

非均质和各向异性黏土地基承载力的上限解

黄茂松^{1,2}, 秦会来^{1,2}, 郭院成³

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092;
3. 郑州大学 土木工程学院, 河南 郑州 450002)

摘要: 非均质和各向异性是黏土地基比较普遍的现象, 而目前地基承载力计算中比较成熟的理论主要是针对均质、各向同性土体。在目前已有的多块体上限法计算粗糙条形基础地基承载力的方法中考虑黏土地基的非均质和各向异性, 实现考虑非均质和各向异性时黏土地基承载力的上限解法。所采用的多块体破坏模式在计算粗糙条形基础下均质土体的地基承载力时是最优的。为验证该方法的应用情况, 将其计算结果与已有的上限方法、特征线方法进行对比发现, 该方法是目前上限方法中最优的。利用该方法详细探讨非均质、各向异性对黏土地基承载力计算的影响。上限方法一个十分突出的优点就是可以反映地基破坏面的信息, 通过对非均质及各向异性条件下地基破坏面的分析揭示非均质以及各向异性影响地基承载力的内在原因。由计算结果可知, 地基土的非均质和各向异性在影响地基承载力的同时也影响着地基破坏面的位置和形状。

关键词: 基础工程; 非均质; 各向异性; 上限法; 地基承载力

中图分类号: TU 47

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2008)03 - 511 - 08

UPPER BOUND SOLUTION FOR BEARING CAPACITY OF NONHOMOGENEOUS AND ANISOTROPIC CLAY FOUNDATION

HUANG Maosong^{1, 2}, QIN Huilai^{1, 2}, GUO Yuancheng³

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou, Henan 450002, China)

Abstract: Anisotropy and strength nonhomogeneity are common phenomena for clay foundation. However, the existing theories of bearing capacity calculation are mainly applicable to isotropic and homogeneous soils. Upper bound method is used to calculate the bearing capacity of rough strip foundations on clay with anisotropy and nonhomogeneity. The failure mechanism employed in the upper bound method has already been verified by other scholars to be the best one in multi-block upper bound method to calculate the bearing capacity of rough strip foundations on isotropic and homogeneous soils. To examine the proposed method, various calculations have been carried out. The results are compared with those of the characteristic method and other upper bound methods. It can be found that the proposed method gives the best calculation results among the existing upper bound methods in the literatures. The effects of the anisotropy and strength nonhomogeneity on the values of the bearing capacity are then discussed. Failure envelopes can be obtained in the upper bound limit analysis and the mechanism for the influence of soil anisotropy and nonhomogeneity on the bearing capacity of foundation can be revealed. From the

收稿日期: 2007 - 07 - 09; **修回日期:** 2007 - 09 - 26

基金项目: 交通部西部交通建设科技项目(200431822311)

作者简介: 黄茂松(1965 -), 男, 博士, 1985年毕业于浙江大学土木工程系建筑结构专业, 现任教授、博士生导师, 从事岩土工程方面的教学与研究。E-mail: mshuang@mail.tongji.edu.cn

calculation results, it can also be found that the anisotropy and nonhomogeneity of soil affect not only the bearing capacity of foundation but also the location and shape of the failure envelopes.

Key words: foundation engineering; nonhomogeneity; anisotropy; upper bound method; bearing capacity of foundation

1 引言

地基承载力问题是岩土工程中一个古老又十分重要的课题，目前人们对条形基础下均质、各向同性地基土的地基承载力已进行了广泛而深入的研究，而黏土体由于受天然沉积以及后期加载等的影响，呈现出各向异性和非均质性。此处所说的各向异性主要指黏聚力对最大主应力方向的依赖性，非均质指黏聚力随深度发生变化。图 1 给出了地基加载时剪切破坏面上大主应力方向的变化。土体的非均质性与各向异性将显著影响土的抗剪强度，从而影响地基土的承载力。黏土地基的非均质和各向异性对地基承载力的影响已引起国内外学者的广泛关注。A. W. Skempton 等^[1, 2]采用经验公式法来考虑土体非均质对地基承载力计算的影响。A. S. Reddy 和 R. J. Srinivasan^[3]采用极限分析上限法研究了土体强度的各向异性和非均质对条形基础下软土地基承载力的影响。E. H. Davis 和 J. R. Booker^[4]应用特征线法分析了非均质黏土地基的承载力。G. T. Houlsby 和 C. P. Wroth^[5]又对 E. H. Davis 和 J. R. Booker^[4]的结果进行了验证和改进。W. F. Chen^[6]采用圆弧滑动破坏模式的上限法分析了黏土地基的非均质和各向异性对条形基础下地基承载力的影响。K. Ugai^[7]也采用了一种上限法来考虑非均质对地基承载力的影响。K. Tani 和 W. H. Craig^[8]采用特征线法分析了非均质软土地基的地基承载力问题。陈希有等^[9]也采用了特征线法研究了非均质和各向异性对条形基础下黏土地基承载力的影响。S. Gourvenec 和 M. Randolph^[10]采用大型有限元程序 ABAQUS 分析了条形以及圆形基础下非均质黏土地基的承载力。本文将采用多块体离散模式的上限法研究非均质和各向异性对粗糙条形基础下黏土地基承载力的影响，并从分析地基破坏面着手来揭示非均质及各向异性对地基承载力影响的内在原因。此处所采用的多块体离散破坏模式已被证实为目前计算粗糙条形基础下均质各向同性地基土承载力的最优破坏模式^[11, 12]。

错误!

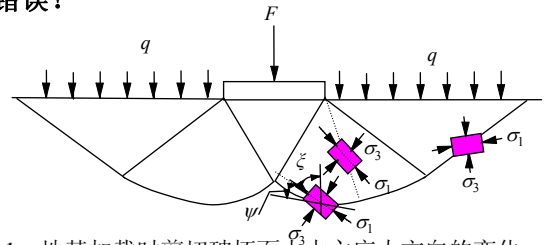


图 1 地基加载时剪切破坏面上大主应力方向的变化
Fig.1 Variation of the direction of maximum principal stresses along shear failure surface

2 土体的非均质性及各向异性

黏土的不排水强度一般随深度发生变化，而且以线性变化模式最为多见^[1~10]，本文将以图 2 所示的最一般的黏聚力变化模式为研究对象，图中 y 轴方向为土体深度方向。该模式中，地基由 2 层土组成，每层土的不排水强度呈线性变化。第 1 层土体的层面不排水强度为 c_{h0} ，层内黏聚力变化函数为 $c_{h1} = c_{h0} + \lambda_1 y_1$ ， λ_1 为第 1 层土体黏聚力线性变化时的斜率；第 2 层土体层面不排水强度为 $n_0 c_{h0}$ ，层内黏聚力变化函数为 $c_{h2} = n_0 c_{h0} + \lambda_2 y_2$ ， λ_2 为第 2 层土体黏聚力线性变化时的斜率。

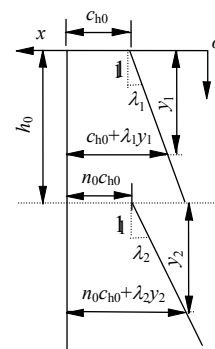


图 2 黏聚力随深度的变化模式
Fig.2 Variation pattern of cohesion with depth

早在 19 世纪 40 年代，A. Casagrande 和 N. Carillo^[13]就研究了黏土体强度的各向异性，如图 3 所示，在大主应力与竖向夹角为 ζ 的方向上，土体的不排水抗剪强度可表示为

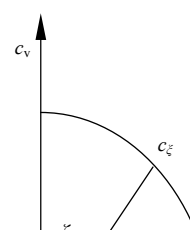


图 3 黏聚力的各向异性
Fig.3 Anisotropy of cohesion

$$c_\xi = c_h + (c_v - c_h) \cos^2 \xi \quad (1)$$

式中: c_v 为竖向强度, 取现场竖向(大主应力方向)试样在竖向受压时所得强度; c_h 为水平向强度, 取现场水平向(大主应力方向)试样在水平向受压时所得强度。定义各向异性系数为 $k = c_h / c_v$, 对于某一特定现场的土体, 该系数一般可近似为常数。实践中, k 的变化范围为 0.50~1.33^[6], $k = 1.00$ 即为各向同性的情况。引入各向异性系数 k 后, 式(1)可表示为

$$c_\xi = c_h \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 \xi \right) \quad (2)$$

3 地基承载力计算的上限方法

此处选用图 4 所示的对称破坏机构。由于所选用破坏模式对称, 可取其 1/2 进行研究。对于图 4 所示由 n 个边界点标识的破坏面, 可将整个区域离散为 $2n-1$ 个平移滑动块体组成的破坏机构。根据关联流动法则的要求, 相对速度的方向与速度间断面夹角应为 φ (φ 为土体内摩擦角), 相应的速度场如图 5 所示。极限分析上限理论认为, 对于任何运动许可的破坏机构, 其内能耗散率不小于外力做功功率^[14], 可表示为

$$\int_S T_i^U v_i^U dS + \int_V X_i^U v_i^U dV \leq \int_V \sigma_{ij}^U \dot{\epsilon}_{ij}^U dV \quad (i, j=1, 2, 3) \quad (3)$$

式中: $\dot{\epsilon}_{ij}^U$ 为运动许可速度场中的塑性应变率场; v_i^U 为与 $\dot{\epsilon}_{ij}^U$ 满足几何相容的速度场(运动许可速度场); T_i^U , X_i^U 分别为边界 S 上的面积分布力矢量和区域 V 内的体积力矢量; σ_{ij}^U 为通过关联流动法则与 $\dot{\epsilon}_{ij}^U$

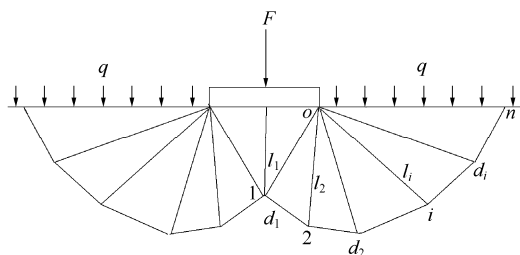


图 4 计算地基承载力的破坏模式
Fig.4 Failure mode for calculation of foundation bearing capacity

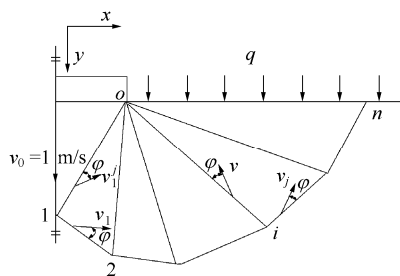


图 5 图 4 中破坏机构的相容速度场
Fig.5 Consistent velocity field of failure mechanism in Fig.4

相联系的应力矢量。对应于此处所选用的破坏机构(见图 4, 5), 式(3)可改写为

$$\sum_{i=1}^{n-1} c d_i v_i \cos \varphi + \sum_{i=1}^{n-1} c l_i v_i^j \cos \varphi \geq \sum_{i=1}^{n-1} w_i v_i \cos \theta_i + \frac{w_0}{2} + \frac{B q_u}{2} + l_n q v_{n-1} \cos \theta_{n-1} \quad (4)$$

由式(4)可得地基承载力 q_u 的计算公式为

$$q_u \leq \frac{2c \cos \varphi \sum_{i=1}^{n-1} (d_i v_i + l_i v_i^j)}{B} - \frac{2 \sum_{i=1}^{n-1} w_i v_i \cos \theta_i + w_0}{B} - \frac{2 q l_{n-1} v_{n-1} \cos \theta_{n-1}}{B} \quad (5)$$

K. Terzaghi^[15]建议分别考虑黏聚力 c 、土体重度 γ 、超载 q 对承载力的贡献, 然后将三者叠加得到地基承载力:

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (6)$$

比较式(5)和(6)可知, 式(5)中对应于黏聚力 c 、土体重度 γ 、超载 q 的 3 项承载力系数分别如下:

$$N_c = \frac{2 \cos \varphi \sum_{i=1}^{n-1} (d_i v_i + l_i v_i^j)}{B} \quad (7)$$

$$N_q = -\frac{2l_{n-1}v_{n-1}\cos\theta_{n-1}}{B} \quad (8)$$

$$N_\gamma = -\frac{4\sum_{i=1}^{n-1}w_iv_i\cos\theta_i + 2w_0}{\gamma B^2} \quad (9)$$

式(4)~(9)中： w_0 为基础正下方三角形条块所受重力； w_i 为第*i*个条块所受重力； v_i 为第*i*个条块的速度； v_i^j 为第*i*个条块与其左边条块的相对速度； θ_i 为第*i*个条块速度的方向角，由*y*轴正向逆时针度量，范围为 $0 < \theta_i < \pi$ 。为方便计算，以基底中心为坐标原点，选择图5中所示的坐标系，并规定如下参量：分隔第*i*条块与第*i*-1条块的斜线*oi*的方向角为 β_i ，由*x*轴正向顺时针旋转，范围为 $0 < \beta_i < \pi$ ；条块底部线段*i(i+1)*的方向角为 α_i ，由*y*轴正向逆时针旋转，范围为 $0 < \alpha_i < \pi - \varphi$ 。每一个条块的速度由两个参量确定，一个为速度大小 v_i ，另一个为速度方向角 θ_i ，由*y*轴正向逆时针旋转， $\theta_i = \alpha_i + \varphi$ 。将基础正下方的条块定为0条块，鉴于此处选用对称的速度场以及计算中只需要知道各条块的相对速度大小，可将其速度定为 $v_0 = 1 \text{ m/s}$ ，其方向角 $\theta_0 = 0^\circ$ 。已知基础正下方条块速度后，可根据相容速度场的要求由左向右依次求出每一块的速度。不同的破坏机构将对应不同的 q_u 或 N_c ， N_q ， N_γ ，因此还需要通过优化搜索出临界破坏面。本文计算采用二十五节点标识的破坏面，并应用改进的 Monte Carlo 搜索技术^[16]进行临界破坏面的确定。

4 考虑非均质、各向异性黏土地基承载力上限计算的实现

当考虑不排水强度为 c_u 的饱和黏土地基时，上限法的计算公式可进一步简化。根据关联流动法则的要求，当 $\varphi = 0^\circ$ 时，土体将不发生体积变形，同时本文选用了对称的破坏机构，因此地基土体重力所做的总功必然为0，也即式(5)中右面第2项为0，式(9)中的 $N_\gamma = 0$ 。黏聚力的非均质和各向异性将影响式(5)右边第1项的计算。本节将详细探讨考虑非均质和各向异性时式(5)右边第1项的计算。

如图1所示，将地基土体中破坏面与大主应力方向之间夹角定为 ψ 。根据 K. Y. Lo^[17]对伦敦现场黏土的试验可知， ψ 并不随主应力方向的改变而变

化，基本上接近于常数，平均值为 35° ，W. F. Chen 等^[16, 18]在考虑黏聚力各向异性计算时就是按 $\psi = 35^\circ$ 进行的，而不是由莫尔圆所得的 45° 。在多块体离散上限法计算地基承载力时，如图4所示，条块之间的速度间断面以及条块与下部静止土体之间的速度间断面就是破坏面。以下详细探讨考虑非均质各向异性时所有破坏面上式(5)右面第1项(对应于内能耗散项)的计算。先来看式(2)中 ξ 在各速度间断面上的求解。

如图6所示，在主斜线*oi*上，当 $\beta_i \geq \pi/2$ 时，有

$$\xi = \left| \beta_i - \frac{\pi}{2} - \psi \right| \quad (10)$$

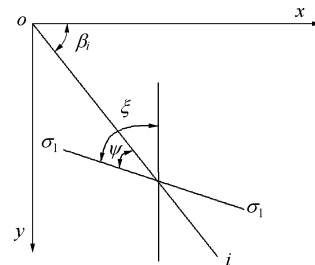


图6 主斜线上 ξ 的确定

Fig.6 Determination of ξ on main oblique lines

当 $\beta_i < \pi/2$ 时，有

$$\xi = \frac{\pi}{2} - \beta_i + \psi \quad (11)$$

如图7所示，底部斜线上 ξ 可由下式确定：

$$\xi = |\alpha_i - \psi| \quad (12)$$

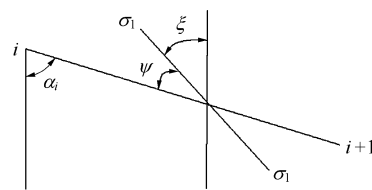


图7 底部斜线上 ξ 的确定

Fig.7 Determination of ξ on base oblique lines

若式(10)~(12)中计算的 ξ 值大于 $\pi/2$ ，需要将 ξ 调整为 $\pi - \xi$ 。

以下探讨速度间断面上内能耗散的计算。将主斜线上的内能耗散记为 dE^1 ，将底部次斜线上的内能耗散记为 dE^2 。

对于某一条主斜线 oi , 当其全部位于图 2 所示的上层土体内时, 也即 $l_i \cos(|\beta_i - 0.5\pi|) \leq h_0$ 时, dE_i^1 可表示为

$$dE_i^1 = \int_0^{l_i} v_i^j \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 \xi \right) [c_{h_0} + \lambda_1 l \cos(|\beta_i - 0.5\pi|)] dl \quad (13)$$

当 $l_i \cos(|\beta_i - 0.5\pi|) > h_0$ 时, dE_{oi}^1 可表示为

$$dE_i^1 = \int_0^{l_i} v_i^j \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 \xi \right) [c_{h_0} + \lambda_1 l \cos(|\beta_i - 0.5\pi|)] dl + \int_{l_i}^{l_i'} v_i^j \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 \xi \right) [n_0 c_{h_0} + \lambda_2 l \cos(|\beta_i - 0.5\pi|)] dl \quad (14)$$

式中: l_i' 为主斜线在图 2 所示的第 1 层黏土中的长度。

对于某一条次斜线 $i(i+1)$, 当其全部位于图 2 所示的上层土体内时, 也即 i 点的 y 坐标 y_i 和 $i+1$ 点的 y 坐标 y_{i+1} 均不大于 h_0 时, 记 h_y 为 y_i 和 y_{i+1} 两者之中的较小值, 则 dE_i^2 可表示为

$$dE_i^2 = \int_0^{d_i} v_i \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 \xi \right) (c_{h_0} + \lambda_1 h_y + \lambda_1 l |\cos \alpha_i|) dl \quad (15)$$

当底部次斜线 $i(i+1)$ 与图 2 中所示的第 1 层黏土底面相交时, 即 $(y_i - h_0)(y_{i+1} - h_0) < 0$ 时, h_y 仍为 y_i 和 y_{i+1} 两者之中的较小值, 则 dE_i^2 可表示为

$$dE_i^2 = \int_0^{d_i} v_i \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 \xi \right) (c_{h_0} + \lambda_1 h_y + \lambda_1 l |\cos \alpha_i|) dl + \int_{d_i}^{d_i'} v_i \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 \xi \right) (n_0 c_{h_0} + \lambda_2 l |\cos \alpha_i|) dl \quad (16)$$

当底部次斜线 $i(i+1)$ 全部位于图 2 所示的第 2 层黏土中时, 即 $y_i \geq h_0, y_{i+1} \geq h_0$ 时, h_y 仍为 y_i 和 y_{i+1} 两者之中的较小值, 则 dE_i^2 可表示为

$$dE_i^2 = \int_0^{d_i} v_i \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 \xi \right) [n_0 c_{h_0} +$$

$$\lambda_2 (h_y - h_0) + \lambda_2 l |\cos \alpha_i|] dl \quad (17)$$

式中: d_i 为底部次斜线在图 2 所示的第 1 层黏土中的长度。由此, 所有速度间断面上的能量耗散为

$$dE = \sum_{i=1}^{n-1} (dE_i^1 + dE_i^2) \quad (18)$$

此时, 式(5)可改写为

$$q_u \leq \frac{2 \sum_{i=1}^{n-1} (dE_i^1 + dE_i^2)}{B} - \frac{2ql_{n-1} v_{n-1} \cos \theta_{n-1}}{B} \quad (19)$$

5 算例分析

5.1 算例 1

对于不考虑各向异性的黏性土地基, 目前已有许多文献研究过非均质对地基承载力的影响, 此时, 一般定义等效地基承载力系数 N'_c 为 $N'_c = q_u / c_{h_0}$, q_u 为只考虑黏聚力时的地基承载力, 并由量纲一的参数 $\eta = \lambda B / c_{h_0}$ 反映土体的非均质程度(此处只考虑图 2 所示土层只有 1 层的情况)。实践中, λ 的范围一般为 $0.6 \sim 3.0$ kPa/m, 可由 $\lambda = \gamma' \Delta c_u / \Delta \sigma'_v$ 近似估算, γ' 为土体的有效重度, 变化范围一般为 $4 \sim 10$ kN/m³, $\Delta c_u / \Delta \sigma'_v$ 为不排水强度 c_u 的增量与竖向有效固结压力 σ'_v 增量的比值, 范围一般为 $0.15 \sim 0.30$, c_{h_0} 一般不大于 15 kPa^[8]。

此处采用本文方法对 N'_c 进行了计算, 并与其他方法进行了对比。图 8 所示为当非均质不太显著时 N'_c 结果的对比, 其中, A. S. Reddy 和 R. J. Srinivasan^[3]的结果采用的是上限法, 陈希有等^[9]采用的是特征线法, W. F. Chen^[6]采用的也是上限法, 并假定为圆弧破坏面。由图 8 可见, 本文方法计算结果在各种方法中是最小的, 与 A. S. Reddy 和 R. J. Srinivasan^[3], W. F. Chen^[6]的上限法相比, 本文方法显然更优; 与陈希有等^[9]的特征线法相比, 本文结果显然更接近真实解, 因此比陈希有等^[9]的结果更优。

表 1 给出了 η 在较大范围内变化时 N'_c 值的对比情况, E. H. Davis 和 R. J. Booker^[4]、G. T. Houlsby 和 C. P. Wroth^[5]采用的都是应力特征线法, S. Gourvenec 和 M. Randolph^[10]采用的是 ABAQUS 有限元软件计算。由表 1 可见, 当 η 较小时, 本文计

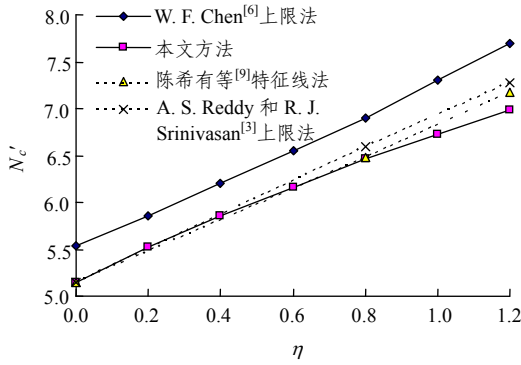


图 8 η 较小时 N'_c 的对比
Fig.8 Comparisons of N'_c for small η

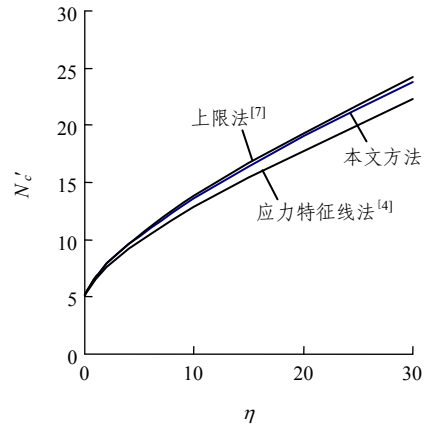


图 9 η 为 0~30 时 N'_c 的对比
Fig.9 Comparisons of N'_c for η varying between 0 and 30

表 1 η 较大时 N'_c 的对比

Table 1 Comparisons of N'_c for great η

η	本文方法	E. H. Davis 和 R. Booker ^[4] 方法	G. T. Houlsby 和 C. P. Wroth ^[5] 方法	S. Gourvenec 和 M. Randolph ^[10] 方法
0.0	5.14	5.14	5.14	5.20
1.0	6.73	6.60	6.60	6.70
2.0	7.90	7.65	7.57	7.71
3.0	8.79	8.43	8.43	8.55
6.0	11.04	10.46	10.37	10.62
10.0	13.59	12.76	12.67	12.95

算结果与其他方法所得结果相差不大，例如 $\eta = 1.0$ 时，本文计算值比 E. H. Davis 和 R. J. Booker^[4]的结果高 1.9%；随着 η 的增加，本文计算结果偏高程度逐渐增大，如当 $\eta = 110.0$ 时，本文计算值比 G. T. Houlsby 和 C. P. Wroth^[5]的结果高 7.3%。E. H. Davis 和 R. J. Booker^[4]以及 G. T. Houlsby 和 C. P. Wroth^[5]所采用的应力特征线法是从所求问题的应力场出发，求解时考虑了静力平衡方程、屈服条件和应力边界条件等，从表面上看去，特征线法与极限分析下限法是类似的，由特征线法所得计算结果也应具有下限解的性质，实际上，特征线法所得结果的性质是不能肯定的，因为特征线法所构造出的应力场只是在局部范围内满足静力许可应力场的要求，而极限分析下限法所要求的静力许可应力场必须要在全部区域内得到满足，因此不能肯定由特征线法所得计算结果是上限解还是下限解。图 9 所示为 η 为 0~30 时 N'_c 值的对比情况。E. H. Davis 和 R. J. Booker^[4]采用的是应力特征线法，K. Ugai^[7]采用的是上限法。由图 9 可见，所有的计算结果变化趋势

是比较一致的，当 η 较小时， N'_c 随 η 的增加幅度较大，随着 η 的增加， N'_c 随 η 的增加幅度逐渐减缓；K. Ugai^[7]和本文的上限法都偏大于特征线法所得结果，但本文上限法计算结果略优于 K. Ugai^[7]的结果。

5.2 算例 2

本例探讨非均质对地基破坏面的影响。假定计算参数为：各向异性系数 $k = 1.0$ ，基础宽度 $B = 10 \text{ m}$ ，不排水抗剪强度 $c_u = 10 \text{ kPa}$ 。图 10 给出了不同非均质参数 η 时，地基破坏面位置和深度的变化。由图 10 可知，非均质参数 η 越大，地基破坏面的位置越浅，条形基础正下方的刚性三角形条块也越小。图 10 的计算结果也可以反映随着 η 的增加， N'_c 的增加幅度逐渐减缓的内在原因。

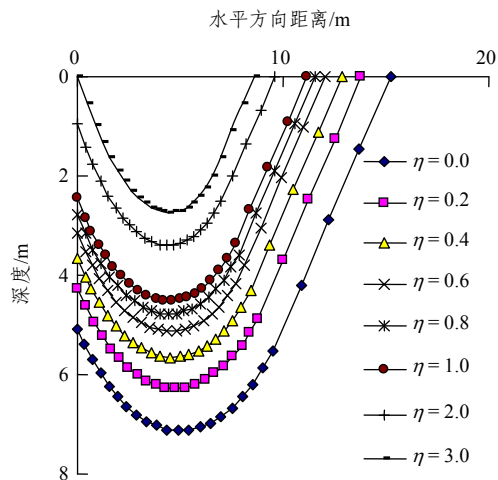


图 10 不同非均质参数时地基破坏面位置和深度的变化
Fig.10 Change of location and depth of foundation failure surface under different nonhomogeneous parameters

5.3 算例 3

本计算中考虑各向异性对地基承载力的影响。表 2 给出了各向异性系数 k 为 0.50~1.25 时, 由本文上限法计算得到的 N'_c 值及其与 W. F. Chen^[6], A. S. Reddy 和 R. J. Srinivasan^[3] 的上限法、陈希有等^[9] 的特征线法的对比。由表可见, 当各向异性系数在上述范围变化时, N'_c 的变化也是相当显著的, 随着 k 的增大, N'_c 值逐渐减小。图 11 给出了 $B=2\text{ m}$, $c_{h0}=10\text{ kPa}$, $q=0$, $\eta=0.0$, 各向异性系数 $k=0.5\sim 1.3$ 时地基破坏面的位置。由图可见, 随着各向异性系数 k 的增大, 破坏面逐渐加深。

表 2 各向异性条件下 N'_c 计算值的对比
Table 2 Comparisons of calculating values of N'_c under condition of soil anisotropy

k	W. F. Chen ^[6] 上限法	A. S. Reddy 和 R. J. Srinivasan ^[3] 上限法	陈希有等 ^[9] 特征线法	本文上限法
0.50	7.96	7.80	7.78	7.66
0.60				6.83
0.70				6.23
0.80				5.78
0.90				5.43
1.00	5.53	5.14	5.14	5.14
1.10				4.91
1.20				4.71
1.25	5.12	4.80	4.64	4.63

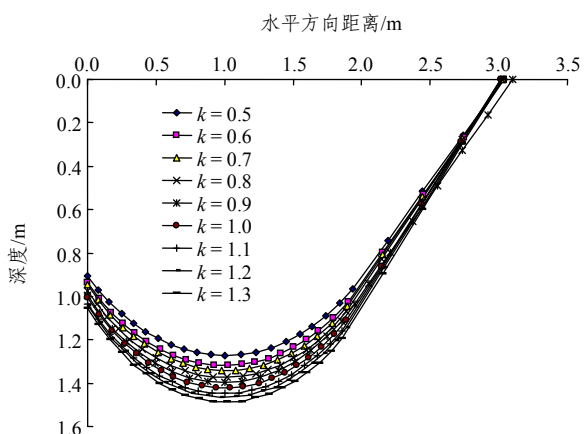


图 11 各向异性对地基破坏面的影响

Fig.11 Effect of anisotropy on of foundation failure surface

5.4 算例 4

本计算同时考虑非均质和各向异性对地基承载

力的影响。表 3 给出了各向异性系数 $k=0.50, 1.25$, $\eta=0.8, 1.2$ 时 N'_c 计算值的对比情况。由表可见, 本文上限法的计算结果均小于陈希有等^[9]特征线法计算结果。由此可见, 特征线法计算结果不一定总是小于上限解的, 其解的性质是不明确的。

表 3 考虑非均质和各向异性时 N'_c 计算值的对比
Table 3 Comparisons of calculating values of N'_c with consideration of soil nonhomogeneity and anisotropy

k	η	W. F. Chen ^[6] 上限法	本文上 限法	陈希有等 ^[9] 特征线法	A. S. Reddy 和 R. J. Srinivasan ^[3] 上限法
0.50	0.8	10.16	9.44	9.80	9.80
0.50	1.2	11.16	10.16	10.84	11.60
1.25	0.8	6.56	5.84	5.68	6.40
1.25	1.2	7.28	6.33	6.24	6.80

图 12 给出了各向异性系数 $k=0.5\sim 1.3$, 非均质参数 $\eta=0\sim 10$ 时, 由本文方法计算得到的 N'_c 。由图可见, 随着各向异性系数 k 的增大, 土体各向异性对 N'_c 的影响幅度逐渐变缓。

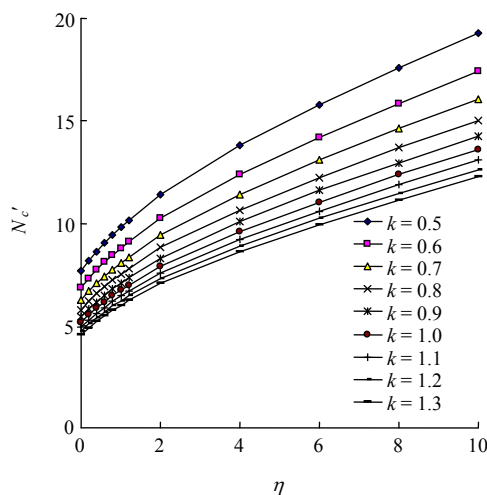


图 12 同时考虑非均质以及各向异性时 N'_c 的计算结果
Fig.12 Calculating results of N'_c with consideration of anisotropy and nonhomogeneity

6 结 论

本文在利用极限分析上限法计算黏土地基承载力时, 考虑黏土体强度的各向异性和非均质性, 从而实现了考虑非均质以及各向异性时粗糙条形基础地基承载力的上限计算。本文上限法中所采用的破

坏模式是目前计算均质土体地基承载力的最优模式。通过本文的探讨, 可得出以下几个结论:

(1) 本文上限法是文中提到的所有计算非均质各向异性黏土地基承载力的上限法中最优的。

(2) 当只考虑土体非均质时, 本文方法与 E. H. Davis 和 J. R. Booker^[4]、G. T. Houlsby 和 C. P. Wroth^[5]的特征线法相比, 当非均质系数 η 较小时, 由本文方法所得结果的偏大程度较小; 随着 η 的增加, 由本文方法所得结果的偏大程度也逐渐增大。但是特征线法解的性质是不明确的, 不能肯定其是上限还是下限, 与陈希有等^[9]的计算结果对比也可以说明这一点。

(3) 由本文的计算可见, N_c' 随 η 的增加而增加, 随各向异性系数 k 的增大而减小, 但减小幅度逐渐减弱。

(4) 由本文计算可见, 地基承载力计算中, 随着各向异性系数 k 的增大, 破坏面逐渐加深; 非均质参数 η 越大, 地基破坏面的位置越浅, 基础正下方的刚性三角形条块也越小。通过本文上限法中所反映出的地基破坏面信息, 可以直观地反映出土体强度的非均质和各向异性影响地基承载力的内在原因。

参考文献(References):

- [1] SKEMPTON A W. The bearing capacity of clays[C]// Proceedings of the Building Research Congress. London: [s.n.], 1951: 180 - 189.
- [2] PECK R B, HANSON W E, THORNBURN T H. Foundation engineering[M]. 2nd ed. New York: John Wiley and Sons, 1974.
- [3] REDDY A S, SRINIVASAN R J. Bearing capacity of footings on anisotropic soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1970, 96(6): 1 967 - 1 986.
- [4] DAVIS E H, BOOKER J R. The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays[J]. Geotechnique, 1973, 23(4): 551 - 563.
- [5] HOULSBY G T, WROTH C P. Calculation of stresses on shallow penetrometers and footings[C]// Proceedings of the International Union of Theoretical and Applied Mechanics(IUTAM)/International Union of Geodesy and Geophysics(IUGG) Symposium on Seabed Mechanics. Newcastle: [s.n.], 1983: 107 - 112.
- [6] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. New York: Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.
- [7] UGAI K. A new admissible velocity field for bearing capacity calculations of strip footings[J]. Journal of the Japanese Society of SMFE, 1986, 26(2): 133 - 142.
- [8] TANI K, CRAIG W H. Bearing capacity of circular foundations on soft clay of strength increasing with depth[J]. Soils and Foundations, 1995, 35(4): 21 - 35.
- [9] 陈希有, 曾国熙, 龚晓南. 各向异性和非均质地基上条形基础承载力的滑移场解法[J]. 浙江大学学报(自然科学版), 1988, 22(3): 60 - 69.(CHEN Xiyou, ZENG Guoxi, GONG Xiaonan. Characteristics solution of bearing capacity on anisotropic and nonhomogeneous clays[J]. Journal of Zhejiang University(Natural Science), 1988, 22(3): 60 - 69.(in Chinese))
- [10] GOURVENEC S, RANDOLPH M. Effect of strength nonhomogeneity on the shape of failure envelopes for combined loading of strip and circular foundations on clay[J]. Geotechnique, 2003, 53(6): 575 - 586.
- [11] MICHALOWSKI R L. An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis[J]. Soils and Foundations, 1997, 37(4): 57 - 64.
- [12] SOUBRA A H. Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(1): 59 - 68.
- [13] CASAGRANDE A, CARILLO N. Shear failure of anisotropic materials[J]. Journal of Boston Society of Civil Engineers, 1944, 31(4): 74 - 81.
- [14] DRUCKER D C, PRAGER W, GREENBERG H J. Extended limit design theorems for continuous media[J]. Quarterly of Applied Mathematics, 1952, 9: 381 - 389.
- [15] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1943.
- [16] GRECO V R. Efficient Monte Carlo technique for locating critical slip surface[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(7): 517 - 525.
- [17] LO K Y. Stability of slopes in anisotropic soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1965, 91(4): 85 - 106.
- [18] AL-KARNI AWAD A, AL-SHAMRANI MOSLEH A. Study of the effect of soil anisotropy on slope stability using method of slices[J]. Computers and Geotechnics, 2000, 26(2): 83 - 103.