

三峡船闸高边坡岩体时效特性 及长期稳定性分析*

徐平^{1,2} 杨挺青¹ 徐春敏² 周火明²

(¹华中科技大学力学系 武汉 430074) (²长江科学院岩基研究所 武汉 430010)

摘要 介绍了三峡工程船闸区岩体及结构面现场蠕变试验成果, 考虑施工开挖卸荷对边坡岩体的扰动影响, 以及边坡内渗透水压力的作用, 进行了施工期和运行期边坡流变稳定性的数值分析, 分析结果得到了现场监测的验证。

关键词 三峡工程, 岩体, 边坡, 流变, 试验, 数值分析

分类号 TU 454, TU 457

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2002)02-0163-06

1 前言

岩石与岩体作为建筑物的基础、边坡及围岩介质, 其本身自然性能及稳定与否直接影响到结构和建筑物的安全。工程实践与研究表明, 在许多情况下, 岩石工程的破坏与失稳不是在开挖形成以后立即发生, 岩体的应力和变形是随时间变化发展和不断地调整的, 变形趋于稳定往往需要延续一个较长的时期。

如三峡工程双线五级永久船闸, 结构总长为1 607 m, 开挖后高度达170 m左右的高边坡是船闸工程的重要组成部分。边坡设计除要考虑确保边坡稳定外, 还要限制边坡岩体变形, 尤其是限制开挖完成后的时效变形量。若开挖完成后变形量过大, 将破坏后期形成的混凝土结构, 特别是闸首部位岩体变形量超过设计标准, 闸门将不能开启和关闭, 影响其正常运行, 它是三峡工程建设中的关键技术难题之一。

自20世纪80年代后期, 长江科学院分别承担了“七五”攻关专题“三峡枢纽岩体结构面剪切流变试验研究”和“八五”攻关子题“三峡船闸高边坡岩体长期稳定性分析”, 1992年三峡工程开工兴建和1994年初永久船闸开始开挖, 进一步促进了岩体流变特性的试验与理论研究。国家自然科学基金

委员会自1992年以来, 分别资助了“高边坡岩体流变断裂特性研究”、“岩体边坡监控理论研究”及重大项目“三峡船闸高边坡若干基础理论研究”等课题。

本文着重介绍以上课题中有关三峡工程永久船闸高边坡岩体流变特性及长期稳定性分析成果。包括船闸区岩体及岩体结构面现场蠕变试验成果, 在试验研究和基于监测资料的蠕变参数反演分析基础上, 给出了岩体蠕变模型及其参数。模拟施工开挖卸荷对边坡岩体的扰动影响, 开展了施工期边坡岩体流变稳定性分析, 对船闸高边坡内渗透水压力进行了运行期渗流场与地应力场耦合的流变数值分析, 分析结果得到了现场监测的验证。在试验研究和数值分析的基础上, 提出了合理的船闸闸室混凝土衬砌及闸门安装设计建议, 并对三峡船闸高边坡岩体的长期稳定性进行了评价。

2 岩体及结构面流变特性

工程岩体由完整岩块和节理面组成, 岩体的长期强度一般取决于两者的流变特性, 节理面的流变性更为重要。而室内岩块蠕变试验试件尺寸较小, 为了能更好地了解岩体的流变性能, 需要开展节理面和含节理面的岩体蠕变试验。为此, 针对永久船闸边坡微风化块状结构岩体, 进行现场岩体压缩、

2001年5月25日收到初稿, 2001年6月11日收到修改稿。

* 国家自然科学基金与湖北省清江水电开发公司联合资助重点项目(59939190)。

作者 徐平 简介: 男, 36岁, 硕士, 1987年毕业于青岛海洋大学, 现任长江科学院高级工程师, 主要从事岩石力学试验与数值分析方面的研究工作。

岩体剪切和岩体结构面剪切蠕变试验，研究边坡裂隙岩体蠕变性质。

2.1 岩体单轴和三轴压缩蠕变试验

试验选择在没有施工干扰的3008#勘探平洞3#试验支洞内进行，满足温度及湿度恒定要求。为保证试验过程中压力稳定，安装了专门的稳压装置，围压加载装置由氮气瓶、减压阀、蓄压罐、液压枕组成，轴向加载装置由液压泵、稳压筒、进油阀、千斤顶等组成。试验表明，稳压设备性能良好，满足蠕变试验要求。

试验段岩性为闪云斜长花岗岩，微风化，块状结构。布置岩体压缩蠕变试件3块，试验编号为Rrb-1, Rrb-2, Rrb-3, 试件为30 cm×30 cm×60 cm的方柱体。试件Rrb-2包含3条倾角为35°~60°的贯穿裂隙，试件Rrb-3包含3条平行轴向和4条陡倾角裂隙。Rrb-1和Rrb-3试点采用单轴压缩，Rrb-2试点采用三轴压缩，围压 $\sigma_2 = \sigma_3 = 0.6$ MPa。为了避免电子仪表受高湿度影响而失灵，变形测量仪表采用机械式千分表。

试验采用分级加载方式，轴向载荷开始按预估破坏值的20%施加，临近屈服时，减小每级载荷量值。加载路径为：加载第一级→卸载初始压力→加载第二级→卸载第一级→加载第三级→卸载第二级……，每级压力加载卸载后，立即测读瞬时位移，然后分别于5, 10, 15和30 min, 1, 2, 4, 8, 12, 16和24 h测读蠕变值，24 h后每隔8 h定期测读蠕变值一次。当变形率不大于0.001 mm/d时，认为变形相对稳定，加载或卸载下一级压力，但每级压力至少持续5 d。应变与时间关系曲线见图1。

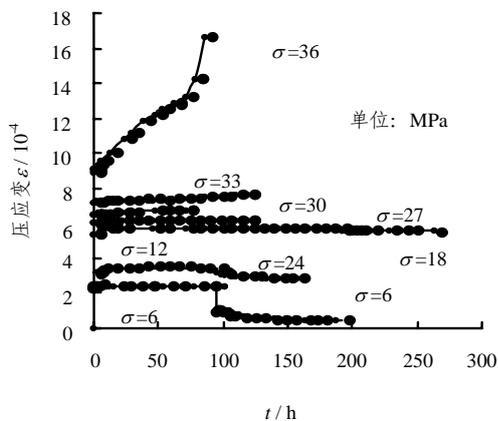


图1 试件 Rrb-3 应变与时间关系曲线

Fig.1 Relation curves of strain with time of sample Rrb-3

Rrb-1 试点在试验过程中顶面角部掉块，未能

取得岩体的抗压强度。Rrb-2 岩体蠕变抗压强度为29.4 MPa, Rrb-3 试点岩体蠕变抗压强度为36 MPa。具有中倾角裂隙的 Rrb-2 试点蠕变抗压强度低于Rrb-3 试点岩体蠕变抗压强度，表明裂隙对岩体蠕变强度具有明显影响。

2.2 岩体剪切蠕变试验

在船闸区3008#主洞1#支洞底板，选择性状基本相同的块状结构岩体试件1组6块，进行岩体剪切蠕变试验。剪切面尺寸为50 cm×50 cm。由人工凿挖后座槽，安装液压枕施加法向载荷，随后切除试点两侧岩体，安装剪切加荷系统。在距剪切面5 cm处的两端埋设标点4个，安装剪切方向和法向变形测表各4只。

对6块试件分别施加0, 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 MPa正应力，变形稳定24 h后，开始按预估峰值的20%施加剪应力，当瞬时位移明显增大时，减小每级剪应力量值，试验过程中根据需要调整压力，始终保持剪切面上正应力为预定常数。

施加第一级剪应力后，测读瞬时位移和剪切蠕变变形，变形相对稳定标准与岩体压缩蠕变试验相同。试验结束后，翻开试件对剪切面起伏粗糙度进行详细的地质描述。典型的剪切位移与时间关系曲线见图2。

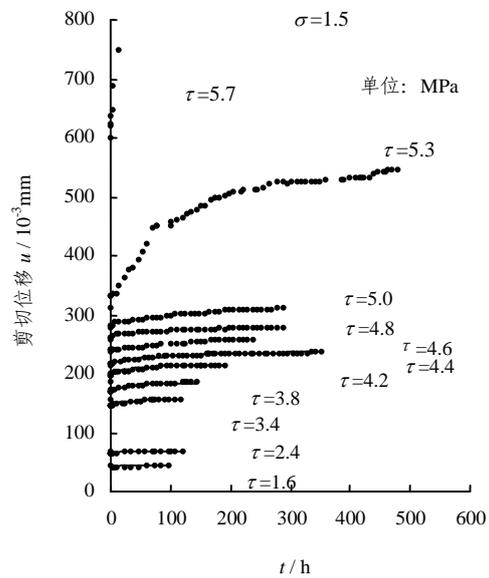


图2 岩体剪切位移与时间关系曲线

Fig.2 Relation curves of shear displacement with time of rock mass

根据文[1]绘制剪应力与剪位移等时簇曲线，根据此确定长期剪切强度。岩体瞬时剪切强度参数 $f = 2.2$, $c = 2.7$ MPa, 长期剪切强度参数 $f_{\infty} = 2.0$,

$c_{\infty} = 2.2 \text{ MPa}$, $f_{\infty} / f = 0.91$, $c_{\infty} / c = 0.81$ 。

岩体剪切蠕变试验变形稳定时间及蠕变值与岩体性状及施加剪应力大小有关, 剪应力较大时, 一般为 1~15 d, 最长 24 d 趋于稳定。6 个试件中, 从开始施加剪应力到试件发生剪切破坏, 最长的剪切历时将近 5 个月。

2.3 现场岩体结构面剪切蠕变试验

在船闸区 3008[#] 主洞 2[#], 3[#] 支洞底板, 选择性状基本相同的平直稍粗面试件 1 组 6 块, 进行现场结构面剪切蠕变试验。结构面剪切面尺寸为 50 cm × 50 cm。先施加法向载荷, 随后切除试点两侧岩体, 再施加剪切荷载。在距结构面 5 cm 处两端埋设标点 4 个, 安装剪切方向和法向变形测表各 4 只。

对 6 块试件分别施加 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5, 1.8 MPa 正应力, 变形稳定 24 h 后, 开始按预估峰值的 20% 施加剪应力, 与岩体剪切蠕变试验一样, 试验过程中根据需要调整压力, 始终保持剪切面上正应力与剪应力为预定常数。测读变形时间及变形相对稳定标准也与岩体剪切蠕变试验基本相同。

试件在不同剪应力作用下典型的沿结构面剪切位移与时间的关系曲线如图 3 所示。

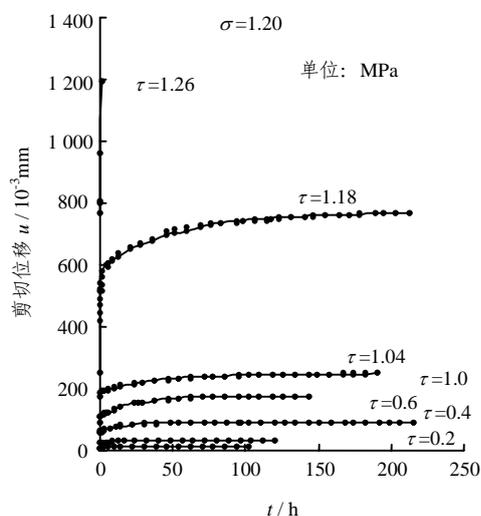


图 3 结构面剪切位移与时间关系曲线

Fig. 3 Relation curves of shear displacement with time of discontinuity

从图中可以看出, 现场岩体结构面剪切蠕变试验曲线的类型与室内试验大致相同。在恒定的法向应力作用下, 结构面剪切变形随剪应力的增加而增大; 在不同的法向应力作用下, 其应力水平越高, 结构面沿切向达到某一相同蠕变量值所需的剪应力

也越大。

试验结果表明, 结构面第 III 阶段的蠕变特征有别于岩石等一般的连续介质, 它没有明显的加速蠕变阶段, 其破坏过程持续的时间极为短暂。其主要原因在于两者蠕变破坏机理的不同。岩石在恒定外载作用下的蠕变破坏是微破裂不断累积和发展, 裂隙相互连通, 最后导致宏观断裂的过程。结构面的蠕变破坏呈剪切蠕变破坏的特征。在蠕变过程中, 构成结构面的上下岩体之间以爬坡或啃断的方式产生相对位移, 上下岩壁的镶嵌和摩擦将产生较大的粘滞阻力, 克服这种阻力需要一定的应力水平, 当剪应力大于这一应力水平时, 粘滞阻力迅速降低, 试件在短时间内出现大位移并达到破坏。相对于岩石而言, 结构面的破坏呈现出更明显的瞬态特征, 且与应力水平的关系也更为密切。

按文[1]的方法确定结构面长期剪切强度。平直稍粗面瞬时剪切强度参数 $f = 0.78$, $c = 0.07 \text{ MPa}$; 长期剪切强度参数 $f_{\infty} = 0.72$, $c_{\infty} = 0$ 。与瞬时剪切强度参数比较, 长期剪切强度参数 f 值降低 7.7%, c 值降低明显。

2.4 岩体蠕变模型及蠕变参数

综合分析现场岩体压缩蠕变、岩体及岩体结构面剪切蠕变试验曲线, 发现现场岩体与室内岩石压缩蠕变试验^[2, 3]的应变与时间关系曲线、现场岩体及岩体结构面与室内剪切蠕变试验^[1]的剪切位移与时间关系曲线均具有相同的特征, 在低应力水平下的蠕变特性仍可用广义开尔文模型描述(图 4)。

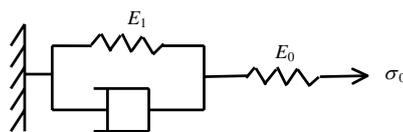


图 4 蠕变模型

Fig. 4 Creep model

为了获得接近工程岩体实际的蠕变参数, 本文根据现场与室内试验成果, 并在基于监测位移的蠕变参数反演分析^[4]和工程类比的基础上确定模型参数(见表 1)。

3 船闸高边坡岩体长期稳定性分析

3.1 高边坡岩体粘弹性计算方法

设边坡处于平面应变状态, 采用粘性增量初应

变法，求解边坡流变问题。

表 1 蠕变参数
Table 1 Creep parameters

岩性	弹性模量 E_0 / MPa	粘弹性模量 E_1 / MPa	粘滞系数 $\eta_1 / \text{MPa} \cdot \text{d}$
微新	35 000	150 000	200 000
弱风化	10 000	40 000	100 000
强风化	500	1 500	5 000
全风化	50	500	2 000
断层	4 000	15 000	45 000

边坡的总变形包括瞬时弹性变形和蠕变变形两部分：

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

式中： $\{\varepsilon^e\} = [D]^{-1} \{\sigma\}$ 为瞬时弹性应变， $[D]$ 为弹性矩阵。

对广义 Kelvin 模型(图 4)，可得粘性应变：

$$\{\varepsilon^v\}_{t+\Delta t} = \{\varepsilon^v\}_t e^{-b\Delta t} + \frac{m}{b} [C_0] \{\sigma\}_t (1 - e^{-b\Delta t}) \quad (2)$$

式中： $b = E_1 / \eta_1$ ， $m = 1 / \eta_1$ ， $[C_0]$ 为取决于泊松比 μ 的常数矩阵。

在有限元分析中，将粘性应变 $\{\varepsilon^v\}$ 视为可变的初应变，由粘性应变引起的粘性等效结点荷载为

$$\{F^v\} = \int_V [B]^T [D] \{\varepsilon^v\} dV \quad (3)$$

式中： $[B]$ 为单元应变矩阵。

由此可得整体平衡方程为

$$[K] \{u\}_{n+1} = \{F\} + \{F^v\}_n \quad (4)$$

式中： $\{F\}$ 为外载，本文中主要为开挖释放荷载；

$[K]$ 为岩体总刚度矩阵； $\{u\}$ 为节点位移向量。

式(4)还可写成迭代形式：

$$[K] \{u\}_{n+1} = \{F\} + \{F^v\}_n \quad (5)$$

$$\{F^v\}_n = \int_V [B]^T [D] \{\varepsilon^v\}_n dV \quad (6)$$

在流变计算时，采用时间步长荷载增量的迭代计算，即在 $t = 0$ 时施加瞬时荷载，按弹性计算求得瞬时弹性位移 $\{u_0\}$ 、应变 $\{\varepsilon_0\}$ 及应力 $\{\sigma_0\}$ 。此后，假定所得应力在时间间隔 Δt 内保持不变，则可据式(2)求得时间间隔末的粘性应变 $\{\varepsilon^v\}_1$ ；在下一时段开始时，将 $\{\varepsilon^v\}_1$ 作为初应变，由式(3)和式(4)求得 $\{u\}_1$ ，并进一步求得 $\{\sigma\}_1$ 及该时段末的 $\{\varepsilon^v\}_2$ 。如此反复计算，直到变形稳定为止。

在计算过程中，得到稳定的数值解的条件为前后两时步各点应力值的相对误差小于某一给定的小

数(精度控制值)。

3.2 边坡施工期稳定性流变分析

3.2.1 计算条件

永久船闸布置于左岸坛子岭以北山体中，采用双线五级连续布置方案，轴线方位为 $110^\circ 58' 08''$ ，两线船闸中心线相距 94 m，中间保留 60 m 宽、50~70 m 高的岩体中隔墩，整个闸室段均在山体中开挖深槽形成，从上游至下游呈阶梯状，横断面呈“W”形，开挖后形成长为 1 607 m 的左线船闸北坡和右线船闸南坡两大高陡边坡，高度一般为 120~160 m，在第三闸室最高可达 170 m，闸室边坡部位垂直坡高为 50~70 m。

单级闸室有效尺寸为 280 m × 34 m × 5 m，从上至下各闸室底板建基面高程分别挖至 122.6, 112.9, 92.2, 71.45, 50.7 m，设计开挖坡度从上至下分别为：全风化带 1:1~1:1.5，强风化带 1:1，弱风化带 1:0.5，微新基岩闸墙段以上坡度为 1:0.3，闸墙段以下为近 90° 直立坡。闸室墙顶部设 8~13 m 的宽平台，以上每隔 15 m 设一级宽 5 m 的马道。

选取的 17-17' 计算剖面位于三闸室，开挖后坡高为 150 m，地表开口宽为 340 m。主要地质单元有全强风化、弱风化、微风化及新鲜闪云斜长花岗岩及 f_{215} 断层等。采用四边形等参元。设边坡处于平面应变状态，岩体为均质各向同性材料。船闸区不属高地应力区，流变模型选取广义开尔文模型。

对在山体中人工开挖形成的高边坡，施工过程中开挖卸载后应力松弛及受爆破振动影响，边坡表层岩体力学性质将被弱化，文[5]采用原位岩体声波测试和岩体变形试验等多种试验方法，给出了三峡工程船闸边坡开挖卸荷分区：0~8 m 为开挖损伤区；8~20 m 为卸荷影响区；20 m 以后为轻微或未扰动区。计算分析中考虑以上 3 个区域岩体的不同力学特性，开挖损伤区和卸荷影响区的岩体蠕变参数见文[6, 7]，未扰动区岩体蠕变参数见表 1。计算所采用的各类岩体的物理力学参数参照文[8]。初始地应力场采用实测应力场。

按实际施工开挖并作适当简化后，对所选计算剖面分 11 个开挖步，采用反转应力释放法模拟开挖。

3.2.2 边坡岩体开挖变形及时间效应

南北边坡岩体包括卸荷区岩体变形在当前开挖步下为卸荷回弹，且随开挖下行水平位移不断增大，而垂直位移回弹基本停止或下沉，但开挖完成后总体仍表现为回弹型；左右闸室的直立墙岩体变形在

当前开挖步以后为下沉型,即随开挖加深水平方向不断朝闸室位移,而垂直方向位移不断减小,最终直立墙变形表现为近水平;中隔墩主要向上卸荷回弹,水平位移方向指向闸室。图 5 为开挖完成后的边坡岩体位移矢量图。

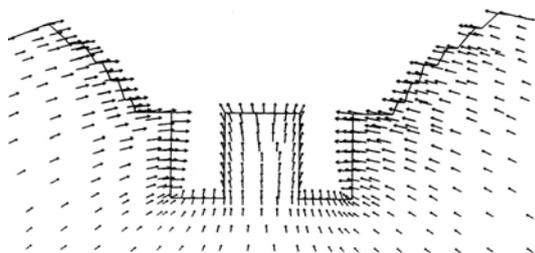


图 5 开挖完成后边坡岩体位移矢量图

Fig.5 The displacement vector after excavation

开挖完成后闸室以上南北边坡水平位移为 23.0~31.3 mm,垂直位移为 6 mm 左右。中隔墩岩体最大水平与最大垂直位移分别为 7.84 mm 和 20.1 mm。左、右闸室直立墙顶水平位移分别为 37.14 mm 和 31.84 mm,垂直位移分别为 0.7 mm 和 4.3 mm。闸室底板拐角处最大水平位移与最大垂直位移分别为 1.28 mm 和 16.7 mm。

计算结果表明,闸室两侧岩体在每一步开挖结束后 10 d 内即完成总变形量的 90% 以上,一般在 15~25 d 达到基本稳定。全强风化、弱风化和微新岩体时效变形量值分别为 4~6 mm, 2~4 mm 和 0.5~2 mm。

3.2.3 与现场实测资料对比分析

(1) 岩体开挖变形形态与趋势的比较

与本文计算剖面对应的 17-17' 监测剖面,从 1994 年初开始施工开挖,至 1995 年 11 月,一期工程开挖基本结束,二期工程从 1996 年 4 月开始,至 1999 年 4 月,闸室主体段已开挖完成。

① 闸室以上南北边坡水平位移指向闸室,且随开挖加深位移量不断增大,最大量值为 38.36 mm;垂直位移在开挖至相应高程时回弹(个别测点下沉),但随开挖加深位移量基本不变,最大量值为 13.1 mm。本文的开挖变形趋势和形态均与监测结果相同,变形量值也接近。

② 左、右闸室直立墙顶的水平位移均指向闸室,垂直位移仅有微量回弹。测点实测水平、垂直位移分别为 18.76 mm 和 1.59 mm(回弹),与计算结果较接近。

③ 高程 $\nabla 200$ m 以下计算水平位移大于实测值。其主要原因是由于测点布设及初始观测滞后,且 $\nabla 200$ m 以下测点滞后时间更长。从另一个侧面也反映了锚喷支护对岩体变形起了约束作用。

(2) 岩体时效变形的比较

1995 年 11 月永久船闸一期施工开挖停止,至二期施工开始 4~6 个月期间的实测岩体时效变形及拟合曲线见图 6。

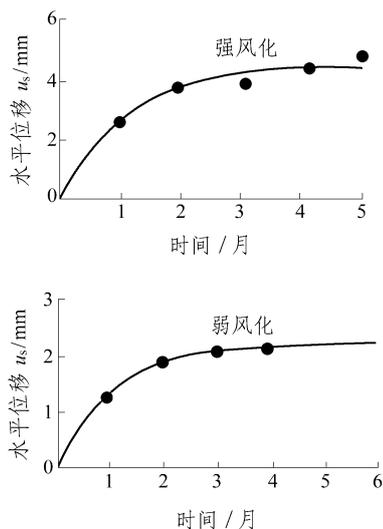


图 6 现场实测岩体时效变形

Fig.6 Time-deformation curves measured in site

实测结果表明,在停止开挖期间,边坡上部全强风化和弱风化岩体水平位移仍在继续发展,变形趋于稳定的时间一般为 3~4 个月,2 个月左右完成总时效变形量的 90%。但变形持续过程随不同部位岩性有差异,微新岩体最短,全强风化岩体较长,且时效变形量值也不同,全强风化岩体为 4~5 mm,弱风化与微新岩体为 2~3 mm。

计算分析得到的岩体时效变形量值与实测值相当,但变形持续的时间均较实测短一些。

3.3 高边坡运行期稳定性分析

三峡工程永久船闸运行期间,边坡岩体特别是闸首岩体的长期变形直接关系到人字闸门的正常启闭,这是工程设计和运行管理部门十分关注的问题。永久船闸运行期间边坡岩体主要受二次应力场和渗透水压力作用,二次应力场采用施工期计算分析结果。渗透荷载则要在渗流场分析的基础上,将渗透水压力转换为等效节点荷载,计算方法参见文[9]。

岩体流变模型仍为广义开尔文模型。计算参数

见表 1。考虑开挖应力场与渗流场耦合，渗流场分析时又考虑排水和不排水 2 种情况。船闸边坡节点流变位移形态见图 7。

北闸室直立墙顶水平向流变位移的发展时程如表 2。分析结果表明，永久船闸运行期边坡岩体流变变形量值不大，属稳定型流变。

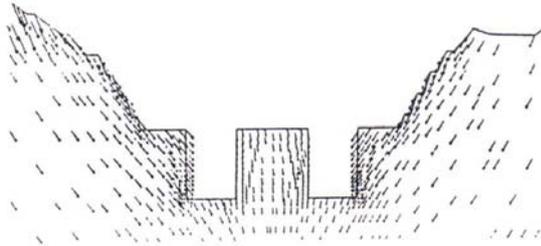


图 7 运行期岩体流变位移矢量图

Fig. 7 Creep displacement vector during shiplock running

表 2 闸室直立墙顶水平向流变位移时程

Table 2 Variation of horizontal creep displacement with time

时程/a	0	1/12	1	10	30	50	条件
位移/mm	0.0	2.18	3.15	3.75	4.03	4.16	排水
位移/mm	0.0	2.38	3.44	4.08	4.39	4.54	不排水

4 结 语

(1) 根据室内与现场流变试验，尤其是大规模的现场试验成果，给出了三峡工程船闸高边坡岩体流变模型及模型参数，并在数值分析中得到了采用。

(2) 由于船闸闸首岩体均为微新岩体，在运行期的长期变形不大，可按预留少量蠕变变形设计人字闸门，但须加强运行期位移监测，尤其是有长裂隙或断层出露的闸首部位。

(3) 大范围深陡开挖边坡需考虑开挖卸荷效应对岩体变形的影响，以使数值分析结果更能反映实际情况，对卸荷区岩体要采取适时监控和适量锚固等措施。

(4) 至 1999 年 4 月，永久船闸主体部分开挖完成，2000 年 10 月闸门开始安装，到目前为止的现场变形监测结果证实了本文分析结果的正确性。但计算分析中尚难于全面反映地下水、锚喷支护以及施工爆破的干扰等因素，因而计算分析结果与实测仍存在一定的差异。

参 考 文 献

- 1 Xu Ping, Yang Tingqing. A study of the creep of granite[A]. In: Xu Bingye ed. Proc. of IMMM'95[C]. Beijing: International Academic Publishers, 1995, 245~249
- 2 徐 平, 夏熙伦. 三峡工程花岗岩蠕变特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(4): 63~67
- 3 徐 平, 夏熙伦. 三峡枢纽岩石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
- 4 徐 平. 三峡枢纽试验洞围岩变形粘弹性反分析[J]. 人民长江, 1992, 23(6): 48~52
- 5 夏熙伦, 徐 平, 丁秀丽. 岩石流变特性及高边坡稳定性流变分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(4): 312~322
- 6 周火明. 三峡船闸边坡卸荷带岩体力学性质试验研究[A]. 见: 夏熙伦主编. 工程岩石力学[M]. 武汉: 武汉工业大学出版社, 1998, 157~160
- 7 徐 平, 盛 谦. 考虑开挖卸荷效应的边坡稳定性数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(增): 823~828
- 8 徐 平, 周火明. 高边坡岩体开挖卸荷效应流变数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(4): 481~485
- 9 徐 平, 甘 军, 丁秀丽. 三峡工程船闸高边坡岩体长期变形及稳定性有限元分析[J]. 长江科学院院报, 1999, 16(2): 31~34

CREEP CHARACTERISTIC AND LONG-TERM STABILITY OF ROCK MASS IN SHIP LOCK HIGH SLOPE OF THE THREE GORGES PROJECT

Xu Ping^{1, 2}, Yang Tingqing¹, Xu Chunmin², Zhou Huoming²

(Department of Mechanics, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074 China)

(Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010 China)

Abstract The results of creep test in site for rock mass and discontinuity in shiplock area of the Three Gorges Project are introduced. Considering the effects of construction excavation and seepage pressure, the rheological analysis on the stability of shiplock slope is made during construction and running. The analysis results are validated by measured data in site.

Key words the Three Gorges Project, rock mass, slope, rheology, test, numerical analysis