

峡山水库大坝渗流安全评价

杨正华,刘嘉忻

(水利部大坝安全管理中心,江苏 南京 210029)

摘要 按照 SL258—2000《水库大坝安全评价导则》要求,采用渗流观测资料分析、渗流有限元计算分析及运行表现分析方法,对峡山水库大坝渗流安全进行评价。评价结果表明:主坝防渗措施不足,工程老化,坝基砂层渗流稳定不满足安全要求,郑公副坝部分坝段坝基渗透稳定,武兰副坝永旺屯放水洞接触渗透稳定存在安全隐患。建议采取防渗加固措施,加固前合理调度运用,加强安全监测。

关键词 大坝渗流;大坝安全评价;有限元法;峡山水库

中图分类号 TV698.1+2 **文献标识码** B **文章编号** 1006-7647(2007)02-0040-05

Seepage stability evaluation for dam of Xiashan Reservoir//YANG Zheng-hua, LIU Jia-xin(Dam Safety Management Center, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract :Based on Guidelines for Reservoir Dam Safety Evaluation (SL258—2000),a seepage stability evaluation for the dam of Xiashan Reservoir was carried out by analysis of the monitoring data of dam seepage with finite element method (FEM) and analysis of its operation behavior. The result shows that the seepage stability of the sand layers in the foundation of the main dam cannot meet the technical criteria because of the lack of effective measures for seepage control and the aging of the dam project, and that there exist seepage stability problem in the foundation of several sections of Zhenggong secondary dam and contact seepage stability problem between Yongwangtun conduit and the dam body of Wulan secondary dam. It is suggested that reinforcement measures should be taken and rational operation and safety monitoring should be strengthened.

Key words :dam seepage ;dam safety evaluation ;FEM ;Xiashan Reservoir

1 工程概况

1.1 基本情况

峡山水库位于山东省潍坊市境内的潍河中游,是一座以防洪、灌溉为主,结合发电和城市供水等综合利用的大(1)型水库,总库容 14.05 亿 m³,是山东省目前规模最大的水库。工程 1958 年 11 月开工,1960 年 9 月基本建成。原设计防洪标准为 1 000 年一遇洪水设计,2 000 年一遇洪水校核,设计洪水位 41.39 m,校核洪水位 42.35 m;水库正常蓄水位 37.40 m。水库为一等工程,主要建筑物为 1 级。本次鉴定阶段复核采用防洪标准为 1 000 年一遇洪水

设计,10 000 年一遇洪水校核,相应的设计洪水位 40.47 m,校核洪水位 42.81 m。

枢纽由主坝、副坝、溢洪道、电站等工程组成。主坝为均质土坝,最大坝高 21.0 m,坝顶高程 44.00 m,坝顶长度 2 750 m,坝顶宽 7.0 m,主坝典型断面见图 1。副坝也为均质土坝,由南辛段、武兰段、郑公段、刘家沟段组成,总长度 28 600 m(南辛段 4 900 m,武兰段 10 050 m,郑公段 12 380 m,刘家沟段 1 270 m),副坝最大坝高 14.0 m,坝顶宽度 6.0 m。

1.2 坝址地质条件

坝址基岩由前震旦纪变质岩及白垩纪火成岩组成,河槽段为前震旦纪变质岩,风化强烈。河谷部分

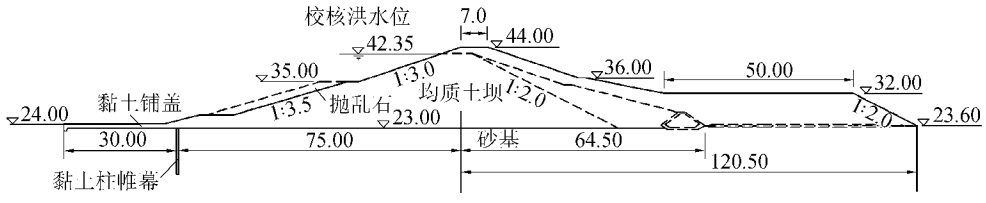


图 1 主坝典型横断面示意图(单位:m)

上覆第四纪冲积砂层,下部为砾砂,上部多为中砂,表层或中间夹层为粉质黏土和粉土,河床部分厚约12 m,河漫滩部分厚18~21 m。砂层渗透系数河床段为 $9.38 \times 10^{-2} \text{cm/s}$,滩地段为 $2.78 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 。

1.3 工程施工情况

据记载^[1],因地质条件复杂及建设条件限制,坝基基本未进行清基处理。主、副坝填筑就近取土,坝体土料以粉质黏土为主,副坝有用冻土块堆砌筑坝的情况,压实质量难以控制。0+000~0+700下游坡有厚薄不一的砂壳,0+460以右砂壳厚1~2 m。0+800~2+750坝段为均质坝,2+150~2+350坝段为水中倒土法施工,该段1960年曾发生上、下游坝坡滑坡,处理时将贴坡排水改为棱体排水。

主坝河槽段上游有黏土铺盖,设计长度0+000~0+500段150 m,0+500~1+300段120 m,厚度坝脚4.0 m,向上游渐变至末端1.0 m。1+300~2+600段表层有粉质黏土覆盖,厚度2 m以上,未做铺盖。坝基处理中在上游距坝轴75 m处做了1排黏土灌注桩,灌注桩质量和防渗效果均不佳。

1.4 历年渗流问题及处理^[1]

a. 1960年4月主体工程完工后蓄水,最高库水位到37.79 m。主坝2+150坝后导渗沟距坝脚30~50 m处,在库水位36.00 m时出现严重的涌水、砂沸现象,采取了局部碎石压渗。南辛副坝在1+200和2+400以右长约3 000 m范围内出现严重塌陷,做了排水沟和翻挖处理。

b. 1974年最高库水位达39.76 m,主河槽处理过的部位又出现砂沸现象。“75.8”洪水后水库实施保安全工程,在主河槽排水体上加50 m宽的盖重,涌水砂沸现象基本控制。1985年库水位35.25 m时主坝坝后50多 hm^2 农田沼泽化,1988年在坝后50 m处开挖了排渗沟。

c. 经历久旱低水位运行后,1990年10月蓄水到37.52 m时主坝发生严重渗流险情,0+770坝后导渗沟内发生15处涌泉,很快形成直径22 m、深1.1 m的塌陷,随后0+990和1+010段又发现12处险情,涌水高出地面15 cm,渗水量30 L/s,并发生塌陷,导渗沟上游侧出现裂缝、塌陷。同时,南辛副坝野沟河段下游坝脚大面积渗水,坝后测压管水位外溢。采取压重排水抢险措施后险情得到控制。

d. 1986~1993年加固工程中,主坝上游坝脚压坡处理,填筑石碴32万 m^3 。副坝部分段增设贴坡排水、排渗沟。1997年加固工程中,主坝0+513~1+350段坝后设导渗管及排渗沟,共94根导渗管。排水沟0+382~1+350共968 m长,混凝土预制块衬砌,下设土工布1层,中粗砂垫层10 cm。

2 渗流观测资料分析

2.1 观测设施

1961年主坝设置3个断面12根浸润线测压管。1964年增设4个断面22根浸润线测压管和5个断面17根坝基渗透压力测压管。1978年对主坝部分不灵敏测压管进行了报废和补设,测压管总数为84根(分布于14个断面)。

1989年在北辛副坝1+000~3+500段5个断面设置测压管36根,因坝基砂层难以成孔,安装时采用了泥浆固壁。1998年在主坝58根测压管基础上改装自动化数据采集系统,观测项目包括坝体测压管及坝基测压管数据、库水位、下游水位等。

2.2 观测资料整理分析

观测资料系列为1989年4月14日至2000年5月29日,坝体413测次,坝基416测次。其间有观测资料的测压管共94根次。

1990年试验发现部分测压管灵敏度下降,主坝测压管随着运用时间延长,性能下降。1998年安装了测压管水位自动采集系统,少量测点数据存在明显差错。分析中考证了测压管参数,鉴别剔除了部分差错数据。

忽略滞后时间影响,整理了测压管水位过程线、测压管水位(h_p)与库水位(h_z)相关线等成果。从水位过程线看,不少测压管不灵敏,部分测值凌乱。成果示例测压管水位过程线见图2,测压管水位与库水位相关线见图3。

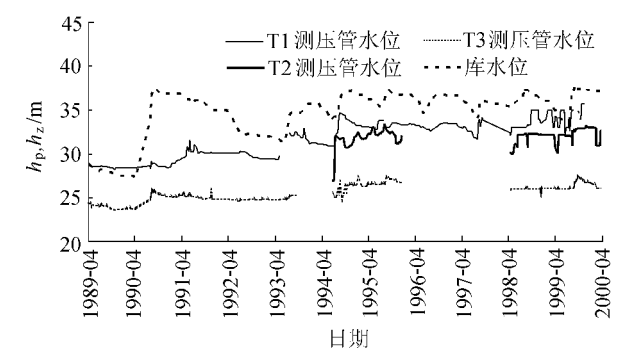


图2 测压管水位过程线(0+100断面)

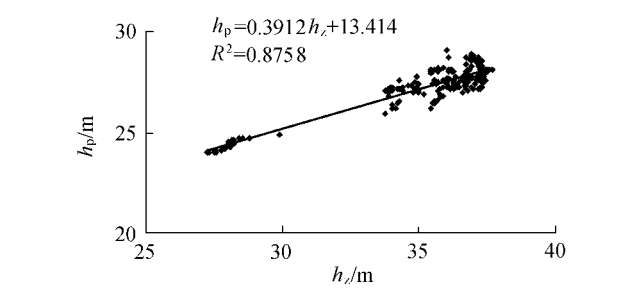


图3 测压管水位 h_p 与库水位 h_z 相关线
对运行期常遇库水位36.0 m按回归分析成果

推求测压管水位,反映观测结果基本合理,坝基测压管资料可靠性好于坝体测压管资料。主坝左段(台地)坝基砂层渗流压力比河床段的大,河床段的排水减压效果较明显。

2.3 砂层实测临界坡降分析

1965 年的地质勘测资料表明,坝基砂层渗透变形临界坡降为 0.94,允许坡降为 0.47。主坝渗透变形的关键地层是坝基砂层,对 1990 年主坝严重渗流事故前 1+000 断面观测资料进行分析,所得测压管水位见表 1。

表 1 1+000 断面 1990 年事故前测压管观测结果

测压管编号	测压管水位/m	管间水平距离/m	管间坡降
J1	32.28	25.50	0.0290
J2	31.54	24.00	0.0517
J3	30.30	18.50	0.0308
J4	29.73		

1+000 断面附近是险情集中和较严重部位,实测坡降可反映砂层临界破坏状况,据此认为坝基砂层实测临界坡降(管间水平坡降)为 0.03,可用作运行监控指标。

3 渗流有限元计算分析

3.1 计算条件

计算采用二维稳定渗流有限元计算方法^[2],各透水土层按均匀介质、渗透系数按各向同性考虑。计算断面选取 1+000 和 2+250 两个代表性断面。1+000 代表河床段,有较好的观测资料,高水位时发生过渗流破坏。2+250 断面接近合龙段中

心,水中倒土施工、有粉质黏土覆盖,有观测资料。计算上游水位取运行常遇水位 36.00 m、正常蓄水位 37.40 m、设计洪水位 41.39 m、校核洪水位 42.35 m 和鉴定阶段复核 10 000 年一遇校核洪水位 42.81 m 共 5 个组次,相应的下游水位由实测资料推定。坝体土以粉质黏土为主,渗透系数取 $3.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 。砂壳渗透系数取 $2.1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 。黏土铺盖渗透系数取 $9.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 。防渗桩构造查无资料,质量和运行表现不佳,防渗作用不计。坝基砂层可分为上层中砂与下层砾砂 2 层,计算按 1 层处理,渗透系数取 $2.1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 。粉质黏土覆盖层渗透系数取 $9.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 。排水棱体渗透系数取 $1.0 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$,基岩视为相对不透水层。

3.2 计算结果

上述渗透系数根据勘探试验资料综合取值,作为渗流计算初始参数,用 36.00 m 库水位下测压管实测资料进行反演分析,优化 1+000 断面计算参数,经合理范围大量组次的变渗透系数模拟,取得较合理结果,并用来推演高水位渗流。计算结果与实测值对比见表 2,其中 1+000 断面各组次主要计算结果见表 3,断面等势线分布见图 4。

表 2 1+000 断面库水位 36.00 m 反演计算与实测成果对比

对比点	实测水位/m	反演计算水位/m	对比点	实测水位/m	反演计算水位/m
J1	31.63	31.99	T1	30.82	32.17
J2	30.41	30.30	T2	29.79	30.31
J3	29.50	28.75	T3	28.62	28.37
J4	28.82	28.21	T4	29.06	28.22

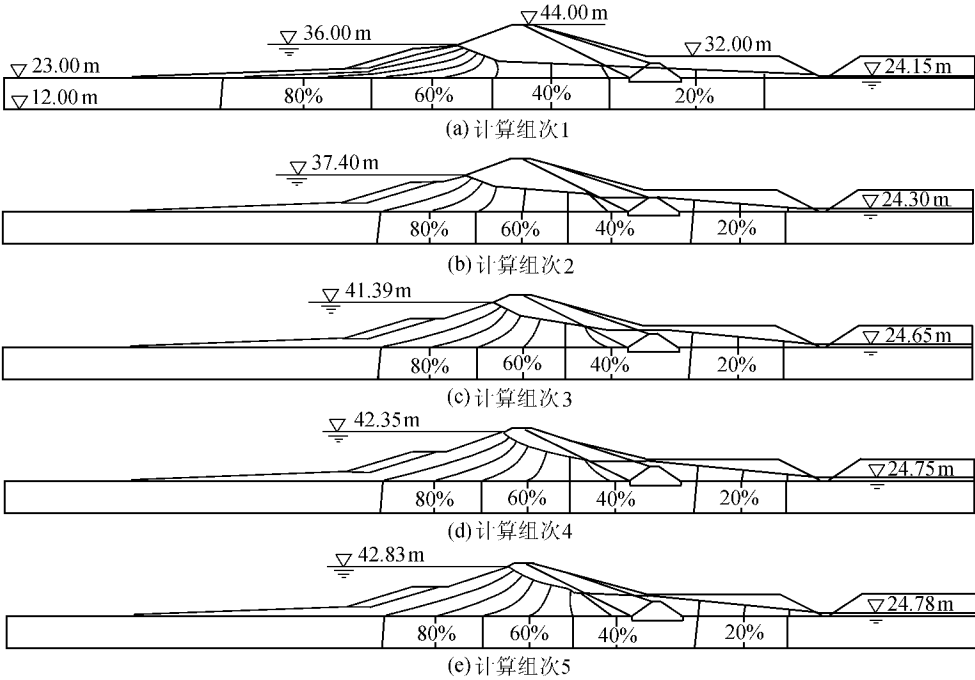


图 4 渗流计算 1+000 断面等势线

表 3 1+000 断面渗流计算成果

计算组次	库水位/ m	排水棱体坡降		排水沟坡降		单宽流量/ ($\text{m}^3 \cdot (\text{s} \cdot \text{m})^{-1}$)
		出口处	前端 平均值	出口处	前端 平均值	
1	36.00	0.08	0.07	0.09	0.07	3.503
2	37.40	0.09	0.08	0.10	0.08	3.921
3	41.39	0.12	0.10	0.11	0.10	5.097
4	42.35	0.13	0.11	0.12	0.11	5.495
5	42.81	0.13	0.11	0.12	0.11	5.657

3.3 计算结果分析

37.40 m 库水位计算结果接近 1990 年事故性态,计算临界坡降为 0.09~0.1,推定计算条件砂层临界坡降为 0.09。按大坝渗流分析原理^[3],计算结果显示坝基砂层高水位下运行不安全,设计洪水位及校核洪水位时主坝的渗流是危险的。1990 年后有 2 年最高库水位超过 1990 年的 37.40 m,但未再出现事故现象,主要是 1997 年的坝后反滤排渗措施起了有效作用。

2+250 断面下游有粉质黏土覆盖,计算结果反映砂层坡降比下游有排水沟的 0+375 断面砂层坡降要大得多,在覆盖层完整的情况下,砂层渗流是安全的,若下游粉质黏土覆盖层在无反滤保护情况下被揭穿则会有严重渗流安全问题。

从反演过程判断,坝前铺盖防渗效果相对不明显,原因主要是坝基砂层分布广泛、深厚。观测结果也反映铺盖作用较小,原因可能还包括铺盖规模或施工质量达不到设计要求。

4 运行表现分析

4.1 主坝运行表现

水库至 1999 年共运行了 40 年,1974 年 8 月 15 日出现历史最高库水位 39.76 m。初次蓄水的 1960 年最高库水位达 37.79 m,主坝 2+150 坝后导渗沟距坝脚 30~50 m 处在库水位 36.00 m 时即出现严重涌水、砂沸现象。1974 年最高库水位出现 39.76 m 的新高,主坝坝后涌水、砂沸现象再次出现。历史最低水位为 1989~1990 年枯水期的 27.01 m,来水后造成了 1990 年 10 月的 1 次建库后最严重的大坝渗流险情,当时库水位为 37.05 m。从这些运行表现看,主坝防渗措施严重不足,且有明显老化趋势,渗流安全性状不满足设计运用要求。

1990 年事故的另一重要原因是坝前铺盖损坏,此前有 3 次最高库水位超过 1990 年的 37.52 m,分别是 1960 年 37.79 m,1974 年 39.76 m,1975 年 38.18 m,1+000 断面均未出现严重问题,说明 1+000 断面原不是大坝渗流最薄弱坝段。查水库运行记录,1988~1989 年持续干旱,1988 年的最高库水位 30.93 m(水库死水位为 31.40 m),1988 年最低

库水位 28.21 m,1989 年最低库水位 27.47 m,1990 年汛前最低库水位 27.01 m。这种情况下,0+000 断面可能出现了水库露底,铺盖发生了干裂破坏,或伴有其他人为损坏,从而导致 1990 年的事故。南辛副坝野沟河段出现的问题也有类似原因。

虽然历年都采取了一定的加固措施,但这些措施对峡山水库大坝这样防渗措施不完善、工程质量较差而规模等级又相当高的工程来说是不够的,是局部的,未从根本上解决大坝渗流安全问题。

4.2 副坝渗流问题

结合鉴定阶段的现场检查结果^[4],副坝的渗流安全主要存在以下一些问题:

南辛段副坝坝体填筑松散,碾压质量较差。在设计运用条件下 0+000~1+150 段和 2+250~4+000 段坝基砂层渗透坡降不超过其允许坡降,但渗流量难以控制,部分段坝后会出现浸没甚至沼泽化。

武兰段副坝培厚部分碾压质量较差,1+600 断面在正常蓄水位、2+235 断面在设计洪水位条件下坝基坡降均大于允许坡降。坝后原有浸没现象,开挖截渗沟后浸没现象减轻,但设计洪水位或更高水位时坝后仍会有浸没。永旺屯放水洞位于武兰副坝 2+450 处,工程及其设备老化,洞内及尾水渠渗漏严重,砌石边墙有多处射流,存在接触渗流安全隐患。

刘家沟段副坝 1977 年前填筑的粉质黏土质量较好,后加固部分填筑松散,质量较差。

郑公段副坝坝体质量较差,2+850~5+600 段为坝基集中渗漏带,校核洪水位时 5+800 断面坝后覆盖层计算渗透坡降大于允许坡降,会产生流土破坏。该坝段地下水排泄不畅,坝后已形成浸没。5+400 断面处下游坝脚已形成高 0.3~1.5 m 的陡坎,坍塌纵向长度为 50 m。

5 结论与建议

a. 从工程运行表现看,在水库未完全达到设计条件运行的情况下,主坝、副坝多次出现渗流异常或渗流破坏,说明大坝渗流控制措施不足,大坝渗流稳定不满足设计运用要求。

b. 观测资料表明,主坝左段(台地段)坝基砂层的渗流压力比河床段的大得多,在无反滤保护情况下揭穿粉质黏土覆盖层是严重危害大坝渗流安全的。据 1+000 断面 1990 年事故前观测资料分析,坝基砂层实测临界坡降为 0.03,运行安全监控以管间水平坡降不大于 0.03 为宜。

c. 计算结果显示,河床段在正常蓄水位下运行基本安全,坝前黏土铺盖防渗作用有限。高水位下坝基渗流不安全,设计洪水位及校核洪水位下主坝

渗流是危险的。2 + 250 断面下游渗流出逸点在设计或校核水位下位置较高,危害坝坡出逸段渗流稳定,不利于下游坝坡的抗滑稳定。

d. 副坝无工程性防渗措施,运行中出现坝后大面积浸没、局部坍塌等问题,穿坝建筑物接触渗流异常,渗流安全存在隐患。

总之,峡山水库大坝渗流控制措施不足,工程老化,主坝坝基砂层的渗流稳定不能满足安全要求,副坝部分坝段渗流和穿坝建筑物接触渗流存在安全隐患,历年采取的一些加固措施未从根本上解决大坝渗流安全问题。按照 SL 258—2000《水库大坝安全评价导则》的分级标准^[5],峡山水库大坝渗流安全性属 C 级,建议采取防渗加固措施。加固前宜合理调

度,加强安全监测。

参考文献：

[1] 山东省峡山水库管理局. 潍坊市峡山水库大坝建设和运行管理报告[R]. 潍坊: 山东省峡山水库管理局, 2000: 10-14, 34-36.
[2] 毛昶熙, 段祥宝, 李祖貽, 等. 渗流数值计算与程序应用[M]. 南京: 河海大学出版社, 1999: 61-65, 112-116.
[3] 毛昶熙. 渗流计算分析与控制[M]. 北京: 水利水电出版社, 1990: 469-473, 526-528.
[4] 山东省峡山水库管理局. 山东省峡山水库大坝安全鉴定现场检查报告[R]. 潍坊: 山东省峡山水库管理局, 2000: 11-14.
[5] SL 258—2000, 水库大坝安全评价导则[S].

(收稿日期 2006-05-26 编辑 高建群)

(上接第 39 页)

暗沟的形式,且沟内应填入透水砂石料,以便今后维修。若弱透水覆盖层大于 3 m 时,在盖重的末端一般设置排渗井,排渗井应定期进行清洗,以便保证排渗井的防渗效果。由于排渗井和减压沟可大幅度降低弱透水覆盖层的承压水头,因此可有效防止堤基土体渗透破坏的发生。对于该类堤基的堤身隐患,一般采用劈裂帷幕灌浆法予以处理。

对于 d 类和 e 类堤基,由于表层的弱透水层较深,地质条件较好,因此堤基不需要进行防渗处理。而对于此类堤基上的堤身,一般采用锥探灌浆法进行堤身防渗处理。若堤身出现集中的漏洞群或汛期堤身散浸严重,可从堤顶设置防渗墙并深入堤基 2 m。此外,也可以采用堤身垂直铺塑技术对堤身隐患予以处理。

对于 f 类堤基,当透水层较浅时,可采用从堤顶设置防渗墙的方法进行堤身和堤基防渗;当透水层较厚时,可采用与 c 类堤基相类似的处理方法。

总之,防渗处理的原则是因地制宜、防排结合、导压兼施,以相对少的经济付出换取最大的堤身及堤基的防渗安全,同时应考虑施工方便及环境保护等方面的问题。

5 结 语

当透水层上的覆盖层较薄且透水层较厚时,应采用盖重的方法进行堤基防渗处理,必要时增加排渗井或减压沟,以便增强堤基的防渗效果。当透水层较薄且透水层下为基岩或有较厚的相对弱透水层时,可采用全封闭式防渗墙或半封闭式防渗墙进行堤基防渗,若透水层特别薄且透水层的颗粒较细时可采用土工膜进行堤基防渗,以便节约堤基防渗的

成本。

总之,堤防防渗加固方案的选择实际上是一个系统工程,必须顾及堤基土体的物理力学性质,以及堤基周围的人文及地理环境要素,同时应考虑到用于堤防加固处理的经费,然后通过多角度及多种方案的计算比较,找出其中最合理的堤防加固处理措施。

参考文献：

[1] 顾慰慈. 渗流计算原理及应用[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2000: 10-56.
[2] 吴昌瑜, 丁金华. 九江长江干堤溃口段破坏机理及处理措施[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(5): 557-562.
[3] 包承纲. 堤防工程土工合成材料应用技术[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999.
[4] 李思慎, 王满兴, 任大春. 长江重要堤防的防渗问题[J]. 人民长江, 2002, 33(8): 7-14.
[5] 陆付民, 李建林, 郭永成. 堤防防渗加固方法研究[J]. 人民黄河, 2004, 26(9): 7-8.

(收稿日期 2006-05-10 编辑 高建群)

· 简讯 ·

河海大学建设国际水利土木环境研究生创新中心
教育部学位管理与研究生教育司批准河海大学建设国际水利土木环境研究生创新中心(International Hydro-Civil-Environment Center of Excellence), 并作为 2006 年国家研究生教育创新计划项目。河海大学将借鉴国际上 COE (Center of Excellence) 的做法, 联合法国里科科技大学、荷兰代尔夫特大学、澳大利亚阿德兰德大学、日本山梨大学、英国剑桥大学等高校与研究机构, 集成国际优质教育研究资源, 实行创新中心本体培养与国际访学相结合, 理论研究与工程实际相结合, 建设面向国际的、开放的水利土木环境研究生创新中心, 培养具有国际视野和扎实理论功底、富有创新精神的高水平研究生。(本刊编辑部供稿)