

关于风积砂地基扩展基础 抗拔计算公式的探讨

滕 凯 周金柱

吴 华

(齐齐哈尔市城防工程建设局, 齐齐哈尔 161006) (齐齐哈尔市水利设计院, 齐齐哈尔 161006)

【摘 要】 利用风积砂地基抗拔室内模型试验资料, 通过对抗拔土体破坏机理的全面分析, 提出了土体形成极限承载力的三个受力过程, 建立了扩展基础抗拔承载力计算的基本公式, 与目前其它计算方法比较, 成果精度提高很多倍, 而且适用范围不受深宽比限制, 便于推广应用。

【关键词】 风积砂; 扩展基础; 抗拔计算; 结果分析

【中图分类号】 TU470.3

Discussion on the Formula of Anti-extraction Calculation for Extended Foundation on Wind-borne Sand Deposit

【Abstract】 Based on analyzing the mechanism of fraction for anti-extraction soil by using the results of in-side model test about wind-borne sand deposit foundation, three stressing process of the ultimate bearing capacity in soil is given, and the basic formula for anti-extraction capacity calculation is established. Compared with other methods at present, the accuracy of the calculation result is several times over that of others. Because the scope of application isn't limited by width to depth ratio, it is very convenient for widely application.

【Key words】 wind-borne sand deposit; extended foundation; anti-extraction calculation; result analysis

1 问题的提出

在抗拔自锚设计中, 由于扩展基础具有结构简单、施工方便、抗拔性能好等特点, 因此常常被实际工程所采用, 但因目前在土体抗拔力学性能的研究上尚属新兴领域, 有关计算方法仍不够十分完善。文献[1]通过“土重法”和“剪切法”分别给出了扩展基础的抗拔计算公式, 但由于“土重法”属于经验公式, 不能从本质上全面反映土体的抗拔强度机理, 计算结果与实际工程往往存在较大偏差; “剪切法”因公式中引入了粘聚力, 而在砂土颗粒之间不存在粘聚力($c=0$), 致使该公式的使用范围受到限制。为了寻求更适合于风积砂地基扩展基础的抗拔计算公式, 内蒙古工业大学刘文白教授在通过大量的室内模型试验基础上, 分析研

究了土中应力、应变及破坏类型, 提出了风积砂扩展基础的抗拔计算公式^[3], 改进了“土重法”和“剪切法”在风积砂地基上应用所存在的不足, 但因该方法忽略了因基础板上部土体受挤压而向基础板边缘位移引起侧向法应力增大, 从而使周边土体抗剪强度增大的这一主要因素, 影响了该计算方法与试验结果的拟合精度。另一方面, 由于该方法计算过程比较繁复, 不便实际应用。本文针对上述计算公式存在的问题, 根据砂性抗拔土体的极限平衡理论, 推求出了砂性地基扩展基础的抗拔计算公式, 运算过程简捷, 结果精度高。

2 公式的建立

2.1 抗拔土体的破坏过程

在总结文献[1]、文献[2]抗拔土体试验研

究成果的基础上,经对基础板上土体的受力过程及破坏机理的全面分析,可以认为,抗拔土体的受力及破坏过程主要可以划分为以下三个阶段:

第一阶段,上拔加荷初期,基础板与板上土体分离,板上土体受竖向挤压后而向基础板外侧位移,从而形成对板缘外侧土体的横向推力作用,很显然,此时板缘外侧土体的侧压力应大于静止土压力而小于被动土压力,在这种侧压力作用下,板缘外侧土体的抗剪强度也将随之增大,当初期荷载增加到某一数值时,靠近基础板上层土体的侧压力达到最大值,板外缘垂直剪切面的剪切应力也同时达到最大值,因此时土体尚没发生剪切破坏,上拔位移主要由土的压缩变形而引起。

第二阶段,上拔加荷中期,随着上拔荷载的不断增大,板上土体的受压区域和侧推力的最大值也随之向上延伸,同时伴随着基础板周边土体剪切破坏面由下至上逐渐展开,当这一剪切破坏面发展到距地表的距离为某一特定值时,竖向剪切破坏面将不再垂直向上延伸。这一阶段的破坏土体相当于一个直径与基板宽相等的柱体,上拔位移主要由土体剪切变形和受压变形共同引起,土体处于弹塑性阶段。

第三阶段,上拔加荷后期,由于圆柱土体上部受压土体对外缘土体的推力作用,使外缘土体产生的受力状态与库伦被动区的应力状态相同。因此,随着上拔力的增加,剪切破坏面将开始形成向外倾斜的滑动面延展到地表面,从而使土体因产生连通的滑裂面引起整体破坏。此阶段属地面隆起整体破坏阶段。

2.2 抗拔承载力公式的建立

依据 Prandtl 极限平衡理论,剪切破坏圆柱体顶部的受压土体属于主动库伦区(I区),且为底角 $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ 的圆锥形土体。由此可得这一锥体的高度或垂直剪切面终点到地面的距离为:

$$D = \frac{B}{2} \tan \left[45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right] \quad (1)$$

式中: D ——锥形土体高度, m;

B ——基础板宽度, m;

φ ——砂土摩擦角。

在锥形土体周边的圆形土体(II区)由于承受来自锥形土体的作用,其受力状态属于被动库伦区,由此我们即可以得到扩展基础抗拔土体滑动体纵断面的示意图(见图1)。

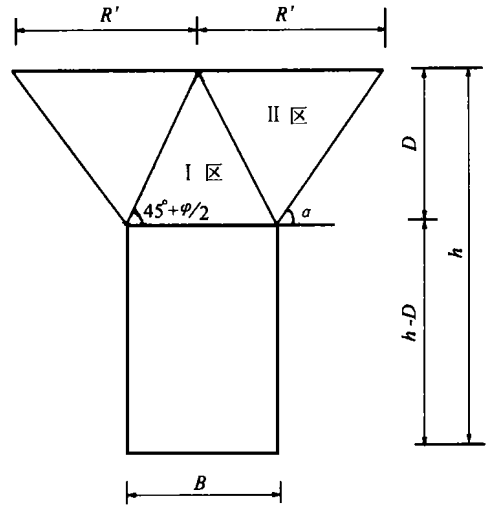


图1 抗拔土体示意图

对II区土体的滑动面,文献[3]认为其纵断面近似于抛物线,为适当简化运算过程,本文取其为直线,并设该直线与水平面的夹角为 α (见图1)。

根据土体极限抗拔理论,扩展基础抗拔承载力应等于柱形破坏土体(包括基础板重)及柱顶锥形土体的重量、柱形剪切面的剪切力及II区土体被动土压力的分力之和。据此可建立以下计算公式:

$$T = T_0 + G + p_v \quad (2)$$

式中: T ——极限抗拔力, kN;

T_0 ——柱形破坏土体侧面的剪切力, kN;

G ——基础板、破坏柱体及锥形土体的重量之和, kN;

p_v ——II区土体被动土压力在垂直方向上的分力, kN。

对柱形土体侧面剪切力 T_0 , 我们可用下式求解:

$$\begin{aligned} T_0 &= \iint \tau_f \tan \varphi dF \\ &= \int_D^h KYB\pi \tan \varphi h dh \\ &= \frac{\gamma}{2} KB\pi \tan \varphi (h^2 - D^2) \end{aligned} \quad (3)$$

式中: τ_f ——计算点剪切面的抗剪强度, kPa;

dF ——积分微面积, m^2 ;

γ ——砂性土的重度, kN/m^3 ;

h ——基础板顶面至地表面的距离, m;

K ——剪切面土的正应力系数, 根据前面的分析, 经对有关试验资料的拟合计算可得:

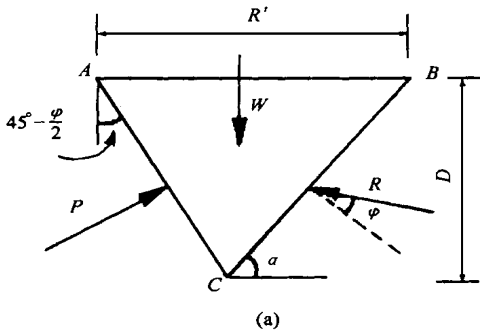
$$K = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right] - 0.65 \tan^{-2} \varphi \quad (4)$$

当利用式(4)求得的 $K < 1.0$ 时, 取 $K = 1.0$ 。

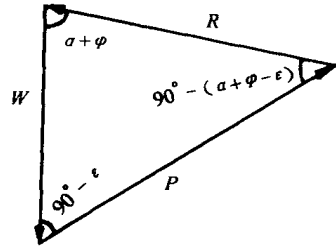
对基础板上的土柱及锥形土体的重量 G , 可由下式计算:

$$\begin{aligned} G &= \frac{\pi B^2}{4} (h - D) \gamma + \frac{\pi B^2}{12} D \gamma \\ &= \pi B^2 \gamma \left[\frac{h}{4} - \frac{D}{6} \right] \end{aligned} \quad (5)$$

对 II 区土体被动土压力的垂直分力 p_v , 可取土楔 ABC 为脱离体, 按力的平衡原理作出矢量三角形, 见图 2。



(a) 土楔脱离体示意图



(b)

图 2 滑动土体受力分析图

由正弦定理可得:

$$\frac{P}{\sin(\alpha + \varphi)} = \frac{W}{\sin[90^\circ - (\alpha + \varphi - \epsilon)]} = \frac{W}{\cos(\alpha + \varphi - \epsilon)}$$

则有:
$$P = \frac{W \sin(\alpha + \varphi)}{\cos(\alpha + \varphi - \epsilon)} \quad (6)$$

其中:
$$W = \frac{\gamma}{24} \pi B^3 A \tan \left[45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right] (A + 1)$$

$$A = (\tan \epsilon + \cot \alpha) \tan \left[45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right]$$

$$\epsilon = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$$

式中: W ——II 区土重, kN;

P ——II 区土体对锥形面的垂直压力, kN;

R ——II 区土体滑动面剪力与支承力之

合力, kN;

ϵ ——锥形土体顶角之半角。

在式(6)中, 因 P 是 α 的函数, 利用 $\frac{dP}{d\alpha} = 0$ 的条件, 可用数值法求解出使 P 值为最小的 α 角, 为:

$$\alpha = 100.3^\circ - 1.24 \varphi \quad (7)$$

将式(7)代入式(6)即可求得 P 值, 进而可用下式计算 p_v , 即:

$$p_v = P \cos \left[45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right] \quad (8)$$

土体在地表面的破坏半径 R' 可用下式计算:

$$R' = \frac{B}{2} \left[1 + \tan \left[45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right] \cot \alpha \right] \quad (9)$$

3 精度比较

为比较式(2)与文献[1]及文献[2]的计算精度,本文仍采用文献[3]的扩展基础抗拔承载力试验成果作为基本对比值,并设其为 T_z ,进而利用 $\beta = (T - T_z) / T_z \times 100\%$ 即可分别求得各种计算方法的相对误差值(见表1),经比较可知,文献[1]“土重法”的计算误差值域范围为 $-30.6\% \sim 71.2\%$,最大相对误差达到 71.2% ;文献[1]“剪切法”的计算误差值域范围为 $-41.4\% \sim -2.3\%$,最大相对误差达到 41.4% ;文献[3]“理论值法”的计算误差值域范围为 $-48.0\% \sim 22.5\%$;最大相对误差达到 48.0% ;而本文公式计算法的误差值域范围仅

为 $-15.9\% \sim 11.6\%$,最大相对误差仅为 15.9% 。根据上述比较结果我们可以发现,当基础板埋深 h 大于板宽 B 的 1.5 倍以后,“土重法”和“理论值法”均存在较大计算误差,且随 h/B 值的增加其误差值有进一步增大趋势,因此当 $h/B > 1.5$ 时,两公式计算法的适用性较差。“剪切法”虽然其计算成果的相对误差小于“土重法”和“理论值法”,但因计算值均低于试验值,说明该种算法不适用于砂性地基的抗拔计算。而本文公式不但其适用范围不受 h/B 值的限制,且较其它算法提高成果精度 $3 \sim 5$ 倍。

表1 土体极限抗拔力计算结果对比表

土体组数		1	2	3	4	5	6	7	8	9
基础参数	埋深 h/m	3.0	2.4	1.48	2.29	2.03	1.35	2.65	1.0	2.2
	基宽 B/m	3.0	1.28	1.28	1.37	1.02	0.7	2.0	1.0	1.52
	h/B	1	1.9	1.16	1.69	2.0	1.93	1.33	1.0	1.45
力学参数	$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	14.8	14.8	18.0	16.8	19.5	16.0	16.0	16.3	13.0
	$\varphi/(\circ)$	29.6	29.6	34	35	35	32	32	32	28
室内试验值 T/kN		770	134	120	308	249	46.6	400	39.9	156
本文结果	计算值 T/kN	753.1	149.5	122.6	330.2	226.2	39.2	461.2	35.3	139.2
	误差 $\beta/\%$	-2.2	11.6	2.2	7.2	-9.2	-15.9	15.3	-11.5	-10.8
文献[3]结果	计算值 T/kN	887.6	164.1	102	204.4	129.6	31.4	425	37.9	165
	误差 $\beta/\%$	15.3	22.5	-15.0	-33.6	-48.0	-32.6	6.3	-5.0	5.8
土重法	计算值 T/kN	860.5	229.4	111.3	253.8	172.8	51.8	483	37.4	203.2
	误差 $\beta/\%$	11.8	71.2	7.3	-17.6	-30.6	11.1	20.8	6.3	30.3
剪切法	计算值 T/kN	590.4	130.9	93.4	258.2	195.7	36.2	357	23.4	124.5
	误差 $\beta/\%$	-23.3	-2.3	-22.2	-16.2	-21.4	-22.3	-10.8	-41.4	-20.2

4 结论

1)在现有试验资料的基础上,通过对抗拔土体从受压变形到整体破坏的全面分析,提出了抗拔土体形成极限抗拔承载力的三个基本阶段,推导并建立了扩展基础抗拔承载力的基本计算公式,与其它计算方法比较,具有求解成果精度高,适用范围广、运算方法直观简捷等优点。

2)抗拔土体下部柱形剪切面的上剪终点至地面的距离 D 应为土体摩擦角 φ 值的函数,见本文公式(1),且随 φ 值的增加而增大,当 φ 为 $30^\circ \sim 35^\circ$ 时, D 为 $(0.87 \sim 0.96)B$,平均值为 $0.92B$,而文献[3]将 D 值统一取为 $1.0B$ (没考虑 φ 值影响),与本文平均值基本一致。

(下转第91页)

力标准值为 190 kN, 长桩单桩承载力标准值为 650 kN, 即:

取 $\alpha=1.0$, $\beta=0.9$, $f_k=108$ kPa, $R_{k1}=190$ kN, $R_{k2}=650$ kN, 由式(1)可得短桩复合地基承载力标准值 $f_{sp,k1}$ 为 182.7 kPa, 由式(2)可得长短桩复合地基承载力标准值 $f_{sp,k2}$ 为 427.8 kPa, 在不作深度修正的情况下即可满足设计要求。

变形验算:

按照式(8)计算得到长短桩复合地基平均沉降量为 40 mm, 变形满足设计要求。

该楼主体结构封顶时沉降量为 13.4~20.0 mm, 现已投入使用。北京地区一般结构封顶时的沉降量占最终总沉降量的 50%~70%, 据此推算该楼最终沉降量为 30~40 mm, 与计算结果较为吻合。

(上接第 72 页)

3) 本文将抗拔土体的上部土体视为“倒台体”, 并假设滑裂面纵断面线为与水平面成 α 角的直线。实践证明: 在这一假设条件下, 计算过程大大简化, 并由此推求出了地表破坏半径 R' 与摩擦角 φ 的关系式, 由式(9)、(7)可知, 当 φ 为 $30^\circ\sim 35^\circ$ 时, R' 为 $(0.94\sim 1.13)B$, 平均值为 $1.04B$, 而文献[3]则统一取为 $1.2B$ (没考虑 φ 值影响)。其差别主要来源于对上部滑动土体纵断面线的拟定不同, 本文设定为直线, 由此所确定的破坏土体为“倒台体”; 而文献[3]则取为抛物线, 由此所确定的破坏土体为“喇叭状体”。

4 结 语

随着技术进步和对地基处理要求的提高, 地基处理手段势必从单一方法向同时运用多种处理方法发展。复合地基设计不仅是根据承载力和变形确定设计参数, 而且在设计时必须综合考虑建筑物对变形的适应能力、地基特点及施工等诸多因素。根据土质情况采用长短桩相结合的复合地基方案并选择合理的施工工艺是一种有效的地基处理方法, 值得进一步研究和推广。

参 考 文 献

- 1 阎明礼. 地基处理技术. 北京: 中国环境出版社, 1996. 243~248
- 2 赵京文, 化建新. 北京纺机厂高层住宅地基处理方案对比分析. 岩土工程技术, 1999(2). 12~16

收稿日期: 2000-12-13

参 考 文 献

- 1 SDGJ62-84 送电线路基础设计规定. 北京: 水利电力出版社. 1986
- 2 李正民. 土体抗拔性能试验研究及其理论分析. 高压输电线路学术讨论会论文集. 1981
- 3 刘文白等. 风积砂地基扩展基础上拔机理及计算模式. 工程勘察, 2000, (4): 3~6

收稿日期: 2000-12-25