

桩基设计方法*

陆培炎

(广东省水利水电科学研究所 广州 510610)

摘要 本文提出了桩基强度和桩的沉降计算方法,指出不能用岩石单轴抗压强度去计算桩基强度,提出了桩基的设计原则和桩的允许沉降值,特别提到了在软土中桩的负摩擦和侧移问题。

关键词 桩基,设计方法

1 桩基设计原则

在广东,桩基应用很多,主要有如图1的三种形式。即有扩大头的挖孔桩(图1a),无扩大头的挖孔桩,冲、钻孔灌注桩(图1b)和有桩尖的预应力混凝土桩、预制桩、锤击式灌注桩和就地压入桩(图1c)。

桩穿过各种岩土层,并支承于某一岩土层上,在桩顶荷载 N 的作用下,由于桩向下位移 S ,桩周各土层将产生向上的摩擦力,其合力为 N_f ,在桩底将产生作用于支承岩土层上的荷载为 N_b , $N = N_f + N_b$ 。

桩基的设计,对于承受垂直荷载作用的桩基,应保证桩身的强度和桩基的地基强度有一定的安全度,也应保证桩顶的沉降小于上部建筑物允许的沉降。即

$$N \leq \Phi \tag{1}$$

$$S \leq f \tag{2}$$

式中: N ——桩的计算荷载;

Φ ——桩身强度和桩底地基强度;

S ——桩顶计算沉降;

f ——上部建筑物允许沉降。

对于承受水平荷载作用的桩基,应保证桩身的强度和桩基强度,也应保证桩顶的水平位移在一定的允许范围内。检验桩身强度可按砼结构规范解决。

如果知道桩的摩擦力 N_f ,则 N_b 可知,式(1)中检验桩基强度公式可写为:

$$N_b \leq \Phi \tag{3}$$

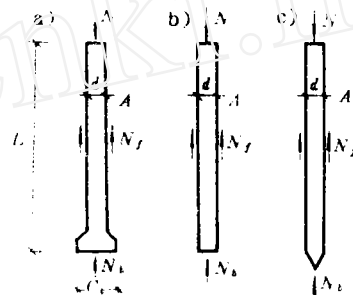


图1

Fig. 1

1991年12月26日收到初稿,1994年7月11日收到修改稿。

* 1993年10月19日作者在国立新加坡大学以该文为内容作了报告。

2 桩基强度计算

(1) 在荷载 N_b 作用下, 桩支承于有容重 γ 、内聚力 c 和内摩擦角 φ 的岩土上, 桩埋深为 h , 桩底直径为 d (图 2), 桩基强度可按笔者的弹塑性压力公式计算^[1]:

$$\Phi = A_b \cdot p_\lambda \tag{4}$$

式中: A_b ——桩底面积;

p_λ ——桩基岩土的弹塑性压力, 当危险度 $\lambda=0$, $p_{\lambda=0}$ 为临塑压力; 当 $\lambda=1$, $p_{\lambda=1}$ 为极限压力; $p_{\lambda=0-1}$ 为弹塑性压力, 如图 3。

$$p_\lambda = A_\lambda \gamma d + B_\lambda \gamma_0 h + D_\lambda c \tag{5}$$

式中: $A_\lambda, B_\lambda, D_\lambda$ ——与桩底岩土的内摩擦角 φ 和危险度 λ 有关, 具体数值列于附录中;

γ, γ_0 ——桩底和埋深岩土层的容重;

c ——桩底岩土的内聚力。

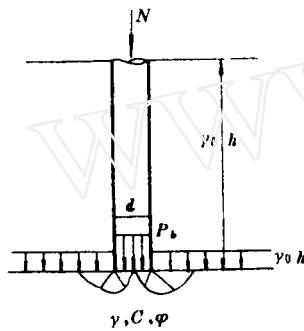


图 2
Fig. 2

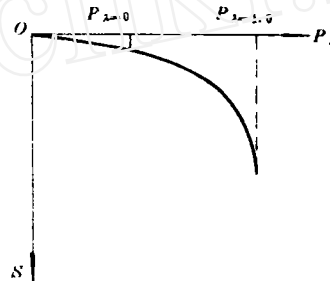


图 3
Fig. 3

在广州、深圳、珠海的桩长为 18m 以内、支承于残积层和砂层上的直径为 480mm 的锤击沉管灌注桩的静载试验, 曾检验式(5) $p_{\lambda=0}$ 和 $p_{\lambda=1}$ 与实测值相比还比较满意, 笔者认为, 大于 480mm 直径的桩应该也可以应用这个公式。

(2) 对于岩石上的桩, 只要对岩体(强、中、微风化)进行三轴剪切试验或在井内进行现场的剪切试验, 均可得到岩样或岩体的 c, φ 值。例如在广州珠江帆影, 曾进行中微风化的软质页岩试验, 试验结果如表 1 所示。

许多岩样剪切试验证明, 由于岩体裂隙, c 值应予降低使用, 一般乘 0.25~0.5 的系数, 而 φ 值不予折减。由室内剪切试验与野外的剪切试验发现, 岩体的内摩擦角 φ 两者很接近, 我们也可用室内剪切试验内摩擦角 φ 以及用现场的 $h=0$ 和 d 已知的小压板试验得到的极限压力 $p_{\lambda=1}$, 由式(5)反算求出岩体内聚力 c 值, 其 c, φ 值列于表 2 中。该表还列出小压板试验 ($h=0, d=0.36 \sim 0.5m$) 的 $p_{\lambda=1}$ 值。

表1
Table 1

试 验 方 法	指 标	R (MPa)	E _r (MPa)	φ (度)	c (MPa)
压板试验	1孔		340		
	2孔		916		
单轴应力应变试验	1孔	4.3	946.6		
	2孔	4.8	776.6		
中型尺寸剪切试验	1孔			28°11'	0.996
	2孔			28°11'	0.996
三轴剪切试验	1孔			25°10'	1.35
	2孔			26°0'	1.60
选 取 值		4.5	400	28°0'	1.00

关于岩石的变形模量 E_r ，可用多种方法测定，表1给出的是压板试验和单轴应力应变试验的结果，现场压板试验是很好的方法，根据这些试验结果，岩体的 E_r 也列于表2中。

表2
Table 2

岩 石(体) 名 称	E _r (MPa)	φ(度)	c(MPa)	$p_{\lambda=1}$ (MPa) ($h = 0, d = 0.36 \sim 0.5m$)
强风化泥岩、泥质砂岩 和砂质泥岩	100~300	28~30	0.07~0.3	2.5~5
中微风化泥岩、泥质砂岩 和砂质泥岩	500~1000	28~30	0.25~0.5	7~19
强风化砂岩和砾岩	200~400	30~36	0.2~0.35	>10
中微风化砂岩、砾岩 和石英岩	>1000	36~45	0.5~2.0	>19
微风化石灰岩和花岗岩	>3000	38~45	2.0~4.0	>19

有了岩体的 c 、 ϕ 值，我们可以用式(5)算出 $p_{\lambda=0}$ ， $p_{\lambda=0.2}$ ， \dots ， $p_{\lambda=1.0}$ 值， $\frac{p_{\lambda=1}}{p_{\lambda=0}}$ 值对于不同的 c 、 ϕ 应是不同的，我们可以选择任意的 $\lambda < 1$ 。桩基强度安全系数 k 为：

$$k = \frac{A_b \cdot p_{\lambda=1.0}}{N_b}$$

一般, k 值应大于 2。

(3) 目前, 在广东省和深圳市, 都已有了桩基地方性规范, 提供了当地岩石的允许承载力 R_j 值, 正如同世界各国的概念一样, 应用岩石单轴抗压强度 R 乘小于 1 的系数, 例如 0.2 ~ 0.5, 作为 R_j 值。现在我们分析应用单轴抗压强度去计算桩基强度有什么差异。

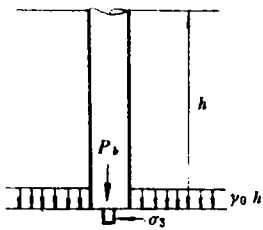


图 4
Fig. 4

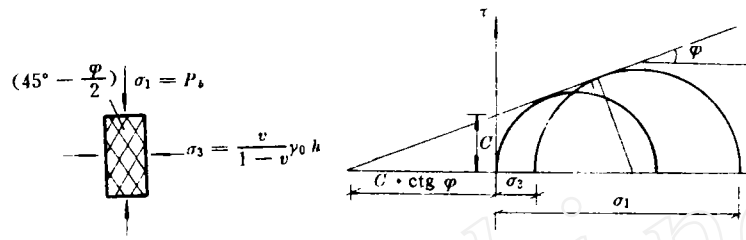


图 5
Fig. 5

图 2 是桩基强度计算简图, 图 4 表示一个岩样在桩底的应力, 并取出该岩样受到最大主应力 $\sigma_1 = p_b = \frac{N_b}{A_b}$ 和最小主应力 $\sigma_3 = \frac{v}{1-v} \gamma_0 h$, v 是岩石的泊松比, 一般 $v = 0.2$, $\zeta = \frac{v}{1-v} = 0.25$, 则 $\sigma_3 = 0.25 \gamma_0 h$ 。一个岩样, 在围压 σ_3 作用下, 增加 σ_1 直至破坏, 得到 σ_3 作用下的 σ_1 , 对于同一种岩石的多个岩样可绘出多个莫尔园(图 5), 则莫尔-库伦强度条件为:

$$\sin \varphi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

可写成

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 + \frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} c$$

亦可写成

$$\sigma_1 = B \sigma_3 + D c \tag{6}$$

式中

$$B = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad D = \frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

当 $\sigma_3 = 0$, $\sigma_1 = D c$, 这就是单轴压缩试验。

按照图4, $\sigma_1 = p_b, \sigma_3 = 0.25\gamma_0 h,$

则

$$p_b = B \cdot 0.25\gamma_0 h + Dc \tag{7}$$

式(7)表明,在围压 σ_3 作用下, σ_1 与岩样内聚力 c 、内摩擦角 φ 和 σ_3 有关。将式(7)与式(5)比较,式(5)比式(7)多了一个桩径 d 项。显然,一个是单元体,一个是半空间体, B_λ 与 B 、 D_λ 与 D 是不同的。图6与图7表示单元体的 B 和 D 均小于半空间体当 $\lambda = 0$ 或 $\lambda = 1$ 时的 B_λ 和 D_λ 。就是说,一个有围压 $\sigma_3 = 0.25\gamma_0 h$ 的试样试验所得到的极限压力 σ_1 值,远小于一个半空间体在超载 $\gamma_0 h$ 作用下的极限压力 $p_{\lambda=1.0}$ 值。

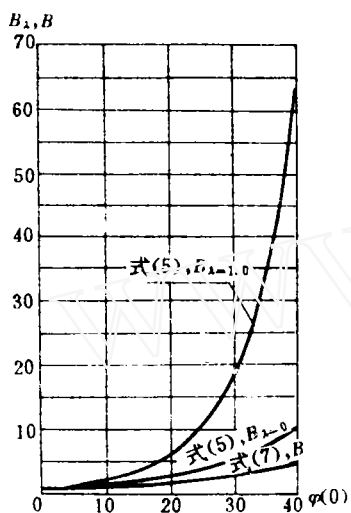


图6
Fig. 6

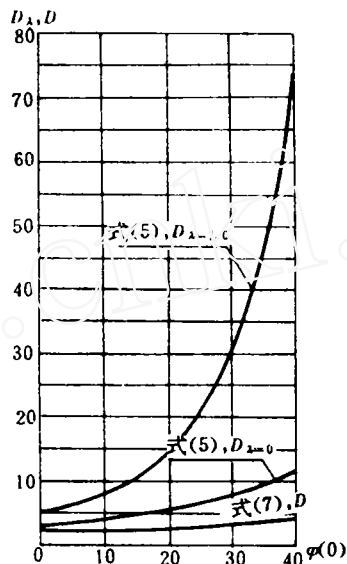


图7
Fig. 7

当 $\sigma_3 = 0$,式(7)的 p_b 就是单轴试验极限抗压强度 R 。如果应用单轴试验的 R 去评定桩基的极限压力,显然是不正确的。它有三个问题:第一,不能考虑桩径 d 的影响;第二, B 值远小于 $B_\lambda(\lambda = 0 \sim 1)$,何况单轴试验不考虑 σ_3 即不考虑埋深;第三, D 值远小于 D_λ 值,即单轴试验与半空间受力完全不同。

3 桩的沉降计算^[2]

(1) 在垂直荷载 N 作用下,桩顶的沉降 S 由三部份组成,即桩身混凝土的压缩 S_c 、桩底岩土变形 S_r 和沉渣的压缩 S_s 组成,即

$$S = S_c + S_r + S_s \tag{8}$$

设桩身混凝土、桩底岩土及沉渣均处于线性变形状态，并已知桩周的摩擦力 N_f ，且 $N = N_f + N_b$ ，则

$$S_c = \frac{(N + N_b)l}{2AE_c} = \frac{pl}{E_c} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{N_f}{N}\right) = \frac{pl}{E_c} \left(1 - \frac{1}{2}\eta\right) \quad (9)$$

式中， $p = \frac{N}{A}$ ， A ——桩身截面积， l ——桩长， E_c ——混凝土弹性模量， $\eta = \frac{N_f}{N}$ 。

$$S_r = \frac{N_b d_b (1 - \nu_r^2) \cdot 0.79}{A_b E_r} \quad (10)$$

式中， E_r ——桩底岩土的变形模量， ν_r ——岩土的泊松比，岩石 0.2，± 0.3， A_b ——桩底截面积， d_b ——桩底直径。

当没有扩大桩头时，

$$S_r = \frac{pd(1 - \nu_r^2) \cdot 0.79}{E_r} (1 - \eta) \quad (11)$$

$$S_s = \frac{N_b h_s}{A_b E_s} \quad (12)$$

式中， h_s ——沉渣厚度， E_s ——沉渣变形模量。

对于没有扩大头的桩，

$$S_s = \frac{ph_s}{E_s} (1 - \eta) \quad (13)$$

对于挖孔桩及 $h_s \rightarrow 0$ 的桩， $S_s = 0$ 。对于没有扩底的桩，

$$S = S_c + S_r = \frac{pl}{E_c} \left(1 - \frac{1}{2}\eta\right) + \frac{pd(1 - \nu_r^2) \cdot 0.79}{E_r} (1 - \eta) \quad (14)$$

对于有扩底的桩

$$S = S_c + S_r = \frac{pl}{E_c} \left(1 - \frac{1}{2}\eta\right) + \frac{N_b d_b (1 - \nu_r^2) \cdot 0.79}{A_b E_r} \quad (15)$$

(2) 对于硬质岩石上的桩，岩基变形 S_r 相对于桩身的压缩是很小的，即桩顶沉降 S 主要取决于桩身压缩，由式(14)得：

$$S = S_c + S_r = \frac{pl}{E_c} \left[\left(1 - \frac{1}{2}\eta\right) + (1 - \eta) \frac{E_c}{E_r'} \frac{d}{l} \right] = \frac{pl}{E_c} \xi \quad (16)$$

即

$$\varepsilon = \frac{s}{l} = \frac{p\xi}{E_c} \quad (17)$$

式中，

$$E_r' = \frac{E_r}{(1 - \nu_r^2) \cdot 0.79}, \quad \xi = \left[\left(1 - \frac{1}{2}\eta\right) + (1 - \eta) \frac{E_c d}{E_r' l} \right]$$

因此可以绘出 $p\xi$ 与 $\frac{s}{l}$ 的图形，如图 8 所示。图中列出 C15 和 C30 标号混凝土的应力应变曲线，所有硬质岩石上的桩的试验曲线都被包括在这两曲线之内，而且桩的破坏完全

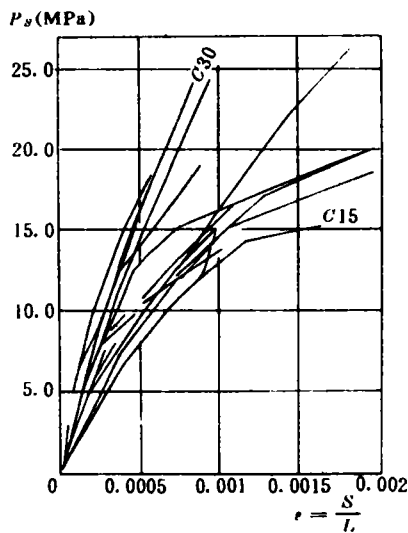


图8
Fig. 8

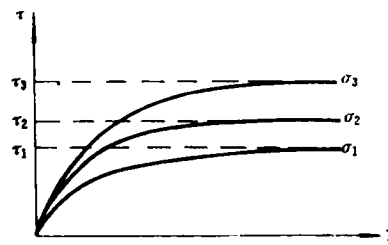


图9
Fig. 9

是由于桩身混凝土破坏 并且在桩顶附近。

(3) 对于软质岩石上桩的沉降, 主要是岩基的变形, 也要考虑桩身压缩。

(4) 对于支承于粘性土及砂土上的桩, 在一般情形下, 土的压缩是主要的, 桩身的压缩一般约 1 ~ 3mm 左右。

4 桩周摩擦力 N_f

桩身穿过 n 个土层时, 其桩周摩擦力为:

$$N_f = \pi d \sum_{i=1}^n \tau_i l_i \quad (18)$$

在这个式子中, 要确定的是土与桩周的摩擦力 τ 。

一般来说, 对于混凝土桩, 若桩周外无涂料, 则混凝土与土的抗剪强度大于土的抗剪强度, 因此, 土与桩周的摩擦力 τ 可以用土的剪切试验去研究。

在进行直剪试验时, 在不同的垂直压力 σ 作用下, 施加剪应力 τ , 产生剪应变 γ (图9), 最后达到极值的 τ 为抗剪强度, 根据若干个这种剪切试验得到土的抗剪强度式

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (19)$$

可见, 桩周土的摩擦力是依桩与土相对位移 γ 、土对桩产生的侧向垂直压力 σ 以及土的性质 c 、 φ 的三个因素有关。

当相对位移 $\gamma = 0$, 摩擦力无法产生; 当相对位移 γ 较大, 土的剪应力达到极值。因此, 桩产生沉降才可能产生摩擦力。

侧向垂直压力 σ 就是由土自重应力引起的水平应力 σ_3 , 在没有构造应力的情况下, σ_3

$= \frac{\nu}{1-\nu} \gamma h$, 因此摩擦力随深度而增加。

许多桩的摩擦力测试表明, 随着荷载 N 的增加, 摩擦力增加, 增加只能到一定的极值; 除了支承于土上的桩及软质岩石上的桩有摩擦力以外, 硬质岩石上的桩也有摩擦力。

因此, 在设计荷载时, 对于土, 采用规范提供的摩擦力一般是正确的, 且是极值的 $\frac{1}{2}$ 。对于广东的岩石, 强风化的泥岩、页岩 $\tau = 60\text{KPa}$, 强风化的砂岩、花岗岩 $\tau = 80\text{KPa}$, 中风化的泥岩、页岩 $\tau = 80\text{KPa}$, 中风化的砂岩和花岗岩 $\tau = 100\text{KPa}$ 。

5 桩基沉降允许值 f

桩基沉降允许值 f 是根据上部结构的使用条件和强度条件确定的。

(1) 许多岩石上具有良好混凝土质量的桩荷载试验表明, 在设计荷载作用下, 桩的沉降数值一般如下: 石灰岩上的桩 $1 \sim 3\text{mm}$; 硬质岩石(花岗岩、砂砾岩等)上的桩 $3 \sim 6\text{mm}$; 软质岩石(强、中风化的花岗岩和砂砾岩、页岩、泥岩)上的桩 $3 \sim 15\text{mm}$; 土上的桩 $3 \sim 25\text{mm}$ 。

要注意到, 试桩是短暂的荷载, 长期荷载沉降与短暂试验荷载沉降之比为: 对于硬质岩石为 1.1, 软质岩石 1.2 ~ 1.3, 土 1.3 ~ 1.4。

(2) 许多用桩支承的高层建筑沉降观测表明, 石灰岩上桩的沉降为 $2 \sim 3\text{mm}$, 硬质岩石上桩的沉降 $3 \sim 10\text{mm}$, 软质岩石上桩的沉降 $4 \sim 20\text{mm}$, 土上桩的沉降 $5 \sim 30\text{mm}$ 。

(3) 许多建筑物沉降观测证明, 桩的沉降差与建筑物平均沉降之比约 0.5, 一般高层建筑柱的跨距 $6 \sim 8\text{m}$, 柱间容许的沉降差约 $12 \sim 16\text{mm}$, 因此, 桩基上的高层建筑的容许沉降 $f = 30\text{mm}$ 。

对象香港那样一些高层建筑, 平面短边 A 小, 而高度 H 大, 则应由沉降差引起的房屋顶面的水平移动 u 来控制(虽然在施工中不断纠正其水平位移 u), 则容许沉降 $f = 2u \frac{A}{H}$, 例如 $A = 10\text{m}$, $H = 100\text{m}$, $u = 5\text{cm}$, 则 $f = 1\text{cm}$ 。

6 岩石下卧较软夹层的验算

在广州, 许多高层建筑的桩基, 桩下有 h_1 厚度的硬层, 其下有厚度 h_2 的较软的夹层, 怎样验算桩基的强度和计算桩的沉降?

桩底的压力为 p_b , 通过 h_1 厚度的硬层以 θ 角扩散至下卧较软夹层的顶面, 可以认为是一个直径为 $(d + 2h_1 \text{tg}\theta)$ 的桩, 而桩底埋深由 h 增加至 $h + h_1$, 如图 10 所示, 则可用笔者的弹塑性压力公式进行计算。

$$p_\lambda = A_\lambda \gamma_2 (d + 2h_1 \text{tg}\theta) + B_\lambda (\gamma_0 h + \gamma_1 h_1) + D_\lambda c \quad (20)$$

然后进行比较,

$$\gamma_1 h_1 + \frac{d}{d + 2h_1 \text{tg}\theta} p_b \leq p_\lambda \quad (21)$$

或

$$\gamma_1 h_1 + \frac{d^2}{(d + 2h_1 \tan \theta)^2} p_b \leq p_a \quad (22)$$

假定其它相邻桩没有较软的夹层, 则两桩将产生沉降差 S_s ,

$$S_s = p_b \alpha_2 h_2 \left(\frac{1}{E_2} - \frac{1}{E_1} \right) \quad (23)$$

式中: α_2 ——为 h_2 厚度范围内平均应力分布系数;

E_2 ——为较软夹层的变形模量;

E_1 ——为桩底硬层的变形模量。

并以 $S_s \leq 0.002L$ 进行检验, 式中 L 为相邻柱的距离。

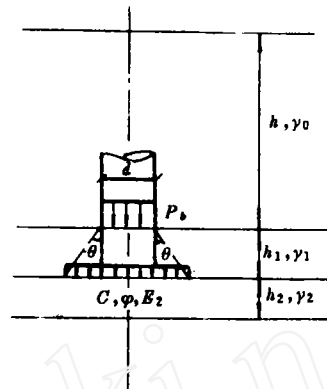


图 10
Fig. 10

7 桩的负摩擦

桩周土的沉降大于桩的沉降则发生土对桩产生向下的摩擦力, 称负摩擦。在广东, 产生负摩擦主要有如下几种情况:

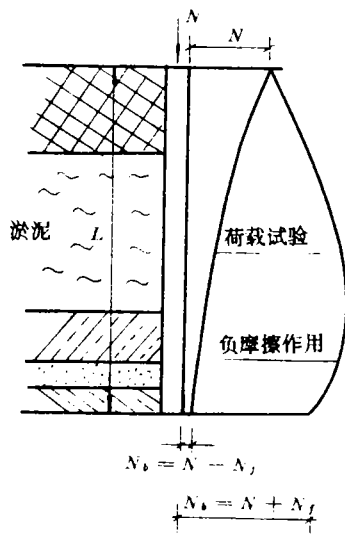


图 11
Fig. 11

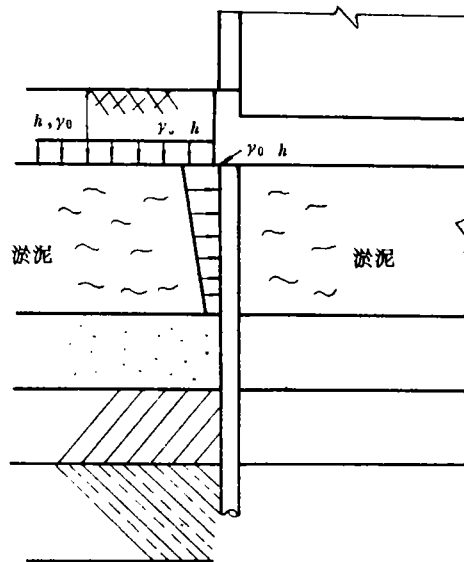


图 12
Fig. 12

(1) 桩穿过较厚的淤泥层，淤泥层上有较厚的填土，桩施工后淤泥层仍未沉降完结，这是最主要的情况，因此需要准确计算软土的沉降及沉降与时间的关系。

(2) 桩穿过淤泥层，建筑物使用时，如粮库、仓库、大面积堆料等，造成淤泥的沉降。

(3) 相邻施工场地降低地下水而引起土的沉降。

同一根桩，短暂的桩静载试验与受负摩擦力桩的受力完全不同，如图 11 所示，桩身内力比外载 N 要大，桩底 N_0 要比静载试验大许多倍。因此，桩的沉降大，甚至会引起桩基破坏。

在设计时并不是所有没有计算负摩擦力的桩都会引起桩的沉降事故，这要看负摩擦力的大小、桩底支承于什么样的岩土上，即桩基强度的危险度和沉降数值。如果桩底的土强度不够，则可能发生桩基沉降事故。

8 桩受侧压力的破坏及侧移

在广东，由于软土分布广，淤泥厚且含水量高，设计者往往只考虑桩的垂直荷载，没有注意到软土侧压力的作用而造成桩破坏及侧移的例子是很多的。笔者^[3]已详细论述它的破坏、侧移原因和计算图式。桩受侧压力破坏、侧移的几种例子：

(1) 桩穿过较厚的淤泥，板式基础下桩基，在基础埋深土的自重 $\gamma_0 h$ 作用下，对淤泥产生垂直压力，从而淤泥对桩产生侧压力，造成桩的破坏(图 12)；

(2) 桩穿过较厚的淤泥，填土有高差，如桥台，在软土侧压力作用下造成桩的破坏或侧移(图 13)；

(3) 桩穿过较厚的淤泥，在桩附近堆载，如粮库、仓库，桩承台产生水平位移和转动，造成上部结构的裂缝或破坏(图 14)；

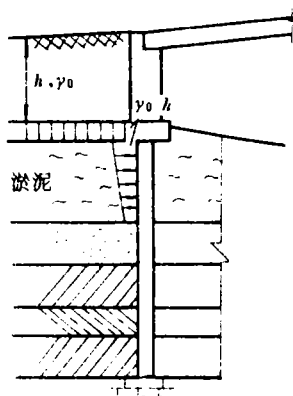


图 13
Fig. 13

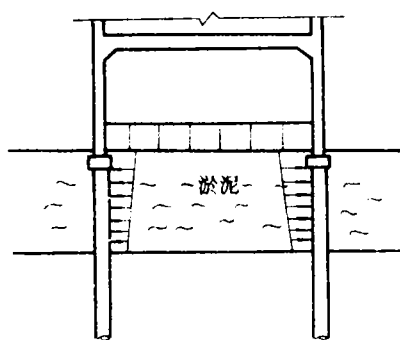


图 14
Fig. 14

(4) 桩穿过较厚的淤泥,在桩一侧开挖,引起桩的侧移或破坏。

总之,桩两侧的软土侧压力差会造成桩的破坏和侧移。

桩在软土侧压力作用下的计算问题是横向荷载作用下桩、土共同作用的课题,可按笔者^[4]的方法进行分析。

9 结论

(1) 桩的设计应进行桩身强度、桩基强度的计算,并应保证有足够的安全度;还应进行桩的沉降计算,并应小于上部建筑物的允许沉降 $f = 30\text{mm}$;

(2) 工程地质勘察报告应提供桩底岩土的内聚力 c 和内摩擦角 φ 。对于土,可进行一般的剪切试验;对于岩石,可在井内进行剪切试验或室内三轴试验。同样,勘察报告应提供桩底岩土的变形模量 E_s 。对于土,可进行一般的压缩试验,但要根据这类土积累的压板试验和建筑物沉降观测结果进行修正,最好在井内进行压板试验;对于岩石,可在井内进行压板试验或室内的应力应变试验。

(3) 可按式 4、5 进行桩基强度计算,可按式 8 进行桩的沉降计算。

(4) 对于硬质岩石,桩的强度取决于桩身强度,桩的沉降取决于桩身压缩,没有必要做扩大头和嵌岩;对于软质岩石,桩的强度主要取决于桩基强度,桩的沉降主要考虑桩底岩石的压缩和考虑桩身压缩,做扩大头是可行的;对于支承于土上的桩,桩的强度主要取决于桩基强度,桩的沉降取决于桩底土的压缩,因此,应尽量选取低压缩性土作支承。不论什么桩,桩身质量应保证设计的要求。

(5) 可按式 20、21 或 22 进行检验岩石下卧较软夹层的强度,并计算桩间沉降差在允许范围内。

(6) 在广东,由于桩穿过软土,要注意桩的负摩擦及桩受到软土侧压力的作用而破坏和侧移。

致谢 本文所进行的研究工作,得到广东省水利水电科学研究所熊丽珍、李鸿钧、曹洪、陈韶永、范毅、赖琼华、杨光华、陈晓文、陈海新高级工程师和周锦华、倪光乐、谢应恩、李思平、陈德才、许朝松、叶棠、龙国盈工程师的帮助,也得到东莞市建委霍倩仪总工程师的帮助。

10 参考文献

- 1 陆培炎、徐振华:地基的强度与变形的计算. 西宁:青海人民出版社,1978
- 2 陆培炎:硬质岩石与软质岩石上桩的性状. 广东省岩石力学与工程学会及广东省成人科技大学,广州:1987. 11
- 3 陆培炎:软土力学与工程. 第四届全国铁路软土路基研讨报告会报告. 杭州:1989. 10
- 4 Cheung Y. K., Lu P. Y. and Tsui Y.: A simplified analysis of pile-soil interaction under lateral loading. Proceedings of The Fourth International Conference on Tall Buildings, 1988; (1)

DESIGN METHOD OF PILE FOUNDATION

Lu Peiyan

(Guangdong Provincial Research Institute of Water Conservancy and Hydro-Power Research)

(Guangzhou 510610)

Abstract

A method for evaluating foundation strength and settlement of pile foundation is presented. The design principle and allowable settlement values for pile foundations is described, and the problems of negative friction and lateral displacement of pile in soft soil is discussed.

Key words pile foundation, design method

附录: A_λ 、 B_λ 、 D_λ 系数表

ϕ 系数	λ	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
		A'_λ	0	0	0	0	0
0	A_λ	0	0	0	0	0	0
	B_λ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	D_λ	3.14	3.71	4.16	4.54	4.86	5.14
	A'_λ	0	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04
2	A_λ	0	0.01	0.03	0.04	0.06	0.07
	B_λ	1.12	1.14	1.16	1.17	1.19	1.20
	D_λ	3.32	3.95	4.47	4.91	5.29	5.63
	A'_λ	0	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09
4	A_λ	0	0.03	0.06	0.10	0.13	0.16
	B_λ	1.25	1.30	1.34	1.37	1.40	1.43
	D_λ	3.51	4.26	4.82	5.33	5.78	6.19
	A'_λ	0	0.03	0.06	0.10	0.13	0.16
6	A_λ	0	0.06	0.11	0.17	0.22	0.28
	B_λ	1.39	1.48	1.55	1.61	1.67	1.72
	D_λ	3.71	4.52	5.20	5.80	6.33	6.81
	A'_λ	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
8	A_λ	0	0.09	0.18	0.26	0.35	0.44
	B_λ	1.55	1.68	1.79	1.89	1.98	2.06
	D_λ	3.93	4.84	5.62	6.32	6.95	7.53

附录(续1)

α	λ 系数	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
		10	A'_λ	0	0.07	0.14	0.22
	A_λ	0	0.13	0.26	0.38	0.51	0.64
	B_λ	1.74	1.92	2.07	2.22	2.35	2.47
	D_λ	4.17	5.19	6.09	6.91	7.65	8.35
12	A'_λ	0	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
	A_λ	0	0.17	0.35	0.52	0.70	0.87
	B_λ	1.94	2.18	2.41	2.61	2.80	2.97
	D_λ	4.42	5.57	6.61	7.56	8.45	9.29
14	A'_λ	0	0.14	0.28	0.41	0.55	0.69
	A_λ	0	0.25	0.50	0.76	1.01	1.26
	B_λ	2.17	2.49	2.79	3.07	3.33	3.59
	D_λ	4.69	6.00	7.19	8.31	9.36	10.37
16	A'_λ	0	0.19	0.38	0.57	0.76	0.95
	A_λ	0	0.35	0.59	1.04	1.38	1.73
	B_λ	2.43	2.85	3.25	3.63	3.99	4.34
	D_λ	4.99	6.46	7.85	9.16	10.41	11.63
18	A'_λ	0	0.25	0.51	0.76	1.02	1.27
	A_λ	0	0.47	0.93	1.40	1.86	2.33
	B_λ	2.73	3.27	3.79	4.29	4.78	5.25
	D_λ	5.31	6.98	8.58	10.12	11.62	13.10
20	A'_λ	0	0.34	0.68	1.02	1.36	1.70
	A_λ	0	0.63	1.26	1.88	2.51	3.14
	B_λ	3.06	3.75	4.42	5.09	5.74	6.40
	D_λ	5.66	7.55	9.40	11.22	13.03	14.84
22	A'_λ	0	0.45	0.91	1.36	1.81	2.26
	A_λ	0	0.84	1.69	2.53	3.38	4.22
	B_λ	3.44	4.31	5.18	6.05	6.93	7.82
	D_λ	6.04	8.19	10.34	12.50	14.67	16.88
24	A'_λ	0	0.60	1.20	1.81	2.41	3.01
	A_λ	0	1.14	2.28	3.42	4.56	5.70
	B_λ	3.87	4.96	6.08	7.22	8.39	9.60
	D_λ	6.45	8.90	11.40	13.97	16.60	19.32
26	A'_λ	0	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07
	A_λ	0	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70
	B_λ	4.37	5.73	7.15	8.65	10.21	11.85
	D_λ	6.90	9.70	12.62	15.68	18.88	22.25
28	A'_λ	0	1.08	2.16	3.23	4.30	5.38
	A_λ	0	2.03	4.06	6.10	8.13	10.16
	B_λ	4.93	6.63	8.45	10.49	12.49	14.72
	D_λ	7.40	10.60	14.01	17.68	21.60	25.80

附录(续 2)

φ	λ 系数	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
		30	A'_λ	0	1.46	2.93	4.39
	A_λ	0	2.85	5.70	8.56	11.41	14.26
	B_λ	5.59	7.70	10.02	12.57	15.36	18.40
	D_λ	7.95	11.61	15.63	20.04	24.87	30.14
32	A'_λ	0	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90
	A_λ	0	3.90	7.80	11.71	15.61	19.51
	B_λ	6.34	8.98	11.94	15.27	19.01	23.18
	D_λ	8.55	12.76	17.50	22.84	28.82	35.49
34	A'_λ	0	2.77	5.51	8.31	11.08	13.83
	A_λ	0	5.45	10.90	16.36	21.82	27.27
	B_λ	7.22	10.50	14.29	18.67	23.70	29.44
	D_λ	9.22	14.08	19.70	26.20	33.66	42.17
36	A'_λ	0	3.78	7.57	11.38	15.17	18.92
	A_λ	0	7.46	14.93	22.39	29.86	37.32
	B_λ	8.24	12.33	17.19	22.97	29.79	37.75
	D_λ	9.97	15.53	22.28	30.24	39.63	50.59
38	A'_λ	0	5.43	10.86	16.28	21.70	27.10
	A_λ	0	10.95	21.90	32.85	43.80	54.75
	B_λ	9.44	14.54	20.81	28.48	37.78	48.93
	D_λ	10.80	17.34	25.36	35.17	47.08	61.35
40	A'_λ	0	7.64	15.28	22.92	30.56	38.20
	A_λ	0	15.57	31.14	46.71	62.28	77.85
	B_λ	10.85	17.25	25.36	35.61	48.41	64.20
	D_λ	11.73	19.36	29.03	41.24	56.50	75.31
42	A'_λ	0	11.22	22.43	33.65	44.86	56.08
	A_λ	0	22.92	45.84	68.75	91.67	114.59
	B_λ	12.51	20.57	31.13	44.94	62.76	85.37
	D_λ	12.79	21.74	33.46	48.80	68.59	93.71
44	A'_λ	0	16.69	33.37	50.06	66.74	83.43
	A_λ	0	32.40	64.80	97.21	129.61	162.01
	B_λ	14.50	24.69	38.55	57.33	82.41	115.31
	D_λ	13.98	24.54	38.88	58.33	84.31	118.37
45	A'_λ	0	20.53	41.06	61.60	82.13	102.66
	A_λ	0	40.51	81.02	121.53	162.04	202.55
	B_λ	15.64	27.13	43.04	65.04	94.96	134.87
	D_λ	14.64	26.13	42.04	64.04	93.96	133.87

注： λ 和 φ 可用插入法