Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Ufficio federale dell'energia UFE
Sezione Vigilanza sugli impianti di accumulazione

Direttiva sulla sicurezza degli impianti di accumulazione

Parte C3: Sicurezza sismica

L'ultima versione sostituisce le precedenti

Versione	Modifiche	**Data**
2.0	Revisione totale della direttiva dell'UFAEG 2002 e del documento di base sulla sicurezza sismica del marzo 2003	01.02.2016
2.1	Revisione parziale della direttiva sulla sicurezza degli impianti di accumulazione Parte C3: Sicurezza sismica del febbraio 2016	14.07.2021

Nota editoriale

Pubblicazione
Ufficio federale dell'energia, Sezione Vigilanza sugli impianti di accumulazione, 3003 Berna

Elaborazione revisione totale 2016
Gruppo di lavoro per la revisione della parte C3 «Sicurezza sismica»:
P. Brenner, Weinfelden
D. Fäh, Servizio Sismico Svizzero SED
S. Malla, Axpo Power AG
P. Obernhuber, VERBUND Hydro Power GmbH
R. Panduri, Ufficio federale dell'energia UFE
R. Radogna, Ofima SA
M. Schwager, Ufficio federale dell'energia UFE
T. Weber, STUDER ENGINEERING GmbH
M. Wieland, presidenza ICOLD Comitato sicurezza sismica

Elaborazione revisione parziale 2020
P. Oberender, Ufficio federale dell'energia UFE
R. Panduri, Ufficio federale dell'energia UFE
M. Schwager, Ufficio federale dell'energia UFE

Consultazione della revisione totale 2016
Gruppo di lavoro per la revisione della direttiva:
A. Baumer, Comitato svizzero delle dighe CSD
R. Boes, PF di Zurigo, Istituto sperimentale di ingegneria idraulica, idrologia e glaciologia VAW
G. Darbre, Ufficio federale dell'energia UFE
S. Gerber, Ufficio federale dell'energia UFE
H. Meusburger, Conferenza dei direttori cantonali delle pubbliche costruzioni, della pianificazione del territorio e dell'ambiente DCPA
T. Oswald, Ufficio federale dell'energia UFE
B. Otto, Associazione svizzera di economia delle acque ASEA
R. Panduri, Ufficio federale dell'energia UFE
M. Perraudin, Associazione delle aziende elettriche svizzere AES
A. Schleiss, EPFL Losanna, Laboratorio di costruzioni idrauliche LCH
A. Truffer, Conferenza dei direttori cantonali dell'energia EnDK

Consultazione della revisione parziale 2020
A. Baumer, Comitato svizzero delle dighe CSD
R. Boes, PF di Zurigo, Istituto sperimentale di ingegneria idraulica, idrologia e glaciologia VAW
P. Manso, EPFL Losanna, Laboratorio di costruzioni idrauliche LCH
H. Meusburger, Conferenza dei direttori cantonali delle pubbliche costruzioni, della pianificazione del territorio e dell'ambiente DCPA
B. Otto, Associazione svizzera di economia delle acque ASEA
R. Panduri, Ufficio federale dell'energia UFE
M. Perraudin, Associazione delle aziende elettriche svizzere AES
A. Schleiss, EPFL Losanna, ex Laboratorio di costruzioni idrauliche LCH
A. Truffer, Conferenza dei direttori cantonali dell'energia EnDK

Documento approvato dalla direzione dell'UFE in data 30 marzo 2021.

Data

Prima pubblicazione (versione 2.0): 1° febbraio 2016

Pubblicazione della prima versione riveduta (versione 2.1): 14.07.2020

Indice

1. Introduzione 5
2. Obiettivi di comportamento 5
2.1. Obiettivo di comportamento generale per l'impianto di accumulazione 5
2.2. Obiettivi di comportamento per le opere ausiliarie 5
2.3. Obiettivi di comportamento per la ritenuta 5
3. Classi di impianti di accumulazione 6
3.1. Suddivisione generale degli impianti di accumulazione in classi 6
3.2. Impianti di accumulazione per la protezione contro i pericoli naturali 7
3.3. Impianti di accumulazione per lo sbarramento di fiumi 7
4. Caso di carico sisma e fase di assestamento 7
4.1. Definizione dei casi di carico, condizioni iniziali e condizioni al contorno 7
4.2. Definizione di pericolosità sismica 8
4.3. Azione sismica 8
4.4. Considerazioni sugli effetti per dighe di calcestruzzo ..... (dighe ad arco, dighe a gravità, dighe a contrafforti, etc.) e traverse mobili 12
4.5. Considerazioni sugli effetti per dighe in materiale sciolto 12
5. Caratteristiche dei materiali 13
5.1. Aspetti generali 13
5.2. Considerazioni sulle caratteristiche dei materiali per dighe di calcestruzzo ..... (dighe ad arco, dighe a gravità, dighe a contrafforti, etc.) e traverse mobili 13
5.3. Considerazioni sulle caratteristiche dei materiali per dighe in materiale sciolto 13
6. Metodo della verifica 15
6.1. Aspetti generali 15
6.2. Interpretazione, valutazione analisi ampliata 15
6.3. Metodo di analisi approfondito 15
6.4. Considerazioni sul metodo della verifica per dighe a gravità e traverse mobili 16
6.5. Considerazioni sul metodo della verifica per dighe ad arco 17
6.6. Considerazioni sul metodo della verifica per dighe in materiale sciolto 17
7. Ulteriori considerazioni 20
7.1. Faglie attive 20
7.2. Eccezioni 20
Bibliografia 202

Terminologia

a_{gd}	valore di dimensionamento dell'accelerazione massima del terreno
$a_{gd,act}$	valore di dimensionamento dell'accelerazione spettrale del terreno di fondazione
a_{gh}	valore di dimensionamento dell'accelerazione massima del terreno di fondazione in funzione della classe
c_A	fattore di correzione dell'accelerazione spettrale
η	valore correttivo dello spettro di risposta (dipendente dal grado di smorzamento viscoso)
S	costante di proporzionalità in funzione della classe del terreno
$S_{a0,15SED}$	valore di riferimento dell'accelerazione spettrale
S_e	valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico
T	periodo di oscillazione
T_B	parametro di riferimento dello spettro di risposta elastico
T_C	parametro di riferimento dello spettro di risposta elastico
T_D	parametro di riferimento dello spettro di risposta elastico
ξ	grado di smorzamento viscoso
$\gamma_{normale}; \gamma_{straordinario}$	fattori di sicurezza parziali per i casi di carico normale e straordinario secondo la direttiva parte C1
$\gamma^{nb}_{normale}; \gamma^{nb}_{straordinario}$	fattori di sicurezza parziali per i casi di carico normale e straordinario durante la fase di assestamento
$K_{ps,D>0}, K_{ps,D=0}$	fattore che considera l'amplificazione delle dighe in materiale sciolto nell'analisi quasi-statica

1. Introduzione

1.1. Una verifica della sicurezza sismica è necessaria per tutti gli impianti di accumulazione, in particolare:

- per gli impianti nuovi o ristrutturati nel quadro di una procedura di approvazione dei piani;
- per gli impianti di accumulazione esistenti per i quali non è ancora stata svolta una verifica della sicurezza sismica;
- al fine di adeguarsi allo stato delle conoscenze e della tecnica;
- per adeguarsi a modifiche delle ipotesi avanzate in una precedente verifica della sicurezza sismica.

1.2. Verifica semplificata della sicurezza sismica per i piccoli impianti di accumulazione (impianti di accumulazione di classe III)

1.2.1. In presenza delle condizioni riportate al punto 7.2, la verifica della sicurezza sismica dell'opera di sbarramento dei piccoli impianti di accumulazione di classe III (si veda il capitolo 3) può essere svolta in forma semplificata.

2. Obiettivi di comportamento

2.1. Obiettivo di comportamento generale per l'impianto di accumulazione

2.1.1. L'obiettivo della verifica della sicurezza sismica di un impianto di accumulazione consiste nel poter escludere che a causa di un sisma si verifichi una rottura dell'impianto con conseguente fuoriuscita incontrollata dell'acqua. Sono ammessi i danni come pure le deformazioni permanenti che non mettono a rischio la sicurezza dell'impianto di accumulazione.

2.1.2. Dopo il sisma (dopo l'azione dinamica) l'impianto deve ancora disporre di riserve di sicurezza, al fine di consentire lo svolgimento dei lavori di manutenzione o garantire un abbassamento sicuro della ritenuta.

2.1.3. Il mantenimento della funzionalità dell'impianto di accumulazione dopo il sisma non rappresenta un obiettivo di comportamento nel senso della sicurezza dell'impianto.

2.2. Obiettivi di comportamento per le opere ausiliarie

2.2.1. Gli sfioratori e i dispositivi di scarico non sono danneggiati sotto il profilo strutturale al punto da provocare una fuoriuscita d'acqua incontrollata.

2.2.2. Immediatamente dopo il sisma, è ancora possibile lo svuotamento della ritenuta e la deviazione di piene ridotte tramite gli sfioratori e i dispositivi di scarico oppure in altro modo conformemente alla parte C2 punto 2.7.4.

2.2.3. Dopo il sisma la strumentazione necessaria all'individuazione di un'imminente rottura è funzionante o tale funzionamento può essere rapidamente ripristinato; l'identificazione di tale strumentazione è parte della verifica della sicurezza sismica.

2.2.4. Il comportamento di altre strutture e opere è da includere nelle riflessioni se la rottura di queste strutture e opere a seguito del sisma può compromettere la sicurezza dell'impianto di accumulazione.

2.3. Obiettivi di comportamento per la ritenuta

2.3.1. I potenziali movimenti di masse nell'area della ritenuta generati dall'azione sismica non devono compromettere la sicurezza della diga, delle opere ausiliarie rilevanti per la sicurezza e delle persone o dei beni a valle (a seguito di una fuoriuscita incontrollata di acqua).

2.3.2. Tra i potenziali movimenti di masse indotti da un sisma bisogna considerare in particolare smottamenti, scivolamenti di rive instabili, frane rocciose, cadute di massi e distacchi di ghiaccio.

3. Classi di impianti di accumulazione

3.1. Suddivisione generale degli impianti di accumulazione in classi

3.1.1. Ai fini della verifica della sicurezza sismica gli impianti di accumulazione vengono suddivisi in tre classi; per ogni classe sono definiti criteri distinti.

3.1.2. La suddivisione in classi avviene secondo i seguenti criteri:

- impianti di accumulazione di classe I: soddisfano i criteri di cui all'art. 18 cpv. 1 lett. a o lett. b OImA;
- impianti di accumulazione di classe II: hanno un'altezza d'invaso pari a o superiore a 5 m, soddisfano il criterio dimensionale di cui all'art. 3 cpv. 2 LImA e non sono assegnati alla classe I;
- impianti di accumulazione di classe III: non soddisfano il criterio dimensionale di cui all'art. 3 cpv. 2 LImA o hanno un'altezza d'invaso fino a 5 m.

La figura 1 presenta le classi di impianti di accumulazione in base ad altezza d'invaso e volume della ritenuta, secondo le corrispondenti definizioni della parte A.

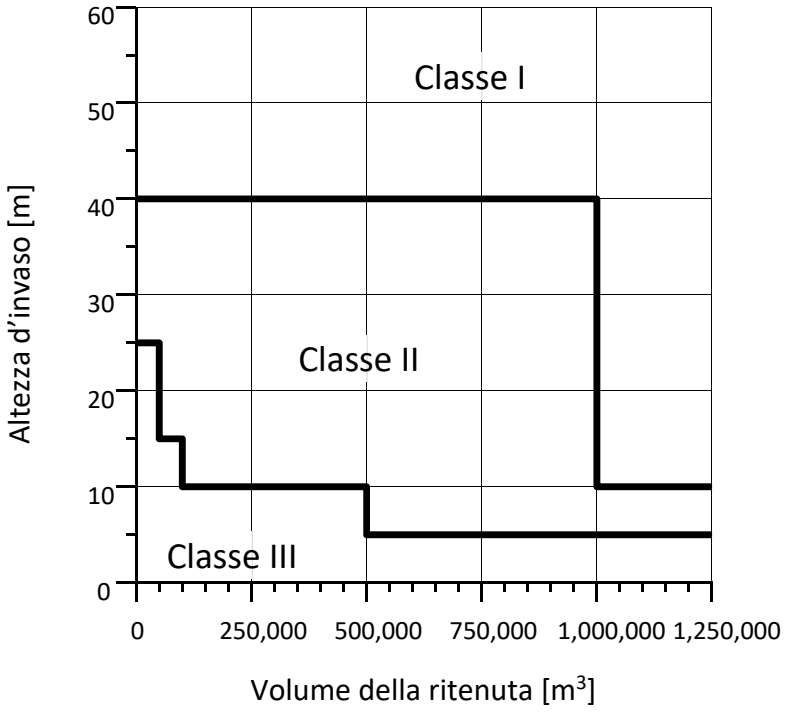

Figura 1: definizione delle tre classi di impianti di accumulazione

3.2. Impianti di accumulazione per la protezione contro i pericoli naturali

3.2.1. Gli impianti di accumulazione per la protezione contro i pericoli naturali, destinati solamente all'accumulo temporaneo dell'acqua (bacini di ritenuta), sono assegnati alla classe III, indipendentemente dall'altezza d'invaso e dal volume della ritenuta.

3.3. Impianti di accumulazione per lo sbarramento di fiumi

3.3.1. Gli impianti di accumulazione per lo sbarramento di fiumi situati al di fuori della zona contigua alla diga rientrano nella classe III, fatti salvi diversi e più severi requisiti posti dall'autorità di vigilanza, dalle autorità concessionarie o da autorità terze.

4. Caso di carico sisma e fase di assestamento

4.1. Definizione dei casi di carico, condizioni iniziali e condizioni al contorno

4.1.1. Caso di carico sisma

4.1.1.1 Il caso di carico sisma è un caso di carico estremo (tipo 3) conformemente alla parte C1 a cui va applicata l'azione sismica in base al punto 4.2. Le ulteriori azioni singole sono indicate nella parte C1.

4.1.1.2 Le deformazioni e sollecitazioni dovute agli effetti statici costituiscono le condizioni iniziali per l'analisi sismica.

4.1.1.3 Solitamente per la verifica della sicurezza sismica si considera lo stato della ritenuta piena. In questo caso va assunto il livello di ritenuta con un livello determinante per l'altezza d'invaso secondo la parte A punto 6.1.

4.1.1.4 Se un riempimento parziale può provocare un comportamento più sfavorevole dell'opera di sbarramento in caso di sisma, occorre verificare anche gli stati con riempimento parziale.

4.1.1.5 Per il caso di carico sisma non vengono considerati ulteriori fattori di sicurezza parziali.

4.1.2. Caso di carico fase di assestamento (sicurezza post-sisma)

4.1.2.1 La sicurezza dell'impianto di accumulazione dopo l'evento sismico deve corrispondere, a lungo termine o dopo eventuali misure necessarie, al grado di sicurezza antecedente al sisma secondo la parte C1.

4.1.2.2 A breve termine, ossia immediatamente dopo l'evento sismico e fino all'attuazione di eventuali misure necessarie, la sicurezza dell'impianto è considerata sufficiente se può essere verificata con l'80% dei fattori di sicurezza parziali per i casi di carico normale e straordinario secondo la parte C1 punto 4.6.5.

$$\gamma_{normale}^{nb} = \gamma_{normale} \cdot 0.8; \quad (1)$$

$$\gamma_{straordinario}^{nb} = \gamma_{straordinario} \cdot 0.8; \quad (2)$$

$$\gamma^{nb} \geq 1 \quad (3)$$

in cui l'indice «nb» indica il fattore di sicurezza parziale per la fase di assestamento. Sono considerati casi di carico straordinario per la fase di assestamento in particolare i casi di carico risultanti dall'adozione di immediate misure d'intervento (ad es. abbassamento rapido) o da un afflusso d'acqua generato immediatamente dopo il sisma conformemente alla parte C2 punto 2.7.4.

4.1.2.3 L'autorità di vigilanza stabilisce nel caso concreto per quanto tempo è tollerato questo stato con sicurezza ridotta secondo il punto 4.1.2.2.

4.1.2.4 Per il caso di carico risultante da eventuali misure di risanamento necessarie, l'autorità di vigilanza stabilisce caso per caso la pericolosità e i requisiti in termini di sicurezza.

4.1.2.5 Durante questo periodo i casi di carico estremo possono non essere presi in considerazione.

4.1.2.6 Le deformazioni e sollecitazioni risultanti dall'analisi dinamica costituiscono le condizioni iniziali per l'analisi della sicurezza post-sisma. Le corrispondenti condizioni iniziali devono essere considerate in particolare se dopo il sisma è prevista l'adozione di misure tempestive quali un abbassamento della ritenuta.

4.2. Definizione di pericolosità sismica

4.2.1. Il Servizio Sismico Svizzero definisce la pericolosità sismica come l'azione sismica per un determinato periodo di ritorno nel sito dell'impianto di accumulazione di una roccia di riferimento omogenea attraverso un profilo di velocità delle onde di taglio [Poggi et al. 2011].

4.2.2. A seconda della classe, per stabilire la pericolosità sismica va assunto un diverso periodo di ritorno. La tabella 1 presenta i periodi di ritorno da assumere in base alla classe.

Tabella 1: periodo di ritorno determinante per ogni classe

Classe dell'impianto di accumulazione	Periodo considerato	Probabilità di superamento media	Periodo di ritorno medio
I	50 anni	0,5%	10'000 anni
II	50 anni	1%	5000 anni
III	50 anni	5%	1000 anni

4.2.3. La pericolosità sismica è ricavata dal modello svizzero di pericolosità sismica SuiHaz2015 [Wiemer, St.; Danciu, L. et al. 2016].

4.3. Azione sismica

4.3.1. Definizione di azione sismica

4.3.1.1 L'azione sismica consta dei seguenti elementi:

- accelerazione massima del terreno
- spettro di risposta elastico
- accelerogrammi

4.3.1.2 L'accelerazione massima del terreno e gli spettri di risposta elastici sono ricavati dalla pericolosità sismica probabilistica.

4.3.1.3 Gli accelerogrammi si possono ricavare con l'aiuto del parametro al punto 4.3.1.2. Per l'applicazione degli accelerogrammi si vedano le indicazioni al punto 4.3.5.

4.3.1.4 L'azione sismica è data come azione in condizioni di campo libero (free-field) orizzontale.

4.3.2. Accelerazione massima del terreno

4.3.2.1 L'accelerazione massima del terreno determinante su roccia ($a_{\mathrm{gd,act}}$) deve essere determinata per il sito specifico di un impianto; essa è indipendente dalla direzione e corrisponde all'accelerazione orizzontale massima del terreno per la classe di terreno di fondazione A.

4.3.2.2 L'accelerazione massima del terreno (a_{gd}) può essere ricavata come segue dalla pericolosità determinante:

$$a_{gd,act} = S_{a0,15SED} \cdot c_A \quad (4)$$

$$a_{gd} = \frac{a_{gd,act}}{2.5} \quad (5)$$

in cui $S_{\mathrm{a0,15SED}}$ è il valore mediano dell'accelerazione spettrale orizzontale tratto dai dati sulla pericolosità[1] del Servizio Sismico Svizzero per un periodo di oscillazione di 0,15 s e per il periodo di ritorno determinante a seconda della classe. c_A è un fattore correttivo applicato per tenere conto delle differenze nella classe di riferimento. Generalmente si applica un fattore $c_A = 1.6$.

[1] I dati di pericolo possono essere ottenuti da http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/Intro/. Una guida per ottenere i dati è pubblicata sul sito dell'UFE (https://www.bfe.admin.ch/bfe/de/home/versorgung/aufsicht-und-sicherheit/talsperren.html).

4.3.3. Terreno di fondazione e topografia

4.3.3.1 Le condizioni del terreno di fondazione e la topografia influenzano l'azione sismica e pertanto devono essere prese in considerazione. Se determinante, la topografia locale deve essere considerata attraverso la modellizzazione.

4.3.3.2 Al momento di determinare l'azione sismica, l'influsso del terreno di fondazione deve essere considerato mediante uno studio dell'amplificazione del terreno di fondazione specifico del sito oppure mediante assegnazione ad una delle classi secondo la tabella 2.

4.3.3.3 Nel caso degli impianti di classe I e II l'assegnazione deve avvenire in base a indagini geotecniche e/o geofisiche nonché a una perizia geologica.

4.3.3.4 Per gli impianti di accumulazione di classe III l'assegnazione a una classe di terreno può avvenire attraverso un metodo qualitativo, considerando le informazioni tratte da carte geologiche e geotecniche e, se possibile, relative ad altri siti che presentano condizioni comparabili. Se viene svolta un'analisi puramente qualitativa del terreno, questo non può essere assegnato alla classe R.

4.3.3.5 Un terreno può essere assegnato alla classe R solamente se la fondazione è sottoposta ad un'estesa analisi quantitativa. Si considerano «sottoposte a un'estesa analisi quantitativa » le fondazioni analizzate e documentate globalmente sia dal punto di vista spaziale, attraverso misurazioni geofisiche, sia dal punto di vista geologico. Affinché un terreno possa essere assegnato alla classe R, le analisi svolte devono dimostrare la presenza (anche al di sotto dello sbarramento) di roccia integra con una velocità delle onde di taglio superiore a 1100 m/s.

4.3.3.6 L'influsso delle condizioni del terreno di fondazione è considerato in base alla tabella 2 attraverso una costante di proporzionalità (S) che varia in funzione della classe. L'accelerazione orizzontale massima del terreno è data come azione in condizioni di campo libero (free-field) orizzontale (a_{gh}):

$$a_{gh} = a_{gd} \cdot S \qquad (6)$$

4.3.3.7 Nei casi in cui, in base ai dati del Servizio Sismico Svizzero, gli spettri di risposta generalizzati superino considerevolmente lo spettro Uniform Hazard (UHS) per i periodi propri determinanti della struttura oppure le condizioni del terreno siano nettamente migliori rispetto alla classe R, i parametri di riferimento o la costante di proporzionalità possono essere adattati in casi particolari, d'intesa con l'autorità di vigilanza e dopo consultazione degli esperti. Di regola in tali casi devono essere previste analisi approfondite e misurazioni delle caratteristiche dinamiche della struttura e del terreno.

Tabella 2: definizione delle classi dei terreni di fondazione e delle dimensioni per determinare l'amplificazione del terreno

Classe di terreno	Descrizione del profilo stratigrafico	$v_{s,30}$ [m/s]	Nspt [n. di colpi/0.3 m]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
R	Roccia intatta senza significativi indebolimenti, disgregazioni o inserimenti di materiale sciolto a livello locale; sottoposta ad un'estesa analisi quantitativa	>1100	-	0,75	0,06	0,30	2,0
A	Roccia oppure altre formazioni geologi che simili con una copertura di materiaie sciolto di massimo 5 m di spessore dalla superficie	>800	-	1,00	0,07	0,25	2,0
B	Depositi di sabbia o ghiaia molto densi o d'argilla molto consistente, con spessore di alcune decine di metri, caratterizzati da un graduale aumento delle proprietà meccaniche con la profondità	500... 800	>50	1,20	0,08	0,35	2,0
C	Depositi di sabbia o ghiaia da densi a mediamente addensati, o di argilla consistente, con spessore da alcune decine di metri a diverse centinaia di metri	300... 500	15...50	1,45	0,10	0,4	2,0
D	Depositi di materiale sciolto a mediamente addensati (con o senza strati coesivi di bassa consistenza), oppure materiale sciolto prevalentemente coeso da poco a mediamente consistente	< 300	< 15	1,70	0,10	0,5	2,0
E	Profilo caratterizzato da uno strato superficiale di materiale sciolto costituito da materiali riconducibili alle classi di terreno C o D, con spessore tra i 5 e i 20 m ed un valore vs medio < 500 m/s su materiale più consistente con vs > 800 m/s	-	-	1,70	0,09	0,25	2,0

4.3.4. Spettro di risposta elastico

4.3.4.1 La costruzione degli spettri di risposta elastici si ottiene moltiplicando l'accelerazione massima del terreno su roccia (a_{gd}) per la costante di proporzionalità del terreno specifico (S) e altri termini che considerano l'amplificazione spettrale e lo smorzamento (η).

4.3.4.2 Gli spettri di risposta elastici normalizzati dei componenti orizzontali dell'azione sismica rappresentati nella Figura 2 vengono costruiti secondo le equazioni (7) – (10).

$$S_e = a_{gd} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{(2.5 \cdot \eta - 1) \cdot T}{T_B}\right] \qquad (0 \le T \le T_B) \qquad (7)$$

$$S_e = a_{gd} \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \qquad (T_B \le T \le T_C) \qquad (8)$$

$$S_e = a_{gd} \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \frac{T_C}{T} \qquad (T_C \le T \le T_D) \qquad (9)$$

$$S_e = a_{gd} \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \qquad (T_D \le T) \qquad (10)$$

in cui:

- S_e: valori dell'ordinata dello spettro di risposta;
- T: periodo di oscillazione;
- T_B, T_C, e T_D: parametri di riferimento dello spettro di risposta, ricavabili dalla tabella 2;
- a_{gd}: accelerazione massima del terreno su roccia secondo l'equazione (5);
- S: costante di proporzionalità in funzione del terreno dalla tabella 2;
- η è un valore di correzione corrispondente a $\eta = \sqrt{\frac{1}{0.5+10\xi}} \ge 0.55$; con ξ [-] come grado di smorzamento viscoso; lo smorzamento deve essere stabilito specificamente per l'opera al momento della determinazione dello spettro di risposta normalizzato.

4.3.4.3 Per determinare lo spettro di risposta elastico della componente verticale dell'azione sismica i valori dell'ordinata S_e vengono moltiplicati per il fattore 0,7.

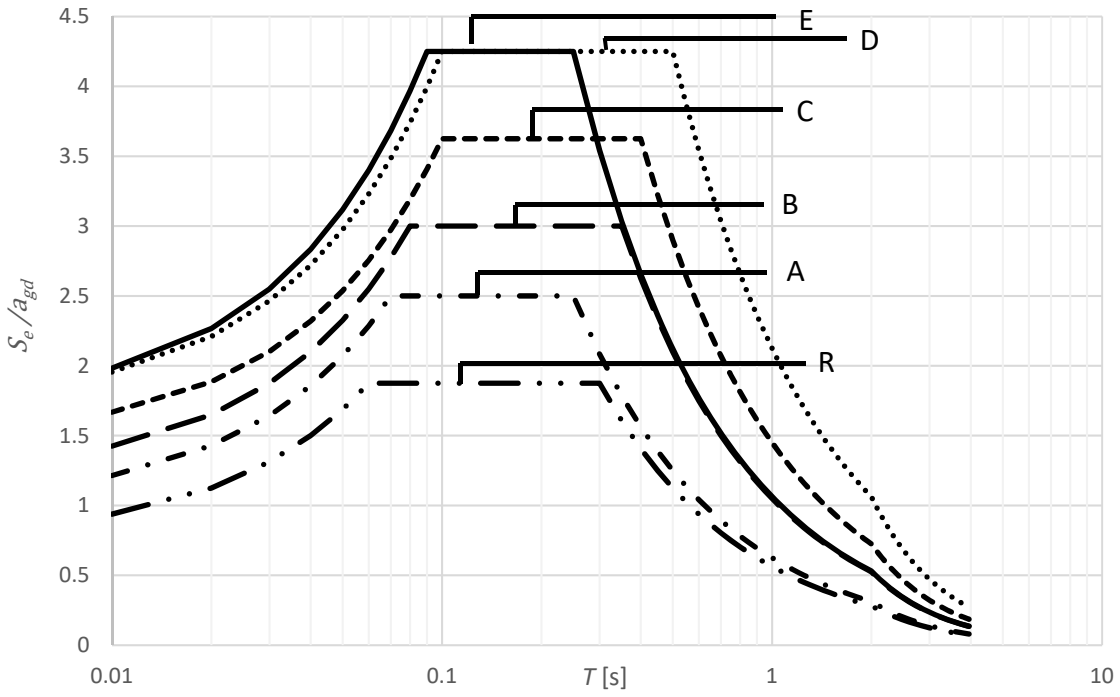

Figura 2: spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali dell'azione sismica per le classi dei terreni di fondazione secondo la tabella 2 (per un grado di smorzamento viscoso $\xi = 0.05$)

4.3.5. Accelerogrammi

(Questa parte è ancora in fase di elaborazione; fino a nuova comunicazione valgono i punti sottoelencati)

4.3.5.1 In qualità di accelerogrammi si possono utilizzare registrazioni adeguate e/o accelerogrammi generati artificialmente.

4.3.5.2 Gli accelerogrammi devono essere compatibili con gli spettri di risposta elastici secondo il punto 4.3.4.

4.3.5.3 Le registrazioni non compatibili con gli spettri elastici secondo il punto 4.3.4, devono essere opportunamente rielaborate.

4.3.5.4 La compatibilità tra lo spettro di risposta di riferimento secondo il punto 4.3.4 e lo spettro di risposta corrispondente all'accelerogramma è data se i valori di quest'ultimo non rimangono sotto i valori dello spettro di risposta di riferimento in misura superiore al 10%.

4.3.5.5 Gli accelerogrammi generati artificialmente o quelli naturali selezionati devono presentare caratteristiche compatibili con la pericolosità sismica sul sito dell'impianto.

4.3.5.6 Nel caso di una verifica basata sugli accelerogrammi, d'intesa con l'autorità di vigilanza si utilizza un numero di accelerogrammi stocasticamente indipendenti e adattati al metodo di calcolo. In questo caso una serie è costituita da tre componenti (due orizzontali e una verticale) o due nel caso di un modello di calcolo bidimensionale.

4.4. Considerazioni sugli effetti per dighe di calcestruzzo (dighe ad arco, dighe a gravità, dighe a contrafforti, etc.) e traverse mobili

4.4.1. L'influsso dinamico dell'acqua della ritenuta deve essere considerato (cfr. punti 6.2 e 6.3).

4.4.2. La sottopressione nella superficie di contatto tra l'opera di sbarramento e il sottosuolo o tra faglie nel sottosuolo va considerata ai fini della verifica della stabilità sotto l'effetto di un'azione sismica analogamente al caso statico.

4.4.3. Se a causa dell'azione sismica si può supporre una modifica delle condizioni di sottopressione, è necessario verificare la stabilità post-sisma con queste condizioni modificate.

4.5. Considerazioni sugli effetti per dighe in materiale sciolto

4.5.1.1 L'influsso dinamico dell'invaso può essere trascurato per le dighe in materiale sciolto.

4.5.1.2 Deve essere considerato l'eventuale aumento della pressione interstiziale a seguito dell'azione sismica.

5. Caratteristiche dei materiali

5.1. Aspetti generali

5.1.1. Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale si utilizzano valori caratteristici per la cui determinazione valgono di regola le indicazioni riportate nella parte C1 punto 4.6.3. Ai fini della verifica della sicurezza sismica come valori caratteristici possono essere utilizzate stime prudenti per la corrispondente situazione da sottoporre a verifica.

5.1.2. Di regola le necessarie caratteristiche dei materiali per l'impianto e il terreno di fondazione devono essere stabilite in base a prove di laboratorio e sul campo, tramite prove rappresentative del caso di carico sisma.

5.2. Considerazioni sulle caratteristiche dei materiali per dighe di calcestruzzo (dighe ad arco, dighe a gravità, dighe a contrafforti, etc.) e traverse mobili

5.2.1. Il peso volumetrico del calcestruzzo viene determinato attraverso delle misurazioni oppure viene assunto un valore conservativo del peso volumetrico per la rispettiva fase di verifica.

5.2.2. I parametri dinamici di resistenza del calcestruzzo possono essere supposti in maniera empirica aumentando del 30% i relativi valori statici. Il modulo dinamico di elasticità del calcestruzzo può essere stimato aumentando del 25% il modulo statico.

5.2.3. Ai fini della verifica della sicurezza lungo la superficie di appoggio si possono applicare i parametri statici della resistenza al taglio. Ciò non si applica, se sotto la sollecitazione ciclica si devono ammettere resistenze al taglio inferiori o una perdita della resistenza.

5.2.4. Di regola nelle analisi lineari viscoelastiche il grado di smorzamento viscoso ξ per il calcestruzzo non armato può essere assunto al 5%. Questa ipotesi deve essere verificata, in particolare nei casi in cui il modello di calcolo tenga conto della dissipazione o dello smorzamento per irraggiamento.

5.3. Considerazioni sulle caratteristiche dei materiali per dighe in materiale sciolto

5.3.1. Per le dighe in materiale sciolto di classe I occorre determinare i parametri del suolo, sia statici che dinamici, attraverso delle prove. Bisogna applicare una legge costitutiva del materiale idonea a descrivere il comportamento del terreno sottoposto a sollecitazione ciclica o dinamica.

5.3.2. Per le dighe in materiale sciolto di classe II e III si possono utilizzare caratteristiche statiche dei materiali, seguendo le indicazioni sul metodo di verifica specificato nel capitolo 6.

5.3.3. Per le dighe in materiale sciolto occorre distinguere tra comportamento drenato e non drenato del materiale. Nel comportamento non drenato deve essere considerata in particolare la potenziale perdita di resistenza al taglio causata da sovrappressioni dell'acqua interstiziale rispetto al comportamento drenato.

5.3.4. Comportamento drenato del materiale

5.3.4.1 Se è assumibile un comportamento drenato del materiale l'analisi si effettuerà in tensioni effettive.

5.3.4.2 Di regola in presenza di materiale saturo d'acqua non si può assumere un comportamento drenato del materiale. Se ciononostante si assume un comportamento drenato di materiale saturo, questa ipotesi deve essere confermata mediante una stima della dissipazione delle sovrappressioni dell'acqua interstiziale nel confronto con la velocità di sollecitazione.

5.3.4.3 In generale si assume la resistenza al taglio residuo, a meno che nell'analisi venga considerato il rammollimento del materiale.

5.3.4.4 Di regola la coesione non viene assunta, a meno che ciò sia motivato da prove di laboratorio e sussista indipendentemente da influssi esterni.

5.3.5. Comportamento non drenato del materiale

5.3.5.1 Se è assumibile un comportamento non drenato (o parzialmente drenato) del materiale, l'analisi può essere effettuata in tensioni totali oppure in tensioni effettive.

5.3.5.2 Nel caso di analisi a livello di tensioni totali, per le dighe in materiale sciolto di classe II e III la resistenza al taglio non drenato sottoposto a sollecitazione ciclica può essere assunta all'80% della resistenza al taglio non drenato statico [Makdisi-Seed, 1978].

5.3.5.3 Nel caso di analisi a livello di tensioni effettive bisogna garantire che l'influsso delle sovrappressioni dell'acqua interstiziale sia correttamente raffigurato dalla legge costitutiva del materiale. È necessario effettuare il controllo della plausibilità della resistenza al taglio non drenata.

5.3.5.4 Per le dighe in materiale sciolto di classe I la resistenza al taglio non drenato o la creazione di sovrappressioni interstiziali deve essere determinata attraverso delle prove dinamiche.

5.3.6. Valutazione del rischio di liquefazione

5.3.6.1 In particolare nel caso di sabbie fini e limi, in uno stato di saturazione sotto sollecitazione sismica vi è il rischio di una perdita totale della resistenza al taglio (liquefazione del materiale).

5.3.6.2 La problematica della liquefazione deve essere analizzata in modo dettagliato, in presenza delle condizioni seguenti:

- la curva di distribuzione granulometrica del materiale tra il 10% e il 90% di percentuale del peso ponderale si trova entro l'area «2» della figura 2;
- il materiale è saturo;
- la compattezza D_r è inferiore a 0,5.

5.3.6.3 La valutazione della sicurezza circa il rischio di liquefazione non sostituisce l'analisi della sicurezza di una diga in materiale sciolto sottoposta ad azione sismica in presenza di comportamento non drenato.

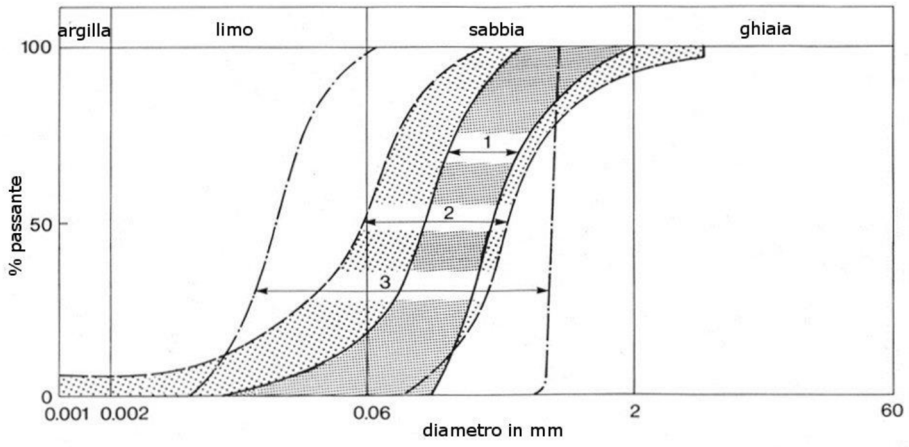

Figura 3: aree della distribuzione granulometrica di terreni soggette a liquefazione [Finn, 1972]

6. Metodo della verifica

6.1. Aspetti generali

6.1.1. La verifica della sicurezza sismica comprende le fasi «Modellizzazione», «Analisi», «Interpretazione e valutazione» e «Analisi approfondita»

6.1.2. Modellizzazione

6.1.2.1 La modellizzazione deve tenere conto di sottosuolo, opera di sbarramento e ritenuta.

6.1.2.2 Le ipotesi o i risultati delle indagini sulla struttura geologica e geotecnica del sottosuolo nonché le caratteristiche meccaniche della diga e del sottosuolo devono essere raffigurate mediante modelli adeguati.

6.1.2.3 Nella modellizzazione bisogna considerare le particolarità specifiche dell'impianto (ad es. punti deboli, sequenza di iniezioni e gettate di calcestruzzo o avvenimenti particolari durante la costruzione) se queste possono avere un influsso determinante sulla verifica della sicurezza sismica.

6.1.2.4 Ai fini della calibrazione del modello vanno considerati i risultati delle misurazioni nell'ambito della sorveglianza regolare.

6.1.3. Analisi

6.1.3.1 L'analisi comprende il comportamento dell'impianto di accumulazione durante e dopo l'evento sismico.

6.1.3.2 Nell'analisi delle condizioni durante il sisma vengono determinate, tenendo conto dell'azione sismica, le deformazioni permanenti e i danni dell'impianto.

6.1.3.3 Nell'analisi post-sisma vengono analizzati gli effetti dell'azione sismica sulla sicurezza dell'impianto di accumulazione. In particolare occorre tenere conto di eventuali deformazioni permanenti, danni, sovrappressioni dell'acqua interstiziale e modifiche delle condizioni di sottopressione.

6.1.3.4 Il metodo di analisi delle condizioni durante il sisma deve essere scelto in base alla classe dell'impianto; in genere si applicano i seguenti requisiti minimi:

- per gli impianti di accumulazione di classe I: calcolo dinamico temporale
- per gli impianti di accumulazione di classe II: metodo dello spettro di risposta (o per le dighe in materiale sciolto metodo dello spettro di risposta semplificato tenendo conto di più modi propri)
- per gli impianti di accumulazione di classe III: metodo pseudo-statico (o considerazione del primo modo proprio)

6.2. Interpretazione, valutazione analisi ampliata

6.2.1. Il comportamento durante e dopo il sisma deve essere valutato in relazione al raggiungimento degli obiettivi di comportamento secondo il punto 2.

6.3. Metodo di analisi approfondito

6.3.1. Se non è possibile verificare la sicurezza sismica degli impianti di accumulazione di classe II attraverso il metodo di analisi previsto per la classe specifica, si può applicare il metodo della classe I.

6.3.2. Se non è possibile verificare la sicurezza sismica degli impianti di accumulazione di classe III attraverso il metodo di analisi previsto per la classe specifica, si può applicare il metodo delle classi I o II.

6.4. Considerazioni sul metodo della verifica per dighe a gravità e traverse mobili

6.4.1. Modellizzazione per dighe a gravità e traverse mobili

6.4.1.1 L'influsso dinamico dell'acqua della ritenuta può essere considerato in maniera semplificata attraverso masse d'acqua oscillanti connesse rigidamente. Queste vanno integrate nel modello come punti di massa e agiscono perpendicolarmente sulla superficie a monte dell'opera.

6.4.1.2 Solitamente per le dighe a gravità è sufficiente un'analisi bidimensionale nella sezione trasversale determinante. In valli strette o in presenza di condizioni del sottosuolo variabili vanno considerate diverse sezioni trasversali, eventualmente può risultare necessaria un'analisi tridimensionale. Occorre prestare particolare attenzione alle zone d'appoggio.

6.4.1.3 Di regola per le traverse mobili si applica un modello tridimensionale che include almeno un pilone e la metà delle aperture contigue. In questo caso i limiti del modello dovrebbero tenere conto dei giunti di dilatazione. Se nella modellizzazione si trascurano degli elementi dell'opera (ad es. passerelle di servizio, apparecchiature meccaniche ecc.), l'effetto sul comportamento dell'opera di questi elementi deve essere considerato attraverso adeguate semplificazioni ed esposto in maniera ricostruibile.

6.4.1.4 Nelle dighe a gravità e nelle traverse mobili di classe I il modello deve includere anche il sottosuolo. Questo può essere modellato senza considerarne la massa.

6.4.1.5 Nelle dighe a gravità e nelle traverse mobili di classe II il modello deve includere anche il sottosuolo, mediante la modellazione con elementi finiti analogamente al metodo applicato per la classe I oppure mediante una rigidezza equivalente del sottosuolo.

6.4.1.6 Nelle dighe a gravità e nelle traverse mobili di classe III l'influsso dell'amplificazione del terreno può essere considerato attraverso l'utilizzo di uno spettro di risposta specifico del terreno.

6.4.2. Analisi per dighe a gravità e traverse mobili

6.4.2.1 Nelle dighe a gravità è sufficiente tenere conto di un'eccitazione sismica orizzontale, perpendicolare all'asse della diga.

6.4.2.2 Nelle traverse mobili occorre considerare anche l'azione sismica parallela all'asse della diga e valutare il comportamento dell'opera di sbarramento in questa direzione perlomeno con un modello semplificato.

6.4.2.3 L'eccitazione verticale deve essere considerata negli impianti di accumulazione di classe I e II, mentre può essere trascurata negli impianti di classe III.

6.4.2.4 Deve essere effettuata una verifica della sicurezza allo scorrimento lungo le potenziali superfici di scorrimento. Se si tiene conto della coesione, si deve considerare la riduzione della superficie di contatto a causa di eventuali fessure aperte.

6.4.2.5 Il calcolo di eventuali spostamenti lungo le potenziali superfici di scorrimento può essere eseguito applicando il metodo Newmark [Newmark, 1965].

6.4.2.6 La verifica della sicurezza al ribaltamento è soddisfatta se in qualsiasi momento la risultante rimane all'interno della sezione e se una rottura locale può essere esclusa. In assenza di questa condizione occorre dimostrare che nonostante il movimento risultante sono soddisfatti gli obiettivi di comportamento secondo il capitolo 2.

6.4.2.7 Per gli impianti di classe I e II va eseguita una verifica delle tensioni.

6.4.3. Interpretazione e valutazione per dighe a gravità und traverse mobili

6.4.3.1 Se in seguito all'azione sismica sono prevedibili degli scorrimenti permanenti, occorre valutare in particolare i punti seguenti:

- eventuale modifica delle condizioni di sottopressione, ad esempio a seguito di drenaggi o elementi impermeabilizzanti danneggiati o tagliati
- integrità degli elementi impermeabilizzanti dell'opera
- danni e sollecitazioni a elementi collegati all'opera (in particolare gallerie di scarico e di evacuazione e altre opere ausiliarie).

6.5. Considerazioni sul metodo della verifica per dighe ad arco

6.5.1. Modellizzazione per dighe ad arco

6.5.1.1 Nell'analisi delle dighe ad arco si applica un modello tridimensionale.

6.5.1.2 L'influsso dinamico dell'acqua della ritenuta può essere considerato in maniera semplificata attraverso masse d'acqua oscillanti connesse rigidamente. Queste vanno integrate nel modello come masse nodali e agiscono perpendicolarmente sulla superficie a monte dell'opera.

6.5.1.3 Per gli impianti di classe I il modello deve includere anche il sottosuolo, che può essere modellato senza considerarne la massa.

6.5.1.4 Per gli impianti di classe II e III il modello deve includere anche l'influsso del sottosuolo. A tal fine, il sottosuolo può essere modellato analogamente al metodo applicato per la classe I oppure mediante una rigidità equivalente del sottosuolo.

6.5.1.5 Nel metodo applicato per la classe I, la delimitazione del modello deve presentare i valori minimi indicati nella direttiva C1 punto 4.6.4.

6.5.2. Analisi di dighe ad arco

6.5.2.1 Per le dighe ad arco di classe I e II occorre considerare l'azione sismica in due direzioni orizzontali e nella direzione verticale.

6.5.2.2 Per le dighe ad arco di classe III la direzione verticale può essere trascurata.

6.5.2.3 Se i risultati delle analisi evidenziano la possibile formazione di fessure e aperture dei giunti causate da elevate sollecitazioni locali, occorre tenerne conto. In questo caso le zone di fondazione e d'appoggio necessitano di particolare considerazione. In particolare nel caso di elevate tensioni di trazione calcolate in direzione dell'arco è da supporre che queste non possano essere trasmesse ai giunti tra i blocchi. In tal caso è possibile applicare la seguente procedura:

- nelle zone fortemente sollecitate, è da supporre l'apertura dei giunti;
- al termine occorre valutare il comportamento dell'opera danneggiata dall'azione sismica (sollecitazione, deformazione, stabilità).

6.5.3. Interpretazione e valutazione di dighe ad arco

Nell'interpretare i risultati di un'analisi lineare viscoelastica, in particolare delle tensioni di trazione calcolate, occorre tenere conto delle caratteristiche strutturali effettive (quali giunti tra i blocchi, eventuale formazione di fessure nel corpo diga ecc.) nonché dei possibili effetti di un superamento della resistenza dei materiali. Eventualmente deve essere condotta un'ulteriore fase di analisi tenendo conto di questi effetti.

6.6. Considerazioni sul metodo della verifica per dighe in materiale sciolto

6.6.1. Modellizzazione per dighe in materiale sciolto

6.6.1.1 Solitamente per le dighe in materiale sciolto è sufficiente svolgere un'analisi bidimensionale della sezione trasversale determinante. In valli strette o in presenza di condizioni del sottosuolo variabili vanno considerate diverse sezioni trasversali oppure si utilizza un modello tridimensionale. Occorre prestare particolare attenzione alle zone d'appoggio.

6.6.2. Analisi di dighe in materiale sciolto

6.6.2.1 Circa l'analisi delle dighe in materiale sciolto di classe I valgono le seguenti considerazioni:

- nell'analisi del comportamento dinamico del corpo della diga bisogna considerare l'eccitazione verticale;
- le deformazioni permanenti possono essere calcolate con il metodo Newmark [Newmark, 1965]. In tal caso ai fini del calcolo degli scorrimenti può essere omessa la componente verticale dell'accelerazione.

6.6.2.2 Circa l'analisi delle dighe in materiale sciolto di classe II valgono le seguenti considerazioni:

- nell'analisi del comportamento dinamico del corpo della diga bisogna considerare l'eccitazione verticale;
- l'accelerazione nel corpo rigido determinante, come pure eventuali deformazioni permanenti, sono determinabili mediante stime semi-empiriche.

6.6.2.3 Per le dighe in materiale sciolto di classe III la verifica della sicurezza sismica può essere condotta mediante forza sostitutiva quasi-statica. Valgono le seguenti considerazioni:

- l'analisi può essere condotta assumendo una forza sostitutiva quasi-statica. La forza sostitutiva è pari a $F_{\mathrm{eq}} = a_{\mathrm{g}} \cdot m_{\mathrm{bk}}$, in cui a_g designa l'accelerazione orizzontale nel baricentro di un corpo rigido; m_{bk} è la massa del corpo rigido;
- l'eccitazione verticale può essere trascurata;
- l'accelerazione a_g in tutti i corpi rigidi determinanti (masse scorrevoli) è pari a $a_g = a_{gd} \cdot K_{\mathrm{ps}}$, in cui a_{gd} designa l'accelerazione su roccia secondo il punto 4.3.2. K_{ps} è un fattore di amplificazione dipendente dal terreno di fondazione indicato nella tabella 3;
- se è dimostrabile che, in presenza di una deformazione di diversi decimetri, la diga (in particolare gli elementi d'impermeabilizzazione e i filtri) ed eventualmente le opere ausiliarie raggiungono comunque gli obiettivi di comportamento di cui al capitolo 2, ai fini della verifica è possibile utilizzare il fattore di amplificazione ridotto $K_{ps,D} > 0$ secondo la tabella 3;
- qualora, al contrario, in presenza di una deformazione di diversi decimetri gli obiettivi di comportamento di cui al capitolo 2 non vengono raggiunti, la verifica è condotta applicando il fattore di amplificazione $K_{ps,D=0}$ secondo la tabella 3;

Tabella 3: fattori di amplificazione a seconda della classe di terreno per il calcolo quasi-statico delle dighe in materiale sciolto [Oberender et al. (2020) in base ai dati di Sarma (1979), Makdesi & Seed (1978), Bray & Travasarou (2007) e Bray & Macedo (2019)]

Classe di terreno	Fattore $K_{ps,D>0}$ (con deformazioni ammesse nell'ordine dei decimetri)	Fattore $K_{ps,D=0}$ (senza deformazione)
R	*1.25*	*2.60*
A	*1.50*	*3.75*
B	*1.90*	*4.50*
C	*2.25*	*5.40*

- la verifica è soddisfatta se sotto l'azione quasi-statica tutti i meccanismi determinanti funzionano integralmente;
- il metodo quasi-statico non è applicabile se nella diga o nella fondazione sono presenti materiali soggetti a rammollimento, con elevate percentuali organiche oppure che potrebbero subire un collasso della struttura;
- per le fondazioni su terreni di classe D e E il metodo quasi-statico non è applicabile. Le deformazioni del corpo della diga devono essere stimate e valutate in modo dettagliato.

6.6.3. Interpretazione e valutazione di dighe in materiale sciolto

6.6.3.1 Se in seguito all'azione sismica si possono prevedere deformazioni permanenti, occorre valutare in particolare i punti seguenti:

- anche in presenza di uno stato deformato il bordo restante deve essere sufficientemente ampio da garantire la sicurezza della diga;
- anche in presenza di uno stato deformato deve essere esclusa l'erosione interna;
- nelle dighe in materiale sciolto con nucleo il pericolo di un'erosione interna a seguito di una deformazione permanente può essere escluso in presenza delle seguenti condizioni:
  - (i) sono rispettati i criteri di filtro tra le singole zone della diga,
  - (ii) il nucleo presenta ancora una copertura sufficiente di materiale il quale può adattarsi alle deformazioni senza modifiche significative delle proprietà di permeabilità,
  - (iii) lo spessore residuo degli strati di filtro e drenaggio nello stato deformato corrisponde almeno alla metà dello spessore nello stato non deformato
- nelle dighe in materiale sciolto con manto di monte bisogna valutare l'integrità del manto. Nel caso si possa supporre un danno al manto, occorre valutare i conseguenti pericoli per la diga (come erosione interna e modifica delle condizioni di stabilità).

7. Ulteriori considerazioni

7.1. Faglie attive

7.1.1. Se nell'ambiente dell'impianto di accumulazione è nota una faglia attiva[2)], è necessario effettuare studi particolari sul caso specifico.

7.1.2. Per gli impianti di classe I l'attività o l'attivazione di faglie nell'ambiente dell'impianto di accumulazione deve essere periodicamente valutata sulla base della sismicità osservata, tenendo conto dei dati di registrazioni sismiche e carte sismotettoniche.

7.2. Eccezioni

7.2.1. Eccezioni per le piccole dighe a gravità

7.2.1.1 Per le dighe a gravità di classe III, la verifica della sicurezza sismica può essere considerata soddisfatta, se sono soddisfatti i seguenti criteri (procedura di analisi semplificata):

- l'accelerazione massima del terreno (a_{gd}, secondo il punto 4.3.2.2) dovuta all'azione sismica da applicare nel sito non è superiore all'accelerazione critica del terreno determinata nella figura 5 e dipendente dal fattore statico di sicurezza contro lo scorrimento;
- la fondazione della diga a gravità è assegnata alla classe di terreno A o superiore;
- per i casi di carico normale (tipo 1) conformemente alla parte C1 i criteri di stabilità sono soddisfatti e la risultante delle forze da considerare si trova nel nucleo della sezione trasversale;
- nelle verifiche statiche fornite non è stata osservata né un'eventuale superficie d'appoggio in salita verso valle né una pressione della terra a valle;
- la sezione trasversale della diga a gravità ha una forma approssimativamente triangolare;
- la larghezza della base della superficie d'appoggio non è superiore a 4/5 dell'altezza della diga;
- la diga a gravità non è sotto invaso a valle;
- non si devono supporre modifiche delle condizioni di sottopressione a seguito dell'azione sismica.

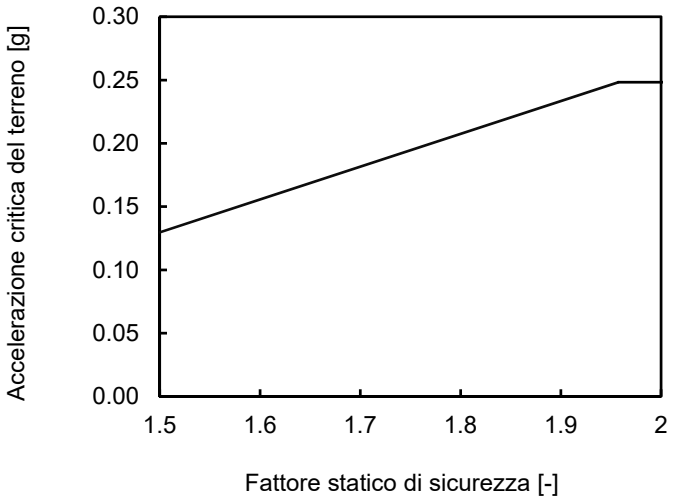

Figura 4: accelerazione critica del terreno dipendente dal fattore statico di sicurezza contro lo scorrimento

7.2.1.2 Indipendentemente dal risultato della procedura d'analisi semplificata, occorre nondimeno dimostrare che l'impianto di accumulazione soddisfi gli altri obiettivi di comportamento conformemente al capitolo 2, in particolare gli obiettivi di comportamento per le opere ausiliarie e la ritenuta.

[2)] Definizione di «faglia attiva» secondo il bollettivo ICOLD n. 72 (1989): *«A fault, reasonably identified and located, known to have produced historical fault movements or showing geologic evidence of Holocene (11000 years) displacements and which, because of its present tectonic setting, can undergo movement during the anticipated life of man-made structures.»*

7.2.2. Eccezione per le piccole dighe in materiale sciolto

7.2.2.1 Per le dighe in materiale sciolto di classe III, la verifica della sicurezza sismica si può assumere come soddisfatta mediante il metodo dell'analisi semplificata, se sono soddisfatti i criteri seguenti:

- l'accelerazione massima del terreno (a_{gd}, secondo il punto 4.3.2.2) dovuta all'azione sismica da applicare nel sito non è superiore all'accelerazione critica del terreno determinata nella figura 6 e dipendente dal fattore statico di sicurezza contro lo scorrimento e dall'inclinazione della scarpata:

  (i) se si possono assumere condizioni drenate, si applica la figura 5a,
  (ii) se si possono assumere condizioni non drenate, è determinante la più piccola tra le due accelerazioni critiche del terreno rappresentate nelle figure 5a e 5b. La figura 5b considera condizioni non drenate mediante un'analisi della stabilità in tensioni totali; pertanto il fattore statico di sicurezza è da determinare utilizzando la resistenza al taglio non drenata in caso di sisma,
- i requisiti relativi alla stabilità della scarpata per i casi di carico normale (tipo 1) conformemente alla parte C1 sono soddisfatti
- l'inclinazione della scarpata a monte non è maggiore dell'inclinazione della scarpata a valle;
- il materiale della diga e della fondazione non è soggetto al rischio di liquefazione. La valutazione avviene secondo il punto 5.3.6;
- in presenza di una deformazione di diversi decimetri, la diga (in particolare gli elementi d'impermeabilizzazione e i filtri) ed eventualmente le opere ausiliarie raggiungono comunque gli obiettivi di comportamento di cui alla parte 2. Non vi è manto di monte né elementi d'impermeabilizzazione rigidi. Non vi sono elementi rigidi penetranti il corpo diga o elementi che provocano crepe nello stesso favorendo in tal modo l'erosione interna.

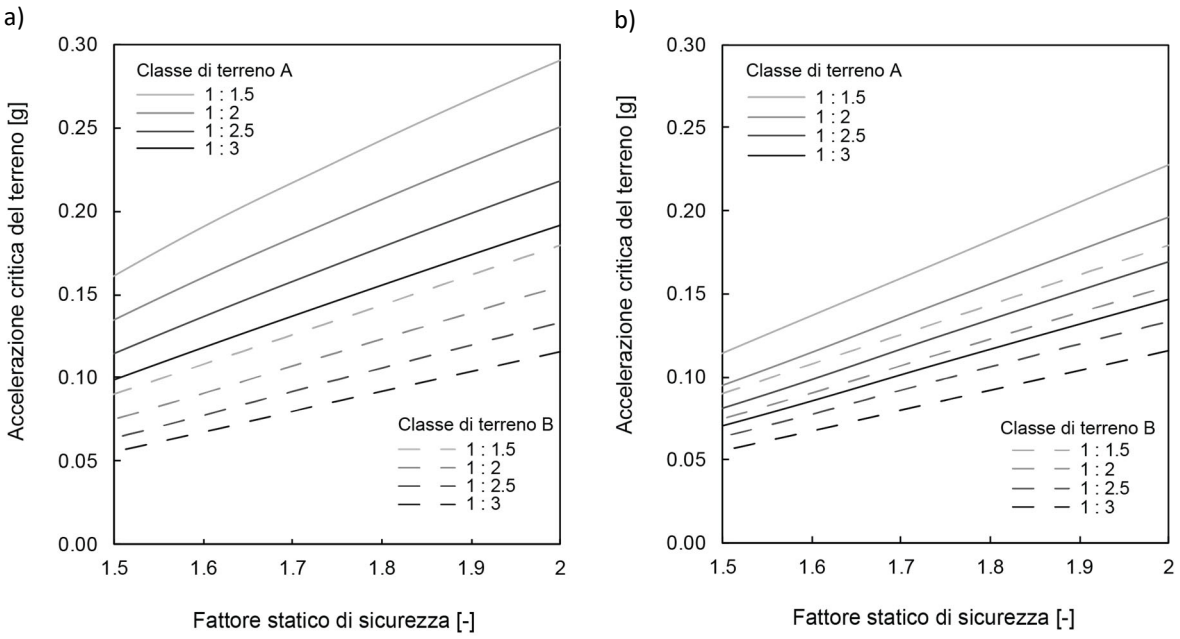

Figura 5: accelerazione critica del terreno dipendente dal fattore statico di sicurezza per la stabilità e l'inclinazione della scarpata per le classi di terreni A2 e B: a) per condizioni drenate, b) per condizioni non drenate

7.2.2.2 Indipendentemente dal risultato della procedura d'analisi semplificata, occorre nondimeno dimostrare che l'impianto di accumulazione soddisfi gli altri obiettivi di comportamento conformemente al capitolo 2, in particolare gli obiettivi di comportamento per le opere ausiliarie e la ritenuta.

Bibliografia

Bray, J.D., & Macedo, J. (2019). **Procedure for Estimating Shear-Induced Seismic Slope Displacement for Shallow Crustal Earthquakes**, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V. 145(12), doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002143.

Bray Jonathan D. & Travasarou Thaleia (2007). **Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements,** *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V. 133(4), doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(381)

Finn, 1972: W.D. Liam Finn; **Soil dynamics and liquefaction of sand**, *Proceedings of the In-ternational Conference on Microzonation for safer Construction-Research and Application*, Seattle, Wash, 1972.

Makdisi-Seed, 1978: F.I. Makdisi, H.B. Seed; **Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations**, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp 849-867, 1978.

Newmark, 1965: N.M. Newmark; **Effects of earthquakes on dams and embankments**, *Geotéchnique*, No. 15(2), pp 139-160, 1965.

Oberender P. W., R. Panduri, M. V. Schwager; **Erläuterung zur neuen Erdbebengefährdung für Stauanlagen in der Schweiz und zur Teilrevision der Richtlinie parte C3 (zu Händen der Kerngruppe zur Revision der Richtlinien zur Stauanlagensicherheit)**, *Internal Report*, Berna, 2020

Poggi, Valerio & Edwards, Benjamin & Fäh, Donat. (2011). **Derivation of a Reference Shear-Wave Velocity Model from Empirical Site Amplification**. *Bulletin of The Seismological Society of America - BULL SEISMOL SOC AMER*. 101. 258-274. 10.1785/0120100060.
S.K. Sarma, (1979). **Response and stability of earth dams during strong earthquakes, miscellaneous papers**, GL-79-13, *US Army Engineer* WES, CE, Vivksburg, Miss, 1979.

Wiemer, Stefan & Danciu, Laurentiu & Edwards, Benjamin & Marti, Michèle & Fäh, Donat & Hiemer, Stefan & Woessner, Jochen & Cauzzi, Carlo & Kästli, Philipp & Kremer, Katrina. (2016). **Seismic Hazard Model 2015 for Switzerland (SUIhaz2015).**