场地层以黄土为主,试桩桩径均为 1.5 m,桩长均为 30 m,加载至 18 000 kN 时由于反力梁无法继续维持加载而终止,试桩实测荷载沉降数据绘制 $Q-S$ 曲线及 $S - \lg t$ 曲线见图 6 和图 7。

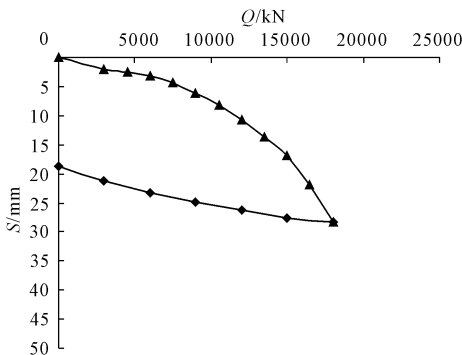


图 6 冯家河大桥试桩 Q - S 曲线

$\bar{Q})^2$; 后验差比值为 $C = \frac{R_1}{R_2}$; 小误差概率为 $T = T\{| \epsilon(i) - \bar{\epsilon} | < 0.6745 R_2\}$ 。

根据后验差比值 C 和小误差概率 T 两个指标可综合评定预测精度, 当各指标满足表 1 要求时, 满足预测精度即可按式(1)和式(2)进行预测。

表 1 预测精度

预测精度	好	合格	勉强	不合格
T	> 0.95	> 0.80	> 0.70	≤ 0.70
C	< 0.35	< 0.50	< 0.65	≥ 0.65

当广义 GM(1,1) 模型预测精度不满足要求时, 考虑对原模型进行残差修正来提高模型的预测精度, 步骤如下^[12]:

$\epsilon^{(1)} = \{\epsilon^{(1)}(1), \epsilon^{(1)}(2), \dots, \epsilon^{(1)}(n)\}$, 其中 $\epsilon^{(1)} = P^{(0)}(k) - \hat{P}^{(0)}(k)$ 是 $P^{(0)}$ 的残差序列。

令序列 $\epsilon_0^{(1)} = \{\epsilon^{(1)}(1), \epsilon^{(1)}(2), \dots, \epsilon^{(1)}(n_1)\}$, $n < n_1$, 其中 $\epsilon_0^{(1)}$ 是以 $\epsilon^{(1)}$ 中的部分或全部残差元素构成的残差序列, 其一次累加序列为:

$$\epsilon_1^{(0)} = \{\epsilon^{(0)}(1), \epsilon^{(0)}(2), \dots, \epsilon^{(0)}(n_1)\}, n < n_1$$

按照上述建模方式有:

$$\hat{\epsilon}^{(1)}(k+1) = (\epsilon(1) - \frac{b_\epsilon}{a_\epsilon}) \exp\{-a_\epsilon[S^{(1)}(k+1) - S^{(1)}(1)]\} + \frac{b_\epsilon}{a_\epsilon} \quad (3)$$

则其还原模型为:

$$\hat{\epsilon}_0^{(1)}(k+1) = (b_\epsilon - a_\epsilon \epsilon_0^{(1)}(1)) \exp\{-a_\epsilon[S^{(1)}(k+1) - S^{(1)}(1)]\} \quad (4)$$

当 $k > n - n_1$ 时, 根据其生成的残差序列进行灰色建模得到的预测响应函数为^[13]:

$$\hat{P}^{(1)}(k+1) = \left[P^{(1)}(1) - \frac{b}{a} \right] \exp\{-a_\epsilon[S^{(1)}(k+1) - S^{(1)}(1)]\} - \delta(k) \left(\epsilon^{(1)}(1) - \frac{b_\epsilon}{a_\epsilon} \right) \exp\{-a_\epsilon[S^{(1)}(k+1) - S^{(1)}(1)]\} + \frac{b_\epsilon}{a_\epsilon} + \frac{b}{a} \quad (5)$$

其中 $\delta(k) = \begin{cases} 0 & (\text{当 } k \leq n - n_1 \text{ 时}) \\ 1 & (\text{当 } k > n - n_1 \text{ 时}) \end{cases}$

当式(5)中 $S^{(1)}(k+1)$ 趋近无穷时, 单桩极限承载力预测值为^[14]:

$$P_u = \frac{b}{a} + \frac{b_\epsilon}{a_\epsilon} \quad (6)$$

$Q-S$ 曲线随着荷载等级增加而不断延展, 在模型中补充新荷载数据 $P^{(1)}(n+1)$ 和对应的沉降

数据 $S^{(1)}(n+1)$ 并按照补充新信息之后的全数列建模得到的预测模型称之为新信息非等步模型。其极限承载力预测值同式(2)。

随着灰色系统发展^[15], 随机扰动因素进入系统使得老数据的意义减弱, 去掉根本不可能反映系统目前特征的初始数据, 补充预测得到的新信息更能体现系统现时特征, 这种具有新陈代谢性质的 GM(1,1) 模型是最理想的预测模型。将原始数据序列去掉 $P^{(1)}(1), S^{(1)}(1)$, 并补充新数据 $P^{(1)}(n+1), S^{(1)}(n+1)$ 则有:

$$P^{(1)} = \{P^{(1)}(i) \mid i = 2, 3, \dots, n+1\} \quad (7)$$

$$S^{(1)} = \{S^{(1)}(i) \mid i = 2, 3, \dots, n+1\} \quad (8)$$

根据式(7)和式(8)生成序列建立预测响应函数, 检验预测精度满足要求后继续往复上述过程, 预测值大于广义 GM(1,1) 模型初始预测值则停止, 此时建立的预测函数模型即为新陈代谢 GM(1,1)。

3 预测结果精度分析

3.1 缓变型 $Q-S$ 曲线单桩极限承载力预测

取 S1 试桩试验数据后五组荷载沉降数据采用不同方法进行预测: Q 分别为 18000 kN、21000 kN、24000 kN、27000 kN、30000 kN; S 分别为 10.51 mm、15.59 mm、20.85 mm、27.38 mm、36.47 mm。

3.1.1 折线法

对五组数据建立线性回归方程, 求得相关系数 $a = 1.763, b = 2.3028 \times 10^{-4}, R^2 = 0.995$ 即 $S_i = 1.763 \exp(2.3028 \times 10^{-4} Q_i)$ 。按照 $\Delta Q = 3000$ kN 每级荷载递增量带入拟合指数曲线公式, 可以算出加载至 Q_{i+1} 时对应沉降量 S_{i+1} , 计算 $K_i, (\Delta K/\Delta Q)$ 及 $(\Delta^2 K/\Delta Q^2)$ 见表 2, 绘制 $Q - (\Delta^2 K/\Delta Q^2)$ 折线图如图 8。

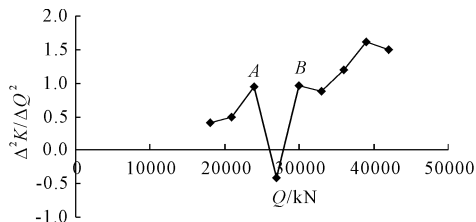


图 8 $Q - \Delta^2 K/\Delta Q^2$ 折线

图 8 中折点 A 的荷载值 $Q_A = 24000$ kN 对应的是 $Q-S$ 曲线上的屈服荷载 Q_y , B 点荷载值可认为接近极限承载力 Q_u , $Q_u = Q_y/0.765$, 算得 $Q_u = 31372.55$ kN。

表 2 $\Delta^2 K/\Delta Q^2$ 计算结果

Q_i/kN	S_i/mm	$S_i - S_{i-1}$	$K = (S_i - S_{i-1})/\Delta Q$	$\Delta K/\Delta Q$	$\Delta^2 K/\Delta Q^2$
18000	10.51	5.08	0.001715	2.09673×10^{-8}	4.09525×10^{-11}
21000	15.59	5.26	0.001778	1.43825×10^{-7}	4.86394×10^{-11}
24000	20.85	6.53	0.002209	2.89743×10^{-7}	9.36056×10^{-11}
27000	27.38	9.09	0.003079	5.7056×10^{-7}	-4.14952×10^{-11}
30000	36.47	14.84	0.004790	4.46074×10^{-7}	9.52964×10^{-11}
33000	51.31	18.39	0.006128	7.31964×10^{-7}	8.74229×10^{-11}
36000	69.69	24.97	0.008324	9.94232×10^{-7}	1.18747×10^{-10}
39000	94.67	33.92	0.011307	1.35047×10^{-6}	1.61295×10^{-10}
42000	128.59	46.08	0.015359	1.83436×10^{-6}	1.50183×10^{-9}
45000	174.67	62.58	0.020862	6.33986×10^{-6}	
48000	237.25	119.64	0.020862		
51000	356.89				

3.1.2 双曲线法

将后五级实测数据得到的 S/Q 与 S 建立线性方程为: $y = 2.39 \times 10^{-5}x + 3.548 \times 10^{-4}$, $R^2 = 0.9953831$,即双曲线表达式 $S/Q = bS + a$ 中 $a = 3.548 \times 10^{-4}$ 、 $b = 2.391 \times 10^{-5}$,单桩极限承载力

$$Q_u = \lim_{x \rightarrow \infty} \frac{s}{as + b} = \frac{1}{b} = 41823.5 \text{ kN}$$

3.1.3 百分率法

假定 $Q - S$ 曲线符合指数方程 $Q = Q_u[1 - \exp(-\alpha S)]$,变化为线性方程形式为 $S = a + b \ln(1 - Q/Q_u)$,已知数据之后的 $Q - S$ 数据,可根据折线法中确定的指数函数分别假定不同的 Q_u 值结合已知实测值建立线性回归方程,当相关系数 $|R|$ 接近 1 时表明线性相关程度最高对应 Q_u 即为所求极限承载力。

计算中取解得相关系数近似为 1 时的 Q_u 。分别假定 $Q_u = 30000 \text{ kN}$ 、 33000 kN 、 36000 kN ,计算结果如图 9 所示,从图 9 中可以看出,假定极限承载力 $Q_u = 33000 \text{ kN}$ 时相关程度最高。

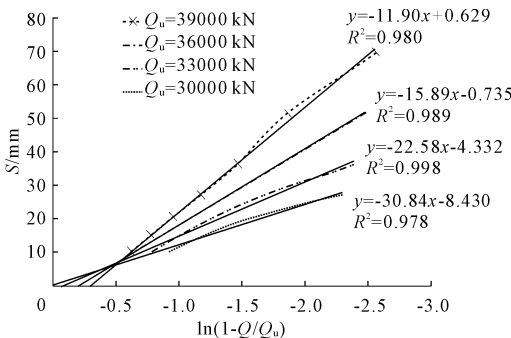


图 9 百分率法线性方程

3.1.4 抛物线法

任选一组等值桩顶沉降量水平线,如图 10 所

示,选择每 5 mm 为一档,根据其于 $Q - S$ 曲线交点作对应荷载竖直线,从它与横轴交点作与横轴成 45° 斜线与之之后每一荷载竖直线相交求得一组交点,对这组交点线性拟合后得到相应的直线与荷载横轴的交点即为极限荷载,得到 $Q_u = 34750 \text{ kN}$ 。

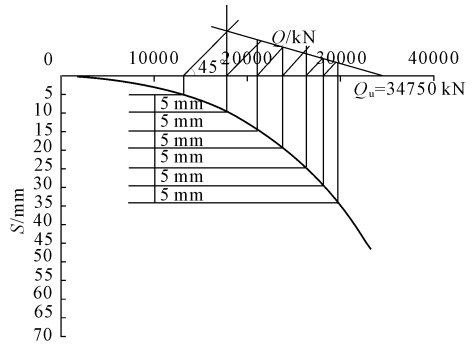


图 10 抛物线法

3.1.5 新信息 GM(1,1)预测

假设继续加载,即 $\hat{P}^{(1)}(k+1) = 33000 \text{ kN}$,按式计算得到 $\hat{S}^{(1)}(k+1) = 49.05 \text{ mm}$,桩顶荷载新序列变为 $P^{(1)} = [18000 \ 21000 \ 24000 \ 27000 \ 30000 \ 33000]$,沉降序列变为 $S^{(1)} = [10.51 \ 15.59 \ 20.85 \ 27.38 \ 36.47 \ 49.05]$

运用 MATLAB 进行矩阵计算得到:

$$B = \begin{pmatrix} -99060 & 5.08 \\ -1.1835 \times 10^5 & \\ -1.6651 \times 10^5 & 6.53 \\ -2.5907 \times 10^5 & 9.09 \\ -3.9627 \times 10^5 & 12.58 \end{pmatrix} Y = \begin{pmatrix} 3000 \\ 3000 \\ 3000 \\ 3000 \\ 3000 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a \\ b \end{pmatrix} = (B^T B^{-1}) B^T Y$$

即发展系数 a 和灰作用量 b 分别为 0.032691 和 1269.8 。新信息 GM(1,1)预测单桩极限承载力值

$P_{yc} = 30\ 894\ \text{kN}$, 预测误差为 0.24%, 后验差比值 $R^2 = 0.1456$ 。检验小误差

$$T = T\{|\varepsilon(i) - \bar{\varepsilon}| < 0.6745R_2\}$$

得到小误差概率 $T = 1$, 预测精度满足要求。

3.1.6 新陈代谢 GM(1,1) 预测

建立新陈代谢 GM(1,1) 预测模型: 保持模型维度不变, 去掉初始荷载值和沉降值并补充第 10 级预测荷载及沉降数据。桩顶荷载新序列变为 $P^{(1)} = [21000\ 24000\ 27000\ 30000\ 33000]$, 沉降序列变为 $S^{(1)} = [15.59\ 20.85\ 27.38\ 36.47\ 49.05]$ 。

运用运用 MATLAB 进行矩阵计算得到:

$$B = \begin{pmatrix} -1.1835 \times 10^5 & 5.26 \\ -1.6651 \times 10^5 & 6.53 \\ -2.5907 \times 10^5 & 9.09 \\ -3.9627 \times 10^5 & 12.58 \end{pmatrix} Y = \begin{pmatrix} 3000 \\ 3000 \\ 3000 \\ 3000 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a \\ b \end{pmatrix} =$$

$$(B^T B^{-1}) B^T Y = \begin{pmatrix} 0.0327 \\ 1384.6 \end{pmatrix}$$

新陈代谢 GM(1,1) 预测单桩极限承载力 $P_{yc} =$

$30\ 978\ \text{kN}$, 预测误差为 0.03%, 检验预测精度满足要求。需要注意的是当检验新陈代谢 GM(1,1) 预测精度不满足表 1 要求时, 可往复上述过程不断淘汰旧数据补充新数据建模, 一般都能得到较好的预测结果(见图 11)。

几种 $Q - S$ 曲线预测结果对比见表 3。

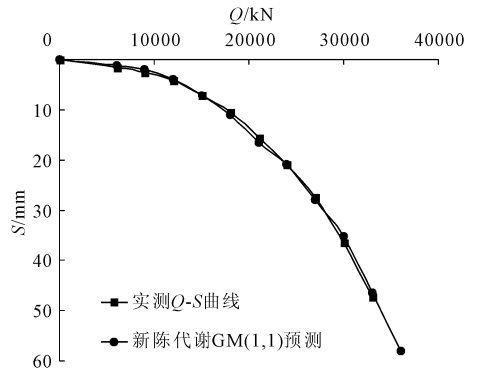


图 11 试桩实测 $Q - S$ 曲线与新陈代谢 GM(1,1) 预测曲线

表 3 极限承载实测值 30970 kN(实测 $Q - S$ 曲线 $S = 40\ \text{mm}$) 不同预测方法精度对比

预测方法	Q_u 预测值/kN	相对误差/%	预测函数
折线法	31372.55	1.29	常用 $Q - S$ 曲线预测方法无严格意义上的预测函数
双曲线法	41823.50	35.04	
百分率法	33000.00	6.55	
抛物线法	34750.00	12.21	
广义 GM(1,1) 模型	30933.00	0.12	$Q_u = [Q(1) - 39201]e^{-0.0319[S_u - S(1)]} + 39201$
新信息 GM(1,1) 模型	30894.00	0.24	$Q_u = [Q(1) - 38842]e^{-0.0326[S_u - S(1)]} + 38842$
新陈代谢 GM(1,1) 模型	30978.00	0.03	$Q_u = [Q(1) - 42343]e^{-0.0327[S_u - S(1)]} + 42343$

注: 式中 $Q(1)$ 、 $S(1)$ 为选取数据序列首项值, S_u 为拟控制沉降量。

从表 3 和图 11 中对比结果可以看出, 对于“缓变型”试桩极限承载力的预测, 四种常用的 $Q - S$ 预测方法中, 双曲线法预测结果与实测值相差较大, 这是由于双曲线法求得极限荷载值为沉降 S 趋于无穷时的荷载值, 即为试桩的破坏荷载。抛物线法预测结果也偏大, 不宜采用; 百分率法和折线法预测结果较为精确, 误差在 10% 以内。相比于常用的 $Q - S$ 预测方法, 灰色 GM(1,1) 模型预测精度最高, 其中修正的新陈代谢 GM(1,1) 模型的预测误差可达到 0.03%。采用灰色新陈代谢 GM(1,1) 模型预测“缓变型”试桩极限承载力, 灰色预测模型建立的预测函数可以方便的实现根据沉降控制值确定极限承载力。

3.2 陡降型 $Q - S$ 曲线单桩极限承载力预测

选用 S4 试桩试验数据, 其 $Q - S$ 曲线符合陡降

型曲线特点。选取不同数据序列采用灰色理论对 $Q - S$ 曲线呈陡降型单桩极限承载力进行预测, 分别建立不同预测步长的非等步 GM(1,1) 预测模型, 运用 MATLAB 运算结果见表 4、图 12。

表 4 S4 试桩不同步长 GM(1,1) 预测结果

预测数据序列号	发展系数 a/mm^{-1}	灰色作用量 $b/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	极限承载力预测 Q/kN		
1-6	0.1738	4159.2	23929		
1-7	0.1187	3315.8	27929		
2-7	0.0948	2834.4	29886		
预测数据序列号	极限承载力实测值 P/kN	相对误差 /%	后验差比值 C	小误差概率 T	
1-6	27000(取 $Q - S$ 曲线陡降起点值对应荷载)	11.4	0.324	1	
1-7		3.4	0.345	1	
2-7		10.7	0.246	1	

选取不同的原始荷载数据序列级数预测极限承载力发现:对于“陡降型” $Q-S$ 曲线,选取不同的数据序列进行灰色建模,预测误差离散性强,无明显规律。选取预测精度最高的数据序列,以试桩 S4 的 1

~7 级荷载-沉降数据序列分别建立试桩的极限承载力预测的修正 GM(1,1)模型群,对比模型各自预测精度结果见表 5。

表 5 S4 试桩四种预测模型分析结果

模型类别	a / mm^{-1}	b / $(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	承载力 预测值/ kN	承载力 实测值/ kN	相对误差 / $\%$	后验差 比值 C	小误差 概率 T
GM(1,1)	0.1738	4159.2	23929	27000	11.4	0.324	1
新信息 GM(1,1)	0.1187	3315.8	27929	27000	3.4	0.345	1
新陈代谢 GM(1,1)	0.1407	4974.7	27375	27000	0.9	0.210	1

从表 5 和图 12 中可以看出,对于 $Q-S$ 曲线呈“陡降型”试桩,广义 GM 预测模型精度较低,相对误差在 10%左右,修正的预测模型中新陈代谢 GM(1,1)模型的预测结果精度最高,相对误差可控制在 1%左右。

GM(1,1)模型,根据预测数据得到预测的 $Q-S$ 曲线见图 14,从图 14 中可以看出预测曲线前半段与实测曲线有一定差异,后半段与实测曲线拟合较好趋于重合,桩顶沉降为 40 mm 时预测曲线对应荷载值为 19 756 kN,即预测极限荷载值为 19 756 kN。

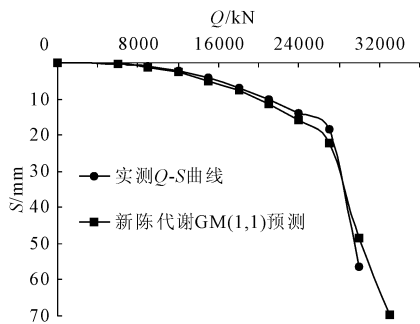


图 12 试桩实测 $Q-S$ 曲线与新陈代谢 GM(1,1)预测曲线

3.3 未达极限破坏条件试桩承载力预测

选取黄延高速扩能工程 LJ-4 标段冯家河大桥静载试验数据,由于试验设备限制,未能达到其破坏荷载,现对其极限承载力进行预测。

依据以上结论,运用几种修正的灰色预测模型对已有静载试验数据进行预测可以得到很高的精度,且无论 $Q-S$ 曲线呈“缓变型”或是“陡降型”,新陈代谢 GM(1,1)模型预测精度最高。

初步分析上述静载试验结果,试桩 $Q-S$ 曲线发展趋势未知,依据已有研究成果^[10],选取不同同步荷载-沉降数据序列建立灰色模型,对预测结果影响很大,选取合理的数据序列,则可以得到较为精确的预测结果。分别选取不同同步长的已有荷载沉降-序列进行灰色建模计算,每级预测值与实测值的相对误差见图 13。

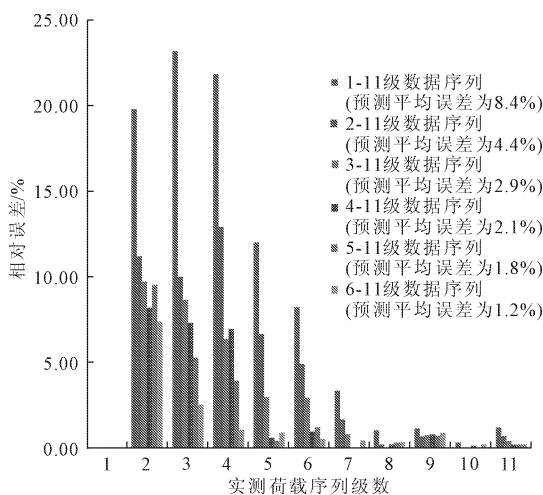


图 13 不同级数数据序列得到每级荷载预测值与实测值相对误差

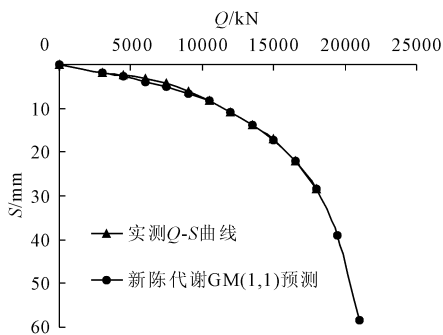


图 14 试桩实测 $Q-S$ 曲线与新陈代谢 GM(1,1)预测曲线

从图 13 中可知,选取 6-11 级数据序列进行预测每级荷载预测值与已有实测值的相对误差最小。

4 结 论

(1) 根据 $Q-S$ 曲线呈“缓变型”试桩实测数据

选取 6-11 级荷载-沉降数据建立新陈代谢

验证常用 $Q-S$ 曲线预测方法中折线法概念清晰、预测精度高,预测相对误差可达 1.29%,双曲线法预测相对误差较大,不宜采用;通过 MATLAB 编程实现各种 GM(1,1)预测模型运算并结合多个工程实例证明灰色理论预测具有最高的预测精度,新陈代谢 GM(1,1)模型预测相对误差可控制在 1% 以内。

(2) $Q-S$ 曲线呈“陡降型”单桩极限承载力灰色预测精度与选取静载试验的数据级数有密切关系,选取中长距离的数据序列预测可能造成较大的偏差,后几级荷载-沉降数据最能反映曲线后续变化趋势,且静载试验施加荷载越接近极限荷载,根据实测值建模得到的预测值精度越高。

(3) 对于两种常见 $Q-S$ 曲线,新陈代谢 GM(1,1)模型预测精度都是最高。增加反映系统现时特征的预测新数据才能不断接近单桩实际极限承载力。利用有限的试验数据选取预测相对误差最小的数据序列,运用新陈代谢 GM(1,1)模型对静载试验的不完全 $Q-S$ 曲线进行预测拟合,预测误差离散型小,得到的预测 $Q-S$ 曲线能够为工程实际提供一定参考。

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.
- [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):2069-2071.
- [3] Ranian Satyamurthy, Mysore S Nataraj, Kenneth LMemanis, et al. Investigations of pile foundations in brownfields [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008(10):1469-1475.
- [4] Lok T M H, Che W F. Axial capacity prediction for driven piles using ANN: Model comparison [C]//Geotechnical Engineering for Transportation Projects. California, USA: ASCE,

2004.

- [5] ZHAO J B, JIEWEN T U, SHI Y Q. An ANN model for predicting level ultimate bearing capacity of PHC pipe pile [C]//Earth and Space 2010: Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments. [S. l.]: ASCE, 2010.
- [6] 邓友生,龚维明.基于 Mindlin 位移解的超大群桩基础沉降计算[J].武汉理工大学学报:交通科学与工程版,2008,32(3):420-422.
- [7] 高笑娟,朱向荣.用双曲线法预测挤扩支盘桩的极限承载力[J].岩土力学,2006,27(9):1596-1600.
- [8] 赵春风,李尚飞,等.完整指数函数拟合单桩荷载-沉降曲线的分析[J].同济大学学报(自然科学版),2010,38(4):486-492.
- [9] 罗建阳,饶秋华.基于灰色系统理论单桩竖向极限承载力的预测[J].南华大学学报(自然科学版),2011,25(2):95-99.
- [10] 曹文贵,张永杰,赵明华.基桩极限承载力的改进变步长灰色预测模型研究[J].岩土力学,2006,22(S1):774-778.
- [11] 王勇,蔡智,屈洋.CFG 桩复合地基加筋褥垫层作用机理数值分析[J].水利与建筑工程学报,2016,14(1):96-100.
- [12] 杨校辉,朱彦鹏,黄雪峰.静压桩荷载传递与承载性状试验研究[J].水利与建筑工程学报,2016,14(1):139-143.
- [13] 苏航州,段伟,段晓伟.水平荷载作用下 GRF 桩基础受力特性的数值分析[J].水利与建筑工程学报,2015,13(3):201-204.
- [14] 赵会永,张玉洁,钟涛.水平受荷桩的变形性能与承载力的灰色系统法预测[J].水利与建筑工程学报,2015,13(1):114-120.
- [15] 崔雍,楚小刚,董嘉.基于神经网络的桩基竖向承载力预测研究[J].铁道工程学报,2016,211(4):65-69.

(上接第 106 页)

- [10] 唐洪祥,张兴,管毓辉,等.颗粒材料变形破坏与影响因素的细宏观分析[J].大连理工大学学报,2013,53(4):543-550.
- [11] 楚锡华.颗粒材料的离散颗粒模型与离散-连续耦合模型及数值方法[D].大连:大连理工大学,2007.
- [12] Li Xikui, Du Youyao, Duan Qinglin. Micromechanically informed constitutive model and anisotropic damage characterization of Cosserat continuum for granular materials[J]. International Journal of Damage Mechanics, 2013,22(5):643-682.

- [13] 施维成,朱俊高,张坤勇,等.平面应变条件下粗粒土的变形特性试验研究[J].岩土力学,2013,34(1):101-108.
- [14] 唐洪祥,董益峰,张兴.滚动机制对颗粒材料剪切带形成的影响[J].水利与建筑工程学报,2014,12(4):107-111.
- [15] 唐洪祥,张丽娟.平面应变试验与常规三轴试验条件下含细粒土砂力学特性比较研究[J].水利与建筑工程学报,2015,13(5):223-227.