P15
备案号：J60—2000

DL

中华人民共和国电力行业标准

P

DL 5073—2000

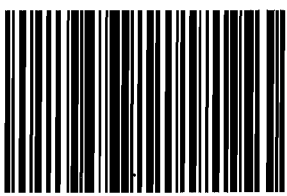
水工建筑物抗震设计规范

Specifications for seismic design of hydraulic structures

2000-11-03 发布　　2001-01-01 实施

中华人民共和国国家经济贸易委员会　发布

DL 5073—2000



统一书号：155083·261
定　　价：13.00 元

中华人民共和国电力行业标准

P

DL 5073—2000

水工建筑物抗震设计规范

Specifications for seismic design of hydraulic structures

主编单位：中国水利水电科学研究院
批准部门：中华人民共和国国家经济贸易委员会
批准文号：国经贸电力［2000］1048号

中国电力出版社

2001 北京

中华人民共和国电力行业标准

水工建筑物抗震设计规范

DL 5073—2000

*

中国电力出版社出版、发行

（北京三里河路6号　100044　http://www.cepp.com.cn）

北京博图彩色印刷有限公司印刷

*

2001年3月第一版　　2008年9月北京第四次印刷

850毫米×1168毫米　32开本　3印张　76千字

印数10001－11500册

*

统一书号 155083·261　　定价 13.00元

敬告读者

本书封面贴有防伪标签，加热后中心图案消失

本书如有印装质量问题，我社发行部负责退换

版权专有　翻印必究

前　言

本规范是根据原能源部、水利部水利水电规划设计总院（91）水规设便字第35号文的通知，由中国水利水电科学研究院会同有关设计研究院和高等院校对原水利电力部于1978年发布试行的SDJ10—78《水工建筑物抗震设计规范》进行修订而成。

本规范在修订过程中，主编单位会同各协编单位开展了广泛的专题研究，调查总结了近年来国内外大地震的经验教训，吸收采用了地震工程新的科研成果，考虑了我国的经济条件和工程实际，提出修订稿后，在全国广泛征求了有关设计、施工、科研、教学单位及管理部门和有关专家的意见，经过反复讨论、修改和试设计，最后由电力工业部水电水利规划设计管理局会同水利部水利水电规划设计管理局组织审查定稿。

本规范为强制性行业标准，替代原SDJ10—78《水工建筑物抗震设计规范》。

本规范共分11章和1个标准的附录。附录A为标准的附录。这次修订的主要内容有：进一步明确了规范适用的烈度范围、水工建筑物等级和类型，并扩大了建筑物类型和坝高的适用范围；增加了对重要水工建筑物进行专门的工程场地地震危险性分析以确定地震动参数的要求，并给出了相应的设防概率水准；增加了场地分类标准，并相应修改了设计反应谱；改进了地基中可液化土判别和抗液化措施；根据1994年国家批准发布的GB50199—94《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》的原则和要求，在保持规范连续性的条件下，区别不同情况，把各类主要水工建筑物的抗震计算从定值安全系数法向分项系数概率极限状态的体系“转轨、套改”，并给出了各类水工建筑物相应的结构系数；采用了对混凝土水工建筑物以计入结构、地基和库水相互作用的动力法为

主和拟静力法为辅的抗震计算方法，对土石坝采用按设计烈度取相应动态分布系数的拟静力抗震计算方法；在编写的格局上改为按水工建筑物类型分章，各章分别给出抗震计算和抗震措施，并补充了内容。

希望有关单位在执行本规范的过程中，结合工程实际，注意总结经验和积累资料，如发现需要修改和补充之处，请将意见和有关资料寄交电力工业部水工建筑物设计标准化技术委员会，以便今后再次修订时考虑。

本规范的修订主编单位为中国水利水电科学研究院。

本规范的修订参编单位为电力工业部昆明勘测设计研究院、电力工业部西北勘测设计研究院、上海市水利工程设计研究院、大连理工大学和河海大学。

本规范由原能源部、水利部水利水电规划设计总院提出修订。

本规范由电力工业部水电水利规划设计管理局归口。

本规范主要起草人为：陈厚群、侯顺载、郭锡荣、苏克忠、王钟宁、杨佳梅、卫明、林皋、方大凤、黄家森、李瓒、梁爱虎、武清玺、王锡忠、师接劳。

本规范由电力工业部水电水利规划设计管理局负责解释。

目　　次

1　总则 …… 1
2　术语、符号 …… 4
3　场地和地基 …… 8
4　地震作用和抗震计算 …… 12
5　土石坝 …… 20
6　重力坝 …… 23
7　拱坝 …… 26
8　水闸 …… 29
9　水工地下结构 …… 32
10　进水塔 …… 34
11　水电站压力钢管和地面厂房 …… 39
附录 A（标准的附录）土石坝的抗震计算 …… 41
条文说明 …… 45

1 总　　则

1.0.1 为做好水工建筑物的抗震设计，减轻地震破坏及防止次生灾害，特制定本规范。

1.0.2 适用范围：

1）主要适用于设计烈度为6、7、8、9度的1、2、3级的碾压式土石坝、混凝土重力坝、混凝土拱坝、平原地区水闸、溢洪道、地下结构、进水塔、水电站压力钢管和地面厂房等水工建筑物的抗震设计。

2）设计烈度为6度时，可不进行抗震计算，但对1级水工建筑物仍应按本规范采取适当的抗震措施。

3）设计烈度高于9度的水工建筑物或高度大于250m的壅水建筑物，其抗震安全性应进行专门研究论证后，报主管部门审查、批准。

1.0.3 按本规范进行抗震设计的水工建筑物能抗御设计烈度地震；如有局部损坏，经一般处理后仍可正常运行。

1.0.4 水工建筑物工程场地地震烈度或基岩峰值加速度应根据工程规模和区域地震地质条件按下列规定确定：

1）一般情况下，应采用《中国地震烈度区划图（1990）》确定的基本烈度。

2）基本烈度为6度或6度以上地区的坝高超过200m或库容大于100亿m^3的大型工程，以及基本烈度为7度及7度以上地区坝高超过150m的大（1）型工程，其设防依据应根据专门的地震危险性分析提供的基岩峰值加速度成果评定。

1.0.5 水工建筑物应根据其重要性和工程场地基本烈度按表1.0.5确定其工程抗震设防类别。

表 1.0.5 工程抗震设防类别

工程抗震设防类别	建筑物级别	场地基本烈度
甲	1（壅水）	≥6
乙	1（非壅水）、2（壅水）	
丙	2（非壅水）、3	≥7
丁	4、5	

1.0.6 各类水工建筑物抗震设计的设计烈度或设计地震加速度代表值应按下列规定确定：

1）一般采用基本烈度作为设计烈度。

2）工程抗震设防类别为甲类的水工建筑物，可根据其遭受强震影响的危害性，在基本烈度基础上提高1度作为设计烈度。

3）凡按1.0.4作专门的地震危险性分析的工程，其设计地震加速度代表值的概率水准，对壅水建筑物应取基准期100年内超越概率P_{100}为0.02，对非壅水建筑物应取基准期50年内超越概率P_{50}为0.05。

4）其它特殊情况需要采用高于基本烈度的设计烈度时，应经主管部门批准。

5）施工期的短暂状况，可不与地震作用组合；空库时，如需要考虑地震作用，可将设计地震加速度代表值减半进行抗震设计。

1.0.7 坝高大于100m、库容大于5亿m^3的水库，如有可能发生大于6度的水库诱发地震时，应在水库蓄水前就进行地震前期监测。

1.0.8 水工建筑物的抗震设计宜符合下列基本要求：

1）结合抗震要求选择有利的工程地段和场地。

2）避免地基和邻近建筑物的岸坡失稳。

3）选择安全经济合理的抗震结构方案和抗震措施。

4）在设计中从抗震角度提出对施工质量的要求和措施。

5）便于震后对遭受震害的建筑物进行检修。重要水库宜设置

泄水建筑物、隧洞等，保证必要时能适当地降低库水位。

1.0.9 设计烈度为8、9度时，工程抗震设防类别为甲类的水工建筑物，应进行动力试验验证，并提出强震观测设计，必要时，在施工期宜设场地效应台阵，以监测可能发生的强震；工程抗震设防类别为乙类的水工建筑物，宜满足类似要求。

1.0.10 引用标准

下列标准所包含的条文，通过在本标准中应用而构成本标准的条文。在标准出版时，所示版本均为有效。所有标准都会被修改，使用本标准的各方应探讨使用下列标准最新版本的可能性。

GBJ11—89 建筑抗震设计规范

GB50199—94 水利水电工程结构可靠度设计统一标准

DL/T5057—1996 水工混凝土结构设计规范

DL 5108—1999 混凝土重力坝设计规范

SDJ12—78 水利水电枢纽工程等级划分及设计标准（山区、丘陵区部分）

SD133—84 水闸设计规范

SD134—84 水工隧洞设计规范

SD144—85 水电站压力钢管设计规范

SD145—85 混凝土拱坝设计规范

SDJ217—87 水利水电枢纽工程等级划分及设计标准（平原、海滨部分）

SDJ218—84 碾压式土石坝设计规范

SD303—88 水电站进水口设计规范

SD335—89 水电站厂房设计规范

按本规范进行水工建筑物抗震设计时，尚应符合有关标准、规范的要求。同级行业标准规范中，有关水工建筑物抗震方面的规定不符合本规范的，应以本规范为准。

2 术 语、符 号

2.1 术 语

2.1.1 抗震设计

地震区的工程结构所进行的一种专项设计。一般包括抗震计算和抗震措施两个方面。

2.1.2 基本烈度

50年期限内，一般场地条件下，可能遭遇超越概率P_{50}为0.10的地震烈度。一般为《中国地震烈度区划图（1990）》上所标示的地震烈度值；对重大工程应通过专门的场地地震危险性评价工作确定。

2.1.3 设计烈度

在基本烈度基础上确定的作为工程设防依据的地震烈度。

2.1.4 水库诱发地震

由于水库蓄水或大量泄水而引起库区及附近发生的地震。

2.1.5 地震动

由地震引起的岩土运动。

2.1.6 地震作用

地震动施加于结构上的动态作用。

2.1.7 地震动峰值加速度

地震动过程中，地表质点运动加速度的最大绝对值。

2.1.8 设计地震加速度

由专门的地震危险性分析按规定的设防概率水准所确定的或一般情况下与设计烈度相对应的地震动峰值加速度。

2.1.9 地震作用效应

地震作用引起的结构内力、变形、裂缝开展等动态效应。

2.1.10 地震液化

地震动引起的饱和砂土、粉土和少粘性土颗粒趋于紧密，孔

隙水压力增大，有效应力趋近于零的现象。

2.1.11 设计反应谱

抗震设计中所采用的一定阻尼比的单质点体系在地震作用下的最大加速度反应随体系自振周期变化的曲线，一般以其与地震动最大峰值加速度的比值表示。

2.1.12 动力法

按结构动力学理论求解结构地震作用效应的方法。

2.1.13 时程分析法

由结构基本运动方程输入地震加速度记录进行积分，求得整个时间历程内结构地震作用效应的方法。

2.1.14 振型分解法

先求解结构对应其各阶振型的地震作用效应后再组合成结构总地震作用效应的方法。各阶振型效应用时程分析法求得后直接叠加的称振型分解时程分析法，用反应谱法求得后再组合的称振型分解反应谱法。

2.1.15 平方和方根（SRSS）法

取各阶振型地震作用效应的平方总和的方根作为总地震作用效应的振型组合方法。

2.1.16 完全二次型方根（CQC）法

取各阶振型地震作用效应的平方项和不同振型耦联项的总和的方根作为总地震作用效应的振型组合方法。

2.1.17 地震动水压力

地震作用引起的水体对结构产生的动态压力。

2.1.18 地震动土压力

地震作用引起的土体对结构产生的动态压力。

2.1.19 拟静力法

将重力作用、设计地震加速度与重力加速度比值、给定的动态分布系数三者乘积作为设计地震力的静力分析方法。

2.1.20 地震作用的效应折减系数

由于地震作用效应计算方法的简化而引入的对地震作用效应

进行折减的系数。

2.1.21 自振周期

结构按某一振型完成一次自由振动所需的时间。对应于第一振型的自振周期称基本自振周期。

2.2 基 本 符 号

2.2.1 作用和作用效应

a_h——水平向设计地震加速度代表值；

a_v——竖向设计地震加速度代表值；

β——设计反应谱；

ξ——地震作用的效应折减系数；

F_E——地震主动动土压力代表值；

G_E——产生地震惯性力的建筑物总重力作用的标准值；

F_i——作用在质点 i 的水平向地震惯性力的代表值；

$P_w(h)$——水深 h 处的地震动水压力代表值；

F_0——建筑物单位宽度迎水面的总地震动水压力代表值；

α_i——质点 i 的动态分布系数；

g——重力加速度，$g=9.81\text{m/s}^2$。

2.2.2 材料性能和几何参数

f_k——材料性能的标准值；

a_k——几何参数的标准值；

$N_{63.5}$——标准贯入锤击数；

N_{cr}——临界锤击数；

ρ_w——水体质量密度的标准值。

2.2.3 分项系数极限状态设计

S——结构的作用效应；

R——结构的抗力；

γ_0——结构重要性系数；

ψ——设计状况系数；

E_k——地震作用的代表值；

G_k——永久作用的标准值；

Q_k——可变作用的标准值；

γ_G——永久作用的分项系数；

γ_Q——可变作用的分项系数；

γ_d——承载能力极限状态的结构系数；

γ_m——材料性能的分项系数。

2.2.4 其他

λ_m——附属结构和主体结构质量比值；

λ_f——附属结构和主体结构的基本频率比值；

T_g——特征周期；

T——结构自振周期。

3 场地和地基

3.1 场　地

3.1.1 水工建筑物的场地选择，应在工程地质勘察和专门工程地质研究的基础上，按构造活动性、边坡稳定性和场地地基条件等进行综合评价。可按表 3.1.1 划分为有利、不利和危险地段。宜选择对建筑物抗震相对有利地段，避开不利地段，未经充分论证不得在危险地段进行建设。

表 3.1.1　各类地段的划分

地段类别	构造活动性	边坡稳定性	场地地基条件
有利地段	距坝址 8km 范围内无活动断层；库区无大于等于 5 级的地震活动	岩体完整，边坡稳定	抗震稳定性好
不利地段	枢纽区内有长度小于 10km 的活动断层；库区有长度大于 10km 的活动断层，或有过大于等于 5 级但小于 7 级的地震活动，或有诱发强水库地震的可能	枢纽区、库区边坡稳定条件较差	抗震稳定性差
危险地段	枢纽区内有长度大于等于 10km 的活动断层；库区有过大于等于 7 级的地震活动，有伴随地震产生地震断裂的可能	枢纽区边坡稳定条件极差，可产生大规模崩塌、滑坡	地基可能失稳

3.1.2 水工建筑物开挖后的场地土类型，宜根据土层剪切波速，按表 3.1.2 划分。

3.1.3 场地类别应根据场地土类型和场地覆盖层厚度划分为四类，并宜符合表 3.1.3 的规定。

表 3.1.2 场地土类型的划分

场地土类型	土层剪切波速（m/s）	代表性岩土名称
坚硬场地土	$v_s>500$	岩石及密实的砂卵石层
中硬场地土	$500\geqslant v_{sm}>250$	中密、稍密的砂砾石，粗中砂及坚硬粘土
中软场地土	$250\geqslant v_{sm}>140$	稍密的砾，粗、中砂，软粘土
软弱场地土	$v_{sm}\leqslant 140$	淤泥，淤泥质土，松散的砂，人工杂土
注：v_s 为土层剪切波速；v_{sm}为土层平均剪切波速，取建基面下 15m 内且不深于场地覆盖层厚度的各土层剪切波速，按土层厚度加权的平均值。		

表 3.1.3 场地类别的划分

场地土类型	场地覆盖层厚度 d_{ov}（m）				
	0	$0<d_{ov}\leqslant 3$	$3<d_{ov}\leqslant 9$	$9<d_{ov}\leqslant 80$	$d_{ov}>80$
坚硬场地土	Ⅰ	—			
中硬场地土	—	Ⅰ		Ⅱ	
中软场地土		Ⅰ	Ⅱ		Ⅲ
软弱场地土		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ

3.1.4 在水工建筑物场地范围内，岩体结构复杂，有软弱结构面或夹泥层不利组合，边坡稳定条件较差时，应查明在设计烈度的地震作用下不稳定边坡的分布，估计可能的危害程度，提出处理措施。

3.2 地　基

3.2.1 水工建筑物地基的抗震设计，应综合考虑上部建筑物的型式、荷载、水力和运行条件，以及地基和岸坡的工程地质、水文地质条件。对于坝、闸等壅水建筑物的地基和岸坡，应要求在设

计烈度的地震作用下不发生失稳破坏和渗透破坏，避免产生影响建筑物使用的有害变形。

3.2.2 水工建筑物的地基和岸坡中的断裂、破碎带及层间错动等软弱结构面，特别是缓倾角夹泥层和可能发生泥化的岩层，应根据其产状、埋藏深度、边界条件、渗流情况、物理力学性质以及建筑物的设计烈度，论证其在设计烈度的地震作用下不致发生失稳和超过允许的变形，必要时应采取抗震措施。

3.2.3 地基中液化土层的判别，可按《水利水电工程地质勘察规范》中的有关规定进行评价。

3.2.4 地基中的可液化土层，可根据工程的类型和具体情况，选择采用以下抗震措施：

1）挖除可液化土层并用非液化土置换；

2）振冲加密、重夯击实等人工加密的方法；

3）填土压重；

4）桩体穿过可液化土层进入非液化土层的桩基；

5）混凝土连续墙或其它方法围封可液化地基。

3.2.5 重要工程地基中的软弱粘土层，应进行专门的抗震试验研究和分析。一般情况下，地基中的软弱粘土层的评价可采用以下标准：

1）液性指数 $I_L \geqslant 0.75$；

2）无侧限抗压强度 $q_u \leqslant 50\text{kPa}$；

3）标准贯入锤击数 $N_{63.5} \leqslant 4$；

4）灵敏度 $S_t \geqslant 4$。

3.2.6 地基中的软弱粘土层，可根据建筑物的类型和具体情况，选择采用以下抗震措施：

1）挖除或置换地基中的软弱粘土；

2）预压加固；

3）压重和砂井排水；

4）桩基或复合地基。

3.2.7 水工建筑物地基和岸坡的防渗结构及其连接部位以及排

水反滤结构等，应采取措施防止地震时产生危害性裂缝引起渗流量增大，或发生管涌、流土等险情。

3.2.8 岩土性质、厚度等在水平方向变化很大的不均匀地基，应采取措施防止地震时产生较大的不均匀沉陷、滑移和集中渗漏，并采取提高上部建筑物适应地基不均匀沉陷的措施。

4 地震作用和抗震计算

4.1 地震动分量及其组合

4.1.1 一般情况下，水工建筑物可只考虑水平向地震作用。

4.1.2 设计烈度为8、9度的1、2级下列水工建筑物：土石坝、重力坝等壅水建筑物，长悬臂、大跨度或高耸的水工混凝土结构，应同时计入水平向和竖向地震作用。

4.1.3 严重不对称、空腹等特殊型式的拱坝，以及设计烈度为8、9度的1、2级双曲拱坝，宜对其竖向地震作用效应作专门研究。

4.1.4 一般情况下土石坝、混凝土重力坝，在抗震设计中可只计入顺河流方向的水平向地震作用。两岸陡坡上的重力坝段，宜计入垂直河流方向的水平向地震作用。

4.1.5 重要的土石坝，宜专门研究垂直河流方向的水平向地震作用。

4.1.6 混凝土拱坝应同时考虑顺河流方向和垂直河流方向的水平向地震作用。

4.1.7 闸墩、进水塔、闸顶机架和其它两个主轴方向刚度接近的水工混凝土结构，应考虑结构的两个主轴方向的水平向地震作用。

4.1.8 当同时计算互相正交方向地震的作用效应时，总的地震作用效应可取各方向地震作用效应平方总和的方根值；当同时计算水平向和竖向地震作用效应时，总的地震作用效应也可将竖向地震作用效应乘以0.5的遇合系数后与水平向地震作用效应直接相加。

4.2 地震作用的类别

4.2.1 一般情况下，水工建筑物抗震计算应考虑的地震作用为：建筑物自重和其上的荷重所产生的地震惯性力，地震动土压力和水平向地震作用的动水压力。

4.2.2 除面板堆石坝外，土石坝的地震动水压力可以不计。

4.2.3 地震浪压力和地震对渗透压力、浮托力的影响可以不计。

4.2.4 地震对淤沙压力的影响，一般可以不计，此时计算地震动水压力的建筑物前水深应包括淤沙深度；当高坝的淤沙厚度特别大时，地震对淤沙压力的影响应作专门研究。

4.3 设计地震加速度和设计反应谱

4.3.1 除按 1.0.6 规定的概率水准由专门的地震危险性分析确定水平向设计地震加速度代表值 a_h 外，其余应根据设计烈度按表 4.3.1 取值。

表 4.3.1 水平向设计地震加速度代表值 a_h

设计烈度	7	8	9
a_h	$0.1g$	$0.2g$	$0.4g$
注：$g=9.81\text{m/s}^2$			

4.3.2 竖向设计地震加速度的代表值 a_v 应取水平向设计地震加速度代表值的 2/3。

4.3.3 设计反应谱应根据场地类别和结构自振周期 T 按图 4.3.3 采用。

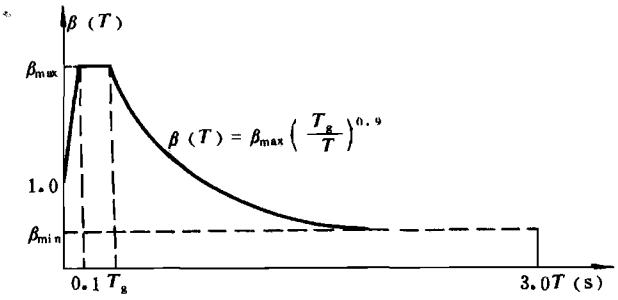


图 4.3.3 设计反应谱

4.3.4 各类水工建筑物的设计反应谱最大值的代表值 β_{max} 应按表 4.3.4 的规定取值。

表 4.3.4 设计反应谱最大值的代表值 β_{max}

建筑物类型	重力坝	拱 坝	水闸、进水塔及其他混凝土建筑物
β_{max}	2.00	2.50	2.25

4.3.5 设计反应谱下限值的代表值 β_{min} 应不小于设计反应谱最大值的代表值的 20%。

4.3.6 不同类别场地的特征周期 T_g 应按表 4.3.6 的规定取值。

表 4.3.6 特 征 周 期 T_g

场地类别	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
T_g (s)	0.20	0.30	0.40	0.65

4.3.7 设计烈度不大于 8 度且基本自振周期大于 1.0s 的结构，特征周期宜延长 0.05s。

4.4 地震作用和其他作用的组合

4.4.1 一般情况下，水工建筑物作抗震计算时的上游水位可采用正常蓄水位；多年调节水库经论证后可采用低于正常蓄水位的上游水位。

4.4.2 土石坝的上游坝坡，应根据运用条件选用对坝坡抗震稳定最不利的常遇水位进行抗震计算。

4.4.3 土石坝的上游坝坡抗震稳定计算，需要时，应将地震作用和常遇的水位降落幅值组合。

4.4.4 重要的拱坝及水闸的抗震强度计算，宜补充地震作用和常遇低水位组合的验算。

4.5 结构计算模式和计算方法

4.5.1 各类水工建筑物抗震计算中地震作用效应的计算模式应与相应设计规范规定的计算模式相同。

4.5.2 除了窄河谷中的土石坝和横缝经过灌浆的重力坝外，重力坝、水闸、土石坝均可取单位宽度或单个坝（闸）段进行抗震计算。

4.5.3 各类工程抗震设防类别的水工建筑物，除土石坝、水闸应分别按第5、8章规定外，地震作用效应计算方法应按表4.5.3的规定采用。其中工程抗震设防类别为乙、丙类的水工建筑物，其地震作用效应的计算方法，应按本规范各类水工建筑物章节中的有关条文规定采用。

表4.5.3 地震作用效应的计算方法

工程抗震设防类别	地震作用效应的计算方法
甲	动力法
乙、丙	动力法或拟静力法
丁	拟静力法或着重采取抗震措施

4.5.4 采用动力法计算地震作用效应时，应考虑结构和地基的动力相互作用；与水体接触的建筑物，还应考虑结构和水体的动力相互作用，但可不计库水可压缩性及地震动输入的不均匀性。

4.5.5 作为线弹性结构的混凝土建筑物，可采用振型分解反应谱法或振型分解时程分析法，此时，拱坝的阻尼比可在3%～5%范围内选取，重力坝的阻尼比可在5%～10%范围内选取，其它建筑物可取5%。

4.5.6 采用振型分解反应谱法计算地震作用效应时，可由各阶振型的地震作用效应按平方和方根法组合。当两个振型的频率差的绝对值与其中一个较小的频率之比小于0.1时，地震作用效应宜

采用完全二次型方根法组合

$$S_E = \sqrt{\sum_i^m \sum_j^m \rho_{ij} S_i S_j} \qquad (4.5.6\text{-}1)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j}(\zeta_i + \gamma_\omega \zeta_j)\gamma_\omega^{3/2}}{(1-\gamma_\omega^2)^2 + 4\zeta_i\zeta_j\gamma_\omega(1+\gamma_\omega^2) + 4(\zeta_i^2+\zeta_j^2)\gamma_\omega^2} \qquad (4.5.6\text{-}2)$$

式中：S_E——地震作用效应；

S_i、S_j——分别为第 i 阶、第 j 阶振型的地震作用效应；

m——计算采用的振型数；

ρ_{ij}——第 i 阶和第 j 阶的振型相关系数；

ζ_i、ζ_j——分别为第 i 阶、第 j 阶振型的阻尼比；

γ_ω——圆频率比，$\gamma_\omega = \omega_j/\omega_i$；

ω_i、ω_j——分别为第 i 阶、第 j 阶振型的圆频率。

4.5.7 地震作用效应影响不超过5%的高阶振型可略去不计。采用集中质量模型时，集中质量的个数不宜少于地震作用效应计算中采用的振型数的4倍。

4.5.8 采用时程分析法计算地震作用效应时，宜符合下列规定：

1）应至少选择类似场地地震地质条件的2条实测加速度记录和1条以设计反应谱为目标谱的人工生成模拟地震加速度时程；

2）设计地震加速度时程的峰值应按4.3.1或1.0.6的规定采用；

3）不同地震加速度时程计算的结果应进行综合分析，以确定设计验算采用的地震作用效应。

4.5.9 当采用拟静力法计算地震作用效应时，沿建筑物高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力代表值应按下式计算

$$F_i = a_h \xi G_{Ei} \alpha_i / g \qquad (4.5.9)$$

式中：F_i——作用在质点 i 的水平向地震惯性力代表值；

ξ——地震作用的效应折减系数，除另有规定外，取 $\xi=0.25$；

G_{Ei}——集中在质点 i 的重力作用标准值；

α_i——质点 i 的动态分布系数，应按本规范各类水工建筑物章节中的有关条文规定采用；

g——重力加速度。

4.6 水工混凝土材料动态性能

4.6.1 除水工钢筋混凝土结构外的混凝土水工建筑物的抗震强度计算中，混凝土动态强度和动态弹性模量的标准值可较其静态标准值提高 30%；混凝土动态抗拉强度的标准值可取为动态抗压强度标准值的10%。

4.6.2 在混凝土水工建筑物的抗震稳定计算中，动态抗剪强度参数的标准值可取静态标准值，当采用拟静力法计算地震作用效应时，应取静态均值。

4.6.3 各类极限状态下的材料动态性能的分项系数可取静态作用下的值。

4.7 承载能力分项系数极限状态抗震设计

4.7.1 各类水工建筑物的抗震强度和稳定应满足下列承载能力极限状态设计式

$$\gamma_0\psi S\left(\gamma_G G_k,\ \gamma_Q Q_k,\ \gamma_E E_k,\ a_k\right) \leqslant \frac{1}{\gamma_d} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m},\ a_k\right) \quad (4.7.1)$$

式中：γ_0——结构重要性系数，应按 GB50199 的规定取值；

ψ——设计状况系数，可取 0.85；

$S(\cdot)$——结构的作用效应函数；

γ_G——永久作用的分项系数；

G_k——永久作用的标准值；

γ_Q——可变作用的分项系数；

Q_k——可变作用的标准值；

γ_E——地震作用的分项系数，$\gamma_E=1.0$；

E_k——地震作用的代表值；

a_k——几何参数的标准值；

γ_d——承载能力极限状态的结构系数；

$R(\cdot)$——结构的抗力函数；

f_k——材料性能的标准值；

γ_m——材料性能的分项系数。

4.7.2 各类水工建筑物在地震作用下应验算的极限状态及其相应的结构系数均应按本规范相应建筑物章节中的有关规定采用。

4.7.3 与地震作用组合的各种静态作用的分项系数和标准值，应按各类建筑物相应的设计规范规定采用。凡在这些规范中未规定分项系数的作用和抗力，或在抗震计算中引入地震作用的效应折减系数时，分项系数均可取为 1.0。

4.7.4 钢筋混凝土结构构件的抗震设计，在按本规范确定地震作用效应后，应按 DL/T5057 进行截面承载力抗震验算。当采用动力法计算地震作用效应时，应对地震作用效应进行折减，折减系数 ξ 可取为 0.35。

4.8 附属结构的抗震计算

4.8.1 在水工建筑物附属结构的地震作用效应计算中，当附属结构和主体结构的质量比值 λ_m 及基本频率比值 λ_f，符合下列条件之一时，附属结构与主体结构可不作耦联分析：

1) $\lambda_m<0.01$；

2) $0.01\leqslant\lambda_m\leqslant0.1$，且 $\lambda_f\leqslant0.8$ 或 $\lambda_f\geqslant1.25$。

4.8.2 不作耦联分析的附属结构，可取与主体结构连接处的加速度作为附属结构地震作用效应计算中的地震输入。

4.8.3 当不作耦联分析的附属结构和主体结构可视为刚性连接时，附属结构的质量应作为主体结构的附加质量。

4.9 地震动土压力

4.9.1 地震主动动土压力代表值可按式(4.9.1-1)计算。并应取式(4.9.1-1)中按“+”、“−”号计算结果中的大值。

$$F_E=\left[q_0\frac{\cos\psi_1}{\cos(\psi_1-\psi_2)}H+\frac{1}{2}\gamma H^2\right](1\pm\zeta a_v/g)C_e \tag{4.9.1-1}$$

$$C_e=\frac{\cos^2(\varphi-\theta_e-\psi_1)}{\cos\theta_e\cos^2\psi_1\cos(\delta+\psi_1+\theta_e)(1+\sqrt{Z})^2} \tag{4.9.1-2}$$

$$Z=\frac{\sin(\delta+\varphi)\sin(\varphi-\theta_e-\psi_2)}{\cos(\delta+\psi_1+\theta_e)\cos(\psi_2-\psi_1)} \tag{4.9.1-3}$$

式中：F_E——地震主动动土压力代表值；

q_0——土表面单位长度的荷重；

ψ_1——挡土墙面与垂直面夹角；

ψ_2——土表面和水平面夹角；

H——土的高度；

γ——土的重度的标准值；

φ——土的内摩擦角；

θ_e——地震系数角，$\theta_e=\tan^{-1}\dfrac{\zeta a_h}{g-\zeta a_v}$；

δ——挡土墙面与土之间的摩擦角；

ζ——计算系数，动力法计算地震作用效应时取1.0，拟静力法计算地震作用效应时一般取0.25，对钢筋混凝土结构取0.35。

4.9.2 地震被动动土压力应经专门研究确定。

5 土 石 坝

5.1 抗 震 计 算

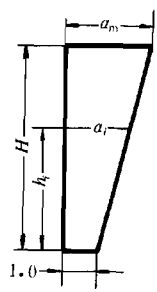
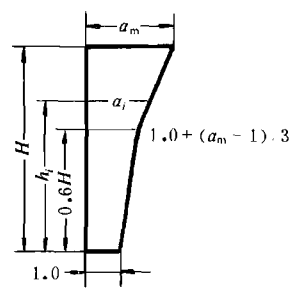
5.1.1 土石坝应采用拟静力法进行抗震稳定计算。

设计烈度为8、9度的70m以上土石坝，或地基中存在可液化土时，应同时用有限元法对坝体和坝基进行动力分析，综合判断其抗震安全性。土石坝动力分析的要求见附录A中的A.1。

5.1.2 拟静力法进行抗震稳定计算时，对于均质坝、厚斜墙坝和厚心墙坝，可采用瑞典圆弧法按4.7.1规定进行验算，其作用效应和抗力的计算公式见附录A中的A.2；对于1、2级及70m以上土石坝，宜同时采用简化毕肖普法。对于夹有薄层软粘土的地基，以及薄斜墙坝和薄心墙坝，可采用滑楔法计算。

5.1.3 在拟静力法抗震计算中，质点i的动态分布系数，应按表5.1.3的规定采用。表中α_m在设计烈度为7、8、9度时，分别取3.0、2.5和2.0。

表5.1.3 土石坝坝体动态分布系数α_i

坝高 $H\leqslant 40$m	坝高 $H>40$m
	

5.1.4 1、2级坝，宜通过动力试验测定土体的动态抗剪强度。当

动力试验给出的动态强度高于相应的静态强度时，应取静态强度值。

粘性土和紧密砂砾等非液化土在无动力试验资料时，宜采用静态有效抗剪强度指标，其中对堆石、砂砾石等粗粒无粘性土，可采用对数函数或指数函数表达的非线性静态抗剪强度指标。

5.1.5 混凝土面板堆石坝的动水压力可按 6.1.9 和 6.1.10 确定。

5.1.6 采用瑞典圆弧法进行抗震稳定计算时，其结构系数应取 1.25。采用简化毕肖普法时，相应的结构系数应比采用瑞典圆弧法时的值提高 5%～10%。

5.2 抗 震 措 施

5.2.1 地震区修建土石坝，宜采用直线的或向上游弯曲的坝轴线，不宜采用向下游弯曲的、折线形的或“S”形的坝轴线。

5.2.2 设计烈度为 8、9 度时，宜选用堆石坝，防渗体不宜选用刚性心墙的型式。选用均质坝时，应设置内部排水系统，降低浸润线。

5.2.3 确定地震区土石坝的安全超高时应包括地震涌浪高度，可根据设计烈度和坝前水深，取地震涌浪高度为 0.5m～1.5m。

对库区内可能因地震引起的大体积塌岸和滑坡而形成的涌浪，应进行专门研究。

设计烈度为 8、9 度时，安全超高应计入坝和地基在地震作用下的附加沉陷。

5.2.4 设计烈度为 8、9 度时，宜加宽坝顶，采用上部缓、下部陡的断面。坝坡可采用大块石压重，或土体内加筋。

5.2.5 应加强土石坝防渗体，特别是在地震中容易发生裂缝的坝体顶部、坝与岸坡或混凝土等刚性建筑物的连接部位。应在防渗体上、下游面设置反滤层和过渡层，且必须压实并适当加厚。

5.2.6 应选用抗震性能和渗透稳定性较好且级配良好的土石料筑坝。均匀的中砂、细砂、粉砂及粉土不宜作为地震区的筑坝材

料。

5.2.7 对于粘性土的填筑密度以及堆石的压实功能和设计孔隙率应按SDJ218及其补充规定中的有关条文执行。设计烈度为8、9度时，宜采用其规定范围值的高限。

5.2.8 对于无粘性土压实，要求浸润线以上材料的相对密度不低于0.75，浸润线以下材料的相对密度则根据设计烈度大小选用0.75～0.85；对于砂砾料，当大于5mm的粗料含量小于50%时，应保证细料的相对密度满足上述对无粘性土压实的要求，并按此要求分别提出不同含砾量的压实干密度作为填筑控制标准。

5.2.9 1、2级土石坝，不宜在坝下埋设输水管。当必须在坝下埋管时，宜采用钢筋混凝土管或铸铁管，且宜置于基岩槽内，其管顶与坝底齐平，管外回填混凝土；应做好管道连接处的防渗和止水，管道的控制闸门应置于进水口或防渗体上游端。

6 重 力 坝

6.1 抗 震 计 算

6.1.1 重力坝抗震计算应进行坝体强度和整体抗滑稳定分析。

6.1.2 重力坝分析应以同时计入弯曲和剪切变形的动、静材料力学法为基本分析方法。对于工程抗震设防类别为甲类，或结构复杂，或地基条件复杂的重力坝，宜补充作有限元法动力分析。

6.1.3 重力坝抗滑稳定分析应按抗剪断强度公式计算。

6.1.4 坝基岩体内有软弱夹层、缓倾角结构面时，应核算坝体带动部分基岩的抗滑稳定性。此时，应进行专门研究。

6.1.5 重力坝抗震计算应按 4.5.3 规定采用动力法或拟静力法。对于工程抗震设防类别为乙、丙类的设计烈度小于 8 度且坝高小于等于 70m 的重力坝可采用拟静力法。

6.1.6 重力坝的动力分析方法应采用振型分解反应谱法。对特殊重要的重力坝，宜按 4.5.8 规定补充进行时程分析法计算。

6.1.7 采用动力法验算重力坝坝体强度和坝基面上抗滑稳定时，抗压和抗拉强度结构系数应分别取 1.30 和 0.70，抗滑稳定的结构系数应取 0.65。

6.1.8 采用拟静力法计算重力坝地震作用效应时，各质点水平向地震惯性力代表值应根据 4.5.9 规定进行计算，其中的动态分布系数应按下式确定

$$\alpha_i = 1.4\,\frac{1+4\,(h_i/H)^4}{1+4\sum_{j=1}^{n}\dfrac{G_{Ej}}{G_E}\,(h_j/H)^4} \qquad (6.1.8)$$

式中：n——坝体计算质点总数；

H——坝高，溢流坝的 H 应算至闸墩顶；

h_i、h_j——分别为质点 i、j 的高度；

G_E——产生地震惯性力的建筑物总重力作用的标准值。

6.1.9 采用拟静力法计算重力坝地震作用效应时，水深 h 处的地震动水压力代表值应按下式计算

$$P_w(h)=a_h\xi\psi(h)\rho_w H_0 \qquad (6.1.9\text{-}1)$$

式中：$P_w(h)$ ——作用在直立迎水坝面水深 h 处的地震动水压力代表值；

$\psi(h)$ ——水深 h 处的地震动水压力分布系数，应按表 6.1.9 的规定取值；

ρ_w——水体质量密度标准值；

H_0——水深。

单位宽度坝面的总地震动水压力作用在水面以下 $0.54H_0$处，其代表值 F_0应按下式计算

$$F_0=0.65a_h\xi\rho_w H_0^2 \qquad (6.1.9\text{-}2)$$

表 6.1.9 重力坝动水压力分布系数 $\psi(h)$

h/H_0	$\psi(h)$	h/H_0	$\psi(h)$
0.0	0.00	0.6	0.76
0.1	0.43	0.7	0.75
0.2	0.58	0.8	0.71
0.3	0.68	0.9	0.68
0.4	0.74	1.0	0.67
0.5	0.76	—	—

6.1.10 与水平面夹角为 θ 的倾斜迎水坝面，按 6.1.9 计算的动水压力代表值应乘以折减系数

$$\eta_c=\theta/90 \qquad (6.1.10)$$

迎水坝面有折坡时，若水面以下直立部分的高度等于或大于水深 H_0的一半，可近似取作直立坝面；否则应取水面点与坡脚点

连线代替坡度。

6.1.11 采用动力法时，可将式（6.1.11）计算的地震动水压力折算为与单位地震加速度相应的坝面附加质量

$$P_w(h)=\frac{7}{8}a_h\rho_w\sqrt{H_0h} \qquad (6.1.11)$$

6.1.12 采用拟静力法验算重力坝坝体强度和坝基面上抗滑稳定时，抗压、抗拉强度的结构系数应分别取2.80和2.10，抗滑稳定的结构系数应取2.70。

6.2 抗 震 措 施

6.2.1 重力坝的体形应简单，坝坡避免剧变，顶部折坡宜取弧形。坝顶不宜过于偏向上游。宜减轻坝体上部重量、增大刚度，并提高上部混凝土等级或适当配筋。

6.2.2 地基中的断裂、破碎带、软弱夹层等薄弱部位应采取工程处理措施，并适当提高底部混凝土等级。

6.2.3 坝顶宜采用轻型、简单、整体性好的附属结构，应力求降低高度，不宜设置笨重的桥梁和高耸的塔式结构。宜加强溢流坝段顶部交通桥的连接，并增加闸墩侧向刚度。

6.2.4 重力坝坝体的断面沿坝轴线方向分布有突变，或纵向地形、地质条件突变的部位，应设置横缝，宜选用变形能力大的接缝止水型式及止水材料。

7 拱　　坝

7.1 抗 震 计 算

7.1.1 拱坝抗震计算应进行坝体强度和拱座稳定分析。

7.1.2 拱坝强度分析方法应以静、动力拱梁分载法为基本分析方法。对于工程抗震设防类别为甲类，或结构复杂或地基条件复杂的拱坝，宜补充作有限元法动力分析。

7.1.3 拱坝的地震作用效应计算应按 4.5.3 规定采用动力法或拟静力法。对于工程抗震设防类别为乙、丙类的设计烈度小于 8 度且坝高小于等于 70m 的拱坝，可采用拟静力法计算。

7.1.4 拱坝地震作用效应的动力分析方法宜采用振型分解反应谱法。对于特殊重要的混凝土拱坝，可按 4.5.8 规定用时程分析法进行补充计算。

7.1.5 拱座稳定分析应以刚体极限平衡法为主，按抗剪断强度公式计算。对于工程抗震设防类别为甲类的拱坝或地质条件复杂，可辅以有限元法或其他方法进行分析论证。

7.1.6 拱坝拱座（包括重力墩）稳定的抗震计算可按以下各项规定进行：

1）在确定可能滑动的岩块后，按坝体动、静力计算的最不利成果确定地震时拱端的最大推力及方向；

2）在确定可能滑动岩块本身的地震惯性力代表值时应按式（4.5.9）计算，α 取 1.0，当采用动力法时，地震作用的效应折减系数 ξ 取 1.0，并假定岩块的地震惯性力代表值和拱端推力最大值同时发生；

3）根据可能滑动岩块几何特性，选择不随时间改变的最不利滑动模式；

4）不计地震时岩体内渗透压力变化的影响。

7.1.7 采用动力法验算拱坝坝体强度时，其结构系数应按 6.1.7

的规定取值。用动力法验算拱座岩体稳定时，岩体性能的分项系数取1.0，抗剪强度参数取静态均值，其相应的结构系数应取1.40。

7.1.8 采用拟静力法计算拱坝地震作用效应时，各层拱圈各质点水平向地震惯性力沿径向作用，其代表值应根据4.5.9规定进行计算，其中动态分布系数坝顶取3.0，坝基取1.0，沿高程按线性内插，沿拱圈均匀分布。

7.1.9 采用拟静力法计算拱坝地震作用效应时，水平向地震作用的动水压力代表值可按式（6.1.11）计算，并乘以7.1.8规定的动态分布系数 α_i 和地震作用的效应折减系数 ξ。

采用动力法时，可将水平向单位地震加速度作用下的地震动水压力折算为相应的坝面径向附加质量考虑。

7.1.10 采用拟静力法对拱坝坝体强度和拱座稳定进行抗震计算时，结构系数应按6.1.12的规定取值。

7.2 抗 震 措 施

7.2.1 应合理选择坝体体形，改善拱座推力方向，减小在地震作用下坝体中上部及接近坝基部分的拉应力区。双曲拱坝宜校核向上游的倒悬，其顶部拱冠部分宜适当倾向下游。

7.2.2 应加强拱坝两岸坝头岸坡的抗震稳定性，避免两岸岩性和岩体结构相差太大或座落在比较单薄的山头上。对地基内软弱部位可采用灌浆、混凝土塞、局部锚固、支护等措施加固。应严格控制顶部拱座与岸坡接触面的施工质量，必要时采取加厚拱座、深嵌锚固等措施。应做好坝基、坝肩防渗帷幕和排水措施，并避免压力隧洞离坝肩过近，力求降低岩体内渗透压力。

7.2.3 应加强坝体分缝的构造设计，尤其是分缝的止水、灌浆温度控制及键槽设计，改进止水片的形状及材料以适应地震时接缝多次张开的特点。

7.2.4 拱坝中上部拱冠附近受拉区及局部压应力较大的部位，宜适当布置拱向及梁向抗震钢筋。可采取适当提高坝体局部混凝土

等级，减轻顶部重量并加强其刚度等措施。

7.2.5 坝顶宜采用轻型、简单、整体性好的附属结构并减小其突出于坝体的尺寸。溢流坝段闸墩间宜设置传递拱向推力的结构，应加强顶部交通桥等结构的连接部位，采取防止受震脱落的措施。

8 水　闸

8.1 抗 震 计 算

8.1.1 水闸的抗震计算应包括抗震稳定和结构强度计算。对闸室和两岸连接建筑物及其地基，应进行抗震稳定计算；对各部位的结构构件，应进行抗震强度计算。

8.1.2 水闸地震作用效应计算可采用动力法或拟静力法。设计烈度为8、9度的1、2级水闸或地基为可液化土的1、2级水闸，应采用动力法进行抗震计算。

8.1.3 采用拟静力法计算水闸地震作用效应时，各质点水平向地震惯性力代表值应根据4.5.9规定进行计算，其中动态分布系数α_i应按表8.1.3的规定取值。

8.1.4 采用动力法计算水闸地震作用效应时，宜采用振型分解反应谱法。

8.1.5 采用动力法计算时，应把闸室段作为一个整体三维体系，可按多质点体系或多跨多层平面刚架或二维杆块结合体系进行计算。顺河流方向的地震作用，可取前三阶振型；垂直河流方向的地震作用，一般也取前三阶振型，但对于横向支撑系统较复杂的结构，宜取前五阶振型。

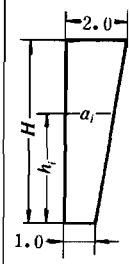
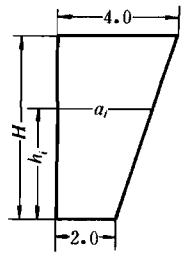
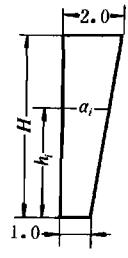
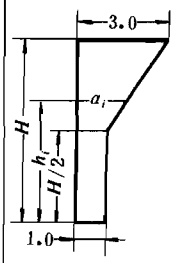
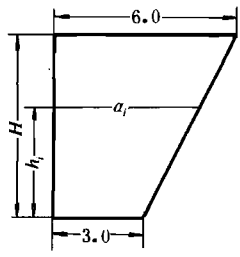
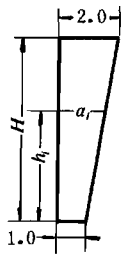
8.1.6 验算交通桥、工作桥的桥跨支座抗震强度时，简支梁支座上的水平向地震惯性力代表值可按下式计算

$$F=1.5a_hG_{EL}/g \tag{8.1.6}$$

式中：G_{EL}——结构重力作用标准值。对于固定支座，取一孔桥跨上部结构的重量；对于活动支座，为一孔桥跨上部结构重量的1/2。

8.1.7 作用在水闸上的地震动水压力的代表值可按6.1.9、6.1.10规定计算。采用动力法时，可将式(6.1.11)计算的动水压力折算为与单位地震加速度相应的迎水面附加质量考虑。

表 8.1.3 水闸动态分布系数 α_i

水闸闸墩		闸顶机架		岸墙、翼墙	
竖向及顺河流方向地震		顺河流方向地震		顺河流方向地震	
垂直河流方向地震		垂直河流方向地震		垂直河流方向地震	

注：

1 水闸墩底以下 α_i 取 1.0。

2 H 为建筑物高度。

8.1.8 作用在水闸岸墙和翼墙上的地震主动动土压力的代表值，可按 4.9.1 规定计算。

8.1.9 水闸建筑物各部件的结构强度，应按 4.7.4 进行抗震验算，并符合 SD133 其他有关规定。

8.1.10 水闸沿基础底面的抗滑稳定，在按本规范确定地震作用效应后，应按 4.7.1 进行抗震验算，并符合 SD133 其他有关规定。当采用动力法作地震作用效应计算时，应采用与强度验算相一致的地震作用效应。

8.1.11 验算土基上水闸沿基础底面的抗滑稳定时，抗剪强度参

数取静态均值，结构系数应取 1.20。

8.2 抗 震 措 施

8.2.1 水闸地基采用桩基时，应做好地基与闸底板的连接及防渗措施，底板可置齿墙、尾坎等措施，防止因地震作用使地基与闸底板脱离而产生管涌或集中渗流。

8.2.2 闸室结构的布置宜力求匀称，增强整体性。水闸的闸室宜采用钢筋混凝土整体结构。分缝应设在闸墩上，止水应选用耐久并能适应较大变形的型式和材料，关键部位止水缝应采取加强措施。

8.2.3 宜从闸门、启闭机的选型和布置方面设法降低机架桥高度，减轻机架顶部的重量。

8.2.4 机架桥宜做成框架式结构，并加强机架桥柱与闸墩和桥面结构的连接，在连接部位应增大截面及增加钢筋；当机架桥纵梁为预制活动支座时，桥梁支座应采用挡块、螺栓联结或钢夹板连接等防止落梁的措施。机架柱上、下端范围内箍筋应加密。设计烈度为 9 度时，机架柱应在全柱范围内加密箍筋。

8.2.5 宜提高边墩及岸坡的稳定性，防止地震产生河岸变形及附加侧向荷载而引起的闸孔变形，适当降低墩后填土高度，避免在边墩附近建造房屋或堆放荷重，并做好墩后的排水措施。

8.2.6 1、2、3 级水闸的上游防渗铺盖宜采用混凝土结构，并适当布筋，做好分缝止水及水闸闸底和两岸渗流的排水措施。

9 水工地下结构

9.1 抗震计算

9.1.1 设计烈度为9度的地下结构或设计烈度为8度的1级地下结构，均应验算建筑物和围岩的抗震强度和稳定性；设计烈度大于7度的地下结构，当进、出口部位岩体破碎和节理裂隙发育时，应验算其抗震稳定性，计算岩体地震惯性力时可不计其动力放大效应。

9.1.2 在地下结构的抗震计算中，基岩面下50m及其以下部位的设计地震加速度代表值可取4.3.1或1.0.6规定值的1/2；基岩面下不足50m处的设计地震加速度代表值，可按深度作线性插值。

9.1.3 水工隧洞直段衬砌和埋设管道的横截面可按下列各式计算由地震波传播引起的轴向应力σ_N、弯曲应力σ_M和剪切应力σ_V的代表值。

$$\sigma_N=\frac{a_h T_g E}{2\pi v_p} \tag{9.1.3-1}$$

$$\sigma_M=\frac{a_h r_0 E}{v_s^2} \tag{9.1.3-2}$$

$$\sigma_V=\frac{a_h T_g G}{2\pi v_s} \tag{9.1.3-3}$$

式中：σ_N、σ_M、σ_V——分别为直段衬砌的轴向、弯曲和剪切应力的代表值；

v_p、v_s——分别为围岩的压缩波和剪切波波速的标准值；

E、G——衬砌材料动态弹性模量和剪变模量标准值；

r_0——隧洞截面等效半径标准值。

9.1.4 沿线地形和地质条件变化比较复杂的水工隧洞、洞群、地下竖井、水工隧洞的转弯段和分岔段、地下厂房等深埋地下洞室及河岸式进、出口等浅埋洞室，其地震作用效应可在计入结构和围岩相互作用的情况下进行专门研究。

9.2 抗 震 措 施

9.2.1 地下结构布线宜避开活动断裂和浅薄山嘴。设计烈度为8、9度时，不宜在地形陡峭、岩体风化、裂隙发育的山体中修建大跨度傍山隧洞。宜选用埋深大的线路，两条线路相交时，应避免交角过小。

9.2.2 地下结构的进、出口部位宜布置在地形、地质条件良好地段。设计烈度为8、9度时，宜采取放缓洞口劈坡、岩面喷浆锚固或衬砌护面、洞口适当向外延伸等措施，进、出口建筑物应采用钢筋混凝土结构。

9.2.3 地下结构在设计烈度为8、9度时，其转弯段、分岔段、断面尺寸或围岩性质突变的连接段的衬砌均宜设置防震缝。防震缝的宽度和构造应能满足结构变形和止水要求。

10 进 水 塔

10.1 抗 震 计 算

10.1.1 进水塔的抗震计算应包括塔体应力或内力、整体抗滑和抗倾覆稳定以及塔底地基的承载力的验算。

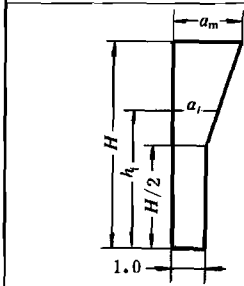
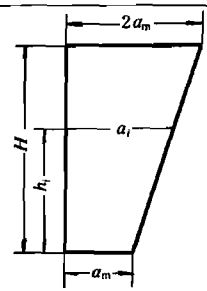
10.1.2 进水塔地震作用效应计算应按 4.5.3 规定采用动力法或拟静力法。对于工程抗震设防类别为乙、丙类的设计烈度小于 8 度且塔高小于等于 40m 的非钢筋混凝土结构的进水塔可采用拟静力法计算。

10.1.3 进水塔地震作用效应的动力分析应考虑塔内外水体以及地基的影响，宜采用振型分解反应谱法。

10.1.4 进水塔塔体抗震计算模式可以作为变截面悬臂梁采用材料力学方法，或作为连续体采用有限元法，但应与基本荷载组合分析时所采用的相同。

10.1.5 采用拟静力法计算进水塔地震作用效应时，各质点水平向地震惯性力代表值应根据 4.5.9 规定进行计算，其中 G_{Ei} 为集中在质点 i 的塔体、排架及其附属设备的重力作用代表值，动态分布系数 α_i 应按表 10.1.5 的规定采用。当建筑物高度 $H=10\text{m}\sim30\text{m}$

表 10.1.5 进水塔动态分布系数 α_i

塔 体	塔顶排架
	

时，$\alpha_m=3.0$；当 $H>30m$ 时，$\alpha_m=2.0$。

10.1.6 用动力法计算进水塔地震作用效应时，塔内外动水压力可分别作为塔内外表面的附加质量考虑，按下式计算

$$m_w(h)=\psi_m(h)\rho_w\eta_w A\left(\frac{a}{2H_0}\right)^{-0.2} \qquad (10.1.6)$$

式中 $m_w(h)$——水深 h 处单位高度动水压力附加质量代表值；

$\psi_m(h)$——附加质量分布系数，对塔内动水压力取 0.72，对塔外动水压力应按表 10.1.6-1 的规定取值；

η_w——形状系数，塔内和圆形塔外取 1.0，矩形塔塔外应按表 10.1.6-2 的规定取值；

A——塔体沿高度平均截面与水体交线包络面积；

a——塔体垂直地震作用方向的迎水面最大宽度沿高度的平均值。

表 10.1.6-1 附加质量分布系数 $\psi_m(h)$

h/H_0	$\psi_m(h)$	h/H_0	$\psi_m(h)$
0.0	0.00	0.6	0.59
0.1	0.33	0.7	0.59
0.2	0.44	0.8	0.60
0.3	0.51	0.9	0.60
0.4	0.54	1.0	0.60
0.5	0.57		

10.1.7 用拟静力法计算进水塔地震作用效应时，可按下式直接计算动水压力代表值

$$F_T(h)=a_h\xi\rho_w\psi(h)\eta_w A\left(\frac{a}{2H_0}\right)^{-0.2} \qquad (10.1.7\text{-}1)$$

式中：$F_T(h)$——水深 h 处单位高度塔面动水压力合力的代表值；

$\psi(h)$——水深 h 处动水压力分布系数，对塔内动水压力取 0.72，对塔外动水压力应按表 10.1.7 的规定取值。

表 10.1.6-2　矩形塔塔外形状系数 η_w

a/b	η_w	a/b	η_w
1/5	0.28	3/2	1.66
1/4	0.34	2	2.14
1/3	0.43	3	3.04
1/2	0.61	4	3.90
2/3	0.81	5	4.75
1	1.15	—	—

注：b 为平行于地震作用方向的塔宽。

作用于整个塔面的动水压力合力的代表值

$$F_T=0.5a_h\xi\rho_w\eta_wAH_0\left(\frac{a}{2H_0}\right)^{-0.2} \qquad (10.1.7\text{-}2)$$

其作用点位置在水深 $0.42H_0$ 处。

表 10.1.7　进水塔动水压力分布系数 $\psi(h)$

h/H_0	$\psi(h)$	h/H_0	$\psi(h)$
0.0	0.00	0.6	0.48
0.1	0.68	0.7	0.37
0.2	0.82	0.8	0.28
0.3	0.79	0.9	0.20
0.4	0.70	1.0	0.17
0.5	0.60	—	—

10.1.8　塔体前后水深不同时，各高程的动水压力代表值或附加质量代表值可分别按两种水深计算后取平均值。

10.1.9　相连成一排的塔体群，垂直于地震作用方向的迎水面平均宽度与塔前最大水深比值 a/H_0 大于 3.0 时，水深 h 处单位高度的塔外动水压力按拟静力法的合力和按动力法的附加质量可分

别按下列各式计算。

$$F_T\ (h) = 1.75 a_h \xi \rho_w a \sqrt{H_0 h} \qquad (10.1.9\text{-}1)$$

$$m_w\ (h) = 1.75 \rho_w a \sqrt{H_0 h} \qquad (10.1.9\text{-}2)$$

10.1.10 动水压力代表值及其附加质量代表值在水平截面的分布，对矩形柱状塔体可取沿垂直地震作用方向的塔体前后迎水面均匀分布；对圆形柱状塔体可取按 $\cos\theta_i$ 规律分布，其中 θ_i 为迎水面 i 点法线方向和地震作用方向所交锐角。动水压力和附加质量最大分布强度可分别按下列各式计算

$$F_\theta\ (h) = \frac{2}{\pi a} F_T\ (h) \qquad (10.1.10\text{-}1)$$

$$m_\theta\ (h) = \frac{2}{\pi a} m_w\ (h) \qquad (10.1.10\text{-}2)$$

式中：$F_\theta\ (h)$、$m_\theta\ (h)$ ——分别为动水压力和附加质量在水深 h 处水平截面的最大分布强度，塔体前后迎水面的 $F_\theta\ (h)$ 应取同向。

10.1.11 验算进水塔在地震作用下的抗滑和抗倾覆稳定以及塔底地基承载力时，如地震作用效应是用动力法求得的，应乘以地震作用的效应折减系数。

钢筋混凝土结构进水塔的截面承载力应按 4.7.4 规定进行抗震验算。在塔体的抗滑和抗倾覆稳定以及塔底地基承载力的抗震验算中，应采用与强度验算相一致的地震作用效应。

非钢筋混凝土结构的进水塔的截面承载力可用拟静力方法按 4.7.1 规定进行抗震验算，其结构系数应按 6.1.12 的规定取值。

10.1.12 在地震作用下，塔基岩石性能的分项系数可取其静态作用下的值，但动态承载力的标准值可取静态标准值的 1.50 倍。

10.1.13 验算进水塔的抗滑稳定时，应按抗剪断强度公式计算。

10.1.14 验算进水塔的地基承载力时，塔基面上的垂直正应力应按材料力学方法计算。

10.1.15 在抗震验算中，进水塔的抗滑稳定结构系数应取 2.70，

此时，抗剪强度参数取静态均值；抗倾覆稳定结构系数应取1.40；塔基面上平均垂直正应力和边缘最大垂直正应力的地基承载力结构系数应分别取1.20和1.00。

10.2 抗 震 措 施

10.2.1 高水头、引泄大流量的进水塔宜选用刚度大、抗倾覆能力及承载力均较大、整体性好、对抗震有利的箱筒式结构。对框架式结构应加强连接点和支撑部件的强度和刚度，保证结构的整体性和足够的抗扭刚度。

10.2.2 进水塔塔身结构在满足运行要求的前提下，应力求简单对称，质量和刚度变化平缓，减少应力集中，并有足够刚度。沿塔高应适当设置有横向支撑，在截面突变处，宜加强支撑的刚度。

10.2.3 塔体宜修建在有足够承载能力的岩基上，并有适当埋置深度，加强固结灌浆。

10.2.4 应使岸边式进水塔塔体下部大体积部分尽量贴紧岩体。

10.2.5 应减轻塔顶启闭机房重量。塔身与交通桥连接处及桥墩等抗震薄弱部位，应增加桥面和塔顶搭接面积，采取柔性连接和防止启闭机交通桥掉落等措施，并加强桥墩的抗震能力。

10.2.6 进水塔群宜排列成行相互连接，以增加横向刚度。

10.2.7 对于1、2级进水塔，必须设置事故闸门。进口门槽应设置不影响通风的挡板，防止地震时零星碎物掉入门槽影响闸门启闭。

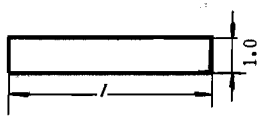
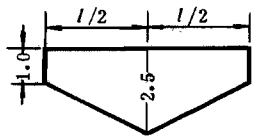
10.2.8 混凝土进水塔的细部构造、材料及配筋要求等方面的抗震构造措施应符合DL/T5057的要求。

11 水电站压力钢管和地面厂房

11.1 压 力 钢 管

11.1.1 明管可按拟静力法计算地震作用效应。各质点水平向地震惯性力代表值可按式（4.5.9）计算。其中 G_{Ei} 应为包括管道内水体的集中在质点 i 的重力作用标准值。动态分布系数 α_i 应按表 11.1.1 的规定采用。

表 11.1.1 压力管道动态分布系数 α_i

顺 轴 向	垂 直 轴 向
	
注：l 为管道支承点间长度。	

11.1.2 压力钢管在地震作用下的强度和稳定可按 SD144 的规定验算。

11.1.3 重力坝坝内埋管，可不作抗震验算。

11.1.4 水电站压力管道的管线，应选择坡面变化较平缓的坚实岩基，避免高坎、深坑、崩塌、滑坡等地段。管线走向宜与地形坡度方向一致。

11.1.5 明管的镇墩、支墩应设置在基岩上，宜适当缩短间距、加大断面、增设锚筋，在应力集中部位增加布筋。

11.1.6 宜加大管道连接结构的柔性，并防止地震时管道从支墩滑落。

11.1.7 重力坝坝内埋管出口处的接头和连接构造应有良好的抗震性能。

11.2 地 面 厂 房

11.2.1 厂房下部结构的抗震计算原则和方法同混凝土重力坝。

11.2.2 在地震作用下厂房的整体抗滑稳定可按抗剪断强度或抗剪强度公式计算，并按 SD335 的有关规定执行。

11.2.3 在地震作用下厂房地基面上的垂直正应力应按材料力学方法计算。基岩承载力和地基面抗拉强度的验算应按 SD335 有关规定进行，基岩动态承载力的标准值可取其静态标准值的 1.50 倍。

11.2.4 厂房上部结构的截面承载力应按 4.7 节有关规定进行抗震验算，对 1 级建筑物应取下部结构顶部的加速度作为厂房上部结构的地震输入。

11.2.5 厂房水下部分的分缝型式及止水应满足抗震的要求，宜采用抗震性能较好的止水材料和型式。

11.2.6 厂房上部结构的抗震措施应按 DL/T5057 和 GBJ11 的规定执行。

11.2.7 厂房主机室的风道和机墩连接处，宜适当增加布筋。

11.2.8 岸边厂房宜选择在稳定岸坡和地基地质条件良好的地段，厂房后坡宜避开高陡危崖及潜在的不稳定岸坡。

附录 A（标准的附录）

土石坝的抗震计算

A.1 土石坝动力法抗震稳定计算

A.1.1 采用有限元法对坝体和地基进行动力分析宜符合下列基本要求：

1）按材料的非线性应力应变关系计算地震前的初始应力状态；

2）采用试验测定的材料动力变形特性和动态强度；

3）采用等效线性化的或非线性时程分析法求解地震应力和加速度反应；

4）根据地震作用效应计算沿可能滑裂面的抗震稳定性，以及计算由地震引起的坝体永久变形。

A.2 土石坝拟静力法抗震稳定计算

A.2.1 可按下列公式确定坝坡抗震稳定的作用效应和抗力的代表值，见图 A1。

$$S=\Sigma\left[\left(G_{E1}+G_{E2}\pm F_v\right)\sin\theta_t+M_h/r\right] \tag{A1}$$

$$R=\Sigma\left\{cb\sec\theta_t+\left[\left(G_{E1}+G_{E2}\pm F_v\right)\cos\theta_t-F_h\sin\theta_t-\left(u-\gamma_w z\right)b\sec\theta_t\right]\tan\varphi\right\} \tag{A2}$$

式中：r——圆弧半径；

b——滑动体条块宽度；

θ_t——条块底面中点切线与水平线的夹角；

z——坝坡外水位高出条块底面中点的距离；

u——条块底面中点的孔隙水压力代表值；

G_{E1}——条块在坝坡外水位以上部分的实重标准值；

G_{E2}——条块在坝坡外水位以下部分的浮重标准值；

F_h——作用在条块重心处的水平向地震惯性力代表值，即条块实重标准值乘以条块重心处的 $a_h\xi\alpha_i/g$；

F_v——作用在条块重心处的竖向地震惯性力代表值，即条块实重标准值乘以条块重心处的 $a_h\xi\alpha_i/3g$，其作用方向可向上（—）或向下（+），以不利于稳定的方向为准；

M_h——F_h对圆心的力矩；

c、φ——土石料在地震作用下的凝聚力和摩擦角。

A.2.2 3、4、5级坝可采用下列简化方法确定坝坡抗震稳定的抗力代表值。

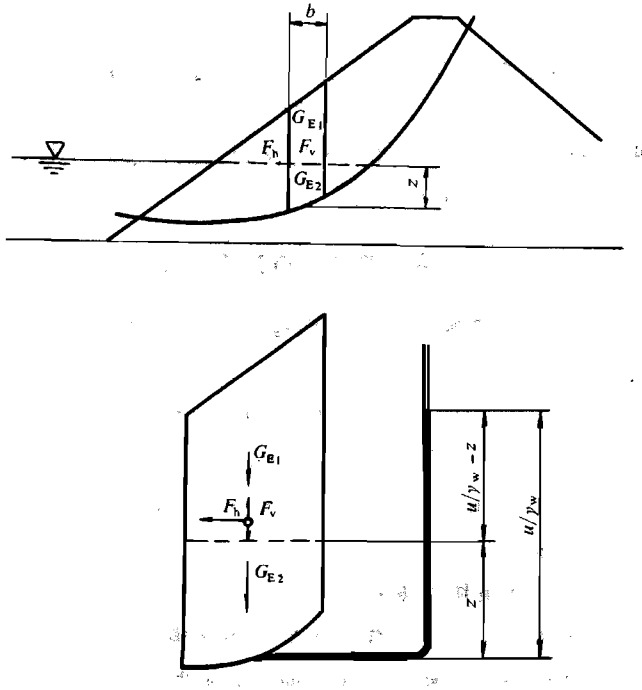


图 A1 圆弧滑动条分计算示意图

$$R=\Sigma\ \{cb\sec\theta_t+\ [\ (G_{E3}+G_{E4}\pm F_v)\ \cos\theta_t-F_h\sin\theta_t]\ \tan\varphi\} \tag{A3}$$

式中：G_{E3}——条块在浸润线以上部分的实重标准值；

G_{E4}——条块在浸润线以下部分的浮重标准值。

DL

中华人民共和国电力行业标准

DL 5073—2000

水工建筑物抗震设计规范

条 文 说 明

主编单位：中国水利水电科学研究院

批准部门：中华人民共和国国家经济贸易委员会

中国电力出版社

2001 北京

目　次

1　总则…… 47
3　场地和地基…… 50
4　地震作用和抗震计算…… 53
5　土石坝…… 63
6　重力坝…… 70
7　拱坝…… 74
8　水闸…… 78
9　水工地下结构…… 82
10　进水塔 …… 84
11　水电站压力钢管和地面厂房 …… 88

1 总　　则

1.0.1 本条简要说明制定本规范的目的，特别指明了要防止水工建筑物地震破坏导致的次生灾害。

1.0.2 本条规定了本规范的适用范围。国内外震害情况表明，水工建筑物一般从7度开始出现地震损害。因此，各国都以7度作为抗震计算和设防的起点。但国内外也有6度地震造成水工建筑物损害的实例，特别在一些施工质量较差的工程的薄弱部位。设计烈度为6度时，抗震计算不会起控制作用，因此只要求对重要水工建筑物参照本规范采取适当的抗震措施。设计烈度在9度以上的工程，国内外仅有个别实例，且都未经设计强震考验。又鉴于我国主要水工建筑物的设计规范都仅适用于1、2、3级建筑物，因此，本规范明确主要适用于设计烈度为6、7、8、9度的1、2、3级水工建筑物。对4、5级水工建筑物可参照使用。其中，土石坝适用于碾压式均质坝、分区坝及人工防渗材料坝；混凝土坝适用于混凝土实体重力坝、坝顶溢流重力坝、宽缝重力坝、空腹重力坝、混凝土拱坝，支墩坝、浆砌石重力坝和浆砌石拱坝等可参照使用；水闸适用于平原地区，但山区、丘陵区的泄水闸可参照使用，溢洪道可参见重力坝和水闸有关规定使用；地下结构适用于水工隧洞直段、埋设管道、地下厂房等大型洞室及河岸式进、出口等建筑物，调压塔可参照进水塔有关规定使用；厂房包括河床式、坝后式、岸坡式水电站厂房，泵站厂房可参照使用。这些使用范围都是和各类水工建筑物相应的设计规范相协调一致的。对设计烈度高于9度的水工建筑物或高度大于250m的壅水建筑物，目前缺乏较成熟的抗震经验，要求对其抗震安全性进行专门研究论证后，报主管部门审查、批准。

1.0.3 水工建筑物抗震设防目标是针对以设计烈度为指标的设防标准的。水工建筑物，特别是水坝，遭受强震万一发生溃决，将

导致严重次生灾害，因此，设防目标首先要确保在遭遇设计烈度的地震时，不发生严重破坏导致次生灾害。考虑到目前对地震规律和水工建筑物地震破坏机理认识的局限性，以及我国的具体国情，要在强震时完全避免某些局部损坏，将导致工程设计很不经济，有些目前在技术上也有一定困难，因此，容许有轻微损坏，但经一般处理后仍可正常运用。

1.0.4 本条主要规定了水工建筑物的设防标准及其地震危险性的评价要求。我国目前仍以地震烈度作为各类工程抗震设防依据的基本指标。现行的《中国地震烈度区划图（1990）》给出的50年期限内，一般场地条件下，可能遭遇超越概率为10%的地震基本烈度是一般工程项目抗震设防的依据。但对于1级壅水建筑物这类极端重要的工程，由于一旦遭受重大震害而失事，会导致不堪设想的严重后果；同时，也考虑到当前国内外地震预报工作尚处于发展阶段及我国近几十年来多次大震发生在预期的低烈度区的实际情况，本规范规定，可根据其遭受震害的危害性，在基本烈度基础上提高1度作为设计烈度。

现行《中国地震烈度区划图》使用说明中规定，对重大工程、特殊工程、可能产生严重次生灾害的工程应进行专门地震危险性评价工作。《水利水电工程地质勘察规范》对此有具体规定。本条与这些规定基本协调一致，但因《中国地震烈度区划图》已采用地震危险性分析方法，所以，再按地震危险性分析进行烈度复核已无必要。地震行业标准DB001—94《工程场地地震安全性评价工作规范》中只对地震烈度分界线附近及某些地震工作深度不够的边远地区才要求进行烈度复核，与工程等级无关。而且，对已有数十个重大水利水电工程用地震危险性分析进行烈度复核的结果，都和《中国地震烈度区划图》一致。

1.0.5 从工程抗震角度对水工建筑物划分工程抗震设防类别的目的是，根据其重要性和场地地震基本烈度对各类建筑物确定设计烈度，选择抗震计算中地震作用效应的计算方法和调整重要性系数。工程抗震设防类别的划分和GB50199中的结构安全级别相

协调。

1.0.6 在专门的地震危险性分析中，设计地震的概率水准系根据对已有重要水利水电工程地震危险性分析结果进行校准后确定的；其确定超越概率的期限和GB50199中规定的各类建筑物的设计基准期相一致。

1.0.7 国内外已有不少水库诱发地震实例，水库地震的诱发机制目前仍在探索中。已有震例的统计分析结果表明，坝高大于100m和库容大于5亿m^3的水库，水库诱发地震的概率增大。鉴于水库诱发地震的特点，需进行有别于构造地震的专门分析研究。目前烈度大于6度的水库诱发地震为数不多，蓄水前后的监测为研究其发展趋势和诱发机理所必需。

1.0.8 本条基于国内外已有的水工建筑物震害和工程抗震实践的经验，提出了从总体概念上改善结构抗震性能的抗震设计基本原则和要求。在各类建筑物的章节中，分别据此规定具体条文。

1.0.9 大型水工建筑物如遭受震害，修复困难，应作为设防重点。水工建筑物大多结构复杂，体积庞大，涉及结构和地基的动力相互作用、结构和库水的动力流固耦合影响。目前在抗震计算中还难以完全了解结构的地震破坏机理和确切反映复杂的实际条件。因此，国内外对高烈度区的重要水工建筑物都要求对抗震计算进行动力模型试验验证，并提出坝体的强震观测设计。这对于确保工程抗震安全、提高抗震设计水平是必需的。试验验证和强震观测不仅针对结构本身，而且对拱坝等结构，应重视坝肩和坝基岩体等对结构抗震安全性至关重要的部位。

3 场地和地基

3.1 场　地

3.1.1 国内外水工建筑物震害表明：有些震害是地震动直接引起结构破坏，有些是地震首先引起场地变形破坏，从而加剧建筑物的破坏。如地震引起的地震断裂将建筑物错断，库水诱发水库地震，地震诱发崩塌、滑坡导致建筑物被砸毁或涌浪引起漫坝事故，大面积砂土液化和不均匀沉陷引起建筑物倾斜或倒塌等。因此，地震区的建筑物应选择有利地段，避开不利地段，未经充分论证不得在危险地段进行建设。

有利、不利和危险地段的划分应按构造活动性、边坡稳定性和场地地基条件等进行综合评价。地面破坏的实例统计表明：等于或大于7级地震的极震区（相当于9度及9度以上地震区）才可能产生有害的地震断裂和大规模崩塌、滑坡，又难以处理，故划入危险地段。5级以上7级以下地震的极震区（相当于6度以上地震区）就有可能产生砂土液化和不均匀沉陷，但已掌握既经济又有效的处理方法，所以划为不利地段。

3.1.2～3.1.3 这两条是关于场地的概念和分类标准，主要是作为在抗震计算中选择设计反应谱的依据。

水工建筑物开挖后的场地土类型系表层土刚度（软硬）的表征。所谓表层土，在覆盖层较薄条件下，一般指覆盖层土；在深厚覆盖层条件下，可取15m深度内刚度较小的土层。场地土类型可根据剪切波速划分，也可根据代表性的岩土特征进行类比确定。

场地类别是场地条件的综合表征。除考虑表层土软硬特征外，还考虑了覆盖层厚度的影响。

3.1.4 对边坡稳定条件较差的情况，应核算其设计地震烈度下的稳定性。一般采用拟静力法，与刚体极限平衡法配套使用；对于重要工程也可采用比较精确的动力分析法，与有限单元法配套使

用。

3.2 地　基

3.2.1 本条系 SDJ10—78《水工建筑物抗震设计规范》(以下简称《78 规范》) 第 9 条并作了补充。对于坝、闸等壅水建筑物的地基和岸坡，在地震作用下，除要求不发生失稳破坏和渗透破坏，避免产生影响建筑物的有害变形外，还要求地基和岸坡不发生地裂、位错、地陷、崩塌等破坏现象。

3.2.2 本条系《78 规范》第 10 条。

3.2.3 关于液化土的判别标准，采用《水利水电工程地质勘察规范》液化土判别标准。但需要说明对以下两点作了调整：① 本规范主要适用于设计烈度 6、7、8、9 度的 1、2、3 级水工建筑物的抗震设计，因此对 9 度以上的情况未予考虑；② 关于标准贯入试验判别标准中的近震和远震问题，场地在相同的地震烈度下，远震的震级高，振动时间长，造成的破坏更严重，因此区分远震和近震是必要的。但在实际应用中，尚存在一定的困难。按现行的地震烈度区划图，我国绝大多数地区只考虑近震的影响，按 GBJ11 给出的结果，仅有少数城镇属于远震的范围，其中 8 度区远震 3 个，7 度区远震 15 个，6 度区远震 29 个。水利水电工程大都不在城镇，因此缺乏确定远震和近震的依据，应用比较困难。鉴于绝大多数地区只考虑近震的影响，因此在条文中，只列出近震作为一般标准。当有地震危险性分析成果，能明确场地烈度比主要潜在震源的震中烈度低两度时，可以按远震考虑，此时，对于 7 度和 8 度相应的临界标准贯入锤击数应增加两击，这样与 GBJ11 的标准是一致的。

3.2.4 地基中的可液化土层，应查明分布范围，分析其危害程度，根据工程实际情况，选择合理工程措施。具体工程措施很多，从本质上讲可以归纳为以下几方面：改变地基土的性质，使其不具备发生液化的条件；加密可液化土的密实度，改变其应力状态；改善排水条件，限制地震中土体孔隙水压力的产生和发展，避免液

化或减轻液化程度；围封可液化地基，消除或减轻液化破坏的危害性。

条文中所列的是较常用的方法。若液化土层埋深浅，工程量小，可采用挖除换土的方法，该方法造价低、施工快、质量高，处理后砂层的相对密度可达到0.8以上。重夯击实法也多有采用，加密深度可达10m以上。填土压重常用于土石坝上、下游地基。围封液化土层和桩基主要用于水闸、排灌站等水工建筑物。

3.2.5 本条系《78规范》附录一“关于地基中可能发生液化的土层和软弱粘土层的评价方法”的软弱粘土部分。

3.2.6 若软弱粘土层的深度浅、工程量小，可采用挖除或置换的方法。对土坝地基中的软弱粘土层可采用砂井排水，放缓坝坡，加上、下游压重。对闸基中的软弱粘土，可采用预压、固结、桩基或复合地基。在软弱粘土地基上不宜修建混凝土坝、砌石坝和堆石坝。

3.2.7 本条系《78规范》第12条。

3.2.8 本条系《78规范》第13条。

4 地震作用和抗震计算

4.1 地震动分量及其组合

4.1.1～4.1.3 地震动可分解为三个互相垂直的分量。在接近震中的高烈度区，地震动的竖向分量较显著。根据现阶段已有的大量强震记录的统计分析，地震动的两个水平向峰值加速度大致相同，竖向峰值加速度则平均仅为水平向的1/2～2/3。壅水建筑物承受侧向水压力，其中土石坝和混凝土重力坝（包括支墩坝）等都靠坝体自重维持稳定，在竖向地震作用下，抗滑稳定安全系数将有所降低，并在坝体产生全断面的拉应力。研究表明长悬臂、大跨度或高耸的水工混凝土结构，由竖向强地震作用在结构上部产生的轴力是不可忽略的。

对若干已建工程试设计结果表明：对土石坝在8度地震时，计入竖向地震作用后，其抗滑稳定安全系数的降低一般不超过1%，9度时约降低4%左右，危险滑弧的位置改变很少。混凝土重力坝（包括支墩坝）在8度地震时，计入竖向地震作用使抗滑稳定安全系数降低2%～3%，9度时，约降低5%～6%。竖向地震作用引起的坝体上部动应力，在一维计算中约占水平地震作用下的6%～10%，在二维计算中更小。

对双曲拱坝，竖向地震分量作用及其和水平向地震分量组合问题非常复杂，目前各国规范对此的规定也不统一，又因目前动力拱梁分载法程序尚不具备竖向调整功能，致使计算竖向地震作用存在实际困难。根据有限单元法EACD-3D程序计算结果，当水深与坝高之比约0.85时，竖向地震作用对一般拱坝的地震作用效应影响不大。就平均而言，坝体的拱梁应力较仅考虑水平向地震作用时约增加5%～8%，水平位移增加约1%。对于1、2级双曲拱坝或严重不对称、空腹等特殊坝型，地震烈度又较高时，竖向地震对坝体的反应不能忽视，宜进行专门研究。

4.1.4～4.1.8 对于土石坝、混凝土重力坝等壅水建筑物，其沿坝轴向的刚度很大，这个方向的地震作用力将传至两岸，因此可以不计其作用效应。

对于拱坝，顺河流方向和垂直河流方向的地震作用效应及其最大应力部位都不相同，其值相当，因此都应计入。

由于地震的三个分量的峰值并非同时出现，而当其分别作用于建筑物时，其最大反应也不同时出现，因而有一个峰值在时间上的遇合问题，总地震作用效应一般取各方向地震的作用效应平方总和的方根值。研究表明，取水平向和竖向地震作用效应的平方总和方根值或将竖向地震作用效应乘以 0.5 的遇合系数后与水平向地震作用效应直接相加，两者结果大致相当。

4.2 地震作用的类别

4.2.1～4.2.4 目前国内外在水工建筑物抗震设计中都只计入水平向地震作用引起的动水压力。研究表明：由于土石坝（除面板堆石坝外）的上游坝坡较缓，其地震动水压力影响很小，可以忽略。瞬时的地震作用对渗透压力、浮托力的影响很小，地震引起的浪压力数值也不大，在抗震计算中都可予以忽略。地震淤沙压力的机理十分复杂，目前在国内外的工程抗震设计中，大多是在计算地震动水压力时，将建筑物前水深算到库底而不再另行计入地震淤沙压力。但当坝前的淤沙高度很大时，已有初步研究成果表明，这样近似处理结果可能偏于不安全。因此，对高坝遇到这类情况，应作专门研究。

4.3 设计地震加速度和设计反应谱

4.3.1～4.3.2 在工程抗震设计中，与烈度对应的设计地震加速度代表值的取值，直接影响抗震设防的标准和基本建设投资。现有资料统计结果表明，烈度和峰值加速度的统计关系具有很大的离散性。因此，设计烈度对应的设计地震加速度代表值实质上是这一抗震设计基本参数的设计标准。为保持规范的连续性和与各

类工程抗震设计规范的协调统一，表 4.3.1 中水平向设计地震加速度的代表值系根据建设部的建标〔1992〕419 号文，“关于统一抗震设计规范地面运动加速度设计取值”的要求确定。

4.3.3～4.3.5 在采用基于反应谱的动力法作抗震计算时，设计反应谱是又一个重要设计基本参数。其形状及有关参数主要与场址场地类别及地震震中离场址的远近有关，即所谓场地相关反应谱。

本规范规定的设计反应谱基本采用 GBJ11 在大量国外的和少量国内的强震记录计算结果的统计资料基础上给出的均值反应谱形式。但一些参数的取值，则根据水工建筑物的特点确定。

已有研究表明：场地土越硬，地震震中越近，场地加速度反应中高频分量越多，并且反映地震卓越周期的特征周期越小，而非岩性地基的最大反应还与覆盖层厚度有关。但从目前已有的统计资料中尚不足以从平均意义上区分场地类别和震中距对反应谱最大值的影响。

设计反应谱的最大值与结构阻尼值有关。结构阻尼的机理十分复杂，它隐含了相邻介质的相互作用和能量在地基中逸散的影响，与水位、地基土特性以及体系振动频率和地震动强度等因素有关，并具有非线性特征，在理论上目前尚难搞清。原型结构实测的阻尼值受激振力限制而偏小。因此，本规范列出的各有关水工建筑物设计反应谱最大值的代表值，系参照国内外实测阻尼数据及考虑强震时因阻尼值增大动力效应降低等因素综合的反映工程经验的设计标准。

4.3.6～4.3.7 表 4.3.6 中给出的设计反应谱特征周期，只反映了场地类别对地震动卓越周期的影响，并未计入远震时主要由面波引起的长周期分量的影响。这一方面是考虑到，远震和近震目前还缺乏一个较为一致的确切定义，且《中国地震烈度区划图》和专门的地震危险性分析结果都是综合有关的各个潜在震源的影响，无法区分远震和近震的影响。另一方面，远震时设计反应谱特征周期延长，主要影响高度大、基频低的结构。从已有的水工

结构工程实例看，像小湾这样高达 292m 的双曲拱坝的基本周期才接近 1.0s；重力坝则高达 285m 的大迭克申斯坝，其基本周期约 1.0s；高 112m 的小浪底进水塔基本周期约为 0.8s。可见，基本周期超过 1.0s 的水工结构不多。从安全计，本条规定，在设计烈度不大于 8 度时，若结构基本周期超过 1.0s，将反应谱特征周期延长 0.05s。此外，将设计反应谱适用的最大周期取为 3.0s，是因为强震记录的数字化处理难以反映大于 3.0s 的长周期反应谱值。

4.4 地震作用和其他作用的组合

4.4.1～4.4.4 大地震和非常洪水的发生概率都很小，其相遇的概率就更小了。因此，一般情况下，在抗震计算中，将地震作用与水库的正常蓄水位组合。

已有研究表明，土石坝的上游坡的抗震稳定性并非是最高库水位控制，因此，需要选用最不利的常遇水位进行验算。抽水蓄能电站，水位降落属正常运行条件，对于这类电站上、下池的土石坝，在抗震稳定计算中，应考虑水位降落。

已有研究表明，高拱坝在遭遇强震时，在顶部动力放大效应明显的抗震薄弱部位，地震产生的动应力较大，在和静态应力叠加后，拱向仍有较大拉应力，可导致经灌浆的伸缩横缝张开，从而增大梁向拉应力。由于静水压力作用下各坝段间伸缩横缝被压紧，因而在低水位时遭遇地震所产生的拱向拉应力可能是控制的，因此对于重要拱坝，宜补充地震作用和常遇低水位组合的验算。水闸边墩和翼墙在低水位时，若地下水位较高，此时垂直河流向地震作用下，可能会控制配筋，因此，对重要水闸也宜补充地震作用和常遇低水位组合的验算。

4.5 结构计算模式和计算方法

4.5.1 抗震验算必须遵循作用、结构分析方法和安全判别准则三者相互配套的原则。作为特殊组合中的地震作用也必须和各类建筑物的基本设计规范相呼应并受其制约。我国现行重力坝和拱坝

设计规范中，分别规定以一维悬臂梁和拱梁分载法的计算结果作为衡量安全的主要依据；而碾压式土石坝设计规范中，则规定采用瑞典圆弧法和简化的毕肖普法进行稳定分析。并相应地采用了在长期工程实践中形成的安全判别准则。为此，在这些建筑物的抗震计算中必须采用相应的计算模式。

4.5.2 混凝土重力坝(包括支墩坝)在通常情况下横缝都不灌浆。根据我国新丰江、葫芦窝坝，印度柯依那坝，英国黑溪坝及日本管野、木地山坝等经受6～8度地震的调查资料，相邻坝段间都有错动的迹象，横缝间漏水量也有所增加，表明强震时全坝的整体性较差。

土石坝坝址河谷的宽高比一般较大。将坝体作为顺河流向及垂直河流向两个方向的二维剪切梁进行动力分析的结果表明，当矩形河谷的宽高比大于3～5时，坝的两岸对坝中部约束的影响不大，坝体地震作用接近于按一维单宽剪切梁振动求得的结果。

4.5.3 地震作用是随时间迅速变化的动态作用，抗震计算应当考虑地震动的运动特征和建筑物的动态特性，因此，应当以动力分析为基础。对于工程抗震设防类别为甲类的混凝土水工建筑物都应采用动力法作抗震计算。考虑到目前土石坝坝料的非线性特性、抗震计算中的动态本构关系、非线性动力分析方法及相应的抗震安全性判别准则等，都尚在继续探讨中，暂时还难以列入规范作硬性规定，因此仍以拟静力法为主进行抗震计算。此外，根据我国具体情况，对量大面广的中小型水工建筑物，目前也只能按拟静力法进行抗震计算。对工程抗震设防类别为丁类的4、5级水工建筑物，则强调应着重采取抗震措施，保证其抗震安全性。

4.5.4 水工建筑物与地基和库水的动力相互作用在抗震计算中有重要影响。在坝体和地基的动力相互作用方面，已有研究成果的主要结论是：坝基各点的地震动输入并非均匀；无限地基的能量逸散有重要影响。但对这两方面的不同研究成果有相当差异，目前仍处于探讨阶段，尚难得出公认的方法和结论。此外，还要考虑到所采用的计算模式的限制。因此，暂时还只能以无质量地基

底部均匀输入的近似方式考虑结构和地基间的动力相互作用和地震动的输入。

在坝体和库水的动力相互作用方面，目前把坝体和库水作为一个耦合体系进行动力分析已无困难，可以直接给出满库坝体地震作用效应。研究的重点集中在库水可压缩性引起的共振效应和库岸淤积的吸能作用方面。已有成果表明，库水可压缩性影响并非如特定条件下理论分析结果那样严重，特别在计入库岸淤积的吸能作用后更是如此。因此，在混凝土坝的动力分析中，计算坝体和库水动力相互作用产生的动水压力时，可以忽略库水的可压缩性而以坝面附加质量的形式计入。

这些简化途径也是目前国内外重大水利水电工程抗震设计动力分析中普遍采用的。对于高度大于 250m 的大坝，库水可压缩性和地震动不均匀输入影响，可专门研究论证。

4.5.9 拟静力法的抗震计算是在对地震区设计或已建的各类水工建筑物进行大量动力分析的基础上，按不同结构类型、高度归纳出大体上能反映结构动态反应特性的地震作用效应沿高度分布规律，以动态分布系数 α 表征，对不同的水工建筑物，它可以是地震惯性力或地震加速度分布，并可根据震害和工程设计实践经验确定总的最大地震惯性力，由此得出分布的地震作用仍以静态作用形式给出，从而使设计中避免了繁复的动力分析。

拟静力法中地震作用的效应折减系数的引入，主要为了弥合按设计地震加速度代表值进行动力分析的结果与宏观震害现象的差异，并和国内外已有工程抗震设计实践相适应。形成这些差异的原因是水工建筑物在静态作用下的计算模式和参数取值主要只是一种在相当程度上带有经验性的设计标准，往往不能反映实际的安全裕度；另外，拟静力法的抗震计算也难以完全反映结构的动态地震作用效应及其地震破坏机理。

在拟静力法的抗震计算中，各类水工建筑物的动态分布系数 α 的分布和取值，以及安全判别准则在各有关章节中分别规定。

4.6 水工混凝土材料动态性能

4.6.1 在混凝土坝的动力分析中，在强震作用下，重力坝的坝顶和坝踵部位势必出现相当数量的拉应力而难以达到设计规范中有关基本不出现拉应力的要求；拱坝的地震拉应力值更大，也势必超过设计规范中基于经验性给出的允许拉应力值的安全标准。大量动力分析结果表明，混凝土的抗震强度验算中，拉应力值常起控制作用。因此，在混凝土水工建筑物的抗震计算中，应明确规定混凝土抗拉强度的标准值及其相应的安全准则。

目前国内外工程界较多采用的是美国垦务局根据试验结果确定的取混凝土抗压强度的10%作为其弯拉强度值。考虑到我国新的混凝土等级划分以及施工具体情况，从偏于安全考虑，混凝土动态抗拉强度的标准值取为动态抗压强度标准值的10%。

国内外已有的混凝土材料试验资料表明：干试件在相应于地震作用的快速加荷下，其抗压强度增长30%以上，湿试件增长更多。多数资料表明，混凝土抗拉强度的增长甚至比抗压强度还多，达50%以上。因此，混凝土的动态抗压强度标准值至少可较静态标准值提高30%，这已为国内外工程界普遍接受。至于动态抗拉强度标准值，规定也较静态标准值提高30%，实际上，由于在作强度校核时，作用效应综合了地震作用和静态作用的影响，目前，在不同静态作用下承受快速加荷的水工混凝土动态强度，国内外都缺乏试验资料，难以在动态强度的增长中考虑其随静态作用比例的变化；而且强震时，在综合应力中动态应力是主要的；同时也为了避免使抗震计算复杂化，因而，一般都只能规定在地震作用时，动态强度的增长比例，但增长幅度取值较试验结果为小，以近似体现总的作用效应中有一部分静态作用的影响。

4.6.2 有关大坝混凝土与地基岩体及有缝隙岩体的动态抗剪强度试验资料，目前国内外都很少见。从已有资料中尚难以判断其动静态抗剪强度的差异，因此规定在地震作用下的抗滑稳定计算中，动态抗剪强度参数的标准值可取其静态的标准值。迄今，在

确定性方法中，均取静态均值为标准值。

4.6.3 GB50199规定，抗力的分项系数系考虑其自身的变异性而导致的性能降低系数。因此，在地震作用下的抗力分项系数均取与静态作用下的相同。在确定性方法中，抗力分项系数为1.0。

4.7 承载能力分项系数极限状态抗震设计

4.7.1～4.7.3 GB50199要求各类水工结构设计规范均应据此制定相应的规定。为此，本规范的修订也体现了向可靠度设计原则转轨的要求。

目前国内外各类结构的可靠度设计中，都遵循了保持规范连续性的要求，采用所谓“套改”的方法，即在现行的确定性方法的规范基础上对分项系数极限状态设计式中的系数进行校准。

按照在“转轨套改”中“积极慎重、区别对待”的精神，本规范按GB50199中的分项系数极限状态设计方法，统一给出了各类水工建筑物的抗震强度和稳定验算公式。但各类水工建筑物的分项系数取值及其含义则根据实际情况，区别对待。对于具备条件的重要结构，在用动力法作抗震验算时，其结构系数是通过可靠度分析的校准求得，相应一定的可靠指标，具有明确的概率含义。对于暂时还不具备条件的结构，以及采用拟静力法作抗震计算的中、小型工程，结构系数主要从现行的确定性方法中的安全系数换算求得，以求第一步先在形式上和GB50199保持一致，便于在今后积极创造条件，在改进设计方法时赋予概率含义。

水工建筑物是按设计烈度确定其地震作用的。在性质上符合GB50199中规定的出现概率很小、持续时间很短的偶然作用和偶然设计状况。在各类水工建筑物的设计规范中，历来都把地震作用与校核洪水的作用都列为出现概率小的特殊作用组合。偶然作用的分项系数应取为1.0。

设计状况系数是为了考虑在不同设计状况下可以有不同的可靠度水准。作为偶然状况考虑的非常洪水作用时对重力坝的初步校核结果认为设计状况系数取0.85为宜。实际上，在地震作用下

水工建筑物的目标可靠度水准目前还难以有统一的规定。因此，也取其设计状况系数为0.85。最终的抗震可靠度水准是由套改校准的结构系数体现的。

在本规范抗震验算中规定的结构系数，其相应的静态作用和材料性能分项系数取值列于表1。

表1 静态作用和材料性能分项系数

<table>
<tr><td rowspan="6">动力法</td><td rowspan="4">重力坝、拱坝</td><td colspan="2">静态作用</td><td colspan="3">材料性能</td></tr>
<tr><td>水压力</td><td>1.0</td><td colspan="2">混凝土强度</td><td>1.5</td></tr>
<tr><td>浮托力</td><td>1.0</td><td rowspan="2">重力坝坝基</td><td>摩擦系数</td><td>1.3</td></tr>
<tr><td>渗透压力</td><td>1.2</td><td>凝聚力</td><td>3.0</td></tr>
<tr><td>混凝土容重</td><td>1.0</td><td colspan="2">拱座岩体摩擦系数、凝聚力</td><td>1.0</td></tr>
<tr><td>其他混凝土结构</td><td colspan="2">1.0</td><td colspan="3">1.0</td></tr>
<tr><td colspan="2">拟静力法</td><td colspan="2">1.0</td><td colspan="3">1.0</td></tr>
</table>

在由确定性法设计的现行规范的安全系数按GB50199《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》套改校准结构系数时，一般以现有规范中采用的作用和抗力值为标准值。

4.7.4 水工钢筋混凝土结构的地震作用效应及抗力计算都需符合DL/T5057的要求，因此仅对其地震作用作出统一规定。但考虑到目前建筑部门在钢筋混凝土结构抗震设计中，核算截面强度时采用的设计地震系数都为设计烈度对应值的35%。因此，在按动力法确定对应设计烈度的弹性反应的地震作用效应时，也相应折减至35%，以求统一。在按拟静力法确定地震作用效应时，已根据水工建筑物的经验，引入地震作用的效应折减系数0.25，故不需再作折减。拟静力法中的地震作用一般稍偏于安全，因此钢筋混凝土结构的地震作用的效应折减系数取值较动力法稍小。

4.9 地震动土压力

4.9.1～4.9.2 地震动土压力问题十分复杂，国内外目前大多采用在静土压力的计算式中，增加对滑动土楔的水平向和竖向地震

作用，以此近似估算主动动土压力值。鉴于近似计算的滑动平面假定，在计算被动动土压力时与实际情况差得很远，使结果不合理。因此，地震被动动土压力问题也应结合工程经验作专门研究。

5 土 石 坝

5.1 抗 震 计 算

5.1.1～5.1.2 和附录 A 我国《78 规范》中规定对土石坝采用拟静力法进行抗震稳定计算。我国 SDJ218—84《碾压式土石坝设计规范》和《碾压式土石坝设计规范 SDJ218—84 修改和补充规定》(以下简称《土石坝规范》及《补充规定》)规定土石坝的静力稳定分析以瑞典圆弧法为主,并辅以简化的毕肖普法。多年来,拟静力法在我国土石坝的抗震设计中发挥了很大作用,积累了较丰富的经验。

日本大坝委员会 1978 年发布了《坝工设计规范》。日本建设省河川局开发科 1991 年颁发《土石坝抗震设计指南》,其中土石坝的抗震设计与我国《78 规范》类似。

自从提堂(Teton)垮坝及圣费尔南多(San Fernando)坝遭受震害以来,美国垦务局已不再用拟静力法进行土石坝的抗震稳定分析。陆军工程师兵团仅对地震作用较小(地面峰值加速度$\leqslant 0.05g$)的密实地基上很好填筑的土石坝采用拟静力法。由于发展早,资料较多,目前在美国,土石坝抗震计算主要采用动力法,其内容包括建立在有限元法动力分析基础上的滑动稳定计算和变形计算。

近年来我国在高烈度区设计及建造的一些高土石坝,已进行了动力分析,以研究用拟静力法无法得出的坝体和坝基内的动应力分布及地震引起的坝体变形。此外,1971 年美国圣费尔南多地震中下圣费尔南多坝的液化,1976 年我国唐山地震中密云水库白河主坝因保护层液化而引起的滑坡均表明,当坝体和坝基中存在可液化土类时,采用拟静力法不能作出正确的安全评价。

鉴于拟静力法在我国土石坝抗震设计中的实际作用,针对我国大量的中小型水库绝大多数为土石坝,无法广泛采用动力分析这一国情,根据国内外土石坝抗震设计的水平,并考虑到在动力

分析中部分的计算参数选择及工程安全判据方面资料尚不够充分，本规范规定仍以拟静力法作为土石坝抗震设计的主要方法，但对于高烈度区的大型土石坝和地基中存在可液化土的土石坝，在进行拟静力法计算的同时，应进行动力计算以便对工程抗震安全作综合判断。

本规范附录 A 的 A.1 中只规定对土石坝进行动力分析的基本要求。5.1.2 和附录 A 中的 A.2 与土石坝的静力稳定分析方法一致，土石坝的拟静力法分析以瑞典圆弧法为主。对于重要工程，可同时采用简化毕肖普法。附录 A 中的 A.2 与 5.1.6 分别给出了采用瑞典圆弧法进行土石坝坝坡抗震稳定计算的公式与基本上根据《78 规范》第 20 条和《补充规定》中 1.0.17 的规定经套改得出的结构系数，考虑到土石坝等级已在结构的重要性系数中计入，故对各级土石坝可予以归并。采用简化毕肖普法，确定土石坝坝坡稳定安全系数 K 的公式如下

$$K=\Sigma\{[cb+(G_{E1}+G_{E2}\pm F_v)\tan\varphi-(u-\gamma_w z)b\tan\varphi]\sec\theta_t/(1+\tan\varphi\tan\theta_t/K)\}\Big/\Sigma\{(G_{E1}+G_{E2}\pm F_v)\sin\theta_t+M_h/r\} \tag{5.1.2}$$

式中各符号的意义与瑞典圆弧法相同，见附录 A。

由于该式是一个求 K 的迭代计算公式，无法给出用显式表达的结构抗力 R 和结构系数 γ_d。故表 2 中对于不同的重要性系数 γ_0，给出了 γ_d 与 K 的换算关系，表中 γ_0 按 GB50199 的规定，对 1 级建筑物取 1.1，对 2、3 级建筑物取 1.0。

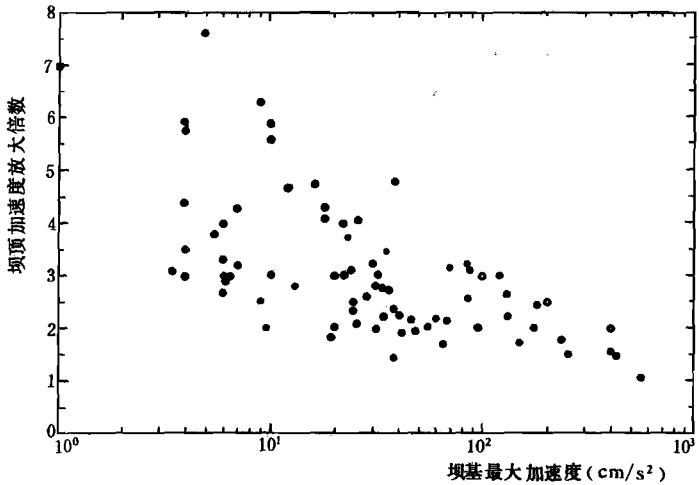
表 2 γ_d 与 γ_0、K 的关系

γ_d / γ_0 \ K	1.25	1.20	1.15	1.10	1.05	1.00
1.1	1.34	1.28	1.23	1.18	1.12	—
1.0	—	—	1.35	1.29	1.23	1.18

5.1.3 本规范沿用了《78 规范》中水平向地震作用的 α_i 图形形状

和适用坝高范围的规定，并取竖向地震的 α_i 和水平向地震的相同，但对 α_i 的最大值 α_m 作了随设计烈度增高而减小的规定，基于下列考虑：

如图 1 所示，实测资料表明，对于土石坝来说，坝顶加速度放大倍数虽然受到决定坝体动力特性的坝型、坝料、地基、几何尺寸等因素的影响，但对同一座土石坝，坝顶加速度放大倍数随地震动加速度的增高而降低，这一现象的原因在于土石料为非线性材料，随着动力变形的增大，动剪切模量降低和阻尼因素增大，致使土石坝的基频降低，坝顶加速度放大倍数减小；在动力分析中，考虑土石料的非线性动力特性，也可以得出与实测资料类似的结果。



·实测值；　◦本规范采用值

图 1　土石坝坝顶加速度放大倍数实测资料

因此，本规范作出了土石坝坝顶加速度放大倍数因烈度不同而异的规定，在 8 度时保留《78 规范》的值，7 度时略有提高，9 度时稍降低。

5.1.4　影响土的动态强度的因素很多，包括土的密实程度，颗粒

的级配、形状、定向排列、稠度以及振动应力和应变的大小，振动频率和历时，振动前土的应力状态等等。因此，原则上应通过动力试验测定抗震稳定分析中土体的抗剪强度。《78规范》实施十几年来的实践也表明，对于地震区的大中型工程有必要也有条件进行动力试验。

大量的动力试验结果表明，在循环荷载作用下，土石料中孔隙水压力增高，导致有效应力降低，土的动态强度被削弱。因此，虽然在有些情况下，土的动态强度会有所提高，如在瞬间加荷时，粘性土的强度甚至成倍增加，但在土石坝的抗震设计中，动态强度不应高于静态强度。

现有资料表明，对碾压密实的土体，用三轴仪测定的动态强度和静态强度很接近，其原因在于这些土体在短时的地震作用下，不致产生显著压缩以致由于孔压增高使强度降低。因此在动态强度测试还未普遍推广的情况下，国外的大坝抗震设计仍多采用静态强度指标。如美国陆军工程兵师团建议采用无地震时的强度，日本建设省1991年的《土石坝抗震设计指南》也规定采用静态有效强度指标进行抗震稳定分析。

无粘性土（主要是堆石、砂砾石）的内摩擦角随法向应力的增加而减小的现象早就为大家所熟知。对于现代碾压堆石，这一现象更为明显。对于无粘性土，一般认为不应计入凝聚力 c 值，而采用常量内摩擦角使强度指标不能反映实际数值，稳定安全系数偏低，甚至使现有堆石坝坝坡出现浅层滑动起控制作用，而致坝坡的计算安全系数值不能满足规范要求的现象。

5.1.5 混凝土面板堆石坝的上游坝坡一般为38左右，动水压力对坝体地震作用效应影响不宜忽略。

5.2 抗 震 措 施

5.2.1 土石坝遭遇沿坝轴线方向的地震时，坝体压缩，两岸容易发生张力，致使防渗体产生裂缝，所以，在地震区建坝，坝轴线一般宜采用直线，或向上游弯曲，以便在蓄水期间发生地震时，减

少两坝肩产生裂缝的几率。

5.2.2 经震害调查，堆石坝比土坝震害率小，损害程度较低。日本宫城近海地震发生后，调查 83 座有震害的坝中，仅有一座是堆石坝。土坝中均质坝较分区坝震害重，均质坝体积大，浸润线高，尤其当高蓄水位坝体土料饱和时，震害较严重。所以在坝型选择时，应优先选用堆石坝，只有在当地有丰富的合适的土料而又缺乏石料的中小型工程中，才选用均质坝。为改善均质坝的抗震性能，宜设内部排水，如竖向排水或水平排水系统，以降低浸润线。

在地震时刚性心墙不能适应土坝的振动和变形，与周围填土的不同沉陷量容易产生裂缝，所以在高烈度区不宜建刚性心墙坝。

5.2.3 《土石坝规范》4.4.1 规定，坝顶超高包括最大波浪在坝坡上的爬高、最大风壅水面高度与安全加高。4.4.2 又规定，地震区的安全加高应包括地震坝顶沉陷和涌浪高度。

从国内外的实例资料看，如果坝基与坝体质量良好，在地震烈度 7、8 度地区，地震引起的坝顶沉陷并不明显，一般不超过坝高的 1%。产生较大地震沉陷的西克尔、陡河、喀什、下圣费尔南多、海勃根等坝的沉陷都与坝体和地基的液化、坝体的滑坡有关。由于产生的机理不同，地震的附加沉陷量很难计算，特别是对覆盖层较厚及有液化土层的情况。目前，美国采用纽马克(Newmark)法计算填筑良好坝体顶部的地震沉陷，规定采用此方法沿破坏面计算的变形不超过 2ft（约 0.61m）。

地震涌浪与地震机制、震级、坝面到对岸距离、水库面积、岸坡和坝坡坡度等因素有关。在设计时常预留涌浪超高，一般地震涌浪高度可根据设计烈度和坝前水深采用 0.5m～1.5m。日本地震涌浪按坝高 1%计算。

5.2.4 由于坝体的动力放大作用，坝体上部的地震加速度较下部大，在坝顶附近地震加速度最大，因此在强地震区宜适当加宽坝顶，使坝顶受损后仍能保持坝的稳定。鉴于同样的原因可采用上部缓下部陡的断面。国内外强地震区的一些土石坝已采取了这一措施。

5.2.5 震害调查表明，土石坝震害的主要表现是裂缝，在设计中要适当采取防止裂缝的措施。在强地震区要适当加厚防渗体和过渡层，以防止出现贯通性裂缝或减少裂缝所产生的渗透破坏。

土石坝坝顶是产生裂缝的主要部位。防渗体与岸坡基岩或其他混凝土刚性建筑物的联接部位，由于其刚度的差别，最容易在地震时产生裂缝。因此要特别注意这些部位防渗体的设计与施工。

5.2.6～5.2.8 震害实践表明，土石料抗震性能的好坏直接影响土石坝震害的程度。国内近年来的几次大地震有大量土坝经受了7度～10度强震的考验，没有发生垮坝事故。但有一些坝，坝壳砂料和砂砾石料碾压不密实，在较低的烈度时，上游坝壳或保护层的水下部分反而发生滑坡事故。如渤海湾地震中，冶原、王屋、黄山三座宽心墙砂壳坝，处于6度地震区，上游均发生滑坡；海城地震中，处于7度区的石门心墙坝，上游坝坡滑动；唐山地震中，处于6度区的密云水库白河主坝，上游斜墙保护层的砂砾料液化引起滑坡，滑坡方量约15万m^3，而附近的潮河主坝和一些副坝均未发生问题。由此可见，提高土石坝抗震性能的重要措施之一就是选用抗震性能和渗透稳定性较好且级配良好的土石料筑坝，并对坝料压实。

均匀的中砂、细砂、粉砂及粉土不易压实，饱和后易于液化，抗冲刷性能差，不宜作为强震区的筑坝材料。如果当地只有此种材料，或采用其他材料不经济时，宜用在干燥区，坡面在一定范围内用大块石压重。

与近年来施工技术的发展相比，《78规范》第34条对于粘性土的压实度要求偏低。本次修改，对于粘性土的填筑密度及堆石的设计孔隙率一律按《补充规定》的有关条文，并规定在强地震区宜采用规定范围的上限。考虑坝体的动力放大作用，尤其要注意坝体上部的压实度要求。

关于无粘性土的压实标准，美国陆军工程师兵团编制的(ENH10-2-2300)中提出所有填料区相对密度均不小于80%，这个要求适用于排水层和反滤层，以及较大的透水材料区，但不适

用于抛石护坡下的垫层。参考地基液化宏观调查资料及研究成果，为了防止液化，本规范对无粘性土的压实标准提出了用相对密度控制的具体要求。

5.2.9 坝下埋管在地震时发生裂缝的较多，严重的甚至将管壁裂穿，沿管壁漏水冲刷，危及坝的安全，甚至使土石坝毁坏。因此，对于1、2级土石坝，不宜在坝下埋设输水管。如限于条件必须在坝下埋管时，应将管道放置岩基或坚硬的土层上，或将有压管建在坝下的廊道中。土基上一定要做管座，以减少地基的不均匀沉陷。坝下埋管宜用抗震性能好的现浇钢筋混凝土管或金属管。钢筋混凝土管分段，以5m～10m一段为宜，接头处要做好止水和反滤。在靠近管道的填土层采用纯粘土，并要仔细压实。此外，闸门宜设在进水口或防渗体的前端，使管道的大部分处于无压状态。

6 重 力 坝

6.1 抗 震 计 算

6.1.1～6.1.3 我国采用有限元法进行重力坝的动力分析发展很快，能在各种复杂条件下给出较精确的地震荷载，但即使在静载情况下，将有限元分析成果作为工程设计依据，仍有一定困难。国内外仍普遍用材料力学法来计算重力坝应力并设计坝的断面，我国现行重力坝设计规范也规定以工程人员熟悉的材料力学法计算结果作为衡量其强度安全的主要依据，并在长期工程实践中积累了丰富经验，基于抗震计算方法必须和基本设计规范的分析方法相呼应的原则，6.1.2 明确规定材料力学法是重力坝动力分析的基本方法。对于工程抗震设防类别为甲类，或结构复杂或地基条件复杂的重力坝，同时规定采用有限单元法进行补充分析。

计算抗滑稳定的抗剪断强度公式计入了滑动面上客观存在的抗剪断凝聚力，因而比较接近实际，而采用抗剪强度公式验算基本荷载组合的抗滑稳定安全系数为 1.05，基于安全系数不宜小于 1.0 的一般概念，《78 规范》不得已对低坝降低了地震荷载取值，稍欠安全。因此，6.1.3 对重力坝抗滑稳定分析只规定抗剪断强度一个公式。

6.1.4 坝体带动部分基岩沿软弱结构面滑动的稳定分析方法以及材料物理力学指标的测试方法、取值标准等尚需进一步探索研究，故规定应专门研究。

6.1.5 《78 规范》基于大量动力分析成果用拟静力法确定的地震荷载，基本上可反映重力坝的震害和实际的地震反应，简单方便，易于为广大设计人员掌握，尤其较适于中小型工程设计，故予以保留，但缩小了应用范围，仅限于工程抗震设防类别为乙、丙类的烈度较低且高度不大于 70m 的重力坝。

6.1.6 目前国内外工程抗震设计的动力分析普遍采用振型分解

反应谱法，一般可较好地给出重力坝的动力反应。反应谱值系经回归拟合并经平滑整理的均值，因此，对特殊重要的重力坝，需补充进行时程分析法计算。

6.1.7 为保持抗震规范的连续性，应在满足《78规范》安全系数的基础上，采用动力可靠度方法，对重力坝进行抗震可靠指标的校准和结构系数的计算。参照《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》附件一，对坝高30m～190m共计22个满足现行规范要求的典型重力坝断面，采用其静态可靠度分析的各项要求和基本数据，计入静动态作用，计算了对应7、8、9度顺河流向和竖向地震作用下重力坝的抗拉、抗压强度及整体抗滑稳定的动力可靠指标、结构系数以及按现行规范设计的安全系数。结果表明，抗拉、抗压和抗滑稳定的结构系数与传统的安全系数间有较好的对应性。考虑到我国新丰江、印度柯依那等坝的震害中，虽然坝体顶部都发生裂缝，但大坝并未发生滑移损坏，而目前的抗滑稳定计算都是静态的，有别于实际地震时的瞬态往复滑移，因此，动力法的抗滑稳定安全系数可取为1.0。在抗震可靠度计算中，与此相应的取抗滑稳定结构系数为0.65，则在9度地震作用下，可靠指标达1.5以上，可靠概率为93.3%。按现行规范设计的重力坝在8度地震作用下抗滑稳定安全系数大于1.7，若按《78规范》用拟静力法校核时，安全系数都在2.3以上，不会增加方量。但9度地震时，150m以上的高坝或基岩较弱的90m以上的坝，无论动力法或拟静力法都不能满足要求，需稍增加方量，但不超过15%。

地震作用下重力坝的抗压强度有较大安全裕度，对坝体混凝土等级并不起控制作用。取抗压结构系数为1.30时，可靠指标大于2.30，相应于按现行规范设计的重力坝抗压安全系数在2.5以上。计算给出的结构系数最小值为1.895，已超过要求的1.30，不起控制作用，可以与第7章中的拱坝动力法结构系数归并简化，都取为1.30。重力坝由于动力放大效应的影响，其上部是抗震薄弱部位，即使在7度地震作用下，按现行规范设计的110m左右的坝，坝体实际抗拉安全系数仅1.238，可靠概率仅92%；对8度地

震，需要局部提高混凝土等级至C25，坝体实际抗拉强度安全系数方可达1.0以上，可靠指标达1.05以上；9度地震时，100m以上高坝，即使局部混凝土等级提高到C30，抗拉安全系数仍难达1.0，需作专门研究和处理。取抗拉结构系数0.70，可靠概率85%以上，相应于原规范中的抗拉安全系数1.1。

6.1.8 为修编本规范，选择了具有较充分代表性、坝高从33.4m～285m的10座已建混凝土重力坝，采用悬臂梁法并辅以有限元法进行基于反应谱理论的系统的动力分析，统计分析结果表明，《78规范》规定的地震荷载，对高70m左右的坝吻合很好，而对50m以下的低坝，约小20%以上，稍欠安全；按《78规范》拟静力地震荷载计算的坝踵动应力，对高50m～60m的坝较接近，而30m左右的坝则偏小20%以上；关于坝顶动应力，《78规范》对100m左右的坝比较接近，对30m左右的低坝，偏小30%以上。因此，本规范将《78规范》的地震惯性力系数一律取1.4，这样，对30m以下的坝，总地震惯性力增加27%，30m～70m的坝则增加8%。鉴于这次系统动力分析，对坝高120m以下的坝，坝顶动力放大倍数与坝高关系并不明显，坝顶放大倍数一律取5.0，沿坝高的分布按$1+4\ (h_i/H)^4$变化，h_i为质点高度，H为坝高，其变化曲线与《78规范》中坝高30m～70m重力坝地震惯性力分布系数基本一致。这样，对30m～70m坝的分布图形基本不变，而30m以下的坝的坝体应力，特别是坝顶应力有较多改变，更接近动力分析结果。

6.1.9～6.1.10 基本保持《78规范》的规定不变，但考虑到拟静力法的近似性，取消了对河谷宽度和水面延伸长度的修正。

6.1.12 重力坝拟静力法的结构系数是基于与《78规范》保持连续性的原则，在形式上采用GB50199给出的分项系数极限状态设计式套改确定的。抗滑稳定及抗拉、抗压强度结构系数2.70、2.10、2.80，分别相当于原规范中的安全系数为2.3、2.0、3.5。

6.2 抗 震 措 施

6.2.1～6.2.4 为避免重力坝地震时的破坏和损害，很大程度上还有赖于采取有效的抗震措施。重力坝坝体的震害主要有坝体上部裂缝，如我国新丰江坝距坝顶 1/6 坝高处和印度柯依那坝距坝顶 1/3 坝高处的贯穿性裂缝的典型震害，以及溢洪道闸墩、廊道等部位出现裂缝或原有裂缝的延伸；其次是廊道、伸缩缝等处漏水或原有漏水量的增加；再有是坝顶附属结构如坝顶栏杆、桥梁等的破坏。对此，本规范作了相应规定。而对于其它的工程措施：如注意提高重力坝的地基处理质量，做好坝底接触灌浆和固结灌浆；切实保证大坝混凝土的浇筑质量，加强温度控制与养护等尽量减少表面裂缝发生的措施；坝内孔口和廊道易发生裂缝，在拉应力区适当增加布筋；在下游设坝后桥，支墩坝及宽缝坝下游面留足够交通孔洞和排水通道；重要水库应设置泄水底孔、隧洞等应急设施等等，为设计和施工应考虑或必须做到的基本要求，本规范不再具体列出。

7 拱　坝

7.1 抗 震 计 算

7.1.1～7.1.2 根据我国 SD145 中 5.2.1 条的规定，拱坝应力分析一般以拱梁分载法作为基本方法。由于地震作用属特殊作用，抗震规范不能不受基本规范的约束。因此规定拱坝强度分析以静、动力拱梁分载法为基本分析方法。采用拱梁分载法对拱坝进行抗震计算，解决了静、动应力的叠加问题，并可以在相同的基础上制定出与静态作用配套的结构安全准则。而对于工程抗震设防类别为甲类的重要拱坝和结构特殊或地基条件复杂的拱坝，宜补充用有限元法作动力分析。

7.1.3 对于重要的拱坝，应采用动力法进行抗震分析。动力法分析成果可大大提高拱坝抗震设计的精度和深度，而对于 70m 及其以下，设计烈度小于 8 度的中小型拱坝，考虑到传统的设计方法已为广大设计人员所熟悉，根据我国具体情况，仍保留采用拟静力法计算坝体地震作用效应的规定。

7.1.4 振型分解反应谱法是现阶段结构动力分析的最基本方法。然而拱坝作为空间结构，其地震作用效应与地面运动的频谱特性有关，对重要拱坝，有时需要得到特定地震记录作用下的地震作用效应，可采用时程分析法按 4.5.8 的规定，进行比较验算。

7.1.5 刚体极限平衡法是目前国内外在拱坝设计中作为分析拱座稳定的最常用方法，我国 SD145 也规定了用刚体极限平衡法计算静态作用下的拱座稳定。但对于工程抗震设防类别为甲类的拱坝或地质情况复杂的拱坝，宜采用有限单元法或模型试验进行比较论证。

7.1.6 拱座稳定分析问题十分复杂，它不但受坝址地形、地质条件的影响，而且在地震时，作用在滑动岩块上的拱端推力，其大小和方向都随时间而变化，滑动体的滑动模式也并非固定，岩体

的物理力学参数与其静态值也有区别。另一方面，至今有缝隙岩体材料的动态试验资料太少，成果又都很离散，因此，目前尚难以进行抗震可靠度分析。在用确定性方法进行拱座稳定计算时，只能对上述问题作适当简化，并取基岩的静态力学参数值进行计算分析。

已有分析研究表明，拱坝岸坡的地震加速度沿高程有一定的动态放大效应，但计算的数学模型有一定假定。目前国内外对坝址岸坡的地震动态放大效应，尚缺乏实测资料的充分验证。拱座岩体稳定的抗震计算的模型、方法和参数取值都较粗略。因此，暂不计入可能滑动岩块的地震动态放大效应，而在由安全系数套改的结构系数中体现。

7.1.7 根据对我国十余座在地震区的已建拱坝抗震动力可靠度分析的成果，当取消《78规范》中综合影响系数C_z后，拱坝在静动综合作用下，假定坝体混凝土等级为C25时，坝体实际最小抗压强度安全系数都大于3.0，抗压可靠指标在2.5以上，结构系数不小于1.3。在坝体实际抗拉强度安全系数不小于1.0的要求下，求得的结构系数对100m以上和以下的拱坝分别约为0.61和0.67。仅少数拱坝在8、9度地震作用下，需要局部提高混凝土等级。拱座稳定的动力可靠度分析目前尚不够成熟，考虑到岸坡山体动态放大效应和坝基不均匀输入时的拟静模态反应影响，坝肩稳定安全系数取值宜较动力法的重力坝稍大，故取安全系数为1.2按确定性方法套改后确定。

7.1.8～7.1.9 拟静力法计算拱坝地震作用效应时，由于坝型及河谷地形不同，很难综合得出动态分布系数的分布规律。鉴于拟静力法仅适用于设计烈度小于8度且坝高70m及其以下的拱坝，因此，在《78规范》的基础上，参照仅少量国外（如日本）现行规范，取坝顶为3.0，坝基为1.0，沿高程按线性内插，沿拱圈均布的简化分布规律。动水压力也采用目前国内外通用的威斯特伽特（Westergaard）的简化公式。由此求得的用于动力法中的附加质量是偏于安全的。

7.1.10 用拟静力法进行抗震计算，其强度与拱座稳定结构系数是直接按我国 SD145 中特殊荷载组合情况下的抗压和拱座稳定安全系数及允许拉应力值的规定指标套改而得出的，其中坝体混凝土取 C30。

7.2 抗 震 措 施

7.2.1 在坝型优化时应充分考虑坝体抗震的要求，使坝体在不同水位作用下，其上部尽量压紧，应力场分布均匀，充分利用混凝土材料的强度特性。例如高 271.5m 的英古里拱坝，在坝体体型选择上，首先根据抗震要求，采用了多项式函数逼近优化后的拱坝体型和垫座式的坝基周边缝。另一个位于地震区的哥斯达黎加的卡奇坝，该坝有两个预应力岸墩，中央坝段拱度很大且很薄，拱坝高达 80m 而底厚仅 7m，在坝顶用水平锚索施加预应力。经动力计算表明，在强震作用下，坝顶动位移值很大，但由于坝体结构柔软，应力反应却不大。

双曲拱坝向上游倒悬过大，地震时有可能引起倒悬坝块附近接缝开裂，破坏坝体的整体性，因此地震区的双曲拱坝宜减小向上游的倒悬。

7.2.2 拱坝的抗震安全首先取决于地基和拱座的稳定。地震区的拱坝除满足对地基的一般要求外，还应避免两岸岩性相差太大及两岸山头过于单薄，要特别注意两岸基岩的抗震稳定性。例如美国的帕柯依玛拱坝，在 1971 年圣费尔南多地震时，由于左岸山头比较陡峭单薄，使基岩的加速度值增加很多，在左岸坝肩基岩上实测加速度达 1.25g，造成左岸拱圈与拱座间伸缩缝自坝顶张开，深达 18m。因此，要认真做好对地基内软弱部位的加固工作，可采取诸如灌浆、混凝土塞、局部加预应力锚筋、支护等措施。认真做好坝基防渗帷幕和排水幕，减低拱坝两岸岩体内的水头，提高地基系统的稳定性与强度。

7.2.3 坝体遭受地震作用时，其变形增大，相邻坝段可能产生相对位移，坝段间的接缝止水易遭损坏，成为抗震薄弱部位。因此，

必须注意分缝的构造设计，横缝止水宜采用能适应较大变形的接缝止水型式和材料，以承受地震作用时接缝多次张开。例如英古里拱坝，根据不同水头在上游面设置数量和宽度不等的多道加宽半环形止水设施。

7.2.4 根据国内外拱坝动力分析成果，地震时坝体最大应力区在坝体中上部拱冠附近。因此，在拱坝的抗震设计中必须采取有效的工程措施以加强这一薄弱部位的抗震性能。例如：安皮斯塔拱坝，根据试验结果加强了顶部拱圈的刚性；卡奇拱坝设计中采取了加强坝体整体性的工程措施，减少伸缩缝，在坝顶埋设预应力钢缆；英古里拱坝，对有轴向受拉及小偏心受拉的拱截面以及压应力超过 13MPa 的部位都布置钢筋，在坝体上部 1/4 坝高范围内布设了水平钢筋网，在坝体上部约 2/3 坝高范围内布置竖向构造钢筋。适当提高坝体局部混凝土等级，增强抗力强度，也是拱坝的一种有效抗震措施。

7.2.5 地震时，坝顶加速度大，顶上附属结构容易产生断裂、倾斜和倒塌等震害。因此要采用轻型、简单、整体性好和具有足够强度的结构，减小附属结构突出于坝体的尺寸，以降低地震惯性力。要特别注意交通桥、机架桥等结构连接部位的结构选型，防止受震时出现断裂、倒塌或脱落。

8 水　闸

8.1 抗 震 计 算

8.1.2 《78规范》考虑到当时量大面广的水闸结构进行动力分析有一定实际困难，因此只规定采用拟静力法作水闸抗震计算。

目前用动力法对水闸作地震作用效应计算已具备条件，因此规定对于高烈度区及地基有可液化土的重要水闸结构必须采用动力法进行抗震计算。

8.1.3 在本规范修订中，对水闸结构按拟静力法计算的动态分布系数，作了专门研究，对四个典型的水闸进行了大量动力分析，包括基于规范反应谱的振型分解反应谱法和输入地震波的时程分析法。

动力计算结果：顺河流方向，沿水闸高度的动态分布系数都小于《78规范》所规定的值；而垂直河流方向，用振型分解反应谱法计算所得的沿水闸高度的动态分布系数，除嶂山闸机架桥顶为6.7，大于《78规范》规定的值6.0外，其余均小于《78规范》规定的值。用时程分析法计算所得的沿水闸高度的动态分布系数，除嶂山闸在输入塔夫脱（Taft）地震波时机架桥顶为8.0，大于《78规范》的值外，其余也均小于《78规范》规定值。这一结果表明，嶂山闸的机架桥在垂直河流方向的刚度较小，致使在机架桥顶产生较大的“鞭梢效应”，加大了地震作用效应。因此本规范仍保留了《78规范》中拟静力法的动态分布系数值，但要求水闸结构设计中，沿高度的刚度，特别是垂直河流方向刚度变化宜均匀，避免发生突变，以防止因地震时应力集中而使机架桥发生破坏。

8.1.5 考虑到实际水闸结构顺河流方向和垂直河流方向基本上均为对称结构，空间振动的耦联影响较小，因此，可以将水闸结构分别简化为顺河流向和垂直河流向的平面体系进行抗震动力分

析。

在动力法计算中，可采用以下三种计算模型：

1）多质点体系；

2）多跨多层框架平面体系；

3）二维杆块结合体系。

对四个典型实例的计算结果表明：用上述三种简化模型计算水闸的自振特性与模型试验和原型测试较一致，因而是可行的、合理的。其中，多质点体系只考虑了一个闸孔的侧向支承作用，不能完全反映整个闸段的振动情况。但由于这种方法计算比较简便，因此，可以用于中小型水闸的抗震计算。多跨多层框架平面体系考虑了整个闸段几个闸孔的相互连系，较好地反映了闸室的实际结构状况，因此，可以广泛地用于各类水闸的抗震计算。二维杆块结合体系同样也考虑了整个闸段几个闸孔的相互连系，也是一种有效的抗震计算方法，可广泛用于各类水闸的抗震计算，但由于水闸闸墩顺河流方向较长，作为平面块体处理，对顺河流向的振动计算较为合理，而对垂直河流向的振动计算稍差。

动力计算结果表明：顺河流向的振动，一般只要取前三阶振型即可满足工程要求；垂直河流向的振动一般亦取前三阶振型即可，但对于横向支撑连系较复杂的结构，宜考虑前五阶振型较为合理。

8.1.6 考虑到水闸结构与船闸结构类似，因此，本条所采用的公式选自交通部 JTJ201—87《水运工程水工建筑物抗震设计规范》。

8.1.9 地震区的水闸闸室为钢筋混凝土结构，所以应按照 DL/T5057 的规定进行截面承载力抗震验算。

8.1.10 SD133 规定的考虑地震作用时的抗滑稳定安全系数接近 1.0，只是一种设计标准，因此，需要对地震作用效应进行折减。

8.1.11 验算土基上水闸沿基础底面抗滑稳定时，工程抗震设防类别为甲、乙及丙类的结构系数分别由其安全系数为 1.10 及 1.05 套改，并适当归并后求得。按抗剪断强度公式验算山区、丘陵地区岩基上水闸沿基础面的抗滑稳定时，其结构系数可参照

6.1.12 对重力坝的规定。

8.2 抗 震 措 施

8.2.1 水闸大多建筑在软弱地基上，在地震作用下，其破坏相当严重，震害主要表现在地基和建筑物两个方面。因而在修筑水闸时，应注意地基处理，如对液化土层进行封围或采用桩基以提高地基的承载力。当采用桩基时，应特别注意防止震后地基与闸底板的脱离，造成管涌通道。如蓟运河新防潮闸，采用井柱桩基分离式底板，在1976年唐山地震时，由于闸墩与底板沉陷量不同，使部分底板与粘土地基脱离，底板与上游铺盖、下游消力池之间的塑料止水带撕裂，造成漏水通道。由于及时处理，才免使闸功能失效而破坏。因而必须采取有效的防渗措施，结构上采用多道止水，分缝处采用柔性连接；同时，应选用强度大、柔性好的止水材料。

8.2.2 震害调查表明，凡采用桩基、整体式钢筋混凝土结构的震害较轻，而分离式结构震害较重，采用浆砌块石结构的震害最为严重。因此，地震区不宜建筑浆砌块石结构的水闸。当地震烈度较高（8度以上）时不宜采用分离式结构，而采用整体式桩基结构的水闸。

8.2.3～8.2.4 由震害调查及动力分析可知，机架桥越高，地震作用效应越强；顶部重量越大，地震作用效应也越大。因此，宜降低机架桥高度，减轻其顶部重量，以减少地震作用效应。同时，应采取防止机架桥横梁在地震时落梁的措施。

8.2.5 边墩及岸坡丧失稳定性主要表现为沉陷、倾倒、倒塌、滑移。震害调查表明，除地质条件外，还与墙后地震主动动土压力有关，若墙后填土过高、或有附加荷重、或地下水位过高，均会产生较大的地震主动动土压力，对稳定不利。故规定应适当降低墙后填土高度，减少附加荷重，并降低地下水位等有利于边墩及岸坡稳定的措施。

8.2.6 震害调查表明，护坦、消力池、海漫等结构的破坏形式主

要是纵横裂缝，并有垂直错动，以至反滤破坏、止水撕裂，造成渗漏通道。因此规定，防渗铺盖宜采用混凝土结构，适当布筋，并须加强反滤和增强止水。

9 水工地下结构

9.1 抗震计算

9.1.1 国内外震害资料表明，地下结构的震害比地面结构轻。地表加速度小于 0.1g 和地表速度小于 20cm/s 时，岩基中的隧洞基本上不发生震害。因此只对设计烈度为 9 度的地下结构或设计烈度为 8 度的 1 级地下结构，验算建筑物和地基的抗震强度和稳定性。鉴于地下结构进、出口部位围岩是抗震薄弱部位，故对设计烈度大于 7 度较软弱的围岩，应验算其抗震稳定性。

9.1.2 理论分析和震害资料表明，地面下地震加速度随深度渐减。前苏联《地震区建设法规》(СНиП Ⅱ-7-81) 中规定，地面下 100m 深处设计地震加速度可取为地面的 50%；印度《结构抗震设计规范》(IS：1893—1984) 规定，地面下 30m 处设计地震加速度可减少 50%；日本冈本舜三教授根据日本的少量实测资料，建议在地下几十米深处的设计地震加速度可取为地面的 1/2～1/3。由于缺乏足够的实测记录，《78 规范》主要参照前苏联的有关规定，现综合国内外已有资料及我国唐山地震震害实践，规定在地面下 50m 处设计地震加速度代表值减为地面的 50%。

9.1.3 多次地震经验表明，地下结构特别是地下管道的破坏主要是围岩变形，而不是地震惯性力。由于地下结构受周围介质的约束，不可能产生共振响应，地震惯性力的影响很少，其惯性力可以忽略。

对于长度超过 1/4 地震波长的水工隧洞直段和埋设管道，在其衬砌及管道和地基在地震时的运动完全一致以及地震动近似作为卓越周期为 T_g 的简谐平面波的假定下，可以导出计算衬砌的最大轴向、弯曲和剪切应力计算式。通常压缩波速大致是剪切波速的 $\sqrt{3}$ 倍，而地震波包含了这两种波，作为近似公式，为偏于安全，在轴向和弯曲、剪切应力计算式中分别取压缩波速和剪切波

速。实际上衬砌或管道和地基间有相互作用影响，两者间有一定的相对滑移，故所给出的计算式偏于保守。另一方面地震波并非简谐平面行进波，地基内空间各点为随机的地震动场，使衬砌的地震应力可能增大，综合这些因素，可以认为，按本条规定计算结果大致接近实际。

9.1.4 对于沿线地形、地质条件变化比较复杂的水工隧洞、地下竖井、水工隧洞的转弯段和分岔段、地下厂房等深埋地下洞室及河岸式进、出口等浅埋洞室，目前在一定的简化和假定下，虽然已有一些不同的计算方法，但仍然比较复杂，特别是地基内地震位移场的确定，不同情况下地基动刚度的求解，都还不是为一般水工设计人员所掌握，必需进行专门研究。特别是计算中的简化假定、参数取值及计算结果，都还缺乏足够的依据和验证资料，尚不够成熟到能列入规范，因此，只作原则规定。

9.2 抗 震 措 施

9.2.1 震害调查表明，地下结构埋深愈大，震害愈轻；两条线路间交角增大，震害趋于减轻。

9.2.2 震害表明，在强烈地震作用下，隧洞进、出口受害最重，如衬砌裂缝、洞口塌陷、入口堵塞等。加强水工地下结构的进、出口部位，不仅有利于减轻震害，而且也有利于检修和维护。

通过增加衬砌厚度来抵抗地震破坏较为困难，震害表明，这种方式有时甚至效果相反。

9.2.3 根据国内外地下管道的设计经验和震害调查结果，防震缝的设置对于避免和减轻震害具有很好的效果。

10 进 水 塔

10.1 抗 震 计 算

10.1.1 重要的进水塔多为钢筋混凝土结构，抗震计算结果需提供作为配筋依据的内力或应力。进水塔作为高耸结构，强震时在地震惯性力和动水压力的侧力作用下，其抗震稳定性，特别是抗倾覆稳定性以及塔底地基承载力会有问题，必须验算。

10.1.2 随着工程建设规模日益扩大，进水塔作为工程咽喉对枢纽抗震安全性的影响更为突出。因此，对重要的进水塔结构，《78规范》中规定用拟静力法作抗震计算已不够精确，需要采用动力法求地震作用效应。但对量大面广的中小型进水塔，仍可采用拟静力法进行抗震计算。

10.1.3 进水塔塔内外的动水压力在塔体的地震作用中占有重要比例，如小浪底工程高112m的进水塔，动力分析中的塔内外动水压力合力及其对塔底的弯矩几乎都和塔体惯性力和力矩接近。因此，在动力分析中需要考虑塔体和内外水体的动力相互作用。此外，地基刚度对塔体动力特性有显著影响，不应忽略。

10.1.4 中小型进水塔可按变截面悬臂梁进行动力分析，但应同时考虑弯曲和剪切变形，转动惯性的影响可以忽略。塔底地基变形影响可采用坝工设计中常用的伏格特（Vogt）地基系数或其它半无限平面的集中参数法。

对于重大工程或结构复杂的进水塔宜用有限元法进行动力分析。可采用三维梁或三维块体及板单元。

10.1.5 本条拟静力法的动态分布系数 α_i 沿用了《78规范》的规定。

10.1.6～10.1.7 在进水塔的动水压力分析中可不计水体可压缩性影响，因而动水压力仅体现惯性作用，可作为附加质量处理。动水压力可以分为由地面运动加速度和塔体弹性加速度反应所引

起的刚性和弹性动水压力两部分组成。对于作为高耸结构的进水塔，体现与塔体动力相互作用的弹性动水压力部分影响显著。依据已有研究成果，可以按刚性动水压力求得附加质量，在动力分析中，通过附加质量可体现刚性和弹性动水压力的效应。在拟静力法中，是在对不同典型进水塔作动力分析基础上，经归纳后直接以动水压力形式给出的。这较之国外一些有关规范中都只计入刚性动水压力的规定要合理。由于给出的动水压力是对不同进水塔各阶振型贡献综合的结果，不能据此求得动水压力附加质量。

本条规定的动水压力附加质量是在对不同类型的进水塔进行较深入的动力计算成果基础上，并参考印度、前苏联、日本等国有关的最新规范后，经综合分析给出。

实际工程进水塔结构复杂，其截面沿高度有变化，精确求解十分困难，研究表明，从工程实用角度，可按沿高度平均截面的规则柱体近似求解。塔内外动水压力主要随 a/H_0 比值和截面形状变化，其中 a、H_0 分别为塔体垂直地震作用方向的迎水面平均宽度和水深。进水塔常遇的 a/H_0 比值大致在 0.2～0.6 间。不同 a/H_0 比值的动水压力沿高度分布略有差异。为简化计，本条给出的分布规律系根据 $a/H_0=0.4$ 求得。形状系数根据不同形状进水塔动态数值分析研究成果归纳给出。

塔内动水压力沿高度分布更接近矩形，考虑到塔内水平截面形状复杂，其 a/H_0 值一般不会很大，为简化计可近似取沿高度均布的塔内水体质量作为其动水压力附加质量。

在拟静力法中给出的动水压力计算式，基本沿用《78 规范》规定，由于是组合了刚性动水压力和各阶振型弹性动水压力的结果，因而更为合理。由于引入了形状系数进行修正，对一般多为非圆形截面的进水塔动水压力更符合。塔内动水压力取均匀的分布系数 $\psi(h)=0.72$，因而当 $a/H_0=0.4$ 时，$\psi(h)(a/2H_0)^{-0.2}$ 的乘积为 1.0。这样规定较《78 规范》更有依据，对高柔进水塔稍偏于安全。

10.1.8 塔体前后最大水深不同时，计算比较复杂，为简化计，动水压力代表值或附加质量代表值可分别按两种最大水深计算后取其平均值。

10.1.9 研究表明，当塔体相连成一排的塔体群，其 a/H_0 比值接近 3.0 时，动水压力与重力坝采用的威斯特伽特(Westergaard)简化公式计算结果相近，差别仅在于塔体前后都有水。

10.1.10 动水压力代表值或附加质量代表值在水平截面的分布，仍沿用《78 规范》规定。

10.1.11 在对进水塔作抗滑和抗倾覆校核时，一般都采用静力法。实际上，地震动是瞬间往复运动，滑动位移一般不涉及帷幕开裂问题，塔体倾覆更需要有一个发展过程。现行的抗滑和抗倾覆校核方法以及根据工程经验制定的相应安全准则都只是一种设计标准。因此，对高耸塔形结构的抗震稳定计算，应采用与上述方法和安全准则相配套的折减系数。进水塔工程多为钢筋混凝土结构，其截面强度抗震验算中因采用线弹性分析方法，取地震作用的效应折减系数为 0.35。在抗震稳定性和地基承载力的抗震验算中，应采用同样的地震作用效应折减系数，使结果和其他部门现行的建筑和构筑物抗震设计规范相应。对于中小型进水塔工程，采用拟静力法进行抗震计算时，已引入地震作用的效应折减系数 $\xi=0.25$。在拟静力法中归纳的动态分布系数是偏于安全的。

10.1.12 考虑到地震作用的短暂性，根据我国其它有关国家标准的规定，例如《建筑抗震设计规范》和 GB50191—93《构筑物抗震设计规范》，地基的地震动态承载力的标准值一般可较静态时增大 50%。

10.1.13～10.1.15 在目前，对于进水塔这类高耸结构，即使塔体的地震作用效应按动力分析求得，其抗滑和抗倾覆的校核计算都仍按静力法计算。在计算中，塔基假定为刚性平面，塔基面上的垂直正应力应按材料力学方法计算，与此配套的安全判别标准为：在考虑地震的偶然状况中，按抗剪断强度公式计算的抗滑稳

定和抗倾覆稳定的安全系数可分别取为 2.3 和 1.2。塔底地基承载力的校核中，一般要求塔基边缘最大压应力不超过 1.2 倍的地基动态承载力的标准值，其平均压应力不大于地基动态承载力标准值。

11 水电站压力钢管和地面厂房

11.1 压 力 钢 管

11.1.4 已有震害表明，敷设在构造破碎、裂隙发育、地基软弱或山脊、高坎、深坑等地段的明管，地震时损坏较严重。如日本某水电站的压力钢管敷设在十分陡峻的风化岩山坡上，在关东大地震时，由于岩石崩塌，造成锚定支座的破坏。

11.1.5 镇墩和支墩位于坚硬土层上的明管震害较轻。我国东川地震中某矿钢筋混凝土管道支座遭受9度地震作用，产生不均匀沉陷。日本市之濑和上打波两座水电站压力钢管在北美浓地震时，支座下沉分别达70mm和30mm。因此，地震区明管的镇墩、支墩宜设置在坚硬土层，并适当缩短间距，加大断面，在应力集中部位增加布筋。

11.1.6 管道接头是抗震薄弱部位。日本十胜冲地震中，给水管接头损坏占水管损坏总量的65%。我国通海、海城地震震害表明，刚性接头大多松动漏水，而柔性接头都完好无损。

11.2 地 面 厂 房

11.2.7 我国新丰江水电站坝后式厂房在遭受6.1级水库地震作用后，厂房有轻微损坏。机组间伸缩缝都有扩大迹象，厂房排架柱与柱间填充墙接触面处产生裂缝，厂房发电机层钢筋混凝土风道和机墩连接处出现细微环向裂缝。因此，对结构刚度有突变、温度应力大等薄弱部位，宜适当增加布筋。