

文章编号: 1000-7598-(2004) 04-0507-07

土与结构间接触面的非线性 弹性-理想塑性模型及其应用

栾茂田^{1,2}, 武亚军²

(1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024; 2. 大连理工大学 土木水利学院岩土工程研究所, 辽宁 大连 116024)

摘 要: 将非线性弹性理论与弹塑性理论相结合, 对于土与结构间接触面提出了一种非线性弹性-理想塑性模型, 用于模拟土与结构相互作用体系的变形与破坏机理。推导建立了这种接触面单元的应力-应变关系和弹塑性系数矩阵, 并且讨论了这种模型在基坑开挖与支护分析应用中所面临的数值计算问题。最后针对某一基坑工程实例, 应用这种接触面模型进行了数值计算与分析, 结果表明, 该模型能够较合理地模拟接触面上的变形机理与受力状态。

关 键 词: 土与结构相互作用; 接触面单元; 接触面本构模型; 非线性弹性-理想塑性模型; 基坑开挖与支护; 土压力
中图分类号: TU 432 **文献标识码:** A

A nonlinear elasto-perfectly plastic model of interface element for soil-structure interaction and its applications

LUAN Mao-tian^{1,2}, WU Ya-jun²

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;

2. Institute of Geotechnical Engineering, School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: A nonlinear elasto-perfect plastic model of interface element is presented. The proposed model can simulate behavior of soil and structure interaction. The stress-strain relationship and nonlinear elasto-perfect plastic matrix of interface element are established based on elastoplasticity theory. The computational procedure for implementing this-type of nonlinear and inelastic interface element in the finite element methods is developed and numerical scheme is presented. Then the method is applied to numerical analyses of foundation pit excavation. Through numerical computations for an example of the foundation pit excavation and bracing, the distributions of earth pressures behind and in the front of pile wall along the depth and their variations during the excavation of foundation pit are examined. It is indicated that the proposed model can rationally simulate the stress-strain relationship of interface element and will be practically applicable.

Key words: soil-structure interaction; interface element; constitutive relationship of interface; nonlinear elasto-perfectly plastic model; foundation pit excavation and bracing; earth pressure

1 引 言

在土木工程、水利工程中, 土与结构相互作用问题非常普遍, 桩基工程、边坡加固工程中的桩-土、锚杆-土、土钉-土相互作用机制都属于这类问题。由于土体与结构物在刚度与强度等力学性质方面相差较大, 在一定的受力条件下, 土体与结构物之间除了力的传递外, 还有可能产生相对位移等非连续变形行为, 如相对错动或开裂, 这时土与结构物不再保持为一个变形连续的整体, 直接采用连续

体的有限元方法进行求解将会产生较大误差, 从而使计算结果严重失真。因此在土与结构物相互作用分析中, 接触面的本构关系与接触面的计算力学模型是需要引起特别重视的两个问题。接触面的本构关系是指接触面上相互作用力或应力的法向与切向分量和接触面上相对位移的法向与切向分量之间的相互关系, 目前一般着重讨论剪应力 τ_s 与相对剪切位移 w_s 之间的关系。接触面单元是一种厚度极薄或接近于无厚度的特殊有限单元, 在结构与土之间起过渡作用。自 20 世纪 60 年代末期起, 国内外许多

收稿日期: 2003-02-10

基金项目: 国家自然科学基金项目资助(10172022); 国家教育部跨世纪优秀人才培养计划研究基金项目资助(教技函[1999]2 号)。

作者简介: 栾茂田, 男, 1962 年生, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程基本理论与数值分析、非线性土动力学与岩土地震工程等方面的教学与科研工作。

学者对此开展了研究,先后基于不同的观点提出了各种接触面本构模型与计算模型^[1~10]。早期,1968年 Goodman 采用弹簧刚度概念提出了用于模拟节理岩体的无厚度接触面单元^[1],至今仍得到了广泛应用;其主要问题是弹簧刚度系数选取的人为任意性及其合理取值的困难性。1971年 Clough 和 Duncan 等通过实验提出了剪应力 τ_s 与相对错动位移 w_s 之间的双曲线关系模型^[2],既适用于有厚度的接触单元,也可以应用于无厚度的接触单元。1984年 Desai 等提出了有厚度的非线性薄层单元^[3],在一定程度上克服了 Goodman 接触面单元的缺点,其界面参数包括弹性模量 E , 剪切模量 G , 泊松比 ν 等 3 个参数,但在参数取值方面缺乏理论依据。1985年陈慧远提出了弹性-理想塑性模型的无厚度摩擦接触单元^[4],对于界面非线性与材料非线性问题提出了双重迭代求解方法,能较客观地反映接触面特性,但该模型认为破坏前接触面上的应力-应变关系服从弹性性质,且没有考虑单元的厚度。1990年 Boulon 等提出了接触面弹塑性模型^[5],但是由于较复杂而未能得到推广使用;1994年殷宗泽等进行了大尺寸直剪试验,指出 τ_s 与 w_s 之间的双曲线关系虽能一定程度地反映具有特定尺寸的试样剪切破坏逐渐发展过程的宏观规律,但并不能描述接触面上剪切变形的特定规律,并提出接触面刚塑性模型^[6]。1998年张冬霖等在实验基础上提出了剪切错动带单元^[7]。2000年卢廷浩等基于剪切错动带概念提出了接触面上法向刚度与切向刚度相耦合的非线性本构模型^[8]。同时高俊合等通过大型单剪试验提出了有厚度剪切滑移薄层单元^[9]。2001年安关峰等提出了接触面的三维弹-粘-塑性模型^[10]。

土体与结构物相互接触并产生力学效应时,在接触界面并不完全光滑的情况下,通常在刚度较小的土体一侧形成一定厚度的接触带(又称为剪切错动带)。当接触带不为 0 时,在切向应力较小时,接触面单元会有一定量的相对变形;当切向应力超过剪切强度后,从理论上讲切向变形将无限制地发展。因此,人为地假设接触带内相互错动位移 w_s 与剪应力 τ_s 符合非弹性或非线性的刚塑性模型或者双曲线模型都是不能完全地拟和实际情况。因此本文同时考虑接触面的非线性剪切变形与非弹性的错动变形,将双曲线模型与刚塑性模型结合,提出了非线性弹性-理想塑性本构模型,如图 1 所示。在这种模型中,屈服前接触面上的非线性剪切变形特性采用双曲线非线性弹性模型描述;而塑性屈服后,在恒

定屈服应力作用下接触带内所产生的滑移错动变形则采用完全塑性理论描述。以此为基础所建立的非线性弹性-理想塑性本构模型能够全面地反映接触面应力-应变关系全过程。

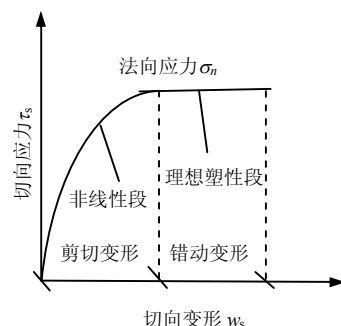


图 1 接触面应力-应变关系

Fig.1 Relationship between stress and strain of interface

2 新型接触面单元

接触面单元总体上可以划分为 Goodman 所提出的无厚度接触面单元和 Desai 所建立的薄层单元两类。从实际的相互作用机理分析认为有厚度的薄层单元更能合理地模拟土-结构间接触界面特性。薄层单元的应力-应变关系可以表达为

$$[D] = \begin{bmatrix} D_{nn} & D_{ns} \\ D_{sn} & D_{ss} \end{bmatrix}, \text{ 其中对角线元素 } D_{nn} \text{ 与 } D_{ss} \text{ 分别}$$

表示接触面的法向与切向变形特性,由接触面应力-应变关系确定;而交叉项 D_{ns} 与 D_{sn} 反映法向与切向变形特性之间的耦合效应,目前难以通过试验直接测定,而在计算中通常取为 0,即忽略法向与切向的耦合作用。因此,本文对此进行了改进,改进后的接触面单元不仅可以考虑切向应力和剪切变形之间的非线性和塑性,并且当接触面变形在弹性阶段时还能考虑切向与法向之间的耦合作用。

根据弹塑性理论,仿照土的弹塑性矩阵的推导过程^[11],接触带内土体的变形可分为非线性弹性变形与塑性变形两部分之和,其增量形式可以表示为

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} \quad (1)$$

接触带内应力与弹性应变间的关系为

$$\{d\sigma\} = [D_e]\{d\varepsilon^e\} \quad (2)$$

若不考虑切向与法向的耦合效应,则接触面的弹性系数矩阵为

$$[D_e] = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & G_s \end{bmatrix} \quad (3)$$

式中 K_n 为界面的法向模量, 与法向相对位移呈现下列双曲线关系^[12, 13]:

$$K_n = K_{n0} \left(1 - \frac{u}{t} \right)^{-2} \quad (4)$$

式中 K_{n0} 为初始法向模量; u 为法向相对位移全量; t 为接触面厚度。从式中可以看出, 当法向相对位移 $u=0$ 时, 法向模量 $K_n = K_{n0}$ 为初始法向模量; 当法向相对位移 $u \rightarrow t$ 时, 接触面法向模量 $K_n \rightarrow \infty$, 这样做就避免了常规薄单元中法向模量取值的任意性; G_s 为界面的切向模量, 是切向应力与法向应力的函数, 当法向应力一定时, 切向模量与切向应力呈下列二次抛物线关系^[2]:

$$G_s = \left(1 - \frac{R_f \tau_s}{c + \sigma_n \tan \phi} \right)^2 k \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{p_0} \right)^n h \quad (5)$$

根据式 (1), (2), 得到

$$\{d\sigma\} = [D_e] \{d\varepsilon\} - [D_e] \{d\varepsilon^p\} \quad (6)$$

对于接触面, 采用 Mohr-Coulomb 屈服准则, 即:

$$f = \tau_s - \sigma_n \tan \phi - c \quad (7)$$

进而采用相关联流动法则, 即塑性势函数取为屈服函数 $g = f$, 于是根据塑性势理论有

$$\{d\varepsilon^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \quad (8)$$

对式 (7) 进行微分, 可得到塑性一致性条件:

$$df = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \{d\sigma\} = 0 \quad (9)$$

将式 (6) 两边同乘以 $\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T$, 并考虑式 (9), 可得到

$$\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \{d\sigma\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \{d\varepsilon\} - d\lambda \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \quad (10)$$

根据式 (10) 和式 (9), 可以解出塑性乘子 $d\lambda$ 为

$$d\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \{d\varepsilon\}}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \quad (11)$$

将式 (11) 代回到式 (8), 然后再将 $\{d\varepsilon^p\}$ 代入式 (6), 可以得到以增量型式表达的弹塑性本构方程:

$$\{d\sigma\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad (12)$$

其中以增量型式所表达的非线性弹性-理想塑性模型的弹塑性矩阵为

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \quad (13)$$

可以看出这里的弹塑性矩阵 $[D_{ep}]$ 和常规理想塑性模型具有相同的表达形式, 所不同的是其中的弹性矩阵为非线性的。

在考虑应力修正时, 弹塑性矩阵采用如下表达式:

$$[D_{ep}] = [D_e] - r \frac{[D_e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \quad (14)$$

式中 r 表示应力状态达到塑性的程度: 当 $r=0$ 时为弹性状态; $r=1$ 时为完全塑性状态; $0 < r < 1$ 时为弹性向塑性的过渡状态。若 r 为已知, 则可推断接触面当前的屈服程度, 从而计算出对应的应力状态。

参考土的弹塑性系数矩阵中 r 的推导方式^[15], 按照如下方法来确定 r 的数值。

如图 2 所示, 在 $\sigma - \tau$ 坐标系中, 图中关于 σ 轴对称的两条斜线为接触面的 Mohr-Coulomb 破坏线。在破坏线上, 屈服函数满足 $f=0$ 。设 A 点为第 $i-1$ 次增量施加完成后的总应力状态 σ_A , $f(\sigma_A) < 0$, AB 为第 i 次弹性应力增量 $\Delta\sigma_i^e$, 从图中 B 点可知累计 $\Delta\sigma_i^e$ 后, 应力状态已经超过破坏线, 即 $f(\sigma_A + \Delta\sigma_{AB}) > 0$, 因为 B 点事实上是不存在的, 在应力为 $\sigma_A + (1-r)\Delta\sigma_{AB}$ 时已经达到破坏线了 (r 为小于 1 的数), 即 $f(\sigma_A + (1-r)\Delta\sigma_{AB}) = 0$, 到达 D 点以后, 应力状态将在破坏线上移动, 最后移动到 C 点。即实际的应力路径为 OADC, 而不是 OAB。 r

可以通过等数线性插值（即线段的比例与各对应点之间的比值相等）来求解，设 AB 为 1，BD 为 r ，则可以得到

$$\frac{r}{1} = \frac{f(\sigma_A + \Delta\sigma_{AB}) - f(\sigma_A + (1-r)\Delta\sigma_{AB})}{f(\sigma_A + \Delta\sigma_{AB}) - f(\sigma_A)}$$

由于点 D 在破坏面上的点，其破坏函数为 0，则 $f(\sigma_A + (1-r)\Delta\sigma_{AB}) = 0$ ，所以上式又可以表达为

$$r = \frac{f(\sigma_A + \Delta\sigma_{AB})}{f(\sigma_A + \Delta\sigma_{AB}) - f(\sigma_A)} \quad (15)$$

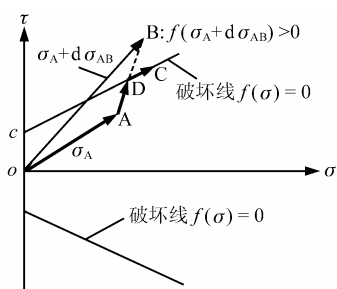


图 2 应力状态由非线性弹性向塑性过渡示意图
Fig.2 Transition from nonlinear elastic condition to plastic condition of stress state of interface

3 弹塑性数值计算方法

3.1 网格剖分

在挡墙支护的基坑中，挡墙两侧与土体间分别加入一排接触面单元。挡墙底部到计算域下边界部分的单元以相应的土层计算。接触面单元的厚度在 $(0.1 \sim 0.01)B$ 范围内取值， B 为单元高度。采用试算法来确定确切的单元厚度，例如厚度分别取 $0.01B$ ， $0.02B$ 直到 $0.1B$ 共 10 个值，进行 10 次网格剖分，将每种剖分所得的计算结果与实测值进行比较，将与实测值吻合得较好的剖分所对应的厚度确定为最终的接触面单元厚度。网格剖分由程序自动进行，每给定一个厚度可得出一组剖分结果，数值实施起来非常方便。

3.2 初始应力

初始应力场将直接影响到计算结果的正确性。一般地，在没有其它依据的情况下，接触面单元的初始应力由相邻土体单元的初始应力来确定。接触面单元形心处具有一个法向应力和一个切向应力，法向应力取相邻土体单元形心处的水平方向应力，切向应力取相邻土体单元形心处的剪切应力，一般为 0。

3.3 开挖荷载

有限元法模拟基坑开挖施工过程，可以有效地

反映施工过程中的各种影响并适应不断变化的边界条件。为了模拟施工过程，对于每一工况，必须首先计算开挖荷载，开挖荷载是指土体被挖掉之后，在开挖面上所产生的释放荷载。开挖荷载可以根据挖掉部分计算，也可以根据剩余部分计算，通常挖掉部分要比剩余部分单元要少得多，因而一般都由挖掉部分来计算开挖荷载。在加入接触面单元之后，每一步“挖掉”的部分不仅含有土体，而且还会含有一定数目的接触面单元，因此，在计算开挖荷载时，还应该包括接触面单元所产生的作用。故对于接触面单元，必须确定由单元应力所对应的等效节点力。

由于接触面单元被“挖掉”而产生的开挖荷载可由下式求得

$$\{F\} = \sum_{i=1}^n \int_i [B]^T \{\sigma\} h dy \quad (16)$$

其中 n 为该次被挖掉的接触单元总数； $[B]$ 为接触面单元的几何矩阵； h 为接触面单元厚度。当考虑接触面单元后，计算开挖荷载的 Mana 公式可改写为如下形式：

$$\begin{aligned} \{T\} = & \sum_{j=1}^m \int_j [B_s]^T \{\sigma_s\} dx dy + \\ & \sum_{i=1}^n \int_i [B]^T \{\sigma\} h dy - \sum_{k=1}^{m+n} \int_k [N]^T \gamma dx dy \end{aligned} \quad (17)$$

式中 第 1 项为土体单元应力所产生的节点力；第 2 项为接触面单元应力所产生的节点力；第 3 项为单元重力所产生的节点力；接触面单元作为实体单元，其重度 γ 取为相邻土体的重度； m 为该次被挖掉的土体单元总数。

3.4 非线性迭代算法

接触面与土的应力-应变关系均是非线性的，因此需要采用迭代法进行求解。本文采用修正 Newton-Raphson 迭代法进行非线性迭代计算。由于接触面与土的应力-应变关系具体表达格式不同，因此在进行屈服判断和应力修正时，需要分别独立进行。另外，对于每一步作用的增量，收敛准则采用全部节点处的位移余量，在迭代时又需要将二者合并在一起。因此，具体的迭代算法按如下步骤进行：

(1) 在完成了当前第 $i-1$ 步增量计算时，所有单元的应力状态为 σ_{i-1} ，应力状态已经处于平衡状态，即 $f(\sigma_{i-1}) \leq 0$ （当应力状态位于在破坏面上时该值为 0）。此时的弹塑性系数矩阵为 D_{i-1} ；

(2) 总荷载为 f_i 时施加荷载增量 Δf_i ，得到弹性位移增量为 Δu_i ；

(3) 求出线性应变增量 $\Delta \epsilon_i$ （由迭代中残差力

所产生的节点位移计算), 由式 (2) 中的弹塑性矩阵求出线性应力增量 $\Delta\sigma_i^e$, 按照弹性状态处理, 与上一步应力迭加求得总应力状态 $\sigma_i = \sigma_{i-1} + \Delta\sigma_i^e$, 计算 $f(\sigma_i)$ 并根据 Mohr-Coulomb 屈服函数进行弹塑性判断, 由式 (15) 确定塑性程度系数 r ;

(4) 由屈服函数与当前应力状态求得流动向量 $\frac{\partial f}{\partial \sigma}$, 进一步计算出该应力状态下的弹塑性矩阵 D_{i-1}^p ;

(5) 根据式 (14) 确定弹塑性矩阵 D_i^{ep} , 并由式 (12) 求出第 i 步增量后的真实应力 σ_i , 由真实应力求出等效节点荷载 F_i ;

(6) 求出不平衡残差力 $R_i = f_i - F_i$, (这里的 F_i 和第 5 步中的不同, 既包括接触单元也包括土体, 为总体等效节点力) 代入由 D_{i-1} 组装成的总刚度矩阵的方程组, 求出不平衡残差力产生的节点位移 R_{u_i} , 如果节点位移已经满足收敛准则, 则转向第 7 步。否则转到第 3 步进行下一次迭代。

(7) 由求出的总位移 u_i 与真实应力 σ_i , 并依据非线性弹性应力矩阵的表达式求出下一步增量中使用的弹塑性系数矩阵 D_i 。转到第 2 步施加下一步增量。

(8) 对所有的荷载增量完成上述计算过程, 确定最终节点位移、应变、应力等。

上面的迭代步骤只是针对接触面而言的, 加上土体单元后, 只需将迭代步骤的第 3~5 步换成土体即可, 到第 6 步再和接触面计算合到一起。

4 新型接触面单元的应用

4.1 模型验证

为了考查本文所提出的模型的正确性, 采用一个算例对其进行验证^[14]。如图 3 所示, 一滑块置于基座上, 基座弹模 E 为 24 GPa, 泊松比 ν 为 0.163; 块体密度 ρ 为 1.25 t/m³, 弹性模量 E 为 240 GPa, 泊松比 ν 为 0.163。其顶面受均匀压力 25 kPa, 右侧受均匀推力。滑块和基底均采用弹性模型, 滑块与基座间界面用本文的接触面单元模拟, 其中初始切向模量 K_{s0} 为 120 MPa/m, 初始法向模量 K_{n0} 为 240 MPa/m, 接触面上的粘结力 c 为 0, 摩擦角为 45°, 接触面单元厚度为 0.02 m。

分 20 步施加滑块右边的推力, 当均匀推力达到 50 kPa/m 时, 滑块与基底座之间发生错动位移, 即接触面发生了不可恢复的塑性变形, 表明已经发生剪切破坏, 最终变形如图 4 所示, 图中位移放大倍数为 1.5。

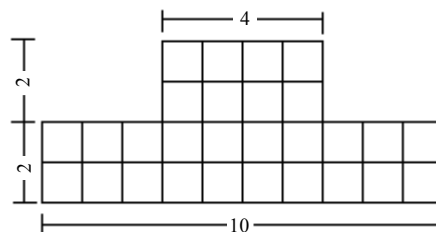


图 3 有限元计算模型

Fig. 3 Computational model used for finite element analysis

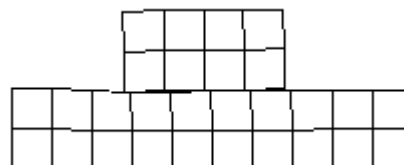


图 4 计算变形图

Fig. 4 The computed final deformation configuration

在加载过程中, 接触面上的剪切应力与相对切向变形之间的关系如图 5 所示, 由此可见由本文模型所得到的极限切向应力比非线性模型的计算结果要低, 而在相同切向应力时, 所发生的切向相对位移则比较大, 这是因为在本文模型中考虑了接触面上的塑性变形。

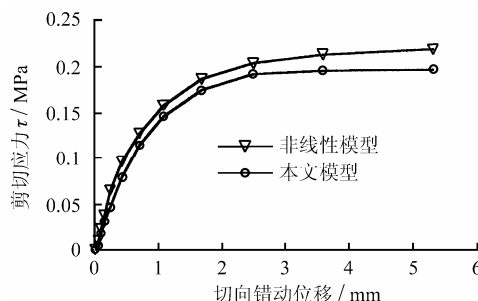


图 5 加载过程中切向应力与切向相对位移之间的关系

Fig. 5 The computed relation between shear stress and tangential displacement

4.2 算例分析

某深度为 5 m 的基坑, 采用无支撑悬臂桩进行支护加固。土层按均质土考虑, 重度 $\gamma = 15 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, 粘结力 c 为 20 kPa, 内摩擦角 $\phi = 15^\circ$, 剪胀角 $\psi = 15^\circ$, 弹性模量 $E = 150 \text{ MPa}$, 泊松比 $\nu = 0.3$ 。计算中土体采用 MCDP 模型 (即 Mohr-Coulomb 屈服准则与 Drucker-Prager 塑性势函数相结合的理想弹塑性模型)。支护桩采用线弹性模型。桩土之间采用本文所提出的有厚度非线性-理想塑性接触面单元。以开挖基坑半宽度处为对称轴, 取一半对称平面, 按平面问题计算, 开挖一半宽度为 15 m, 计算宽度取

为 30 m, 计算深度取为 20 m。桩长为 10 m, 分 5 步开挖计算, 每次向下开挖 1 m, 直到基坑底部。支护桩刚度为 10^5 MPa, 泊松比为 0.166 7, 重度为 24 kN/m^3 , 等效厚度为 1.0 m。接触面采用的初始参数值如下: 法向刚度 K_n 为 10^5 MPa, 切向刚度 G_s 为 100 kPa, 接触面上的强度参数取为 $\phi = 20^\circ$, $c = 30 \text{ kPa}$ 。接触面单元厚度取为 1 cm (即 0.01 B)。

使用 VC++ 开发的分析程序 FEMDFP, 首先进行网格自动剖分建立有限元计算模型, 共划分 320 个单元, 其中有 10 个桩单元, 桩两侧各设置一个接触面单元, 共 20 个。计算所得到的基坑最终变形如图 6 所示, 图中位移放大倍数为 20。

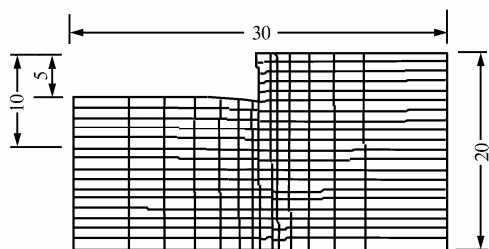


图 6 基坑最终变形模式

Fig. 6 Final deformation profile of foundation pit

(1) 土压力估算

开挖过程中基坑墙后和墙前土压力会发生变化, 尤其是墙前土压力不仅与开挖深度有关, 而且与支护桩的侧向位移有很大关系。支护桩属于柔性挡墙, 会发生侧向位移, 桩上某一点的侧向位移越大, 墙前土压力就越大。图 7 与图 8 分别为开挖过程中墙后与墙前的计算土压力分布规律, 图中各点数值表示对应深度处接触面单元内部平均正应力。由图可见, 随着开挖过程的进行 (从 0 开始至第 5 步), 墙后土压力逐渐减小, 上部支护桩侧向位移较大, 因此, 墙后土压力减小的幅度也较大; 到支护桩底部时, 桩底侧向位移已经很小, 相应地, 土压力变化也很小。这与 Powrie^[16]等有限元分析结果基本上一致。同时, 随着开挖的进行, 开挖面以下一定范围内, 墙前土压力都有所增加, 而且越向下, 增加量越大。当开挖至第 3 步之后, 墙前土压力分布已不再是向下单调增加, 而是先增大后减小, 最后落在初始静止土压力线上, 随后再沿着土压力线增加, 这是因挡土桩发生了沿桩底转动的侧向位移所致, 这与徐日庆等^[17]的实验结果基本一致。

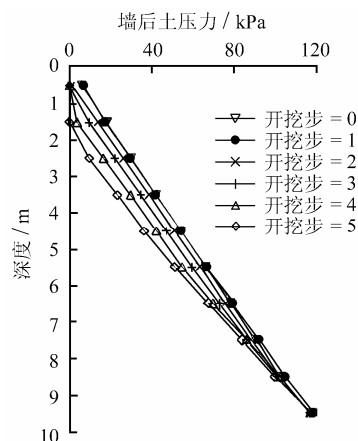


图 7 开挖过程中墙后土压力的变化

Fig. 7 Variation of earth pressures behind wall during excavation process

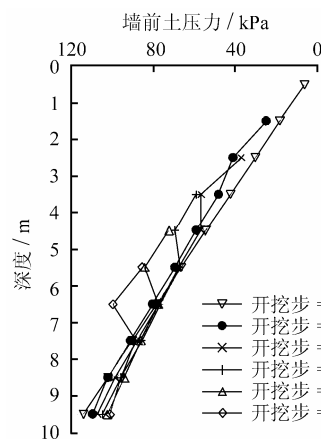


图 8 开挖过程中墙前土压力的变化

Fig. 8 Variation of earth pressures in the front of wall during excavation process

(2) 桩土间的切向应力估算

本文用接触面上的切向应力来估算桩土之间的切向应力。经计算, 墙后接触面单元间的切向应力沿支护桩的分布形式如图 9 所示。从图中可以看出, 在开挖之前, 由于没有剪切变形, 所以各单元间的切向应力皆为 0。开挖以后, 接触面间切向应力随着深度逐渐减小, 并且随着开挖深度的增大而增大。这是由于支护桩与土变形模量不同, 接触面单元两边产生滑移变形, 这种变形由地表向下逐渐减小, 而且随着开挖深度的增大而增大, 从而根据接触面上切向应力增量与切向变形增量之间的相关关系可以推断, 接触面间的切向应力也表现出这种性态。图 10 为墙前接触面上切向应力分布, 由图可见, 墙前切向应力也具有随深度逐渐减小的趋势, 但减小的幅度没有墙后切向应力那么大, 在第 2 步开挖时几乎没有变化。从应力的绝对值可以看出, 墙前切向应力远大于墙后切向应力, 这是由于墙前

桩土之间的剪切变形比墙后桩土之间的剪切变形大的缘故。

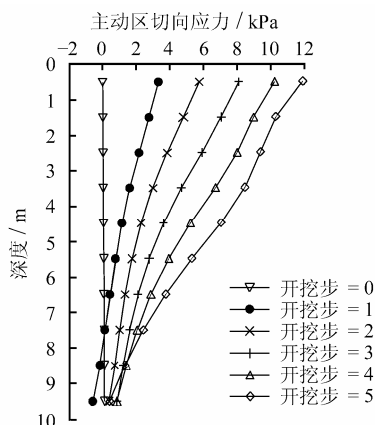


图9 开挖过程中墙后接触面切向应力的变化
Fig. 9 Variation of shear stresses of interface behind wall during excavation process

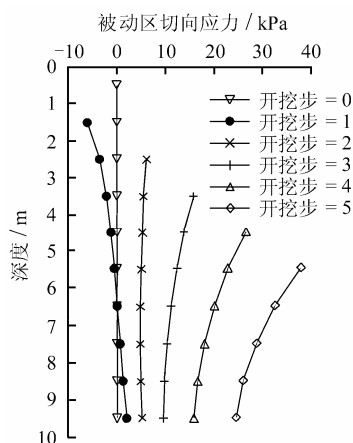


图10 开挖过程中墙前接触面切向应力的变化
Fig. 10 Variation of shear stresses of interface in the front of wall during excavation process

上述分析表明,采用接触面单元内的应力来表达土压力是可行的,同时间接地表明所采用的接触面应力-应变关系是比较合理的。

5 结 语

本文在 Desai 针对接触面所提出的薄层单元的基础上,提出了一种可以同时考虑切向应力-切向变形之间的非线性与非弹性性质的非线性弹性-理想塑性本构模型,发展了有限元迭代算法,开发了计算程序,并将其应用于深基坑开挖与支护的数值计算,由此对支护桩与土之间的相互作用进行了分析,探讨了桩侧土压力与切向应力的分布及其在开挖过程中的变化。

参 考 文 献

- [1] Goodman R F, Taylor R L, Brekke T L. A model for the mechanics of jointed rock[J]. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, 1968, 94(3): 637—660.
- [2] Clough G W, Duncan J M. Finite element analysis of retaining wall behavior[J]. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, 1971, 97(12): 1 657—1 673.
- [3] Desai C S, Zaman M M. Thin layer element for interfaces and joints[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1984, 8 (1): 19—43.
- [4] 陈慧远. 摩擦接触单元及其分析方法[J]. *水利学报*, 1985, (4): 44—50.
- [5] Boulon M, Nova R. Modeling of soil structure interface behavior: A comparison between elastoplastic and rate-type laws[J]. *Computers and Geotechnics*, 1990, 17(9): 21—46.
- [6] 殷宗泽, 朱泓, 许国华. 土与结构材料的接触面的变形及数学模型[J]. *岩土工程学报*, 1994, 16(3): 14—22.
- [7] 张冬霖, 卢廷浩. 土与结构接触面模型的建立与应用[J]. *岩土工程学报*, 1998, 20(6): 62—66.
- [8] 卢廷浩, 鲍伏波. 接触面薄层单元耦合本构模型[J]. *水利学报*, 2000, (2): 71—75.
- [9] 高俊合, 于海学, 赵维炳等. 土与混凝土接触面特性的大型单剪试验研究及数值模拟[J]. *土木工程学报*, 2000, 33(8): 42—46.
- [10] 安关峰, 高大钊. 接触面弹粘塑性本构关系研究[J]. *土木工程学报*, 2001, 34(1): 88—91.
- [11] 钱家欢, 殷宗泽主编. *土工原理与计算*[M] (第二版). 北京: 中国水利电力出版社, 1996. 70—74.
- [12] Bandis S C. Mechanical properties of rock joints[M]. Rotterdam: Barton and Stephansson, 1990.
- [13] Bandis S C, Lumsden A C, Barton N R. Fundamentals of rock joint deformation[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mine Science and Geomechanics Abstract*, 1983, 20(6): 249—268.
- [14] 杜成斌, 任青文. 用于接触面模拟的三维非线性接触单元[J]. *东南大学学报(自然科学版)*, 2001, 31(4): 92—96.
- [15] 石井武司. 三次元弾塑性 FEM 実務で役立つ FEM 講習会—講義と電算実習—[M]. 日本: 地盤工学会, 平成 11 年 7 月.
- [16] Powrie W, Li E S F. Finite element analyses of an insitu wall propped at formation level[J]. *Geotechnique*, 1991, 41(4): 499—514.
- [17] 徐日庆, 陈页开, 杨仲轩等. 刚性挡墙被动土压力模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2002, 24(4): 569—575.