

文章编号: 1000-7598-(2014)11-3331-07

复杂地形条件下高面板堆石坝动力反应分析

杨 杰^{1,2,3}, 李国英^{1,3}, 沈 婷¹

(1.南京水利科学研究院, 南京 210029; 2.河海大学 土木与交通学院, 南京 210028;
3.南京水利科学研究院 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 南京 210029)

摘 要: 面板堆石坝具有良好的抗震能力的特性已被数次强震证明, 但其动力反应依然是一个值得关心的问题, 尤其是在坝高跨入 300 m 级、河谷地形条件较复杂等情况下。采用等价黏弹性模型, 对复杂地形(河谷呈不规则“W”形)条件下高面板堆石坝的动力反应进行分析, 得出复杂地形条件下混凝土面板堆石坝(CFRD)坝体、面板的动力反应分布较单一地形条件下复杂, 但规律基本相同; 最大的动力反应加速度发生在坝体最大断面坝顶位置, 最大竖向动位移约为坝高的 0.3%; 受右岸古河床和左岸陡边坡的影响, 右岸的轴向和顺河向动力加速度放大倍数大于左岸, 垂直向动力加速度放大倍数反之; 古河床位置有一个明显的沉降区域。根据分析结果, 复杂地形条件下高面板堆石坝的破坏形式主要有下游坝坡失稳破坏、面板拉裂和震陷超标等。最后提出可采取的抗震措施以供讨论。

关 键 词: 地形条件; 高面板堆石坝; 动力反应; 破坏形式; 抗震措施

中图分类号: TU 641

文献标识码: A

Dynamic response analysis of high CFRD under complex terrain conditions

YANG Jie^{1,2,3}, LI Guo-ying^{1,3}, SHEN Ting¹

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210028, China;
3. Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques of Ministry of Water Resources, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: Several strong earthquakes proved that the concrete face rockfill dam (CFRD) has nicer aseismic behavior; but its dynamic response is still concerned, especially when the dam height comes in the level of 300 m and it is built on complicated valley terrain conditions, etc. Analyzes the dynamic response of CFRD under complicated topographic condition (the shape of valley is irregular W) by using the equivalent viscoelastic model. It is concluded that the dynamic response of CFRD under complicated topographic condition is more complex than under a single topographic condition, but the rules are same. The strongest dynamic response acceleration locates on dam's crest of the largest section, the biggest earthquake's settlement is about 0.30% of the dam height. Because of the ancient river terraces on the right bank and vertical slope on the left bank, axial and consequent dynamic acceleration magnification on the right bank are greater than on the left bank; but the vertical dynamic acceleration magnification is contrary. There is an obvious displacement area near the ancient river terraces. Under the influence of seism and terrain conditions, the larger net tensile stress appears on the upper panel to the left bank, which may lead to panel cracking damage. According to the results, the failure forms of high CFRD mainly include the downstream dam slope instability, panel cracking and excessive settlement. Finally, some viable aseismic measures are discussed.

Key words: terrain conditions; high concrete face rockfill dam(CFRD); dynamic response; damage form; aseismic measure

1 引 言

地震是影响水电站安全的重要因素之一, 如 2008 年汶川地震对紫坪铺水电站的影响^[1], 震后面板堆石坝出现了约 100 cm 的沉降和 60 cm 的水平位移, 虽没有造成溃坝, 但也严重危害了大坝的安全

运行。受地中海-喜马拉雅地震带的影响, 我国西部大部分地区属于地震频发区, 但根据地形条件和水资源的分布, 大型水电站又主要建在这些地区, 因此, 分析水电站拦河大坝的动力反应很有必要。随着振动碾压技术的发展, 堆石坝成为大型水电站的主要坝型之一, 最大坝高已超过 200 m, 进入 300 m

收稿日期: 2014-07-23

基金项目: 水文水资源与水利工程科学国家重点实验室基本科研业务费专项资金项目 (No. 10Y312011)。

第一作者简介: 杨杰, 男, 1986 年, 博士研究生, 主要从事岩土工程数值模拟分析研究。E-mail: yuzhou-x@163.com。

级。坝高的增加,更加剧了地震对其的影响,所以研究高堆石坝的地震动力反应非常有意义。

学者对堆石坝的动力特性研究,目前主要集中在动力本构模型方面^[2-7]和坝体、坝料方面^[8-10],也有个别学者^[11-12]对覆盖层的动力影响进行了研究,但针对复杂地形条件的影响未做过深入的研究。本文以西北某拟建水电站为例,借助有限元方法,开展复杂地形条件下高面板堆石坝动力反应分析。

西北某拟建水电站设计坝高为 256 m,坝址河谷左岸地形坡高陡峻,右岸在高程 1 610~1 660 m,发育长约 480 m,深约 60 m,宽约 260 m 的古河床阶地,相对于左岸边坡较缓。古河床上部滑坡堆积块碎石层厚度一般为 15~50 m,最大厚度在 65 m 左右,下部弱胶结砂卵石层厚 5~10 m,河谷地形条件复杂,面板呈不规则的“W”型,整个坝体与面板如图 1 所示。

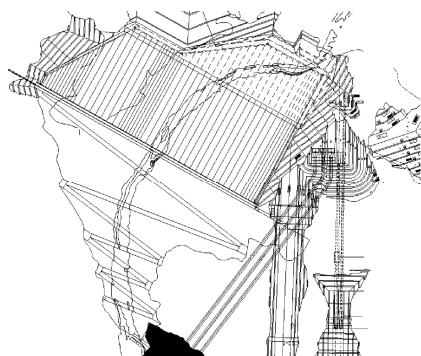


图1 坝体面板示意图

Fig. 1 Sketch of dam body and panel of CFRD

2 计算模型及参数

2.1 几何模型

根据坝体设计横断面,建立三维有限元模型,见图 2,坝料分区图如图 3 所示。

2.2 本构模型

面板堆石坝静力计算采用南水双屈服面弹塑性模型^[13],混凝土面板采用线弹性模型,面板分缝采用分离缝模型,面板与垫层之间采用薄层单元模拟

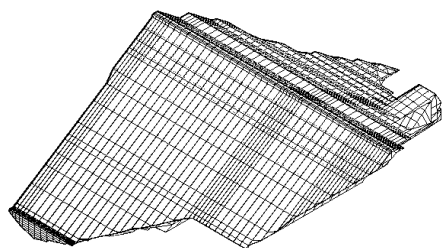


图2 三维有限元网格

Fig.2 3-D finite element mesh of dam

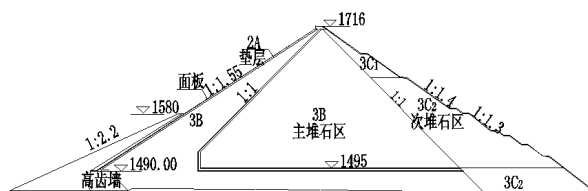


图3 面板堆石坝最大剖面图(单位: m)

Fig.3 The maximum cross-section of CFRD (unit: m)

其接触性状。动力计算采用沈珠江等^[6]提出的修正等价黏弹性模型。动力计算在静力计算基础上采用动力时程分析方法进行,动水压力采用附加质量法模拟。计算时,将地震持续时间分成若干时段,对每一时段先进行动力分析,求出各点的加速度和动应力、动应变,并用经验公式求得残余应变增量,将这些应变增量换算为等效节点力作用于坝体,进行一次静力计算,得出变形的发展,然后转入下一时段的动力计算,如此反复进行直到地震结束。

(1) 南水双屈服面弹塑性模型屈服面:

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= p^2 + r^2 q^2 \\ F_2 &= q^s / p \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: p 为球应力; q 为八面体剪应力; r 为椭圆的长短轴之比; s 为幂次。

(2) 修正等价黏弹性模型: 等价黏弹性模型是把循环荷载作用下应力-应变曲线实际滞回圈用倾角和面积相等的椭圆代替,并由此确定黏弹性体的 2 个基本变量剪切模量 G 和阻尼比 λ :

$$G = \frac{k_2}{1 + k_1 \gamma_d} P_a \left(\frac{P}{P_a} \right)^{n'} \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{k_1 \bar{\gamma}_d}{1 + k_1 \bar{\gamma}_d} \lambda_{\max} \quad (3)$$

式中: $P = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$; γ_d 为动剪应变幅值; $\lambda_{\max}$ 为最大阻尼比; $\bar{\gamma}_d$ 为归一化的动剪应变, $\bar{\gamma}_d = \gamma_d / \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{1-n'}$; k_1 、 k_2 、 n 为动剪模量常数。

地震产生的永久变形根据应力水平、动剪应变幅值和等效振动次数计算,公式为

$$\Delta \varepsilon_v = c_1 (\gamma_d)^{c_2} \exp(-c_3 R_f^2 S_1^2) \frac{\Delta N_L}{1 + N_L} \quad (4)$$

$$\Delta \gamma_s = c_4 (\gamma_d)^{c_5} R_f^2 S_1^2 \frac{\Delta N_L}{1 + N_L} \quad (5)$$

式中: ΔN_L 、 N_L 分别为等效振动次数增量及其累加量; c_1 、 c_2 、 c_3 、 c_4 、 c_5 为 5 个计算参数,由残余变形试验即不同应力状态下轴向应变与振动次数

的关系曲线和体积应变与振动次数的关系曲线得到。

2.3 计算参数

计算中涉及的材料参数通过室内大三轴试验得出, 静、动力模型参数分别见表 1、2。表中, 动弹性模量和阻尼比相关参数选取固结应力比 2.5 试验参数。混凝土面板、趾板和高齿墙采用线弹性模型, 相关参数: 密度 $\rho = 2.40 \text{ g/cm}^3$, 弹性模量 $E = 28 \text{ GPa}$,

泊松比 $\nu = 0.167$ 。

2.4 地震时程曲线

地震动输入采用场地谱人工合成的 100 年超越概率 2% 的地震波 (简称“场地波”), 地震时程曲线如图 4 所示, 地震峰值加速度为 0.313 g 。计算时, 在顺河向、坝轴向和垂直向同时输入地震动, 水平向地震峰值加速度为 0.313 g , 垂直向地震峰值加速度取水平向的 2/3。地震历时取 30 s。

表 1 坝体堆石料及覆盖层静力计算参数
Table 1 Calculation parameters of static model

坝体分区	ρ_d /(g/cm^3)	φ_0 /($^\circ$)	$\Delta\varphi$ /($^\circ$)	K	n	R_t	c_d /%	n_d	R_d
垫层区(2A)	2.31	49.3	5.9	920.2	0.29	0.67	0.49	0.45	0.65
主堆石区(3B)	2.27	50.1	6.3	1 294.1	0.32	0.74	0.30	0.67	0.72
次堆石区(3C1)	2.22	53.2	9.0	1 104.4	0.22	0.65	0.40	0.72	0.64
次堆石区(3C2)	2.20	48.5	6.2	704.6	0.35	0.69	0.58	0.62	0.66
覆盖层(Q ₃)	2.20	48.5	6.2	704.6	0.35	0.69	0.58	0.62	0.66
覆盖层(Q ₄)	2.10	46.4	6.3	401.6	0.37	0.60	0.72	0.63	0.63

表 2 坝体堆石料及覆盖层动力计算参数
Table 2 Calculation parameters of seismic model

坝体分区	k_2	n	k_1	λ	c_1 /%	c_2	c_4 /%	c_5
垫层区(2A)	2 084	0.347	23.5	0.21	0.33	0.62	7.90	0.86
主堆石区(3B)	2 503	0.330	27.4	0.19	0.43	0.70	5.75	0.82
次堆石区(3C1)	2 208	0.304	25.1	0.20	0.79	0.83	7.38	0.96
次堆石区(3C2)	1 550	0.341	26.3	0.23	0.83	0.90	8.99	0.97
次堆石区(3C3)	1 550	0.341	26.3	0.23	0.83	0.90	8.99	0.97
覆盖层(Q ₃)	1 550	0.341	26.3	0.23	0.83	0.90	8.99	0.97
覆盖层(Q ₄)	1 120	0.401	27.6	0.25	0.98	0.96	11.1	0.99

注: $\nu = 0.33$, $c_3 = 0$ 。

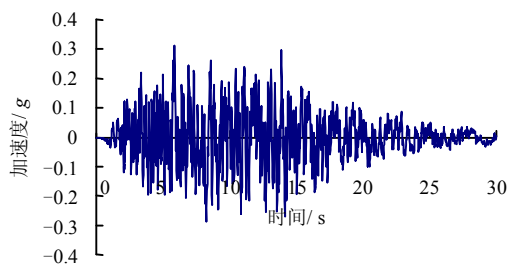


图 4 输入地震时程曲线

Fig. 4 Input of ground acceleration curves

3 地震动力反应

拟建在不规则“W”型河谷地形中的高面板堆石坝地震动力反应主要对坝体动力反应加速度放大倍数、永久变形和面板动应力进行分析。

3.1 坝体动力反应分析

坝体各方向动力反应加速度放大倍数三维分布

和最大断面顺河向和垂直向动力反应加速度放大倍数分布图如图 5、6 所示。从图中可看出, 随着坝高的增加, 大坝动力反应亦增大, 0.8 倍坝高至坝顶范围内坝体的加速度放大系数迅速增加, 地震的鞭梢效应明显。大坝最大动力反应加速度位于最大坝高断面坝顶位置, 相应于输入的基岩峰值加速度, 坝顶轴向、顺河向和垂直向反应加速度放大倍数分别为 2.64、2.85 和 3.44。受到右岸古河床阶地和左岸陡立岸坡的影响, 坝轴向和顺河向动力加速度放大倍数右岸大于左岸, 垂直向动力加速度放大倍数左岸大于右岸。

地震永久变形是坝体动力反应的一个重要指标, 各方向三维地震永久变形分布如图 7 所示, 最大断面顺河向和垂直向地震永久变形分布图如图 8 所示。坝轴向永久变形总体表现为向河谷方向挤

压,指向右岸最大值为 8.7 cm,指向左岸最大值为 8.4 cm。从图中可以看出,受右岸古河床阶地的影响,在古河床岸坡附近有一个明显地向左岸方向的位移区域,量值在 4.0 cm 左右。顺河向永久变形表现为下游向变形,最大值为 47.8 cm,位于下游坡 1/2 坝高附近;垂直向地震永久变形表现为震陷,最大值为 77.8 cm,位于坝顶。该面板坝坝高 256 m,计算得到的最大震陷量约为坝高的 0.30%,根据有关土石坝震害资料,该量值在土石坝正常永久变形范围内。

3.2 面板动力反应分析

地震过程中面板内会产生一定的动压应力或动拉应力,坝轴向动应力分布以面板底部最小,顶部最大,两侧又比河谷部位大;顺坡向动应力分布以面

板底、顶部面板较小,中上部较大。坝轴向动拉应力最大值为 5.46 MPa,动压应力最大值为 5.35 MPa,发生在中右侧面板顶部;顺坡向动拉应力最大值 6.44 MPa,动压应力最大值 6.00 MPa,均发生在河谷面板的中上部。

考虑静动应力叠加,面板轴向和顺坡向最大应力分布如图 9、10 所示。地震过程中,面板轴向最大净拉应力发生在左右两侧面板的中上部,最大值为 4.52 MPa,轴向最大净压应力发生在河谷面板的中上部,最大值为 16.65 MPa;面板顺坡向最大净拉应力发生在河谷面板的中上部,最大值为 4.81 MPa,顺坡向最大净压应力发生在河谷面板的下部,最大值为 20.08 MPa。受地形条件的影响,右岸面板的最大净拉、压应力小于左岸的最大净拉、压应力。

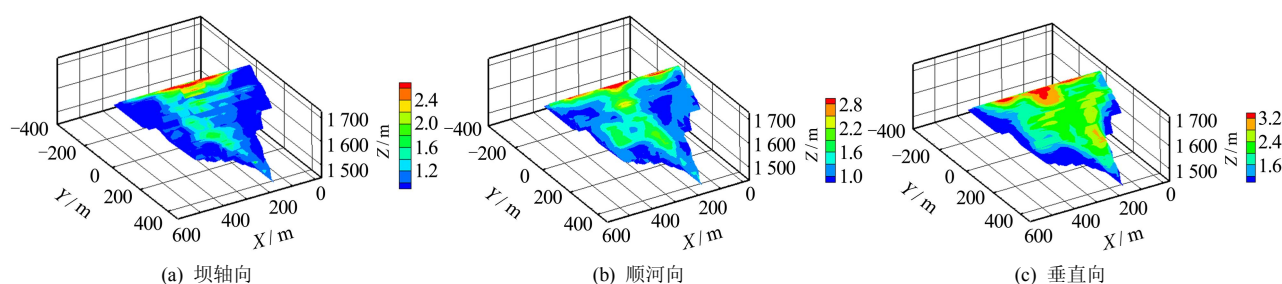


图 5 坝体三维最大动力反应加速度放大倍数分布

Fig. 5 3D distribution of dynamic response acceleration magnification

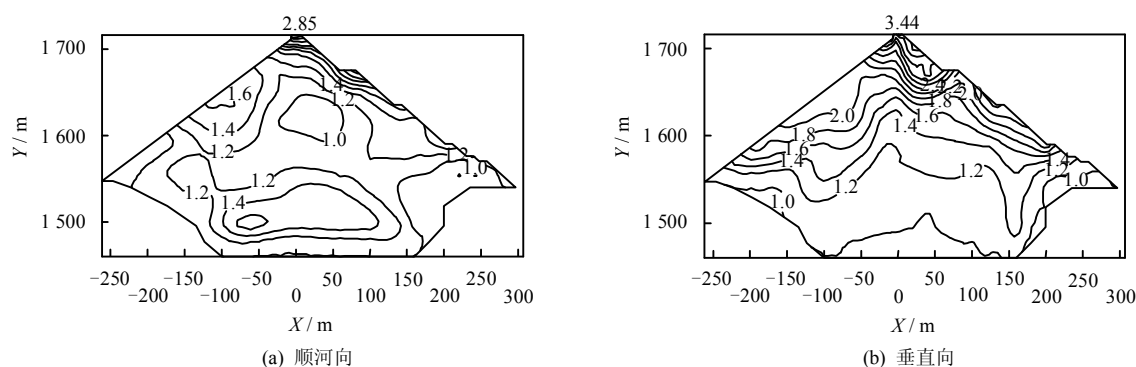


图 6 最大断面最大动力反应加速度放大倍数分布

Fig. 6 Distribution of dynamic response acceleration magnification of the largest section

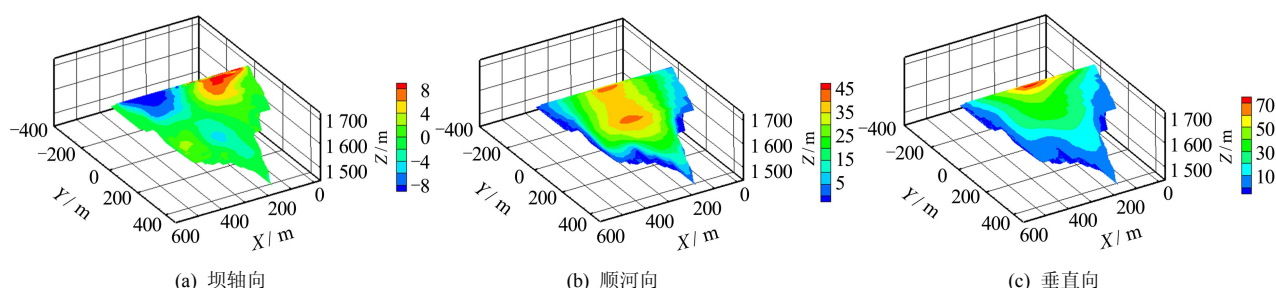


图 7 坝体三维地震永久变形分布 (单位: cm)

Fig. 7 3D distribution of earthquake induced permanent deformation (unit: cm)

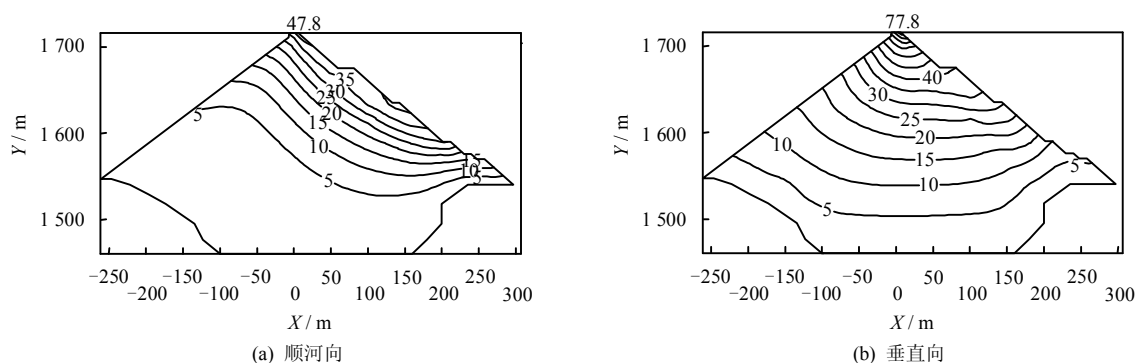


图 8 最大断面永久变形分布(单位: cm)

Fig.8 Distribution of earthquake induced permanent deformation of the largest section(unit: cm)

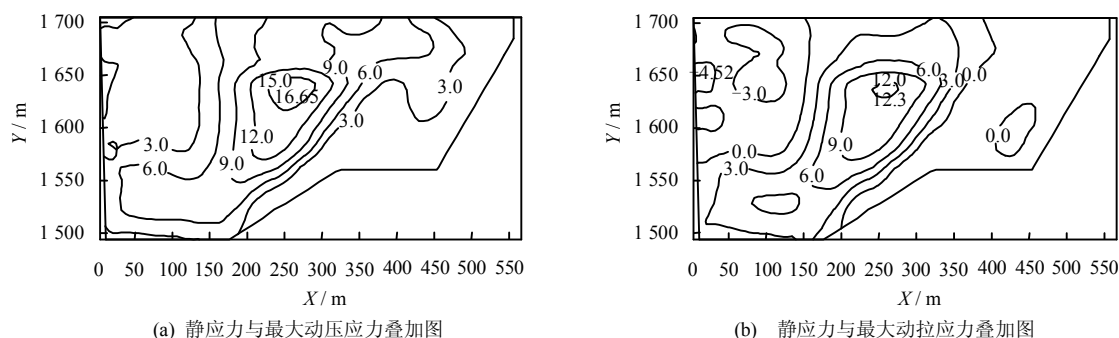


图 9 面板轴向静动应力叠加图(单位: MPa)

Fig.9 Static and dynamic superposition graph in panel axial(unit: MPa)

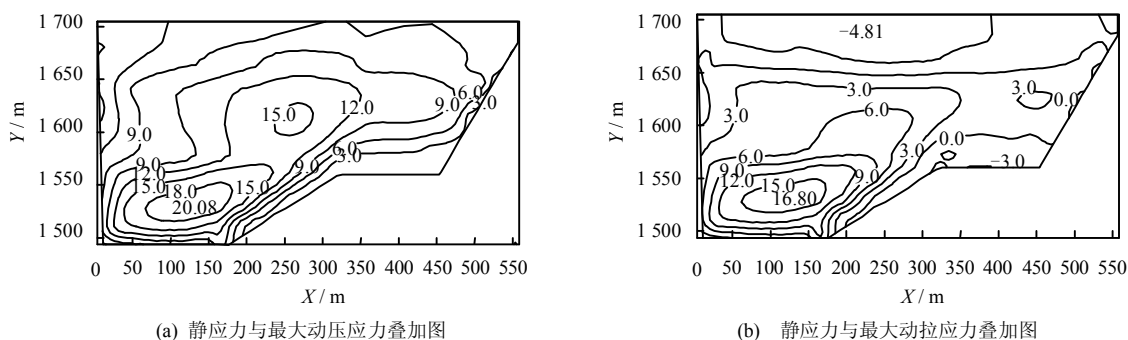


图 10 面板顺坡向静动应力叠加图(单位: MPa)

Fig.10 Static and dynamic superposition graphs in panel slope(unit: MPa)

动态情况下混凝土的强度要比静态情况高 30%，本工程面板净压应力在其材料的压应力允许范围内，出现压裂破坏的可能性较小。河谷面板上部顺坡向净拉应力以及左右两侧面板顶部坝轴向净拉应力较大，已超出其材料的允许范围，出现拉裂破坏的可能性较大，但拉裂破坏区域位于面板顶部附近，此部位易修复。

面板周边缝和垂直缝的动变形较小，均在 10 mm 内，震后接缝变形较静力情况下均有所增大，但规律未有明显改变。

4 坝坡动力稳定

本文采用拟静力法和有限元法分别进行坝坡动

力稳定计算，有限元法计算公式为

$$F_s = \frac{\sum (c_i + \sigma_{ni} \tan \varphi_i) l_i}{\sum \tau_{ni} l_i} \quad (6)$$

式中： σ_{ni} 、 τ_{ni} 分别为第 i 单元滑动面上的法向应力和切向应力； φ_i 、 c_i 分别为滑动面上第 i 单元抗剪强度指标； l_i 为滑动面通过第 i 单元的长度。

拟静力法计算的坝体最大断面下游坡安全系数为 1.314。图 11 为采用有限元法计算的坝体最大断面下游坡的抗滑稳定安全系数随时间的变化曲线，地震过程中坝体最大断面下游坡的抗滑稳定安全系数在 2.0 上下波动，安全系数最小值为 0.777（发生在 9.24 s），安全系数小于 1 的累计时间为 1.26 s，

安全系数小于 1 的最长持续时间为 0.26 s。图 12 为最大断面下游坡最危险滑弧位置示意图。

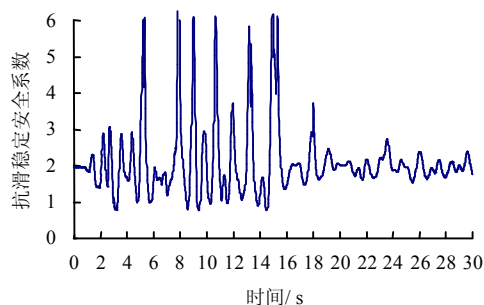


图 11 下游坝坡抗滑稳定安全系数时程曲线

Fig.11 Safety factor time history of downstream dam slope

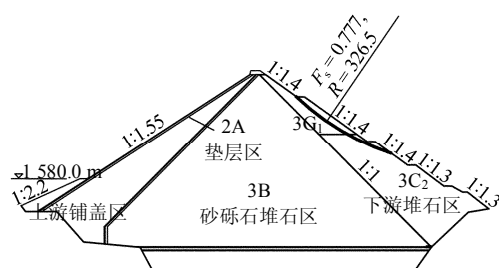


图 12 最大断面下游坝坡最危险滑弧位置

Fig.12 Slip surface position of minimum safety factor of downstream dam slope

在计算坝体单元安全系数时, 根据 Mohr-Coulomb 屈服准则可求得满足其屈服条件的单元安全系数为

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau + (\tau_d)_{\text{eff}}} = \frac{\tau_f}{\tau + 0.65(\tau_d)_{\text{max}}} \quad (7)$$

式中: τ 为单元剪应力; $(\tau_d)_{\text{eff}}$ 为等效动剪应力; $(\tau_d)_{\text{max}}$ 为地震过程中单元动剪应力过程线的峰值。

静力情况下, 在水库蓄水压力时上游坝坡单元稳定安全系数较大, 下游坝坡单元稳定安全系数较小, 但其单元安全系数最小值在 1.300 以上, 具有较高的安全储备, 不会发生失稳破坏。发生地震时, 在水荷载作用下上游球应力较之下游要大许多, 上游动剪应变较之下游要大, 因而上游安全系数较之下游而言下降比例要大, 但由于静力情况下下游安全系数较小, 其最小值仍旧发生在下游, 设计地震下最小值在 1.1 左右, 不会发生失稳破坏。图 13 为坝体最大剖面在地震工况下单元安全系数分布图。

5 可能的破坏形式及抗震措施

高面板堆石坝动力反应分析结果表明, 坝体动力反应明显, 反应加速度在 0.8 倍坝高到坝顶附近显著放大; 地震过程中坝体将产生较大的永久变

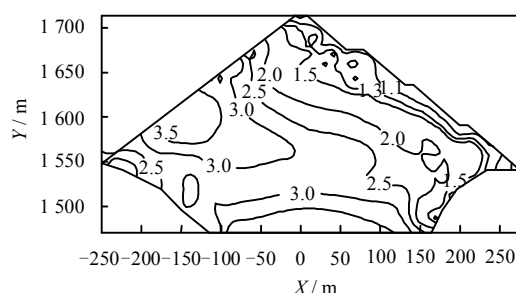


图 13 最大断面单元安全系数分布图

Fig.13 Element safety factor contours in the maximum section

形, 可能会导致面板脱空、挠度过大, 造成面板承受较大的应力, 周边缝变形加剧等, 甚至使坝顶超高不满足规范要求; 地震动力作用将使面板坝下游坝坡的稳定性降低, 特别是坝顶附近动力反应强烈, 更值得重视。根据高面板堆石坝的动力反应特性, 其可能的破坏形式主要包括下游坝坡失稳破坏、面板拉裂和震陷超标等。

针对上述高面板堆石坝可能出现的破坏形式提出以下抗震措施: 由于坝顶及坝顶附近下游坡区域的加速度绝对值较大, 堆石存在局部松动、滑落的可能性, 在坝顶以下 0.2 坝高范围内采用浆砌石护坡、堆石内加筋等工程措施可有效的保护边坡稳定。根据有关土石坝震害资料, 坝体永久变形量值在土石坝正常永久变形范围内。但由于沿坝轴线地震引起的残余变形不同, 对上游防浪墙的工作性态较为不利, 有可能造成防浪墙的破坏, 因此, 对防浪墙的设计应注意, 一方面是防浪墙本身的结构可靠性, 另一方面是防浪墙与面板之间接缝止水结构应考虑适应较大的接缝变形。

动力分析得到的面板净压应力在 C30 材料强度允许范围内, 面板发生压裂破坏的可能性较小, 但岸坡周边缝附近面板轴向拉应力和河床顶部附近面板顺坡向拉应力超出了其材料允许抗拉强度, 面板发生拉裂破坏的可能性大, 可通过加强配筋, 提高面板的抗裂能力。

6 结 论

(1) 坝体动力反应加速度和永久变形的分布与河谷地形条件有关。受地形条件的影响, 坝轴向和顺河向动力加速度右岸大于左岸, 垂直向力加速度左岸大于右岸; 轴向永久变形在古河床阶地岸坡附近有一个明显地向左岸方向的位移区域。

(2) 在地震作用和地形条件的影响下面板上部偏向于左岸的位置出现较大的净拉应力, 可能导致

面板出现拉裂破坏, 需采取抗裂措施进行加固。

(3) 根据对复杂地形条件下高面板堆石坝的动力反应分析, 得出其破坏方式可能有下游坝坡失稳破坏、面板拉裂和震陷超标等, 并提出相应的抗震措施。

不同的地形条件导致高面板堆石坝动力反应分布不同, 地形条件越复杂, 动力反应分布也越复杂。虽然面板堆石坝具有良好的抗震能力, 但面对地震这种突发性灾害时仍然可能出现破坏, 在后续设计施工中应重点考虑可能出现破坏的部位。

参 考 文 献

- [1] 陈生水, 霍家平, 章为民. “5·12”汶川地震对紫坪铺混凝土面板坝的影响及原因分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(6): 795—801.
CHEN Sheng-shui, HUO Jia-ping, ZHANG Wei-min. Analysis of effects of “5·12” Wenchuan earthquake on Zipingpu concrete face rock-fill dam[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2008, 30(6): 795—801.
- [2] HARDIN B O, DENEVICH V P. Shear moduls and damping in soil measurements and parameter effects[J]. **ASCE**, 1972, 98(SM6): 603—624.
- [3] HARDIN B O, DENEVICH V P. Shear modulus and damping in soil design equations and curves[J]. **ASCE**, 1972, 98(SM7): 667—692.
- [4] 陈国兴. 岩土地震工程学[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
- [5] 王昆耀, 常亚屏, 陈宁. 往返荷载下粗粒土的残余变形特性[J]. 土木工程学报, 2000, 33(3): 48—53.
WANG Kun-yao, CHANG Ya-ping, CHEN Ning. Residual deformation characteristics of coarse-grained soils under cyclic loading[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2000, 33(3): 48—53.
- [6] 沈珠江, 徐刚. 堆石料的动力变形特性[J]. 水利水运科学研究, 1996, 6(2): 143—150.
SHEN Zhu-jiang, XU Gang. Deformation behavior of rockmaterials under cyclic loading[J]. **Hydro-Science and Engineering**, 1996, 6(2): 143—150.
- [7] 田景元, 李国英. Hardin 土动模型的应用与讨论[J]. 水利水运工程学报, 2009, 31(1): 22—28.
TIAN Jing-yuan, LI Guo-ying. Discussion on SZJ's simplified Hardin soil dynam ic constitutive relation[J]. **Hydro-Science and Engineering**, 2009, 31(1): 22—28.
- [8] 张世殊, 张建海, 余挺. 双江口水电站坝体材料及覆盖层坝基动力变形特性研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2011, 9(4): 13—17.
ZHANG Shi-shu, ZHANG Jian-hai, YU Ting. Study on dynamic deformation characteristics of dam materials and overburden in Shuangjiangkou Hydropower Station[J]. **Journal of Water Resources and Architectural Engineering**, 2011, 9(4): 13—17.
- [9] 李国英, 沈婷, 赵魁芝. 高心墙堆石坝地震动力特性及抗震极限分析[J]. 水利水运工程学报, 2010, 32(1): 1—8.
LI Guo-ying, SHEN Ting, ZHAO Kui-zhi. Seismic dynamic behavior and limit aseismic analysis on high earth core rockfill dams[J]. **Hydro-science and Engineering**, 2010, 32(1): 1—8.
- [10] 肖伟, 李泰来, 黄臣虎. 堆石坝地震响应和地基液化分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(增刊): 155—160.
XIAO Wei, LI Tai-lai, HUANG Chen-hu. Seismic response and foundation liquefaction analysis of rockfill dam[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(Supp.): 155—160.
- [11] 李荣彬. 不同覆盖层厚度对土石坝动力响应的影响[J]. 人民黄河, 2012, 34(3): 109—111.
LI Rong-bin. Effects of different mantle layer thickness on the dynamic response of earth-rock dam[J]. **Yellow River**, 2012, 34(3): 109—111.
- [12] 沈慧, 迟世春, 贾宇峰. 覆盖层地基上 250 m 级土石坝抗震分析[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2007, 35(3): 271—275.
SHEN Hui, CHI Shi-chun, JIA Yu-feng. Seismic response analysis of 250 m high earth-rock dam on overburden foundation[J]. **Journal of Hohai University (Natural Sciences)**, 2007, 35(3): 271—275.
- [13] 朱百里, 沈珠江. 计算土力学[M]. 上海: 上海科技出版社, 1990.