

文章编号: 1000-7598-(2008) 增-123-06

框格式地下连续墙非线性分析及稳定计算

孔 科, 楚锡华, 徐远杰

(武汉大学 土木工程学院, 武汉 430072)

摘 要: 根据地质及结构特点, 建立了能反映框格式地下连续墙力学特性的典型子模型, 即槽段有限元模型。基于 ABAQUS 有限元软件, 采用经典的摩尔-库仑 (Mohr-Coulomb) 屈服准则、非关联流动法则, 对框格式混凝土连墙槽段进行了施工全过程模拟, 详细分析了结构在最不利工况下混凝土连续墙的应力与变形, 还用强度折减有限元方法分析了该最不利工况下结构的整体稳定性, 论证了框格式连续墙这种地基处理方式的合理性与可行性, 地下连续墙在应力变形及稳定方面能满足工程需要。

关 键 词: 闸坝; 框格连续墙; 应力变形分析; 非线性有限元; 稳定

中图分类号: U 455.4

文献标识码: A

Nonlinear and slope stability analysis of underground continuous wall built as sashes

KONG Ke, CHU Xi-hua, XU Yuan-jie

(School of Civil and Architectural Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: According to the characteristics of the geology and structure, a sub-model which contains the mechanical characters of the underground continuous wall is built. Based on ABAQUS software, Mohr-Coulomb failure criterion and non-associated flow rule are used to simulate the course of construction. The stresses and displacements of the structure are analyzed amply. Meanwhile, based on the strength reduction method, the stability of the structure is studied. The results show that the constructing method of the ground sill using underground continuous wall is reasonable and feasible. So, the underground continuous wall can satisfy the requirement of engineering.

Key words: sash-shaped; continuous wall; stress-strain analysis; nonlinear finite elements; stability

1 引 言

在我国西部水电开发中, 经常面临沙砾石深覆盖层或 IV~V 类软岩的基础处理与加固问题。对于闸坝或闸室一类永久性低水头水工建筑物, 其地基处理的常规方式^[1]是将所在基材料全部开挖、置换成混凝土, 以保证基础的承载力与建筑物的安全需要。混凝土置换方式加固基础的优点是施工过程简单易行, 但带来的缺点是工期较长, 开挖量大, 同时也会给工程的临时导流布置方案造成困难, 影响工程的建设周期, 并使工程的经济性指标下降。

本文研究采用框格式地下连续墙方案加固处理

沙砾石深覆盖层或 IV~V 类软岩基础的应力变形问题。框格式地下连续墙结构对施工环境和地质条件没特殊要求。其加固基础的工作原理是通过分次开挖或冲击钻机连锁成孔, 筑成桩排式或槽段式地下连续墙, 施工工程与土坝混凝土防渗墙或坝基透水层的防渗帷幕相似^[2-3], 所不同的是框格式地下连续墙不仅可以起防渗效果, 而且还与沙砾石深覆盖层或 IV~V 类软岩一起组成复合基础, 共同承担上部结构传递的垂直与水平荷载, 形成临时或永久性结构基础。

本文以我国某水电工程为例, 采用非线性有限元的过程模拟方法, 研究这类框格式地下连续墙在

施工期与永久运行期等阶段的应力变形问题。所研究的主要控制性条件包括：（1）厂房基坑明挖时，框格式地下连续墙与临时导流明渠道墙一起承担挡土与挡水荷载，作为导流明渠道墙结构一部分；（2）在厂房与闸坝竣工后，部分地下连续墙会成为泄洪闸坝段永久性运行建筑物的基础。由此阐明框格式地下连续墙在不同典型阶段的应力变形特点和分布规律，为此类地基处理与加固方案提供合理性与可行性的依据，并可为同类水电工程的设计提供参考。

2 计算条件

2.1 工程简介及地质条件

某水电站装机容量为 600 MW，水库正常蓄水位为 1 015.00 m，总库容为 $0.912 \times 10^4 \text{ m}^3$ ，水库以发电任务为主，兼具日调节性能。泄洪闸坝段长 125 m，建基面高程为 984.0 m。此坝段左侧位于河床深切部位，覆盖层最大厚度约为 37.66 m，主要分为 2 层（从下向上），第 1 层主要为砂卵砾石层，第 2 层为粉砂质黏土层。第 1 层覆盖层以下主要为 IV 类岩体，部分地方为碎裂结构 IV 级岩体，IV 类岩层以下主要为 III 类岩体；右岸滩地内侧，基岩面高程为 980~990 m。另外，还存在 2 个比较大的断层（图 1 中左侧高层标注 947.3 m 为厂房基坑开挖最终高层）。

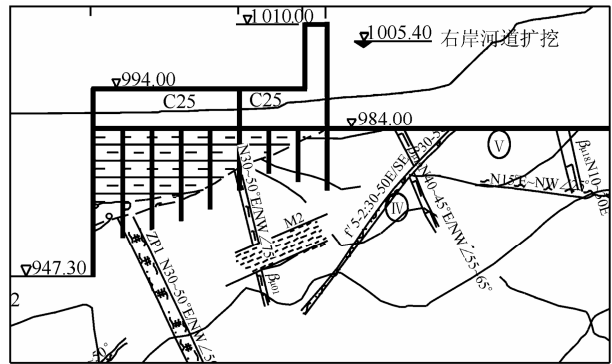


图 1 施工期连续墙布置状态图
Fig.1 Disposal state of continuum wall in constructing period

2.2 面临问题及解决方法

地框墙结构能否在应力变形以及稳定性方面能否满足结构的工程需求事本文所面临的问题。

本文主要采用摩尔-库仑（Mohr-Coulomb）屈服准则及非关联流动法则。另外，还选取了强度折减有限元法对结构整体稳定安全系数作了评估。由试验所得的材料参数（表 1），材料分区见图 2。

表 1 计算采用的材料物理力学参数

材料类型	γ_d /(kN/m ³)	E /MPa	ν	c /MPa	φ /(°)
地框墙和闸室混凝土	25.00	28 000	0.167		
III 类岩体	27.00	8 000	0.20	0.50	48.99
IV 类岩体	27.00	5 500	0.20	0.25	38.66
V 类岩体	27.00	800	0.26	0.15	33.02
F1 断层	23.25	1 000	0.25	0.01	17.74
M4、M5 等裂隙密集破碎带	25.00	2500	0.22	0.10	30.96
第 1 层覆盖层（砂卵砾石）	23.25	55.0	0.33	0.008	27.69
第 2 层覆盖层（粉砂质黏土层）	19.15	17.5	0.35	0.010	19.77

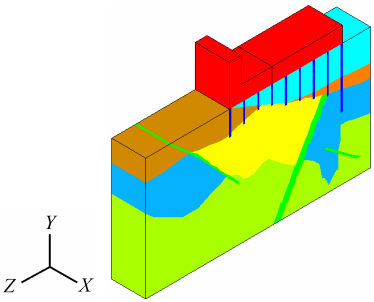


图 2 材料分区图
Fig.2 Sub-area of materials

2.3 计算荷载、材料参数与工况

由于槽段模型是闸室段模型的典型子结构，在上下游方向地框墙均与相邻框墙结构相连，顺河向方向上由于整体结构比较大，所以此方向位移忽略，在横河向方向上，该子结构可以随整体结构产生水平位移，同时还能产生垂直方向的位移，所以在地框墙的上下游 2 个面上只施加了该面上的法向约束；计算模型 4 周与周围地基相连，均可产生垂直方向位移，而法向的位移可以忽略，所以计算模型的四周也只施加对应面的法向约束，整个模型的底部只施加垂直方向的约束。

由于此计算主要是为了给这种地基处理方式的合理性与可行性提供依据，所以计算中对结构的施工过程做了详细的模拟，包括初应力场计算、地框墙施工、闸室前期结构施工、明渠道流和厂房基坑开挖等 5 个步骤，其中厂房基坑开挖分成 5 个开挖子步实现，施工结束的最终状态见图 3。

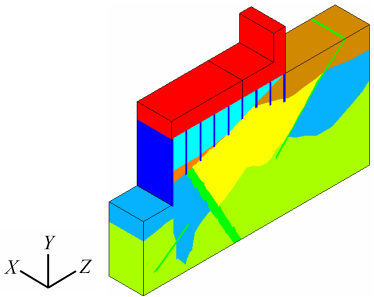


图 3 施工结束状态图
Fig.3 The finishing state of construction

在模拟的整个过程中，结构所受的荷载主要为重力。从明渠导流开始，导墙及明渠底板上会受到水压力作用，计算中模拟了明渠中水位从 0.0 m 到 21.7 m 的涨水过程，在厂房基坑开挖阶段水位保持在 21.7 m 不变。非线性过程模拟及各工况下荷载组合情况见表 2。

表 2 一期围堰运行期间闸室段施工过程模拟步骤

分析步	模拟过程	荷载组合
1	初始应力场计算	①
2	地框墙施工~竣工	①+②
3	闸室段前期（明渠左导墙）混凝土施工~竣工	①+②+③
4	一期围堰运行期、明渠导流	①+②+③+④
5~9	明渠导流+厂房基坑开挖~竣工	①+②+③+④

注：①覆盖层、砂卵砾层、II~V类岩石、破碎带、断层等自重；②地框墙混凝土自重；③闸室前期（明渠左导墙）混凝土自重；④作用于导流明渠底板及闸墩侧墙（明渠左导墙）上的静水压力。

2.4 有限元模型

本文主要对闸室段框格式地连墙建立了槽段模型并进行了重点分析。槽段模型是指选取在地质条件及结构方面具有代表性的部位所建立的包括一个完整框格及该框格两侧的半格的模型（相当于 2 个完整框格）。由于闸室段结构顺河向长度比较大，所以顺河向变形是比较小的影响因素，另外，加上厂房基坑开挖，导流明渠临时导流，都使得结构的横河向位移及稳定成为影响结构安全的主要因素，所以选取了槽段模型进行模拟。

根据圣维南原理，为了正确地反映地基对结构应力的影响，必须选取与结构连接的地基与结构一起作为计算对象^[4]。模型选取范围大致为：最左侧地框墙外侧 15 m，最右侧地框墙外侧 44 m（即达到导流明渠中间位置），计算范围最小高层为 906 m。在闸室底板位于 6[#]地框墙的部位设置了结构缝（见图 3，从左到右地框墙编号为 1[#]~9[#]，以后涉及到的地框墙编号约定与此同），整个模型均采用 6 节点及 8 节点实体单元。共划分单元数 14 952，节点数为 165 495。计算模型及其网格见图 4~5。

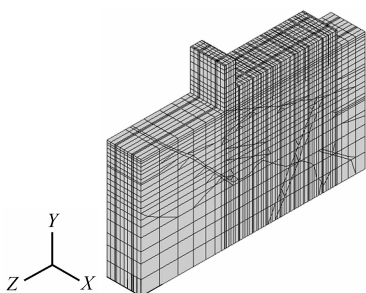


图 4 整体结构网格划分
Fig.4 Mesh of the whole model

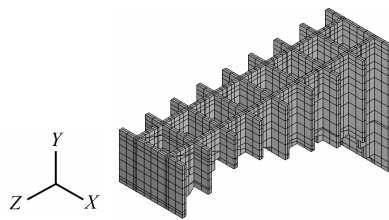


图 5 连续墙网格图
Fig.5 Mesh of continuum wall

3 计算结果分析

3.1 位移结果与分析

方向约定：顺河向为正 X 方向，竖直向上为 Y 方向， Z 方向根据右手法则确定。

由图 6~7 可知，结构的最大水平位移发生在 9[#]地框墙顶端，大小约 2.0 mm 左右，最大垂直沉降亦发生在 9[#]地框墙上，约 1.8 mm。结构的不均匀沉降不超过 1.6 mm。可见结构的位移都非常小，水平位移与垂直方向高层差之比远远小于工程上安全性评价标准（即倾斜度为 1%），在位移方面满足工程需求。

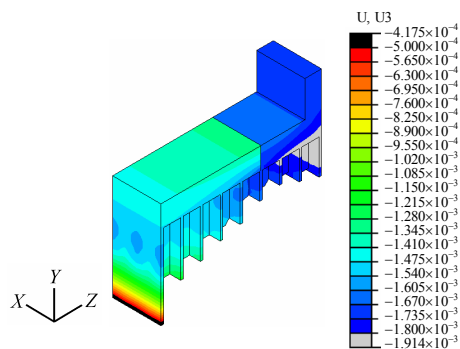


图 6 横河向水平位移图（单位：m）
Fig.6 Displacement in direction of crossing river (unit: m)

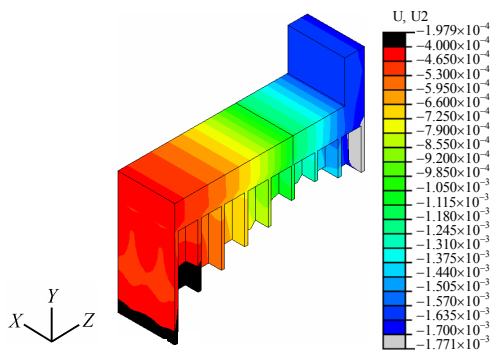


图 7 垂直沉降图（单位：m）
Fig.7 Displacement in direction of vertical (unit: m)

3.2 应力结果与分析

由图 8~13 可知，9[#]墙顶部及闸室底板上产生

了 0.4 MPa 左右的垂直拉应力, 1[#]地框墙底部河道方向外侧产生了 1.0 MPa 左右压应力, 其他部位该应力均比较小。9[#]地框墙嵌岩端及与 1[#]地框墙相连的横河向隔墙的中部位置产生了约 0.27 MPa 左右的横河向水平拉应力, 7[#]墙顶端闸室底板结构缝处产生了约 0.6 MPa 左右的横河向水平压应力。9[#]墙明渠方向外侧产生了 0.344 MPa 左右的顺河向水平拉应力, 而该应力值在 1[#]墙外侧出现了 0.3 MPa 左右的压应力。2[#]墙及 8[#]与 9[#]之间的横河向隔墙嵌岩端附近产生了最大约 0.53 MPa 左右的横河向水平剪应力。

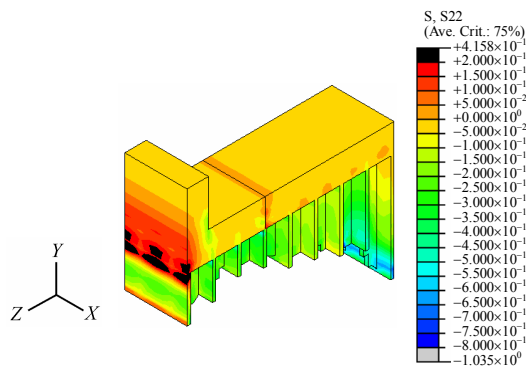


图 8 Y 方向正应力 (视角 1, 单位: MPa)
Fig.8 Stress in direction Y (visual angle 1, unit: MPa)

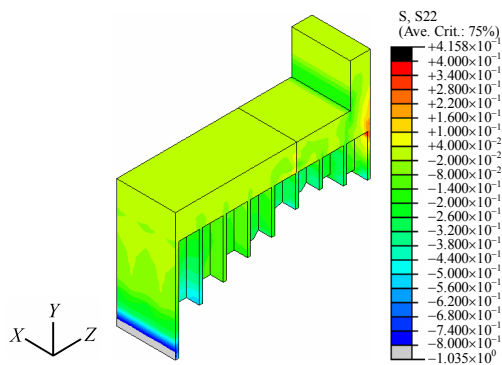


图 9 Y 方向正应力 (视角 2, 单位: MPa)
Fig.9 Stress in direction Y (visual angle 2, unit: MPa)

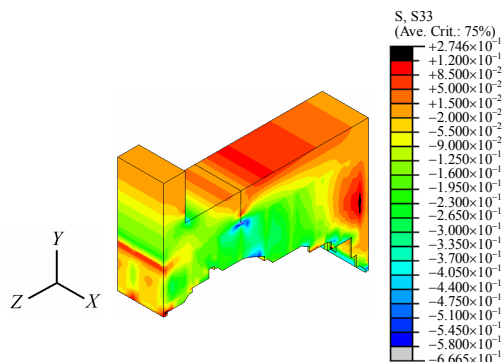


图 10 Z 方向正应力 (单位: MPa)
Fig.10 Normal stress of the in direction Z (unit: MPa)

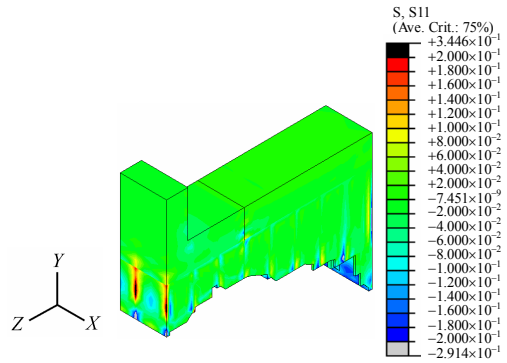


图 11 X 方向正应力 (视角 1, 单位: MPa)
Fig.11 Normal stress in direction X (visual angle 1, unit: MPa)

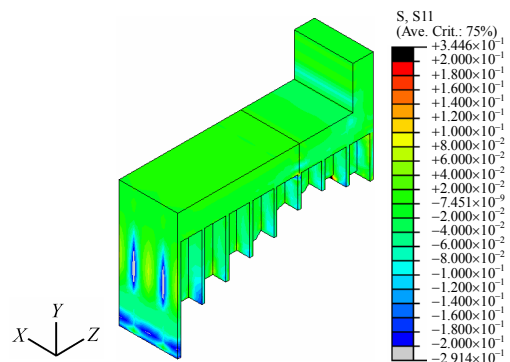


图 12 X 方向正应力 (视角 2, 单位: MPa)
Fig.12 Normal stress in direction X (visual angle 2, unit: MPa)

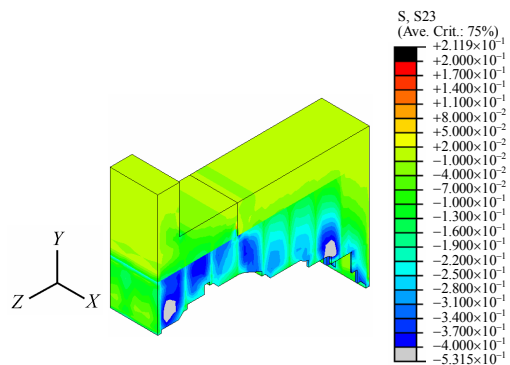


图 13 YZ 方向剪应力 (单位: MPa)
Fig.13 Shear stress in direction YZ (unit: MPa)

4 地框墙稳定性分析

4.1 强度折减法计算原理

Duncan (1996 年)^[5]指出, 边坡安全系数可以定为使边坡刚好达到临界破坏状态时, 对土的剪切强度进行折减的程度。通过逐步减小抗剪强度指标, 将 c 和 φ 用一个折减系数 F_s 按照式 (1) 所示的形式进行折减, 得到虚拟抗剪强度指标 c_F 和 φ_F

进行有限差分分析, 反复计算直至边坡达到临界破坏状态, 此时采用的强度指标与岩土体原有的指标之比, 即为该边坡的安全系数 F_s , 公式为

$$\left. \begin{aligned} c_F &= c/F_s; \\ \varphi_F &= \arctan(\tan(\varphi)/F_s) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: c 为材料的凝聚力; φ 内摩擦角; F_s 为每次计算的折减系数, 临界状态的折减系数 F_s 为边坡的安全系数。

赵尚毅、郑颖人^[6]等通过比较毕肖普法和强度折减法的安全系数定义, 认为二者安全系数具有相同的物理意义, 强度折减法在本质上与传统方法是一致的。

4.2 强度折减法破坏标准

强度折减法判定破坏的标准比较多: 用强度折减有限元方法分析边坡的稳定性通常采用解的不收

敛性作为破坏标准 (Zienkiewicz 和 Taylor, 1989 年), 在用户指定的收敛准则下算法不能收敛, 表示应力分布不能满足土体的破坏准则和总体平衡要求, 意味着出现破坏^[7-8]; 根据塑性区的范围及其连通状态作为判断依据等^[9]。

本文所研究的地框墙结构相当于挡土墙, 所以要想整体结构的塑性区发展到完全贯通的状态几乎不可能, 所以本文的判断依据为有限元计算的不收敛性, 即在制定的收敛准则下算法不能收敛, 则表示应力分布不能满足土体的破坏准则和总体平衡。

4.3 强度折减法计算结果分析

在计算中对除了闸室及地框墙结构材料外的所有材料进行同步强度折减。计算可得结构的安全系数约为 1.6。而在各折减系数下土岩体的塑性应变区见图 14。

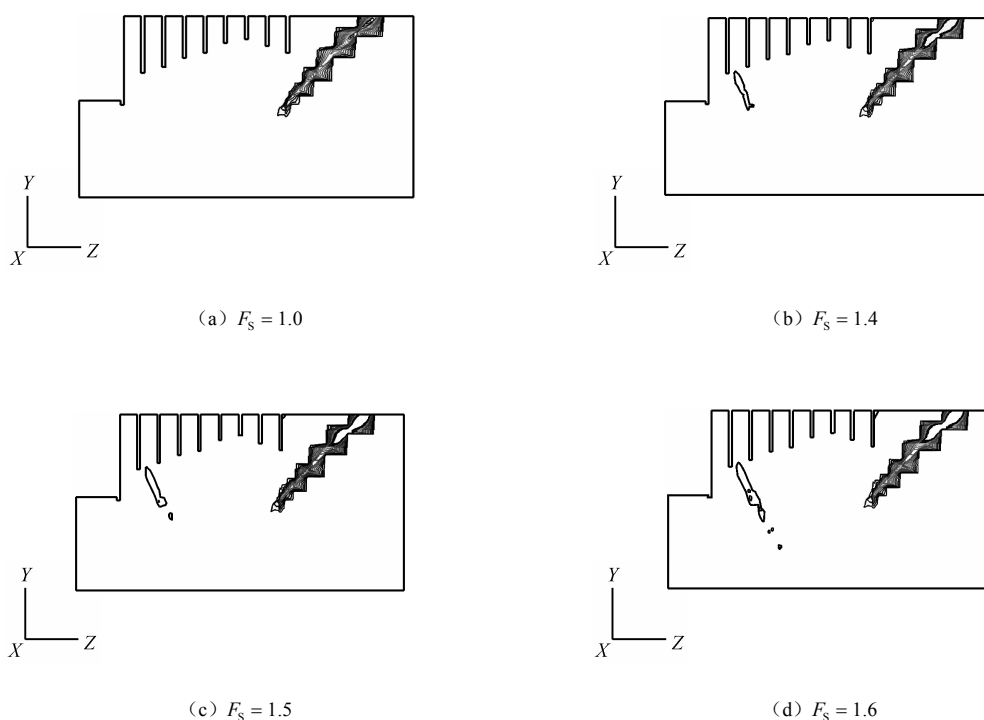


图 14 塑性应变分布区随强度折减系数 F_s 的变化过程

Fig.14 Development of the plastic strain zone varying with the SSFR F_s

由计算结果可知, 塑性应变区主要产生于右侧断层处, 而左侧断层处的应变区非常小, 随着这间系数的增加, 塑性应变区逐渐增大。但是由于地框墙的作用, 使得塑性应变区只是在局部位置产生。

5 结 论

采用框格式地框墙这种地基处理结构, 模拟了整个施工过程, 由计算结果可得出如下结论:

(1) 结构的横河向水平位移和垂直沉降最大不超过 2 mm, 与结构尺寸相比微不足道, 且不均匀沉降非常小。

(2) 垂直方向拉应力主要产生在 9#地框墙顶端附近, 最大约 0.4 MPa 左右, 其余部位几乎不存在拉应力, 9#地框墙嵌岩端及与 1#地框墙相连的横河向隔墙的中部位置产生了约 0.27 MPa 左右的横河向水平拉应力, 闸室底板结构缝位置产生了约 0.6

MPa 左右的横河向水平压应力; 9[#]墙明渠方向外侧产生了 0.344 MPa 左右的顺河向水平拉应力, 而该应力值在 1[#]墙外侧出现了 0.3 MPa 左右的压应力。混凝土抗拉强度就能满足其要求。

(3) 2[#]墙及 8[#]与 9[#]之间的横河向隔墙嵌岩端附近产生了最大约 0.53 MPa 左右的横河向水平剪应力。

(4) 根据强度折减有限元法知该结构的整体稳定性安全系数约为 1.6, 而且基岩塑性区主要分布在右侧断层的区域, 左侧断层的塑性区非常小, 贯通状况几乎不存在。

(5) 采用框格式地框墙这种方式处理地基, 框墙结构无论在应力位移, 还是在整体稳定性方面均能很好的满足工程需要。

另外, 采用此结构还能减少开挖量, 缩短工期, 对于工程临时导流, 建设周期及工程经济性指标均有一定的改善。

参 考 文 献

- [1] 麦家煊, 陈铁. 水工结构工程[M]. 北京: 中国环境科学出版社, 2003.
- [2] 滕延京. 建筑地基基础设计规范理解与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [3] 孙更生, 郑大同. 软土地基与地下工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1984.
- [4] 朱一飞, 郝哲, 杨增涛. ANSYS 在大坝数值模拟中的应用[J]. 岩土力学, 2006, 27(6): 965—968.
- [5] DUNCAN J M. State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, 1996, 122(7): 577—596.
- [6] 赵尚毅, 郑颖人, 时卫民, 等. 用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 333—336.
- [7] UGAI K, LESHCHINSKY D. Three dimensional limit equilibrium and finite element analysis: a comparison of results[J]. **Soils and Foundations**, 1995, 35(4): 1—7.
- [8] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. **Geotechnique**, 1999, 49(6): 835—840.
- [9] 栾茂田, 武亚军, 年廷凯. 强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J]. 防灾减灾工程学报, 2003, 23(3): 1—8.