

斜坡地基极限承载力上限解计算与分析

尉学勇^{1,2}, 王晓谋¹, 怀超²

(1. 长安大学公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 西安中交公路岩土工程有限责任公司, 陕西 西安 710075)

摘要: 基于极限平衡法和极限分析法理论, 建立了一个新的能考虑坡后土体坡度影响的斜坡地基承载力计算模式, 推导出一个上限解公式, 并与有限元方法和其他上限解计算结果进行了比较分析。分析结果表明, 所得结果与斜坡地基极限承载力的真实解较为接近, 能较好地反映实际的斜坡地基的承载力。此外, 编制斜坡地基坡后土体发挥系数的计算程序, 分析了斜坡地基内摩擦角、基础下侧土体坡度、基础上侧土体坡度、相对坡顶距及基础相对埋深等因素对斜坡地基极限承载力上限解的影响, 得到了不同情况下斜坡地基的承载力系数和坡后土体的发挥系数。研究成果可用于斜坡地基的理论分析, 为斜坡地基的设计提供依据。

关键词: 斜坡地基; 承载力; 极限平衡; 极限分析; 发挥系数

中图分类号: TU431

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2010)03-0381-07

作者简介: 尉学勇(1977-), 男, 山西襄汾人, 博士研究生, 主要从事地质病害治理等岩土工程方面的研究工作。E-mail: yuxy@chi-geo.com。

Calculation and analysis of upper limit solution of ultimate bearing capacity of sloping ground

YU Xue-yong^{1,2}, WANG Xiao-mou¹, HUAI Chao²

(1. Institute of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 2. Xi'an China Highway Geotechnical Engineering Co., Ltd., Xi'an 710075, China)

Abstract: Based on the theories of the limit equilibrium and limit analysis approaches, a new calculation model is presented, which can consider the effect of ascent of fill section at the back of slopes. A new upper limit formula is deduced, and its results are compared with those of the finite element method and other upper limit calculations. The analytic results show that the upper limit solution is close to the real solution, and it can reflect the ultimate bearing capacity of the real sloping ground. Besides, with the program which can calculate the mobilization factor of the fill section at the back of the sloping ground, the effect is analyzed, including angle of internal friction of the sloping ground, underside slope angle, upside slope angle, relative distance from the edge of slopes and relative depth of footings. The bearing capacity factors and mobilization factor of the fill section at the back of the sloping ground in different conditions are gained. The study results can be used in theoretical analysis of sloping ground, and provide some beneficial conclusions for the design of sloping ground.

Key words: sloping ground; bearing capacity; limit equilibrium; limit analysis; mobilization factor

0 引言

在公路、铁路、水利和建筑等工程中, 常常需要把基础设置在靠近斜坡顶部、斜坡上或者计划开挖的基坑附近。而现行相关规范对此情况下的地基承载力如何确定, 仍无明确的计算方法。在实际工程中, 或者等效为平地地基加以处理, 或者凭经验对地基承载力加以折减, 或者采用深基础的设计方法, 这些方法缺乏科学的依据, 其结果有的偏于保守; 有的安全度过低, 存在潜在的危险。因此, 研究斜坡的承载力问题具有相当重要的现实意义。由于斜坡的存在, 总是有斜坡一侧的地基土体先破坏, 基础底面下的三角

形楔体为非对称的三角形。1989年, 印度学者沙仑(Swami Saran)^[1-2]提出用土体抗剪强度发挥系数 m 来分析坡后土体的受力情况。这一方法能反映斜坡地基中土体的破坏形式以及基底两侧土体的抗剪强度发挥的程度不同的特征, 但对于斜坡上的地基承载力未加研究。1993年, 王晓谋^[3]用土体抗剪强度发挥系数 m 推导了坡顶距为零的临坡地基和斜坡上地基的极限承载力, 但没把坡顶距不同的临坡地基考虑进去。故这两个理论公式都有不同程度的缺陷, 有待完善。笔

者根据前人的研究成果,先应用极限平衡方法确定地基破坏模式的形状,然后引入极限分析方法的上限定理,导出斜坡地基极限承载力上限解的计算公式。

1 斜坡地基承载力理论计算基础

1.1 基本假定

(1) 土体在破坏瞬时的变形可忽略不计,从而可用虚功原理。

(2) 土是完全塑性体,并且服从莫尔-库仑破坏准则

$$t = c + s_n \cdot \tan j \quad (1)$$

式中 t 为土体剪破面上的剪切应力; s_n 为土体剪破面上的法向应力; c 为土体的黏聚力; j 为土体的内摩擦角。

(3) 土的塑性变形服从相关联的流动法则。

对于服从莫尔-库仑强度条件的土体来说,有如下关系式:

$$\frac{\dot{s}_n}{\dot{s}} = \frac{\partial f}{\partial t} / \frac{\partial f}{\partial s_n} \quad (2)$$

式中 \dot{s}_n 为剪应变速率,方向同 t_t 方向一致; \dot{s} 为正应变速率,方向同 s_n 相反。

一般地取

$$f = t - c - s_n \cdot \tan j \quad (3)$$

将式(3)代入式(2)得

$$\frac{\dot{s}_n}{\dot{s}} = -\tan j \quad (4)$$

式(4)说明土体体积在塑性流动过程中沿正应力相反方向发生流动,即出现剪胀现象。利用式(4)可导出土体处于剪切滑动时,滑动面或滑线上任一点的应变速度矢量 V 与该点的滑动线方向成 j 角,并且,剪胀土体在剪切滑动时的耗散功等于沿剪切面的剪切速度 V_p 乘以土的黏聚力 c 。

1.2 极限分析方法的引入

在刚塑体的极限分析中,结构物的极限状态有两个特征。

(1) 其应力场为静力许可的应力场。

(2) 其应变率场为运动许可的应变率场。

所谓静力许可的应力场是满足下列条件的应力场。

a) 满足平衡条件: $s_{ij,j} + F_i = 0$ 。 (5)

b) 满足屈服式: $f(s_{ij}) \leq 0$ 。 (6)

c) 满足应力边界条件:

$$s_{ij} \cdot n_j = \bar{T}_i, \text{ (在应力边界上)} \quad (7)$$

所谓运动许可的应变率场是满足下列条件的应变率场。

a) 满足几何条件: $\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{\epsilon}_{i,j} + \dot{\epsilon}_{j,i})$ 。 (8)

b) 满足速度边界条件:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^0, \text{ (在速度边界上)} \quad (9)$$

c) 满足作用力的功率与耗散率相等的要求:

$$\int_{ST} \bar{T}_i \cdot \dot{\epsilon}_{ij} ds > 0 \quad (10)$$

d) 满足不可压缩条件: $\dot{\epsilon}_{ii} = 0$ 。 (11)

式(5)~(11)均采用张量符号和下标记号法。

式中: $s_{ij,j}$ 表示应力分量 $s_{ij}(i, j = x, y, z)$ 对 $j(= x, y, z)$ 取偏导数; n_j 为某点法线方向; \bar{T}_i 为边界上的某点面力; $\dot{\epsilon}_{ij}$ 为应变分量; $\dot{\epsilon}_{ij}^0$ 为速度边界 S_u 上某点的速率。

如果假定结构物的极限荷载为 Q_u , 那么对于一切外力 Q , 当 $Q \leq Q_u$ 时, 均满足静力许可条件, 这时 Q_u 称为满足静力许可的最大值, 这就是极限分析下限定理。同理, 对于一切外加荷载 Q , 当 $Q \geq Q_u$ 时, 均满足运动许可条件, 这时 Q_u 称为满足运动许可的最小值。这就是极限分析的上限定理。

对于土体而言,屈服条件为摩尔-库仑破坏准则,几何条件由相关联的流动法则确定。在平面应变条件下,极限分析的基本方程由以下几部分组成:

(1) 平衡方程

$$\frac{\partial s_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{xz}}{\partial z} = X, \quad \frac{\partial t_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial s_z}{\partial z} = Z \quad (12)$$

(2) 屈服条件 $f = t - c - s_n \cdot \tan j$ 。 (13)

(3) 几何条件

$$\dot{\epsilon}_x = \frac{\partial V_x}{\partial x}, \quad \dot{\epsilon}_z = \frac{\partial V_z}{\partial z}, \quad \dot{\epsilon}_{xz} = \left(\frac{\partial V_x}{\partial z} + \frac{\partial V_z}{\partial x} \right) \quad (14)$$

(4) 流动法则

$$\dot{\epsilon}_x = \frac{\partial f}{\partial s_x}, \quad \dot{\epsilon}_z = \frac{\partial f}{\partial s_z}, \quad \dot{\epsilon}_{xz} = \frac{\partial f}{\partial t_{xz}} \quad (15)$$

式中 X, Z 为体积力。

式(12)和(13)中包括3个方程式和3个未知数,故在给定的边界条件下可以求解,所得的解答将是满足静力许可的应力场的极限荷载。同样,在给定的速度边界条件下,由式(13)、(14)和(15)可以解得满足运动许可的应变率场的极限荷载。

根据极限分析定理,一个极限平衡课题的极限荷载不会大于其上限定解。但求解像式(12)、(13)、(14)和(15)那样的方程是困难的。从另一个角度出发,对于运动许可的问题,如果仅仅知道破裂面上各点的速度,那么根据能量方法也可求得其极限荷载。

大量的计算表明,土体达到极限状态时真正的滑动面是不容易找到的。然而,如果能合理的选定极限平衡区的范围进行应力区划分,采用假定滑动面法,按静力平衡条件也能确定地基极限荷载的大小。若在假定滑动面的基础上,确定滑动面上各点的速度,进

而用能量方法来求得地基的极限荷载, 即可获得极限方法中的上限解答。

2 斜坡地基土体破坏模式拟定

笔者将从以下4点出发来考虑斜坡地基的破坏模式^[4-6]。采用的计算模式如图1所示。

(1) 基础下面三角形弹性压密核是不对称的。

(2) 斜坡地基总是在斜坡一侧发生滑动, 形成一个连续的滑动面, 其滑裂线从基脚开始, 先是一段直线, 紧接着为一段曲线, 然后又是一直线段组成, 并且滑动面与斜坡地面间夹角随斜坡的坡度而变化。而地基另一侧土体则不出现滑动面, 受力情况尚不明确。

(3) 斜坡地基上坡后土体对滑动面形状及承载力大小是有影响, 即存在着坡后土体效应问题。

(4) 分别计算由重度、黏聚力、基底以上土重导致的地基极限状态。

图1所示破坏模式可分成两部分: 实际发生的破裂面 DEK 和虚拟破裂面 $DEFG$ 。

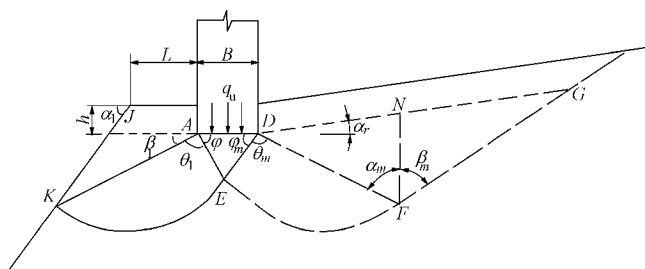


图1 斜坡地基计算模式

Fig. 1 Calculation model of sloping ground

2.1 破裂面 DEK

破裂面 DEK 由3部分组成。

第一部分 DAE 区为弹性压密区。 DAE 是不对称的三角形楔体。假定基底完全粗糙, AE 与基底成 j 角, 则 DE 与基底成 j_m 角, j_m 小于 j 。

第二部分 AEK 是过渡塑性区, 其滑动面为 EK 。根据塑性理论可得知, EK 可假定为一对数螺线, 用下式表示:

$$r = r_o \cdot \exp(q \cdot \tan j) \quad (16)$$

式中 r 为滑动面上的计算点到对数螺线原点 A 的向量半径, r 的中心在 A 点上或 EA 的延长线上; r_o 为螺旋曲线的起始向量半径, 即 AE 的长度; q 为计算点向量半径与起始向量半径之间夹角; j 为地基土的内摩擦角。

第三部分 AKJ 为被动区。

2.2 破裂面 $DEFG$

破裂面 $DEFG$ 是一个为了分析基础后面土体的受力情况而假想的滑动面, 在实际情况下并不发生。土

体达到真实破坏服从莫尔-库仑破坏准则。对于虚拟滑动面 EFG 上的应力状态是很难确定的, 但可以肯定 EFG 面没有超过库仑准则, 若其剪应力为 t , 极限剪应力 $t_f = c + S_n \cdot \tan j$, 那么可以引用如下系数 m , 令 $m = t/t_f$, 则 $t = mc + mS_n \cdot \tan j = c_m + S_n \cdot \tan j_m$ 。

这只是一点处极限剪应力的发挥程度, 为了以后能确定 EFG 上各点的应力状态, 假定其上各点都定义发挥系数 m 为相同值, 即可根据图2中 $f_m=0$ 确定虚拟滑动面 EFG 上各点的应力。当斜坡一侧土体已经达到极限平衡状态, 另一侧尽管只是局部地发挥, 但剩余的强度实际上已没有意义, 故认为也达到破坏。不过其破坏准则是折减的库仑线如图2中 $f_m=0$ 所示。

$$t_{mf} = t - c_m - S_n \cdot \tan j_m = 0$$

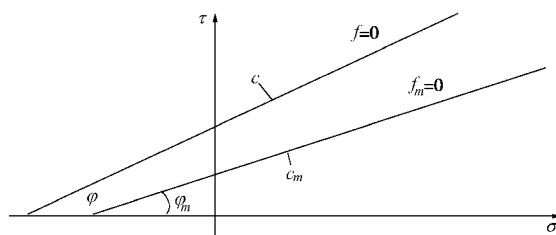


图2 发挥系数 m 示意图

Fig. 2 Explanation of mobilization factor m

作了上面的假定之后, 将 $DEFG$ 分成两部分。第一部分为过渡区 EDF , 其虚拟滑动面为 EF , EF 为一对数螺线。用下式表示:

$$r_m = r_{mo} \cdot \exp(q_m \cdot \tan j_m) \quad (17)$$

式中 r_m 的中心点在 D 点上或 ED 的延长线上; m , j_m , r_m , r_{mo} 意义同前。

土体 DFG 认为符合斜坡地面朗肯被动区的破坏形式, 其中, $\angle DFG = 90^\circ + j_m$ 。

3 极限分析上限法求斜坡地基承载力

上限解法的基本思想是对于所假定的破坏模式, 当外力 (包括自重) 所做功率超过其内能耗散功率时, 土体将发生破坏。

首先, 要确定斜坡地基达到极限状态的相容速度场。按图1所示, 斜坡地基 AE 及 EK 是达到库仑破坏准则的真实滑动面, 根据符合相关联的流动法则的库仑材料性质可知, 在剪切面上各点的相对速度与剪力方向成 j 角, 因此可以确定 AE , EK 面上各点的相对速度方向。由于滑动面 EK 各点相对速度即是绝对速度, 楔体 AKJ 中各点速度相等, 故 K 点的速度大小和方向可通过 E 点的速度决定。根据图3(a)所示速度关系图, 可由楔体 ADE 的速度 V_p 推出点 E 的绝对速度, 其大小为 $V_o = \sec j V_p$ 。同理, 对于虚拟滑动面 ED , EFG 上各点速度也可通过图2中 $f_m=0$ 折减库仑线确

定。最后,可以确定图 4 所示破坏形式的速度场。

$$V_o = V_p \cdot \sec j, \quad V_{op} = V_p \cdot \tan j,$$

$$V'_o = V_p \cdot \sec j_m, \quad V'_{op} = V_p \cdot \tan j_m.$$

确定了斜坡地基达极限状态后的相容速度场,那么,就可以应用能量方法按虚功原理建立虚功率方程:

$$\sum D = \sum W + \sum P. \quad (18)$$

式中 $\sum D$ 为在真实滑面及虚拟滑面的内能耗散速率; $\sum W$ 为重力做功的速率; $\sum P$ 为外荷载做功的速率。

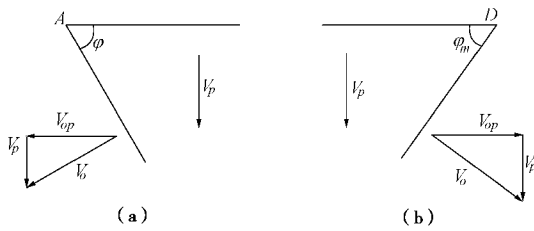


图 3 斜坡地基速度关系图

Fig. 3 Velocity relation of sloping ground

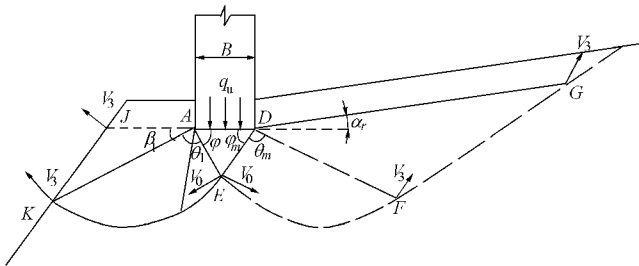


图 4 斜坡地基速度场示意图

Fig. 4 Velocity field of sloping ground

3.1 内能耗散速率的计算

刚体 AED 仅在 AE, DE 线上有内能耗散,其值分别为

$$\overline{D_{AE}} = c \cdot r_o V_{op} \cos j = c \cdot r_o \cdot v_p \cdot \sin j,$$

$$\overline{D_{DE}} = c_m \cdot r_{m0} \cdot v_p \cdot \sin j_m.$$

过渡应力区 AKE, DEF 上内能耗散较为复杂,在 KE 线, EF 线上有能量耗散,同时 AKE, DEF 内部又有因变形扭曲而消耗的内能。由于对数螺线区内的能量耗散率与对数螺线上的能量耗散率相等,因此有

$$\overline{D_{KE}} = \overline{D_{AKE}} = \frac{1}{2} c V_p \cdot \sec j \cdot r_o \cdot \left[\frac{e^{2q_l \cdot \tan j} - 1}{\tan j} \right],$$

$$\overline{D_{EF}} = \overline{D_{DEF}} = \frac{1}{2} c_m V_p \cdot \sec j_m \cdot r_{m0} \cdot \left[\frac{e^{2q_m \cdot \tan j_m} - 1}{\tan j_m} \right].$$

刚体 AJK 无能量耗散,刚体 DFG 上仅在 FG 上有能量耗散,其值为

$$\overline{D_{GF}} = \frac{c_m \cdot V_p \cdot \sec j_m \cdot g_{m0} \cdot e^{2q_m \cdot \tan j_m}}{\cos(b_m + a_r)} \cdot \cos(a_m - a_r),$$

$$\begin{aligned} \sum D = & c \cdot g_o \cdot V_p \cdot \sin j + c \cdot V_p \cdot \sec j \cdot r_o \frac{e^{2q_l \cdot \tan j} - 1}{\tan j} + \\ & c_m \cdot g_{m0} \cdot V_p \cdot \sin j_m + c_m \cdot V_p \cdot \sec j_m \cdot g_{m0} \cdot \\ & \frac{e^{2q_m \cdot \tan j_m} - 1}{\tan j_m} + \frac{c_m \cdot V_p \cdot \sec j_m \cdot g_{m0} \cdot e^{2q_m \cdot \tan j_m}}{\cos(b_m + a_r)} \cdot \\ & \cos(a_m - a_r). \end{aligned} \quad (19)$$

3.2 土体自重做功的计算

共有土体 ADE, AKE, DEF, AKJ, DFG 土重以及 AJ 之上, DG 之上超载土重做功组成。

$$W_{ADE} = \frac{1}{2} g \cdot B^2 \frac{\sin j \cdot \sin j_m}{\sin(j + j_m)} \cdot V_p,$$

$$W_{AKE} = \frac{1}{2} g \int_0^{q_l} g_o^2 \cdot V_p \cos(q + j) dq \cdot \sec j \cdot e^{3q \cdot \tan j},$$

$$W_{DEF} = \frac{1}{2} g \int_0^{q_m} r_{m0}^2 \cdot V_p \cos(q + j_m) dq \cdot \sec j_m \cdot e^{3q \cdot \tan j_m},$$

$$W_{AJ} = g \cdot h \left(l + \frac{h}{2 \tan a_l} \right) V_p \sec j \cdot e^{q_l \cdot \tan j} \cos(q_l + j),$$

$$W_{DG} = g \cdot h r_{m0} e^{2q_m \cdot \tan j_m} \cdot V_p \sec j_m \cdot$$

$$[\cos(a_m - a_r) \tan(90^\circ + j_m + a_r - a_m) + \sin(a_m - a_r)],$$

$$W_{AKJ} = g V_p \sec j e^{q_l \cdot \tan j} \cos(j + q_l) \cdot$$

$$\left[\frac{1}{2} A J^2 \frac{\sin(180^\circ - j - q_l) \sin a_l}{\sin(a_l + q_l + j - 180^\circ)} \right].$$

$$W_{DFG} = \frac{1}{2} g \cdot r_{m0}^2 \cdot e^{3q_m \cdot \tan j_m} \cdot V_p \frac{\cos(a_m - a_r) \cos(b_m - j_m)}{\cos(b_m + a_g)},$$

$$\sum W = W_{ADE} + W_{AKE} + W_{DEF} + W_{DFG} +$$

$$W_{AKJ} + W_{AJ} + W_{DG}. \quad (20)$$

3.3 外荷载做功计算

$$\sum P = Q_u \cdot V_p. \quad (21)$$

按式 (18) 可得 Q_u 值, 进一步整理并令

$$Q_u = B(1/2B \cdot N_g + g \cdot h \cdot N_q + c \cdot N_c), \quad (22)$$

则有

$$N_g = - \frac{\sec j \sin^2 j_m \cdot (e^{3q_l \cdot \tan j} (3 \tan j \cos(q_l + j) + \sin(q_l + j) - 4 \sin j) - (1 + 9 \tan^2 j) \sin^2(j + j_m))}{\sec j_m \sin^2 j \cdot (e^{3q_m \cdot \tan j_m} (3 \tan j_m \cos(q_m + j_m) + \sin(q_m + j_m) - 4 \sin j_m) - (1 + 9 \tan^2 j_m) \sin^2(j + j_m))}$$

$$\frac{\sin j \cdot \sin j_m}{\sin(j + j_m)} - \frac{\sec^2 j}{\sin^2(j - j_m)} \cdot e^{3q_m \cdot \tan j_m} \cdot$$

$$\frac{\cos(a_m - a_r) \cos(b_m - j_m)}{\cos(b_m + a_g)} - \sec j e^{q_l \cdot \tan j} \cos(j + q_l) \cdot$$

$$\left[\frac{1}{2} \left(\frac{AJ}{B} \right)^2 \frac{\sin(180^\circ - j - q_l) \sin a_l}{\sin(a_l + q_l + j - 180^\circ)} \right],$$

$$N_q = \left(\frac{l}{B} + \frac{h}{2B \tan a_l} \right) \sec j \cdot e^{q_l \cdot \tan j}.$$

$$\cos(180 - (q_l + j)) + \frac{\sin j \sec j_m}{\sin(j + j_m)} \cdot e^{3q_m \tan j_m} [\cos(a_m - a_r) \tan(90^\circ + j_m + a_r - a_m) + \sin(a_m - a_r)],$$

$$N_c = \frac{2 \sin j \cdot \sin j_m}{\sin(j + j_m)} + \frac{\sin j_m}{\cos j \sin(j + j_m)} \cdot \frac{e^{2q_l \tan j} - 1}{\tan j} +$$

$$\frac{m \sin j}{\cos j_m \sin(j + j_m)} \cdot \frac{e^{2q_m \tan j_m} - 1}{\tan j_m} +$$

$$\frac{m \cdot \sin j}{\cos j_m \cdot \sin(j + j_0)} \cdot \frac{e^{2q_m \tan j_m} \cos(a_m - a_r)}{\cos(b_m + a_r)}.$$

将由式(2)按极限平衡法确定的 j_m 值代入以上各式即求得了满足极限状态下的极限分析上限解答。式(22)表示斜坡地基极限承载力的上限解法的理论公式。

4 理论计算与有限元分析对比

为了验证上述斜坡地基极限承载力上限解法的合理性,采用高级有限元分析软件 MARC 对斜坡地基的极限承载力进行仿真分析。算例采用模型试验的斜坡模型尺寸^[7],见图5,离散模型图见图6。斜坡模型试验采用的钢质框架试验槽的尺寸为 1.87 m×1.87 m×2.00 m,基础为木质条形基础,其截面尺寸为 15 cm×15 cm,计算参数为 $E_0=10$ GPa, $m=0.16$ 。斜坡土体的计算参数为 $E_0=45$ MPa, $m=0.25$, $g=15.53$ kN/m³, $j=38^\circ$, $c=15$ kPa, $a_l=18.44^\circ$, $h/B=0.18$,土体采用弹塑性本构模型,服从线性莫尔-库仑屈服准则。基础与斜坡地基的接触根据库仑摩擦模型处理,通过 Marc 中的 Contact 将基础和地基定义为两个变形体,分别定义其摩擦系数。根据模型试验的实验数据,接触的过盈值取为 0.0001~0.001,可以很好地实现地基和基础的接触模拟。

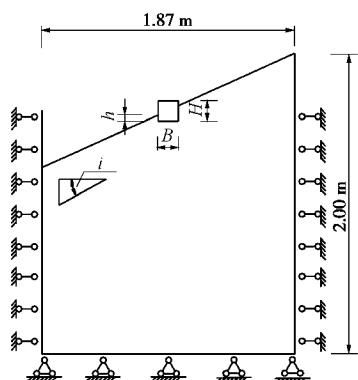


图5 斜坡地基模型图

Fig. 5 Model of sloping ground

有限元分析所得到的荷载 P -位移 s 曲线见图7,当荷载加至 550 kPa,基础迅速侧移,斜坡地基失稳,此时的斜坡地基位移场见图8。经综合分析可知,其

地基承载力为 550 kPa。

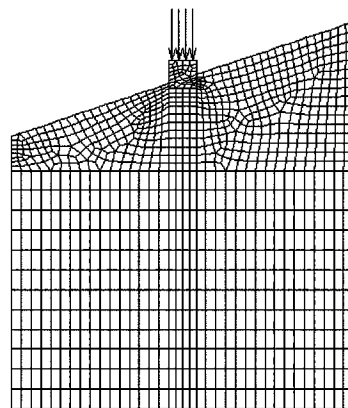


图6 斜坡地基有限元网格划分

Fig. 6 Finite element meshes of sloping ground

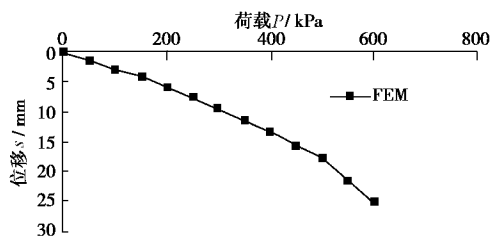


图7 斜坡地基的 $P-s$ 曲线

Fig. 7 $P-s$ curves of sloping ground

根据本文上限解的计算公式,所得到的计算参数如下: $N_g=37.89$, $N_q=24.56$, $N_c=36.86$,代入式(22), $Q_u=84.9$ kN/m。极限荷载为 $q_u=Q_u/B=566$ kPa,与模型试验仿真分析的斜坡地基极限承载力计算结果相差较小。本上限解为真实解的可能上限之一,因此本文所得计算结果能较好地反映实际的斜坡地基的承载力。

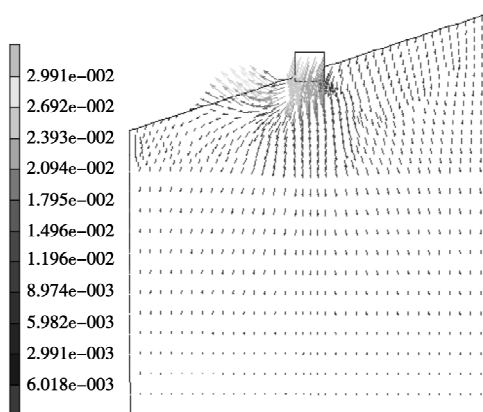


图8 斜坡地基的位移场($P=550$ kPa)

Fig. 8 Placement zone of sloping ground ($P=550$ kPa)

5 理论计算与其他上限解的分析对比

将本文所用模式的计算结果与其他已有上限解法

结果进行对比分析,并列于表 1。

从表 1 可以看出,本文所用的计算模式与 Saran 和王晓谋计算模式的结果有一定的差别。 N_g 的值比他们的大, N_q 和 N_c 的值则介于这两种计算结果之间。这是由于计算中所采用的计算模式的不同,而且求发挥系数的方法不同而导致坡后土体的抗剪强度发挥程度不一致所产生的必然结果。

表 1 计算结果对比表

Table 1 Comparison among computed results

L/B	$j=40^\circ, a_1=30^\circ, h/B=1$		
	N_g	N_q	N_c
Saran	25.56	14.96	48.32
王晓谋	23.20	30.10	34.60
本文	38.30	24.76	43.06

6 理论计算结果分析

6.1 发挥系数的计算

表 2 和表 3 分别表示的是斜坡地基中地基土的内摩擦角为 40° 时,基础上侧土体坡度分别为 0° 和 15° , 几种地基情况下的 m 值的变化。表中,分别按 3 个极限状态进行计算,即 (a) $c=0, q=0$ (计算 N_g); (b) $g=0, c=0$ (计算 N_q); (c) $r=0, q=0$ (计算 N_c)。

通过表 2 和表 3,可得到如下结论:

- (1) 在相对坡顶距一定时, m 随基础下侧土体坡度的减小而减小,随基础相对埋深的增大而增大。
- (2) 在相对埋深一定时, m 随基础相对坡顶距的减小而减小,随基础下侧土体坡度的增加而减小。
- (3) 在其它条件相同时, m 随基础上侧(或后侧)土体坡度的增加而减小,随相对坡顶距的减小而减小。

表 2 典型的 m 值($j=40^\circ, a_g=0^\circ$)

N_g			N_q				N_c		
L/B	a_1	m	a_1	L/B	h/B	m	a_1	L/B	m
0	30	0.761	30	1	0.0	0.555	30	0	0.842
1	30	0.920	30	1	0.5	0.817	30	1	0.901
2	30	0.919	30	1	1.0	0.871	30	2	0.947
3	30	0.971	20	0	0.5	0.553	70	1	0.736
0.5	30	0.892	20	1	0.5	0.850	70	2	0.838
0.5	20	0.929					90	1	0.727
0.5	10	0.936							
0.5	5	0.975							

6.2 斜坡地基极限承载力系数的计算

本文主要考虑了基础上侧(或后侧)土体坡度对斜坡地基承载力的影响,针对不同坡顶距的临坡和坡后土体有一定的坡度等情况进行讨论。表 4 列出了基础上侧(或后侧)土体坡度为 $0^\circ, 15^\circ$ 和 30° 且 $h/B=1$ 时的地基极限承载力系数。

表 3 典型的 m 值($j=40^\circ, a_g=15^\circ$)

Table 3 Representative values of m ($\varphi=40^\circ$, $a_g=15^\circ$)

N_g			N_q				N_c		
L/B	a_1	m	a_1	L/B	h/B	m	a_1	L/B	m
0	30	0.743	30	1	0.0	0.552	30	0	0.757
1	30	0.772	30	1	0.5	0.591	30	1	0.813
2	30	0.808	30	1	1.0	0.839	30	2	0.856
3	30	0.927	20	0	0.5	0.551	70	1	0.736
0.5	30	0.756	20	1	0.5	0.820	70	2	0.778
0.5	20	0.777					90	1	0.715
0.5	10	0.908							
0.5	5	0.850							

表 4 承载力系数表

Table 4 Values of bearing capacity factors

$\varphi=40^\circ, a_1=30^\circ, h/B=1$

L/B	$a_g=0^\circ$			$a_g=15^\circ$			$a_g=30^\circ$		
	N_g	N_q	N_c	N_g	N_q	N_c	N_g	N_q	N_c
0.0	38.30	24.76	43.06	32.22	21.00	38.23	27.50	16.70	32.32
0.2	41.85	28.13	44.67	36.00	23.50	40.60	30.90	19.50	34.40
0.4	45.40	31.50	46.29	42.60	28.60	42.80	38.20	24.80	37.80
0.6	48.94	34.89	47.90	47.10	33.70	44.70	42.00	27.30	39.70
0.8	52.46	38.29	49.52	52.00	36.30	46.30	45.80	30.40	42.50
1.0	55.95	41.72	51.15	53.70	37.70	46.90	48.30	32.80	44.00

从表 4 可以看出,随着斜坡坡后土体坡度的增大,斜坡地基的极限承载力的数值在减小。其中,对 N_q 值的影响最小,而对 N_g 的影响最明显。对于坡度不同的斜坡地基,承载力系数的变化规律与所列出的规律基本一致。

7 结 论

本文利用极限分析法推导了一个新的能考虑坡后土体坡度影响的斜坡地基极限承载力上限解的计算公式,并通过有限元分析进行了验证。结果表明本文提出的方法是正确可行的,所得结果能较好地反映斜坡地基的实际承载力特征。

通过计算坡后土体的发挥系数和斜坡地基的承载力系数,可以得出如下结论:

- (1) 在相对坡顶距一定时, m 随基础下侧土体坡度的减小而减小,随基础相对埋深的增大而增大。
- (2) 在相对埋深一定时, m 随基础相对坡顶距的减小而减小,随基础下侧土体坡度的增加而减小。
- (3) 在其它条件相同时, m 随基础上侧(或后侧)土体坡度的增加而减小,随相对坡顶距的减小而减小。
- (4) 随着斜坡坡后土体坡度的增大,斜坡地基的极限承载力的数值在减小。其中,对 N_q 值的影响最小,而对 N_r 的影响最明显。对于坡度不同的斜坡地基,承载力系数的变化规律与所列出的规律基本一致。

参考文献:

- [1] SARAN Swami, SUD V K, HANDA S C. Bearing capacity of footings adjacent to slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1989, **115**(4): 553 - 573.
- [2] SARAN Swami, AGARWAL R K. Bearing capacity of eccentrically obliquely loaded footing[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1991, **117**(11): 1669 - 1690.
- [3] 王晓谋, 徐守国. 斜坡上的地基承载力的有限元分析[J]. 长安大学学报, 1993(3): 13 - 17, 57. (WANG Xiao-mou, XU Shou-guo. FEM analysis of bearing capacity of foundation on slopes[J]. Journal of Chang'an University, 1993(3): 13 - 17, 57. (in Chinese))
- [4] 陈仲颐, 周景星, 王洪谨. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003: 287 - 295. (CHEN Zhong-yi, ZHOU Jing-xing, WANG Hong-jin. Soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003: 287 - 295. (in Chinese))
- [5] 董倩, 刘东燕. 均匀边坡稳定分析的上限解探讨[J]. 公路交通科技, 2007(6): 8 - 11. (DONG Qian, LIU Dong-yan. Discussion on the upper-bound solution of homogeneous soil slope stability[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2007(6): 8 - 11. (in Chinese))
- [6] 黄齐武, 黄茂松, 王贵和. 基于下限有限元法的条形浅基础极限承载力分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(4): 572 - 579. (HUANG Qi-wu, HUANG Mao-song, WANG Gui-he. Calculation of bearing capacity of strip footings using lower bound limit method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(4): 572 - 579. (in Chinese))
- [7] 尉学勇. 斜坡地基承载力的仿真分析与理论计算[D]. 西安: 长安大学, 2003. (YU Xue-yong. Numerical simulation and theoretic analysis of the ultimate bearing capacity of sloping ground[D]. Xi'an: Chang'an University, 2003. (in Chinese))

2010 中国北京国际建筑科技大会征文通知

为推动土木工程领域的科技自主创新、促进土木工程建设事业可持续发展,主办单位拟围绕低碳经济与土木工程科技创新联合举办“2010 中国北京国际建筑科技大会”。

一、会议主题

低碳经济与土木工程科技创新

二、会议主办、承办单位

主办单位: 中国土木工程学会; 中国工程院土木、水利与建筑工程学部; 国家自然科学基金委员会工程与材料科学部; 北京工业大学。

承办单位: 北京工业大学建筑工程学院。

三、主要议题(征文内容):

①低碳理念下的规划、建筑设计新理论、新方法、新技术、新材料; ②低碳理念下的工程结构设计(含全寿命设计)新理论、新方法、新技术、新材料; ③绿色施工新技术和新工艺; ④工程质量、安全、耐久与风险管理; ⑤工程防灾减灾技术; ⑥工程监测与检测技术; ⑦生态、环保、可再生能源技术及应用; ⑧水资源循环利用与节水技术; ⑨地下交通、物流、商业街道等地下空间开发与城市可持续发展。

四、征文要求

1. 时间要求

提交论文全文的截止日期: 2010 年 7 月 30 日

通知论文录用的截止日期: 2010 年 8 月 30 日

2. 内容要求

论文内容要围绕大会主题, 论点明确突出, 论据详实可靠, 语言精炼通顺, 层次合理清楚, 提倡实用性、创新性和前瞻性, 且未曾国内外学术期刊或会议上发表过。

3. 格式要求

①作者姓名、单位、城市、邮编; ②100~150 字的摘要, 3~6 个关键词; ③附作者简介(姓名、性别、出生年、职称、职务、研究领域、联系方式)。论文格式请参照《土木工程学报》。

此次会议欢迎投英文稿。

4. 提交方式:

请采用电子文档方式提交论文全文。会议报名、摘要与论文提交及详细情况可以登陆网站: <http://m309.meeting163.com>。

本次会议论文集拟由科学出版社出版。

五、联系方式

中国土木工程学会

联系人: 杨群、李丹、文捷、李应斌; E-mail: ccesdaa@163.com, cces.china@263.net。

北京工业大学建筑工程学院

联系人: 许成顺、赵旭、路德春; E-mail: xuchengshun@bjut.edu.cn, zhaoxu@bjut.edu.cn。

(《土木工程学报》编辑部 供稿)