

桩的轴向荷载传递及荷载— 沉降曲线的数值计算方法

曹 汉 志

(交通部第四航务工程局科学研究所, 广州)

提 要

本文是根据在华南地区的几次试桩成果写成的。

当桩承受荷载时, 通过予埋在桩内的电测元件, 可以测定桩身各量测截面的应变, 从而计算桩侧摩阻力、桩尖阻力随位移变化的关系, 即桩的荷载传递曲线(τ - S 曲线、 P_b - S_b 曲线)。实测的荷载传递曲线可近似地用双曲线方程来描述。从实用的目的来讨论, 可将 τ - S 曲线简化为弹性-全塑模型, P_b - S_b 曲线则简化为弹性-硬化模型, 并用五个参数 λ , S_u , K_1 , K_2 和 S_{bu} 来表示桩侧, 桩尖土的荷载传递规律。

用荷载传递方法, 本文提出了用“桩尖位移等值法”, 来计算桩的荷载-沉降曲线, 并将用该法计算的 P - S 曲线与现场实测的数据进行对比, 结果是吻合的。

根据桩的现场荷载试验来确定桩的轴向承载力, 是一种比较可靠的方法。桩基础设计时所使用的某些参数, 也是根据试验桩成果计算确定的。交通部编制的港工规范(JT J222-83)更明确规定: I、II级建筑物的单桩承载力, 应根据静载荷试验确定。因此, 工程试桩成了大中型桩基码头工程的前期准备工作之一。但是, 试桩, 特别是海上试桩耗资巨大, 而且费时费工。以湛江港一区附近兴建的几项工程为例, 在沿岸线2000m左右的范围内, 就先后进行了四次试桩, 耗资超过百万元。在一个很小的区域里反复进行试桩, 这就说明人们对桩的承载力机理、桩-土之间荷载传递机理的认识是比较模糊的。对于如何利用邻近地区已有的试桩资料来分析解决实际工程中遇到的问题, 也感到困难。

从五十年代西特(H. Seed)^[1]等人提出桩的荷载传递分析方法以来, 对桩的承载力机理的认识是深化了。但由于研究桩土荷载传递的方法, 与实际状况之间是不尽相符的, 加之该问题又比较复杂, 因此这种理论分析方法, 至今还停留在学者们的论文中, 没能在工程实践中推广使用。在工程实践中, 如何应用荷载传递方法来分析桩的承载力, 达到少做或不做试桩的目的, 是一个很有意义的问题。

一、桩土间的荷载传递

桩在轴向荷载作用下产生压缩变形, 桩尖向持力层贯入。在桩身与桩侧土产生相对位移时, 桩侧土便对桩产生侧摩阻力; 同样, 桩尖的贯入位移, 持力层对桩尖产生阻力。桩侧摩阻力、桩尖阻力随桩土间的相对位移的变化而变化, 这便是桩的荷载传递过程。

研究桩的荷载传递，已往曾用过几种不同的方法。西特^[1]使用宽度为1.5in、高为4.5in的十字板，以每分钟扭转10°的速率，测定土的抗剪强度与扭转位移的关系，视作桩土之间的荷载传递函数。见图1

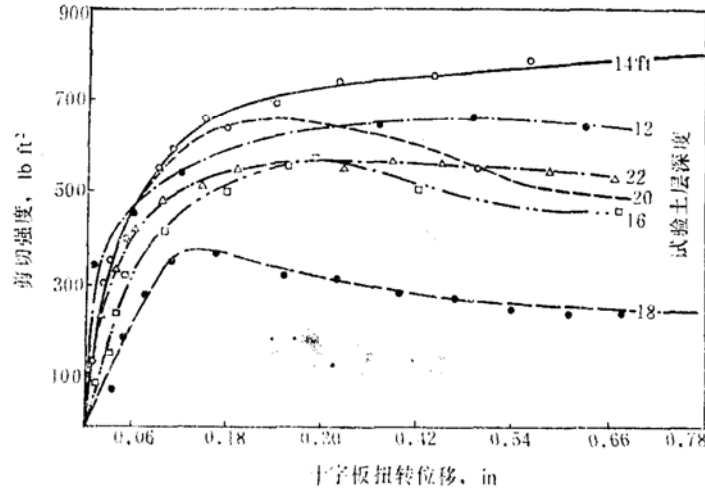


图1 十字板剪切试验结果
(1 lb/ft² = 47.9Pa)

其后，库勒(M.Coyle)等人^[2]，报导了用三轴仪在压力囊中设置模型桩，使模型桩侧土在不同周边压力作用下固结，然后再对模型桩进行荷载传递试验。试验的结果见图2。从图2得知，桩土间的荷载传递量与周边压力的大小有关，而桩的表面粗糙或光滑，则影响比较小。

克拉夫特(M.Kraft)^[3]研究了桩的荷载传递规律后指出，桩径、桩的轴向刚度、桩长，以及沿桩纵向土的强度和硬度，都对荷载传递有影响。并在另一篇文章中^[4]，建议理想的荷载传递曲线如图3所示。

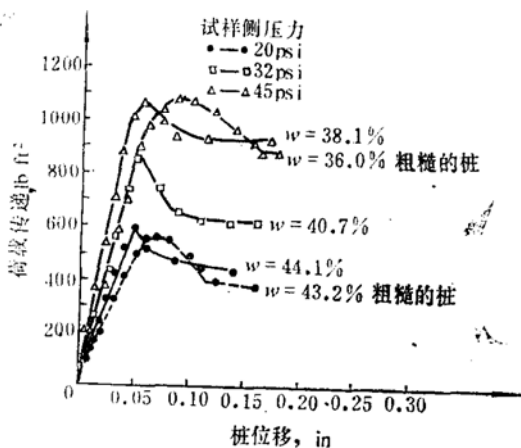


图2 3/8in光滑桩和1/2in粗糙的试验曲线
(1 psi = 1 lb/in² = 6.9kPa)

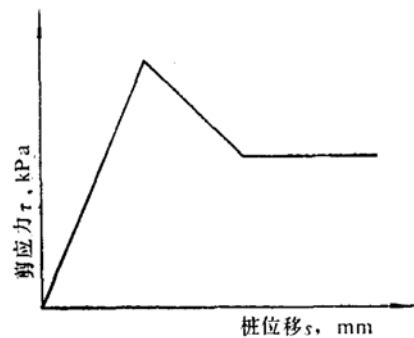


图3 理想τ-S曲线

近年来在国内发表的一些文章中，曾先后报导过钻孔灌注桩^①、和在软粘土中桩的荷载

① 洪毓康，陈强华，钻孔灌注桩的荷载传递试验研究，同济大学科技情报站，1983年。

传递试验研究的情况^② [6]。洪毓康等人在文献[6]中介绍了他们在600×600mm、高为1500mm模型砂箱内,对直径为50mm、桩表面粗糙的铜模型桩,在砂土中进行荷载传递试验的情况。

如上所述,无论是用十字板测定土的剪应力与位移的关系,还是用模型桩来研究土荷载传递规律,它们都无法模拟桩在现场地质条件下的荷载传递规律。而且,目前在研究桩的荷载传递时,又往往侧重研究桩侧摩阻力的传递,而忽视研究桩尖阻力的传递性状。正如鲍尔斯(E. Bowles)在文献[7]中指出,桩尖荷载传递,是一个比桩侧摩阻力传递更为复杂的问题。

因此,在研究桩的轴向荷载传递时,必须同时考虑桩侧土与持力层两者的荷载传递过程,及它们相互间的影响。

二、现场测定桩的荷载传递函数

鉴于上述原因,近十年来,我们曾先后在湛江港一区南码头^③,广州黄埔港洪圣沙码头^④,和汕头港客运站码头^⑤进行了桩的荷载传递的现场测试研究工作。各试验桩除表1已注明的外,均为0.5×0.5m带桩尖预应力方桩。打桩记录及现场试验的结果见表1。

表1

试桩代号	桩长(m)	极限承载力(kN)	桩侧主要土层名称	持力层土名	总锤击数	最终贯入度(mm)	备注
Z·J 11	31	2550	灰色粘土	粘土	450	16	Z·J代表湛江
Z·J 13	28	2200	同上	砂夹粘土	228	16	
H 11	20.6	1220	中砂	淤泥混砂	126	79	H代表洪圣沙
Hc 1	17.5	900	中砂、淤泥夹贝壳	同上	194	40	c表示观测桩
H 12	22.11	4900	同上	风化岩	259	4.0	
H 21	20.49	1360	中砂	淤泥混砂	194	40	
Hc 2	17.41	810	同上	同上	175	50	
H 22	23.67	3400	中砂、淤泥夹贝壳	强风化岩	648	3.2	
C·T 1	49.70	4900	淤泥	粗、砾砂	805	4.1	C·T代表汕头
C·T 2	42.80	6000	同上	同上	2018	1.9	为0.55×0.55m方桩

研究桩的荷载传递,先要量测桩承受荷载时桩身不同截面处的应变,然后再计算各截面的轴向力,以及各桩段的侧摩阻力和桩土之间相对位移,以此来建立桩的荷载传递关系的。根据桩身的应变,桩身不同截面处的轴向力,也可用率定线换算来确定。

传感元件是采用3×15mm、电阻值为120Ω的胶基电阻应变片,用半桥测量方法,将应变片贴于非预应力主筋上。为了避免在静荷载试验时可能产生偏心,故在同一量测截面四个对称的位置上布置测点。为保证量测精度,要求测点(包括导线)对地的绝缘度,最低不得低于1MΩ^[8]。

② 索富珍等,软粘土中摩擦长桩荷载传递和静承载力分析,冶金部建筑研究总院,1981年。

③ 交通部四航局科研所,湛江港一区南新建码头第一期试桩成果分析报告(油印),1977。

④ 同上,黄埔港洪圣沙码头试桩总报告(油印)1982年。

⑤ 同上,汕头港客运站工程试桩报告(油印),1982年。

(一) 桩的变形模量E和侧膨胀系数μ值

如何确定钢筋混凝土桩的E和μ值，对于计算桩身的轴向力和桩的压缩变形量是至关重要的。为此，我们进行了桩的现场整体率定试验。

现场整体率定是将桩吊放在一块平整并经过夯实的场地上，用两片米字梁（即先张法生产预应力钢筋混凝土桩的张拉台座的活动端梁），和6根φ^L30的钢筋，组成一个加载框架，如图4所示。用千斤顶对桩分级施加轴向压力，同时量测桩身各测点的应变值。为防止因加载偏心致使各测点受力不均匀，以及桩在较大的轴向力作用下，可能发生纵向失稳，故在桩两侧安装百分表进行监测。

根据千斤顶对桩施加的压力值，和实测的桩身应变，绘出桩身不同测点的应力-应变关系，见图5。图5所示的应力-应变基本上是线性的。

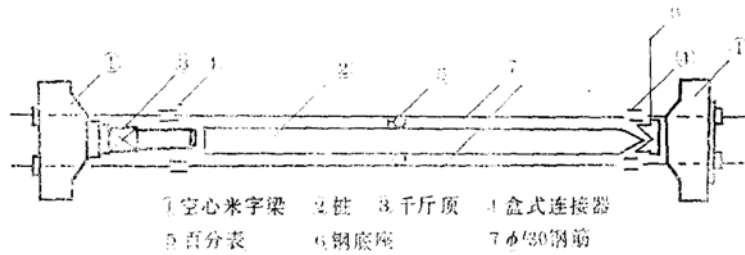


图4 压缩率定装置示意图

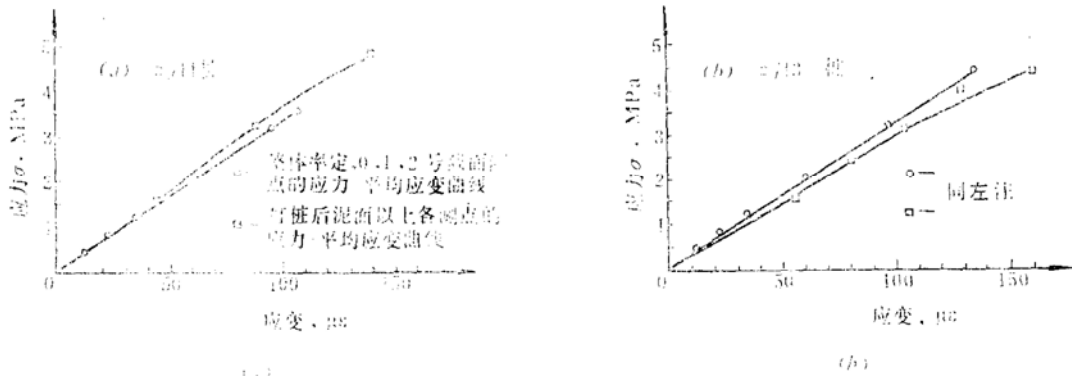


图5 ZJ11桩、13桩σ-με曲线

受加载框架能力的限制，桩的整体压缩率定只进行到1100kN，相当于桩身应力为4400KPa。由于率定荷载值比较低，不能满足现场荷载试验时换算桩身轴向力的要求，因此在编写报告③时，曾将率定线按直线延长。用直线延长率定线，实际上是把桩的变形模量E当作常量。用这种方法来计算桩身的轴向力和桩的压缩量，无疑会产生偏差。为估计用这种方法给分析带来的误差，可将泥面以上桩段的换算轴向力，与桩顶该级的加载量值进行对比，结果Z·J11号桩误差为5%，Z·J13号桩为9.5%。用整体率定线延长，即视E值不变，分析的结果是不理想的。

根据桩静载荷试验时，泥面以上桩段在不同加载时的应力-应关系计算E值，从图5所示结果可以看出，应力-应变呈曲线变化，这实际上是在试验现场进行率定试验。用现场试验时的率定值来分析桩身轴向力，见图16，比原报告③分析的结果要合理。里斯(L.C.Reese)也曾介绍过使用类似的方法。

关于钢筋混凝土桩的侧膨胀系数 μ 值，也是一个很难解决的问题。电阻应变片是贴在钢筋上，似乎应取用钢筋的侧膨胀系数值。但考虑到桩系一钢筋混凝土的整体结构，如钢筋产生的侧向变形超过了混凝土可能产生的侧向膨胀变形，则桩的整体性便可能遭到破坏；再则桩的含钢百分率比较低，钢筋截面积仅占桩横截面很小的一部份。因此桩可能产生的侧向膨胀量值，主要是受混凝土的侧膨胀系数控制。故在计算分析时，桩的侧膨胀系数是采用混凝土的侧膨胀系数，即 $\mu = 1/6$ 。

(二) 桩的荷载传递曲线的计算

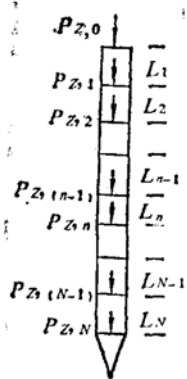


图 6 桩分段示意图

已量测桩身任意截面 n 的应变值，并计算出该截面的轴向力 $P_{Z \cdot n}$ 后，可分别计算桩侧摩阻力 τ 值，桩侧、桩尖土的位移 S_n, S_b ，从而绘出桩侧摩阻力的传递曲线 ($\tau-S$ 曲线)，和桩尖阻力传递曲线 (P_b-S_b 曲线)。桩段划分及轴向力的编号顺序如图 6 所示。桩侧摩阻力和桩侧、桩尖土位移可分别按下式计算：

$$\tau_n = \frac{P_{Z,n-1} - P_{Z,n}}{U L_n} \tag{1}$$

$$S_n = S_b + \sum_{i=N}^{i=n+1} \frac{(P_{Z,i} + P_{Z,i-1}) L_i}{2EA_i} + \frac{(P_{Z \cdot n} + P_{Z \cdot n+1}) L_n}{4EA_n} \tag{2}$$

$$S_b = S_0 - \sum_{i=0}^{i=N} \frac{(P_{Z,i} + P_{Z,i+1}) L_i}{2EA_i} \tag{3}$$

上列各式中

- S_0, S_b ——桩顶沉降量、桩尖贯入位移量(mm)；
- S_n ——任意桩段中点处的桩土位移量(mm)；
- τ_n ——桩段 n 的侧摩阻力(kPa)；
- $P_{Z \cdot n}$ ——桩身第 n 截面的轴向力(kN)；
- L_n ——第 n 桩段长度(m)；
- U, A_n ——桩周长、桩截面积(m, m²)；
- E ——桩的变形模量(kPa)；
- N, n ——桩尖截面、和任意桩段序号数。

$P_{Z \cdot N}$ 系桩尖处截面的桩身轴向力。 $P_{Z \cdot N}$ 与地基对桩尖的阻力 P_b 是有区别的。在这里是近似地用桩尖处截面的轴向力 $P_{Z \cdot N}$ ，来代替持力层对桩尖的阻力 P_b 。并绘 P_b-S_b 曲线来描述桩尖阻力的荷载传递过程。

按式(1)~(3)计算 $Z \cdot J13$ 桩的不同桩段的 τ, S_n 以及 S_b 值，绘制的 $\tau-S$ 曲线及 P_b-S_b 曲线如图 7 所示。

从图 7 所示的湛江粘土的荷载传递曲线，无论是 $\tau-S$ 曲线，还是 P_b-S_b 曲线，都明显地存在着某一分界点，将曲线分成两部份，如果用 S_u, S_{bu} 分别表示 $\tau-S$ 曲线和 P_b-S_b 曲线

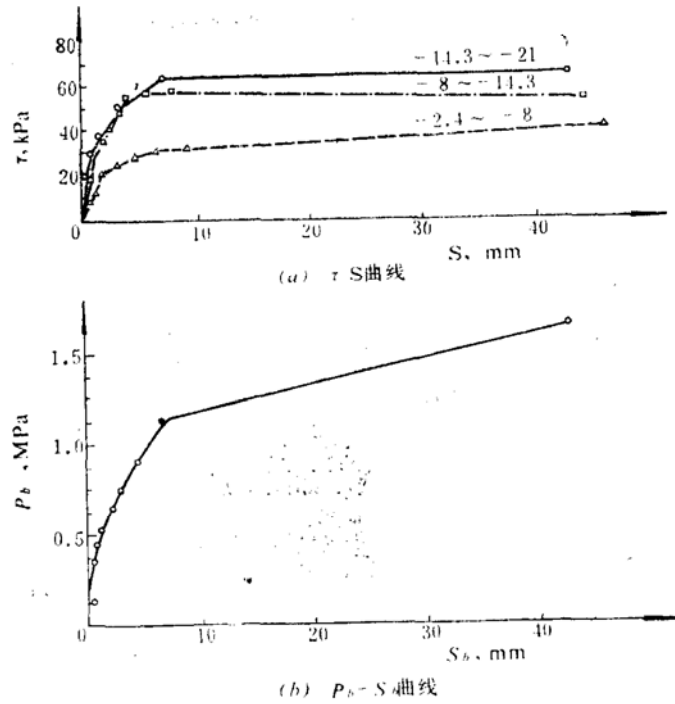


图7 Z·J13桩 τ -S、 P_b - S_b 曲线

的分界点所对应的位移值，以下称分界位移。那么，当桩侧土的相对位移小于 S_u ，桩尖的贯入位移小于 S_{bu} 时， τ -S 曲线和 P_b - S_b 曲线呈明显的曲线型，它们可以近似地用双曲线方程来表示。然而，当 $S > S_u$ 时桩侧摩擦阻力的传递，随 S 变化基本上保持不变；桩尖阻力的传递在 $S_b > S_{bu}$ 时，它呈现出与桩侧土不同的性质， P_b - S_b 曲线，视持力层基土性质不同， P_b 值随 S_b 值的增大呈不同的增长趋势。

分界位移 S_u 、 S_{bu} (也有人称极限位移)，它表示荷载传递在该值前后，荷载传递量将发生明显的变化。分界位移值是桩的荷载传递分析的一个很重要的参数，已为国内外的许多学者所瞩目，他们在各自的论文中，报导过有关研究成果。

洪江港、广州黄埔港和汕头港不同地层的荷载传递曲线，见图 8~13。

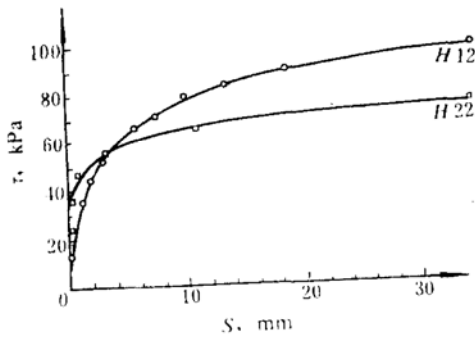


图8 广州洪圣沙码头淤泥混砂夹贝壳层 τ -S曲线

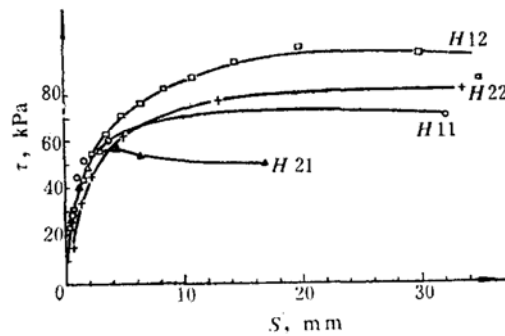


图9 广州洪圣沙码头中、粗砂层 τ -S曲线

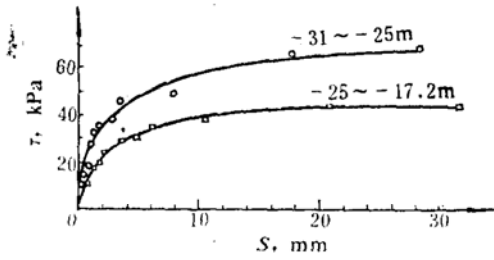


图10 汕头灰绿色浇筑τ-S曲线

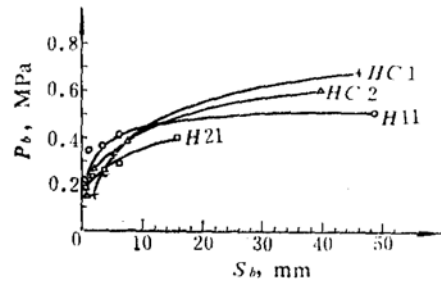


图11 广州洪圣码头淤泥混砂夹贝壳层P_b-S_b曲线

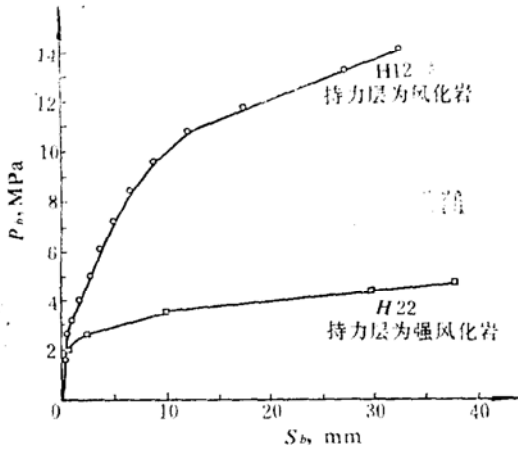


图12 广州风化页岩、强风化页岩P_b-S_b曲线

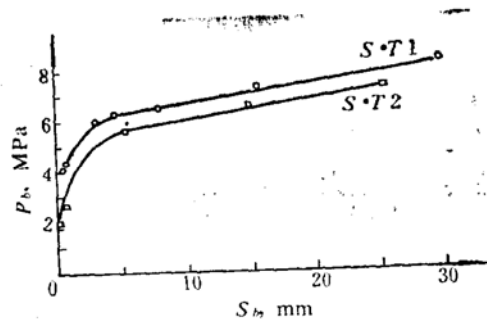


图13 汕头粗、砾砂层P_b-S_b曲线

三、传递函数的简化和应用

(一)传递函数的简化

从华南地区现场实测的桩侧、桩尖的荷载传递曲线，它们在线型上是有区别的。如从应力-应变的性状类型来区分， $\tau-S$ 曲线基本上是属于非线性弹性-塑性类型；而 P_b-S_b 曲线则为非线性弹性-应变硬化类型。国内的许多次的现场试验资料^{[6], ③-⑤}，和室内模型桩的试验结果^①，都证明了这一点。而克拉夫特建议的桩的理想荷载传递曲线，即线弹性-应变软化类型，与笔者在室内用直剪仪测定细骨料混凝土试件在疏松的中砂之间剪应力-位移的关系曲线相类似。

由于土不是线性材料，其应力-应变关系是比较复杂的。因此，在讨论桩土荷载传递的本构关系时，可否采用简化的双线模型来描述？采用双线模型，使用时比较简单，但它的最大缺陷是有很大的随意性。同一条曲线，不同的人进行简化时，会定出斜率不同的双线走向。用简化的双线模型来代替实际的荷载传递曲线，最重要的是确定分界位移量 S_u 、 S_{bu} 值。在确定了分界位移量值后，可将传递曲线的起始点与终值点，分别与分界位移值在曲线上的对应点连线并构成如图14的简化图式，用五个参数 λ 、 S_u 、 K_1 、 K_2 和 S_{bu} 来描述桩侧摩阻力和桩尖阻力的荷载传递性质。其中

λ ——桩侧土在单位变形时的摩阻力传递系数(kPa/mm);
 K_1, K_2 ——持力层在分界位移前、后, 单位变形时桩尖阻力传递系数(MPa/mm);
 S_u, S_{bu} ——桩侧摩阻力、桩尖阻力传递的分界位移量值(mm)。

华南滨海地区几种土的传递系数值, 见表 2, 3。表 2 所列的桩侧摩阻力的分界位移值 S_u 它与土的性质有关, 而和土的埋深无关, 这与惠特克(H. Whitaker) 和库克(R. W. Cooke) (1960) 在伦敦粘土层中钻孔桩的试验结果是一致的。

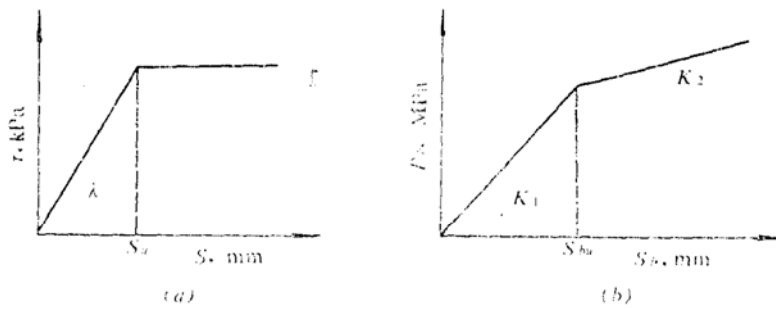


图14 τ - S 曲线、 P_b - S_b 曲线简化模式

确定分界位移点方法和根据试桩的荷载-沉降曲线分析桩的极限承载力的方法相类似。而且荷载传递曲线大都属于有明显拐点这一类型的曲线, 因此是可以比较容易地判别荷载传递曲线的分界点的, 并可视该分界点所对应的 S (或 S_b) 值, 为分界位移 S_u 或 S_{bu} 。

表 2

土 名	λ (kPa/mm)	S_u (mm)
湛江淤泥、淤泥混砂	500	6
湛江粘土 (上层)	800	7
湛江粘土 (下层)	900	7
广州淤泥混砂夹贝壳	900	8
广州中密、中、粗砂	1200	7
汕头灰绿色淤泥(表层)	500	8
汕头灰绿色淤泥(底层)	700	8

表 3

土 名	K_1 (MPa/mm)	K_2 (MPa/mm)	S_{bu} (mm)
湛江砂加粘土	16	1.5	7
广州淤泥混砂夹贝壳	5	0.6	8
广州强风化岩	80	4	4
广州风化岩	130	16	7
汕头粗、砾砂	120	8	5

(二) 桩的荷载-沉降曲线的数值计算方法(桩尖位移等值法)

里斯在文献[2]中曾提出过桩的荷载-沉降曲线的数值计算方法。他是从假设不同的桩尖位移值 S_b (例如: 第一次先假设 $S_b \approx 0$), 计算相应于该假定桩尖位移值所对应的桩顶荷载 P , 及桩顶沉降量 S_0 的。里斯在计算相应于该假定的 S_b 值时的桩尖阻力 P_b 值, 是借用斯肯普顿(A. W. Skempton)在1951年提出的方法进行的。

计算桩的荷载-沉降曲线, 应同时考虑桩侧摩阻力和桩尖阻力的传递过程, 以及它们的相互影响; 另外桩的沉降值是由桩身的压缩变形和桩尖的贯入位移这两部份组成的这两点。

用桩尖位移等值法, 是计算桩顶加载为 P_{0j} 时的沉降量为 S_j , 先假设在 P_{0j} 作用时桩尖的贯入量 S_{bj} , 用荷载传递的方法, 计算出在 P_{0j} 作用时的桩尖阻力及桩尖贯入位移 S'_{bj} , 如 $S'_{bj} \neq S_{bj}$, 则重新假设 S_{bj} 值, 直至算出的 $S'_{bj} = S_{bj}$ 为止。故称该法为桩尖位移等值法。在已知某地区各土层的传递系数时, 桩的荷载-沉降曲线可用桩尖位移等值法计算, 具体步骤如下:

- ① 按地基土的性质, 及桩身截面积的变化情况, 将桩划分为若干计算桩段;
- ② 假设作用在桩顶的荷载等级, 它们分别为 P_{01} 、 P_{02} …… P_{0N} ;
- ③ 先假设桩身侧摩阻力等于零, 求各桩段在相应的桩顶荷载 P_{0j} 作用下, 各桩段的压缩量 S_{ij}

$$S_{ij} = P_{0j} \times L_i / (E \times A_i)$$

下标 i 为桩段及分割截面号; j 为桩顶加载等级顺序号。例如 P_{05} 为桩顶施加的第五级荷载; S_{23} 为第二桩段在第三级荷载作用时所产生的压缩量;

- ④ 假设桩尖位移 S_{bj} ;
- ⑤ 求各桩段中点处的桩土相对位移值 S'_{ij} ;

$$S'_{nj} = S_{bj} + \sum_{i=N}^{i=n+j} S_{ij} + \frac{1}{2} S_{nj}$$

式中 S'_{nj} ——第 n 桩段在第 j 级荷载作用下的桩土相对位移;

- ⑥ 按 S'_{ij} 值计算各桩段的桩侧摩阻力

$$\text{当 } S'_{ij} \leq S_u \quad \tau = \lambda_i S'_{ij}$$

$$S'_{ij} > S_u \quad \tau = \lambda_i S_u$$

式中 λ_i ——相应第 i 桩段所对应土层的传递系数;

- ⑦ 计算考虑桩侧摩阻力时的桩身轴向力 P_{ij}

$$P_{ij} = P_{0j} - \sum \lambda_i S'_{ij} U L_i$$

- ⑧ 按第⑦步计算的桩身各截面的轴向力值, 重新计算各桩段的压缩变形量 S_{ij} ,

$$S_{ij} = \frac{(P_{(i-1)j} + P_{ij}) L_i}{2 E A_i}$$

- ⑨ 按第⑧步计算的 S_{ij} 值, 重新计算第⑤~⑦步, 计算各截面的轴向力及桩尖处截面的轴向力 P_{Nj} 值;

表 4

截面号 截面 荷载 桩顶 加载 (kN)	II	III	IV	V
	各截面受荷实测值(kN)			
	各截面受荷计算值(kN)			
400	400	318.7	183.1	27.1
		316.6	187.7	44.7
800	800	679.3	324.5	83.0
		633.0	374.7	87.0
1200	1200	953.9	529.1	126.7
		949.7	562.7	131.7
1600	1600	1319.7	737.3	162.2
		1266.3	750.3	175.1
2000	2000	1661.7	948.5	220.6
		1664.0	985.1	229.3
2000	2200	1846.4	1125.2	281.3
		1864.0	1158.4	296.4
2400	2400	1942.5	1267.5	412.5
		2064.0	1358.4	476.4

⑩ 计算桩尖位移 S'_{bj} 值

$$S'_{bj} = P_{Nj} / K_1$$

如果 $S'_{bj} > S_{bu}$ 则

$$S'_{bj} = S_{bu} + (P_{N,j} - K_1 S_{bu}) / K_2$$

⑪ 如 $|S'_{bj} - S_{bj}| \leq 0.01\text{mm}$ 则

$$S_{0j} = S_{bj} + \sum S_{ij}$$

否则 调正 $S_{b,j}$ 值, 重复第⑤~⑩步, 直至 S_{bj} 与计算的 S'_{bj} 符合第⑪步不等式的要求为止;

⑫ 依次增大桩顶荷载, 并按第①~⑪步求出相应的 S_{0j} 值, 作 $P-S$ 曲线至可以判别极限承载力或 $S > 40\text{mm}$ 为止。

图15是Z·J13桩实测的和用桩尖位移等值法计算的 $P-S$ 曲线, 图16及表4是实测和计算的桩身轴向力。

从上面的分析和计算可得出以下结论:

1. 将桩的荷载传递曲线, 简化为两条直线, 对计算桩的 $P-S$ 曲线, 及泥面以下桩身轴向力的变化, 是比较符合的。从湛江13桩 P_z 的计算值与实测值相比, 最大偏差为53.4kN,

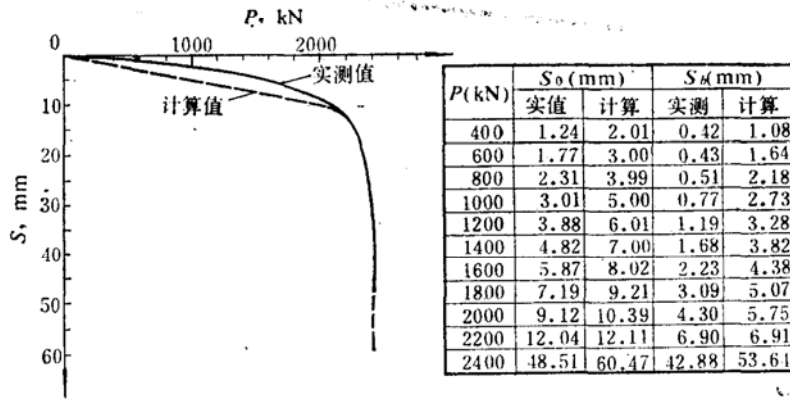


图15 ZJ13桩实测与计算的P-S曲线

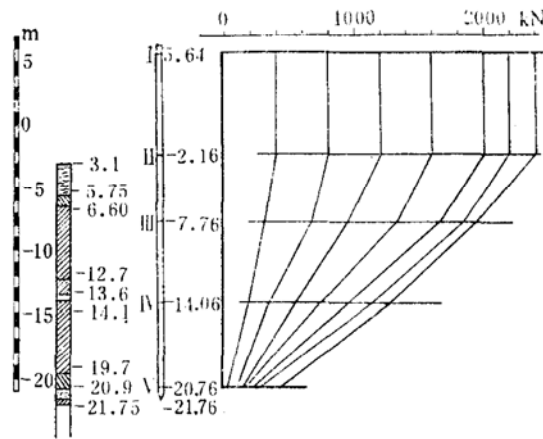


图16 ZJ13桩轴向力实测值分布图

误差为4%；桩顶沉降量S，最大偏差2.18mm。用桩尖位移等值法计算产生误差的原因，是采用双线模型代替实际的荷载传递曲线。正如前述，在分界位移之前，是用割线来代替传递曲线的。因此，对某一位移S，割线所对应的τ值要比实际的传递曲线所对应的值要小。如果要计算得到与实际相同的传递效果，则一定要比原位移值大的量值。这就说明了用桩尖位移等值法计算桩顶沉降，比实测值大的原因。

2. 桩侧摩阻力、桩尖阻力，它们都是桩土间相对位移的函数。一般规范所推荐的极限摩阻力、极限桩尖阻力值，可理解为桩土间的位移相当于分界位移量值。由于τ、P_b都是桩土间位移的函数，而在桩身不同位置处，桩土间的相对位移量是不相同的。因此，在某一荷载作用下，即使是相同的地层，它的上、下桩侧摩阻力的传递量值也是不相同的。随着桩顶作用荷载的逐步增大，桩侧摩阻力自泥面往下依次先后趋于极限，最后桩尖阻力也趋于极限。这便是一般摩擦桩、半支承桩荷载的传递过程。

3. 桩的允许承载力的安全系数取值问题，一般都习惯将桩的极限承载力除以2，便得到桩的允许承载力。但这是不合理的。有人建议对桩侧摩阻力、桩尖阻力分别取不同的安全系数。即[P] = P_f/K_f + P_b/K_b。式中P_f、P_b为桩的极限侧摩阻力和极限桩尖阻力；K_f、K_b为桩侧摩阻力的安全系数和桩尖阻力安全系数。

对桩侧、桩尖分别采用不同的安全系数,无疑是比以往的方法要合理。但如何确定 K_f 及 K_b 值呢?

从桩的荷载传递这一概念来讨论,可以认为 K_f 、 K_b 是桩在某一级荷载作用时,桩侧土产生的相对位移 S , 和桩尖产生的贯入位移 S_b , 与分界位移 S_u 及 S_{bu} 之比。即 $K_f = S_u/S$; $K_b = S_{bu}/S_b$ 。这是以桩土相对位移的大小来分析桩的安全程度的。这不同于已往习惯上采用强度作为研究安全程度的标准,而改为用变形大小来分析桩的安全程度。

仍以 ZJ13 桩为例,对该桩原报告^③分析:极限承载力 $P_u = 2200\text{kN}$, 安全系数 $K = 2$, 允许承载力 $[P] = 1100\text{kN}$ 。分析桩在 1100kN 作用时,桩侧三层土(见图16)产生的桩土位移是 $S_1 = 4.12\text{mm}$; $S_2 = 3.54\text{mm}$; $S_3 = 3.15\text{mm}$, 桩尖贯入位移 $S_b = 3.02\text{mm}$ 。而各土层的分界位移 $S_{u1} = 6\text{mm}$; $S_{u2} = S_{u3} = 7\text{mm}$; $S_{bu} = 7\text{mm}$ 。因此: $K_{f1} = 1.46$; $K_{f2} = 1.98$; $K_{f3} = 2.20$ $K_b = 2.30$ 。

上述实例说明,取安全系数 $K = 2$ 时,实际上桩侧土、持力层是处于不同的安全储备状态之下。从桩土间的位移大小来分析桩的安全程度,是一种研究桩安全系数的新途径。

桩的荷载传递分析方法,自五十年代提出后,在现场或室内研究传递函数方面;或用假设的简化传递函数求解荷载传递基本微分方程,都取得了许多进展。但问题仍未得到根本解决,这主要是荷载传递函数的类型,不同性质土的传递参数,以及它们与常用土工试验指标的关系等。这些问题不解决,要用荷载传递方法来解决实际工程问题,仍然是困难的。但从某一地区着手,建立该地区的有关计算参数,这可能是研究解决这个问题的比较可行的办法。

本文写作时,曾得到河海大学周铭先生在文献资料方面的大力协助,谨表衷心的感谢!

参 考 文 献

- [1] Seed, H. B. and Reese, L. C., The Action of Soft Clay Along Friction Piles, ASCE, Transactions, 1957.
- [2] Coyle, H. M. and Reese, L. C., Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the ASCE March 1966.
- [3] Kraft, L. M., Ray, R. P. and Kagawa, T., Theoretical t-z Curves, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, November 1981.
- [4] Kraft, L. M., Focht, J. A. and Amerasinghe, S. F., Friction Capacity of Piles Driven into Clay, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, November, 1981.
- [5] 朱平东, 单桩承载力机理的探讨, 港工技术交流, 1982年第3期。
- [6] 洪毓康, 陈士衡, 宰金璋, 单桩承载力的安全度分析, 岩土工程学报, 第6卷第1期, 1984年1月。
- [7] Joseph E, Bowles, Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering, 1974.
- [8] 曹汉志, 测点绝缘度对应力量测的影响, 华南港工, 1981年第2期。

Axial Loading Transfer of Pile and Numerical Calculation Method of Loading-Settlement Curve

Cao Hanzhi

(The Research Institute of The Fourth Harbour Engineering Bureau,
The Ministry of Communiation, Guangzhou)

This paper was written according to the results of several test piles in the south China.

When loading begins on a pile. We may measure any measurement section's strain with strain gauges which were presetted in the pile beforehand, and may calculate loading transfer curve of pile, i. e. the variations of lateral frictional force and pile point force with displacement. These are τ -S curve and P_b - S_b curve. They may be approximated by hyperbolic equation. Practically, These curves may be simplified by elastic-plastic model and elastic-hardening model respectively, and five coefficients λ , S_s , K_1 , K_2 , and S_{bu} may be applied for the relationship of loading transfer of pile lateral force and pile point.

In this paper, the writer proposed a method of equal pile point settlement for calculating P - S curve of pile. The result of calculation are fairly checked with those measured in the field.