

DOI: 10.11779/CJGE201511001

高混凝土面板堆石坝地震损伤机理研究

陈生水^{1, 2}, 王庭博^{3, 1}, 傅中志^{1, 2}, 魏匡民^{1, 2}

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210029;
3. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 以紫坪铺面板堆石坝为例, 基于堆石料的黏弹性模型和地震残余应变模型计算分析了高混凝土面板堆石坝的地震响应, 并结合震害调查结果分析了高混凝土面板堆石坝的地震损伤机理。研究表明, 输入地震加速度在坝顶附近和坝坡表面显著放大, 呈现出显著的鞭梢效应, 导致坝顶和下游坝坡上部堆石体松动滚落。地震导致大坝堆石体产生显著剪缩, 坝体断面整体向内收缩, 刚性混凝土面板与垫层料之间脱空, 脱空后面板与垫层料之间的摩擦力大幅减小甚至消失, 面板在自重和地震惯性力联合作用下向下滑动, 致使面板水平施工缝发生错台, 面板表面产生裂缝。地震还导致岸坡附近左右坝段堆石体向河谷中央位移, 致使岸坡附近面板垂直接缝发生拉伸破坏, 河床中部垂直接缝及附近混凝土面板发生挤压破坏。数值计算和震害调查结果均表明, 高混凝土面板堆石坝的地震损伤现象主要与其堆石体地震残余变过大, 以及堆石体与防渗系统之间变形不协调密切相关, 故强震区修建高面板坝应尽可能提高堆石体压实密度, 以减小坝体的地震残余变形。

关键词: 高面板堆石坝; 地震响应; 残余变形; 损伤机理

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2015)11-1937-08

作者简介: 陈生水(1962-), 男, 江苏高淳人, 博士, 教授级高级工程师, 博士生导师, 主要从事岩土力学与土石坝工程的科学研究与技术咨询工作。E-mail: sschen@nhri.cn。

Seismic damage mechanism of high concrete face rockfill dams

CHEN Sheng-shui^{1, 2}, WANG Ting-bo^{3, 1}, FU Zhong-zhi^{1, 2}, WEI Kuang-min^{1, 2}

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Key Laboratory of Earth-Rock

Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China;

3. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 20092, China)

Abstract: Based on the case study of Zipingpu concrete face rockfill dam (CFRD), the visco-elastic model for rockfill materials and the model for their residual strain are employed to investigate the seismic responses of high CFRDs, and the mechanism of their damage behaviors is studied combined with the field observations. The numerical results show that the input accelerations are considerably amplified within the top zone and the surface of the dam, and the so called whipping effect does exist in high CFRDs. Therefore, the rockfill materials near the crest and the downstream slope shake to be loose and some particles even fall along the slope. Strong shaking also results in evident shear contraction of rockfill materials and leads to considerable settlement of the dam. As a result of the contraction of the dam shell, the third stage concrete slabs separate from the cushion layer and the frictional forces between them disappear, and the shear failure occurs in the horizontal construction joints and tensile crack occurs on the surface of the cantilever slabs under the combined action of gravity and seismic inertia forces. During the earthquake, the rockfill materials move towards the center of the canyon, resulting in strong compressive stresses, and thus, the compressive failure within the slabs is near the center. In contrast, the vertical joints near the bank is generally suffered by tensile failure. Both the numerical results and the field observations show that the damage behaviors of high CFRDs subjected to earthquakes are closely related to the excessive residual deformation of rockfill materials and large difference in rigidities of concrete slabs and rockfill materials. Therefore, for building a high CFRD in earthquake regions, the compaction criteria for rockfill materials should be properly enhanced to reduce its possible earthquake-induced deformation.

Key words: concrete face rockfill dam; seismic response; —————

residual deformation; damage mechanism

基金项目: 国家自然科学基金项目(91215301, 51209141); 水利公益性行业科研专项经费项目(201501035)

收稿日期: 2015-03-10

0 引言

迄今为止中国已建和在建的近百座 100 m 级以上高土石坝大多位于高地震烈度区^[1]，其中双江口水电站大坝高达 314 m，两河口、古水、马吉、如美以及茨哈峡水电站坝高都将接近或超过 300 m。这些高坝大库一旦因地震失事，后果将是灾难性的。因此，加强高土石坝地震灾变领域的研究工作，确保高坝大库的地震安全意义十分重大。

2008 年 5 月 12 日，四川省汶川县发生里氏 8.0 级地震，距震中约 17 km 的紫坪铺面板坝遭受了严重的损伤。震后调查发现坝顶发生显著沉降，部分面板间水平施工缝因地震作用而错台，坝顶附近的面板与下部垫层大面积脱空，周边缝三向变位也有明显增加；地震还导致防浪墙结构缝多处开裂或发生挤压破坏，防浪墙和坝顶路面开裂等^[2-3]。尽管地震对紫坪铺大坝造成了严重损伤，但大坝经受住了此次强震考验，且经修复后大坝已恢复原功能正常运行。这一典型案例表明，严格按现行规范精心设计和施工的混凝土面板堆石坝具有优良的抗震性能。

本文以紫坪铺混凝土面板堆石坝为例，结合其震害调查和反馈计算分析结果，研究了高混凝土面板堆石坝的地震响应特点及其损伤机理，以期为类似工程抗震设计提供参考。

1 紫坪铺面板堆石坝的工程概况

1.1 坝体堆石料及分期填筑

紫坪铺水利枢纽位于四川省成都市西北 60 km 的都江堰市麻溪乡境内的岷江上游，下游距都江堰市 9

km。拦河大坝为钢筋混凝土面板堆石坝，最大坝高 156 m，坝顶高程 884.00 m，坝顶全长 663.77 m，坝顶宽 12.0 m，上游坝面坡度为 1:1.4，高程 840.00 m 马道以上的下游坝面坡度为 1:1.5，高程 840.00 m 马道以下的下游坝面坡度为 1:1.4。大坝的材料分区和三个填筑施工阶段见图 1。除垫层料(II A)和过渡料(III A)以外，坝体主要有IIIB、IIIC 和IIID 三个分区，其矿物成分均为灰岩。大坝主堆石料(IIIB)和次堆石料(IIIC)取自同一料场，且设计级配相同，仅碾压标准略有差异，大坝主堆石干密度为 2.16 g/cm³；次堆石干密度为 2.15 g/cm³^[4]。与坝料填筑 3 个施工阶段相对应，面板亦分三期浇筑，其中一期和二期面板分别在前两期坝体断面填筑至 810.0 m 和 850.0 m 高程后浇筑至 796.0 m 和 845.0 m 高程。坝体填筑完成后，浇筑三期面板至坝顶。

紫坪铺大坝设防烈度为 8 度，100 a 设计基准期超越概率 2% 的坝体基岩地震加速度峰值约 0.26g。而汶川大地震中，坝体基岩地震加速度峰值超过 0.5g，烈度超过 9 度，超过了大坝的设防烈度。主震过后，大坝又经受了多次余震，埋设于大坝表面与内部的大部分监测仪仍能正常工作，为该大坝的安全评估以及高面板堆石坝地震损伤机理研究提供了有效的数据。

1.2 坝体有限元模型

取 0+000—0+627.7 之间的坝体建立了三维有限元网格，共形成 8601 个实体单元，503 个接触单元，531 个接缝单元和 10755 个结点。模型划分网格时考虑了坝体材料分区及分期填筑的过程。根据坝体内沉降监测仪的布置，模型中对应设置节点，以便对比分析。

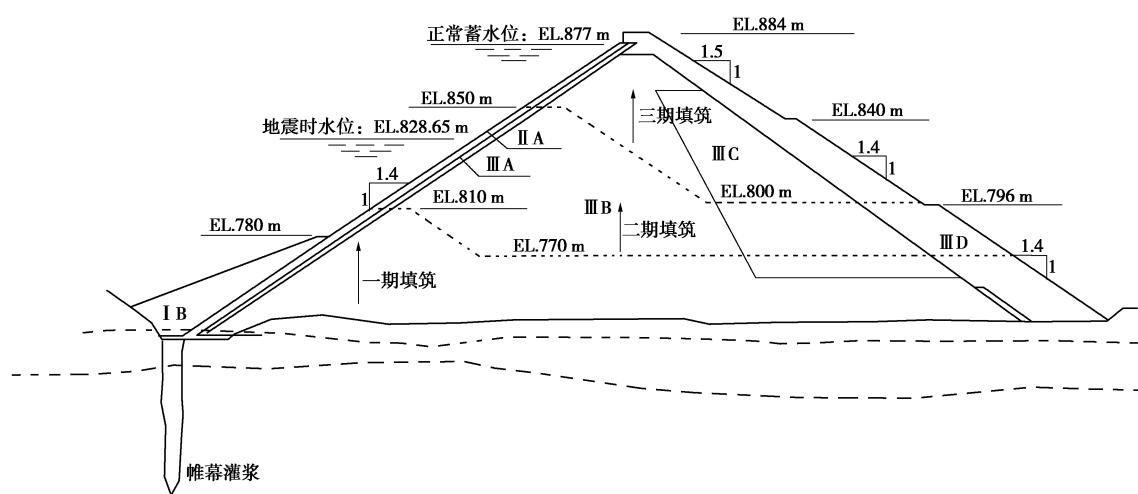


图 1 紫坪铺大坝典型断面图

Fig. 1 Typical cross section of Zipingpu CFRD (0+321)

2 本构模型与数值模拟

试验表明地震循环荷载作用下, 堆石料应变在总趋势上不断增加, 表现为地震残余变形的积累, 但该过程中应变亦呈现出周期性波动, 表现为循环应变。为此, 将堆石料的动力位移分解成单调增加部分和循环波动部分, 即地震残余应变和动应变两部分。其中, 循环波动部分应变用等效黏弹性模型分析计算, 而残余变形部分则由残余应变模型计算^[5]。

2.1 堆石料的黏弹性模型

黏弹性模型的两个基本关系是剪切模量和阻尼比与循环应变振幅的关系。基于堆石料的大型三轴试验, 沈珠江等^[6]建议采用下式表示等效剪切模量 G :

$$G = G_{\max} \cdot \frac{1}{1 + k_2 \cdot \bar{\gamma}^c} \quad (1)$$

显然, 当循环应变振幅很小时 ($\bar{\gamma}^c \rightarrow 0$), 剪切模量最大, 表示为

$$G_{\max} = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_0}{p_a} \right)^n \quad (2)$$

式中, p_0 为平均有效应力, p_a 为标准大气压力; k_1 , k_2 和 n 为 3 个试验参数; 式 (1) 分母中归一化的动剪应变表示为

$$\bar{\gamma}^c = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[(\varepsilon_1^c - \varepsilon_2^c)^2 + (\varepsilon_2^c - \varepsilon_3^c)^2 + (\varepsilon_3^c - \varepsilon_1^c)^2 \right] \cdot \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1-n} \quad (3)$$

式中, ε_i^c ($i=1 \sim 3$) 表示主应变。

阻尼比 λ 也可表示为动剪应变的函数, 如下式:

$$\lambda = \lambda_{\max} \cdot \frac{k_2 \cdot \bar{\gamma}^c}{1 + k_2 \cdot \bar{\gamma}^c} \quad (4)$$

式中, λ_{\max} 为循环剪应变趋于无穷时的最大阻尼比。

由式 (1)、(4) 可得出

$$\frac{G}{G_{\max}} + \frac{\lambda}{\lambda_{\max}} = 1 \quad (5)$$

试验资料表明, 式 (4)、(5) 得出的阻尼比略低于试验值, 但沈珠江等^[6]指出, 由于试验过程中存在摩擦耗能现象, 由此测得的阻尼比可能被人为增大。因此认为采用式 (4) 计算阻尼比仍是可行的。

2.2 堆石料的残余应变模型

堆石料的残余应变可以采用以循环加载次数为变量的经验公式进行计算。基于循环荷载作用下堆石料残余应变变化规律及其影响因素的大量试验研究, 陈生水等^[5]建议将残余剪应变表示成动剪应变振幅和循环振动周次的函数:

$$\gamma^p = \gamma_1^p \cdot N^{\eta_\gamma} \quad (6)$$

式中, γ_1^p 和 n_γ 分别由下式确定:

$$\gamma_1^p = c_\gamma \cdot (\gamma^c)^{\alpha_\gamma} \cdot \frac{\eta_0}{\sqrt{p_0/p_a}} \quad (7)$$

$$n_\gamma = d_\gamma \cdot (\gamma^c)^{-\beta_\gamma} \cdot \sqrt{\frac{p_0}{p_a}} \quad (8)$$

式中 γ^c 为动剪应变振幅, 表达式采用广义剪应变形式, 即式 (3) 中的分子; c_γ , α_γ , d_γ , β_γ 为计算残余剪应变的 4 个参数; η_0 为初始应力比, 即 $\eta_0 = q_0/p_0$ 。

残余体变建议采用以下指数函数计算:

$$\varepsilon_v^p = \varepsilon_v^f \left[1 - \exp \left(-\frac{N}{N_v} \right) \right] \quad (9)$$

式中, ε_v^f 和 N_v 分别由下式确定:

$$\varepsilon_v^f = c_v (\gamma^c)^{\alpha_v} \quad (10)$$

$$N_v = d_v \cdot (\gamma^c)^{-\beta_v} \cdot \sqrt{\frac{p_0}{p_a}} \quad (11)$$

式中, c_v , α_v , d_v , β_v 为计算残余体变的 4 个参数。

2.3 不规则循环荷载的规则化

上述残余应变模型中, 循环加载次数是一个重要的独立变量, 但坝体堆石料的应力历史是非常复杂且不规则的, 必须将不规则的动力加载过程转化成规则的循环周期性加载过程。基于不同加载形式能量耗散相等的假定, 傅中志等^[7]建议采用下式计算不规则循环加载的等效循环加载次数:

$$N = \frac{\int_{cs} \sigma^c : d\varepsilon^c}{6\lambda \cdot \pi \cdot G \cdot (\gamma_{eq}^c)^2} \quad (12)$$

式中, 分子是加载过程中给定单元消耗的能量, 分母是一个应变循环所消耗的能量, γ_{eq}^c 为等效的动剪应变幅值, 一般取不规则动剪应变最大幅值 γ_{\max}^c 的某一百分比, 如 Idriss 等^[8]在 SHAKE91 程序中建议

$$\gamma_{eq}^c = R_\gamma \cdot \gamma_{\max}^c \quad (13)$$

式中, R_γ 为一常数, 可取 0.65。

2.4 确定应变分量的塑性流动法则

在有限单元法中, 由应变计算变形最简单的方法是将应变转化成结点力 \mathbf{F} 施加于结构, 即

$$\mathbf{F} = \int_V \mathbf{B}^T \cdot \boldsymbol{\sigma}^p dv = \int_V \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{D}_0 \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^p dv \quad (14)$$

式中, 矩阵 \mathbf{B} 为应变转换矩阵^[9], $\boldsymbol{\sigma}^p$ 为固定单元边界条件下的松弛应力张量, 施加边界约束是为防止残余变形的累积。 \mathbf{D}_0 为弹性矩阵或弹塑性矩阵, 由静力本构模型和相关参数确定。

由式 (14) 可见结点力的计算需要确定残余应变分量, 其核心问题是选择合适的塑性流动法则。根据现场调查和离心机模型试验^[10], 混凝土面板坝的残余

变形分布规律与震前的初始应力状态密切相关, 故本文采用下式所示的流动法则确定应变分量:

$$\varepsilon_{ij}^p = \frac{1}{3} \varepsilon_v^p \delta_{ij} + \frac{3s_{0ij}}{2q_0} \gamma^p \quad (15)$$

式中 δ_{ij} 为 Kronecker 符号; s_{0ij} 是静止状态下的初始应力张量的偏应力部分, q_0 是广义剪应力, 即 $q_0 = \sqrt{3s_{0ij}s_{0ij}/2}$ 。

3 模型参数和基岩地震动

3.1 静动力模型参数

静力计算采用修正的“南水”双屈服面模型^[5], 该模型与原“南水”双屈服面模型相比, 可更好地反映堆石料因颗粒破碎引起的剪胀(缩)非线性变化规律^[11]。堆石料IIIB、IIIC 和IIID 料源和级配相同, 只是压实标准稍有差别, 故计算中近似作为一种材料对待, 如表 1 所列。

表 1 修正“南水”双屈服面模型计算参数

Table 1 Parameters of “nanshui” double yield surface model

材料	R_f	k	k_{ur}	n	$\varphi_0 /(^{\circ})$	$\Delta\varphi /(^{\circ})$	d_{g0}	$\psi /(^{\circ})$	$\Delta\psi /(^{\circ})$	ν
II A	0.84	1274	3822	0.44	57.5	10.7	1.44	47.3	2.5	0.33
III A	0.75	1152	3456	0.38	57.6	11.4	1.44	49.6	3.5	0.33
IIIB										
IIIC	0.79	1090	3270	0.33	55.4	10.6	1.49	50.2	3.6	0.33
IIID										

地震残余变形计算采用笔者建议的堆石料的残余应变模型和相应计算方法, 模型参数由大型振动三轴试验确定。由于垫层料和过渡料所占体积较小, 其动力模型参数亦与主、次堆石一致, 如表 2, 3 所列。混凝土面板和趾板的静动力计算均采用弹性模型, 弹性参数取 $E = 28 \text{ GPa}$, $\nu = 0.167$ 。混凝土面板和垫层之间采用无厚度的 Goodman 接触单元^[12], 面板垂直缝和周边缝采用接缝单元模拟, 参数见文献[13]。

表 2 动模量和阻尼比计算参数

Table 2 Parameters for dynamic modulus and damping ratio

参数	k_1	n	k_2	ν	λ_{\max}
值	3953	0.4	26.2	0.33	0.25

表 3 堆石坝残余应变计算参数

Table 3 Parameters for residual strains of rockfill materials

参数	$c_{\gamma}/\%$	α_{γ}	d_{γ}	β_{γ}	$c_{\nu}/\%$	α_{ν}	d_{ν}	β_{ν}
值	145.8	1.495	0.0054	0.731	10.17	0.872	0.668	0.559

3.2 基岩地震动

输入地震采用距离北川—映秀断层 26 km 的茂县地办台站实测的主震, 其加速度时程曲线如图 2 所示。

孔宪京等^[14]证实了采用此地震动加速度过程作为紫坪铺面板坝基岩地震动输入的合理性。

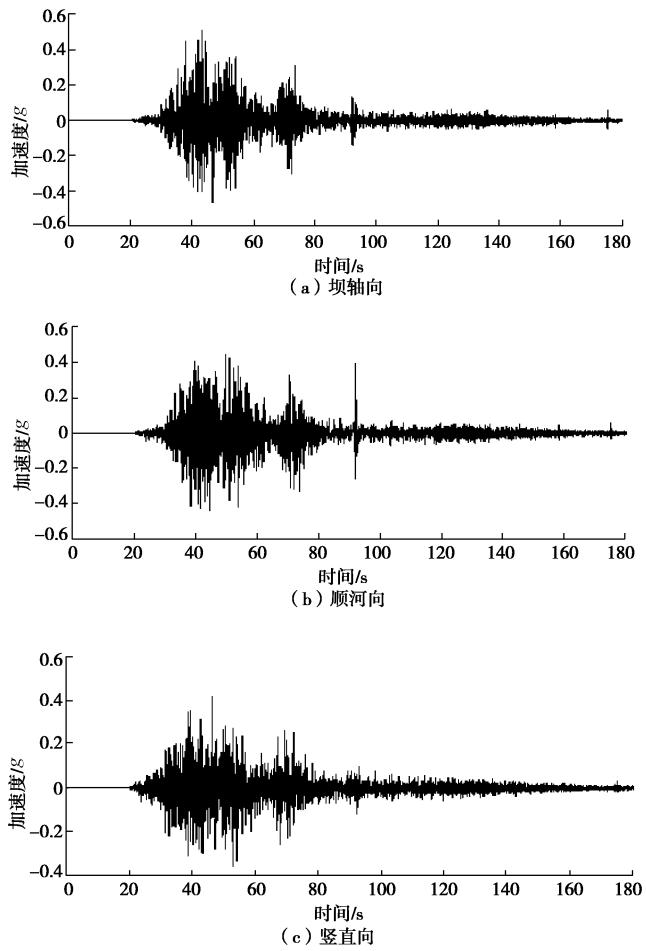


图 2 基岩输入地震加速度

Fig. 2 Base acceleration used in seismic response analysis

4 高混凝土面板坝地震损伤机理

4.1 堆石体松动滚落

图 3 为 0+251.0 m 断面上基岩加速度放大倍数在顺河向和竖直方向上的等值线分布图。从图中可以看出两个趋势: ①高程 850.0 m 以下, 坝轴线位置处的加速度放大系数小于 1.0, 但在此高程以上则快速增大到最大值, 坝顶达到 2.2 (图 3 (a)), 这就是结构动力学中所谓的鞭梢效应。②相同高程上, 坝轴线附近的加速度放大倍数低于上下游坝坡处。这种加速度响应趋势与王年香等^[10]针对 155 m 坎高的混凝土面板坝进行的离心机振动台模型试验结果大体相同。在离心模型试验中, 模拟的基岩峰值加速度值为 $0.47g$, 与图 2 (b) 中的峰值加速度较为接近, 试验所得坝顶加速度放大系数约 2.5。竖直向加速度放大倍数等值线分布趋势类似于顺河向加速度放大倍数分布, 坝顶部位放大系数最大达到 2.4, 略大于顺河向加速度放大倍数。

由于坝顶附近和坝坡顶部强烈的加速度反应, 且浅层堆石体围压小, 循环荷载作用下易于剪胀^[5], 故这些部位堆石体松动, 坝坡少量堆石颗粒滚落, 但未危及大坝整体安全。

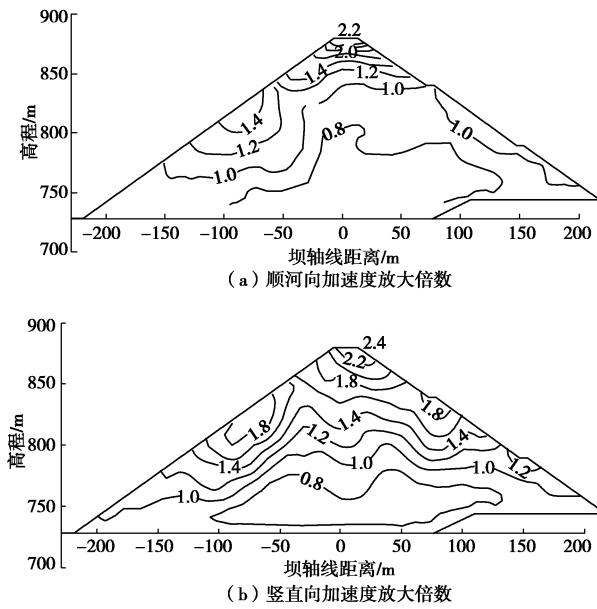


图 3 0+251.00 m 断面基岩加速度的放大系数

Fig. 3 Amplification of base accelerations of section 0+251.00 m

4.2 面板脱空与拉压破坏

坝体不同高程部位内部沉降仪和坝顶防浪墙变形标点的监测结果表明, 汶川地震导致坝体产生了显著沉降。图 4 绘制了有限元计算的 0+251.00 m 断面地震残余变形等值线图。从图中可以看出, 随着坝体高程增加, 沉降量明显增大, 在坝顶 (高程 884.00 m) 沉降累积达到 92.4 cm。根据观测结果, 该断面 850.00 m 高程处的最大沉降量为 81.0 cm, 坝顶上游防浪墙的沉降量为 74.4 cm, 但防浪墙底板下存在约 15~20 cm 脱空^[2]。因此, 可推断地震导致坝顶附近产生了约 90~100 cm 的沉降量, 可见, 数值计算结果与实测值较为接近。

地震导致大坝堆石体产生显著剪缩, 坝体断面整体向内收缩。基于计算结果和现场实测值, 图 5 给出了 0+251.00 m 断面在地震前后的轮廓图, 其中虚线为下游坝坡震后实测轮廓, 下游坝坡最大向内收缩量达到 92 cm。上游坝坡也明显向内收缩, 并导致混凝土面板与垫层之间出现大面积脱空^[15], 如图 6 所示。其中脱空值由面板与垫层间接触面的张拉位移计算得到, 图中阴影区域是垂直面板钻孔揭示的面板脱空范围。其中, 大坝左岸面板在 845.0 m 高程以上发生大范围脱空, 右岸三期面板 876 m 高程以上全部脱空, 中部面板在 866 m 高程以上脱空。数值计算结果揭示

的脱空范围与钻孔检测结果基本相符。可见, 采用 Goodman 接触单元可以较好地模拟混凝土面板与下部垫层料的接触力学行为。

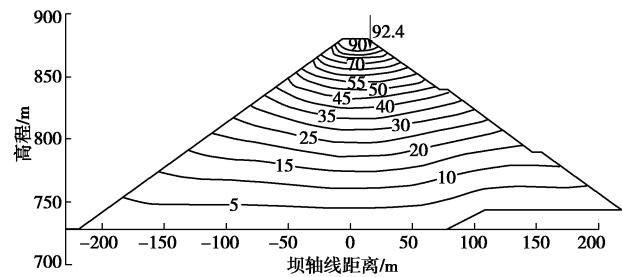


图 4 0+251.00 m 监测断面地震永久变形等值线图 (cm)

Fig. 4 Contours of earthquake-induced settlements of section 0+251.00 m (unit: cm)

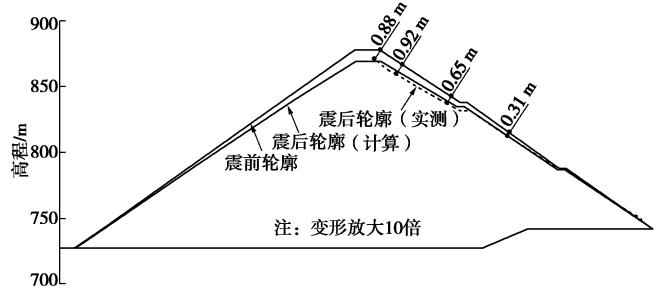


图 5 0+251.00 m 监测断面的坝壳收缩行为

Fig. 5 Contraction of shell of section 0+251.00 m

现场震害调查发现左坝肩和河床中部面板垂直缝及附近混凝土出现挤压破坏, 这是由于沿坝轴向强烈震动引起的动力作用和两岸坝体向河床中部位移的静力作用叠加共同导致的。图 7 给出了坝轴线处堆石体沿坝轴向残余水平位移等值线, 可以发现左右两岸坝体均向河谷中央位移, 最大值约为 15 cm, 与建立在坝顶防浪墙的变形标点实测结果大体相同^[2]。

4.3 施工缝错台

地震发生时库水位为 828.65 m, 低于二、三期面板间水平施工缝高程 (845.0 m)。现场调查发现, 施工缝发生剪切错台, 错台量在 5~17 cm 之间^[2], 见图 8 (a)。施工缝错台导致其内部钢筋被剪成 Z 字形, 如图 8 (b) 所示。为揭示面板水平施工缝错台机理, 孔宪京等^[16]开展了面板堆石坝振动台模型试验, 并基于试验现象指出, 地震产生的坝体残余变形对面板所产生的向下的摩擦力和向外侧的推力是造成面板水平施工缝错台的主要原因。但垫层料和面板间产生摩擦力必须以一定量值的法向接触力为前提, 否则接触面是没有抗剪强度的。汶川地震时紫坪铺水库水位为 828.65 m, 因此 845 m 高程以上面板与垫层间接触面

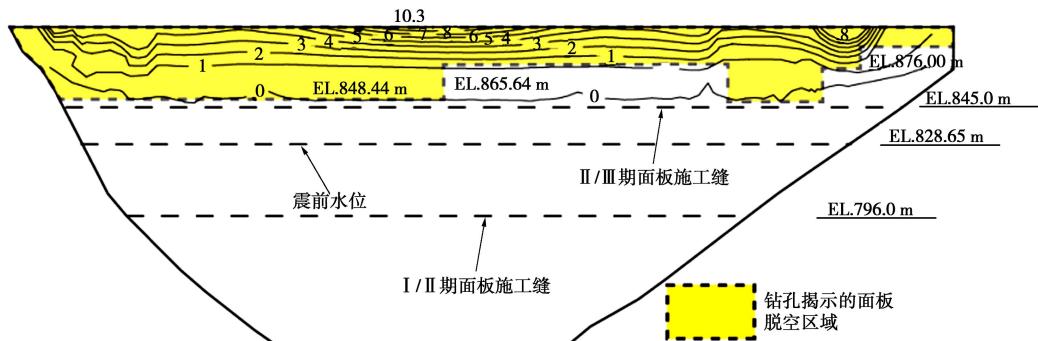


图 6 混凝土面板下脱空区计算结果与调查结果的对比

Fig. 6 Comparison of the calculated and measured separation region under the concrete slabs

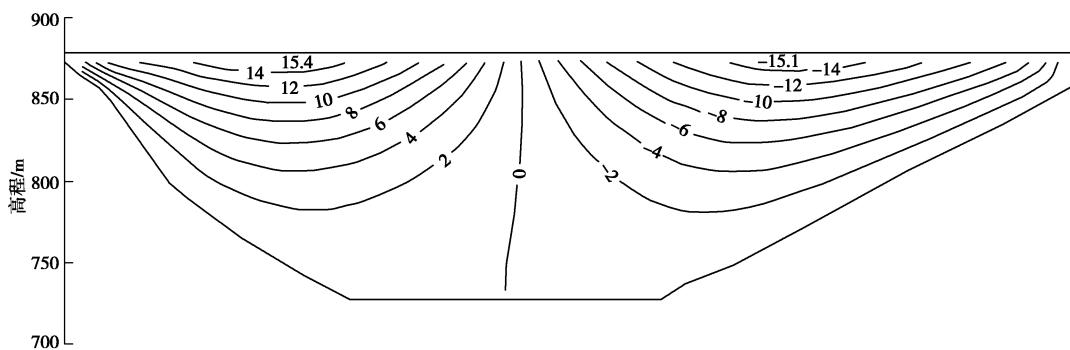


图 7 坝轴线处堆石体的坝轴向残余水平位移 (cm)

Fig. 7 Longitudinal horizontal residual displacement of rockfill materials at the dam axis (cm)



(a) 845.0 m高程施工缝剪切破坏



(b) 钢筋剪成Z字形

图 8 845.0 m 高程面板间施工缝错台现象和 Z 字形钢筋折曲

Fig. 8 Shear failure of construction joints at EL 845.0 m and zigzag rebars

上的法向接触力很小, 不具有积累较大切向摩擦力的条件; 同时地震荷载作用下堆石坝体断面整体向内收缩, 导致面板与垫层间脱空, 使得面板和垫层接触面上失去了产生摩擦力的条件。因此笔者认为, 汶川地震中紫坪铺面板堆石坝二、三期面板水平施工缝错台的原因是: 地震导致大坝堆石体产生显著剪缩, 坝体断面整体向内收缩, 刚性混凝土面板与垫层料之间脱空, 脱空后面板与垫层料之间的摩擦力大幅减小甚至消失, 面板在自重和地震惯性力联合作用下向下滑动, 致使面板水平施工缝错台。因面板发生脱空和施

工缝发生错台, 其受力状态恶化, 导致错台高程以上面板产生了大量裂缝。汶川地震后紫坪铺面板堆石坝的震害调查结果和离心机振动台模型试验结果都印证了上述结论^[2, 10]。

4.4 周边缝变形

由于地震导致坝体堆石料显著震陷, 且向河谷中央位移, 面板周边缝变形也显著增加, 如安装在左坝肩 833.00 m 高程附近的 Z2 三向测缝计测得该处周边缝的沉降量、张开度、剪切位移分别从震前的 1.59, 11.99, 4.67 mm 增加到 92.85, 57.85, 13.42 mm; 右

坝肩靠近河床底部 745.00 m 高程附近的 Z9 三向测缝计测得的沉降量、张开度、剪切位移分别从震前的 10.82, 6.03, 9.08 mm 增加到 53.86, 34.89, 58.39 mm。右岸靠近坝顶附近的 Z12 测点的最大剪切位移也达到了 46 mm。三向变位的显著增加使周边缝出现剪切或张拉破坏的可能性明显增加, 危及大坝整体安全, 且难以修复。故强震区面板堆石坝应增加堆石体碾压密度, 放缓左、右岸坝基边坡, 采用能够适应周边缝大变形的止水结构, 并精心设置应对周边缝破坏的自愈材料。

5 结 论

紫坪铺大坝是目前唯一经历过特大地震考验的坝高超过 150 m 的混凝土面板堆石坝, 研究其地震响应及其损伤机理对进一步提高强震区高面板坝抗震设计水平具有重要意义。本文以紫坪铺面板堆石坝为例, 结合有限元计算结果与震害调查资料研究了高面板坝的地震反应及其损伤机理, 得出以下 5 点结论。

(1) 有限元计算结果在定性和定量上均较好地重现了坝体残余变形分布规律及面板脱空现象, 说明基于黏弹性模型的等效线性法及基于应变势法的残余变形分析方法仍不失为计算分析高混凝土面板堆石坝地震损伤机理的有效手段。

(2) 地震动加速度反应顺河向、竖直向都存在明显的鞭梢效应。顺河向坝顶放大系数最大值为 2.2, 竖直向为 2.4。由于加速度放大效应, 坝顶及下游边坡上部出现堆石体震松、个别块石滚落, 坝顶附近也产生了较大残余变形, 防渗面板上部出现较为严重损伤等现象, 但大坝整体是稳定安全的, 这表明严格按现行规范精心设计和施工的混凝土面板堆石坝具有优良的抗震性能。

(3) 地震导致大坝堆石体显著剪缩, 坝体产生明显的残余变形, 且随着高程增加, 残余变形量增大, 坝体断面整体向内收缩, 刚性混凝土面板与垫层料之间脱空, 脱空后面板与垫层料之间的摩擦力大幅减小甚至消失, 面板在自重和地震惯性力联合作用下向下滑动, 致使面板水平施工发生缝错台, 危及大坝安全。

(4) 从高土石坝地震残余变形分布规律可以发现, 地震导致岸坡附近左右坝段堆石体向河谷中央位移, 受此影响, 岸坡附近面板接缝受拉, 河床中间部位面板接缝存在强烈的挤压效应, 加之坝轴向的动力作用, 岸坡附近垂直接缝发生拉伸破坏, 河床中部垂直接缝及附近的混凝土面板发生挤压破坏。坝体残余变形也使得周边缝变位显著增加, 危及混凝土面板堆石坝生命线的安全。

(5) 高混凝土面板堆石坝的地震损伤现象主要与其堆石体地震残余变过大, 以及堆石体与防渗系统之间变形不协调密切相关, 故强震区修建高面板坝应尽可能提高堆石体压实密度, 尤其是坝体上半部分和周边缝附近堆石料密度, 同时合理处置陡峭的岸坡, 以减小坝体和面板周边缝的地震残余变形量。

参 考 文 献:

- [1] 马洪琪. 300 m 级面板堆石坝适应性及对策研究[J]. 中国工程科学, 2011, 13(12): 4 - 8. (MA Hong-qi. 300 m grade concrete faced rockfill dam adaptability and countermeasures[J]. Chinese Eng Sci, 2011, 13(12): 4 - 8. (in Chinese))
- [2] 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. (in Chinese))
- [3] 陈生水, 方绪顺, 钱亚俊. 高土石坝地震安全评价及抗震设计思考[J]. 水利水运工程学报, 2011(1): 17 - 21. (CHEN Sheng-shui, FANG Xu-shun, QIAN Ya-jun. Thoughts on safety assessment and earthquake-resistance for high earth-rock dams[J]. Hydro-Science and Engineering, 2011(1): 17 - 21. (in Chinese))
- [4] XU B, ZOU D G, LIU H B. Three-dimensional simulation of the construction process of the Zipingpu concrete face rockfill dam based on a generalized plasticity model[J]. Comp Geotech, 2012, 43: 143 - 154.
- [5] 陈生水. 土石坝地震安全问题研究[M]. 北京: 科学出版社, 2015. (CHEN Sheng-shui. Research on seismic safety of earth rockfill dam[M]. Beijing: Science Press, 2015. (in Chinese))
- [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(2): 143 - 150. (SHEN Zhu-jiang, XU Gang. Deformation behavior of rock materials under cyclic loading[J]. Hydro-Sci Eng, 1996(2): 143 - 150. (in Chinese))
- [7] 傅中志, 陈生水, 魏匡民. 土石结构动力反应分析程序—理论与说明[R]. 南京: 南京水利科学研究院, 2015. (FU Zhong-zhi, CHEN Sheng-shui, WEI Kuang-min. Dynamical response analysis program for earth and rockfill structures (DRAPERS), theory and manual[R]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2015. (in Chinese))

- [8] IDRISI I M, SUN J I. User's manual for SHAKE91, a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits[M]. Davis: University of California, 1992.
- [9] ZIENKIEWICZ O C, TAYLOR R L. The finite element method volume 1: the basis[M]. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000.
- [10] 王年香, 章为民. 混凝土面板堆石坝动态离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(4): 504 - 507. (WANG Nian-xiang, ZHANG Wei-min. Dynamical centrifuge model test for concrete face rockfill dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(4): 504 - 507. (in Chinese))
- [11] FU Z Z, CHEN S S, PENG C. Modeling cyclic behavior of rockfill materials in a framework of generalized plasticity[J]. Int J Geomech, 2014, 14: 191 - 204.
- [12] GOODMAN R E, TAYLOR R L, BREKKE T L. A model for the mechanics of jointed rock[J]. J Soil Mech Foud Div, ASCE 1968, 94(SM3): 637 - 659.
- [13] 顾淦臣, 沈长松, 岑威钧. 土石坝地震工程学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009. (GU Gan-chen, SHEN Chang-song, CEN Wei-jun. Earthquake engineering for earthrock dams[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2009. (in Chinese))
- [14] 孔宪京, 周 扬, 邹德高, 等. 汶川地震紫坪铺面板堆石坝地震波输入研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(7): 2110 - 2116. (KONG Xian-jing, ZHOU Yang, ZOU De-gao. Study of seismic wave input of Zipingpu concrete face rockfill dam during Wenchuan earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(7): 2110 - 2116. (in Chinese))
- [15] 宋胜武, 蔡德文. 汶川大地震紫坪铺混凝土面板堆石坝震害现象与变形监测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(4): 840 - 849. (SONG Sheng-wu, CAI De-wen. Earthquake damage phenomena and deformation monitoring analysis for concrete faced rockfill dam at Zipingpu project during Wenchuan Earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(4): 840 - 849. (in Chinese))
- [16] 孔宪京, 刘福海, 刘 君. 地震作用下面板堆石坝面板错台模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(2): 258 - 267. (KONG Xian-jing, LIU Fu-hai, LIU Jun. Shaking table model tests on face-slab dislocation of concrete faced rock-fill dams under earthquakes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(2): 258 - 267. (in Chinese))