

DOI:10.16031/j.cnki.issn.1003-8035.2016.01.14

泥石流浆体作用下钢-混凝土组合式新型 拦挡坝承载性能分析

李俊杰^{1,2}, 王秀丽^{1,2}, 冉永红^{1,2}

(1. 兰州理工大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730050;

2. 西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

摘要: 在重力式拦挡坝的基础上, 提出了一种前部为混凝土实体, 同时后部设置钢管支撑体系的钢-混凝土组合式新型拦挡坝。基于计算流体动力学理论和流固耦合分析方法, 对重力坝与新型坝进行了泥石流浆体空库过流条件下的对比分析, 证实了新型坝具有更加优越的承载性能, 并以水利水电工程拱坝体型设计中的柔度系数作为一项重要参数, 从杆件截面规格和支撑间距两个方面优化了支撑体系, 给出了新型坝的结构方案及其适用条件。结果表明, 建议以流动状态稳定后的浆体动压力作为结构设计中的荷载工况之一; 柔度系数超过 15 的重力坝从力学上属于平面应变问题; 新型坝适用于迎流面坡比为 1:0.3 且柔度系数大于 8.5 的重力式低坝以及柔度系数大于 10.0 的重力式中坝, 在该条件下, 相比于重力坝, 新型坝的极限承载力增长了 10% ~ 20%。

关键词: 泥石流浆体; 钢-混凝土组合式拦挡坝; 承载性能; 计算流体动力学; 流固耦合分析; 柔度系数

中图分类号: TU359; X43

文献标识码: A

文章编号: 1003-8035(2016)01-0085-10

Analysis on bearing performance of new-style steel-concrete combined dam under action of debris flow slurry

LI Junjie^{1,2}, WANG Xiuli^{1,2}, RAN Yonghong^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou, Gansu 730050, China;

2. Western Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering of Ministry of Education, Lanzhou, Gansu 730050, China)

Abstract: A new type of steel-concrete combined dam based on gravity dam was came up with. The front of this new-style dam was concrete entity, and a steel-tube bracing system was set in the behind of it. Based on computational fluid dynamics theory and fluid-structure interaction analysis method, contrastive analysis on gravity dam and the new-style dam was done when these dams suffered from debris flow slurry. This analysis confirmed that the new-style dam had more superior bearing performance. In addition, the bracing system was optimized from two aspects of member section specification and brace interval by using the flexibility coefficient in the design of arch dam shape as an important parameter in order to give the structure scheme and applicable condition of the new-style dam. Results show that the slurry dynamic pressure after steady flow state is proposed as one of the load conditions in structure design. The gravity dam whose flexibility coefficient exceeds 15 belongs to plane strain problem in mechanics. The new-style dam is suitable to the low gravity dam whose flexibility coefficient is greater than 8.5 and the medium gravity dam whose flexibility coefficient is greater than

收稿日期: 2015-07-21; 修订日期: 2015-09-08

基金项目: 国家自然科学基金项目(51278236); 国家科技支撑计划项目(2011BAK12B07)

第一作者: 李俊杰(1986-), 男, 河北张家口人, 博士研究生, 主要从事泥石流灾害防治工程研究。E-mail: lj8626@163.com

通讯作者: 王秀丽(1963-), 女, 辽宁沈阳人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事大跨度空间钢结构及泥石流工程防治技术研究。

E-mail: 301078701@qq.com

10.0, meanwhile, and the slope ratios of face flow surface of these dams are all 1:0.3. Compared to gravity dam, the ultimate bearing capacity of the new-style dam increases by 10% ~ 20% under the applicable condition.

Keywords: debris flow slurry; steel-concrete combined dam; bearing performance; computational fluid dynamics; fluid-structure interaction analysis; flexibility coefficient

0 引言

随着山地环境退化、地表结构恶变、生态平衡失调,再加之人类不良活动的影响,全球范围内的泥石流灾害频繁发生,给当地群众的生命财产和区域生态环境造成了严重危害,因此,近年来,世界各国对泥石流灾害的重视程度以及对防治工程措施的研究和应用力度不断加大。作为泥石流灾害防治工程中的骨干力量,重力式拦挡坝得到了广泛应用,但其自身存在的结构型式过于陈旧单一、体型极为厚重、工程量巨大等问题始终未得到重视和解决。此外,目前已有的研究工作要么注重于泥石流及其灾害^[1-3],要么侧重于防治工程措施^[4-8],却极少涉及泥石流流体与防治工程之间的相互影响^[9-10],从而忽视了二者之间的耦合作用关系。

鉴于此,本文对重力式拦挡坝做出了改进和优化,提出了一种前部为混凝土实体且后部设置钢管支撑体系的钢-混凝土组合式新型拦挡坝,并将计算流体动力学分析软件 CFX 与结构静力分析模块 Static Structural 相结合,在大型通用有限元软件集成平台 ANSYS Workbench 下,对重力式拦挡坝与新型拦挡坝进行了泥石流浆体空库过流条件下的单向流固耦合对比分析^[11],以验证新结构承载性能的优越性,并给出其结构方案及适用条件。

1 外流场分析

1.1 几何建模及网格划分

外流场为实体建模。因实际中泥石流沟的沟床比降、沟谷坡度等地形特征值在空间上具有极大的不确定性,而且这些又不在本研究范围内,故本文假定外流场的底面水平且侧面竖直。经反复试算(图1),确定了外流场尺寸(Z 向尺寸与坝体长度相同),从该图中可以看出,坝体结构尺寸直接决定着外流场尺寸。

耦合分析中,流固交界面起着传递荷载的重要作用,该部位附近的网格划分至关重要,因而对流固交界

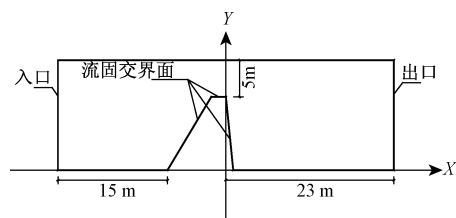


图1 外流场尺寸

Fig.1 Size of external flow field

面的各边指定了边尺寸,以得到相对精细的网格。显然,坝前及坝后流体的流动过程占据着绝大部分的计算时间,这些区域的网格划分将显著影响到整个外流场分析过程的稳定性和流畅性,故采用局部网格控制中的膨胀功能细化了坝前和坝后一定高度范围内的网格。外流场模型的其它区域均应用相对较粗的全局网格尺寸进行划分。图2显示了某一外流场模型的网格划分结果。

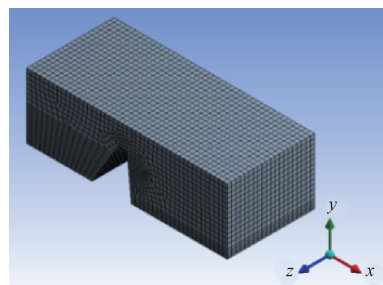


图2 外流场网格划分

Fig.2 Meshing of external flow field

1.2 前处理

1.2.1 域前设定

本文中流体域所含物质为泥石流浆体和空气,而CFX程序自带的物质库里并没有泥石流浆体这一物质,故需用户对其自定义。由于外流场分析的主要目的是为了得到用于固体结构计算的流体压力,而并不关注流体本身的性质及其变化,因此,这里将泥石流浆体定义为纯物质,设定其密度为 2000 kg/m^3 ,动力粘度为 $0.5 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ (粘性泥石流)^[12]。

1.2.2 流体域设定

一般来说,湍流在自然界中是普遍的,而层流则属

个别情况。但尽管如此,仍应计算流体雷诺数,以确定流体的流动状态。由文献[13]给出的雷诺数计算公式以及流动状态判定准则可知,本文中涉及的泥石流浆体外部流动属于湍流流动,那么针对湍流流动问题的数值模拟就必须选取合适的湍流模型。CFX 程序自带多种湍流模型,根据各模型的特点及其适用条件并结合试算比较,本文选用两方程模型中的标准 $k-\varepsilon$ 湍流模型。

1.2.3 边界条件设定

网格划分完成后,还需为外流场模型的各部位命名(图 3),以便边界条件的设定。CFX 程序中共有五种类型的边界条件可供选择,它们包括入口、出口、开放式边界、壁面 and 对称面。边界条件的具体设定情况是:inlet 为入口;outlet 为开放式出口;open 为开放式边界;side walls、ground walls 和 dam walls 均为无滑移的光滑壁面。

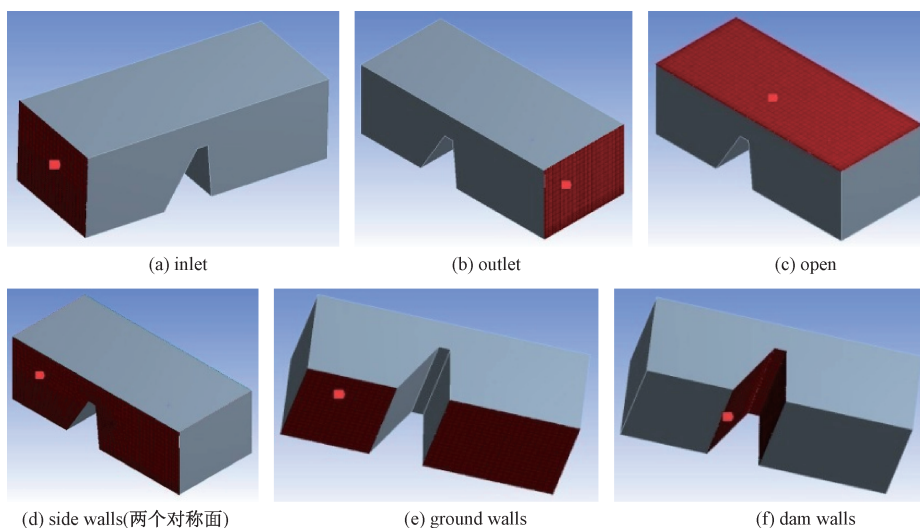


图 3 外流场各部位命名

Fig. 3 Naming of each position of external flow field

1.2.4 分析类型及初始条件设定

分析类型为瞬态分析,计算总时间设为 66s,时间步长取为 0.01s,即计算总时间步数为 6600。此外,瞬态分析中须给定求解初始条件,其设置内容包括流体速度、静压和气-液分相体积分数。

1.2.5 求解及输出控制

采用求解准确、结果可靠的高精度差分格式。以均方根残差小于 $1.0E-5$ 作为收敛准则,该准则能够满足大多数功能应用的求解精度需求。计算结果包括泥石流浆体总压力、 X 向速度以及体积分数。此外,在外流场纵向中央的 12 个位置(当 $H = 6.0$ m 时, $h_1 = 1.0$ m, $h_2 = 1.5$ m;当 $H = 10.0$ m 时, $h_1 = 2.0$ m, $h_2 = 2.5$ m)设置了浆体总压力和 X 向速度变量求解监控点,以实时观察各部位变量的变化情况,同时,监控结果亦可作为求解收敛性的重要判据(图 4)。

1.3 后处理及分析

图 5 为计算终止时刻(Time = 66s)下的坝体迎流面总压力计算结果,从图中可发现,泥石流浆体总压力呈上小下大的层状分布,该结果符合液体压强沿深度方向的分布规律。

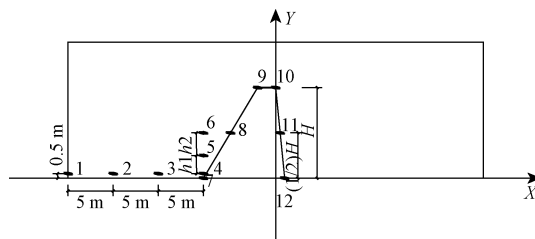


图 4 变量求解监控点布置

Fig. 4 Arrangement of monitory points of variable solving

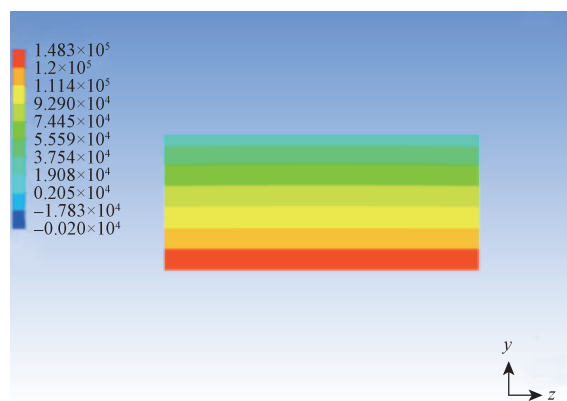


图 5 坝体迎流面总压力云图 单位:Pa

Fig. 5 Total pressure nephogram of upstream face of dam

泥石流流动产生的冲击力是导致拦挡结构破坏的主要因素之一,同时也是结构设计中的一重要参数。泥石流整体冲击力计算的规范公式如下^[14]:

$$F_{\delta} = \lambda \frac{\gamma_c}{g} V_c^2 \sin \alpha \tag{1}$$

式中, F_{δ} ——泥石流整体冲击压力/kPa;
 λ ——建筑物形状系数,圆形建筑物 $\lambda = 1.00$,矩形建筑物 $\lambda = 1.33$,方形建筑物 $\lambda = 1.47$;
 γ_c ——泥石流重度/(kN/m^3);
 V_c ——泥石流流速/(m/s);
 g ——重力加速度, $g = 9.8 \text{ m}/\text{s}^2$;
 α ——建筑物受力面与泥石流冲压方向的夹角/($^{\circ}$)。

通过对泥石流浆体空库过流整个过程的观察可知,图 6 所示状态为 Time = 2.4s 时刻下,浆体第一次,也是唯一的一次直接冲击坝体(红色区域为纯浆体,蓝色区域为空气,梯形空白区域为拦挡坝),故泥石流流速 V_c 取自该状态下监控点 7 的浆体 X 向速度。外流场分析得到的泥石流冲击力与规范公式计算值之间的对比结果列于表 1(表中外流场模型与重力坝模型一一对应),从表中可以看出,通过外流场分析得到的泥石流冲击力十分接近于相应的规范公式计算值,二者误差不超过 10%,表明本文前期所做的外流场分析是可靠的。

提取了监控点 7~9 的总压力变量监控曲线(图 7),从该图中可以发现,由现行规范计算出的泥石流

冲击力(监控曲线 7 的首个拐点峰值)明显小于流动状态稳定后的浆体动压力(监控曲线 7 的后期水平段),后者约为前者的 3 倍,因此,可考虑将后者作为泥石流流体作用下的最不利荷载(表 1)。

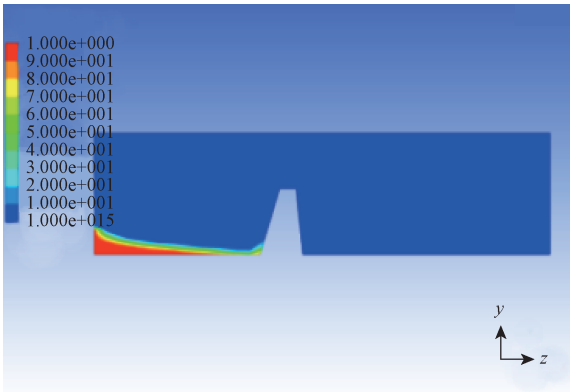


图 6 泥石流浆体冲击坝体
Fig.6 Debris flow slurry impacting dam

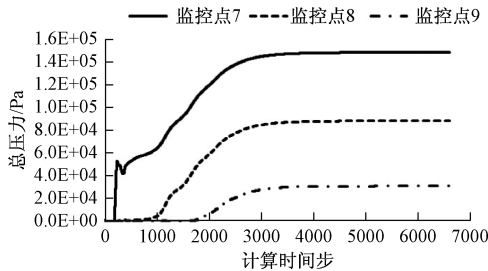


图 7 监控点 7~9 总压力变量监控结果
Fig.7 Results of total pressure variable of monitory point 7~9

表 1 泥石流冲击力分析值与规范公式计算值对比							
Table 1 Comparison between analytical value and calculated value according to norm of debris flow impact force							
外流场编号	形状系数 λ	重度 $\gamma_c/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	流速 $V_c/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	夹角 $\alpha/(^{\circ})$	规范公式计算值/kPa	分析值/kPa	规范公式计算值/分析值
I _{eff1}	1.33	20	4.76	59.0	52.70	52.38	1.006
I _{eff2}			4.65	65.8	53.52	54.14	0.988
I _{eff3}			4.40	73.3	50.34	52.96	0.950
II _{eff1}	1.47	20	7.19	59.0	120.25	110.07	1.092
II _{eff2}			6.94	65.8	119.22	112.91	1.056
II _{eff3}			6.67	73.3	115.68	115.81	0.999

2 结构静力分析

2.1 几何建模

从实地调研结果以及《宕昌县城大地沟泥石流防治工程初步设计》、《甘肃省舟曲县三眼峪沟泥石流灾害治理工程施工图设计》、《宕昌县红河沟泥石流灾害治理工程初步设计》等多项大型泥石流灾害治理工程设计资料中可以发现,重力式中、低拦挡坝在实际工程中的应用居多。根据坝高 H_d (坝基底面至坝体顶面的

距离)的不同, $H_d \leq 10 \text{ m}$ 为重力式低坝, $10 \text{ m} < H_d < 30 \text{ m}$ 为重力式中坝;坝基埋深一般取 $(1/3 \sim 1/2)H$, H 为有效坝高(坝基回填覆土标高至溢流口底面的距离);重力式中、低坝的迎流面坡比 n_1 取 $1:0.50 \sim 1:0.70$,背流面坡比 n_2 取 $1:0.05 \sim 1:0.20$,坝顶宽度 b 为 $1.5 \sim 3.0 \text{ m}$ ^[15]。除了参照上述规定外,本文还对实际工程中的坝体结构做出了必要的简化:仅建立有效坝高范围内的坝体;省略泄水孔及过水涵洞;坝体侧面竖直。据此,本文设计了两类共六种断面规格的重力

坝(表 2)。从表 2 中的有效坝高取值可知,按照前述规定,坝体 I 的坝高 H_d 不足 10 m,属于重力式低坝;坝体 II 的坝高 H_d 超过 10 m,但小于 30 m,属于重力式中坝。

表 2 重力坝断面尺寸
Table 2 Section size of gravity dam

编 号	H/m	n_1	n_2	b/m	B_d/m
I _{gd1}	6.0	1:0.60	1:0.10	1.5	5.7
I _{gd2}		1:0.45			4.8
I _{gd3}		1:0.30			3.9
II _{gd1}	10.0	1:0.60		2.0	9.0
II _{gd2}		1:0.45			7.5
II _{gd3}		1:0.30			6.0

本文提出了一种新型拦挡结构型式,其相较于重力坝做出了以下三点改进:(1)坝身背流面坡比由 1:0.10 变为 1:0.00,即背流面竖直;(2)适当削减坝顶宽度;(3)坝身背流面设置钢管支撑体系。表 3 给出了针对上述前两条改进内容的新型坝前部实体坝身断面尺寸,并就第三条改进内容对后部支撑体系进行了初步设计,从而共同构成了新型坝体结构的初设方案。如图 8 所示,支撑体系的初步设计内容如下:支撑体系中的杆件均采用圆钢管,截面规格均为 D600 mm×40 mm;有效坝高 H 为 6.0 m 和 10.0 m 时对应的参数 h 分别为 2.5 m 和 4.5 m;沿坝体长度方向满布支撑(两端不设置);预埋件平面尺寸为 1.0 m×1.0 m,厚度为 0.12 m,杆件中轴线通过预埋件中心。

表 3 新型坝实体坝身断面尺寸
Table 3 Section size of entitative body of new-style dam

编号	H/m	n_1	n_2	b/m	B_d/m
I _{nd1}	6	1:0.60		1.0	4.6
I _{nd2}		1:0.45			3.7
I _{nd3}		1:0.30			2.8
II _{nd1}	10	1:0.60		1.5	7.5
II _{nd2}		1:0.45			6.0
II _{nd3}		1:0.30			4.5

2.2 材料性能及本构模型

实体坝身材料为 C30 素混凝土,其密度为 2400 kg/m³,弹性模量为 30 GPa,泊松比为 0.2。支撑体系的杆件和预埋件的材质均为 Q345 钢,其密度为 7850 kg/m³,弹性模量为 206 GPa,泊松比为 0.3,屈服强度为 345 MPa,切线模量为 6.18 GPa。除给定材料的性能参数外,还需为材料选择合适的本构模型。混凝土材料选用多线性等向强化弹塑性模型,其受压应力-应变关系由文献[16]中的规范公式计算而得。钢材采用双线性随动强化弹塑性模型。

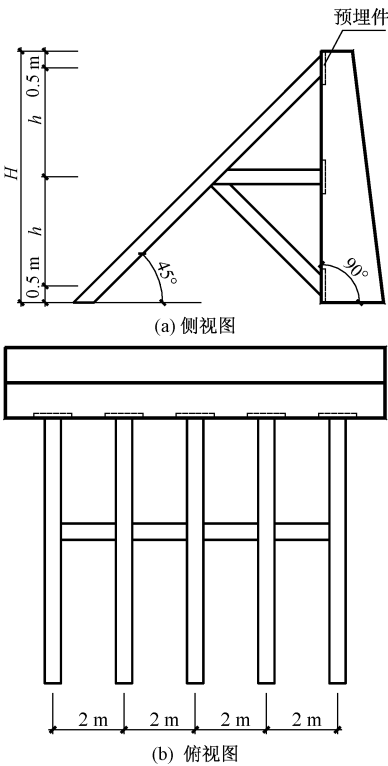


图 8 新型坝支撑体系初步设计
Fig.8 Preliminary design of bracing system of new-style dam

2.3 分析设置

打开材料非线性效应选项。坝身背面与预埋件之间定义面-面非对称接触,支撑端头与预埋件之间定义点-面非对称接触。接触类型为绑定接触,该类型不允许面或线之间存在相对滑动或分离,进而可以将接触区域看作连接在一起。因增强拉格朗日公式增加了额外的自由度(接触压力)来满足接触协调性(减少穿透)且适用范围十分广泛,故本文选用该接触公式。此外,为了提高接触计算精度,法向刚度系数取为 10 且允许程序每次迭代自动更新该系数。在确保流固交界面处的外流场网格与坝身网格尽量匹配(二者网格尺寸相差不应超过三倍且结构网格应相对更为精细)的前提下,使用一致的单元尺寸对结构模型进行了网格划分(图 9)。

计算时间为 1s,并开启自动时间步。因属于单向流固耦合分析,故关闭大变形选项。力的收敛容差设为 1%,位移的收敛容差设为 5%,该设置足以满足工程精度要求。约束条件为坝身侧面、底面及支撑与地面连接处均全自由度固定。将外流场分析得到的流固交界面总压力导入结构分析模块,进而以其作为外荷载(可乘以任意因子来放大或缩小)施加于坝体结构。计算结果提取坝身等效总应变、支撑体系杆件应力以

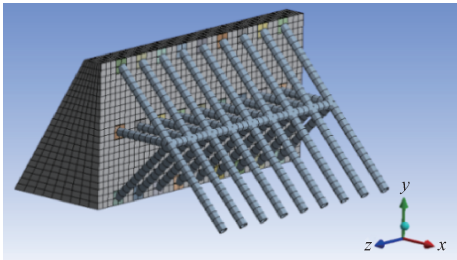


图9 结构网格划分
Fig.9 Meshing of structure

及坝体支座反力。

2.4 初设方案计算结果及分析

在实际工程中,重力坝的长度依地形条件而定,短的仅十几米,长的可达上百米。本文为两类重力坝各选取了一长一短两种长度,其中,坝体 I 的长度分别为 14 m 和 80 m,坝体 II 的长度分别为 20 m 和 102 m。由文献[14]中的规范公式计算可得 C30 素混凝土正截面极限压应变 $\varepsilon_{cu} = 0.0035 > 0.0033$,取为 0.0033,以该值作为坝体结构的破坏准则,进而确定结构的极限承载力。由于满库且流动状态稳定后的泥石流浆体总压力沿坝体高度方向呈现上小下大的分层分布,故本文以流体最大总压力,即坝体迎流面底部边沿所受总压力来代表整个结构的外荷载。重力坝与新型坝的极限承载力计算结果列于表 4(表中 L 为坝体长度),从该表可以看出,长的新型坝的极限承载力增幅十分可观且显著大于短的新型坝,同时,新型坝的极限承载力增幅随着坝体迎流面坡比的增大(坡度变陡)而增大。以上结果表明,新型坝适用于长的且迎流面坡比大的重力坝。

表 4 坝体极限承载力

Table 4 Ultimate bearing capacity of dams						
L/m	n_1	编号	极限承载力/ MPa	编号	极限承载力/ MPa	增幅/ %
14	1:0.60	I _{gd1}	11.40	I _{nd1}	11.01	-3.4
	1:0.45	I _{gd2}	8.83	I _{nd2}	9.09	2.9
	1:0.30	I _{gd3}	6.76	I _{nd3}	6.97	3.1
80	1:0.60	I _{gd1}	9.65	I _{nd1}	11.85	22.8
	1:0.45	I _{gd2}	7.34	I _{nd2}	9.37	27.6
	1:0.30	I _{gd3}	5.40	I _{nd3}	7.34	35.9
20	1:0.60	II _{gd1}	9.76	II _{nd1}	9.12	-6.6
	1:0.45	II _{gd2}	7.88	II _{nd2}	7.56	-4.1
	1:0.30	II _{gd3}	5.86	II _{nd3}	5.87	0.2
102	1:0.60	II _{gd1}	8.57	II _{nd1}	9.93	15.9
	1:0.45	II _{gd2}	6.45	II _{nd2}	7.72	19.7
	1:0.30	II _{gd3}	4.50	II _{nd3}	5.66	25.8

新型坝后部支撑体系支座反力占坝体总支座反力

的比重计算结果列于表 5,从该表可以发现,无论是新型坝 I,还是新型坝 II,当断面尺寸相同时,长坝的支撑体系支座反力占总支座反力的比重均高于相应的短坝;当坝体长度相同时,迎流面坡比越大,则支撑体系支座反力所占比重越高。上述结果表明,长的且迎流面坡比大的新型坝更能发挥其后部支撑体系的加强作用。

表 5 新型坝支撑体系支座反力比重
Table 5 The proportion of bracing system reaction force of new-style dam

L/m	n_1	编号	支撑体系支座反力比重/%
14	1:0.60	I _{nd1}	9.6
	1:0.45	I _{nd2}	13.3
	1:0.30	I _{nd3}	18.0
80	1:0.60	I _{nd1}	13.5
	1:0.45	I _{nd2}	18.8
	1:0.30	I _{nd3}	25.9
20	1:0.60	II _{nd1}	6.9
	1:0.45	II _{nd2}	9.7
	1:0.30	II _{nd3}	14.0
102	1:0.60	II _{nd1}	10.3
	1:0.45	II _{nd2}	14.5
	1:0.30	II _{nd3}	20.9

2.5 坝体柔度系数

相较于坝体长度来说,迎流面坡比的变化范围并不大。通过对《甘肃省舟曲县三眼峪沟泥石流灾害治理工程施工图设计》、《宕昌县红河沟泥石流灾害治理工程初步设计》、《宕昌县城大地沟泥石流防治工程初步设计》等多项大型泥石流灾害治理工程设计资料的统计发现,实际工程中的重力式拦挡坝主要采用四种迎流面坡比,即 1:0.30、1:0.35、1:0.40 和 1:0.45。此外,前述的初设计算结果表明,无论是从结构极限承载力方面,还是从新型坝后部支撑体系支座反力所占比重方面,迎流面坡比为 1:0.30 的新型坝均显著优于坡比为 1:0.60 和 1:0.45 的坝体,因而本文将新型坝的迎流面坡比确定为 1:0.30。

作为一种大型实体结构,重力式拦挡坝的体量直接影响着自身的承载能力,而其体量是由断面尺寸与坝体长度共同决定的。为此,本文特别引入了水利水电工程拱坝体型设计中的一重要指标—柔度系数^[17],该系数的计算公式如下:

$$C = \frac{A^2}{V \cdot H}$$

(2)

式中, C ——坝体柔度系数;

A ——坝体迎流面展开面积;

V ——坝体方量;

H ——坝体高度。

代入参数 b 、 H 、 n_1 、 n_2 和 L 后,式(2)变为:

$$C = \frac{2L\left(1 + \frac{1}{n_1^2}\right)}{2b + H\left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}\right)} \quad (3)$$

从式(3)中可发现,坝体柔度系数的计算中综合考虑了断面尺寸与坝长的影响,若能够确定断面尺寸参数 b 、 H 、 n_1 和 n_2 的取值,则柔度系数仅与坝长 L 相关。由表 2 给出的断面尺寸可得到重力坝Ⅰ_{gd3}(迎流面坡比 $n_1 = 1:0.30$)的柔度系数 $C = \left(\frac{109}{270}\right)L$,重力坝Ⅱ_{gd3}(迎流面坡比 $n_1 = 1:0.30$)的柔度系数 $C = \left(\frac{109}{400}\right)L$ 。

为了探究柔度系数 C 对坝体极限承载力的影响而对不同柔度系数下的重力坝与相应的新型坝进行了计算,计算结果列于表 6、表 7。从表中可以看出,当重力坝的柔度系数 $C > 5.00$ 时,新型坝的极限承载力大于相应的重力坝,表明该条件下新型坝的承载性能优于重力坝。这里需要说明的是,为了突出新型坝的优越性能,本文仅对极限承载力增幅大于 10% 的新型坝展开详细研究,那么由表 6、7 可知,相对应的重力坝Ⅰ_{gd3}的柔度系数 $C > 7.00$,重力坝Ⅱ_{gd3}的柔度系数 $C > 8.00$ 。

表 6 坝体 I 极限承载力				
Table 6 Ultimate bearing capacity of dam I				
L/m	C	I _{gd3} 极限承载力/MPa	I _{nd3} 极限承载力/MPa	增幅/%
12	4.84	7.51	7.46	-0.7
14	5.65	6.76	6.97	3.1
16	6.46	6.25	6.68	6.9
18	7.27	5.90	6.54	10.8
24	9.69	5.52	7.05	27.7
38	15.34	5.40	7.18	33.0
50	20.18	5.40	7.18	33.0
62	25.03	5.40	7.34	35.9

表 7 坝体 II 极限承载力				
Table 7 Ultimate bearing capacity of dam II				
L/m	C	II _{gd3} 极限承载力/MPa	II _{nd3} 极限承载力/MPa	增幅/%
18	4.90	6.00	5.92	-1.3
22	6.00	5.66	5.80	2.5
26	7.08	5.07	5.44	7.3
30	8.18	4.78	5.28	10.5
36	9.81	4.61	5.69	23.4
56	15.26	4.50	5.70	26.7
74	20.16	4.50	5.67	26.0
92	25.07	4.50	5.66	25.8

具有以下特征的构件可作为平面应变问题看待:
(1) 构件纵向(如 Z 轴方向)的尺寸远大于横向(X 、 Y

轴方向)尺寸;(2)与纵向垂直的各横截面的尺寸和形状均相同;(3)所有外力均与纵轴垂直,并且沿纵轴无变化;(4)约束(支承)条件沿纵轴无变化。显然,本文所建的重力坝直接具备上述的后三项特征。柔度系数 C 对重力坝极限承载力的影响见图 10,从该图中可以发现,若断面尺寸不变,随着柔度系数的增大,或者说随着坝长的增加,重力坝的极限承载力先是迅速降低($C \leq 10$),而后缓慢降低($10 < C < 15$),最后趋于稳定不变($C \geq 15$)。这一结果表明,如果重力坝的柔度系数超过 15,结构便具备了前述的第一项特征,进而从力学上属于平面应变问题,结构的应力、应变和位移均不会随着纵向(Z 向)尺寸的改变而改变。

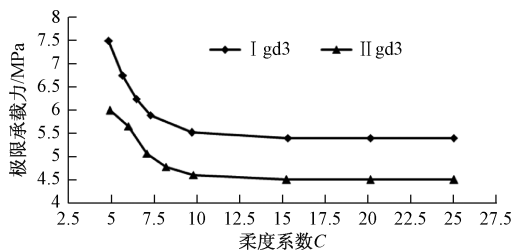


图 10 柔度系数 C 对重力坝极限承载力的影响
Fig. 10 Influence of flexibility coefficient C on ultimate bearing capacity of gravity dam

结合上述对坝体柔度系数的分析研究可得一初步结论,即本文提出的钢-混凝土组合式新型拦挡坝的初设方案适用于迎流面坡比为 $1:0.30$,同时柔度系数大于 7.00 的重力式低坝以及柔度系数大于 8.00 的重力式中坝。

2.6 最终方案计算结果及分析

新型坝后部支撑体系的初步设计中,所有杆件的截面规格均为 $D600\text{ mm} \times 40\text{ mm}$,这样做显然不切实际且过于浪费钢材,因此,在不显著降低新型坝承载力的前提下,根据支撑体系各部位杆件的应力计算结果及稳定性要求,对初设方案中的杆件截面规格进行了合理优化,杆件截面规格的优化结果见图 11。

对于一确定长度的新型坝而言,其后部支撑体系各榀支撑之间的间距直接决定了整个支撑体系的总刚度,进而显著影响着新型坝的承载力。初设方案中的支撑间距为 2 m ,经试算调整,支撑间距取为 3 m 。

由于新型坝前部混凝土坝身的侧面为固定端,其对临近区域的约束作用非常强,从而使得相邻支撑杆件的应力显著减小,因此,在初设方案的基础上,将支撑体系两端各去除一榀支撑。

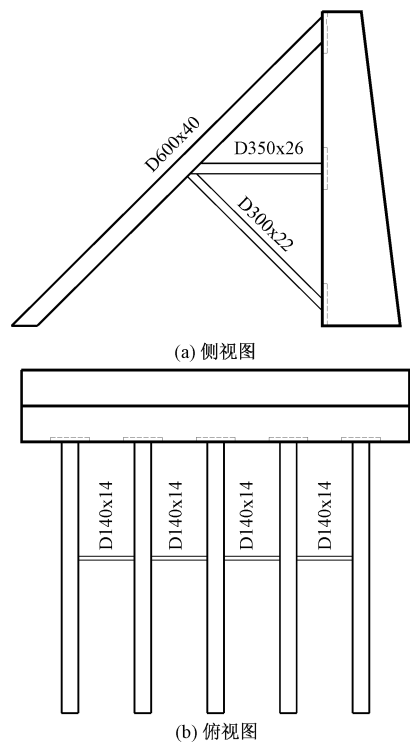


图 11 支撑体系杆件优化

Fig. 11 Optimization of members of bracing system

综合上述优化和改进,便得到了本文提出的新型坝体结构的最终方案。表 8、表 9 给出了最终方案下的坝体极限承载力计算结果,如表中所示,若重力坝Ⅱ_{gd3}的柔度系数 $C > 8.50$ 或重力坝Ⅱ_{gd3}的柔度系数 $C > 10.00$,则相应的新型坝的极限承载力增幅大于 10% 且最高可达 20% 左右,新型坝的承载性能更为优越。

经查看发现,最终方案下,坝长 $L = 21\text{ m}$ 的新型坝Ⅱ_{nd3}的后部支撑体系应力最大,故提取其计算结果如图 12 所示。图 12 显示杆件的最大应力为 -288.18 MPa ,该值小于 Q345 钢的屈服强度 345.00 MPa ,表明最终方案下的所有杆件均处于弹性工作状态,从而在确保支撑体系自身结构安全和稳定的同时,又利于其加强作用的更好发挥。

表 8 最终方案下坝体 I 极限承载力

Table 8 Ultimate bearing capacity of dam I under the final scheme

L/m	C	I _{gd3} 极限承载力 力/MPa	I _{nd3} 极限承载力 力/MPa	增幅/%
18	7.27	5.90	6.46	9.5
21	8.48	5.62	6.17	9.8
24	9.69	5.52	6.25	13.2
38	15.34	5.40	6.33	17.2
50	20.18	5.40	6.33	17.2
62	25.03	5.40	6.49	20.2

表 9 最终方案下坝体 II 极限承载力

Table 9 Ultimate bearing capacity of dam II under the final scheme

L/m	C	Ⅱ _{gd3} 极限承载力 力/MPa	Ⅱ _{nd3} 极限承载力 力/MPa	增幅/%
30	8.18	4.78	5.09	6.5
33	8.99	4.71	5.03	6.8
36	9.81	4.61	5.11	10.8
56	15.26	4.50	5.15	14.4
74	20.16	4.50	5.15	14.4
92	25.07	4.50	5.18	15.1

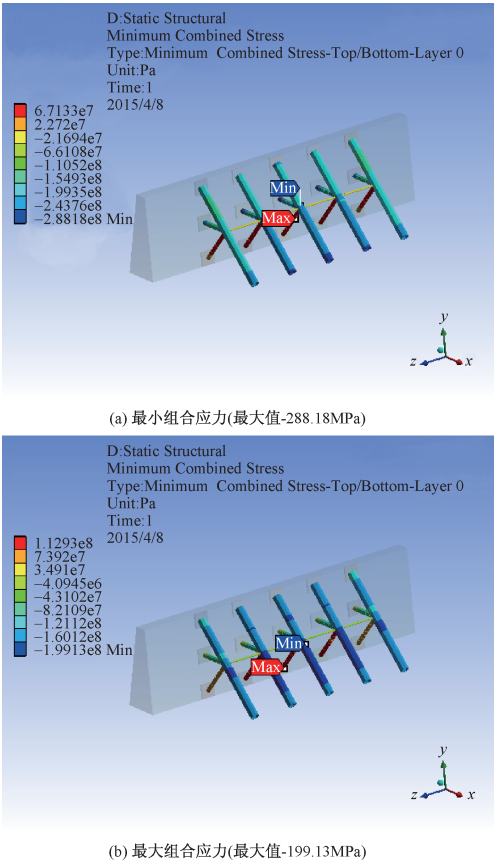


图 12 最终方案下支撑体系应力云图

Fig. 12 Stress nephogram of bracing system under the final scheme

至此,便得到了本文提出的钢-混凝土组合式新型拦挡坝最终结构方案的适用条件:迎流面坡比为 1:0.30,同时柔度系数大于 8.50 的重力式低坝以及柔度系数大于 10.00 的重力式中坝。

3 结论

将计算流体动力学分析软件 CFX 与结构静力分析模块 Static Structural 相结合,对重力式拦挡坝与钢-混凝土组合式新型拦挡坝进行了泥石流浆体空库过流

条件下的单向流固耦合对比分析,得到的主要结论及建议总结如下:

(1)流动状态稳定后的泥石流浆体动压力高出现行规范公式计算得到的泥石流冲击力近3倍,因而建议将前者作为结构设计中的一项目荷载工况加以考虑。

(2)从力学上讲,柔度系数超过15的重力式拦挡坝属于平面应变问题,其结构响应(应力、应变和位移)不会随着纵向(长度方向)尺寸的改变而发生变化。

(3)本文提出的钢-混凝土组合式新型拦挡坝的结构方案为:前部混凝土坝身的迎流面坡比取为1:0.3且背流面竖直,坝身顶宽相较于重力式中、低坝分别削减1/4和1/3;建议后部支撑体系主杆G-1的截面规格为D600 mm×40 mm,次杆G-2的截面规格为D350 mm×26 mm,次杆G-3的截面规格为D300 mm×22 mm,次杆G-4的截面规格为D140 mm×14 mm;支撑间距建议为3 m且边榀支撑距离坝身侧面至少3 m;预埋件平面尺寸为1.0 m×1.0 m,厚度为0.12 m,杆件中轴线通过预埋件中心。

(4)新型拦挡坝的适用条件为迎流面坡比1:0.3,同时柔度系数大于8.5的重力式低坝以及柔度系数大于10.0的重力式中坝,在此条件下,相较于重力式拦挡坝,新型拦挡坝的极限承载力增幅为10%~20%,表现出了更为优越的承载性能。

参考文献:

- [1] FU Xudong, WANG Guangqian, KANG Zhicheng, et al. Planar velocity distribution of viscous debris flow at Jiangjia ravine, Yunnan, China: a field measurement using two radar velocimeters [J]. Wuhan University Journal of Natural Sciences, 2007, 12(4): 583–587.
- [2] 铁永波, 唐川, 周春花. 基于熵理论的泥石流沟谷危险度评价[J]. 灾害学, 2005, 20(4): 43–46.
TIE Yongbo, TANG Chuan, ZHOU Chunhua. Information entropy-based hazard assessment of debris flow gully [J]. Journal of Catastrophology, 2005, 20(4): 43–46.
- [3] 何晓英, 唐红梅, 朱绣竹, 等. 泥石流浆体冲击特性实验研究[J]. 振动与冲击, 2013, 32(24): 127–134.
HE Xiaoying, TANG Hongmei, ZHU Xiuzhu, et al. Tests for impacting characteristics of debris flow slurry [J]. Journal of Vibration and Shock, 2013, 32(24): 127–134.
- [4] 曾庆利, 岳中琦, 杨志法, 等. 谷坊在泥石流防治中

的作用——以云南蒋家沟2条支沟的对比为例[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(17): 3137–3145.

ZENG Qingli, YUE Zhongqi, YANG Zhifa, et al. Functions of check dam against debris flow: comparison of two watersheds of Jiangjia gully, Yunnan, China [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(17): 3137–3145.

- [5] 王秀丽, 关彬林, 李俊杰. 泥石流块石冲击下新型钢管混凝土桩林坝“品”单元动力响应分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2015, 26(2): 62–68.
WANG Xiuli, GUAN Binlin, LI Junjie. Dynamic response analysis of “trefoil”-shaped unit of concrete-filled steel tubular piles under impact of big stone in debris flow [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2015, 26(2): 62–68.
- [6] LIEN Huipang. Design of slit dams for controlling stony debris flows [J]. International Journal of Sediment Research, 2003, 18(1): 74–87.
- [7] 王秀丽, 胡志明, 崔晓燕. 泥石流巨石冲击下的钢格栅坝动力响应分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2014, 25(4): 30–36.
WANG Xiuli, HU Zhiming, CUI Xiaoyan. Dynamic response analysis of steel grille dam under the impact of big stones in debris flow [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2014, 25(4): 30–36.
- [8] 张宇, 王青, 尹明. 无铰拱形泥石流拦挡坝研究[J]. 自然灾害学报, 2006, 15(2): 20–24.
ZHANG Yu, WANG Qing, YIN Ming. Research on non-hinged arch dam against debris flow [J]. Journal of Natural Disasters, 2006, 15(2): 20–24.
- [9] 阴可, 苟印祥, 李承泽, 等. 四川绵竹走马岭特大泥石流动力特性的数值分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2012, 23(4): 1–5.
YIN Ke, GOU Yinxiang, LI Chengze, et al. Study on numerical analysis of the Zoumaling debris flow, Mianzhu city of Sichuan province [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2012, 23(4): 1–5.
- [10] 王秀丽, 黄兆升. 冲击荷载下泥石流拦挡坝动力响应分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2013, 24(4): 61–65.
WANG Xiuli, HUANG Zhaosheng. Dynamic response analysis of the new debris flow block under impact load [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2013, 24(4): 61–65.
- [11] 宋学官, 蔡林, 张华. ANSYS 流固耦合分析与工程

- 实例[M].北京:中国水利水电出版社,2012:5-7.
- SONG Xueguan, CAI Lin, ZHANG Hua. ANSYS fluid-structure interaction analysis and engineering cases [M]. Beijing: China Water & Power Press, 2012: 5-7.
- [12] 苟印祥. 泥石流动力特性的数值模拟研究[D]. 重庆:重庆大学,2012.
- GOU Yinxiang. The dynamic characteristics of the debris flow numerical simulation [D]. Chongqing: Chongqing University, 2012.
- [13] 高飞,李昕. ANSYS CFX 14.0 超级学习手册[M]. 北京:人民邮电出版社,2013:4.
- GAO Fei, LI Xin. Super learning manual for ANSYS CFX 14.0 [M]. Beijing: Posts & Telecom Press, 2013: 4.
- [14] 中国地质调查局. DZ/T0239—2004 泥石流灾害防治工程设计规范[S]. 2004.
- China Geological Survey. DZ/T0239—2004 Code for design of debris flow disaster prevention works [S]. 2004.
- [15] 周必凡,李德基,罗德富,等. 泥石流防治指南[M]. 北京:科学出版社,1991:141-143.
- ZHOU Bifan, LI Deji, LUO Defu, et al. Guide for prevention of debris flow [M]. Beijing: Science Press, 1991: 141-143.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [17] 马以超,娄绍樟. 拱坝柔度系数的统计规律及合理方量估算[J]. 大坝与安全,2005,(6):1-3.
- MA Yichao, LOU Shaocheng. Discussion on flexibility and volume of arch dams [J]. Dam and Safety, 2005, (6): 1-3.

(上接第76页)

- [8] 胡运海. 近景摄影测量技术在滑坡监测中的应用[D]. 成都:成都理工大学,2012.
- HU Yunhai. The application of close-range photogrammetry in landslide monitoring [D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2012.
- [9] 李德仁. 移动测量技术及其应用[J]. 地理空间信息, 2006,4(4):1-5.
- LI Deren. Mobile mapping technology and its applications [J]. Geospatial Information, 2006,4(4):1-5.
- [10] 朱磊,王健,毕京学. 三维激光扫描技术在变形监测中的应用[J]. 北京测绘,2014(5):78-82.
- ZHU Lei, WANG Jian, BI Jingxue. Application of 3D laser scanning technology on the deformation monitoring [J]. Beijing Surveying and Mapping, 2014(5):78-82.
- [11] 邓聚龙. 灰色系统基本方法[M]. 武汉:华中理工大学出版社,1987.
- DENG Julong. Basic method of grey system [M]. Wuhan: Central China University of Science and Technology Press, 1987.
- [12] 姜刚,杨志强,张贵钢. 卡尔曼滤波算法的灰色理论模型在变形监测中的应用[J]. 测绘科学,2011,36(4):19-21.
- JIANG Gang, YANG Zhiqiang, ZHANG Guigang. Application of gray model in deformation monitoring based on kalman filter method [J]. Science of Surveying and Mapping, 2011,36(4):19-21.
- [13] 徐进军,王海城,罗喻真,等. 基于三维激光扫描的滑坡变形监测与数据处理[J]. 岩土力学,2010,31(7):2188-2191.
- XU Jinjun, WANG Chenghai, LUO Yuzhen, et al. Deformation monitoring and data processing of landslide based on 3D laser scanning [J]. Rock and Soil mechanics, 2010,31(7):2188-2191.
- [14] 刘传正,刘艳辉,温铭生,等. 中国地质灾害气象预警实践:2003—2012[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2015,126(1):1-8.
- LIU Chuanzheng, LIU Yanhui, WEN Mingsheng, et al. Early warning for regional geo-hazards during 2003—2012, China [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2015,126(1):1-8.