

基于 $P-D-\varepsilon$ 特性的重力坝主余震损伤累积分析*

郭涛¹, 桂博^{1,2}, 徐李辉¹, 张立翔¹

(1. 昆明理工大学建筑工程学院 昆明, 650500)

(2. 中国电建集团昆明勘测设计研究院有限公司 昆明, 650051)

摘要 发生强震时主震会给重力坝带来损伤破坏, 伴随主震发生的多次余震也会给重力坝带来额外的累积损伤破坏, 目前关于重力坝在地震作用下的损伤研究大多都只考虑了主震及一次余震。因此, 为了更加全面地分析评估多次余震对重力坝结构的累积损伤破坏, 基于混凝土塑性损伤模型, 结合水工混凝土 $P-D-\varepsilon$ 曲线求解重力坝在多次主余震序列作用下的损伤, 并考虑坝体位于水下部位出现裂缝后产生的水力劈裂现象, 研究主震受损混凝土重力坝在强余震作用下的非线性动态响应。加载余震直至结构发生贯穿性裂缝破坏, 并再次对破坏后的坝体结构重新建模, 进一步分析后续的滑移、倾覆失稳情况。结果表明: 强主震作用下坝体仅受到轻微至中等破坏, 基本满足设计可修复的设计原则; 多次余震对重力坝坝体的塑性损伤效益累积作用明显, 坝体损伤区主要集中在坝踵、建基面和上游折坡点附近; 随着余震次数的累计增加, 塑性应变均有不同幅度的提高, 最终由于累计损伤产生了贯穿性裂缝; 水力劈裂对于重力坝塑性损伤累积、滑移和倾覆失稳等影响显著。

关键词 主余震序列; 余震; 混凝土重力坝; 塑性损伤模型; 水力劈裂; 损伤累积

中图分类号 TV312; TV64

引言

我国西部地区降水量充沛, 具有地势西高东低、河床落差大的优势, 故西部地区成为我国大型水利工程较优的选址地^[1-3]。根据近代中国地震记录, 发生在中国的地震超过 80% 以上都发生在西部地区, 且绝大部分强震都会伴随发生强余震而破坏水利建筑设施^[4-5]。很多时候强震对建筑物产生了损伤后, 结构仍然具有一定的稳定性能和工作性能, 然而经受了数次余震后, 结构的损伤持续累积导致最终结构进入不可修复的损毁、失稳破坏状态。重力坝为全世界修建最多的挡水建筑物之一, 目前关于重力坝的地震响应与破坏分析大多以考虑主震的影响为主, 对后续强余震及多次地震联合作用后的灾害评估方面的关注度较弱。现实中某一处区域一旦发生高烈度的地震后, 短时间内极有可能伴随数次具有破坏力的余震^[6], 甚至十几年内依然有可能发生成百上千次地震, 如唐山大地震、前郭地震^[7]和汶川大地震^[8-12]等。因此, 正确认识多次主余震对重力坝产生的累积疲劳损伤影响, 对于全面准确地评估重力坝的抗震能力具有重要意义。

已有学者对重力坝在主、余震作用下产生的疲劳损伤进行了研究。郭涛等^[13]综合考虑了拉应力区分布、抗滑、材料强度、塑性区扩展及坝体需求能力比与超应力累积持时等因素对重力坝抗震安全进行了评价。王俊等^[14]对基于塑性损伤材料的重力坝进行了流固耦合分析。李云途^[15]研究了高水头大坝在强震作用影响下的损伤破坏。王超等^[16]得出了坝体的初始裂缝倾角与坝体最终破坏形态关联不大的结论。王高辉等^[17]研究发现强余震会使大坝损伤累计破坏范围增大。翟亚飞等^[18]研究发现余震会引发结构较大的二次残余应变。笔者采用混凝土塑性损伤模型作为本构模型, 由此得到的塑性应变为输入基础, 结合团队提出的混凝土 $P-D-\varepsilon$ 曲线模拟重力坝在多次主余震作用下的疲劳损伤。综合考虑坝体位于水下部位出现裂缝后产生的水力劈裂影响, 从混凝土最大损伤量、位移响应及坝体裂缝长度等方面对重力坝的塑性损伤进行分析, 以期揭示多次主余震作用下重力坝的损伤演化规律。

1 水工混凝土 $P-D-\varepsilon$ 曲线特性

研究表明, 混凝土的损伤具有非自愈性, 所以加

* 国家自然科学基金资助项目(51969009)

收稿日期: 2021-10-12; 修回日期: 2021-12-10

载过程中混凝土出现的最大损伤值即可视为混凝土的损伤值。对于结构而言,其应变值是较为容易监测到的力学特征值,因此建立损伤量和应变值之间的数学关系式,就可以由应变为输入值反映出混凝土的损伤量大小。

假定损伤只与加载达到的最大应变有关^[19],即当卸载时和再加载至历史上的最大应变以前没有损伤产生,文献[20]声发射试验研究结果也支持该假设。据此,文献[21-22]将每周循环的最大应变 ϵ_{\max} 作为该周循环的疲劳应变,简记为 ϵ ,经过大量等幅疲劳试验,基于可靠性原理定义了保证率 P 控制下的水工混凝土损伤量-最大应变曲线,即 P - D - ϵ 曲线,如式(1)所示

$$\epsilon = aD^3 + bD^2 + cD + d \quad (1)$$

其中: a, b, c, d 为通过试验确定的反应材料疲劳性能的参数,它们仅与材料本身性质有关,而与外在的加载应力无关。

在 $D \in [0, 1]$ 内应变区间为 $\epsilon \in [\epsilon^h, \epsilon^f]$,即混凝土的损伤阈值应变和完全破坏时的极限应变为

$$\epsilon^h = d \quad (2)$$

$$\epsilon^f = a + b + c + d \quad (3)$$

通过试验数据分析发现,采用式(1)拟合时,相关系数均在0.99以上,效果较好。但是,由于混凝土是一种多孔基的非匀质、非同向混合材料,其力学性能离散性非常大,针对不同的试件,其系数 a, b, c, d 值的差异也很大,从而导致在给定损伤量 D 下,不同试件之间的疲劳应变 ϵ 亦非常离散,所以应将 ϵ 视为随机变量。同理,在给定 ϵ 下, D 也应视为随机变量。仿照 P - S - N 曲线的定义方式,首先对给定损伤量 D 下的疲劳应变 ϵ 进行概率模型分析,以 D 为横坐标,等概率下的 ϵ 为纵坐标,即可得到 P - D - ϵ 曲线。

P - D - ϵ 曲线的一个重要性质就是“其上任意一点疲劳变形的失效概率与相应损伤量的可靠度相等”^[21],即

$$\int_{\epsilon_{\min}}^{\epsilon^*} f(\epsilon/D^*) d\epsilon = \int_{D^*}^{\infty} g(D/\epsilon^*) dD \quad (4)$$

其中: (D^*, ϵ^*) 为 P - D - ϵ 曲线上某一点的坐标; $f(\epsilon/D^*)$ 为给定 D^* 下 ϵ 的概率密度函数; $g(D/\epsilon^*)$ 为给定 ϵ^* 下 D 的概率密度函数; ϵ_{\min} 为给定 D^* 下的最小应变。

式(4)存在性的证明可参见文献[21]。

同等应变条件下,较高可靠度对应的 D - ϵ 拟合曲线计算的损伤量更大,可以提高实际工程应用的

安全度。采用强度等级为C15的95%可靠度下的混凝土 D - ϵ 拟合曲线,如图1所示,其回归方程为

$$\epsilon = 4\ 624D^3 - 5\ 803D^2 + 3\ 145D + 588 \quad (5)$$

相关系数 $r = 0.998\ 8$,相应的损伤阈值应变和极限应变分别为 $\epsilon_{95\%}^h = 588\ \mu\epsilon$, $\epsilon_{95\%}^f = 2\ 554\ \mu\epsilon$ 。

由图1可见,以可靠度 P 为定量,混凝土最大应变 ϵ 随着损伤量 D 的积累而呈现出了3阶段单调递增的发展规律。第1阶段, ϵ 发展较快,但其增长速率逐渐降低,这一阶段 D 大约为0.1左右;第2阶段, ϵ 增长速率基本为一定值,随 D 的增加而呈线性规律变化,这一阶段 D 大约为0.80~0.90左右;第3阶段,混凝土的 ϵ 迅速发展,直至疲劳破坏。

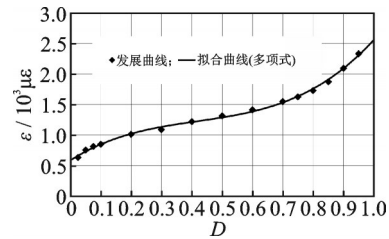


图1 可靠度为95%的水工混凝土 P - D - ϵ 曲线

Fig.1 The P - D - ϵ curve of hydraulic concrete with 95% reliability

2 Koyna重力坝算例

结构的塑性应变场即 P - D - ϵ 曲线的输入基础采用混凝土塑性损伤(concrete damage plasticity,简称CDP)模型求解。CDP模型^[23-24]能较好地用于模拟混凝土、砂浆等准脆性材料在往复荷载作用下的非线性特征^[25]。Koyna重力坝是为数不多的在强震中破坏且有较完整记录的重力坝之一,一直是坝工界研究的典型案例,其拉伸损伤破坏图如图2所示。

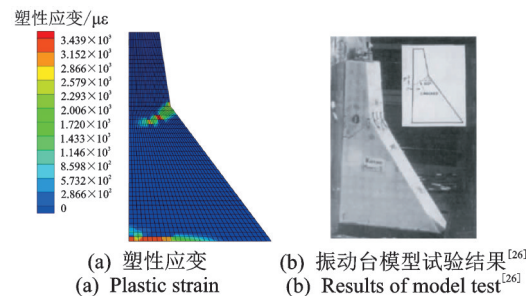


图2 Koyna重力坝拉伸损伤破坏图

Fig.2 The damage of Koyna gravity dam

Koyna重力坝坝高为103 m,坝底宽为70 m,坝顶宽为14.8 m,1967年该坝遭受6.5级强震作用,地震发生时水位为91.75 m。基岩在上、下游及深度方

向均取 1 倍坝高,取峰值加速度为 0.415g 的地震作用。由图 2 可看出,在地震作用下坝体折坡点(坝颈)和坝踵处由于应力集中均出现了较大的塑性应变,导致裂缝的诞生。特别是坝颈处,应变大范围超过极限值 $\epsilon_{95\%}^f = 2\ 554\ \mu\epsilon$,出现几乎贯穿坝体的斜向裂缝,坝底出现水平裂缝。其破坏形态与实测地震波作用下的振动台模型试验结果相似^[26],说明 CDP 模型适用于地震作用下的疲劳损伤破坏分析,本研究求解损伤的应变输入基础均以该模型求得。

3 多次主余震作用下的损伤演化

3.1 工程概况

选取云南境内某水电站混凝土重力坝的非溢流坝段为研究对象,重力坝坝高为 106 m,正常蓄水位为 101 m,坝顶宽为 15 m,坝底宽为 83.55 m,坝轴线方向厚为 35 m。其位于地震烈度Ⅷ区,坝底基岩主要为Ⅲ和Ⅳa类岩石。在河流方向上、下游及竖向均选取 1 倍坝高为基岩尺寸,不考虑断层分布且假定岩性较为均匀,地基采用无质量地基模型,四周采用法向约束边界条件,假定为线弹性,地震动从无质量地基基底输入。计算模型网格划分采用 6 面体 8 节点单元,单元数量总计 1.3 万个,节点为 1.6 万个。坝体材料分区如图 3 所示,材料力学参数如表 1 所示。采用 Rayleigh 阻尼形式,考虑大坝材料的阻尼能量耗散过程,取线弹性模态分析得到的前 2 阶频率计算其阻尼因素,阻尼比取 10%。考虑的荷载有:坝体自重、上游动水压力、静水压力、泥沙压力、扬压力和水力劈裂。其中,动水压力采取 Westergaard 附加质量的方式施加,坝体水下部分产生裂缝后的水力劈裂影响的加载方式为:均布荷载水力劈裂 F_h 对坝趾取矩得到 M ,三角形分布荷载库水压力

F_k 对坝趾取矩后乘以换算系数 k 后也等于 M ,提取换算系数 k 后对模型加载 $k+1$ 倍库水压力,如图 4 所示。

表 1 混凝土材料力学参数

Tab.1 The parameters of material

强度等级	密度/ ($t \cdot m^{-3}$)	弹性模量/GPa	泊松比	抗剪强度		抗拉强度/MPa	
				C	ϕ	标准值	设计值
C25	2.4	36.40	0.20	3.22	43.37	2.91	2.77
RRC15	2.4	28.60	0.20	2.82	43.37	2.55	2.43
RRC20	2.4	33.15	0.20	3.65	43.37	3.30	3.14
Ⅲ类岩体	2.8	10.00	0.25	—	—	—	—

地震波的选取对地震响应分析非常重要,需要根据结构自振特性结合场地选取。考虑到地震的随机性,规范规定时程分析至少选取 3 条波或拟合人工波进行分析。本研究电站坝址区虽无区域性深大活动断裂通过,不具备发生强烈地震的地质构造背景,但枢纽区外围地震地质环境复杂,地震活动较为频繁。其中,澜沧-勐遮断裂、景洪-打洛断裂和营盘山断裂的地震活动影响最大,曾发生多次 6.5~7.5 级地震,所以选用 1988 年云南澜沧-耿马地震时坝址区和竹塘地震站实测到的加速度时程,以及坝工界最具有代表性的 1967 年印度 Koyna 重力坝遭受地震时的强震记录,3 条地震波进行动力分析。其中,当地波的加速度时程曲线如图 5 所示。

综合考虑波形采样频率与结构高阶模态振动周期的影响,取时间步长 $\Delta t = 0.02\ s$,为使坝体产生损伤,加快混凝土的破坏,减少余震加载次数,主震峰值加速度均调幅为 0.5g 的强震。同一系列主余震峰值加速度之间存在一定的衰减关系,参考衰减系数 $0.852\ 6^{[27]}$,在前 1 次地震波的基础上乘以此衰减

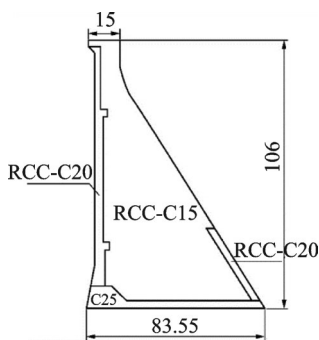


图 3 坝体材料分区(单位:m)

Fig.3 The material partition of dam body (unit:m)

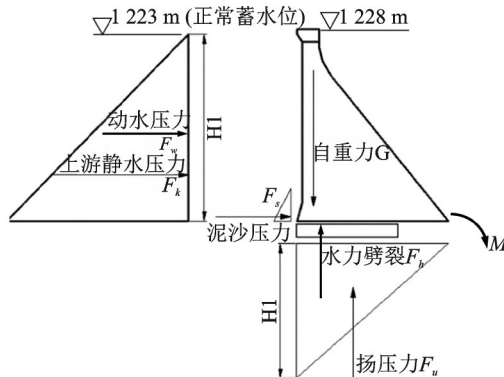


图 4 荷载
Fig.4 Loads

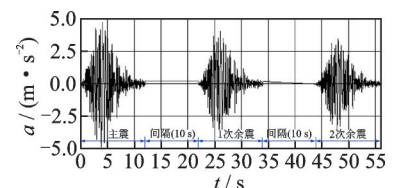


图 5 当地波(竹塘)主、余震顺河向地震加速度时程曲线

Fig.5 Time history curve of Zhutang earthquake acceleration

系数,两次地震之间间隔 10 s。

3.2 主震响应

主震作用下坝体最大塑性应变图如图 6 所示, Koyna 波工况、竹塘波工况和景洪波工况下重力坝混凝土塑性应变最大值均发生在坝踵区域附近,竹

塘波工况下坝体出现了较 Koyna 波工况和景洪波工况更加严重的损伤破坏,其中竹塘波工况下坝体的最大塑性应变值达 $1\,573\ \mu\epsilon$,混凝土损伤量 D 达到了 0.72,坝体中损伤区域由坝踵位置向下游延伸 20 m 左右。

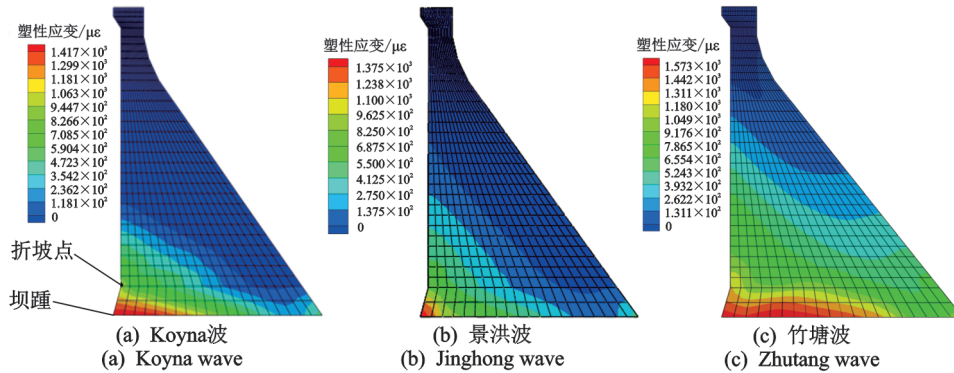


图 6 主震作用下坝体最大塑性应变图

Fig.6 The maximum plastic strain of dam body under main seismic

图 7 为竹塘波主震塑性应变时程曲线。由图可以看出,竹塘波工况下重力坝坝踵在地震波加载约 8 s 时未发生塑性应变,坝踵混凝土在这个阶段以弹性变形为主。大约在 8~10 s 间,坝踵塑性应变从 0 增加至 $1\,573\ \mu\epsilon$ 后不再增加。折坡点处在地震波加载 2.5 s 前未产生塑性应变,大约在 2.5~6 s 间,折坡点塑性应变由 0 发展至 $1\,200\ \mu\epsilon$ 后保持稳定。

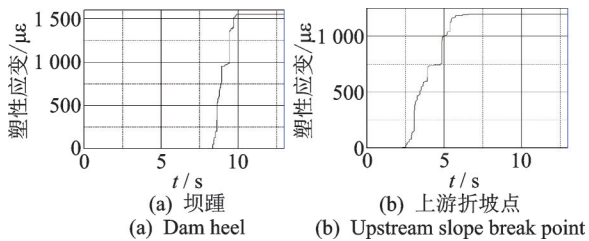


图 7 竹塘波主震塑性应变时程曲线图

Fig.7 The time history curve of maximum plastic strain of dam body under main seismic

3 种波作用下重力坝的塑性应变损伤和地震响应如表 2 所示。由表 2 可以看出, Koyna 波、景洪波、竹塘波作用下的重力坝坝体损伤区域和损伤程度均较为接近。混凝土损伤最严重的区域基本都出现在坝踵区域。竹塘波工况下,重力坝坝体的最大塑性应变值、坝踵区混凝土损伤量及位移等动力响应均为最大值。坝体经过主震加载后,受到轻微至中等破坏,基本满足可修复的设计原则。

表 2 主震作用下坝体的损伤和地震响应

Tab.2 The damage and seismic response of dam under mainshock seismic

参数	Koyna 波	景洪波	竹塘波
峰值加速度/ g	0.5	0.5	0.5
最大塑性应变值/ $\mu\epsilon$	1 417	1 375	1 573
坝踵混凝土损伤量 D	0.62	0.58	0.72
最大拉应力/ MPa	4.9	4.9	8.9
最大压应力/ MPa	-0.68	-1.00	-0.99
坝顶最大顺河向位移/ mm	75	30	-150
坝顶最大竖向位移/ mm	38	6	70

3.3 多次余震作用下重力坝损伤演化影响分析

主震后的每次余震都在前 1 次地震波的基础上乘以衰减系数 0.852 6 后进行加载,将前 1 次地震作用的结果作为本次地震计算的基础,从而实现大坝损伤破坏的积累。承受多次余震的作用,直至产生贯穿性裂缝后,再进行坝体失稳、倒塌或滑移的计算(如表 3 中工况 5~8)。判定坝体形成裂缝的依据是对应区域的混凝土损伤量 D 达到 0.4 以上,即混凝土塑性应变达到 $1\,213\ \mu\epsilon$ 以上。贯穿性裂缝的判定标准是裂缝长度在顺河流方向上达到相应坝宽的 75% 以上。

表 3 为多次强余震作用下坝体的损伤。由表 3 可看出:①随着主余震的作用,坝底塑性应变区逐渐向下游发展,每经历一次余震,坝体混凝土塑性应变

表 3 多次强余震作用下坝体的损伤

Tab.3 The damage and dynamic response of dam under mainshock seismic and strong aftershock

工况	地震波	峰值加速度/g	地震持时/s	水力劈裂换算系数 k	塑性应变/ $\mu\epsilon$			混凝土损伤量 D			坝底裂缝深度/m	滑移失稳最大位移量/m	备注
					1#	2#	5#	1#	2#	5#			
1	Koyna波主震+1次余震	0.426 3	17.14		2 115	2 500	0	0.90	1.00	0	30	—	—
2	Koyna波主震+1次余震+水力劈裂	0.426 3	17.14	0.85	2 380	2 750	760	1.00	1.00	0.07	41	—	—
3	Koyna波主震+2次余震	0.363 4	17.14		2 575	3 230	1 360	1.00	1.00	0.58	62	—	贯穿
4	Koyna波主震+2次余震+水力劈裂	0.363 4	17.14	1.28	2 900	3 680	1 420	1.00	1.00	0.63	62	—	贯穿
5	Koyna波主震+3次余震	0.309 8	17.14		—	—	—	—	—	—	—	2.85	1+2
6	Koyna波主震+3次余震+水力劈裂	0.309 8	17.14	0.73	—	—	—	—	—	—	—	3.90	号裂缝
7	Koyna波主震+3次余震	0.309 8	17.14		—	—	—	—	—	—	—	2.81	2号
8	Koyna波主震+3次余震+水力劈裂	0.309 8	17.14	0.73	—	—	—	—	—	—	—	3.77	裂缝
9	景洪波主震+1次余震	0.426 3	14.40		1 577	1 400	0	0.72	0.62	0	24	—	—
10	景洪波主震+1次余震+水力劈裂	0.426 3	14.40	0.27	1 710	1 540	0	0.78	0.70	0	28	—	—
11	景洪波主震+2次余震	0.363 4	14.40		2 500	2 220	0	1.00	1.00	0	50	—	—
12	景洪波主震+2次余震+水力劈裂	0.363 4	14.40	1.11	3 230	2 750	1 200	1.00	1.00	0.38	62	—	贯穿
13	景洪波主震+3次余震	0.309 8	14.40		3 430	2 900	1 375	1.00	1.00	0.59	62	—	贯穿
14	竹塘波主震+1次余震	0.426 3	12.10		2 285	3 045	1 475	0.94	1.00	0.66	66	—	贯穿
15	竹塘波主震+1次余震+水力劈裂	0.426 3	12.10	1.13	2 670	3 297	1 927	1.00	1.00	0.85	66	—	贯穿

均有不同幅度的提高。②考虑水力劈裂的工况坝体塑性应变、损伤量更大,坝底裂缝长度较长,说明水力劈裂对坝体安全性具有一定的影响。例如,在当地波(景洪波)作用下,考虑水力劈裂时,仅在第2次余震作用下,坝底就出现了深度长达62 m的高度损伤区域,即塑性应变超过混凝土裂缝判定标准 $1\ 213\ \mu\epsilon$ 的区域发展至图8所示的余震作用下坝体最大塑性应变图中5号节点处,其塑性应变时程如图9所示。此时,保守认为裂缝深度已占坝底宽度

75%以上,贯穿性裂缝形成。不考虑水力劈裂的情况下,结构要经历3次余震作用才出现贯穿性裂缝,此时混凝土最大塑性应变为 $3\ 430\ \mu\epsilon$,如图8(b)所示,比只考虑2次余震时上涨了34.1%。Koyna波和竹塘波作用下分别经过2次和1次余震加载后,贯穿性裂缝形成。③在单个主震作用下坝体受到轻微至中等破坏,基本满足可修复的设计原则,但是在后续强余震(主余震系列地震)作用下,破坏程度进一步提高,坝体受到中等至严重损伤破坏,大坝建基面

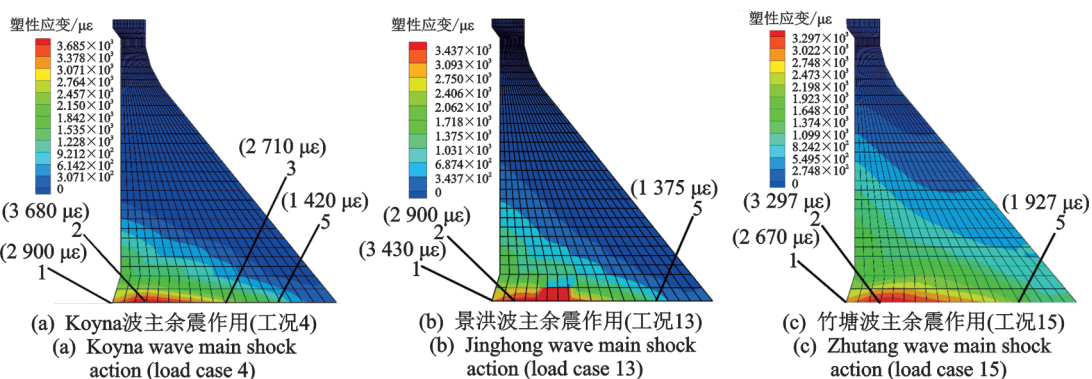


图 8 余震作用下坝体最大塑性应变图

Fig.8 The maximum plastic strain of dam body under mainshock and strong aftershock seismic

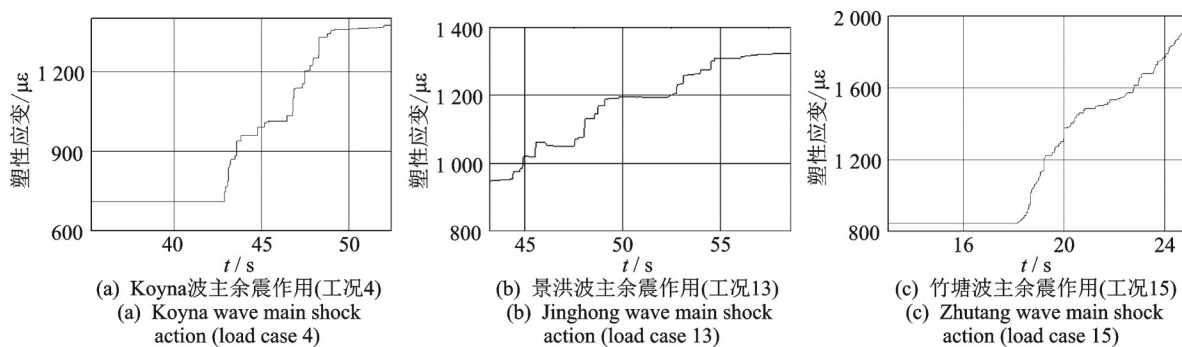


图9 5号节点处塑性应变时程曲线

Fig.9 The time history curve of maximum plastic strain of keypoint 5#

和上游折坡位置产生了接近贯穿性裂缝,说明强余震对主震受损坝体具有重要影响作用。

3.4 发展贯穿性裂缝后坝体的稳定性分析

坝体形成贯穿性裂缝后,为进一步研究大坝在余震作用下的失稳、滑移或倾覆现象,以贯穿性裂缝为分界,建立新的大坝模型,再次进行强余震分析。

通过上面分析可知,潜在的贯穿性裂缝有2条,1号裂缝由上游折坡点倾斜向下延伸至下游坝面,2号裂缝为坝底水平裂缝,由坝踵连向坝趾。考虑贯穿性裂缝后的坝体模型如图10所示。缝隙将结构分割为上部坝体、下部坝体及基岩3部分,一般仅有其中的1条裂缝最后会发展为贯穿性裂缝,出现2条贯穿性裂缝的情况较少。笔者基于最不利情况出发,分别考虑了1号、2号裂缝共同贯穿(工况5,6)和建基面2号裂缝单独贯穿(工况7,8)这两种情况。裂缝表面考虑面-面接触,选取库伦摩擦模型,摩擦系数为0.7。同时,考虑库水泄漏导致水位下降,坝体上游面水压力和裂缝间水力劈裂将相应折减,取原库水水位的1/2。

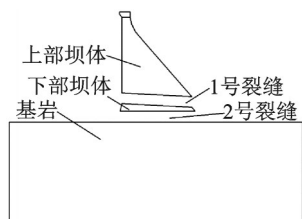


图10 考虑贯穿性裂缝后的坝体模型

Fig.10 The computational model of dam considering penetrating cracks

不同地震波主余震作用下产生裂缝后的滑移失稳工况,破坏规律相似。图11为Koyna波主余震作用下坝体滑移失稳过程,以工况6为例,如图11(a)所示。可以看出,坝体大概在3.2 s开始滑移,此时上部坝体相对基岩的位移在1.9 cm左右。当地

震持时5.8 s时,坝体宏观可观测滑移量显著增加,上部坝体相对基岩的位移达到0.83 m左右。由于库水从裂缝处泄漏导致上游坝面承受库水推力大幅下降,坝体在余震过程中出现向上游倾覆的趋势。地震结束时,上部坝体相对基岩的最终位移达到3.9 m,占到坝底宽度的4.7%。单条裂缝贯穿时,结构的滑移失稳与双条裂缝同时存在的情况类似,如图11(b)所示。水力劈裂的上抬作用减小了裂缝处的竖向荷载,由此引发的摩擦力骤减是导致坝体滑移量增大的主要因素。从表3也可看出,考虑水力劈裂的失稳工况(工况6,8)滑移量要比不考虑水力劈裂的工况(工况5,7)大得多。

坝体发生滑移失稳工况时,由于接触界面摩擦原因,高应力区主要集中在裂缝附近,如图12所示。实际上,下部坝体混凝土在经历前几次主余震后已基本破坏,仅起到为上部坝体提供支撑的作用,不会产生拉应力,已丧失应力分析的必要。

4 结论

1) 峰值加速度0.5g的Koyna波、景洪波、竹塘波的强主震作用下,坝体仅受到轻微至中等破坏,基本满足可修复的设计原则。

2) 坝体损伤区主要集中在坝踵、建基面和上游折坡点附近,随着余震次数的累计增加,塑性应变均有不同幅度的提高,最终由于累计损伤产生了贯穿性裂缝。

3) 水力劈裂效应对大坝混凝土的非线性响应影响较大,在水力劈裂的作用下,坝体塑性损伤区发展更快,而且水力劈裂效应随坝体裂缝的发展被逐渐放大。

4) 对形成贯穿性裂缝的坝体进行后续余震作用下的滑移失稳分析,结果表明,考虑水力劈裂后坝体沿裂缝向下游滑动,宏观可观测到滑移量显著增加,上部坝体较下部坝体的滑移距离更远。

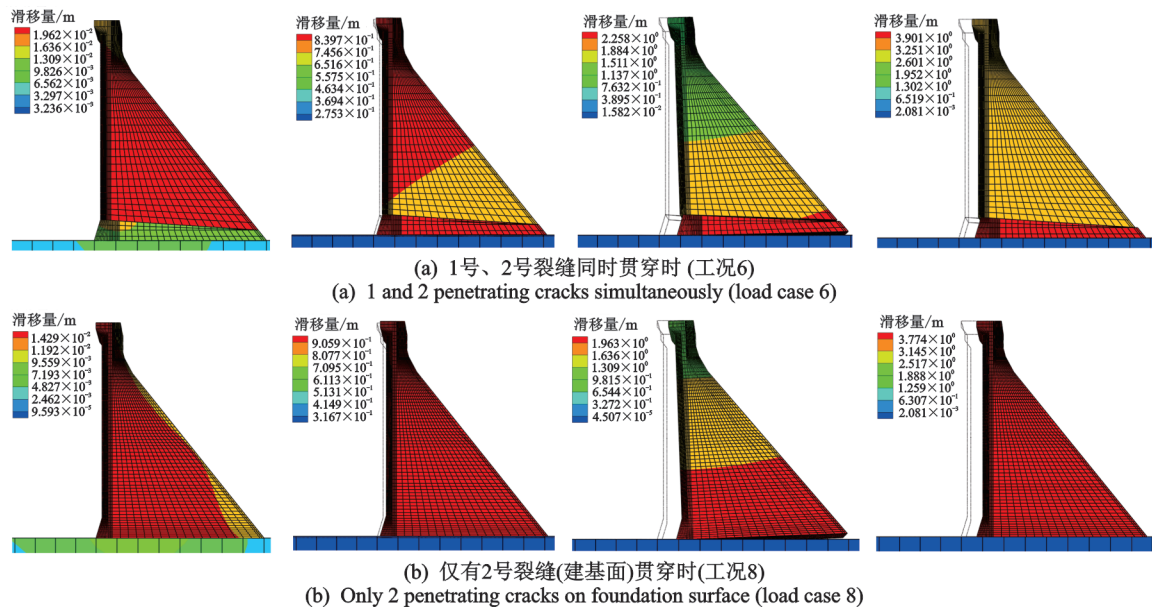


图 11 Koyna波主余震作用下的坝体滑移失稳过程

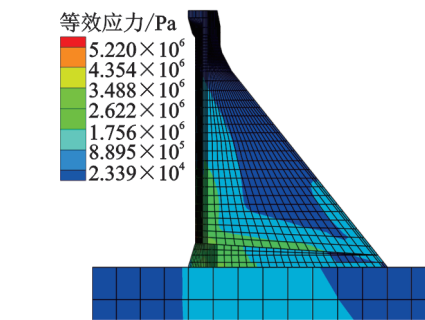


图 12 滑移失稳时坝体的等效力图

参 考 文 献

[1] JADOON T R, ALI M K, HUSSAIN S, et al. Sustaining power production in hydropower stations of developing countries [J]. Sustainable Energy Technologies and Assessments, 2020(37):621-637.

[2] RAHIMI H, ARDAKANI M K, AHMADIAN M, et al. Multi-reservoir utilization planning to optimize hydropower energy and flood control simultaneously [J]. Environmental Processes, 2020, 7(1):41-52.

[3] ZHAO S Y, FAN S L, CHEN J Y. Quantitative assessment of the concrete gravity dam damage under earthquake excitation using electro-mechanical impedance measurements [J]. Engineering Structures, 2019, 191(4):162-178.

[4] 吴开统, 李文喜. 强余震的灾害评估[J]. 中国地震, 1995(4):368-373.

WU Kaitong, LI Wenxi. Disaster estimation of strong aftershocks [J]. Earthquake Research in China, 1995(4):368-373. (in Chinese)

[5] 陈厚群. 汶川地震后对大坝抗震安全的思考[J]. 中国工程科学, 2009, 11(6):44-53.

CHEN Houqun. Consideration on seismic safety of dams in china after the Wenchuan earthquake[J]. Strategic Study of CAE, 2009, 11(6):44-53. (in Chinese)

[6] BI J M, JIANG C S. Comparison of early aftershock forecasting for the 2008 Wenchuan MS8.0 earthquake [J]. Pure and Applied Geophysics, 2020, 177(1):9-25.

[7] 贾若, 蒋海昆, 康建红, 等. 基于速率-状态依从摩擦定律的前郭震群余震活动率及模型参数相关性研究[J]. 中国地震, 2019, 35(3):431-444.

JIA Ruo, JIANG Haikun, KANG Jianhong, et al. Aftershock rate forecasting of the Qianguo seismic swarm based on the R-S model and parameter correlations analysis [J]. Earthquake Research in China, 2019, 35(3):431-444. (in Chinese)

[8] CHEN Y I, LIU J Y, LAI H W. Assessment of space-time hazard of large aftershocks of the 2008 Mw7.9 Wenchuan earthquake[J]. Pure and Applied Geophysics, 2020, 177(1):27-36.

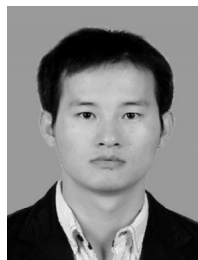
[9] 史海霞, 孟令媛, 刘杰, 等. 三次 8 级以上大地震的余震活动特征分析 [J]. 地震研究, 2015, 38(4):549-557, 697.

SHI Haixia, MENG Lingyuan, LIU Jie, et al. Analysis on characteristic of aftershock activity of the three $M \geq 8.0$ huge earthquakes [J]. Journal of Seismological Research, 2015, 38(4):549-557, 697. (in Chinese)

[10] 卢大伟, 李小军, 崔建文. 汶川中强余震地震动峰值衰减关系[J]. 应用基础与工程科学学报, 2010, 18(S1):138-151.

LU Dawei, LI Xiaojun, CUI Jianwen. Ground motion attenuation of the wenchuan aftershocks [J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2010, 18(S1):138-151.

- (in Chinese)
- [11] 温瑞智,周正华,任叶飞,等.汶川强余震流动观测与典型余震记录分析[J].地震工程与工程振动,2009,29(5):13-19.
WEN Ruizhi, ZHOU Zhenghua, REN Yefei, et al. The mobile strong-motion observation and preliminary analysis of typical records for Wenchuan aftershocks[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(5): 13-19. (in Chinese)
- [12] 韩建平,徐金玉.汶川地震强余震统计特性及地震动衰减关系[J].世界地震工程,2019,35(1):9-16.
HAN Jianping, XU Jinyu. Statistical characteristics of strong aftershocks of Wenchuan earthquake and ground motion attenuation relationship [J]. World Earthquake Engineering, 2019, 35(1): 9-16. (in Chinese)
- [13] 郭涛,张纹惠,武亮.考虑多指标因素的重力坝抗震安全评价方法研究[J].振动工程学报,2020,33(1):196-205.
GUO Tao, ZHANG Wenhui, WU Liang. Seismic safety evaluation of concrete gravity dam considering multi-index influence factors [J]. Journal of Vibration Engineering, 2020, 33(1): 196-205. (in Chinese)
- [14] 王俊,王铭明,武亮,等.两种动水压力模型重力坝地震动力损伤比较分析[J].水利水电技术,2015,46(9):27-31.
WANG Jun, WANG Mingming, WU Liang, et al. Comparative analysis on seismic damages of gravity dam obtained from two kinds of hydrodynamic pressure models [J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2015, 46(9): 27-31. (in Chinese)
- [15] 李云途.基于多边形比例边界有限元重力坝地震水力劈裂问题研究[D].大连:大连理工大学,2019.
- [16] 王超,张社荣,王高辉.初始裂缝对重力坝地震响应特性的影响[J].天津大学学报(自然科学与工程技术版),2016,49(4):392-399.
WANG Chao, ZHANG Sherong, WANG Gaohui. Influence of initial cracks on seismic response characteristics of gravity dam [J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2016, 49(4): 392-399. (in Chinese)
- [17] 王高辉,卢文波,严鹏,等.强余震对主震受损重力坝非线性动态响应的影响[J].水利学报,2017,48(6):661-669.
WANG Gaohui, LU Wenbo, YAN Peng, et al. Effect of strong aftershocks on nonlinear dynamic response of mainshock-damaged concrete gravity dams [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2017, 48(6): 661-669. (in Chinese)
- [18] 翟亚飞,毕仲辉,唐或杰,等.基于NGA模型的主余震序列作用下重力坝损伤破坏研究[J].水利学报,2020,51(2):152-157,168.
ZHAI Yafei, BI Zhonghui, TANG Yujie, et al. Study on damage and failure of gravity dam under main aftershock sequence based on NGA model [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2020, 51(2): 152-157, 168. (in Chinese)
- [19] 董毓利,谢和平,赵鹏.受压混凝土理想弹塑性损伤本构模型[J].力学与实践,1996(6):15-18.
DONG Yuli, XIE Heping, ZHAO Peng. Ideal elastoplastic damage constitutive model of compressed concrete [J]. Mechanics in Engineering, 1996(6): 15-18. (in Chinese)
- [20] SPOONER D C, DOUGILL J W, YOUNG A G. A quantitative assessment of damage sustained in concrete during compressive loading [J]. Magazine of Concrete Research, 2015, 27(96): 168-169.
- [21] 张立翔,赵造东,李庆斌.混凝土的 $P-D-\epsilon$ 曲线及其累积损伤特性分析[J].工程力学,2002(5):87-91.
ZHANG Lixiang, ZHAO Zaodong, LI Qingbin. $P-D-\epsilon$ curve of concrete and its cumulative damage characteristics under fatigue loading [J]. Engineering Mechanics, 2002(5): 87-91. (in Chinese)
- [22] 赵造东.水工混凝土受压疲劳性能及累积损伤研究[D].昆明:昆明理工大学,2011.
- [23] LUBLINER J, OLIVER J, OLLER S, et al. A plastic-damage model for concrete [J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, 25(3): 299-329.
- [24] LEE J, FENVES G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 892-900.
- [25] 聂建国,王宇航.ABQUS中混凝土本构模型用于模拟结构静力行为的比较研究[J].工程力学,2013,30(4):59-67,82.
NIE Jianguo, WANG Yuhang. Comparison study of constitutive model of concrete in ABAQUS for static analysis of structures [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(4): 59-67, 82. (in Chinese)
- [26] National Research Council. Earthquake engineering for concrete dams: design, performance, and research needs [M]. [S.l.]: National Academics Press, USA, 1990:99-100.
- [27] HATZIGEORGIOU G H, BESKOS D E. Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes [J]. Engineering Structures, 2009, 31(11): 2744-2755.



第一作者简介:郭涛,男,1983年9月生,博士、副教授。主要研究方向为流体-结构互动理论和工程抗振动。曾发表《考虑多指标因素的重力坝抗震安全评价方法研究》(《振动工程学报》2020年第33卷第1期)等论文。

E-mail: guotaoj@126.com