

三峡船闸高边坡节理岩体稳定分析及加固方案初步研究*

朱维申 张玉军

(中国科学院武汉岩土力学研究所 武汉 430071)

摘要 针对三峡工程永久船闸高边坡节理岩体, 采用了断裂-损伤力学模型的有限元数值方法, 着重分析了在压剪应力场作用下边坡节理尖端产生次生裂纹而进一步扩展的可能性及产生的附加变形, 并研究了如何对这种破裂方式用锚固手段加以控制, 以达到减少节理损伤演化扩展区和边坡的变形量。文中对锚固方案做了优化分析和评价。

关键词 三峡船闸高边坡, 节理岩体, 断裂-损伤, 锚固方案, 有限元稳定分析

1 前言

三峡工程永久船闸左右两侧形成高陡边坡。边坡总高为 70~ 120 m。闸室两侧直墙一般高 50 m, 最高达 70 m。高边坡的稳定及闸室边墙的变形量大小, 直接关系到船闸的安全。此外, 船闸区锚固工作量十分大, 涉及到几个亿的支护费用。如何以最少的锚固代价得到足够的安全保障是十分重要的研究课题。

在此以前, 前人及作者都已对此进行过不少弹塑性有限元分析^[3, 6, 7, 8], 但还很少有人将节理分布及其扩展和影响考虑进去。本文的目的是将该岩体视为节理岩体, 并采用断裂-损伤力学模型。着重分析节理尖端产生次生裂纹及产生的附加变形。用锚固手段对其进行控制, 对锚固方案进行评价和优化分析。

2 节理岩体的本构关系和节理扩展的演化方程

根据文[1], 对有单组或多组节理的岩体, 其本构关系可表示为

$$[\epsilon] = \left\{ \left[\sum_{i=1}^n [A_i]^T [C_i] [A_i] \right] - (n-1) [C_0] \right\} [\sigma] \quad (1)$$

式中各矩阵的展开式见文[1], 其中:

[A_i] 为几何矩阵;

[C_i] 为反映第 i 组节理效应的柔度矩阵。

1995年10月31日收到初稿, 1996年1月26日收到修改稿。

* 国家自然科学基金委员会和中国长江三峡工程开发总公司联合资助的国家自然科学基金重大项目

观察岩体中因节理扩展而推出的损伤演化方程。若考虑到如图 1 所示的节理端部出现次生裂纹时的次生裂纹模型，则多组节理的演化方程可表示为^[2]

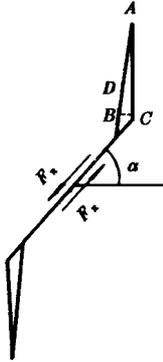


图 1 节理端部产生次生裂纹
Fig 1 Secondary cracks initiated around joint tips

$$[\epsilon] = \{ \{ [A_i]^T [C_i] [A_i] \} - (n - 1) [C_o] \}$$

$$[\sigma] + \sum_{i=1}^n [A_i]^T [B_i]^T [\Delta \epsilon_i] \tag{2}$$

其中 $[\Delta \epsilon_i]$ 为因次生裂隙引起的附加应变矩阵。

$$[\Delta \epsilon_i] = [\Delta \epsilon_i \quad \Delta \epsilon_i \quad 0]$$

由图 1 中的几何关系可知

$$\Delta \epsilon_i = \frac{1}{E} \left\{ \frac{-\mu L \sigma}{d - L} + \frac{B C \sigma}{b - B C} \right\},$$

$$\Delta \epsilon_i = \frac{1}{E} \left\{ \frac{L \sigma}{d - L} - \frac{\mu B C \sigma}{b - B C} \right\},$$

$$B C = A C \frac{\cos(\angle A B C + \alpha)}{\sin(\angle A B C)}$$

其中 $L = A C$ 为次生裂隙长度

$$b = b \cos \alpha \quad d = d / \cos \alpha$$

d 为同组节理间距之半, b 为共线相邻节理中心距之半, α 为节理方向与 σ_2 方向的夹角。

3 船闸区节理的分布特点及有关参数

该闸室边坡区的地质条件及节理分布的调查统计由于尚无最新资料, 本文采用文[6]所给的资料。

由于与闸室轴线大角度相交的节理组对高边坡稳定影响很小, 因而主要考虑与该轴线小角度交割的 NE-NEE 和 NWW 二组节理的影响。

以该 2 组节理可用蒙特卡洛法给出节理概化网络图(此处略)。

该 2 组节理的裂隙连通率, 据统计为 10% 左右^[6], 但考虑到其他几组节理的可能沟通作用, 在计算中采用 20% 连通率来分析。

这 2 组节理的力学参数见表 1。

表 1 船闸区岩体结构面强度指标

Table 1 Strength indexes of rock mass discontinuities at flight lock area

岩性	结构面类型	抗剪强度		切向刚度	法向刚度
		f	C / MPa	$\text{MPa} \cdot \text{cm}^{-1}$	$\text{MPa} \cdot \text{cm}^{-1}$
	硬性结构面	0.70	0.10	30	75
花岗岩	软弱 微弱、弱风化	0.60	0.15	10	25
	结构面 强风化	0.40	0.10	10	25

4 岩体力学参数和初始地应力

船闸区的岩石为前震旦系闪云斜长花岗岩, 从地表向下依次分别为全强风化、强风化、弱风化和微新层, 其间穿插有片岩捕虏体。上述各层岩体力学指标同文[3], 此处略之。在全强风化层中初始应力场按自重应力场考虑, 在其他岩层中, 按以下公式计算:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= -4.3982 - 0.01168H \\ \sigma_y &= -1.6628 - 0.03039H \\ \tau_{xy} &= 0.0472 - 0.00008H\end{aligned}\quad (3)$$

式中, 应力单位是 MPa, H 为埋置深度(m), x, y 分别为水平及垂直方向的坐标。

5 锚杆(索)参数

系统锚杆: $\Phi 28$ mm 的高强度螺纹钢筋, 其长度为斜边坡上 5~ 8 m, 间距 3 m \times 3 m 或 4 m \times 4 m; 直立坡及中隔墩上 10~ 16 m, 间距 2.5 m \times 2 m。

预应力锚杆: $\Phi 36$ mm 的高强度螺纹钢筋, 长度 16 m, 在有系统锚杆的斜边坡段上布置一排, 间距 3 m, 施加 200 kN 的预应力。

预应力锚索: 在闸墙及中隔墩上各布置两排对穿锚索, 方向水平, 预应力值 3 000 kN, 锚索由 19 根 $\Phi 15.24$ mm 的钢绞线组成。

以上为正常布锚情况, 为了做多方案的比较, 还采用其他有所不同的布锚方法。主要是在闸室区, 采用了改预应力锚索为预先施作长锚筋(不加预应力)和对二闸室的外侧直立边墙采用加密长锚筋的方案和在该处再度加密锚杆的方案, 这在下面将详细论及。

当锚杆穿过节理时, 节理强度的提高, 参照文[4]的原理及公式; 而其断裂韧度的提高, 则根据我们近期模型试验的结果^[5]。当锚杆穿过节理时, 新提高的 K_{1c} 认为比原有的提高了 2 倍, 即

$$K_{1c} = 2K_{1c} \quad (4)$$

6 计算方法及结果

计算中采用 20 号剖面, 计算域中共有 1 959 个结点和 2 117 个单元(以四边形等参元为主, 亦有部分三角形单元和节理单元)。砂浆锚杆的处理为既是杆单元, 又提高锚固区的 c 值。而预应力锚杆(索)的作用有 2 种情况, 一种简化为杆(索)端部的两个集中力(自由段部分); 另一种整个按杆单元考虑。开挖分成 7 个步骤进行。

在运用断裂—损伤模型计算时, 根据锚固施作的处理方法不同而计算了以下 6 种不同的工况:

工况 1 无锚;

工况 2 采用原设计的锚杆(索)参数, 锚索的作用处理为两端集中力;

工况 3 采用原设计的锚杆(索)参数, 锚索的作用处理为既有两端集中力, 又为杆单

元;

工况 4 在原设计的锚杆(索)基础上,不施加预应力,在左、右闸室直立外边墙上各加三排锚筋(杆单元无预应力);

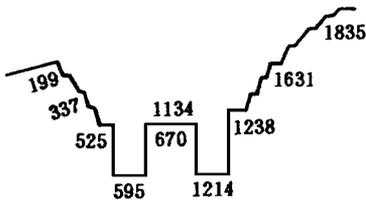


图 2 开挖边界上若干点的位置
Fig 2 Location of character points

工况 5 采用原来的工况 4 的基础上,将直立边坡及中隔墩上的锚杆间距由 2.5 m × 2 m 改为 1.5 m × 2 m;

工况 6 采用原设计的锚杆(索)方案,全部不施加预应力,都处理为杆单元;

各个工况的锚杆和锚索的施加都认为是及时进行的,也就是在开挖各段的同时锚固就开始起作用了。

表 2 给出了部分不同工况开挖边界上各特征点的最终位移量。图 2 则标明了各特征点的位置。可看出最重要的几个点为 525, 670, 1 134 和 1 238 等 4 个点。在中隔墩的 670 和 1 134 两个点对各种方案都不敏感,变化较大的是 525 和 1 238 两个点。可以认为第 4 方案的效果较好。但是要在两闸室的直立外边墙再各增加 3 根长锚筋,这样可以使 1 238 号点变形减少 11% 左右。525 号点无变化说明左闸室的外边墙可不加那三根锚筋。对这几个点原设计的锚固方案其变形量与无锚固方案相比,几乎没有什么变化。连通率为 20% 时,123 8 点和 525 点的变形比连通率为 10% 时要大 12% ~ 15%。

表 2 开挖边界上若干特征点的位移值

工况	199	337	525	595	670	1 134	1 214	1 238	1 631	1 835
1	5.72	2.02	2.13	1.13	3.15	3.70	2.86	3.76	2.02	1.58
连	5.45	2.01	2.12	1.13	3.15	3.69	2.86	3.76	2.01	1.57
通	4.99	1.65	1.36	1.18	3.20	3.71	2.89	3.79	2.02	1.56
率	5.00	1.65	1.36	1.19	3.17	3.71	2.91	3.36	1.82	1.48
20%	4.98	1.65	1.37	1.19	3.17	3.71	2.91	3.38	1.82	1.48
6	5.50	1.84	3.29	3.71	2.91	3.83	2.02	1.56	1.572	1.14

表 3 说明对不同工况和不同连通率其损伤演化单元数和受拉单元数的变化情况。可看出原设计锚固方案比无锚方案损伤演化区减少 4% ~ 6%, 而第 4 方案又比原方案在该区减少了 16%。受拉区有锚比无锚约减少 14% ~ 16%, 其他方案相互间相差不多。

表 3 各计算方案的损伤演化单元数及受拉单元个数

Table 3 Number of damage evolution and tensile elements of various computing schemes

工况	1	2	3	4	5	6
损伤演化区	608	569	477	448	443	504
受拉区	258	223	226	209	208	238

图 3 为工况 4 的损伤演化区。

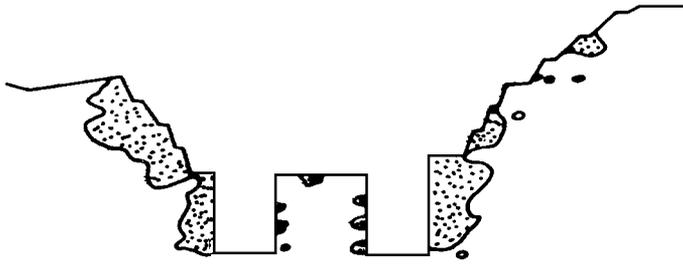


图 3 工况 4 的损伤演化区

Fig 3 Damage evolution areas of working condition 4

由于闸室围岩的稳定最为重要,而且破损区或损伤演化区也多集中在这些部位,因此对闸室特别是左右两个外侧直立边墙做了 4 个不同锚固方案的比较,包括了解预锚固的效果。

这几个方案的共同点是中隔墩仍然施作 2 根对穿式锚索(筋)。但 2 个闸室的外侧直立边墙则各施作 5 根锚索(筋),从平剖面看一共是 12 根锚索(筋)(中隔墩仍然保留 2 根锚索(筋)不变)。

闸室开挖分 3 层,其中左右外侧墙第 1 层和第 2 层都施作 2 根,第 3 层施作 1 根。

方案 I 第 5 步开挖时,即开闸室最上一层时,认为所有的锚索都施作完成(有些是从排水廊道进行预锚),全部锚索都施加了 3 000 kN 的预应力,而且锚索全部作杆单元处理。这意味着,随着围岩变形,全孔注浆的锚索都对围岩有被动的约束力。

方案 II 全部锚筋施作时机同方案 I,但全部用断面相同的长锚筋代替锚索,都不施加预应力。

方案 III 锚索随 3 层开挖分次施作,每层开挖认为锚索同时在起作用。共 3 次分期起作用,全部施加 3 000 kN 预应力。

方案 IV 锚筋的施作时机与方案 III 完全相同,全部不加预应力。

方案 V 认为预应力锚索在开闸室前的第 4 步开挖时就已起作用,即 12 根都为预锚固(3000kN 级)。

这几种方案的演化区分布和拉力区分布的特点范围与前面工况 4 的基本上一样,从计算结果来看,各方案无论是演化区、受拉区或关键点的变形其变化和差异都很小。这说明闸室的预锚固作用不明显。另外,使用加预应力的锚索和不加预应力的锚筋其效果相差不多。所以应该考虑是否应尽量减小使用昂贵的预应力锚索,而以工艺简单和造价低很多的长锚筋代替。

7 结论

(1) 对三峡船闸高边坡的这类坚硬花岗岩做稳定性分析, 从合理性来说, 以采用考虑节理组影响的断裂-损伤模型较为合适。从多种计算方案的分析结果看, 其规律性是存在的和较为可信的。但由于是初次采用此类模型, 今后须继续改进和深入研究。

(2) 当采用断裂-损伤模型时, 边坡的稳定性主要取决于二组陡倾节理是否会发生损伤演化, 以及演化后产生的附加变形。本文已初步回答了这一问题。

(3) 采用断裂损伤模型“*A*”时, 边坡中发生损伤演化的区域与弹塑性分析^[3]“*B*”的结果不大相同。其一是“*A*”模型中隔墩中的损伤演化区只限于 2 个直边墙的部分浅表层单元, 而“*B*”模型(低值 c) 的整个中隔墩甚至附近的基础层都进入了塑性区。其二是左岸边坡的损伤演化区比右岸边坡为大, 其深度也较深。“*B*”模型是右岸边坡损伤演化区较大且深, 这是因为该二组节理存在的影响, 对左岸节理组为顺坡向较为不利。受拉区的“*A*”模型与“*B*”模型相比, 无论取高值或低值 c 都要少 20% 左右。

(4) 采用“*A*”模型考虑了节理损伤演化而增加的变形量, 对闸室上端的关键点与“*B*”模型相比大约要大 20% ~ 25%。经加锚后左岸关键点与“*B*”模型差不多, 但对右岸的关键点(1238), 仍要比“*B*”模型算得的大 25% 左右。

(5) 由于现有的加固方案对减少右岸闸室右直边墙的损伤演化区效果不明显, 因此对“*A*”模型设定了工况 4 增加 3 根长锚筋的方案(左右外边墙都加)。结果说明对右直边墙深部的演化区减少的效果较明显。但对左闸室处直边墙的效果不明显。因此建议可考虑只增加右闸室的 3 根, 同时建议将预应力长锚索改为无预应力的长锚筋, 因后者工艺简单, 成本比前者低百分之几十之多, 质量易保证, 耐久性较好, 而且对提高围岩的强度和刚度比长锚索更有效。预锚固的效果不明显, 但及时锚固是有一定的效果的。

参 考 文 献

- 1 徐靖南, 朱维申等 压剪应力作用下多裂隙岩体的力学特性——本构模型 岩土力学, 1993, 14(4): 1- 6
- 2 徐靖南, 朱维申等 压剪应力作用下多裂隙岩体的力学特性——断裂损伤演化方程及试验验证 岩土力学, 1994, 15(2): 1- 12
- 3 Zhu W and Zhang Y. Effect of supporting surrounding rocks by bolts and its application to high slope of Three Gorges flight lock. In: *Proc of Int Symp. on Anchoring and Grouting Techniques* Guangzhou, China: 1994, 188- 196
- 4 葛修润, 刘建武 加锚节理面抗剪性能研究 岩土工程学报, 1988, 10(1): 8- 19
- 5 朱维申, 陈卫忠, 申晋, 李术才. 双轴压缩作用下雁形裂纹扩展机理的实验研究 中国科学院武汉岩土力学所, 1995
- 6 薛果夫等 长江三峡高边坡工程问题研究 长办勘测总院, “七·五”国家重点科技攻关项目报告, 1990
- 7 盛谦, 任放 三峡船闸边坡开挖加固数值模拟分析 长江科学院院报, 1992, 9(1): 28- 35
- 8 哈秋舫, 李建林 三峡工程永久船闸高边坡岩体有限元分析及其结构优化方案研究 岩石力学与工程学报, 1994, 13(2): 95- 108

PRIMARY RESEARCH ON STABILITY ANALYSIS AND REINFORCEMENT SCHEMES FOR JOINTED ROCK MASS OF HIGH SLOPE OF THREE GORGES FLIGHT LOCK

Zhu Weishen Zhang Yujun

(Institute of Rock and Soil Mechanics, the Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071)

Abstract The FEM with a fracture-damage model has been adopted to analyse the stability of high slope of Three Gorges flight lock. In analysis, the generation of subcracks of joint tips and its additional deformation as well as the possibility of further extension are considered under the compressive-shear stress condition. The effect of rock bolts for controlling this type of rock failure to reduce the damage evolution zones of joints and the slope deformation is studied and optimization analysis and evaluation of different anchoring schemes are made also.

Key words high slope of Three Gorges flight lock, jointed rock mass, fracture-damage, anchoring scheme, stability analyses by FEM

地下工程岩土介质稳定性、地层控制及支护技术 相关问题研讨会将于 1997 年在上海举行

由中国岩石力学与工程学会地下工程专业委员会和同济大学地下建筑与工程系联合召开的“地下工程岩土介质稳定性、地层控制及支护技术相关问题研讨会”拟于 1997 年九、十月份在上海举行。会议议题和交流内容为:

- (1) 水工地下洞室和隧道工程新的设计施工和支护方法;
- (2) 地下空间和地铁工程与围岩稳定有关的新技术;
- (3) 采矿地下开挖(采场和井巷)地压活动的规律和控制方法;
- (4) 深基坑开挖和支护的新方法;
- (5) 与地下工程设计施工有关的新的分析方法、监测技术和加固技术;
- (6) 其他相关问题。

有关这次会议的具体细节请与中国科学院武汉岩土力学研究所任伟中先生联系。

(摘自该会议第一号通知)