

关于地基承载力的探讨

李宝强

(中兵勘察设计研究院, 北京 100053)

【摘要】 以土质地基为研究对象, 结合载荷试验 $p-s$ 曲线, 应用土体的极限平衡理论, 对地基土的变形性状、地基土承载力以及承载力修正等问题进行了分析。分析结果显示: 地基土承载力不单是地基土抗剪强度指标的函数, 同时还与作用其上的基础埋深及基础宽度等因素密切相关。进行地基基础设计时, 应根据实际的基础埋深与宽度对勘察资料中的地基土承载力进行修正, 并提出了有关承载力修正的建议。

【关键词】 地基土; 变形性状; 承载力; 修正

【中图分类号】 TU 431

Analysis for Bearing Capacity of Foundation Soils

Li Baoqiang

(China Ordnance Industry Institute of Geotechnical Survey & Design, Beijing 100053 China)

【Abstract】 Combining with the $p-s$ curve of load test, using the limit balance theory of soil mass, a series problems of foundation soils are analyzed, such as deformation character, bearing capacity and its amendment. The result shows that the bearing capacity of foundation soils is not only the function of shear strength, but also related with the depth and width of foundation, and other else factors. Some suggestions about the amendment of bearing capacity are given.

【Key Words】 foundation soils; deformation character; bearing capacity; amendment

0 引言

地基承载力是岩土工程设计中的重要设计参数, 是岩土工程师所面临的基本问题。能否正确合理地确定地基承载力是确保建(构)筑物安全稳定的关键, 同时也是影响整个建设项目成本的一个重要因素。地基承载力不单是地基土强度的函数, 同时还受基础形状、基础宽度、基础埋深与旁载、荷载作用方向与时间、地基土破坏形式等影响因素的制约^[1,2]。本文以土质地基为研究对象, 以载荷试验结果 $p-s$ 曲线为切入点, 对荷载作用下地基土的变形性状、地基土的承载力以及地基承载力的修正等问题进行了探讨。

1 地基土的变形性状

由图 1(a) 中的载荷试验结果 $p-s$ 曲线可见: 当荷载 p 较小时, 如 $p-s$ 曲线中的 oa 段, 呈直线分布, 地基土处于压密阶段(拟弹性段) I, 此时地基土中的孔隙压缩并伴随有气体与液体的消散, 如图 1(b) 所示; 随着荷载 p 的进一步增大, $p-s$ 曲线开始向下弯曲, 如 $p-s$ 曲线中的 ab 段, 呈曲线分布, 地基处于局部剪切破坏阶段(塑性段) II, 此时地基土中的孔

隙进一步压缩并出现了局部剪切破坏, 在地基边缘出现了塑性变形区, 如图 1(c) 所示; 当荷载 p 很大时, 如 $p-s$ 曲线中的 bc 段所示, 近似呈竖向直线分布, 地基土达到滑动破坏阶段 III, 此时地基土中的塑性变形区已扩展并贯通成一个连续的滑动面, 建筑物整体失去稳定, 发生倾倒事故, 如图 1(d) 所示。

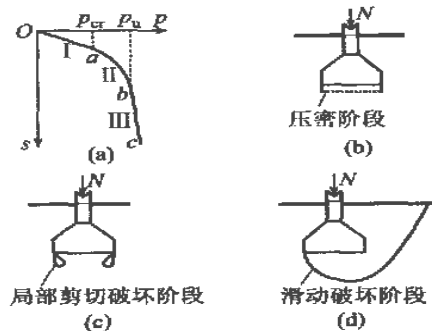


图 1 地基土的变形性状

由此可见, 地基土的变形呈现阶段性特征, 即随着荷载的增加地基土的变形将经历拟弹性段、塑性段与滑动破坏段。

2 地基土的承载力

2.1 地基土的临塑荷载

如图 1(a) 中的 $p-s$ 曲线所示, 当荷载 p 在 $0 \sim p_{cr}$ 间增加时, 地基土处于压密阶段, 地基只发生少量沉降, 建筑物处于安全状态。当荷载 p 超过 p_{cr} 时, 地基土中将开始产生塑性变形(即局部剪切破坏)。荷载 p_{cr} (即拟弹性段与塑性段分界点所对应的荷载)被定义为地基土的临塑荷载。临塑荷载 p_{cr} 由下式计算:

$$p_{cr} = \frac{\pi(\gamma d + c \cdot \cot \varphi)}{\cot \varphi - \pi/2 + \varphi} + \gamma d = N_d \gamma d + N_{cc} \quad (1)$$

式中: p_{cr} ——地基的临塑荷载, kPa;

γ ——基础底面以上土的重度, kN/m^3 ;

d ——基础埋深, m;

c ——基础底面以下土的粘聚力, kPa;

φ ——基础底面以下土内摩擦角, ($^\circ$);

N_d, N_{cc} ——承载力系数, 其中 $N_d = (\cot \varphi + \varphi + \pi/2) / (\cot \varphi + \varphi - \pi/2)$;

$N_{cc} = \pi \cdot \cot \varphi / (\cot \varphi + \varphi - \pi/2)$ 。

2.2 地基土的临界荷载

当荷载 p 在 $p_{cr} \sim p_u$ 间增加时, 地基土处于塑性变形阶段, 地基土发生局部剪切破坏, 地基边缘开始出现塑性变形区并不断扩展, 地基沉降量加大。当塑性变形区不大时, 沉降量为上部结构所允许, 建筑物尚处于安全状态并能够确保其正常使用。随着塑性变形区的进一步扩展, 沉降量开始超出上部结构的允许值, 此时将导致建筑物使用功能的丧失。在确保建筑物安全与正常使用的前提下, 对应于地基土所允许的最大塑性变形区时的荷载被定义为临界荷载。地基中允许的塑性变形区的最大深度: 中心荷载基础为 $1/4$ 倍的基础宽度; 偏心荷载基础为 $1/3$ 倍的基础宽度。与此相对应的基础底面压力, 分别以 $p_{1/4}$ 和 $p_{1/3}$ 表示, 即临界荷载。中心荷载作用下地基土的临界荷载 $p_{1/4}$ 及偏心荷载作用下地基土的临界荷载 $p_{1/3}$ 分别由下式计算:

$$p_{1/4} = \frac{\pi(\gamma d + \gamma b/4 + c \cdot \cot \varphi)}{\cot \varphi - \pi/2 + \varphi} + \gamma d = N_{1/4} \gamma b + N_d \gamma d + N_{cc} \quad (2)$$

$$p_{1/3} = \frac{\pi(\gamma d + \gamma b/3 + c \cdot \cot \varphi)}{\cot \varphi - \pi/2 + \varphi} + \gamma d = N_{1/3} \gamma b + N_d \gamma d + N_{cc} \quad (3)$$

式中: b ——基础宽度, m;

$N_{1/4}, N_{1/3}$ ——承载力系数, 其中 $N_{1/4} = \pi/4 / (\cot \varphi + \varphi - \pi/2)$;

$$N_{1/3} = \pi/3 / (\cot \varphi + \varphi - \pi/2)。$$

2.3 地基土的极限荷载

当荷载 p 增至 p_u 时, 地基土中的塑性变形区已发展成为连续贯通的滑动面, 地基土处于将滑未滑的极限平衡状态。当荷载 p 超过 p_u 时, 地基土丧失整体稳定而滑动破坏。 p_u 即为地基土的极限荷载。极限荷载的一般计算公式为:

$$p_u = N_\gamma \gamma b/2 + N_{cc} + N_{cq} \quad (4)$$

式中: p_u ——地基极限荷载, kPa;

γ ——基础底面以下土的重度, kN/m^3 ;

q ——基础底面以上土的自重压力 γd , kPa;

N_γ, N_{cc}, N_{cq} ——承载力系数, $N_\gamma = \tan^5 \alpha - \tan \alpha$;

$N_{cc} = 2(\tan^3 \alpha + \tan \alpha)$;

$N_{cq} = \tan^4 \alpha$; 其中 $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$ 。

关于公式(4)的推导如下:

按条形基础受均布荷载情况, 基础宽度为 b , 基础埋深为 d , 地基土的天然重度为 γ , 内摩擦角为 φ , 粘聚力为 c 。以基底为计算起点, 并假定:

① 地基土滑裂面形状为折线 $AC+EC$, 如图 2 所示。滑裂面与大主应力面间夹角 $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$;

② 基底以上土的自重压力 $q = \gamma d$, 视为基础旁侧荷载;

③ 滑裂体自重 $\gamma Z = \gamma b \tan \alpha$, 平分作用于滑裂体上、下两面。

土体的受力情况类似于三轴压缩试验。将滑裂体分为 I 区和 II 区两个矩形分别进行分析。由图 2(a) 可见, 在极限荷载 p_u 作用下, 基础底面下的 I 区首先发生滑动, 然后推动 II 区滑动。I、II 两区土体的受力状态分别如图 2(b) 和图 2(c) 所示。根据土的极限平衡条件:

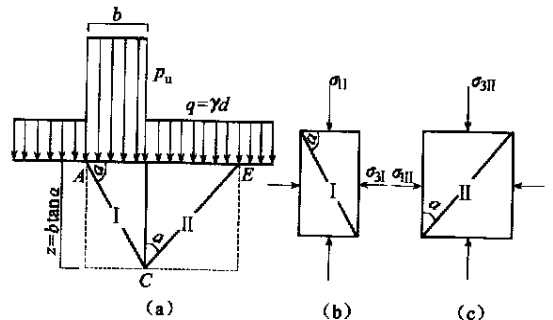


图 2 地基土极限荷载分析

$$\text{I 区: } \sigma_{1I} = \sigma_{3I} \tan^2 \alpha + 2c \tan \alpha \quad (5)$$

$$\text{II 区: } \sigma_{1II} = \sigma_{3II} \tan^2 \alpha + 2c \tan \alpha \quad (6)$$

因 $\sigma_{3I} = \sigma_{1II}$, 将式(6)代入式(5), 有:

$$\sigma_{1I} = (\sigma_{3II} \tan^2 \alpha + 2c \tan \alpha) \tan^2 \alpha + 2c \tan \alpha$$

将 $\sigma_{II} = p_u + (\gamma b \tan \alpha) / 2$ 与 $\sigma_{3II} = q + (\gamma b \tan \alpha) / 2$ 代入上式并整理后, 得:

$$p_u = \gamma b (\tan^5 \alpha - \tan \alpha) / 2 + 2c (\tan^3 \alpha + \tan \alpha) + q \tan^4 \alpha$$

即
$$p_u = N_\gamma \gamma b / 2 + N_c c + N_q q \quad (4)$$

公式(1)~(3)的推导过程详见文献[1]。

2.4 地基承载力的确定

当采用上述三种荷载计算公式确定地基土承载力时, 临塑荷载作为地基承载力偏于安全; 临界荷载作为地基承载力既安全又经济, 但试验中难以确定; 当采用极限荷载确定地基承载力时, 通常取安全系数 $K = 1.5 \sim 3.0$ 。

当由荷载试验结果确定地基承载力时, 通常有如下三种方法:

- ① 当 $p-s$ 曲线上有明确的比例极限 a 时, 取该比例极限 a 点对应的荷载(相当于临塑荷载 p_{cr}) 作为地基承载力;
- ② 当极限荷载 p_u 能够确定, 且 $p_u < 1.5 p_{cr}$ 时, 取极限荷载的一半 $p_u / 2$ 作为地基承载力;
- ③ 当不能按上述方法确定时, 可根据地基土变形量来确定承载力:

对于低压缩性土和砂土, 取沉降量 $s = (0.01 \sim 0.015) b$ 所对应的荷载作为地基承载力; 对于中、高压缩性土, 取沉降量 $s = 0.02b$ 所对应的荷载作为地基承载力, 其中 b 为压板宽度(50~70.7 cm)。

3 地基承载力的修正

3.1 承载力修正的必要性

上述荷载计算公式表明: 地基土承载力不单是地基土自身重度 γ 与抗剪强度指标 c, φ 值的函数, 同时还与作用其上的基础埋深 d 及基础宽度 b 密切相关。对于 γ, c, φ 值一定的地基土, 其承载力随基础埋深 d 及基础宽度 b 的增加而增加。以能量观点直观分析: 基础埋置越深、基础宽度越大, 上部荷载在地基土中的影响范围也就愈深、愈广, 地基土中用以抵抗变形与破坏的能量也就愈大, 地基土达到变形与破坏所需的外部能量也就愈大, 即地基土的承载能力愈高。下面应用摩尔圆理论对不同旁载作用下地基土的受力状态进行简要分析:

基础埋深与宽度一定(旁载一定)时, 在上部荷载作用下, 当图2(a)中主动区 I 产生剪切破坏时, 如图3(a)所示, 被动区 II 刚好也发生剪切破坏, 此时两者的滑裂面刚好贯通, 地基土处于极限平衡状态, 面临整体失稳滑动危险。若增大基础埋深与宽

度(即增大旁载), 当主动区 I 产生剪切破坏时, 如图3(b)所示, 由于旁载增大, 即被动区 II 的侧向应力 σ_3 增大, 此时被动区 II 处于稳定状态, 滑裂面无法贯通, 被动区 II 不能为主动区 I 的变形破坏提供释放空间, 主动区 I 的变形破坏只能继续向深部发展, 此时整体地基土尚处于安全稳定状态。由此可见, 旁载作用也是影响地基土承载力的关键因素。

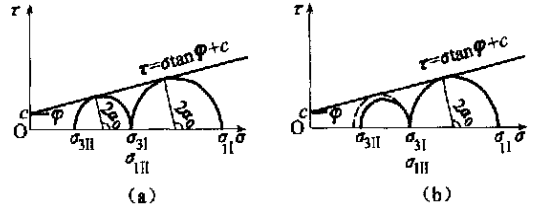


图3 不同旁载作用下的地基土受力状态

勘察资料中的地基土承载力, 一般是由室内土工试验成果或荷载试验以外的其它原位测试结果, 对照浅层平板静载试验资料并结合地区经验确定的。由于浅层平板静载试验压板的埋深及宽度与实际基础的埋深及宽度间存在差异, 因而在进行地基基础设计时, 应根据实际的基础埋深与宽度对勘察资料中的地基土承载力进行修正。

3.2 天然地基承载力修正

天然地基承载力修正是根据实际基础埋深及宽度, 对地基承载力理论计算公式中含有 d, b 的各项进行修正, 修正系数应以相关项的承载力系数为基础, 并考虑多种因素综合确定^[3], 深、宽修正的起始值应根据荷载试验资料中的范围确定。文献[4]规定的地基承载力修正公式如下:

$$f_a = f_{ka} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 1.5) \quad (7)$$

- 式中: f_a ——深宽修正后的地基承载力标准值, kPa;
 f_{ka} ——深宽修正前的地基承载力标准值, kPa;
 η_b, η_d ——基础宽度及深度的承载力修正系数, 可根据土的类比与性质查表或根据实际经验确定;
 γ_0, γ ——基础底面以上和以下土的平均重度(地下水水位以下为有效重度), kN/m^3 ;
 b ——基础底面宽度(小于3 m时按3 m考虑, 大于6 m时按6 m考虑), m;
 d ——基础埋置深度, m。

文献[5]规定的承载力修正公式与(7)式基本相同, 只是深度修正起始值为0.5, 盖因两者所参考的荷载试验资料差异所致。

(μ)相当,因 μ 值较 k 值容易获得,所以在实际计算时采用 μ 值对粘性土 Δp 进行修正更具实用性。

2) 基坑降水引起地基沉降只在降水影响带内发生。以往仅计算影响带内地基土的平均沉降量,这对降水工程的实际意义不大。沉降计算的目的是评估基坑周边已有建筑物地基的稳定性,基坑周边不同距离的建筑物及其不同部位的水位下降值是不同的(即沉降量不同),文内提出处于降水影响带内不同计算点水位下降值的计算公式,根据降水方案 and 不同水文地质条件选择相应公式就可方便地计算出不同计算点的水位下降值,然后代入相应的沉降理

论公式可以计算出建筑物不同部位的沉降量及倾斜率,可较精确地评估基坑周边建筑物地基的稳定性。

参 考 文 献

- 1 黄志伦. 关于地下建筑物的地下水扬力问题分析. 岩土工程技术, 2002(5): 273~274
- 2 北京地质学院水文地质及工程地质教研室. 普通水文地质学. 北京: 地质出版社, 1960. 85~86
- 3 北京地质学院水文地质教研室. 地下水动力学. 北京: 中国工业出版社, 1961. 85~86

收稿日期 2004-04-20

(上接第 193 页)

3.3 复合地基承载力修正

由于竖向增强体的介入,复合地基承载力较天然地基有所提高,复合土体的抗剪强度亦有所提高。一般情况下,竖向增强体多设置在基础范围之内,这使得主动区内的土体为复合土体而被动区内的土体为天然土体,两者在抗剪强度准则上存在差异。由于复合土体的抗剪强度准则较难确定,尚待研究,这使得复合地基承载力的修正问题目前还没能得到真正意义上的解决。

通常复合地基承载力修正计算存在两种思路^[6]:一种思路是先对天然地基进行修正,然后再与竖向增强体复合,不考虑基础深宽对竖向增强体的影响;另一种思路同文献[7]中的规定,即先复合再修正,修正公式与天然地基相同,只是深度修正系数取 1,宽度修正系数取 0。在实际计算中两者的差异是显而易见的^[8]。大量实践与相关研究表明:思路二由于考虑基础深宽对竖向增强体的影响,并将研究对象视为复合土体,较为接近复合地基的实际作用情况。

4 结 论

1) 地基土承载力不单是地基土自身重度 γ 与抗剪强度指标 c, φ 值的函数,同时还与作用其上的基础埋深 d 与基础宽度 b 等因素密切相关。确定地基承载力时应立足于地基土的自身强度参数,考虑各种

制约因素,并参考相应的载荷试验资料结合地区经验综合确定。

2) 地基基础设计时,应根据实际的基础埋深(或旁载)与宽度对勘察资料中的地基土承载力进行修正。

3) 复合地基承载力修正问题还有待进一步研究。实践表明先复合再修正的设计思路由于考虑基础深宽对竖向增强体的影响,并将研究对象视为复合土体,较为接近复合地基的实际作用情况。

参 考 文 献

- 1 陈希哲. 土力学地基基础(第三版). 北京: 清华大学出版社, 1998. 148~165
- 2 顾晓鲁等. 地基与基础(第二版). 北京: 中国建筑工业出版社, 1993. 91~105
- 3 方晓阳等. 基础工程手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986
- 4 DBJ 01-501-92 北京地区建筑地基基础勘察设计规范
- 5 GB5007-2002 建筑地基基础设计规范
- 6 龚晓南. 复合地基. 杭州: 浙江大学出版社, 1992. 78~79
- 7 JGJ79-2002 建筑地基处理技术规范
- 8 程学军等. 刚性桩复合地基设计中关于承载力的几个问题. 岩土工程技术, 2002(4): 198~200

收稿日期 2004-06-16