

基坑安全稳定评判的干扰能量法

胡 强, 刘 宁, 李锦辉

(河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098)

摘要: 基于现有基坑稳定评判方法不能全面表征基坑稳定性的缺陷, 将干扰能量理论引入到基坑稳定评判中, 提出了基坑安全稳定评判的干扰能量法, 从能量的角度比较全面地评价基坑的整体及局部稳定性. 以润扬大桥南锚深基坑开挖稳定性研究为例, 详细阐述了基于干扰能量法的基坑安全稳定评判的具体步骤, 并对该基坑的安全稳定性进行了评价.

关键词: 干扰能量法; 基坑稳定性; 安全系数

中图分类号: TU470+.2

文献标识码: A

文章编号: 1006-7647(2004)03-0027-04

近年来, 在基坑开挖过程中由于基坑的整体或局部失稳而造成的工程事故屡见不鲜, 基坑的稳定性问题已经成为整个基坑工程中最重要的问题. 判定基坑稳定性的方法有很多, 其中主要有刚体极限平衡法^[1]、超载法^[2]、变材料参数法^[3]、超变形法、广角度综合评价法^[4]、神经网络预测法^[5]等. 刚体极限平衡法是一种近似的方法, 该法材料为弹性, 且不能考虑基坑的变形; 超载法、变材料参数法、超变形法三种方法相似, 超载法将结构实际承受的荷载放大, 变材料参数法将结构的材料参数值降低, 超变形法将结构的变形放大, 直至结构破坏, 以此得出结构的安全系数来评价结构的稳定性, 但这与实际情况有很大差异, 因此得到的安全系数并不能真实反映结构的安全性; 神经网络预测法不能反映结构的力学关系, 因而结果不是很理想.

干扰能量法是基于能量理论发展起来的一种结构稳定评判方法, 由于干扰能量是标量, 因此可极方便地进行局部和整体稳定性的分析. 干扰能量法的研究已取得一些成果^[6-8], 但主要用于边坡的稳定性分析, 本文将其应用于基坑的安全稳定评判, 并以润扬大桥为例, 详述该法在基坑安全稳定评判中的应用.

1 干扰能量法的基本理论

1.1 工程稳定问题的力学机理

对于任一变形体, 假设系统的总势能为 Π_p , 判别系统的稳定与否, 可以用其二阶变分 $\delta^2 \Pi_p$ 来确定. 当 $\delta^2 \Pi_p > 0$ 时, 系统稳定; 当 $\delta^2 \Pi_p = 0$ 时, 处于

临界状态; 当 $\delta^2 \Pi_p < 0$ 时, 系统失稳. 岩土工程稳定问题的力学机理与力学中变形体的稳定性相类似, 即在临界应力状态存在着两个或两个以上的可能平衡位形, 同样可用 $\delta^2 \Pi_p$ 值来判定系统是否稳定.

设 $\Pi_p(u_i^0)$ 为考察体在原有平衡位置的总势能, $\Pi_p(u_i^0 + \delta u_i)$ 为考察体受到 δu_i 干扰位移(系统的可能位移, 应该满足协调条件)后的总势能, $\Delta \Pi_p$ 则为相应于干扰位移 δu_i 引起的干扰能量, 基于台劳级数展开式, 有:

$$\Delta \Pi_p = \Pi_p(u_i^0 + \delta u_i) - \Pi_p(u_i^0) \approx \delta \Pi_p + \frac{1}{2} \delta^2 \Pi_p \quad (1)$$

因扰动前的总势能具有驻值, 即 $\delta \Pi_p = 0$, 故有:

$$\Delta \Pi_p \approx \frac{1}{2} \delta^2 \Pi_p \quad (2)$$

$\Delta \Pi_p$ 是受干扰位移后系统势能的改变值, 因此它是一种干扰能量. 求解干扰能量困难在于干扰位移是任意的, 倘若存在某种形式的干扰位移使得 $\Delta \Pi_p < 0$, 便可知系统处于不稳定状态; 但是如果选择一种形式的干扰位移, 使 $\Delta \Pi_p > 0$, 并不能得到系统是稳定的结论, 必须寻找最不利的干扰位移(使 Π_p 最小). 有了最不利干扰位移, 便可由它计算出最小干扰能量对系统直接进行肯定的判别.

1.2 干扰能量的非线性表达式

在初始稳定性问题中, 原先的平衡位置是处于小变形状态, 经扰动失稳后应当考虑转角的影响, 即计入几何非线性效应, 几何关系式应为

$$\Delta e_{ij} = \Delta \varepsilon_{ij} + \frac{1}{2} \Delta u_{k,i} \Delta u_{k,j} \quad (3)$$

因此得到干扰能量的非线性表达式为

$$\begin{aligned} \Delta \Pi_p = & \int_{\Omega} [A(e_{ij}^0 + \Delta e_{ij}) - A(e_{ij}^0)] d\Omega - \\ & \int_{\Omega} f_i^0 \Delta u_i d\Omega - \int_{\Gamma} p_i^0 \Delta u_i ds = \\ & \int_{\Omega} [\sigma_{ij}^0 \Delta e_{ij} + A(\Delta e_{ij})] d\Omega - \\ & \int_{\Omega} f_i^0 \Delta u_i d\Omega - \int_{\Gamma} p_i^0 \Delta u_i ds \end{aligned} \quad (4)$$

式(4)离散后可表示为

$$\begin{aligned} \Delta \Pi_p = & \sum_{e=1}^N \left[\int_{\Omega^e} \left(\Delta \mathbf{e}^T \boldsymbol{\sigma}^0 + \frac{1}{2} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \Delta \boldsymbol{\sigma} \right) d\Omega - \right. \\ & \left. (\Delta \boldsymbol{\delta}^e)^T \mathbf{R}_e^0 \right] = \Delta U - \Delta W \end{aligned} \quad (5)$$

式中: $\boldsymbol{\sigma}^0, \mathbf{R}_e^0$ 分别为原有状态的应力和载荷; $\Delta \boldsymbol{\delta}^e$, $\Delta \mathbf{e}$, $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}$ 和 $\Delta \boldsymbol{\sigma}$ 分别为干扰位移、应变、小变形应变和应力; ΔU 表示干扰后储存在物体内的变形能增量,它是使系统恢复原位的因素,称为干扰内能; ΔW 表示外力在干扰位移中所做的功,它将消耗系统的能量,当 $\Delta W > \Delta U$ 时,系统将出现动能而导致失稳;当 $\Delta W = \Delta U$ 时,系统处于临界状态;当 $\Delta W < \Delta U$,系统去掉干扰后能恢复原位,此时系统稳定。

1.3 最不利干扰位移的确定

系统的可能位移总可以用带有待定系数的振型函数叠加得到^[6],单元结点的干扰位移可表示为

$$\Delta \boldsymbol{\delta}^e = (\mathbf{u}^0)^e + \alpha_1 \boldsymbol{\delta}_1^e + \alpha_2 \boldsymbol{\delta}_2^e + \cdots + \alpha_n \boldsymbol{\delta}_n^e \quad (6)$$

式中: $(\mathbf{u}^0)^e$ 是单元结点干扰位移的初始设定项,它只需满足协调条件,可取下一级增量载荷引起的增量位移的缩小量; $\boldsymbol{\delta}_i^e$ 是第 i 阶振型单元结点的振幅; α_i 是不依赖于坐标的待定常数。

最不利干扰位移是使干扰能量值为最小的干扰位移,故它可由式(7)求得:

$$\frac{\partial \Delta \Pi_p}{\partial \alpha_i} = 0 \quad (i = 1, 2, \cdots, n) \quad (7)$$

由式(7)可得到一组求解 α_i 的线性方程组,求出 α_i 后,代回到式(6)便可得到最不利干扰位移。在工程中,前几阶低频振型是主要项,计算实践表明,式(6)一般取前 3~5 阶振型进行计算就足够了。

1.4 干扰能量法的最小安全系数

可以利用能量的观点得到如下的稳定安全系数:

$$K_s = \frac{\Delta U}{\Delta W} \quad (8)$$

由于干扰能量是标量,因此可极方便地进行局部和整体稳定性的分析。若考虑一个单元的稳定性,

只需计入相邻单元的作用力,便可计算 ΔU^e 和 ΔW^e ,则该单元的的稳定安全系数为 $K_s^e = \Delta U^e / \Delta W^e$ 。若考虑某一部分的稳定性,只需在上述基础上对该部分能量进行代数相加,便可得到这部分结构的总干扰内能 ΔU^I 和总外力功 ΔW^I ,从而求出部分的稳定安全系数为 $K_s^I = \Delta U^I / \Delta W^I$ 。

2 基于干扰能量法的基坑安全稳定评判

根据干扰能量法的基本理论,采用干扰能量法进行基坑稳定评判时,首先对基坑进行有限元应力应变分析,得出基坑的响应值(位移、应力、应变等)后,按式(6)和式(7)计算基坑的最不利干扰位移,最后按式(5)判断基坑的稳定性,同时可根据式(8)计算得出基坑支护结构的整体(整个支护体系)或局部(单根支撑或排桩杆件)的稳定安全系数。

以往工程中也常在进行结构的增量有限元分析后,根据塑性区的发展情况进行结构稳定评判,但该方法不能给出结构的稳定安全系数,只能对结构的稳定性进行定性评价,而干扰能量法可以给出结构的稳定安全系数,从而可以定量评价结构的稳定性。

3 工程实例

3.1 工程概况

润扬大桥南锚基坑长 67.7 m,宽 49.7 m,深 29 m,各土层的主要物理力学指标见表 1。支护结构采用围护桩加混凝土支撑体系支护,防渗体系采用冻结技术,使基坑周围土层内水冻结来达到防渗效果。

表 1 土层的物理力学特性

土 层	密度 ρ /(t·m ⁻³)	c /kPa	φ /(°)	R_f	k /kPa	n	G	F	D
浅层粘性土	0.878	16.5	35.0	0.70	133.5	0.59	0.23	0.09	4.71
深层粘性土	0.867	21.0	32.0	0.78	65.8	0.62	0.10	0.07	5.10
浅层砂土	1.031	13.0	31.0	0.68	82.3	0.60	0.15	0.08	4.83
深层砂土	1.082	30.0	37.0	0.67	172.8	0.81	0.24	0.09	4.95
岩 层	1.684	0	39.0	0.82	267.5	0.44	0.26	0.12	3.57

主要开挖及支护顺序如下:第一级,挖至地表下 2.00 m;第二级,浇注第一道支撑(地表下 2.00 m,高 0.7 m),挖至地表下 7.00 m;第三级,浇注第二道支撑(地表下 7.00 m,高 0.8 m),挖至地表下 10.50 m;之后,由于实际冻胀力比设计使用的冻胀力大得多,第一道支撑出现大量裂缝,在此情况下,在第二道支撑上部增加了一道加固支撑,此级没有进行开挖(地表下 6.20 m,高 0.9 m);第四级,浇注第三道支撑(地表下 10.50 m,高 0.9 m),挖至地表下 14.50 m;第五级,浇注第四道支撑(地表下 14.50 m,高 0.9 m),挖至地表下 18.50 m;第六级,浇注第五道支撑(地表下 18.50 m,高 0.9 m),挖至地表下 22.50 m;第七级,浇注

第六道支撑(地表下 22.50 m,高 0.8 m),挖至地表下 26.25 m;第八级,浇注第七道支撑(地表下 26.25 m,高 0.7 m),挖至地表下 29.00 m.

3.2 用干扰能量法评判结构的稳定性

首先计算出各道支撑及围护桩的内力.本文采用 MSC.Marc 软件进行三维非线性有限元计算,围护桩及支撑均采用三维八节点等参元,按弹性计算,土体按邓肯模型考虑其非线性特性,土体与排桩之间设有薄层单元,采用文献[9]中提出的三维薄层单元,网格图见图 1.在建模过程中,首先进行简化处理,按照对称性取整个结构的 1/4 进行分析,围护桩实际为圆形,为了建模的方便,采用刚度等效的方法等效为方形.由于开挖是非线性问题,采用增量有限元法模拟施工过程分八级进行计算(各工况见前述),叠加后得出每级开挖结束时基坑支护体系及土体的总位移和总应力.

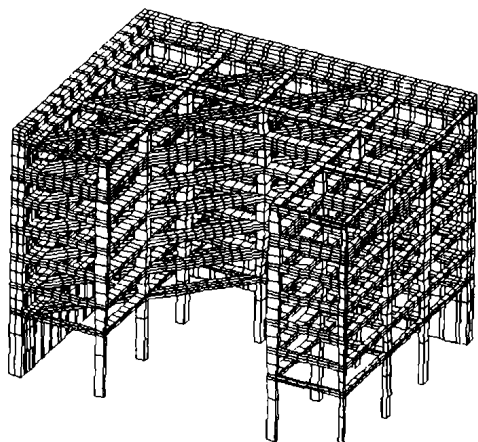


图 1 润扬大桥南锚基坑支护体系网格

在得到基坑支护体系的应力分布后,针对每一级开挖利用干扰能量法对基坑支护体系进行了稳定性分析,计算成果有基坑支护体系各部位的干扰能量值分布图和支护体系的稳定安全系数值.限于篇幅,本文只列举前三级开挖完成后以及基坑最终开挖完工后两种工况的计算成果.图 1~图 3 系采用 MSC.Marc 软件绘制而成.

3.2.1 前三级开挖完成后

图 2 给出前三级开挖完成后基坑支护体系的干扰能量分布情况.

基坑在前三级开挖完成后,支护体系各部位的干扰能量值均大于零,支护体系整体的干扰能量值为 3010 kN·m,此时基坑支护体系的整体稳定安全系数为 1.13.

从基坑支护体系各部位的干扰能量值具体分布情况可看出:基坑前三级完成后,基坑内支撑的干扰能量值高于排桩的干扰能量值,第二层内支撑的干扰能量值高于第一层内支撑的干扰能量值.而对同

一层内支撑而言,基坑中间部位的内支撑干扰能量值要高于靠近基坑壁的内支撑的干扰能量值.因此,由干扰能量法稳定性评判准则可得出如下结论:南锚基坑支护体系内支撑的稳定性总体要好于排桩,而第二层内支撑的稳定性要好于第一层内支撑.

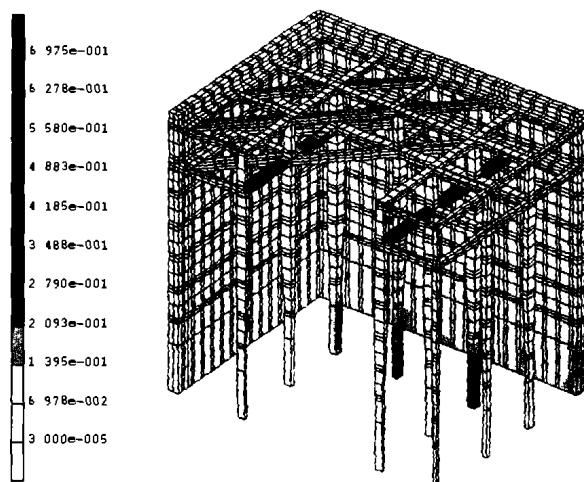


图 2 前三级开挖完成后基坑支护体系的干扰能量分布

3.2.2 基坑开挖完工后

图 3 为基坑开挖完工后支护体系的干扰能量分布图.

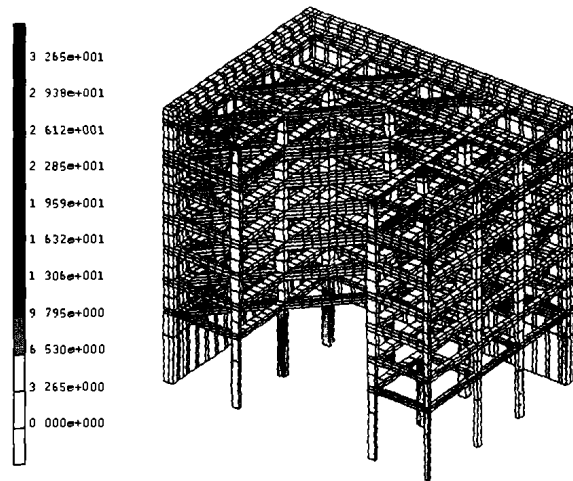


图 3 基坑开挖完工后基坑支护体系的干扰能量分布

南锚基坑开挖完工后,支护体系各部位的干扰能量值均大于零,整个支护体系的干扰能量值为 17220 kN·m,此时基坑支护体系的整体稳定安全系数为 2.01.

基坑开挖完工后,基坑支护体系干扰能量值总体分布规律与前三级开挖完成后的相近,也是表现出内支撑的干扰能量值高于排桩的干扰能量值.而对内支撑而言,第二层内支撑相对于其它各层内支撑干扰能量值为最大,按干扰能量法稳定性评判准则可得出第二层内支撑稳定性最好.同样,就同一层内支撑而言,基坑中间部位的内支撑干扰能量值要高于靠近基坑壁的内支撑的干扰能量值.

两种工况的干扰能量成果表明,南锚基坑支护体系各部位的干扰能量值均大于零,表明南锚基坑开挖过程中支护体系整体是稳定的.随着基坑开挖往下进行,一方面,基坑支护体系受到的冻胀力不再继续增加,另一方面,由于内部支撑及时发挥作用,使得基坑整体支护体系的受力更加均匀,最终表现为支护体系整体的稳定性在基坑开挖完工后的稳定安全系数值反而大于基坑在前三级开挖时的稳定安全系数值.

4 结 论

a. 本文对常见的稳定评判方法进行了比较,干扰能量法从理论上来看比较完善,由于干扰能量是标量,因此可极方便地进行局部和整体稳定性的分析.

b. 本文将干扰能量法应用于润扬大桥南锚基坑支护体系的安全稳定分析,效果很好.计算结果中,南锚基坑支护体系各部位的干扰能量值均大于零,表明南锚基坑是稳定的.同时应用干扰能量法得出前三级开挖完成后基坑支护体系的整体稳定安全系数为 1.13,基坑开挖完工后基坑支护体系的整体稳定安全系数为 2.01,这与实际监测得到的结果相符.

(上接第 14 页)

涌现,河流的生态修复也将更具实用性和可操作性.

3.2 建议

a. 今后对河流的开发和治理一定要在尽量不破坏河流生态环境的前提下进行,坚决避免先破坏后修复的不合理模式.

b. 注意到河流生态修复的多学科交叉性,修复方案不能有所偏颇,必须从各个方面进行完善.

c. 国内研究重点要向河道形态的修复领域扩展,做到纵横兼顾.

d. 加强宣传,让河流生态修复意识深入人心.特别是在城市河段,呼吁市民自觉爱护河边绿地,共创美好城市景观.

参考文献:

- [1] 刘树坤.刘树坤访日报告——河流整治与生态修复[J].海河水利,2002(5):64~66.
- [2] 刘晓涛.城市河流治理若干问题的探讨[J].规划师,2001,17(6):66~69.
- [3] 杨芸.论多自然型河流治理对河流生态环境的影响[J].四川环境,1999,18(1):19~24.
- [4] 吴道喜.荷兰的河道综合管理[J].水利水电快报,2001,22(10):6~7.
- [5] 徐国宾,任晓枫.河道渠化治理研究[J].水利水电科技

参考文献:

- [1] 杜建成,黄大寿,胡定.边坡稳定的三维极限平衡分析法[J].四川大学学报(工程科学版),2001,33(4):9~12.
- [2] 李朝国,陆金池,张林,等.综合法与超载法在沙坪 RCC 拱坝坝肩稳定分析中的应用[J].四川大学学报(工程科学版),1997,1(3):64~71.
- [3] 钱向东.复杂基岩稳定分析的弹塑性极限平衡法[J].河海大学学报(自然科学版),1999,27(6):16~19.
- [4] 冯兆祥.大型桥梁地基基础稳定性数值分析方法及监测系统理论的研究[D].南京:河海大学,2002.
- [5] 王建仁,张福林.基坑稳定的人工神经网络预测[J].建筑技术开发,2001,28(2):10~13.
- [6] 卓家寿,邵国建,陈振雷.工程稳定问题中确定滑坍面、滑向与安全度的干扰能量法[J].水利学报,1997(8):80~84.
- [7] 陈志坚,卓家寿,刘世君.干扰位移法及层状岩质边坡滑动边界的确定[J].岩石力学与工程学报,2000,19(5):630~633.
- [8] 高凌.工程稳定问题的干扰能量法[D].南京:河海大学,1993.
- [9] 高文华,杨林德,叶为民.板-土三维等厚接触单元模型及其应用[J].同济大学学报,1999,27(3):297~300.

(收稿日期:2003-08-25 编辑:熊水斌)

进展,2002,22(5):17~20.

- [6] 朱联锡,朱晓帆.在府南河下游修建生态河堤[J].成都水利,2000(3):36~37.
- [7] 张建春.河岸带功能及其管理[J].水土保持快报,2001,15(6):143~146.
- [8] 丁则平.国际生态环境保护和恢复的发展动态[J].海河水利,2002(3):64~66.
- [9] 侯起秀.21 世纪泰晤士河流域水资源规划和可持续发展战略简介(二)[J].海河水利,2002(2):61~64.
- [10] 张明,曹梅英.浅谈城市河流整治与生态环境保护[J].中国水土保持,2002(9):33~34.

(收稿日期:2003-08-04 编辑:傅伟群)

