

文章编号: 1000-7598-(2005) 08-1177-07

非线性破坏准则与岩土材料地基承载力研究

杨小礼, 郭乃正, 李 亮

(中南大学 土木建筑学院, 长沙 410075)

摘 要: 根据线性 Mohr-Coulomb 破坏准则, 前人运用极限平衡法、滑移线理论或极限分析等方法求解地基承载力问题, 但实际上岩土在剪切破坏过程中破坏准则具有非线性。因此, 为了研究非线性破坏准则对地基承载力的影响, 基于上限定理, 通过“切线法”引进变量, 根据能量耗散情况, 将承载力问题转变为非线性规划问题, 运用“序列二次规划算法”求出地基承载力的最优解。数值计算结果表明, 当非线性破坏准则转变为线性破坏准则时, 非线性参数对地基承载力有重要影响。

关 键 词: 地基承载力; 上限定理; 非线性破坏准则

中图分类号: TU 431; TB 115

文献标识码: A

Bearing capacity of a strip footing with nonlinear failure criterion

YANG Xiao-li, GUO Nai-zheng, LI Liang

(College of Civil and Architectural Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: With a linear Mohr-Coulomb failure criterion, an estimate of bearing capacity of a strip footing resting on a homogeneous and isotropic geomaterial foundation had been made using the methods of limit equilibrium, characteristics line and limit analysis in the previous literature. However, experimental data have shown that the strength envelopes of almost all geomaterials have the nature of nonlinearity. In this paper, a nonlinear failure criterion is employed to evaluate the bearing capacity of a strip footing using the upper bound theorem of limit analysis. A generalized tangential technique is presented to formulate the problem of bearing capacity as nonlinear programming problem. The optimum solution is obtained by a nonlinear sequential quadratic programming algorithm. From the numerical results, it can be seen that the nonlinear failure parameter has a significant effect on the bearing capacity; and that the solutions presented in this paper agree well with previous results if the nonlinear failure criterion is reduced to a linear Mohr-Coulomb failure criterion.

Key words: bearing capacity; upper bound theorem; nonlinear failure criterion

1 引 言

基础下持力层土体能够承受基底传来的最大荷载称为地基的极限荷载 Q_u , 持力层土体能够承受基底传来的单位面积上的最大压力称为地基的极限压力或极限承载力 P_u , 若基底面积为 A , 则 $P_u = Q_u / A$, 地基的允许承载力 P_a 为极限承载力 P_u 除以安全系数 F_s , 即 $P_a = P_u / F_s$ 。设计时基底的平均压力 P 应满足 $P \leq P_a$ 的条件, 以保证地基安全性。

确定地基承载力, 一般有现场原位试验、理论公式以及从地基承载力表中查取 3 种计算方法。采用理论公式确定地基承载力时, 前人主要根据线性 Mohr-Coulomb 破坏准则, 运用极限平衡法或滑移

线理论求解。因此, 本论文在讨论非线性破坏准则对地基承载力影响之前, 简要回顾前人在理论公式方面的主要研究成果。

2 线性破坏准则下地基承载力的理论计算

1857 年 Rankine 假定基础底面光滑, 基础两侧的土重用连续均布超载 $q = \gamma D$ 来代替, 其中 γ 为土体的重度, D 为条形基础的埋深, 基础以下的土体重量不考虑。在假定滑动面形状后, 根据土体的整体平衡条件得到极限承载力的公式。Prandtl (1920 年) 在理想刚塑性理论的基础上, 对抗剪强度为 c , ϕ 的地基土, 采用线性 Mohr-Coulomb 破坏准则,

收稿日期: 2004-03-17

修改稿收到日期: 2004-11-15

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (No.50408020); 中国博士后科学基金资助项目 (No.2003034468)。

作者简介: 杨小礼, 男, 1971 年生, 博士后, 副教授, The Hong Kong Polytechnic University 访问学者, 主要从事隧道与基础工程方面的教学与科研工作。Email: yangxl@csu.edu.cn

导出了刚性条形基础压入土体中滑动面形状及其相应的极限承载力公式。Prandtl 将基础下的土体划分为简单应力场的滑移线场(通常所说的变形楔体部分)和均匀应力场的滑移线场,应力边界上除条形基础受力外,无其它力作用,土体无重量($\gamma=0$),此时,对应的 Prandtl 解为

$$P'_u = c[\tan^2(45^\circ + \varphi/2)\exp(\pi \tan \varphi) - 1]\cot \varphi = cN_c \quad (1)$$

Reissner (1924 年)在 Prandtl 滑动面基础上,研究无重量、无粘聚力($c=0$)材料的受力情况,此时在应力边界上除条形基础受力外,还有均布荷载 q 作用,Reissner 滑移线场解为

$$P''_u = q \tan^2(45^\circ + \varphi/2)\exp(\pi \tan \varphi) = qN_q \quad (2)$$

对无重量材料,在均布荷载 q 作用下抗剪强度指标为 c , φ 的土体,由滑移线场理论知,极限承载力为式(1)与式(2)的叠加,即

$$P_u = cN_c + qN_q = c(N_q - 1)\cot \varphi + qN_q \quad (3)$$

式(3)中承载力系数 N_q 和 N_c 分别由式(1)与式(2)确定,没有考虑持力层土体重量的影响,而导致放在砂土地基表面上($c=0$, $D=0$)的极限承载力等于零的不合理性。为了弥补这一缺陷,不少学者在上述解的基础上对承载力理论进行了研究和发展。

Terzaghi (1943 年)^[1]将基础下的土体划分为弹性区、径向剪切区和朗肯被动区,其中径向剪切区是由对数螺旋曲线方程确定。在竖直条形荷载作用下均质地基的极限承载力为

$$P_u = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (4)$$

式中 B 为条形基础的宽度。对基底完全光滑的条形基础,系数 N_q , N_c 与 Prandtl-Reissner 系数相同,即与式(1)和式(2)中的 N_q 和 N_c 相同。Terzaghi & Peck 于 1967 年建议在基底完全光滑情况下承载力系数 N_γ 的半经验公式为

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1)\tan \varphi \quad (5)$$

对基底完全粗糙的情况承载力系数为

$$\left. \begin{aligned} N_q &= \frac{\exp[(1.5\pi - \varphi)\tan \varphi]}{2\cos^2(45^\circ + \varphi/2)}; \\ N_c &= (N_q - 1)\cot \varphi; \\ N_\gamma &= \frac{1}{2} \left(\frac{k_{py}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \tan \varphi \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Terzaghi (1943 年)^[1]并没有给出 k_{py} 的表达式,

而是以一表格的形式给出 N_γ 的值。Coduto (1994 年)^[2]将 Terzaghi 的表格数据绘制成曲线,此曲线可用式(7)模拟。

$$N_\gamma \approx \frac{2(N_q + 1)\tan \varphi}{1 + 0.4\sin(4\varphi)} \quad (7)$$

Meyerhof (1955 年)^[3]提出了考虑基底两侧土体抗剪强度影响的极限承载力公式。他认为,Prandtl 和 Terzaghi 等将滑动面的终点限制在与基底同一水平面上,并且不考虑基底两侧土体抗剪强度影响是不符合实际的。因此,他提出应该考虑到地基土的塑性平衡区随着基础埋深的不同而扩展到最大可能的程度,并计算了基底两侧土体抗剪强度对承载力的影响。经计算发现:Terzaghi 的承载力系数 N_q , N_c 是 Meyerhof 解的一种特例(包括光滑和粗糙两种情况)。而对系数 N_γ , Meyerhof 建议按下列半经验公式确定,即

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan 1.4\varphi \quad (8)$$

20 世纪 60 年代末汉森^[4]提出了中心倾斜荷载并考虑其它一些影响因素的承载力公式。70 年代魏锡克在前人的基础上,除了引入一些修正系数外,还考虑到地基土的压缩性影响,把整体剪切破坏的承载力公式推广应用于局部或冲切破坏时的承载力计算。

无论是 Prandtl(1920 年),Reissner(1924 年)的破坏机制,还是 Terzaghi (1943 年)^[1]的破坏机制,它们都是相同的,即图 1 的左边部分。Hill (1950 年)^[5]提出另一种破坏机制,即图 1 的右边部分。通过计算发现:对于光滑的刚性基础,在不考虑重力的影响下 Hill 的承载力系数 N_q , N_c 与 Prandtl-Reissner 的系数相同,即与式(1)、式(2)中的 N_q , N_c 相同。

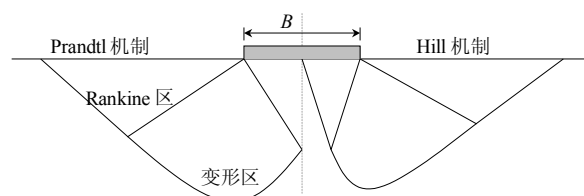


图 1 Prandtl(1920 年)与 Hill(1950 年)的破坏机制
Fig. 1 The failure mechanism for Prandtl(1920) and Hill(1950)

Sokolovskii (1965 年)^[6]运用滑移线场理论,研究土体的重力对承载力的影响。在 $\gamma > 0$ 的情况下,

其应力滑移线方程与零重力下的滑移线方程相同,只是两条滑移线的相互关系不同,发现极限承载力的解不能用式(4)的形式来表达,即承载力系数 N_q 、 N_c 、 N_γ 不能分离开来。

从上述分析可知, N_q 和 N_c 的求解是建立在相同破坏机制的基础上,而 N_γ 却由经验或半经验法确定。实际上, N_γ 的确定也要与 N_q 、 N_c 对应的破坏机制相同,基于这一点,Michalowski (1997 年)^[7]根据上限定理,假设条形基础为刚性基础,宽度为 B ,基础下土体为理想刚塑性体,土体重度为 γ ,在统一破坏机制条件下可得线性破坏准则下极限承载力的表达式与式(4)相同,但式(4)中 $N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)\exp(\pi \tan \varphi)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi$ 。当基底完全粗糙时,重力系数 $N_\gamma = \exp(0.66 + 5.11 \times \tan \varphi) \tan \varphi$;当基底完全光滑时, $N_\gamma = \exp(5.1 \tan \varphi) \tan \varphi$ 。

在以上地基承载力的理论计算中,式(1)~(8)都是前人运用线性破坏准则求得的,即 Mohr-Coulomb 破坏准则 $\sigma_1 = q_p + M_p \sigma_3$ 中的 σ_1 、 σ_3 关系为线性关系。为了探索非线性破坏准则下的地基承载力问题,文献[8, 9]根据滑移线理论研究非线性 Hoek-Brown 破坏准则对地基承载力的影响。笔者^[10]根据极限分析中的下限定理研究非线性 Hoek-Brown 破坏准则对地基承载力的影响,基于极限分析中的上限定理,运用 Power-Law 非线性破坏准则,研究岩土材料非线性参数 m 对地基承载力系数、地基承载力的影响。

3 基本原理

设物体 V 中存在体积力以及物体表面存在表面力,虚功率原理表明:对于一个理想刚塑性体,任意一组静力容许的应力场 σ_{ij}^0 和任意一组机动容许位移速度场 v_i^* ,外力的虚功率等于物体所能接受的虚变形功率:

$$\int_S T_i u_i^* dS + \int_V F_i u_i^* dV = \int_V \sigma_{ij}^0 \dot{\epsilon}_{ij}^* dV + \int_L (\tau - \sigma_n \tan \varphi) \Delta V_i dL \quad (9)$$

式中 T_i 、 F_i 分别为作用于物体上的表面力和体积力; ΔV_i 为速度间断线两侧切向速度变化量; u_i^* 、 $\dot{\epsilon}_{ij}^*$ 分别为速度场中的速度和应变率; σ_{ij}^0 为静力场中的应力; τ 、 σ_n 分别为速度间断线 L 上的剪应力和正应力。

根据上述原理可推导出上限定理:在所有的机动容许的塑性变形速度场相对应的荷载中,极限荷载为最小^[11],即

$$\int_S T_i u_i^* dS + \int_V F_i u_i^* dV \leq \int_V \sigma_{ij}^* \dot{\epsilon}_{ij}^* dV + \int_L c \Delta V_i dL \quad (10)$$

式中 σ_{ij}^* 为由 $\dot{\epsilon}_{ij}^*$ 按塑性变形法则求出的应力; c 、 φ 为土体抗剪强度指标。

式(9)、式(10)是建立在线性 Mohr-Coulomb 破坏准则基础之上的,即式中 c 、 φ 是由线性 Mohr-Coulomb 破坏准则确定的。线性 Mohr-Coulomb 破坏准则可为

$$\sigma_1 = q_p + M_p \sigma_3 \quad (11)$$

式中 σ_1 、 σ_3 为破坏时的大小主应力; q_p 为三轴试验时无侧限抗压强度; M_p 为一常数。它们与土的抗剪强度指标 c 、 φ 之间的关系可表达为

$$\left. \begin{aligned} M_p &= (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi); \\ q_p &= 2c \cos \varphi / (1 - \sin \varphi) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

然而,试验表明最大主应力和最小主应力的关系是非线性关系,而线性关系只是其中的一个特例。1966 年 Hobbs 首次提出 Power law 非线性强度准则。1974 年 Ladanyi 在 Griffith 裂纹理论(crack theory)的基础上提出新的非线性准则。1983 年 Brown 等运用 Hoek & Brown 非线性破坏准则研究了圆孔周围的应力分布。Lade (1977 年)^[12]在对无粘性的砂土进行三轴试验时发现,破坏时的大小主应力关系是非线性的。在不同的侧限条件下,Santarelli (1987 年)^[13]以及 Agar 等(1985 年)^[14]分别对两种不同的岩土介质进行三轴试验,如图 2 所示。根据三轴试验成果发现,破坏时屈服面上的最大主应力和侧限压力(小主应力)也是非线性关系。

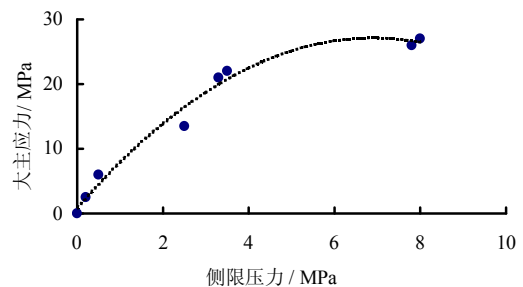


图2 Agar J. G等三轴试验结果
Fig. 2 Experimental results of triaxial tests
(Agar J. G., 1985)

在结构的上限分析时,提高材料的屈服强度不会降低结构的极限荷载,其实众多学者在上限分析时已经采纳过这种思想。在文献[15~17]中,对于抗剪强度指标为 c 、 φ 的岩土介质,线性破坏准则在以 $X = \sigma_x - \sigma_y$ 为横轴,以 $Y = 2\tau_{xy}$ 为纵轴的坐标体系

中, 可表示成一个以原点为圆心、以 $R=2cc\cos\varphi-(\sigma_x+\sigma_y)\sin\varphi$ 为半径的圆域, 为了便于分析, 采用外切正多边形手段, 这种手段实际上就是提高了材料的屈服强度。因此, 若采用一屈服强度超过材料的真实屈服强度, 则在该屈服强度下任一机动容许速度场对应的上限解均为极限荷载(对应真实的屈服强度)的上限。

基于上述思想, 对非线性破坏准则下的上限分析可采用“切线法”, 以提高岩土材料强度为手段来分析结构物的上限解。考察图 3 中由切线确定的线性破坏准则, 切线为经过非线性破坏准则上的某点 M 并与其外切的方程, 若曲线的曲率随 σ_n 的增加而逐步减少, 则切线完全位于曲线的外侧, 位于切线上的所有点, 其对应的材料强度相对提高, 因此在切线破坏准则下(这里指外切线)的上限解一定为真实极限荷载(这里指非线性破坏准则对应的极限荷载)的上限。非线性破坏准则^[18, 19]为

$$\tau=c_0(1+\sigma_n/\sigma_t)^{1/m} \quad (13)$$

这种准则也称 Power-Law 非线性破坏准则。将式 (13) 绘制成曲线, 如图 3 所示。图中, c_0 为曲线与纵轴的截距; c_0 , σ_t , m 为岩土材料参数。

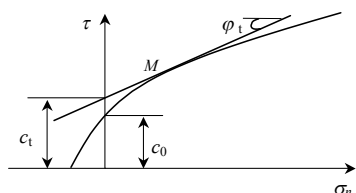


图 3 非线性破坏准则的切线

Fig. 3 Tangent line for nonlinear failure criterion

当 $m=1$ 时式 (13) 变成线性 Mohr-Coulomb 破坏准则式 (11)、式 (13) 在 M 点的切线方程为

$$\tau=c_t+\tan\varphi_t\sigma_n \quad (14)$$

式中 c_t , $\tan\varphi_t$ 分别为切线的截距和斜率。以 φ_t 为变量, 则 c_t , $\tan\varphi_t$ 可表达为

$$\left. \begin{aligned} \tan\varphi_t &= \frac{d\tau}{d\sigma_n} = \frac{1}{m\sigma_t} c_0 \left(1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t} \right)^{\frac{1-m}{m}}; \\ c_t &= \frac{m-1}{m} c_0 \left(\frac{m\sigma_t \tan\varphi_t}{c_0} \right)^{\frac{1}{1-m}} + \sigma_t \tan\varphi_t \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

下面分别根据不同的破坏机制讨论非线性破坏准则对地基承载力的影响。

4 非线性破坏准则对地基承载力的影响

正如前述, 对地基承载力、承载力系数的理论公式研究主要分为 3 类: 一类是以 Prandtl-Reissner 为代表的滑移线理论, 这种方法没有考虑土体重量对地基承载力的影响; 一类是以 Terzaghi 与 Meyerhof 等学者为代表的极限平衡法, 承载力系数 N_q 和 N_c 采用平衡方程方法获得, 而承载力系数 N_γ 采用经验法获得; 另一类是 Michalowski (1997 年)^[7]等学者根据上限定理, 在相同破坏机制的条件下, 对承载力系数 N_c , N_q 和 N_γ 进行研究。但他们的研究都局限于线性 Mohr-Coulomb 破坏准则。为了探讨非线性破坏准则对地基承载力的影响, 这里作如下假设:

(1) 岩土介质服从非线性破坏准则, 非线性曲线上某一点切线的抗剪强度指标为 c_t , φ_t 。为了便于问题的相互比较, 这里采用参考文献[18, 19]的 Power-Law 非线性破坏准则;

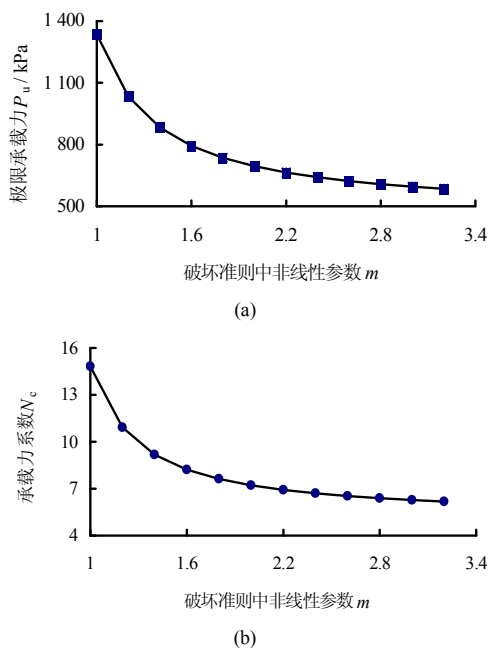
(2) 承载力系数 N_q , N_c , N_γ 的求得是建立在统一的破坏机制上。

由于 Terzaghi 承载力公式中的 N_γ 是靠经验法获得的, 而不是建立在与 N_c , N_q 相同的破坏机制上, 因此下面仅研究非线性参数 m 对 Prandtl 承载力、Prandtl-Reissner 承载力以及 Michalowski 承载力的影响。

4.1 Prandtl 理论承载力

在式 (14) 中, 由于 φ_t 为非线性破坏准则上某一点的切线与水平线的夹角为未知量; c_t 为切线的截距由式 (15) 确定, 也是以 φ_t 为未知量的函数。因此, 在不考虑土体重量 γ 和表面荷载 q 的影响下(即 $\gamma=0$, $q=0$), 根据能量计算, 可求得在均质地基上条形基础的极限承载力也是以 φ_t 为未知量的函数。由上限定理知, 当外力的功率大于或等于内能耗散时, 持力层土体开始产生无限制塑性流动而丧失承载能力, 即对 Prandtl 地基承载力 $P_u(\varphi_t)$ 进行优化, 求出承载力的极小值 $\min P_u$ 。为了求得 $P_u(\varphi_t)$ 的极小值, 对此采用序列二次规划(SQP)优化方法进行求解。

例 1. 设非线性破坏准则对应的材料参数 $c_0=90$ kPa, $\sigma_t=247.3$ kPa, 其他值与文献[18]的相同, $m=1.0\sim 3.2$, 结果如图 4 所示。可以看出, 随着 m 的增大, P_u , N_c 在逐步减少, 曲线的曲率也随之降低。 m 较小时 m 的变化对 P_u , N_c 影响大; m 较大时 m 的变化对它们影响小。 m 对 P_u , N_c 有重要影响。

图4 P_u , N_c 与 m 的关系(Prandtl 机制)Fig. 4 Influences of nonlinear coefficient m on ultimate bearing capacity P_u and factors N_c for Prandtl mechanism

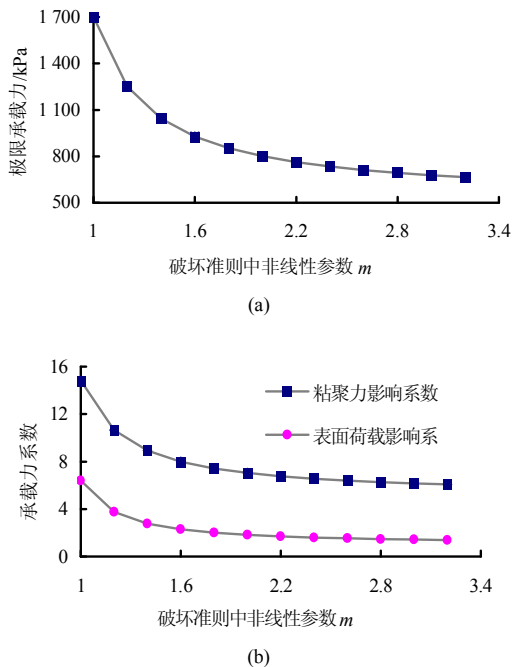
4.2 Prandtl-Reissner 理论承载力

对无重量的均质岩土材料($\gamma=0$), 条形基础的两侧受均布荷载 q 作用时, 根据能量计算可求得在均质地基上条形基础的极限承载力 P_u , 也是以 φ_t 为未知量的函数。同理, 由上限定理知, 当外力的功率大于或等于内能耗散时, 持力层土体开始产生无限制塑性流动而丧失承载能力, 即对 Prandtl-Reissner 地基承载力 $P_u(\varphi_t)$ 进行优化, 求出承载力的极小值。对此采用序列二次规划(SQP)优化方法进行求解。

例2. 为了便于问题的比较分析, 岩土材料参数 $c_0=90$ kPa, $\sigma_t=247.3$ kPa, 其他值与文献[18]相同, 均布荷载 $q=57$ kPa。当地 $P_u(\varphi_t)$ 取极小值时, P_u , N_c , N_q 与 m 的关系如图5所示。从图可以看出, 随 m 的增大, P_u 在逐步减少, 曲线的曲率也随之降低。 m 较小时, m 的变化对极限承载力影响大; m 较大时, m 的变化对它影响小。随 m 的变化 N_c , N_q 的变化曲线很相似, 当 $m \geq 2.2$ 时, N_c , N_q 曲线都接近水平直线。

在线性 Mohr-Coulomb 破坏准则下, 对于不同的表面荷载 q (一般由基础埋深等效得到 $q=\gamma D$), 承载力系数 $N_c=[\tan^2(45^\circ+\varphi/2)\exp(\pi\tan\varphi)-1]\cot\varphi$ 是一常数。但在非线性破坏准则下, 随 q 的变化 N_c 是变化的, 图4(b)中的 N_c 对应于 $q=0$, 图5(b)中的 N_c 对应于 $q=57$ kPa。比较图4(b)、图5(b)可以看出, 对

于相同的参数 m (除 $m=1$ 这种情况), q 较大时(即基础埋深越大时), N_c 较小; 当 $m=1$ 时, 图5中的计算结果与 Prandtl-Reissner 应用线性 Mohr-Coulomb 破坏准则得到的结果一致。

图5 P_u , N_c , N_q 与 m 的关系(Prandtl-Reissner 机制)Fig.5 Influences of nonlinear coefficient m on ultimate bearing capacity P_u , and factors N_c and N_q for Prandtl-Reissner mechanism

4.3 Michalowski 理论承载力

上述 Prandtl 与 Prandtl-Reissner 承载力公式中都没有考虑土体重度对基础极限承载力的影响。根据上限定理, Michalowski (1997 年)^[7]将承载力系数 N_q , N_c 和 N_γ 建立在统一破坏机制上, 但他没有考虑破坏准则非线性的影响。这里在统一破坏机制上, 根据非线性破坏准则(13)研究破坏准则非线性参数 m 对 Michalowski 地基承载力的影响。上限分析的目的是求得地基土体在发生或即将发生无限制塑性流动时极限承载力的极小值, 这里仍采用序列二次规划(SQP)优化方法求地基承载力的极小值。

例3. 设条形基础下土体重度 $\gamma=19$ kN/m³, 岩土非线性破坏准则对应的材料参数 $c_0=90$ kPa, $\sigma_t=247.3$ kPa, 基础宽度 $B=2$ m, 埋深 $D=3$ m, $m=1.0\sim 10.0$ 。表1为条形基础的极限承载力随 m 的变化情况。可以看出, 随着 m 的增大, 极限承载力在逐步减小(包括基底光滑和粗糙)。对于相同的参数 m , 基底粗糙时的极限承载力总是大于基底光滑时

的极限承载力,随着 m 的增大,它们之间的差距在逐步减少。当 $m=10$ 时,差距只有0.35。因此在计算极限承载力时,对于足够大的参数 m , 可以不考虑

基底光滑或粗糙带来的影响。当 $m=1$ 时,表1与图 6 中的计算结果与 Michalowski (1997年)^[7] 的结果相等。

表 1 极限承载力 P_u 与参数 m 的关系(Michalowski 机制) (单位: kPa)
Table 1 Numerical results of ultimate bearing capacity P_u for Michalowski mechanism (unit: kPa)

极限承载力	m											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	10
基底粗糙	1785.6	1286.6	1064.3	940.6	862.3	808.4	769.0	739.1	715.6	696.6	680.9	559.06
P_u 基底光滑	1743.9	1269.6	1054.7	934.2	857.5	804.6	766.0	736.5	713.4	694.6	679.2	558.71
差值	41.7	17.0	9.6	6.4	4.8	3.8	3.0	2.6	2.2	2.0	1.7	0.35

注: $c_0=90$ kPa, $\sigma_1=247.3$ kPa。

在基底光滑的情况下,图 6 为 m 对 N_c , N_γ , N_q 的影响情况。随着 m 的增大,承载力系数都在逐步减少。当 $m>2$ 时 N_c , N_q 的变化幅度明显减小,例如 $m=2.2$ 时, $N_c=6.75$, $N_q=1.69$, 而 $m=3.2$ 时, $N_c=6.07$, $N_q=1.38$ 。当 $m>2$ 时 N_γ 重度影响系数接近于零,如 $m=2.2$ 时, $N_\gamma=0.17$, 而 $m=3.2$ 时, $N_\gamma=0.09$ 。因此在计算极限承载力时,对于足够大的参数 m 可以不考虑重度系数 N_γ 对极限承载力的影响。

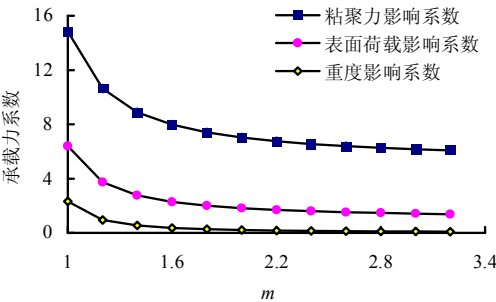


图 6 系数 N_c , N_γ , N_q 与 m 的关系
(Michalowski 机制, 基底光滑)

Fig.6 Influences of nonlinear coefficient m on ultimate bearing capacity factors N_γ , N_c and N_q for Michalowski mechanism with smooth base

5 结 论

地基承载力问题是岩土工程领域中的基础性课题之一。正确地评价承载力的大小,对于确保工程安全至关重要,它一直深受国内外学者的关注。传统的地基承载力理论计算是根据线性 Mohr-Coulomb 破坏准则求得的。本文在上限定理的基础上,首次根据非线性破坏准则计算地基的承载力,并提出“切线法”与“序列二次规划算法”相结合的计算方法。对于岩土材料而言,引入非线性强度曲线假设是非常必要的,因为非线性破坏准则更符

合工程的实际情况,也被许多学者的试验成果所证实。计算结果表明:

- (1) 当非线性参数 $m=1$, 非线性破坏准则变为线性破坏准则,此时本文结果与前人成果一致。
- (2) 非线性参数 m 对 Prandtl, Prandtl-Reissner 和 Michalowski 地基承载力有着重要的影响。在其它参数不变的情况下随着 m 的增加地基承载力减小。
- (3) 当 m 很大时,土体重度对地基承载力的影响很小。

参 考 文 献

[1] Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: Wiley, 1943.

[2] Coduto DP. Foundation Design: Principle and Practices [M]. [s.l.]: Prentice-Hall International, 1994.

[3] Meyerhof GG. Influence of rough of base and ground water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations[J]. **Geotechnique**, 1955, 15: 227—242.

[4] Hansen JB. A revised and extended formula for bearing capacity[J]. **Bulletin**, 1970, 28: 5—11.

[5] Hill R. Mathematical Theory of Plasticity[M]. London: Oxford, 1950.

[6] Sokolovskii VV. Statics of Soil Media[M]. Translator Jones R, Schofield A. London: Butterworths Science, 1965.

[7] Michalowski RL. An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis[J]. **Soils and Foundations**. 1997, 37(4): 57—64.

[8] Serrano A, Olalla C. Ultimate bearing capacity of rock masses[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, 1994, 31(2): 93—106.

[9] Serrano A, Olalla C, Gonzalec J. Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, 2000, 37: 1 013—1 018.

- [10] YANG Xiao-li, YIN Jian-hua, LI Liang. Influence of a nonlinear failure criterion on the bearing capacity of a strip footing resting on rock mass using a lower bound approach[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2003, 40(3): 702—707.
- [11] Chen WF. Limit Analysis and Soil Plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Science. 1975.
- [12] Lade PV. Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surface[J]. **International Journal of Solids and Structures**, 1977, 13: 1 019—1 035.
- [13] Santarelli F. Theoretical and experimental investigation of the stability of the axisymmetric borehole[Ph.D.]. London: University of London, 1987.
- [14] Agar JG, Morgenstern NR, Scott J. Shear strength and stress-strain behaviour of Athabasca oil sand at elevated temperatures and pressure[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1985, 24(1): 1—10.
- [15] Kim J, Salgado R, Yu HS. Limit analysis of slopes subjected to pore-water pressures[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineering**, 1999, 125(1): 49—58.
- [16] Sloan SW, Kleeman PW. Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields[J]. **Computer Methods in Applied Mechanics of Engineering**, 1995, 127: 293—314.
- [17] Sloan SW. Upper bound limit analysis using finite elements and linear programming[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1989, 13: 263—282.
- [18] Zhang XJ, Chen WF. Stability analysis of slopes with general nonlinear failure criterion[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1987, 11: 33—50.
- [19] YANG Xiao-li, YIN Jian-hua. Slope stability analysis with nonlinear failure criterion[J]. **Journal of Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineering**, 2004, 130(3): 267—273.
- [20] 杨小礼. 线性与非线性破坏准则下岩土极限分析方法及其应用[博士学位论文 D]. 长沙: 中南大学, 2002.
- [21] YANG Xiao-li, LI Liang, YIN Jian-hua. Seismic and static stability analysis for rock slopes by a kinematical approach[J]. **Geotechnique**, 2004, 54 (8): 543—549.
- [22] YANG Xiao-li, LI Liang, YIN Jian-hua. Stability analysis of rock slopes with a modified Hoek-Brown failure criterion[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2004, 28(2): 181—190.
- [23] YANG Xiao-li. Unified strength solution for geotechnical structure reinforced by geotextile[J]. **Journal of Structural Engineering**, 2003, 30(2): 115—118.
- [24] YANG Xiao-li, XU Lin-rong, LI Liang, LIU Bao-chen. Effects of intermediate principal stress on the displacement around tunnels in visco-elastoplastic rock[J]. **Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society**, 2002, 33(2): 87—92.
- [25] YANG Xiao-li, YIN Jian-hua. Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek-Brown failure criterion[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science**, 2005, 42(4): 550—560.

3rd Central Asian Geotechnical Symposium

3rd Central Asian Geotechnical Symposium (10—12 November) Date: 10 November —12 October 2005
Location: Dushanbe, Tajikistan Description: Organisers: The State Committee of Construction and Architecture of the Republic Tajikistan; Russian Society for Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation Engineering (RSSMGFE); Central Asian Research Institute of Bases and Underground Structures, Republic Tajikistan (SANIIOSP). ATC-3 of Asian Geotechnical Society Japanese Geotechnical Society Section A. Mechanics of soils and engineering geology. Section B. Bases and foundations in complex engineering and geological conditions. Section C. Theory and design of seismic stability of bases and deepened structures. Section D. Hydrotechnical structures and development of underground space. Section E. Methods of engineering protection from dangerous geological processes.

Language: English, Russian, Tajik Organizer: Secretary: Contact person: Dr. Jamshed Akhmedov

Address: N. Karabaeva Str., 54/2, SANIIOSP Dushanbe Tajikistan 734018

Phone: 7 (992 272) 33-85-35 Fax: 7 (992 272) 33-85-35

e-mail: saniiosp@tajnet.com Website: More info: Deadlines Preliminary registration forms, and Asbtracts (1 A4 page) should be sent to the Organising Committee before March 1, 2005. Full papers (4 A4 pages) will be due by July 15, 2005. Alternative contact: Dr Farshed Zekhniev 2nd Institutskaaya St., 6 NIIOSP Moscow, Russia 109428 e-mail: farshedzehni@yandex.ru

(<http://www.geohohai.com>)