

空腹混凝土坝模型验证及优化加固研究

陈转转¹, 杨贵^{2,3}, 刘露洋¹, 吴良杰¹, 孙印¹

(1. 中国地震局 地球物理勘探中心 震灾风险评估部, 河南 郑州 450002;

2. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098;

3. 河海大学 安全与防灾工程研究所, 江苏 南京 210098)

摘要:【目的】揭示软弱地基条件下空腹混凝土坝的动力响应规律与关键控制参数的影响机理, 为同类坝体抗震设计提供借鉴。【方法】基于振动台试验结果, 采用 PLAXIS 有限元软件, 构建反映孔压增长特征的数值模型, 并验证模型的准确性与可靠性; 将坝体等比例放大至 12 m 坝高, 对比分析软弱坝基、坚硬坝基条件下坝体的地震动力响应; 以坝体水平位移峰值时的坝基条件为基准, 定量研究坝后堆石尺寸、桩横向间距及坝基加固深度的影响情况。【结果】①与坚硬坝基条件相比, 在软弱坝基条件下, 空腹混凝土坝呈现整体滑移变形特征, 坝体水平位移响应最显著, 坝体最大动位移为 31.1 cm, 残余水平位移为 14.8 cm; ②在软弱坝基条件下, 基于不同的加固措施, 坝后堆石对坝体水平位移的抑制效果最明显, 坝基加固次之, 缩小桩横向间距的抑制效果最不显著; ③综合防渗墙与桩结构受力响应情况, 坝基加固为最优方案, 加固深度需穿透土层分界面。【结论】明确了不同坝基条件及关键参数对空腹混凝土坝动力响应的作用机制, 为软弱地基空腹混凝土坝的抗震设计、坝基加固提供参考。

关键词:空腹混凝土坝; 软弱坝基; 动力响应; 振动台试验; 大坝加固; 数值模拟

中图分类号: TV641

文献标识码: A

文章编号: 2096-6792(2026)04-0029-10

水利工程领域常见的传统坝型有混凝土重力坝、心墙坝、面板坝^[1]、拱坝^[2]等, 受地形限制, 有些大坝不得不选址于地质构造复杂、存在湿陷性黄土及水文地质条件恶劣的区域^[3-4]。这些区域的土体普遍具有结构松散、力学强度低、高压缩性及高渗透性等特点^[5], 加之地震等自然灾害频发, 易导致坝基失稳、坝体渗漏、土层液化及坝坡滑坡等^[6-7]。

为了降低工程灾变风险、保障人民生命财产安全, 国内外学者聚焦坝体结构, 依托模型试验、数值模拟等技术手段, 深入分析新型坝体的力学性能与抗震特性。其中, 刘汉龙等^[8-9]融合堆石坝与混凝土重力坝的结构优势, 规避两类坝型缺陷, 提出混凝土-堆石混合坝, 并通过模型试验与数值模拟手段, 探究该坝型的力学特性; 杨星等^[10]结合土工格栅(柔性加筋材料)与钢筋(刚性加筋材料)的抗震加固优势, 提出复合加筋坝结构, 依托模型试验与数值模拟方法, 分析该大坝的动力响应特性^[11]。

空腹混凝土(Hollow Concrete, HCR)坝是一种自重小、占地少的新型坝。与传统空腹混凝土重力

坝相比, HCR 坝内部空腹结构可有效减小坝体自重、降低混凝土用量、提高坝体空间利用率。HCR 坝不宜过高, 适用于上下游坝坡较陡、断面尺寸小的工况, 可布置于地形受限场地。上游坝坡结构既可削减水平荷载, 又能增大竖向压应力, 提高坝体的抗浮稳定性。HCR 坝坝体底部设置混凝土底板, 保证坝体与坝基的稳固连接和整体结构稳定, 其基础构造可参考文献[12]。目前, 针对 HCR 坝动力特性的相关研究较少, 仅杨贵等^[13]利用小型振动台试验开展 HCR 坝体振动响应研究。本文基于振动台试验实测数据, 采用 PLAXIS 软件开展数值模拟, 通过试验数据与模拟结果的对比来验证数值模型的可靠性, 定量分析 HCR 坝对不同因素的响应情况, 为该坝型的抗震设计提供依据。

1 数值模型建立

本次振动台模型试验几何比尺为 11.7, 据此确定数值模型尺寸: 坝基深度 3.98 m、宽度 5.85 m, HCR 坝坝高 1.64 m, 防渗墙高度 1.17 m、厚度 0.80 m,

收稿日期/Received: 2024-12-29

修回日期/Revised: 2025-02-20

基金项目: 国家自然科学基金项目(51479059)。

第一作者: 陈转转(1995—), 女, 助理工程师, 硕士, 从事构建物抗震方面的研究。E-mail: czzjya@163.com。

桩长度 3.50 m。为模拟防渗墙、桩与混凝土底板之间材料的相互作用,在三者连接处设置接触面单元。数值模拟以动力工况验证为主、静力工况验证为辅。

静力工况是指建坝(自重)+库水位(静水压力)工况,动力工况是指建坝(自重)+库水位(静水压力)+地震动输入工况。在静力工况下,土体本构模型选用摩尔-库伦模型,边界条件设置为黏性边界。在动力工况下,考虑到砂土可能发生液化,选用 UBC3D-PLM 模型作为砂土的本构模型。该模型是由 UBCSAND 模型优化改进而来的,为 PLAXIS 专用本构模型,能够准确描述饱和砂土在循环荷载作用下的力学性质变化与液化临界状态^[14],且模型参数确定相对简便,可由修正标准贯入试验锤击数 $(N_1)_{60}$ 进一步确定。

边界条件是影响数值模拟精度的关键因素。PLAXIS 软件内置黏性、自由场、柔性基底三类边

界条件。其中,自由场边界以黏性边界为基础,通过自由场单元将远场土体运动以等效正应力、剪应力形式传递至近场土体;模型内部自由场单元为界面单元,通过阻尼器与土体连接,力学性能与周边土体保持一致,适用于对地震工况进行模拟^[15-16]。

在振动台试验中,模型箱采用轻质铝合金框架,土层边界具备柔性剪切特征,底部输入频率 5 Hz、峰值加速度 0.1g 的正弦地震波。为了贴合试验工况,在数值模拟动力计算阶段,设置模型两侧为自由场边界,除砂土层外,其余土层参数保持不变。数值模型如图 1 所示,土层参数、砂土 UBC3D-PLM 模型参数分别见表 1、表 2。图 1 中“+”或“-”为有限元软件接触面单元的正(主)或负(从)界面标记。此外由于桩体截面尺寸小、刚度与土体差异相对有限,桩土接触处未设置界面单元,故图中无“+”或“-”标注。

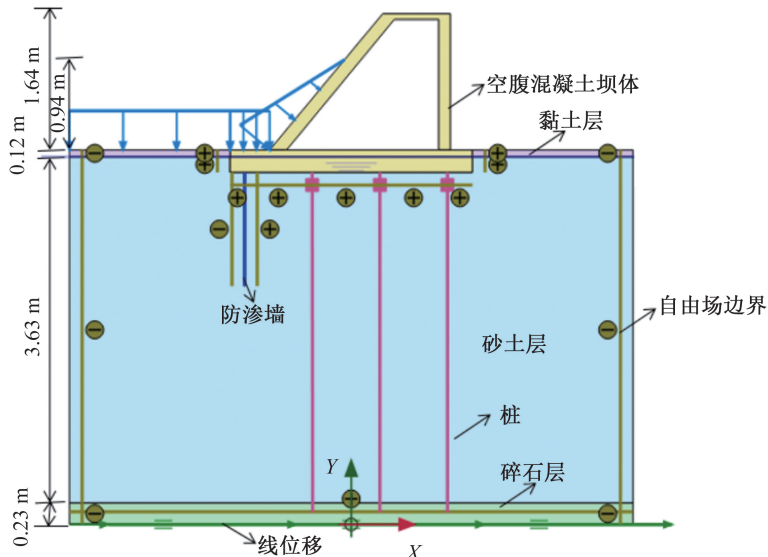


图 1 数值模型

Fig. 1 Numerical model

表 1 土层参数

Tab. 1 Soil parameters

参数	单位	坝体	黏土层	砂土层	砂砾石
干重度	$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	25.0	17.0	16.0	18.5
弹性模量	kPa	35×10^6	55×10^3	30×10^3	150×10^3
泊松比	—	0.15	0.31	0.33	0.26
黏聚力	kPa	—	30.0	0.0	0.0
内摩擦角	(°)	—	20.0	30.0	42.0

表 2 砂土 UBC3D-PLM 模型参数

Tab. 2 Parameters of UBC3D-PLM model for sand

参数	相对密度 $D_r/\%$	修正 SPT 锤 击数 $(N_1)_{60}$	弹性剪切 模量 K_c^e	弹性体积 模量 K_b^e	塑性剪切 模量 K_c^p	恒定体积摩 擦角 φ_{ev}	峰值有效摩 擦角 φ_p	双曲线失 效率 R_f
数值	60	16.56	1 105.2	77.6	1 009.2	31	34.3	0.722

数值模拟工况与振动台模型试验工况保持一致,共设置 5 组工况:工况 1 为峰值加速度 $0.1g$ 的自由场场地;工况 2 为峰值加速度 $0.1g$ 、库水位 8 cm 、布设防渗墙的模型坝场地;工况 3 为峰值加速度 $0.2g$,其余条件同工况 2 的模型坝场地;工况 4 为空库条件,其余条件同工况 2 的模型坝场地;工况 5 为无防渗墙结构,其余条件同工况 2 的模型坝场地。其中,工况 2—5 统称为非自由场工况。数值模拟测点布置与试验测点位置一致,为完整捕捉动力响应全过程,将地震波加载时长延长至 28.0 s 。

2 动力响应结果分析

2.1 超孔压响应的对比验证

在工况 1、工况 2 条件下,各测点处(埋深分别为 5 cm 、 15 cm 、 25 cm)的超孔压时程曲线分别如图 2(a)、图 2(b)所示。由图 2 可知:数值模拟与振动台模型试验的各测点超孔压时程变化规律一致,均随振

动时长的增加而呈现先增大、后衰减并趋于稳定的变化特征;数值模拟中超孔压峰值的出现时刻、消散时刻均滞后于模型试验的,原因在于振动台试验模型的尺寸小,土体响应快。同时,试验模型箱内橡胶膜与箱体间存在层间摩擦力,导致超孔压的数值模拟计算结果略大于模型试验结果。总体而言,两类方法获得的各测点超孔压变化规律吻合,极值差值不超过 3.0% 。

下游测点在各工况条件下的超孔压比的统计结果如图 3 所示(纵轴数值为负值时表示地下埋深,下文同)。数值模拟得到的超孔压比极值略小于模型试验值的,平均差值不超过 4.6% ,且不同工况下的超孔压比变化规律一致;加速度峰值对超孔压的影响最为显著,防渗体系对超孔压的调控作用最弱。数值模拟结果与模型试验结果比较吻合,说明模型可靠性较高。

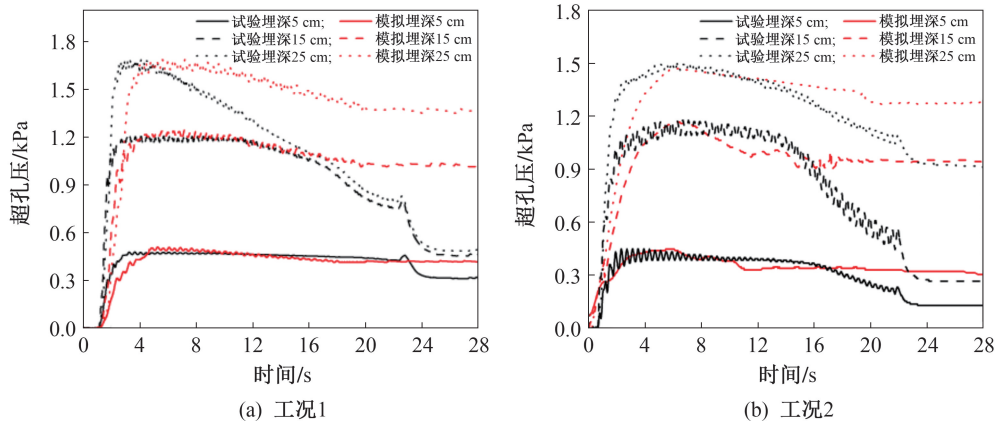


图 2 工况 1 和工况 2 条件下各测点处的超孔压时程曲线

Fig. 2 Excess pore water pressure time-history curves of measuring points under working condition 1 and working condition 2

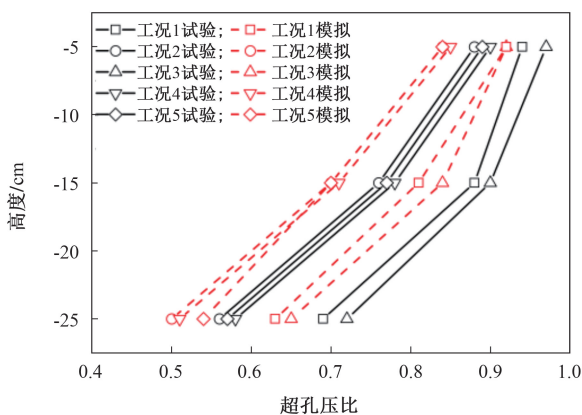


图 3 各工况下下游测点处的超孔压比

Fig. 3 Excess pore pressure ratio of downstream measuring points under various working conditions

2.2 加速度响应的对比验证

工况 1、工况 2 条件下典型测点处的加速度时程曲线分别如图 4、图 5 所示。由图 4 和图 5 可知:由数值模拟和模型试验所得的加速度时程曲线的变化规律一致,均为先升高、后衰减最后逐步趋于平稳;坝基土体液化前、后的加速度数值差异较小,坝基土体液化前加速度峰值最大偏差为 7.2% 。

在非自由场工况下,坝基土体液化前坝体上游测点处的加速度放大系数 β (测点处的峰值加速度与输入峰值加速度的比)变化规律如图 6 所示,图中纵坐标值考虑了坝体高度。由图 6 可知:除工况 3 外,其余工况的模拟值与试验值偏差均小于 5.2% ,吻合度较高;工况 3 中,埋深 15 cm 测点处的 β 模拟值与试验值偏差较大,但 β 随埋深变化的规律一致。

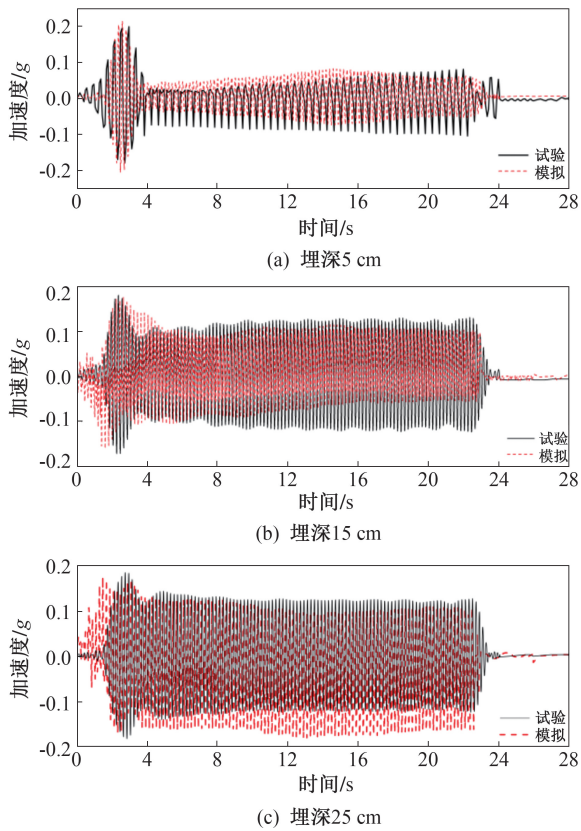


图4 工况1条件下上游测点处的加速度时程曲线
Fig.4 Acceleration time-history curves of upstream measuring points under working condition 1

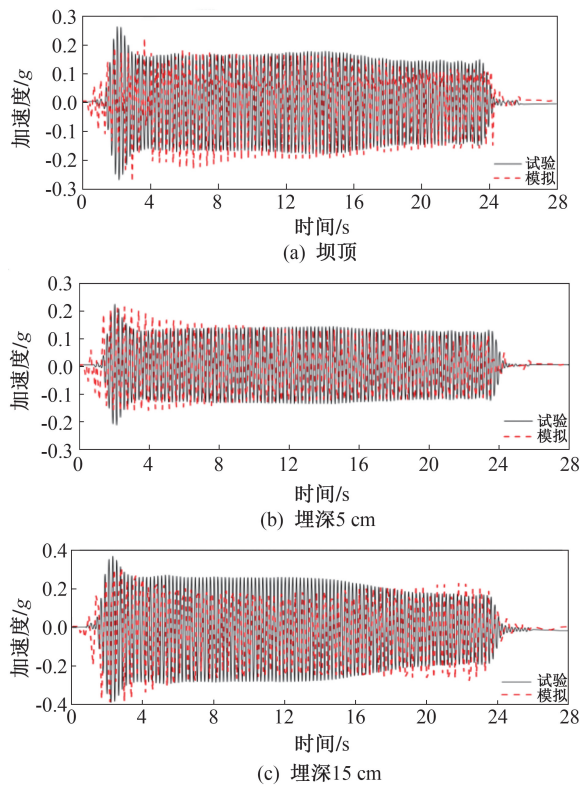


图5 工况2坝顶及上游测点处的加速度时程曲线
Fig.5 Acceleration time-history curves of dam crest and upstream measuring points under working condition 2

2.3 坝体水平变形的验证

在非自由场工况条件下,坝体水平位移的时程曲线如图7所示。由图7可知:在地震波输入过程中,坝体水平位移随振动时长的增加逐渐增大,地震波输入结束后,坝体水平位移维持极值不变;数值模拟与模型试验的位移极值偏差在10.0%以内,位移变化趋势一致,说明对坝体水平变形响应的拟合效果良好。

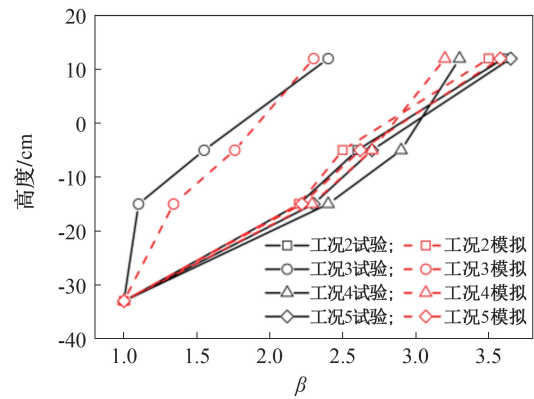


图6 坝基土体液化前坝体的加速度放大系数 β
Fig.6 Acceleration amplification factor β of dam before soil liquefaction of foundation soil

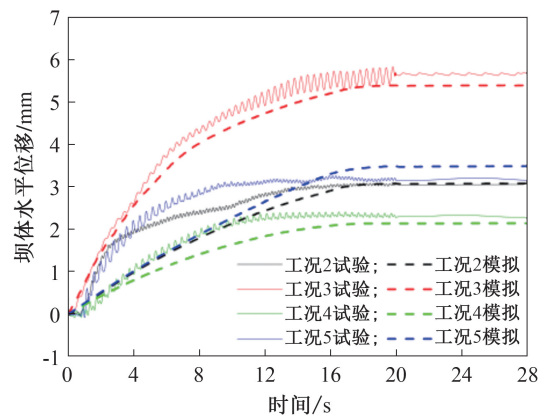


图7 非自由场工况条件下坝体水平位移的时程曲线
Fig.7 Time-history curves of horizontal displacement of dam body under various non-free-field conditions

3 加固因素下的动力响应分析

本节依托前文的数值模型,定量研究不同软弱程度坝基对坝体结构动力响应的影响。以坝体水平位移最大的软弱坝基工况为基准,分析坝后堆石、桩、防渗墙3类结构的动力响应特征。本文定义下游方向位移为正、上游方向位移为负,坝基结构下游侧受拉弯矩为正、受压弯矩为负,以此量化分析坝体及附属结构的动力响应规律。

3.1 坝基条件

坝基土层参数引自文献[17-20],坝基划分为4层土体,分别为粉砂夹粉土层、粉质黏土层、较软弱黏土层、较坚硬黏土层,土体本构模型统一采用摩尔-库伦模型,具体参数见表3^[17-20]。通过调整土层1的参数来设置坝基的软弱程度,设置两类坝基工况(表3)。坝体截面尺寸如下:坝体结构上游面坡度比1:0.84、厚度1.5 m,下游坝面垂直、厚度

1.0 m;坝高14.0 m(含2.0 m厚底板),空腹高度11.5 m,正常蓄水位高度8 m,坝基厚度33 m。防渗墙采用板单元模拟,墙厚0.84 m、埋深10 m;混凝土桩采用桩单元模拟,桩径0.8 m,桩间距为横向6 m×纵向4 m,桩长33 m,嵌入坚硬土层2 m。数值模型如图8所示。图中主要展示坝基测点与模型整体情况,未细化展示,为简化,省略了接触面“+”或“-”标记。

表 3 坝基土层参数
Tab.3 Soil layer parameters of dam foundations

土层	坝基 1	坝基 2
粉砂夹粉土	$E=10.8\text{ MPa}, c=10.0\text{ kPa},$ $\varphi=27.0^{\circ}, q=7.9\times10^{-1}\text{ m/d}$	$E=10.8\text{ MPa}, c=10.0\text{ kPa},$ $\varphi=27.0^{\circ}, q=7.9\times10^{-1}\text{ m/d}$
粉质黏土	$E=17.9\text{ MPa}, c=13.0\text{ kPa},$ $\varphi=24.0^{\circ}, q=4\times10^{-3}\text{ m/d}$	$E=17.9\text{ MPa}, c=10.0\text{ kPa},$ $\varphi=24.0^{\circ}, q=4\times10^{-3}\text{ m/d}$
较软弱黏土	$E=9.6\text{ MPa}, c=18.5\text{ kPa},$ $\varphi=20.0^{\circ}, q=5\times10^{-3}\text{ m/d}$	—
较坚硬黏土	—	$E=18.0\text{ MPa}, c=14.0\text{ kPa},$ $\varphi=28.0^{\circ}, q=5\times10^{-2}\text{ m/d}$
中风化岩石	$E=72.0\text{ MPa}, q=1\times10^{-4}\text{ m/d},$ $c=450.0\text{ kPa}, \varphi=30.0^{\circ}$	$E=72.0\text{ MPa}, q=1\times10^{-4}\text{ m/d},$ $c=450.0\text{ kPa}, \varphi=30.0^{\circ}$

注: E 为弹性模量; c 为黏聚力; φ 为内摩擦角; q 为渗透系数。

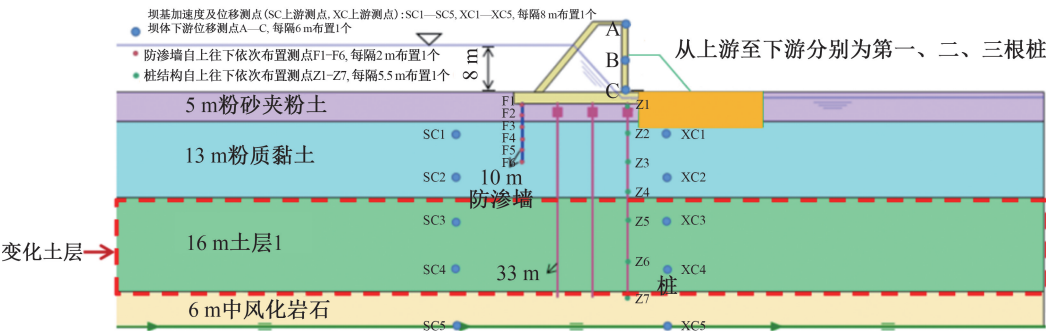


图 8 坝基数值模型
Fig. 8 Numerical model of dam foundation

地震荷载采用EI-Centro地震波,振动时长40 s,时间步长0.02 s。地震波加速度时程曲线与傅里叶频谱如图9所示,地震波峰值出现于 $t=2.5\text{ s}$,基频为2.5 Hz,响应谱加速度敏感区间较宽,易诱发坝体产生显著加速度响应。

坝基处的加速度放大系数 β 的变化规律如图10所示。由图10可知:受软弱黏土层影响,坝基1的加速度放大系数随埋深减小呈现“增大—减小—增大”的变化规律;坝基2的加速度放大系数变化规律较坝基1的复杂,尤其是埋深15 m处的数值较埋深25 m处的数值大,原因是坝基2土层的力

学性质更优;坝基1上游建基面处的加速度放大系数为1.10,坝基2上游建基面处的加速度放大系数变化曲线为折线,0 m处上游侧加速度放大系数值为1.71,较1.10增加55.5%。原因在于坝基2的土层坚硬,坚硬坝基对地震波幅值衰减影响较小。坝基1、坝基2工况下,坝顶的加速度放大系数(其为坝顶加速度与输入地震加速度峰值之比)分别为1.35和1.90(图10中最上数据点对应的横轴数值),这些数值表明,HCR坝的坝体产生了明显的“鞭梢”效应。

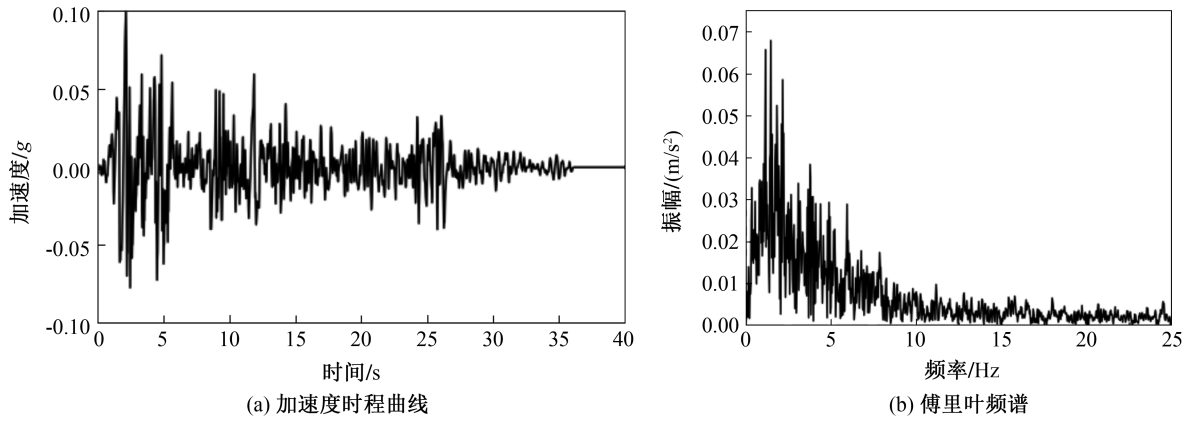


图9 EI-Centro地震波

Fig. 9 EI-Centro seismic wave

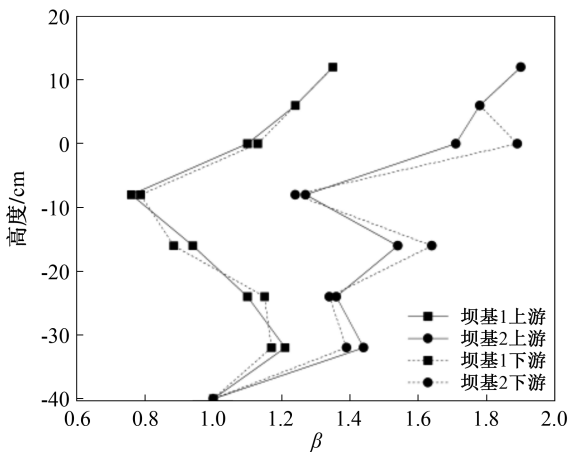


图10 坝基上游测点(SC1—SC5)和下游测点(XC1—XC5)处的加速度放大系数

Fig. 10 Acceleration amplification coefficients of measuring points SC1—SC5 (up stream) and XC1—XC5 (down stream) at dam foundation

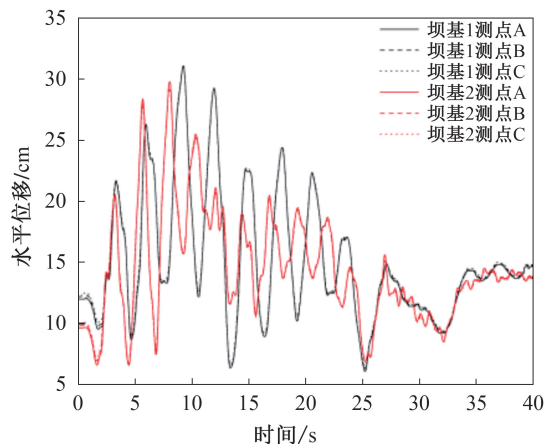


图11 不同坝基条件下坝体下游测点A、B、C处的水平位移时程曲线

Fig. 11 Time-history curves of horizontal displacement at downstream measuring points A, B, and C on dam under different dam foundation conditions

在库水位+地震耦合工况下,坝体下游测点A、B、C处的水平位移时程曲线如图11所示。仅库水位作用时(时间 $t=0$ s),坝体呈现整体变形特征:坝基1工况下,A、B、C测点的水平位移依次为12.0、12.2、12.5 cm,测点A和C的位移差0.5 cm;坝基2工况下,A、B、C测点的水平位移依次为9.8、9.8、10.0 cm,测点A和C的位移差仅0.2 cm。地震作用下,坝体水平位移先增大后小幅回落,最终趋于稳定,各测点处的响应情况高度一致,表明坝体以整体滑移变形为主,无明显倾斜变形,坝体残余水平位移达14.8 cm;坝基1工况下坝体最大动位移为31.1 cm。坚硬坝基地层刚度大,地震作用下坝体动力变形幅值小于软弱坝基,不存在工程安全隐患,所以不针对坚硬坝基开展加固参数分析。文中仅保留两类坝基的基础动力响应对比,用于凸显软弱坝基的危害敏感性。

防渗墙为HCR坝防渗体系的核心结构,对坝体安全至关重要。在不同坝基工况下,防渗墙水平位移以整体平移为主,本文不再赘述位移云图,重点分析测点F1—F6处弯矩的响应规律(测点F1—F6位于防渗墙中轴线上),防渗墙弯矩时程曲线如图12所示。

由图12可以看出:

1) 防渗墙下游侧以受拉为主,其弯矩随时间呈非线性变化;在库水位作用下,防渗墙弯矩最大值出现于埋深4~6 m的测点F2—F3处,坝基1、坝基2处对应的最大弯矩分别为289.1、332.4 kN·m,均在防渗墙允许受力范围内。

2) 随着地震波输入时间增加,防渗墙弯矩先增大后减小,逐渐趋于稳定,弯矩最大值出现于2.5~6.0 s,滞后于地震波峰值出现时刻($t=2.5$ s);地震作用未改变防渗墙弯矩最大值出现时段;地震结

束后,防渗墙弯矩值略大于库水位处的弯矩值,这主要由地震诱发防渗墙的塑性变形导致。此外,坝基刚度越大,防渗墙弯矩响应越显著;坝基 2 的最大弯矩较坝基 1 的大 $43.3\text{ kN}\cdot\text{m}$,原因在于坚硬坝基变形小,使得防渗墙承受的弯矩增大。

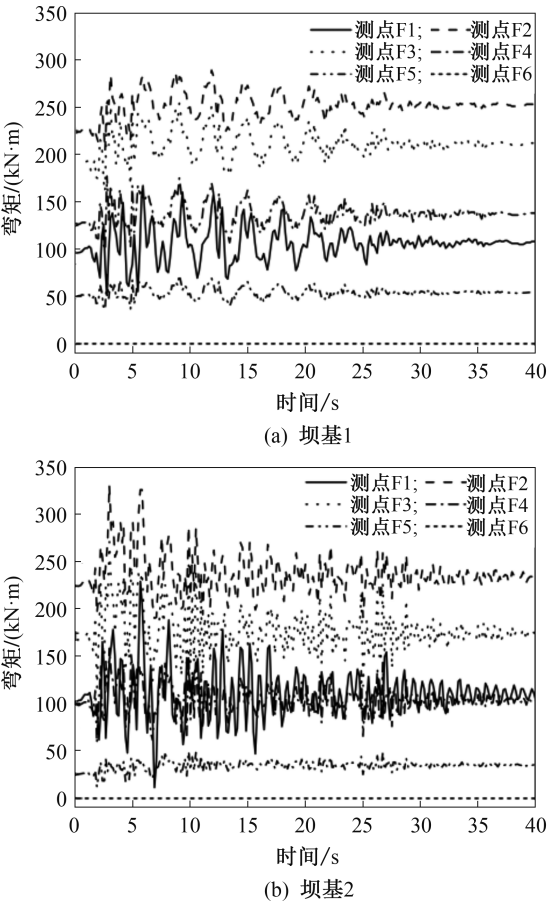


图 12 不同坝基条件下防渗墙弯矩时程曲线
Fig. 12 Time-history curves of bending moment of cut-off wall under different dam foundation conditions

混凝土桩上测点 Z1—Z7(位于桩轴线上)处的弯矩时程曲线如图 13 所示。由图 13 可知:桩下游侧弯矩以受拉为主,受压作用较小;在库水位作用下,桩顶与底板连接处的弯矩最大。在地震作用下,桩弯矩先增大后减小,最终趋于稳定,弯矩最大值出现于 $t=5.2\text{ s}$,滞后于地震波峰值出现时刻。坝基 2 条件下桩的最大弯矩为 $287.4\text{ kN}\cdot\text{m}$,较坝基 1 条件下的大 $56.7\text{ kN}\cdot\text{m}$,增幅为 25.6% ,这是由于桩顶部和底部条件相差大所致。

3.2 坝基 1 条件下的响应分析

以软弱坝基(坝基 1)为研究对象,分析坝后堆石尺寸、桩横向间距、坝基加固深度 3 个方面因素对坝体动力响应的影响。堆石结构的角

度取上游坝坡角的一半(以防止堆石滑移),其尺寸设计以空腹混凝土堆石坝空腹结构的半高与半宽为基准,具体尺寸见表 4。为了避免坝体下游坝基出现较大沉降,对坝体下游 25 m 、深度 5 m 范围内坝基进行加固。桩横向间距分别设置为 $6.0、4.5、3.6\text{ m}$;坝基采用全坝底宽度的连续加固方式,加固深度依次为 $4、8\text{ m}$,其中 4 m 加固深度是依据 3.1 节防渗墙弯矩极值对应的测点埋深确定的。由于各工况下的坝基-坝体系统的力学响应规律相近,为精简篇幅,本文省略各工况模型示意图,通过量化数据揭示参数敏感性特征。

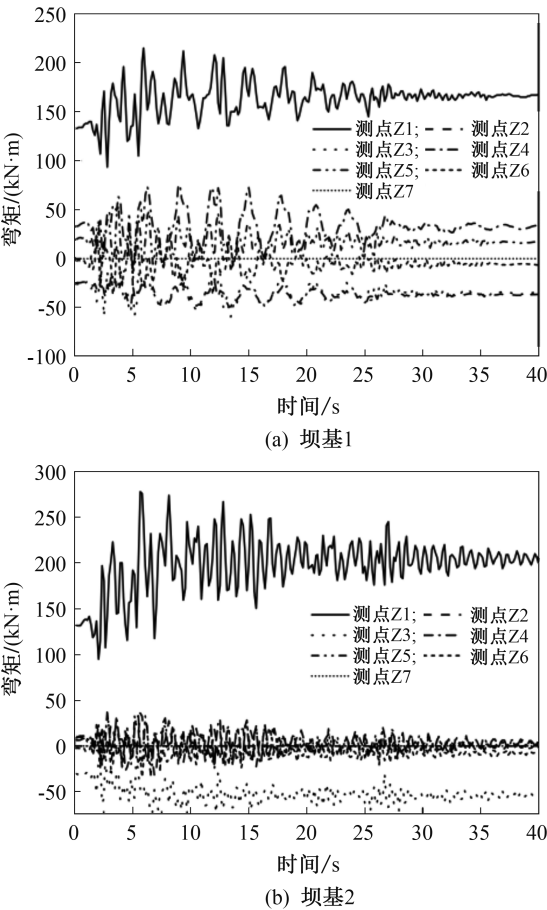


图 13 不同坝基条件下桩的弯矩时程曲线
Fig. 13 Time-history curves of pile bending moments under different dam foundation conditions

表 4 不同工况的堆石尺寸
Tab. 4 Rockfill sizes under different stacked stones conditions

堆石 工况	L_1/m	L_2/m	H/m	备注
1	12.25	3.25	2	下底宽度不变,上底宽度与高度梯度变化
2	12.25	6.25	4	
3	12.25	9.25	6	
4	8.25	3.25	2	高度不变,上底宽度与下底宽度梯度变化
5	12.25	7.25	2	
6	16.25	11.25	2	

注: L_1 为坝后堆石梯形截面下底宽度; L_2 为梯形截面上底宽度; H 为梯形截面高度。

3.2.1 加速度响应

坝后堆石可约束坝体滑移,弱化坝体“鞭梢”效应,减小建基面的加速度放大系数 β 。此时坝顶 β 值为1.2~1.4,最大降幅28.5%。堆石高度对坝体加速度的抑制效果优于堆石宽度,原因在于增加堆石高度可增大堆石体量,增强对坝体滑移的约束作用。缩小桩横向间距能够提高坝基整体刚度,导致建基面的 β 值逐渐增大,坝顶“鞭梢”效应逐渐减弱,建基面和坝顶的加速度降幅分别仅为2.1%、2.8%。增大坝基加固深度可同步降低建基面与坝体的加速度放大系数。当 H 分别为2、4、6 m时,坝顶处 β 值依次为1.35、1.07、0.95,最大降幅39.2%。各措施对加速度的抑制效果排序如下:坝基加固>坝后堆石>缩小桩横向间距。

3.2.2 坝体位移响应

坝后堆石、缩小桩横向间距、增加坝基加固深度3类措施均可有效抑制坝体水平位移。坝后堆石能够使坝体水平位移平均减小2.4 cm,在库水位+地震耦合工况下,堆石高度增加对应的坝体水平位移减幅(19.8%)略大于堆石宽度增加对应的坝体水平位移减幅(18.6%)。这是因为堆石高度增加,堆石体积增大,增大了堆石与坝体的接触面积,增强了堆石对坝体的挤压约束效应。桩横向间距对库水位工况下坝体的水平位移影响较小,但对地震工况下坝体的水平位移抑制效果显著。在地震工况下,当桩横向间距分别为6.0、4.5、3.6 m时,坝体的水平位移依次为14.8、13.7、13.1 cm。坝基加固深度增加对坝体水平位移的抑制效果显著:当坝基加固深度分别为4、8 m时,坝体的地震残余水平位移分别为12.4、12.0 cm,减幅依次为16.2%和18.9%。综上,对坝体水平位移抑制效果排序如下:坝后堆石>加大坝基加固深度>缩小桩横向间距。

3.2.3 防渗墙响应

在库水位及后续工况下,防渗墙始终表现为下游侧受拉。坝后堆石、缩小桩横向间距、增加坝基加固深度对防渗墙受力的控制效果存在差异。坝后堆石能够小幅增大地震工况下防渗墙的弯矩,约增大28.0 kN·m,堆石高度对防渗墙弯矩最大值的影响略大于堆石宽度的影响。缩小桩横向间距对防渗墙弯矩的影响具有阶段性特征:建坝初期,防渗墙弯矩随桩横向间距的减小而减小;在库水位+地震耦合工况下,受结构塑性变形影响,防渗墙弯矩呈反向增大趋势。当桩横向间距分别为6.0、4.5、3.6 m时,防渗墙弯矩最大值依次为289.1、303.9、313.9 kN·m。坝基加固深度对防渗墙弯矩的影响呈现先增大后减小的规律。当坝基加固深度为4 m时,防渗墙弯矩最大值增大82.6 kN·m;

当坝基加固深度为8 m时,防渗墙弯矩最大值减小171.3 kN·m。当坝基加固深度为4 m时防渗墙弯矩增大的原因是,坝基加固深度邻近土层性质分界面,此处产生了显著的应力集中现象。由防渗墙整体受力响应可知,当坝基加固深度穿透土层性质分界面时,该措施对防渗墙弯矩的控制效果最优。各措施对防渗墙弯矩的控制效果排序为:增大坝基加固深度>缩小桩横向间距>坝后堆石。

3.2.4 桩结构响应

HCR坝受力过程中,水平荷载主要由桩结构承担,因此不同工况下桩结构弯矩对参数变化的敏感度高于防渗墙。坝后堆石使桩结构下游侧受力状态由受拉转为受压,受压程度随堆石尺寸的增大而显著增强;在库水位变化及后续动力工况中,桩结构下游侧由受压状态转为受拉状态,桩结构弯矩最大值较无堆石工况的明显减小。堆石宽度增大所产生的桩结构弯矩减幅(120.7 kN·m)大于堆石高度增加所产生的桩结构弯矩增幅(95.0 kN·m)。当坝基土层条件较差时,坝体作用使坝基顶部下游侧受压。当桩横向间距小于4.5 m时,桩结构的受力状态保持不变,但数值减小,表明缩小桩横向间距可有效减小桩结构的受力;在后续静力及动力工况下,桩结构的弯矩随桩横向间距的减小总体呈减小趋势,减小幅度为20~60 kN·m,这一结果证实了加固措施对桩结构弯矩响应具有显著抑制作用。各措施对桩结构受力的改善效果排序为:增加坝基加固深度>坝后堆石>缩小桩横向间距。

4 结论

本文依托振动台试验实测数据,采用PLAXIS软件完成数值模型验证,针对软弱坝基工况,定量分析坝后堆石尺寸、桩横向间距、坝基加固深度对HCR坝动力响应的影响,分析坝体加速度和位移及防渗墙和桩的弯矩的变化规律,主要结论如下:

1) 针对各测点处的超孔压、加速度和水平位移,数值模拟值与模型试验值的变化规律基本一致,数值偏差较小。

2) 在外荷载作用下,HCR坝以整体滑移变形为主,坝体水平位移与坝基软弱程度呈正相关;桩顶的力学响应较为显著,防渗墙弯矩最大值出现于埋深4~6 m处。

3) 坝后堆石对坝体水平位移的抑制效果最优,坝基加固深度次之,桩横向间距的影响最小。综合防渗墙与桩的受力响应结果,建议优先加固坝基,且加固深度尽可能穿透土层性质分界面。

上述结论均基于实际工程场地土层条件和坝体高度得出,可为类似场地土层条件的拟建低坝的抗震设计提供参考。本文仅对单段坝体进行分析,

未考虑坝段间的动力差异,后续可构建三维足尺模型,精准还原真实工程工况,并进一步开展更深入的分析。

参 考 文 献

- [1] 刘远财,张水锋,张毅飞.不同库水模型对面板堆石坝动力特性和地震响应的影响[J].华北水利水电大学学报(自然科学版),2025,46(1):115-123. [Liu Yuancai, Zhang Shuifeng, Zhang Yifei. Effects of different reservoir water models on dynamic characteristics and seismic response of concrete-faced rockfill dam[J]. Journal of North China University of Water Resources and Electric Power (Natural Science Edition), 2025, 46(1): 115-123.]
- [2] 胡若轩,徐建荣,彭育,等.白鹤滩拱坝坝后消能建筑物谷幅变形适应性研究[J].华北水利水电大学学报(自然科学版),2022,43(6):26-32. [Hu Ruoxuan, Xu Jianrong, Peng Yu, et al. Study on adaptability of valley width deformation of energy dissipation structures behind Baihetan Arch Dam[J]. Journal of North China University of Water Resources and Electric Power (Natural Science Edition), 2022, 43(6): 26-32.]
- [3] 张石,吴世勇,吴忠,等.高土石坝深厚覆盖层旁压试验及其参数反演分析[J].华北水利水电大学学报(自然科学版),2026,47(2):128-137. [Zhang Shi, Wu Shiyong, Wu Zhong, et al. Pressuremeter test and parameter back-analysis of deep overburden layer in high earth-rock dams[J]. Journal of North China University of Water Resources and Electric Power (Natural Science Edition), 2026, 47(2): 128-137.]
- [4] 王汉斌,王惠明,赵国斌.不同地质背景下抽水蓄能电站工程地质勘察讨论[J].水力发电,2023,49(10):45-50. [Wang Hanbin, Wang Huiming, Zhao Guobin. Discussion on engineering geological investigation of pumped-storage power station under different geological backgrounds[J]. Water Power, 2023, 49(10): 45-50.]
- [5] 袁俊平,曹雪山,和桂玲,等.平原水库防渗膜下气胀现象产生机制现场试验研究[J].岩土力学,2014,35(1):67-73. [Yuan Junping, Cao Xueshan, He Guiling, et al. Field test study on mechanism of bulge phenomenon under geomembrane in plain reservoir[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(1): 67-73.]
- [6] Yao Yuan, Tang Lihua, Li Wenqian, et al. Seismic damage and analysis of the Xiker earth dam during the 2020 Jiashi earthquake, northwestern China[J]. Frontiers in Earth Science, 2021, 9: 721997.
- [7] 张宇,冯新,侯爽,等.结构缝对高碾压混凝土拱坝地震破坏机理影响的试验研究[J].水利学报,2015,46(10):1222-1232. [Zhang Yu, Feng Xin, Hou Shuang, et al. Experimental study on the impact of structural joints on seismic failure mechanism of high roller compacted concrete arch dam[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 46(10): 1222-1232.]
- [8] 刘汉龙,刘彦辰,杨贵,等.新型混凝土-堆石混合坝的基本力学特性[J].河海大学学报(自然科学版),2013,41(5):417-423. [Liu Hanlong, Liu Yanchen, Yang Gui, et al. Basic mechanical characteristics of a new concrete-rockfill combination dam[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2013, 41(5): 417-423.]
- [9] 刘汉龙,刘彦辰,杨贵,等.覆盖层上混凝土-堆石混合坝模型试验研究[J].岩土力学,2017,38(3):617-622, 671. [Liu Hanlong, Liu Yanchen, Yang Gui, et al. Experimental study on concrete-rockfill combination dam built on alluvium deposit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(3): 617-622, 671.]
- [10] 杨星,刘汉龙,余挺,等.高土石坝复合加筋抗震加固技术开发与应用[J].水利水电科技进展,2016,36(6):69-74. [Yang Xing, Liu Hanlong, Yu Ting, et al. Development and application of composite reinforcement seismic reinforcement technology for high earth-rockfill dams[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2016, 36(6): 69-74.]
- [11] 杨星,余挺,陈鹏,等.高土石坝复合加筋抗震措施大型振动台模型试验与数值模拟[J].中国科学:技术科学,2022,52(12):1839-1848. [Yang Xing, Yu Ting, Chen Peng, et al. Large-scale shaking table model test and numerical simulation on composite reinforcement seismic measures for high earth-rockfill dams[J]. Scientia Sinica (Technologica), 2022, 52(12): 1839-1848.]
- [12] 杨贵,陈转转,吴杰鑫,等.一种深厚覆盖层桩基混凝土组合坝结构及其施工方法[P].中国专利:CN116065618A, 2023-05-05. [Yang Gui, Chen Zhuanzhuan, Wu Jiexin, et al. A combined pile foundation concrete dam structure for deep overburden and its construction method[P]. China Patent: CN116065618A, 2023-05-05.]
- [13] 杨贵,陈转转,吴杰鑫.空腹混凝土坝振动响应试验研究[J].防灾减灾工程学报,2024,44(1):234-242. [Yang Gui, Chen Zhuanzhuan, Wu Jiexin. Experimental study on vibration response of hollow concrete dam[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2024, 44(1): 234-242.]
- [14] Petalas A, Galavi V. PLAXIS liquefaction model UBC3D-PLM[M]. Delft, Netherlands: Delft University of Technology, 2013.
- [15] 李子恒.地震液化诱发的矿井立井结构破坏机理研究[D].邯郸:河北工程大学,2021. [Li Ziheng. Study on failure mechanism of mine shaft structure induced by seismic liquefaction[D]. Handan: Hebei University of Engineering, 2021.]
- [16] 蔡金豆.地下隧道对地震动场地放大效应的影响[D].桂林:桂林理工大学,2023. [Cai Jindou. Influence of underground tunnel on amplification effect of ground motion site[D]. Guilin: Guilin University of Technology, 2023.]
- [17] 贾雪慧.平原水库土石坝的地震动响应敏感性分析[J].人民珠江,2019,40(5):18-23, 42. [Jia Xuehui. Sensitivity analysis of seismic dynamic response of earth-rock dams in plain reservoir[J]. Pearl River, 2019, 40(5): 18-23, 42.]
- [18] 杨钊,余村,陈培帅,等.砂桩处理淤泥质黏土地基承载力性能研究[J].科学技术与工程,2017,17(23):276-280. [Yang Zhao, Yu Cun, Chen Peishuai, et al. Research

- on bearing capacity of mucky clay foundation improved by sand piles[J]. Science Technology and Engineering, 2017, 17(23): 276–280.]
- [19] 周越洲, 李重阳, 李国清, 等. 软土地基倾斜桩竖向承载力研究[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(8): 274–281. [Zhou Yuezhou, Li Chongyang, Li Guoqing, et al. Research on vertical bearing capacity of inclined piles in soft soil foundation[J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(8): 274–281.]
- [20] 李超杰, 朱洪泽, 苏浩然, 等. 海上风电单桩基础轴向承载特性及软弱土层影响分析[J]. 中国农村水利水电, 2023(2): 185–191. [Li Chaojie, Zhu Hongze, Su Haoran, et al. Analysis on axial bearing characteristics of monopile foundation for offshore wind turbines and influence of soft soil layer[J]. China Rural Water and Hydropower, 2023(2): 185–191.]

Model Verification and Reinforcement Optimization of Hollow Concrete Dams

CHEN Zhuanzhuan¹, YANG Gui^{2,3}, LIU Luyang¹, WU Liangjie¹, SUN Yin¹

(1. Department of Seismic Risk Assessment, Geophysical Exploration Center, China Earthquake Administration, Zhengzhou 450002, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Dam Engineering of Ministry of Education, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Institute of Safety and Disaster Prevention Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: **[Objective]** This study aims to reveal the dynamic response laws of hollow concrete dams under weak dam foundations and the influence mechanisms of key control parameters, providing a reference for seismic design of similar dams. **[Methods]** Based on shaking table test results, a numerical model reflecting pore pressure growth characteristics was established using PLAXIS finite element software, and the model accuracy and reliability were verified. The dam was proportionally scaled up to a height of 12 m, and the seismic dynamic responses of the dam under relatively weak and hard dam foundation conditions were compared and analyzed. Taking the foundation condition corresponding to the peak horizontal displacement of the dam as the benchmark, the effects of rockfill size behind the dam, transverse pile spacing, and foundation reinforcement depth were quantitatively studied. **[Results]** (1) Compared with rigid dam foundation conditions, under weak dam foundations, the hollow concrete dam showed overall sliding deformation, with the most significant horizontal displacement response. The maximum dynamic displacement of the dam was 31.1 cm, and the residual horizontal displacement was 14.8 cm. (2) Under weak dam foundations, among various reinforcement measures, rockfill behind the dam had the most obvious restraint effect on dam horizontal displacement, followed by foundation reinforcement, while reducing transverse pile spacing had the weakest effect. (3) Considering the stress responses of the cut-off wall and piles, foundation reinforcement was the optimal scheme, and the reinforcement depth needed to penetrate the soil layer interface. **[Conclusions]** This study clarifies the action mechanisms of different foundation conditions and key parameters on the dynamic response of hollow concrete dams, and the conclusions can provide a reference for seismic design and foundation reinforcement of hollow concrete dams on soft foundations.

Keywords: hollow concrete dam; weak dam foundation; dynamic response; shaking table test; dam reinforcement; numerical simulation

(编辑:杜明侠)

(上接第28页)

stress was 267 MPa. The wet-mode natural frequency was 3.65 Hz, indicating good seismic performance. (2) During lifting, structural displacement and stress increased but remained within the allowable range specified by relevant standards. **[Conclusions]** Compared with traditional water-retaining dams and gates, the proposed spatial grid submerged gate structure has good mechanical performance, a shorter construction period, and lower overall cost, and it can also serve as an ecological fish passage, helping to reduce the impact of hydraulic engineering on river ecosystems. These advantages indicate high engineering application value and environmental friendliness.

Keywords: submerged gate structure; water-retaining dam; finite element simulation; mechanical performance analysis

(编辑:韩小燕)