

三峡船闸边坡反分析以及稳定性和整体安全储备能力评价

刘耀儒 周维垣 陈欣 吴荣宗
(清华大学水利水电工程系 北京 100084)

摘要 基于三峡船闸高边坡的稳定和变形问题的重要性,采用弹-粘弹塑性西原模型,依据监测成果和开挖揭露的地质资料,对边坡岩体力学参数进行了反馈分析。并根据反演分析得到的力学参数,对三峡船闸进行了三维非线性有限元分析,对其稳定性和整体安全储备能力进行了评价。

关键词 三峡船闸,弹-粘弹塑性西原模型,反馈分析,稳定性,整体安全

分类号 TV 698.2⁺1

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2001)05-0627-06

1 概述

三峡工程永久船闸是在山体中深挖形成的,五级船闸主体结构段全长为1607 m,每个闸室有效尺寸为280 m×34 m×5 m(长×宽×槛上最小深度),直立坡高近70 m,最大坡高为170 m,开挖部位有较大的水平地应力。因此,边坡开挖过程会出现局部块的坍塌与稳定问题。这样船闸高边坡的稳定和变形问题就成为工程建设中所关注的课题之一。为此,国家在“七·五”、“八·五”科技攻关中均对此进行大量的研究工作。同时工程还埋设有大量的观测设备,其中包括外形监测,钻孔倾斜仪等,并取得了大量的监测成果。

本文依据监测成果和开挖揭露的地质资料对边坡岩体力学参数进行了反馈分析,并根据计算结果对高边坡的稳定性和整体安全储备能力进行了评价。

2 原型观测资料

本次反馈分析所用的观测资料是长江水利委员会所提供的截止1999年9月的原型观测数据。本文主要对船闸高边坡从12-12'剖面到20-20'剖面之间的区域进行参数反馈分析,在计算范围内分布着

大量的观测点。本文对其中分布在▽170 m以下的观测点进行了反馈和对比。观测点主要包括▽170 m和▽160 m马道和中隔墩上的外观变形监测点。本文所用到的观测点如表1所示。

表1 外观变形监测点
Table 1 Measuring points

观测点号	桩号	所在位置
TP/BM06GP01	15+570	北坡▽170马道
TP/BM09GP01	15+623	北坡▽170马道
TP/BM12GP01	15+709	北坡▽170马道
TP/BM14GP01	15+771	北坡▽170马道
TP/BM16GP01	15+850	北坡▽170马道
TP/BM20GP02	15+574	南坡▽170马道
TP/BM23GP02	15+616	南坡▽170马道
TP/BM26GP02	15+678	南坡▽170马道
TP/BM30GP02	15+730	南坡▽170马道
TP/BM33GP02	15+783	南坡▽170马道
TP/BM68GP01*	15+570	北坡▽160中隔墩
TP/BM69GP01	15+568	北坡▽160马道
TP/BM70GP01*	15+676	北坡▽160中隔墩
TP/BM72GP01*	15+785	北坡▽139中隔墩
TP/BM97GP02*	15+674	南坡▽160中隔墩
TP/BM98GP02	15+675	南坡▽160马道

3 材料参数反馈计算

2001年5月25日收到初稿,2001年6月6日收到修改稿。

作者 刘耀儒 简介:男,27岁,清华大学水利系博士研究生,主要从事FLAC、并行计算和拱坝动力稳定方面的研究工作。

3.1 采用的力学模型

长江科学院岩基研究所对三峡工程船闸区花岗岩蠕变特性进行了试验^[1]。他们建议采用弹-粘弹塑性西原模型。另外，船闸高边坡监测表数据分析表明^[2]，边坡变形具有瞬时弹性变形，且开挖后边坡岩体产生了时效变形和边坡松动区。综合上述分析，本次反分析采用弹-粘弹塑性西原模型。

3.2 船闸高边坡岩体的材料分区

永久船闸高边坡由闪云斜长花岗岩构成，局部存在片岩捕虏体和断层。船闸区完整岩体可分为3种材料：风化岩体、微风化岩体和微新岩体，考虑到微风化岩体厚度不大，分析时都当作微新岩体，强风化带分布在地表30~40m深度范围内。

边坡表面附近的卸荷带区分为强卸荷带和弱卸荷带，强卸荷带的厚度为5~10m，弱卸荷带的厚度为10~20m。

在计算范围内，主要的断层和岩脉有： f_{299} , f_{203} , f_{204} , f_{215} , f_5 , β_{μ} , ϵ_x ，其中包括了三峡坝区性状最差的断层 f_{215} 和最新探明的 f_5 。考虑到断层 f_{299} , f_{203} , f_{204} 材料力学性能相近，分析时采用同样的力学参数。

完全开挖时各主要材料分区参见图1。

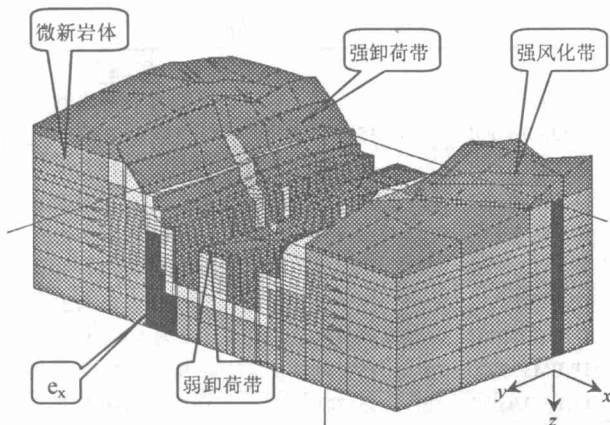


图1 完全开挖工况下材料分区示意图

Fig.1 Sketch of material regions in the case of complete excavation

每一种材料的力学参数包括：弹模 E_0 、粘弹性参数 E_1 , η_1 和粘塑性参数 η_2 , f , c 。各种岩体的泊松比和容重作为已知参数。

3.3 构造地应力场

计算采用的构造地应力场按委托单位给定的数值，如表2所示。

3.4 边坡反分析的基本方案

表2 构造地应力公式(H 为距离地面的深度)

Table 2 Formula of in-situ stresses		MPa
二闸室	σ_{xx}	$=5.7029+0.01176H$
	σ_{yy}	$=5.1885+0.01093H$
	σ_{zz}	$=0.3478+0.02995H$
	σ_{xy}	$=-0.4485+0.00017H$
	σ_{yz}	$=-0.0746-0.00028H$
	σ_{zx}	$=0.03610-0.00008H$
三闸首	σ_{xx}	$=5.7152+0.01276H$
	σ_{yy}	$=5.3982+0.01168H$
	σ_{zz}	$=0.9628+0.03039H$
	σ_{xy}	$=-0.4048+0.00005H$
	σ_{yz}	$=-0.0472-0.00008H$
	σ_{zx}	$=-0.7470+0.00046H$
三闸室	σ_{xx}	$=5.3867+0.01184H$
	σ_{yy}	$=5.5344+0.01129H$
	σ_{zz}	$=1.4629+0.03031H$
	σ_{xy}	$=-0.4142+0.00028H$
	σ_{yz}	$=0.4623+0.00002H$
	σ_{zx}	$=-0.8490+0.00073H$

对于已知实测位移值，反演岩体力学参数的关键是：寻求实测位移与计算位移值间的关系，用最佳拟合方法使各测点计算位移与计算位移值逼近实测值，即实测位移值 $\{u\}$ 与计算位移值 $\{\bar{u}\}$ 之差平方和最小作为目标函数，建立 $\{u\}$ 和 $\{\bar{u}\}$ 的关系：

$$\min f = (\{u\} - \{\bar{u}\})^T (\{u\} - \{\bar{u}\}) \quad (1)$$

式中： f 为目标函数。

岩体力学参数反分析分两步进行^[3-5]：

(1) 根据给定的地应力场和开挖瞬时变形反分析 E_0 ，首先将各岩体的弹模初始值设定为地质勘探部门给定的数值，用弹塑性模型计算由于开挖引起的瞬时变形，然后对比计算值与实测值，对材料的弹模进行调整，用新的弹模计算瞬时变形，直到位移的计算值与实测值相差不大，较满意为止。

(2) 在第一步计算得到的弹模基础上，根据时效变形和松动范围，反分析 E_1 , η_1 , η_2 , f , c 。反分析的方法仍然是不断调整参数，使目标函数 f 最小。

3.5 材料参数反分析计算

本次反分析采用三维非线性有限元程序TFINE进行计算，计算的范围主要是二、三闸室交接部分

的地质区域, 进行分析的整个范围为 600 m×330 m×240 m。在船闸坐标系中: X 坐标范围为(15+534)~(15+864), Y 坐标范围为 7 700~8 300, 计算高程为 ∇20~∇255 m。

为了模拟新发现的断层 f_{215} 和 f_5 , 在原来计算网格的基础上加入了新的断层单元, 为了模拟边坡卸荷效应, 将边坡卸荷范围的网格加密, 使得其厚度变为 5~10 m。计算网格如图 2 所示。

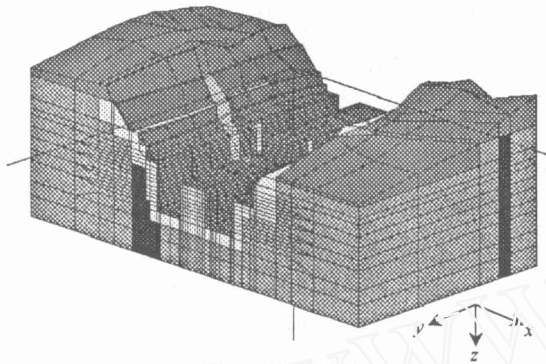


图 2 计算网格

Fig. 2 Calculation mesh

在 TFINE 中, 为了模拟船闸开挖的逐步进行, 进行了分步开挖计算。模拟的时间截止到 1999 年 9 月。共分 5 次开挖, 分别截止到 1995 年 12 月(第一期开挖)、1997 年 5 月底、1998 年 3 月底、1998 年 9 月中旬和 1999 年 4 月底。1999 年 4 月底, 二、三闸室已经开挖完毕。

反分析得到的实测位移和计算位移对比见图 3 和图 4, 从计算结果与实测数据对比可以看出, 反分析得到的力学参数是合理的。反分析得到的西原模型的岩体的力学参数见表 3。

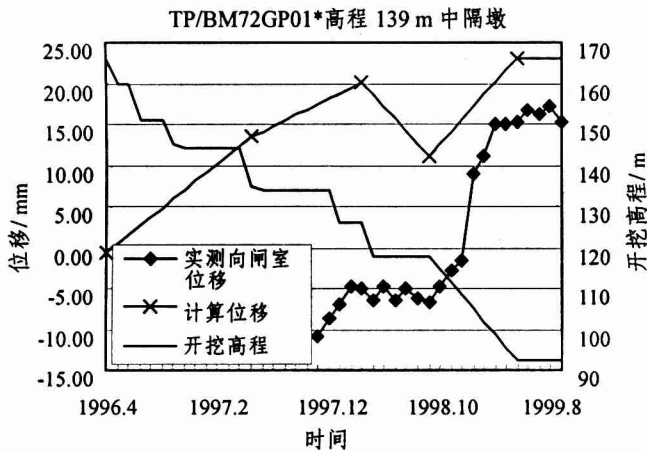


图 3 TP/BM70GP01*实测位移与计算位移比较

Fig.3 Comparison between measured and calculated values of TP/BM70GP01*

对新探明的断层 f_5 , 采用了横观各向同性的材料模型, 其参数如下:

$$\gamma=27 \text{ kN/m}^3, E_1=30 \text{ GPa}, \mu=0.2, f'=1.7, c=2 \text{ MPa}, E_2=0.35 \text{ GPa}, G_2=0.135 \text{ GPa}$$

为便于比较, 把泊松比和容重加上, 并将 E_0, f, c 抽取出来, 则这些材料的力学参数如表 4 所示。

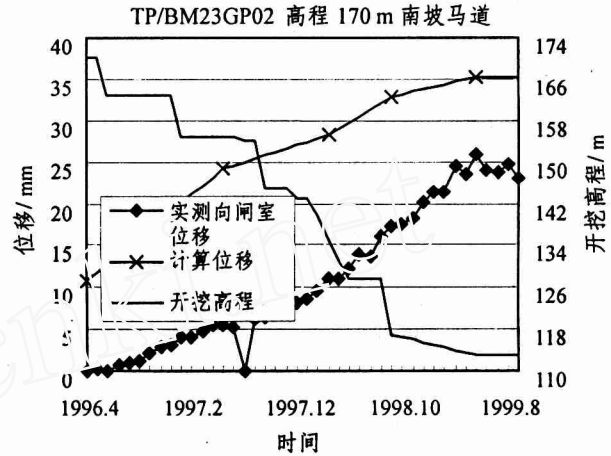


图 4 TP/BM23GP02 实测位移与计算位移比较

Fig.4 Comparison between measured and calculated values of TP/BM23GP02

表 3 岩体力学参数反演计算结果(西原模型)

Table 3 Mechanical parameters of rock masses obtained by back analysis

岩体名称	E_0 /GPa	E_1 /GPa	η_1 /GPa·d	η_2 /GPa·d	f	c /MPa
强风化岩体	0.3	0.8	2.0	1.0	0.80	0.20
微新岩体	30.0	160.0	180.0	160.0	1.70	2.00
断层 $f_{299}, f_{203}, f_{204}$	2.5	15.0	10.0	15.0	0.70	0.10
强卸荷岩体	5.0	20.0	30.0	20.0	1.40	1.00
弱卸荷岩体	20.0	100.0	160.0	120.0	1.50	1.80
β_μ	7.0	40.0	60.0	50.0	1.00	0.50
e_x	30.0	160.0	180.0	160.0	1.00	0.20

表 4 岩体力学参数(弹塑性模型)

Table 4 Mechanical parameters of rock masses

岩体名称	γ /N·cm ⁻³	E /GPa	μ	f'	c /MPa
强风化	26.5	0.30	0.35	0.80	0.20
微新岩体	27.0	30.00	0.20	1.70	2.00
f_{299}	25.0	2.50	0.30	0.70	0.10
f_{203}	25.0	2.50	0.30	0.70	0.10
f_{204}	25.0	2.50	0.30	0.70	0.10
f_{215}	25.0	1.00	0.30	0.325	0.10
β_μ	27.0	7.00	0.25	1.00	0.50
e_x	27.0	30.00	0.25	1.00	0.20
强卸荷带	26.5	5.00	0.24	1.40	1.00
弱卸荷带	26.8	20.00	0.22	1.50	1.80

4 变形趋势预测和稳定性评价

4.1 位移反馈比较与分析

外观变形监测点的实测位移和计算位移比较见图3和图4。从这些图上可以看出，计算值和实测值比较接近。由于计算值和实测值的起始位移并不相同，单纯比较它们的绝对值并无实际意义。考虑在同一时间段内的位移增量，可以发现，计算值一般比实测值小一些，但变形趋势是一致的。最终各特征点向闸室轴线位移和底部向上反弹见表5。各特征点位置如图5所示。

表5 特征点位移实测值与计算值的比较

Table 5 Comparison between measured and calculated values of characteristic points mm

位移类型	向闸室轴线位移				底部反弹	
点号	1	2	3	4	5	6
计算值	44.6	28.1	-8.9	41.8	14.0	21.0
实测值*	16.7	31.9	-28.1	22.7		
	26.0	15.9	-9.37	16.3		

*注：上面数值为实测位移，下面数值为与实测值起始时间对应的计算值。

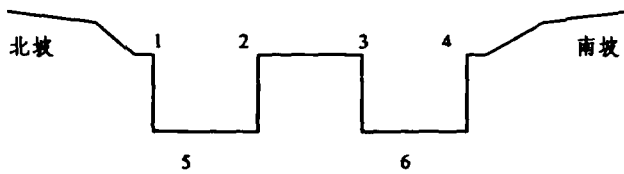


图5 特征点位置示意图

Fig.5 Sketch of characteristic points

船闸高边坡的变形主要表现为指向船闸中心线的变形和垂直方向的变形，而顺船闸中心线的变形较小。中隔墩的变形主要是向上回弹及向两侧膨胀，同时无论从实测值还是计算值来看，中隔墩具有偏向北坡的总体位移。根据计算结果，开挖完毕时，最大向上回弹为21 mm，位于南线船闸第三闸首。

加入 f_5 后，中隔墩的整体位移具有向北坡的偏移，可见这个断层对中隔墩位移具有较大的影响。直立墙最大的指向船闸中心的水平位移为57 mm，出现在高程 $\nabla 161$ m处，如图6所示。

根据计算，船闸全部开挖完成后，流变变形在1a内基本完成。

4.2 点安全度分析

图7~9分别为 $\nabla 170$ m、 $\nabla 130$ m和 $\nabla 97.5$ m高

程的点安全度图(图中数值为安全度)。由图可看出， $\nabla 170$ m高程无屈服区。右岸边坡除表面外，安全度均大于1.2。三闸室中隔墩在 $\nabla 130$ m高程的局部安全度小于1.0，表明这一局部有可能出现岩体开裂现象。而在 $\nabla 97.5$ m高程，三闸室中隔墩部位有很小一块区域安全度小于1.0，表明船闸在这一高程是稳

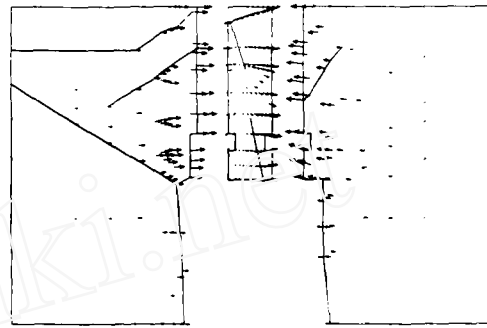


图6 高程 $\nabla 161$ m水平位移矢量图

Fig.6 Horizontal displacement vectors at elevation of 161 m

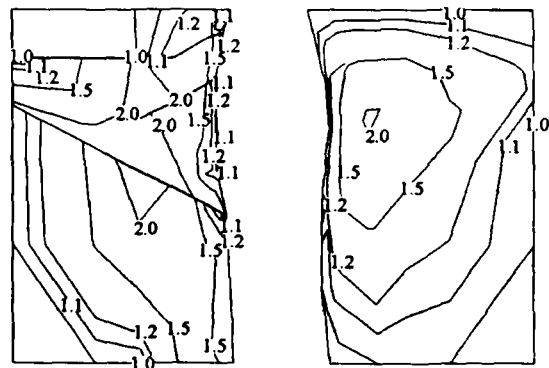


图7 $\nabla 170$ m高程点安全度图

Fig.7 Contours of safety factor at elevation of 170 m

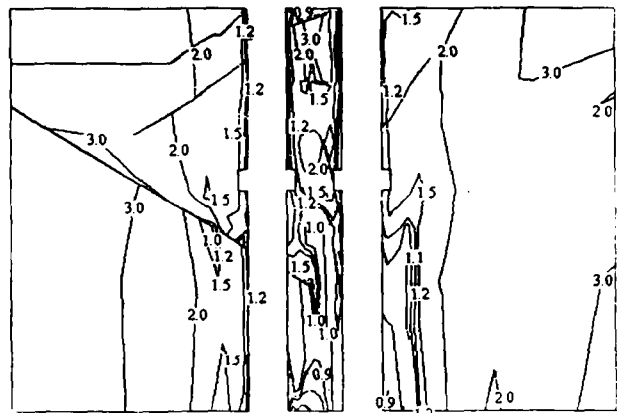


图8 $\nabla 130$ m高程点安全度图

Fig.8 Contours of safety factor at elevation of 130 m

定的。

以上分析说明, 只在三闸室局部区域出现屈服区, 船闸整体是稳定的, 但局部有岩体开裂的可能。

4.3 应力分析

图 10 和图 11 分别为 170 m 高程最大最小主应力图(图中数值单位为 MPa), 由图可看出, 中隔墩最大主应力一般为 0.2~8.7 MPa, 最小主应力一般为 0.2~18 MPa。局部区域出现拉应力, 拉应力在 ∇170 m 高程处为 0.51 MPa。

闸室两侧边墙除岩脉及断层附近外, 基本无拉应力。在 ∇98 m 高程压应力最大值为 8.5 MPa, 其余部位的应力一般在 3.0 MPa 以上。

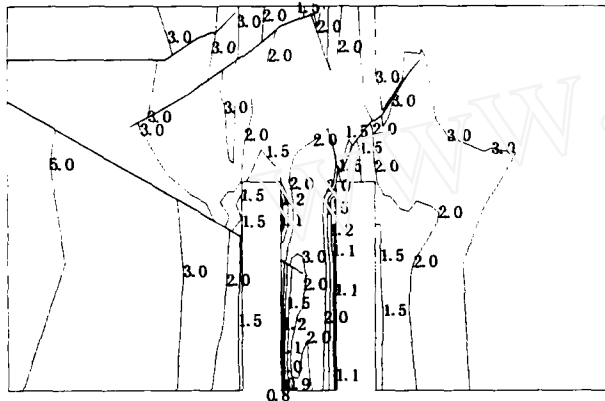


图 9 ∇97.5m 高程点安全度图
Fig.9 Contours of safety factor at elevation of 97.5m

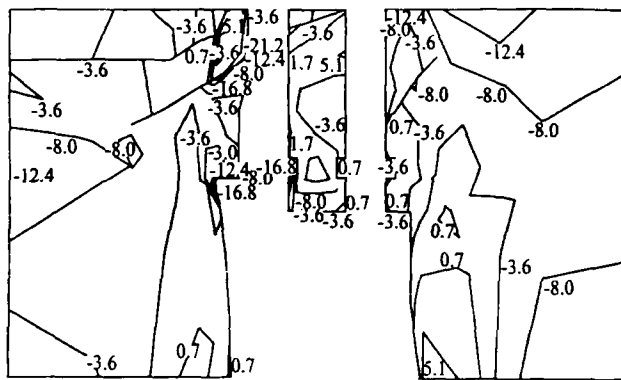


图 10 ∇170 m 高程最大主应力图
Fig.10 Maximum stress at elevation of 170 m

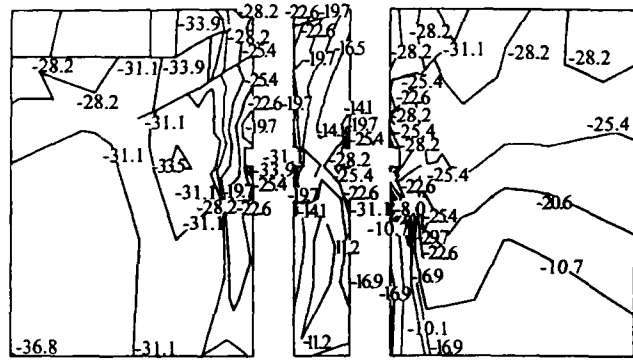


图 11 ∇170 m 高程最小主应力图
Fig.11 Minimum stress at elevation of 170 m

依据反演分析得到的力学参数, 应用非线性有限元计算得到边坡及中隔墩的位移、应力和点安全度。通过分析, 可作出如下评价:

(1) 船闸高边坡的变形主要表现为指向船闸中心线的变形和垂直方向的变形, 而顺船闸中心线的变形较小。中隔墩的变形主要是向上回弹及向两侧膨胀, 并具有偏向北坡的总体位移。最大向上回弹为 21 mm。f₅ 断层对中隔墩位移具有较大的影响。

(2) 稳定问题, 从本次反馈分析的结果来看, 除局部地区出现屈服外, 绝大部分点安全度大于 1.5, 而且不是在关键部位, 因此, 三峡船闸高边坡整体是稳定的。

(3) 中隔墩处最大拉应力为 0.51 MPa。闸室两侧边墙除岩脉及断层附近外, 基本无拉应力。

(4) 岩体力学参数, 根据反馈计算得到的岩体力学参数比委托单位给定的低, 如微新岩体变形模量约为 30 GPa, 弱卸荷区约为 20 GPa。

参考文献

- 1 徐平, 夏熙伦. 三峡枢纽岩体结构面蠕变模型初步研究[J]. 长江科学院院报, 1992, 9(1): 42~46
- 2 中国长江三峡工程开发总公司安全检测中心. 三峡水利枢纽永久船闸高边坡关键断面检测成果研究报告[R]. 宜昌: 中国长江三峡工程开发总公司安全检测中心, 1997
- 3 肖洪天. 裂隙岩体损伤流变断裂模型及其工程应用 [博士学位论文][D]. 北京: 清华大学, 1998
- 4 杨林德. 岩土工程问题的反演理论与工程实践[M]. 北京: 科学出版社, 1996
- 5 吴荣宗. 岩土工程稳定分析图形支持系统及损伤演化律研究[硕士学位论文][D]. 北京: 清华大学, 1999

5 结论

BACK ANALYSIS ON THE THREE GORGES PROJECT SHIPLOCK SLOPE AND EVALUATION TO STABILITY AND SAFETY

Liu Yaoru, Zhou Weiyuan, Chen Xin, Wu Rongzong

(Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084 China)

Abstract As for the importance of stability problem of the high shiplock slope of the Three Gorges Project, the back analyses for the mechanical parameters of rock masses are proposed by elastic and visco-elasto-plastic model according to the measured and geologic data. With the obtained parameters, the shiplock is analyzed by 3D nonlinear FEM and the monolithic stability and safety are evaluated.

Key words the Three Gorges Project shiplock, elastic and visco-elasto-plastic model, back analysis, stability, safety in whole

超高加筋土挡墙的离心模型试验及其在三峡库区移民工程中的应用研究

林彤

(中国地质大学工程学院 武汉 430074)

博士学位论文摘要 以三级超高加筋土挡墙(高 57 m)为例,进行了挡墙的填土含水量、颗粒分析和比重测定以及填土加筋(CAT 复合筋带)和不加筋的固结不排水直剪试验;在填土未加筋、加一层筋和加二层筋时,按单级加荷剪切试验(单级剪)和分级加荷剪切试验(多级剪),分别进行了三轴不固结不排水剪切试验。对加筋土挡墙进行了有限元分析和计算。进行了加筋土挡墙的离心模型试验,试验分施工期和使用期,分别进行了填土土压力、面板和填土的沉降以及第一级加筋土挡墙上拉筋的受力分析。从加筋土基本原理、挡墙内部和外部稳定性方面,阐明土体加筋后的加固原理和挡墙的加固机理;叙述了挡墙的破坏形式,剖析了其破坏机制,进行了工程事故的原因分析。

进行了加筋土挡墙修复工程的现场试验,得出结论为:土体加筋后的抗剪强度指标 c 值提高较大;挡墙墙背土压力呈两头小、中间大的分布规律;加筋土挡墙的变形比较大,是一种柔性结构;CAT 复合拉筋的拉力出现 2 个峰值,且墙高不同处的拉筋拉力不同;加筋土挡墙的设计应从内部稳定性和外部稳定性 2 个方面进行;提出了加筋土挡墙设计计算的方法和步骤;填土的密实度是影响拉筋拉力的主要因素之一;分析了加筋土挡墙的加固机理和破坏机制;加筋土挡墙是一种整体复合结构,可适应较大的变形;有限元分析计算结果、离心模型试验与工程实际情况比较接近。

关键词 加筋土挡墙,离心模型试验,破坏机制,应用研究

STUDY ON THE CENTRIFUGE MODELING TEST OF SUPER HIGH REINFORCED EARTH RETAINING WALL AND ITS APPLICATION IN MIGRANT PROJECTS OF THREE GEORGE RESERVIOR AREA

Lin Tong

(Engineering Faculty, China University of Geosciences, Wuhan 430074 China)

2001年5月11日收到来稿。

作者林彤简介:女,1964年生,2000年6月在中国地质大学获博士学位,导师是唐辉明教授和殷跃平研究员;现为副教授,在武汉大学作博士后,主要从事地基处理、地基基础等与岩土工程有关的教学和科研工作。