第24卷第4期 西安工程学院学报 Vol. 24 No. 4
2002年12月 JOURNAL OF XI'AN ENGINEERING UNIVERSITY Dec. 2002

姑山矿东帮河堤防渗工程优化设计的有限元分析

邓立立[1]，陈征宙[1]，高元宝[2]，邓小鹏[3]

（1.南京大学 地球科学系，江苏 南京 210093；2.姑山矿业有限公司，
安徽 马鞍山 243000；3.东南大学 土木工程学院，江苏 南京 210096）

[摘要] 根据河堤和边坡的实际地质模型，基于线弹性理论的本构方程，通过有限元模拟分析，定量地揭示和模拟边坡及河堤的破坏、变形和失稳前后的过程和机制，探讨了高压及水流作用下防渗墙的破坏机理，并对边坡整治及河堤防渗加固提供可行的论证和建议。

[关键词] 有限元；边坡；堤；防渗墙；防渗加固
[中图分类号] TU431；TV543 [文献标识码] A [文章编号] 1007－9955(2002)04－0048－06

[作者简介] 邓立立(1978－)，男，硕士研究生，以为边坡稳定性评价及桩基受力性状分析为研究方向。

0 引言

姑山铁矿是马鞍山钢铁公司的重要铁矿石供应基地之一。矿区地处长江中下游平原的芜湖盆地北部，东临青山河。矿山露天采矿，现已成为一直径约1 000 m，最低高程为－88 m的矿坑，其年生产能力为100×10^4 t。矿区东侧80 m有南北走向的青山河。青山河河床深度4～10 m，河底宽30～50 m。矿区东侧埋藏有相当数量的优质铁矿石可供开采，然而由于青山河的存在，矿区东侧厚约50～60 m的第四系土层的渗透破坏将给整个采矿场的安全带来严重的威胁，因此需要整治东扩边坡及对河堤进行防渗加固。加固方案拟于边坡上－2 m、4 m平台或河堤处以旋喷桩组成复合防渗挡土墙(简称－2 m、4 m和河堤方案)，对边坡进行加固、止水。笔者旨在对三种方案进行数值模拟，从而找出最优方案。

(1) 影响河堤及边坡稳定的因素。

构成边坡的土层结构复杂、力学强度低，尤其是呈流塑状态的粉质粘土构成的坡体部位。

坡体内地下水向采场排泄，存在着较大的水头差，使坡体内产生较大的渗透压力，尤其在丰水期间。

土体边坡角的选择。一般认为，较缓的坡角可以减少坡体的块重，下滑力减小；但防渗墙是由土体支持的，如果削去过多的土体，必然导致墙体的失稳。

河流对堤坝底部有冲刷掏蚀的作用。

爆破产生的水平地震力，会导致坡体向临空面一侧坍塌。

(2) 防渗形式选择。

设计采用旋喷及摆喷加高压灌浆相结合的施工工艺形成防渗墙。砂卵石以上地层采用旋喷及摆喷，砂卵石以下地层采用高压灌浆。旋喷及摆喷顶面标高与地面或河堤相平，孔底标高伸入砂卵石层1 000 mm；注浆由砂砾卵石层顶板开始，注浆孔深入新鲜基岩1 000 mm。从防渗效果来看，防渗墙应嵌入基岩内一定的深度，并且嵌入越深，防渗效果愈好，但施工愈困难。国内外已建工程普遍的作法是将墙体嵌入基岩0.50～1.00 m，此次计算中，考虑到单元划分及计算的速率，选择墙体嵌入基岩深度为2.00 m，事实证明由此造成的误差是可以忽略不记的。

1 稳定性现状

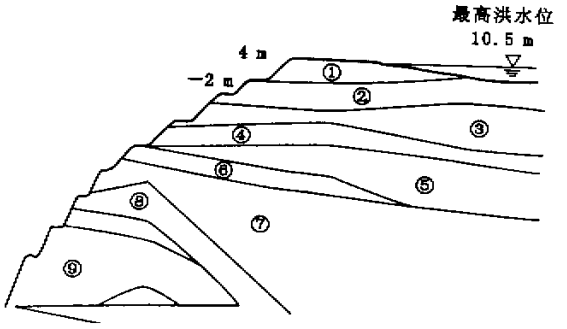
1.1 不良的工程地质、水文地质条件

姑山矿青山河段东南帮边坡座落在三叠系黄马

万方数据

[收稿日期] 2002－06－10

青组砂页岩之上，坡体由近水平土层组成，由下而上依次为坡积层、砂砾石层、亚粘土层、中细砂层、亚粘土粉细砂互层和人工堆积层，坡体以下为铁矿体（图 1）。坡体上方为青山河，最高河水位 10.5 m。



①人工填土；②粉质粘土与粉细砂互层（Q_4^{al}）；③中细砂（Q_4^{al}）；④粉质粘土（Q_3^{al}）；⑤卵砾石层（Q_3^{al}）；⑥坡积层（Q_4^{pl}）；⑦黄马青组（T_2h）；⑧辉长闪长岩（δ）；⑨铁矿（Fe_1，Fe_2，Fe_3）

图 1　姑山矿东帮青山河段边坡示意图

坡体整体位于常年河水水位之下，各土层均为饱水土层。地下水对边坡危害程度很大，特别是第四系边坡与地下水的关系更为密切。第四系地下水能降低边坡滑面上的有效正应力，从而减弱边坡的抗滑能力，同时它还软化边坡岩土、降低岩土本身的抗滑能力。由于动水压力的作用，砂土液化而易产生流砂，在砂层和砂砾石层因地下水向坡外渗流而可能产生“管涌”。由液化和管涌引起的边坡不均匀沉陷，使地表产生裂缝，最终导致第四系多个台阶的破坏。

1.2　河流是边坡及堤坝失稳的重要因素

由于姑山矿的东帮临近青山河，而青山河最高水位为 10.5 m，水压力相当可观，那么对背水坡而言，自身的覆重不谈，还要承受较大的外部荷载，容易引起边坡下滑；而对于迎水坡来说，底部受河水长期浸泡，易造成冲刷掏蚀，一旦坡脚被掏空，堤坝将失去支撑而塌陷。

2　数值计算模型

2.1　有限元模型及参数

现拟对河堤或 -2 m、4 m 平台筑防渗墙以达到防渗加固的效果，这就涉及到边坡稳定性及应力应变的一些计算分析。而对于土体及墙的应力应变分析，采用的是线弹性有限元计算模型[1]，程序由南京大学地球科学系编制，已先后应用于小浪底等国内大型工程，取得了良好效果，并在工程实践中不断丰富和完善，现已具备很强的计算功能。此次对姑山矿边坡的有限元计算采用的是精度较高的四结点等参单元，属二维平面应变问题[2]。对于防渗墙，墙体前后会出现较大的水头差，从而产生较大的渗透压力，在计算的时候，墙体前后的土体分别采用的是干湿容重，然后根据计算模型将渗透压力纳入有限元计算当中。计算选取的一些参数见表 1。

采矿时爆破的影响按地震烈度 7 度考虑，8 度校核，考虑到边坡及防渗墙的稳定性，在计算中分别对地震烈度为 7～9 度 3 种情况进行了计算，表 2 为各地震烈度相对应的影响系数[3]。

2.2　-2 m 和 4 m 方案计算剖面

该计算剖面是由边坡、河堤及防渗墙组成的，其中 -2 m 平台防渗墙厚度 $D_{-2}=1.0$ m，长度 $L_{-2}=35.5$ m，4 m 墙厚 $D_4=1.0$ m，长度 $L_4=44.0$ m。计算范围水平向（径向）取为 $X=375.0$m，垂直向

表 1　FEM 模型中所用的材料计算参数

序号	材料名称	弹性模量 E/kPa	泊松比 μ	容重 $\gamma_{湿}$/(kN/m³)	容重 $\gamma_{饱合}$/(kN/m³)	凝聚力 C/kPa	摩擦角 Φ/(°)
1	人工填土	45 000	0.375	17.9	18	15.6	23.34
2	粉质粘土与粉细砂互层	30 000	0.4	18.3	20	19	24.94
3	中细砂	70 000	0.35	19	19	16.2	31
4	粉质粘土	30 000	0.4	19.1	19.1	32.7	25.95
5	卵砾石层	500 000	0.3	20	21.7	21.6	31.35
6	坡积层	1 000 000	0.3	20	20.75	32.7	26
7	基岩	15 000 000	0.25	25	25	100	33
8	防渗墙	1 000 000	0.3	18	18	400	30

万方数据

表 2 FEM 计算采用的地震烈度及其影响系数

地震烈度	7 度	8 度	9 度
地震影响系数 Kc	0.1	0.2	0.4

(深度)取为 $Y=350.0$ m。剖分工作由人工原始剖分及计算机自动细分共同完成。在上部土层软弱区采用较细的单元，远离区(基岩)根据圣维南原理划分为较大单元，以提高计算的速率和精度，而中间过渡单元有不规则形状出现。共计单元4 112 个，结点12 585 个(包括自动生成的中间结点)。计算侧边界采用水平向约束，垂直向自由；底边界垂直向约束，水平向自由。所用的计算网格剖分如图 2 所示。

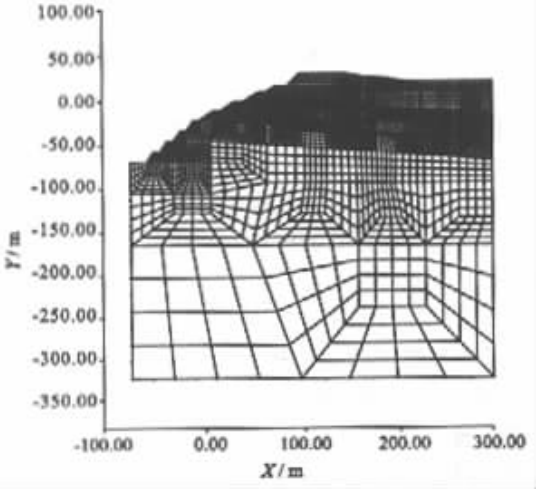


图 2 −2 m,4 m 方案计算剖面单元剖分图

2.3 河堤方案计算剖面

河堤方案防渗墙厚度 $D_{河堤}=0.4$ m，长度 $L_{河堤}=67.4$ m。计算范围水平向(径向)取为 $X=130.0$ m，垂直向(深度)取为 $Y=160.0$ m。共计单元2 384个，结点 7 321 个(包括自动生成的中间结点)。约束情况及划分原则跟前述相同，计算网格剖分如图 3 所示。

3 计算成果及分析

3.1 位移场和应力场分布规律

(1)位移趋势呈现出明显的分区性，在边坡深层稳定区域位移主要以竖向压缩位移为主，水平位移较小，变形主要发生在上部土层，且随着边坡高度增加，土层出露越厚的地方，竖向位移呈现明显的上升趋势；顺坡和坡顶的浅层土不仅具有较大的竖向位移，而且具有较大的水平位移，在地震力逐级加大的情况下，呈明显的坍塌趋势[4]。

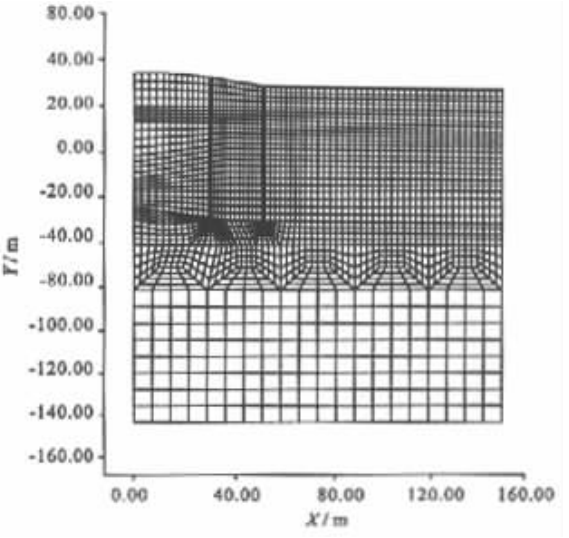


图 3 河堤方案计算剖面单元剖分图

(2)最大主应力以压应力为主，最小主应力主要是拉应力。在深部基本上为最大主应力呈竖向、最小主应力呈水平向分布。靠近表层，主应力方向偏转，最大主应力为顺坡方向，最小主应力与坡面垂直。最小主应力基本上随深度变化均匀增加，在表层的分布规律较复杂。受软硬地层组合结构的影响，最大主应力分布规律较复杂，一般情况下，对软硬相间的地层，软层部位最大主应力较小，而硬岩的最大主应力较大[5]。在各个剖面的坡顶表层部位均出现有一定的主拉应力区，其位置与卸荷裂隙的发育区基本一致。以上分析基于图 4,5。

3.2 防渗墙应力分析

(1)−2 m 方案。−2 m 方案的防渗墙横截面正应力变化比较复杂(图 6)，沿墙身由浅至深呈现较为复杂的形态。

由于墙根部嵌入基岩(图 7)，可视为固定端，从材料力学上来看墙可简单看作一悬臂梁，受水压力和土压力的双重影响，梁产生弯曲，则墙在迎水侧横截面的应力为拉应力，但不同深度土层的工程性质有差异，如与中细砂层相邻的粉质粘土粉细砂层和粉质粘土层相对软弱，中细砂层则可看作坚硬层，在这一区段墙又可简化为一悬臂梁，应力表现为拉应力；而粉质粘土层两侧的砂层和砾石层都为相对坚硬层，则这一段可看作一简支梁，那么荷载作用的一侧即迎水侧的横截面正应力将表现为压应力；再往

万方数据

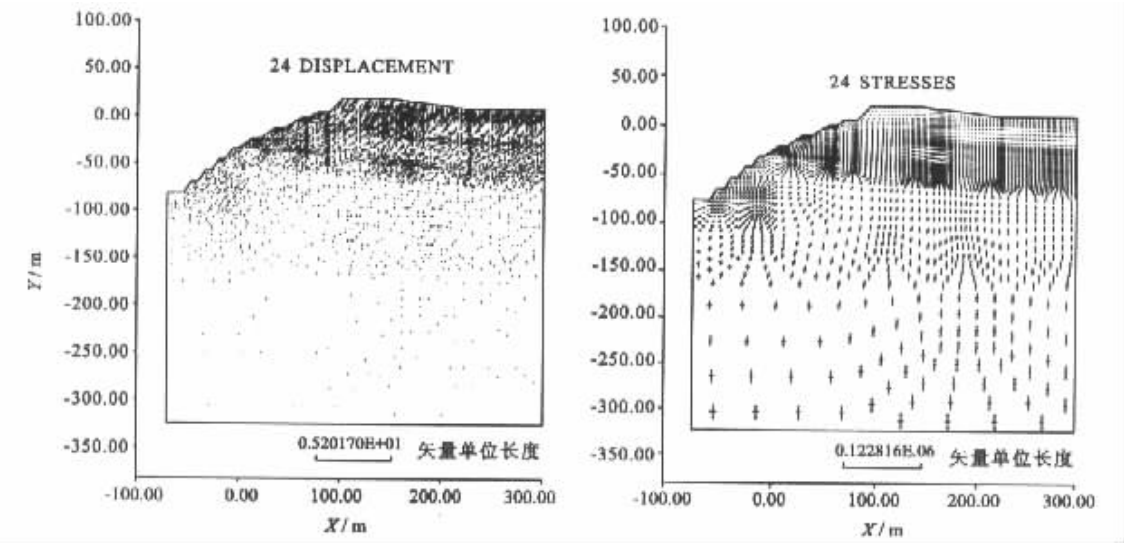


图 4　－2 m 方案的位移及应力矢量图($Kc = 0.1$)

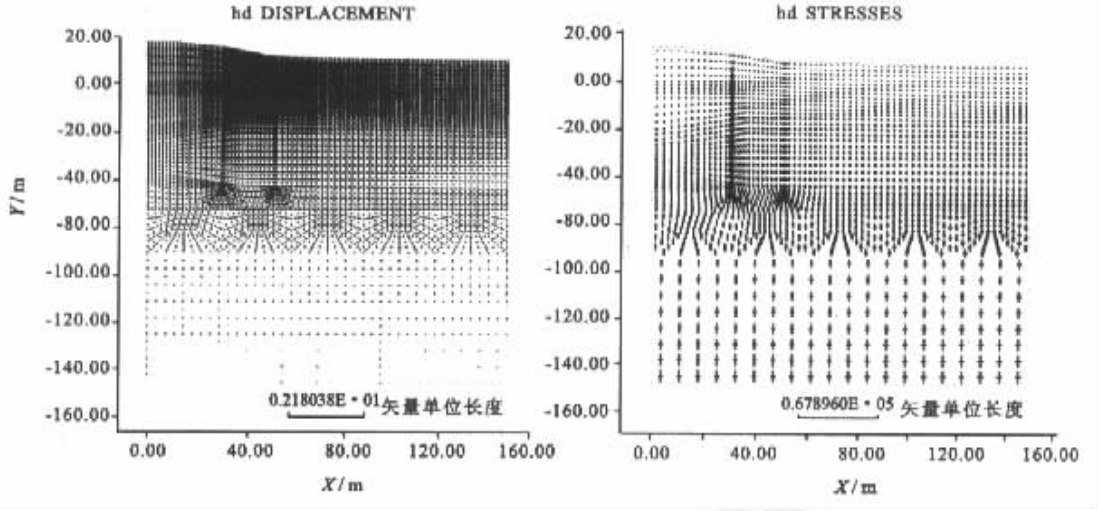


图 5　河堤方案的位移及应力矢量图($Kc = 0.1$)

深处,由于嵌入基岩,砾石层的工程性质比基岩差,所以这一段可视为半悬臂半简支梁,以悬臂梁为重。综合来看,墙便可粗略分为以上的三段梁。

由于－2 m 方案力学性状过于复杂,稳定性较差,在此不再考虑。

(2)4 m 方案。坡积层以上的土层是位移的集中带,是不稳定因素的存在地区(图 8);基岩的位移较小,在此不再考虑;防渗墙有应力集中,是我们研究的主要对象。4 m 墙内迎水侧横截面正应力基本上以压应力为主,由深至浅略有增长,在粘土层与砾石层交界处有应力突变,表现为较大的拉应力,另外在嵌岩的部位也有拉应力出现。地震烈度对墙稳定性的影响是明显的,度数越大,应力值越大。4 m 墙只有在 9 度地震力下最大拉应力才超过 1 MPa,7,8

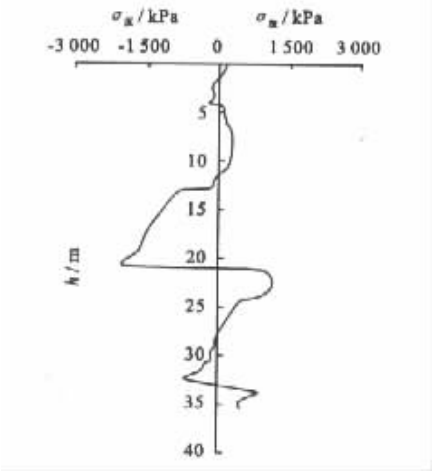


图 6　－2 m 墙内迎水侧横截面正应力变化图($Kc = 0.1$)

万方数据

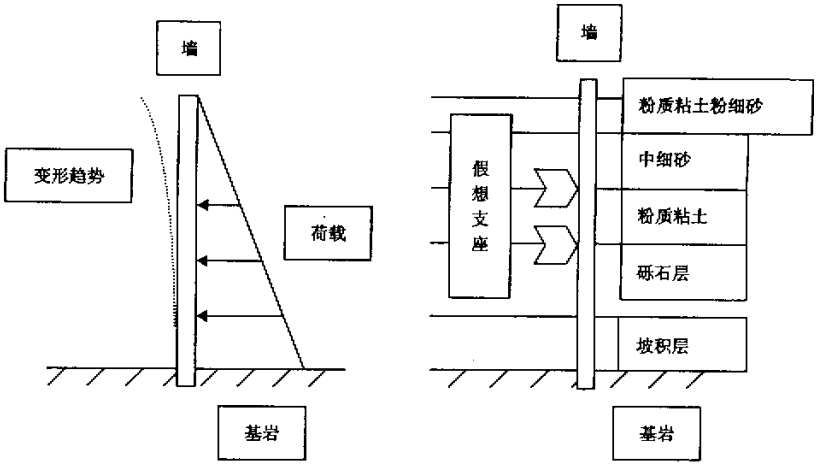


图 7 墙体受力机制示意图

度能满足强度要求。

(3)河堤方案。河堤防渗墙内迎水侧横截面正应力变化如图 9。

从应力变化图可以看出，在墙体内迎水侧，横截面的正应力都为负值，乃压应力；在墙的上部和中部，随着深度的增加，压应力基本呈线性递增之势，在深度 40 m 左右达到峰值，之后迅速回落，并且稳定在一个数值上，而这一应力突变之处恰好为粉质粘土与砾石层交界的地方，之所以出现这种情况，是由力学传递特性决定的。墙自身的强度大于各地层的强度，在力学上为“刚体”，应力扩散的时候，墙身必然有应力集中，墙将承担更多的力；而对于土层来说，同时也要扩散应力，但由于各土层的工程性质有别，它们所分担的力也各不相同，砾石层的强度较其他土层的大，它帮助墙体分担的应力也就相对为大，因此在墙体植入砾石层的部分，墙内的应力就较小。同样的道理，细心一点还可以发现，在应力图上，墙深度大约 20～30 m 处也有一个小的凹陷，这个部分的土层为中细砂，相对于与之相邻的粉质粘土和粉细砂而言，它又是一个相对的‘硬层’。

另外，地震烈度的变化对墙体内应力的变化趋势影响似乎不大，但随着地震力的增大，应力也随之变大，在 7～9 度地震力下，墙体内迎水侧横截面最大压应力分别为 8.805 MPa、9.112 MPa 和 9.725 MPa。

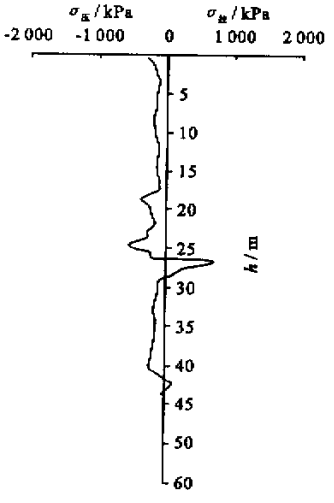


图 8 4 m 墙内迎水侧横截面正应力变化图($Kc = 0.1$)

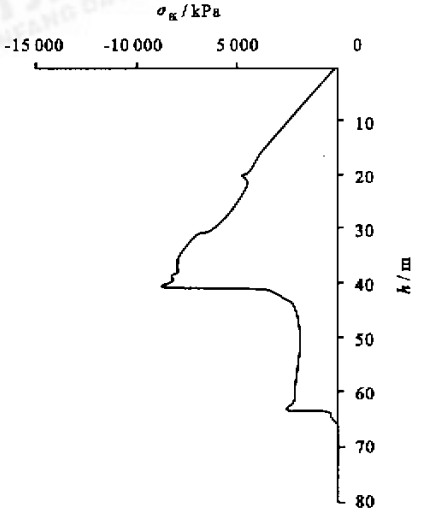


图 9 河堤防渗墙内迎水侧横截面正应力变化图($Kc = 0.1$)

4　结论

(1)影响边坡及河堤失稳的因素是多重的,归纳起来主要有构成边坡的地层复杂、强度较低、水压力及水的冲蚀力、爆破带来的地震力等。

(2)背水坡坡型较陡,地形地层复杂,临空面较大,在此筑防渗墙,力学性状过于复杂且远离河隔水性能不佳;而在河堤上筑墙,不仅较 4 m 方案墙稳定,最主要的是防渗效果将大大提高,毕竟防渗墙的主要作用应是挡水,用这么薄的墙去支护如此庞大的土体是不现实的。

(3)由于防渗墙的弹模比周围土层大的多,坝体自重和水体的部分压力会通过土层传到墙上,这种力可能达到很大数值,如果设计不当,墙内应力过大,可能导致墙体破坏[6]。因此建议采用柔性支护筑墙,数值模拟的结果也显示,墙的厚度越厚,即刚性越大,墙体的应力值越大,越容易破坏。墙厚应与止水效果结合起来,而不是简单地从力学分析上来考虑。

(4)两种方案基本能满足 7 度地震力的设计要求,甚至可以达到 8 度,但在 9 度的情况下,部分边坡将失稳,防渗墙有被破坏的危险。

(5)在不同地层分界处,由于工程性质有差异,在此会有应力突变,特别是粘土层与砾石层交界处应力很大(墙的最大应力即出现在此),建议在这些地方用灌浆加固。

(6)河堤迎水面的坡脚易受河水冲刷而被掏蚀,可以考虑在河堤迎水面上加固,如堆砌大石等,如果在漫滩上筑墙,挡水效果更好,而且对河堤的迎水坡也有很好的支护,这是今后值得研究的课题。

[参 考 文 献]

[1] C S 德赛,J F 阿贝尔. 有限元素法引论[M]. 北京:科学出版社,1978. 77～116.

[2] 程谦恭,胡厚田,彭建兵,等. 高边坡岩体渐进性破坏粘弹塑性有限元数值模拟[J]. 工程地质学报,2000,8(1):25～30.

[3] 地震工程概论编写组. 地震工程概论[M]. 北京:科学出版社,1985. 128～131.

[4] 钱家欢,殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京:中国水利水电出版社,1996. 44～90.

[5] 刘德富,彭辉,田斌. 水布垭水电站马崖高边坡稳定性研究[J]. 武汉水利电力大学(宜昌)学报,2000,22(1):5～10.

[6] 朱俊高,殷宗泽. 高土石坝混凝土防渗墙弹塑性应力变形分析[J]. 水利学报,1997,7(7):19～23.

ANALYSIS WITH FEM ON OPTIMIZING THE CUT－OFF DESIGN OF GUSHAN MIN'S EASTERN DIKE

DENG Li-li[1], CHEN Zheng-zhou[1], GAO Yuan-bao[2], DENG Xiao-peng[3]

(1. *Dept. of Earth Science, Nanjing Univesity, Nanjing* 210093, *China*; 2. *Gushan Iron Openpip Ltd. co, Maanshan* 243000, *China*; 3. *College of Civil Engineering, Southeast Univesity, Nanjing* 210096, *China*)

Abstract: According to the practical geology model of dike and slope, by means of the finite element analysis with the constitutive equation based on the elasticity, the process and mechanism of rupture, deformation and failure are simulated and the failure mechanism of cut－off wall by high pressure and water flow is. Also viable suggestions for dredging of slope and cutting－off reinforcing of dike are given.

Key words: Finite Element Method(FEM); slope; dike; cut－off wall; cut－off reinforcement

万方数据