Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Dipartimento per le infrastrutture, i sistemi informativi e statistici
Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche

VERIFICHE SISMICHE DELLE GRANDI DIGHE, DEGLI SCARICHI E DELLE OPERE COMPLEMENTARI E ACCESSORIE

ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLA NORMATIVA TECNICA DI CUI AL D.M. 26.06.2014 (NTD14) E AL D.M. 17.01.2018 (NTC18)

a cura di Armando Lanzi e Paolo Paoliani - *Divisione VI Strutture e Geotecnica*

Luglio 2018

PREMESSA

Com'è noto, l'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 ha introdotto nuovi criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale e per la progettazione delle costruzioni in zona sismica. L'art. 2 dell'Ordinanza ha imposto l'obbligo di effettuare la verifica sismica secondo i nuovi criteri delle opere infrastrutturali *la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile* e di quelle *che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso* (dette rispettivamente opere *strategiche* e opere *rilevanti*). Le verifiche, da completare entro cinque anni, dovevano riguardare prioritariamente le opere situate nelle zone sismiche 1 e 2.

Le prescrizioni della OPCM 3274/2003 sono state specificate al settore delle dighe con il D.L. n. 79/2004 convertito dalla legge 139/2004. In continuità con l'Ordinanza, il DL 79/2004 ha imposto l'obbligo di procedere alla verifica sismica di tutte le grandi dighe, sia quelle strategiche (a servizio di impianti idroelettrici o di acquedotti inter-regionali) sia quelle di importanza rilevante (le rimanenti). Le verifiche, effettuate a cura dei concessionari o dei gestori degli impianti di ritenuta, dovevano soddisfare i criteri stabiliti da una apposita norma tecnica predisposta dal Registro Italiano Dighe (oggi DG Dighe). Il RID era inoltre incaricato di approvare le verifiche sismiche delle dighe e, quando necessario, di prescrivere al concessionario la progettazione degli interventi per l'incremento delle condizioni di sicurezza.

Il ripetuto differimento del termine di cinque anni inizialmente assegnato dalla OPCM 3274/2003, solo in parte giustificato dai lunghi tempi tecnici necessari per verificare, esaminare e approvare i circa 200 impianti di ritenuta situati in zona 1 e 2, è stato anche motivato dall'iniziale assenza di una norma tecnica per le dighe allineata con i nuovi criteri di progettazione sismica introdotti dall'Ordinanza. Nonostante alcuni provvedimenti tampone adottati da questa Amministrazione (emanazione di linee guida, proposta di normativa tecnica), il vuoto normativo è stato colmato solo nel 2014 con l'emanazione delle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta* di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14). Le NTD14 hanno recepito i criteri generali di classificazione sismica introdotti con la OPCM 3274/2003 e s.m.i. e, più in generale, hanno particolarizzato alle dighe i nuovi criteri di progettazione introdotti con le *Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 14.01.2008 (NTC08).

Oggi, a circa quindici anni dall'emanazione del DL 79/2004, il processo di rivalutazione delle condizioni di sicurezza sismica delle dighe è nel pieno del suo svolgimento; esso vede impegnati in primo luogo i concessionari, a cui è demandato l'onere di effettuare le verifiche, e quindi la Direzione Dighe, a cui spetta il compito di approvarle. Pertanto questa Direzione Generale, e in particolare la Divisione VI - *Strutture e Geotecnica*, ha messo in atto numerose iniziative finalizzate a una migliore comprensione del comportamento delle dighe sotto azione sismica, iniziative che si sono articolate in diversi ambiti:

i. Sono state istruite circa 50 verifiche sismiche di dighe esistenti redatte ai sensi delle NTD14, nel periodo di tre anni successivo all'emanazione della norma;
ii. È stata elaborata una proposta di aggiornamento delle NTD14, trasmessa alla Commissione di monitoraggio e da essa recepita con alcune modifiche e integrazioni;
iii. Sono stati stipulati accordi di collaborazione con alcuni dipartimenti universitari avviando studi e ricerche sulla rivalutazione della sicurezza sismica delle grandi dighe. I risultati di questi accordi sono stati documentati ed esposti durante alcune giornate di studio svolte nel 2015, 2016 e 2017;

iv. È stata avviata una collaborazione con il Dipartimento della Protezione Civile per il monitoraggio sismico delle grandi dighe avente l'obiettivo di acquisire dati sperimentali che, come sottolineato dal C.S.LL.PP (nota prot. 2388 del 13.03.2017), rivestono fondamentale importanza per lo sviluppo delle conoscenze sulla risposta sismica di tali opere. Nell'ambito di questa collaborazione sono già stati installati sistemi di monitoraggio dinamico delle dighe di Scandarello e Fiastrone e sono in corso le procedure per l'installazione di sistemi analoghi sulle dighe di Pertusillo e Campolattaro;

v. Sono state effettuate prime elaborazioni dei dati osservati dal sistema di monitoraggio della diga di Scandarello a seguito dei terremoti di bassa intensità occorsi nel 2017-2018. Le elaborazioni sono state presentate nel corso di una giornata di studio tenutasi presso la sede del C.S.LL.PP. il 28.03.2018;

vi. Sono stati richiesti pareri al C.S.LL.PP. in merito alle verifiche sismiche di alcuni casi ritenuti più significativi. Il Consiglio si è espresso con i voti n. 15/2014 (Mormanno), 8/2016 (Ambiesta), 10/2016 (Masseria Nicodemo), 14/2016 (Cecita), 66/2016 (Scandarello), 69/2016 (Ca' Selva) e 43/2017 (Rio Fucino);

vii. Sono state elaborate le *Note esplicative per le verifiche sismiche delle grandi dighe ai sensi delle NTD14 e delle NTC08*, note che sono state trasmesse al C.S.LL.PP. con richiesta di parere. Il Consiglio si è espresso con il voto n. 7/2018, condividendo le indicazioni delle Note e apportando alcune modifiche e integrazioni;

viii. È stata emanata la circolare n. 7581 del 6.4.2016 contenente in allegato il documento *Verifiche di sicurezza sismica degli scarichi e delle opere accessorie e complementari – riferimenti per l'istruttoria*. Il documento fornisce prime indicazioni per il coordinamento delle NTC08 e delle NTD14 in relazione alle verifiche sismiche degli scarichi e delle opere accessorie.

Nonostante il quadro normativo sia oggi più completo di quello in vigore nel 2004, per la valutazione sismica delle dighe ai sensi delle NTD14 non è ancora disponibile un approccio consolidato che si basi unicamente sul controllo dei rapporti tra domanda e capacità calcolati attraverso le simulazioni numeriche. Infatti, diversamente da quanto avviene in genere per le costruzioni civili, la verifica agli stati limite ultimi delle dighe situate in zone a maggiore pericolosità richiede la formulazione di un giudizio ingegneristico fondato anche su valutazioni qualitative e, dunque, soggettive. Questa circostanza introduce ulteriori elementi di incertezza che complicano il processo decisionale in esito a tali valutazioni.

Nella consapevolezza che dette incertezze possono essere ridotte ma non eliminate, le istruzioni rappresentano un ulteriore contributo alla definizione di procedure di valutazione il più possibile oggettive e razionali. Le istruzioni raccolgono e aggiornano, alla luce delle attività sopra riassunte, i documenti di indirizzo per l'applicazione delle NTD14 e delle NTC18 (nel frattempo sopravvenute alle NTC08) alla verifica sismica degli impianti di ritenuta, trattando in maniera unitaria lo sbarramento, gli scarichi e le opere complementari e accessorie.

La redazione di queste istruzioni va dunque inquadrata nell'ottica del naturale processo di aggiornamento dei codici normativi che consente progressivamente di migliorare l'attendibilità delle previsioni. Si ricorda in proposito che tale aggiornamento era stato previsto esplicitamente dal DM 26.06.2014, nel momento in cui subordinava la piena applicazione della parte "H" sulle dighe esistenti all'esito dell'attività di monitoraggio condotta da una Commissione consultiva. Questa attività, seppur effettuata, non ha ancora avuto seguito in ambito regolamentare.

Il documento potrà essere oggetto di revisioni periodiche, finalizzate sia a condividere i risultati dell'intensa azione di studio e ricerca promossa da questa Amministrazione sia a recepire gli eventuali aggiornamenti delle norme tecniche.

*****

Le istruzioni sono organizzate in cinque capitoli, oltre a questa Premessa e al capitolo I. Definizioni.

Il capitolo II. Sicurezza e prestazioni attese tratta i principi fondamentali e i requisiti nei confronti degli stati limite validi per la progettazione e costruzione degli impianti di ritenuta. Le istruzioni, sviluppando i concetti formulati dal §C.6 delle NTD14, descrivono anche attraverso esempi le condizioni che innescano il superamento di ciascuno stato limite.

Il capitolo III. illustra i criteri generali di modellazione, analisi e verifica da seguire per la valutazione statica e sismica degli impianti di ritenuta. I capitoli IV. Dighe murarie e V. Dighe di materiali sciolti forniscono indicazioni specifiche per le due tipologie di sbarramento.

Laddove non diversamente specificato, il contenuto dei capitoli III., IV. e V. coincide con il testo del voto del C.S.LL.PP. sull'affare n. 7/2018. Nella stesura di queste istruzioni sono state apportate modifiche editoriali (rinumerazione dei paragrafi e rimozione di alcune note a margine) e sono state formulate alcune modifiche e integrazioni. Le modifiche più significative qui introdotte sono puntualmente identificate nei capitoli che seguono, in modo da poterle distinguere dal testo originario del voto.

Il capitolo VI. è rivolto agli scarichi e alle opere complementari e accessorie e fornisce prime indicazioni per effettuare la verifica statica e sismica. Questo capitolo sarà integrato e aggiornato con il progressivo avanzamento delle attività del Gruppo di Lavoro *Verifiche sismiche opere accessorie,* istituito da questa Direzione con nota n. 6573 del 14.03.2018.

*****

In conclusione, si ribadisce che la definizione di precisi criteri di modellazione, analisi e verifica è, nel caso delle dighe, un tema complesso, non disponendo di un esteso insieme di dati sperimentali misurati su opere al vero durante i terremoti del passato, né potendo acquisire facilmente simili informazioni tramite esperimenti di laboratorio. Si sottolinea la particolare importanza che riveste l'implementazione diffusa di sistemi di monitoraggio sismico delle grandi dighe, attività che rientra tra le priorità dell'azione di questa Direzione Generale.

SOMMARIO

I. DEFINIZIONI E ACRONIMI 2

II. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE 3

III. CRITERI DI MODELLAZIONE, ANALISI E VERIFICA 7

IV. DIGHE MURARIE 16

V. DIGHE DI MATERIALI SCIOLTI 20

VI. SCARICHI, SPONDE E OPERE COMPLEMENTARI E ACCESSORIE 24

I. DEFINIZIONI E ACRONIMI

Impianto di ritenuta: è l'insieme dello sbarramento, delle opere complementari e accessorie, dei pendii costituenti le sponde e dell'acqua invasata.

Sbarramento: è la struttura di ritenuta dell'acqua, costituita da una diga o da una traversa e dalle opere di scarico.

Opere complementari e accessorie: opere direttamente connesse alla sicurezza e alla funzionalità degli impianti di ritenuta, ivi compresi gli interventi di sistemazione, impermeabilizzazione e consolidamento delle sponde del serbatoio, gli impianti e i sistemi di sorveglianza, allarme ed illuminazione, la casa di guardia, la viabilità di servizio, le opere di adduzione e di derivazione dal serbatoio.

Opere o organi di scarico o scarichi: insieme delle opere civili e impiantistiche necessarie per lo scarico, libero o volontario, dell'acqua invasata.

Sponde del serbatoio: complesso dei pendii naturali o artificiali costituenti, insieme allo sbarramento, il serbatoio, nonché dei pendii a quota superiore a quella di massimo invaso, le cui condizioni di stabilità possano essere influenzate dall'invaso ovvero possano influenzare la sicurezza o la funzionalità dell'invaso stesso.

Concessionario: il titolare della concessione della derivazione d'acqua, ovvero il Gestore (dove presente un soggetto incaricato dell'integrale gestione ed esercizio dell'impianto di ritenuta) o, in mancanza di un soggetto concessionario, il proprietario dell'impianto di ritenuta o il richiedente la concessione.

Progettista: tecnico autore delle verifiche sismiche. Nel caso le verifiche siano condotte da un gruppo di tecnici (p. es. ingegneri e geologi ciascuno per gli aspetti di propria competenza professionale), si intende il responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche.

NTC08: le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008

C-NTC08: la Circolare esplicativa delle NTC08 n. 617 del 2.2.2009

NTC18: le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018

NTD14: le Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta di cui al D.M. 26.06.2014.

II. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

I principi di progettazione introdotti con le NTC08 e poi ripresi dalle NTC18 (§2.1) richiedono che la sicurezza e le prestazioni di un'opera siano valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto. Per stato limite si intende una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali era stata progettata e realizzata.

Il §2 delle NTC18 stabilisce i requisiti di sicurezza che le opere devono soddisfare nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e degli stati limite di esercizio (SLE). Il superamento di uno stato limite ultimo è irreversibile ed è caratterizzato dal verificarsi di dissesti gravi, capaci di compromettere l'incolumità delle persone o di provocare danni ambientali e sociali rilevanti. Il superamento di uno stato limite di esercizio, che può essere reversibile o irreversibile, comporta una certa perdita di funzionalità della costruzione.

I principi fondamentali e i requisiti nei confronti degli stati limite per gli impianti di ritenuta sono formulati al §C.6 delle NTD14. La norma richiede che la valutazione di sicurezza degli impianti di ritenuta sia effettuata in relazione a quattro stati limite, due di esercizio (SLO e SLD) e due ultimi (SLV e SLC), definiti sulla base di una classificazione dello stato dell'impianto in cinque categorie caratterizzate da un livello di danneggiamento crescente:

(1) normale funzionamento, ovvero assenza di danni;
(2) danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
(3) danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
(4) danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua o che mettono a rischio la vita umana;
(5) collasso dello sbarramento.

Intendendo lo stato limite come una situazione che separa due categorie contigue, la Norma individua lo SLO all'uscita dalla condizione (1), lo SLD nel passaggio dalla condizione (2) alla condizione (3), lo SLV e lo SLC dal raggiungimento, rispettivamente, delle condizioni (4) e (5).

La suddetta definizione degli stati limite per gli impianti di ritenuta presenta due caratteristiche peculiari:

i) la norma intende lo stato limite come una condizione che riguarda l'intero impianto di ritenuta e non il solo sbarramento;

ii) la norma richiede di valutare l'evoluzione dello stato di danneggiamento di un impianto di ritenuta con un livello di dettaglio tale da poter distinguere tra ben cinque diverse condizioni[1] (quattro stati limite).

Per definire in maggior dettaglio le condizioni limite per l'impianto, lo stesso §C.6 della norma prosegue elencando i principali stati limite delle dighe. In questa elencazione, però, la norma abbandona l'articolazione in quattro stati limite e riprende la più classica[2] distinzione tra gli stati limite ultimi (SLU) e gli stati limite di esercizio (SLE).

[1] Peraltro, la separazione tra due condizioni può talvolta essere dubbia, come nel caso delle condizioni (2) e (3) che differiscono solamente per il concetto (ambiguo) di "riparabilità" del danno.

[2] Al riguardo, si fa presente che anche le NTC, a livello dei principi fondamentali, distinguono solamente tra SLU e SLE. I quattro stati limite SLO, SLD, SLV e SLC, sottoclassi degli SLU e SLE, sono introdotti solo in relazione all'azione sismica.

La questione della corretta definizione degli stati limite è di importanza fondamentale per la valutazione statica e sismica degli impianti di ritenuta, perché da essa discendono i tipi di verifica da effettuare, i metodi di analisi applicabili e i livelli di azione da considerare. A questo scopo, con l'obiettivo di indirizzare l'attività dei tecnici coinvolti nel processo di valutazione della vulnerabilità statica e sismica delle dighe, si espone di seguito una rielaborazione dei principi alla base delle NTD14 formulata tenendo conto, oltre che della norma, anche delle Note esplicative, del voto del CSLLPP n. 7/2018 e di quanto da ultimo innovato con l'emanazione delle NTC18.

Principi fondamentali

La progettazione e costruzione degli impianti di ritenuta ai sensi delle NTD14 ha lo scopo di assicurare, con un adeguato livello di sicurezza:

a) La permanenza della funzione di contenimento dell'acqua di invaso e della funzionalità degli organi necessari alla vuotatura controllata del serbatoio, anche in caso di eventi estremi;
b) La capacità prestazionale necessaria all'esercizio dell'opera.

Si riprende in pratica il concetto generale introdotto dalle NTC secondo cui sia necessario garantire un adeguato margine di sicurezza nei confronti degli SLU (punto a) e degli SLE (punto b), laddove:

> Gli **stati limite ultimi (SLU)** sono quelle condizioni che, se superate, comportano il rilascio incontrollato dell'acqua di invaso, con conseguente rischio per l'incolumità delle persone, rischio di gravi danni ambientali e sociali o rischio di fuoriuscita di servizio permanente dell'impianto di ritenuta;
>
> Gli **stati limite di esercizio (SLE)** sono quelle condizioni che, se superate, possono impedire il normale esercizio dell'impianto di ritenuta fino a quando non siano messi in atto interventi di manutenzione.

I livelli di sicurezza richiesti nei confronti degli SLU e SLE devono essere garantiti non soltanto dallo sbarramento in senso stretto, ma anche da tutte le opere che con esso interagiscono e che concorrono a garantire la funzionalità dell'impianto (SLE) e la capacità di ritenuta (SLU).

Stati limite

Ai sensi del §C.6 delle NTD14, si definiscono i seguenti quattro stati limite.

Stato Limite di Operatività (SLO) è la condizione superata la quale l'impianto di ritenuta, pur mantenendo inalterati i livelli di sicurezza in relazione alla capacità di ritenuta e di deflusso controllato dell'acqua invasata, subisce danni lievi che impongono l'adozione di procedure di gestione diverse da quelle ordinarie. Al superamento dello SLO:

- lo sbarramento non ha subito danni né sono state registrate anomalie strumentali;
- gli scarichi di superficie e di fondo non hanno subito danni; le relative apparecchiature di manovra sono funzionanti, anche se alcune modalità di messa in funzione potrebbero risultare compromesse e richiedere un intervento di manutenzione ordinaria;
- tutte le misure di controllo del comportamento della diga possono essere effettuate regolarmente;
- la casa di guardia, pur rimanendo agibile, può aver subito danni alle parti non strutturali;
- la viabilità di servizio, pur rimanendo percorribile con mezzi ordinari, può aver subito dissesti che richiedano una manutenzione ordinaria;
- non sono mutate le condizioni di stabilità delle sponde;

- le opere di derivazione possono aver subito danni che, seppur riparabili rapidamente, non permettono al concessionario il pieno utilizzo della risorsa;
- la funzionalità degli impianti tecnologici può risultare compromessa.

Stato Limite di Danno (SLD) è la condizione superata la quale l'impianto di ritenuta subisce danni, riparabili a seguito di manutenzione ordinaria o straordinaria, che non compromettono la capacità di ritenuta e non impediscono lo svolgimento delle operazioni necessarie a garantire la sicurezza dello sbarramento. Al superamento dello SLD:

- lo sbarramento è al più interessato da danni lievi agli elementi strutturali (p. es. fessure non passanti sui paramenti) e possono essersi registrate anomalie strumentali (p. es. incremento delle filtrazioni, spostamenti permanenti nelle dighe di materiali sciolti) che richiedono l'adozione di procedure di gestione non ordinarie (p. es. riduzione del livello di invaso), ma i livelli di sicurezza nei confronti della funzione di ritenuta sono rimasti inalterati;
- gli scarichi di superficie e di fondo non hanno subito danni tali da compromettere la funzione ad essi assegnata; eventuali danni agli scarichi di superficie non hanno alterato la loro capacità di smaltire la portata di progetto; eventuali danni agli scarichi profondi non ne impediscono l'azionamento, seppur con efficienza ridotta, in modo da permettere lo svuotamento del serbatoio; le apparecchiature di manovra sono funzionanti e azionabili con almeno una fonte di energia;
- le misure di controllo essenziali per la sicurezza possono essere effettuate, eventualmente con strumenti diversi da quelli normalmente adottati (p. es. in modalità manuale anziché automatica);
- non sono mutate le condizioni di stabilità delle sponde, ma possono essersi verificati dissesti locali;
- le opere di derivazione possono essere danneggiate senza che ciò comporti la fuoriuscita dell'acqua di invaso;
- gli impianti di illuminazione e sorveglianza possono essere fuori servizio.

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è la condizione superata la quale l'impianto di ritenuta subisce danni gravi, tali da innescare il rilascio incontrollato dell'acqua invasata che può mettere a rischio l'incolumità delle persone e dell'ambiente a valle dello sbarramento. Lo SLV si intende superato quando ricorrono una o più tra le seguenti condizioni:

- lo sbarramento ha subito danni gravi quali, ad esempio, dislocazioni di conci, crolli che interessano porzioni limitate del corpo diga, generalmente poste nella parte sommitale, apertura di fessure o di giunti costruttivi. A questi danni può essere associata la formazione di vie di fuoriuscita dell'acqua che innescano lo svuotamento, incontrollato ma limitato, del serbatoio. Il verificarsi del processo di filtrazione non deve comunque causare una propagazione del danno che porti, progressivamente, al collasso dell'intera struttura di ritenuta. Lo SLV può essere raggiunto anche in assenza di filtrazione, al verificarsi di spostamenti permanenti del corpo diga che facciano ritenere necessario mantenere il serbatoio vuoto fino a quando non siano effettuati interventi strutturali per il ripristino della capacità di invaso;
- gli scarichi di superficie o di fondo hanno subito danni tali da metterli fuori servizio. Lo scarico di superficie è in condizioni tali da non poter smaltire in sicurezza la portata di progetto; gli scarichi profondi non sono azionabili. Il serbatoio deve essere svuotato ricorrendo a procedure d'urgenza da valutarsi caso per caso;
- si sono verificati fenomeni di instabilità delle sponde dell'invaso tali da generare l'innalzamento del livello del serbatoio e la conseguente tracimazione di una diga muraria.



Stato Limite di Collasso (SLC) è la condizione superata la quale si verifica il crollo della struttura di ritenuta, con conseguente svuotamento incontrollato dell'intero serbatoio o comunque di un suo volume rilevante. Lo SLC si intende raggiunto anche in presenza di danni gravi che innescano un processo di filtrazione inizialmente limitato, ma capace di propagarsi fino al collasso[3]. Lo SLC è raggiunto anche quando si verificano fenomeni di instabilità delle sponde dell'invaso tali da generare l'innalzamento del livello del serbatoio e la conseguente tracimazione di una diga di materiali sciolti.

Per quanto concerne la casa di guardia, la viabilità di servizio e, in generale, tutte quelle opere assimilabili alle "costruzioni", gli stati limite SLD, SLV e SLC sono definiti dal §3.2.1 delle NTC18.

Si precisa infine che, ai sensi del §C.6 delle NTD14:

- la verifica allo SLO può essere omessa per le dighe non strategiche
- in assenza di azione sismica si considera un unico SLE coincidente con SLD
- in assenza di azione sismica si considera un unico SLU coincidente con SLV

La precedente elencazione delle condizioni che comportano il raggiungimento degli stati limite, seppur più dettagliata di quella riportata dalla norma, è esemplificativa e non esaustiva. In sede di progetto di una nuova diga o di verifica di una diga esistente, il progettista o l'autore della verifica dovrà identificare, nel rispetto dei principi fondamentali espressi dalla norma, le condizioni associate al raggiungimento degli stati limite dello specifico caso in esame. Tali condizioni e i relativi criteri di valutazione dovranno essere chiaramente esposti negli elaborati di verifica, anche per i fini istruttori.

Nelle verifiche, il concessionario può adottare livelli di sicurezza di più stringenti di quelli proposti dalla norma, a condizione che tale scelta non comporti immotivati maggiori oneri economici, ambientali e sociali[4]. Per esempio, la verifica sismica allo SLO potrà essere omessa anche per le dighe strategiche, qualora l'operatività dell'impianto sia garantita con il livello di azione sismica dello SLD; allo stesso modo, la verifica allo SLV potrà essere omessa se le stesse prestazioni sono garantite con il livello di azione sismica dello SLC.

[3] È il caso, ad esempio, dell'erosione interna delle dighe di materiali sciolti.

[4] Si intende che l'eventuale scelta di adottare criteri di verifica più stringenti di quelli previsti dalla norma non deve comportare la necessità, altrimenti immotivata, di effettuare interventi sulla diga aventi forte impatto economico o ambientale, anche quando l'onere economico non sia direttamente coperto con fondi pubblici. Pertanto, questa scelta si giustifica solo in quelle situazioni dove la diga è poco vulnerabile e le azioni ambientali agenti, in particolare l'azione sismica, hanno bassa intensità.



III. CRITERI DI MODELLAZIONE, ANALISI E VERIFICA

III.1 ASPETTI GENERALI

III.1.1[5] Preliminarmente alla valutazione di sicurezza è necessario esaminare il comportamento dello sbarramento durante l'esercizio, evidenziando eventuali insufficienze originarie legate a carenze progettuali o realizzative, o criticità successivamente intervenute. A tal proposito, si richiama quanto previsto dal §8.5.1 (Analisi storico-critica) delle NTC18 che recita: *Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.* Questo principio ha carattere generale e si applica sempre, qualunque sia l'oggetto della valutazione (diga, scarichi, opere accessorie).

III.1.2 Il riesame della sicurezza delle dighe esistenti ha come oggetto opere già definite in geometria, proprietà fisiche dei materiali, comportamento meccanico dei materiali e schemi di funzionamento. Le proprietà dei materiali, intrinseche e/o di stato, sono spesso mutate nel corso dell'esercizio dell'opera e devono pertanto essere preliminarmente caratterizzate eventualmente integrando (o controllando) quanto noto dalle fasi progettuali e costruttive con nuove prove di sito e di laboratorio. Non è sufficiente dunque il riferimento alla documentazione delle fasi progettuali e costruttive. Parimenti, possono essere variati nel tempo gli schemi di funzionamento dell'opera. Da un attento esame interpretativo dei dati strumentali dedotti dalla documentazione disponibile deve essere desunto lo schema corrente di funzionamento dell'opera. In particolare, anche attraverso l'esame della documentazione disponibile, occorre:

- caratterizzare i materiali a mezzo di prove in sito e prove di laboratorio[6];
- controllare il comportamento dell'opera mediante l'esame della serie storica dei dati di monitoraggio;
- considerare i vari aspetti riguardanti la sicurezza (interrimento, opere di scarico, casa di guardia, potenziali situazioni critiche delle sponde, altre opere rilevanti);
- porre attenzione all'esame della risposta della diga agli eventi sismici avvenuti durante l'esercizio.

III.1.3 L'analisi critica dei dati esistenti rappresenta il necessario presupposto sul quale basare la verifica sismica. L'analisi delle misure delle fasi statiche caratterizza il comportamento d'insieme dell'opera corrispondente alla condizione iniziale nella quale incardinare gli scenari sismici di verifica del comportamento sismico.

III.1.4 L'analisi del comportamento sismico è condotta, fra l'altro, al fine di verificare se vi sia pericolo di rilascio incontrollato di acqua a seguito di un evento sismico. L'obiettivo richiede che, oltre alla previsione teorica del comportamento del corpo diga durante le fasi sismiche, siano anche condotte: a) la verifica delle condizioni di sicurezza della diga in condizioni di normale esercizio; b) la previsione teorica del comportamento della diga nelle fasi post-sismiche; c) la definizione del piano di monitoraggio per il controllo della sicurezza della diga nelle fasi post-simiche e del relativo protocollo di gestione dei dati; d) la verifica degli organi di scarico; e) la verifica della stabilità delle sponde.

[5] Il punto III.1 è tratto dalla parte iniziale del paragrafo "Aspetti generali" del voto n. 7/2018.

[6] Nota GdL: tipologia ed estensione delle prove devono essere commisurate all'importanza dell'opera e al rischio sismico ad essa associato.

III.1.4.a La verifica della sicurezza in condizioni di esercizio deve precedere sempre la verifica sismica.

III.1.4.b La verifica della sicurezza sismica durante le fasi post-sismiche analizza le conseguenze di fenomeni che, eventualmente innescati dall'evento sismico, si incardinano ed evolvono nelle fasi statiche post-sismiche, influenzando le condizioni di sicurezza della diga. Devono essere in particolare analizzati i processi di consolidazione dei terreni determinati dalle sovrappressioni sismo-indotte, l'innesco o l'evoluzione di fenomeni di instabilità globale, in relazione anche alle eventuali mutate caratteristiche di resistenza dei terreni a seguito degli scorrimenti sismo indotti (da valori di picco a valori residui), i fenomeni di propagazione di fratture, i processi di erosione.

III.1.4.c Si richiama inoltre l'attenzione sull'opportunità di allestire un piano di monitoraggio esplicitamente dedicato alla verifica del comportamento post-sismico, indipendentemente dalla verifica sismica. Occorre controllare che le componenti utili e necessarie del sistema di monitoraggio statico siano perfettamente funzionanti ed adeguate al comportamento mostrato dalle opere nel tempo. Si devono a tal fine, indipendentemente dalla verifica sismica, ripristinare gli strumenti come sopra individuati che risultano non perfettamente funzionanti e/o introdurre nuove tecnologie di monitoraggio che oggi gli sviluppi tecnologici pongono a disposizione. E' necessario introdurre nel sito di ubicazione dell'opera dispositivi atti a monitorare i terremoti anche di modesta entità al sito di ubicazione della diga (ad esempio rete locale di accelerometri strong-motion sia in free-field, sia in punti opportuni della struttura). Particolare attenzione va dedicata alla filtrazione nei terreni e nelle rocce di fondazione e nelle spalle con misure di pressioni e portate filtranti, che permettono di identificare eventuali variazioni sopraggiunte a seguito dell'evento sismico e verificare le condizioni di stabilità dell'opera anche in presenza di un regime di pressioni alterato dal sisma.

III.1.4.d Lo scarico di superficie e lo scarico di fondo, i loro organi di intercettazione, l'accessibilità alla strumentazione di controllo e, in generale, tutti i componenti necessari per il corretto funzionamento degli scarichi devono essere verificati nei confronti dell'azione sismica, in quanto il mancato funzionamento dello scarico di superficie e dello scarico di fondo può comportare l'impossibilità di regolare l'invaso in condizioni post-sismiche. Il malfunzionamento dello scarico di superficie può produrre sormonto e, dunque, direttamente rilascio incontrollato di acqua. Il malfunzionamento dello scarico di fondo può determinare, invece, l'impossibilità di svuotare o ridurre l'invaso in caso di necessità, come previsto dalla norma. Gli scarichi e le opere complementari e accessorie della diga (scarichi di superficie, scarichi profondi, loro organi di intercettazione e movimentazione e strumentazione di controllo) devono essere considerati tra i componenti nella rivalutazione sismica, al fine di individuare se essi siano componenti critici. In particolare è da valutare se il mancato funzionamento, il danneggiamento o la rottura di essi può portare alla perdita di controllo dell'invaso o di funzionalità del serbatoio.

III.1.4.e Nella verifica della sicurezza del sistema diga deve essere inclusa la valutazione della stabilità delle sponde in condizioni sia statiche, sia sismiche e nelle fasi post-sismiche. E' necessario, a mezzo di studi dedicati, caratterizzare la suscettibilità delle sponde rispetto all'innesco di fenomeni di instabilità globale sismo-indotti; è necessario rappresentare attraverso carte di suscettibilità le condizioni di stabilità delle sponde per effetto della combinazione tra condizioni sfavorevoli persistenti in condizioni statiche (tipiche, ad esempio, dei periodi umidi) e carichi sismici da scenario; è necessario discriminare i potenziali fenomeni di instabilità e le loro conseguenze.

III.1.5 Per le dighe esistenti il franco netto deve essere valutato in relazione a quanto previsto dall'art. H.4.1 delle NTD 2014.



III.1.6 L'esame del comportamento rilevato tramite i dati strumentali desunti dalla documentazione disponibile è necessario anche per la calibrazione dei modelli di calcolo. Nel caso in cui i dati strumentali siano di scarsa qualità o poco rappresentativi, e conseguentemente non fosse possibile effettuare una calibrazione attendibile del modello di calcolo, occorre eseguire indagini di sito e di laboratorio più accurate.

III.1.7 L'interpretazione del comportamento dello sbarramento deve fornire un giudizio complessivo sullo stato della struttura nelle condizioni di esercizio, valutando, tra l'altro, la funzionalità delle strutture di tenuta e drenaggio (ove presenti), l'adeguatezza del sistema di controllo esistente e l'eventuale necessità di integrazione dello stesso. Devono essere chiaramente individuati ed evidenziati i punti critici sia di natura strutturale che specifici dell'opera da sottoporre a verifica.

III.1.8 Le verifiche devono essere effettuate mediante analisi di tipo tradizionale, spesso di tipo semplificato, e analisi più dettagliate, generalmente più complesse, basate su leggi costitutive avanzate, in grado di fornire come risultati tutte le variabili necessarie alla verifiche; è necessario condurre le due tipologie di analisi, partendo dalle semplificate, confrontando criticamente i risultati da esse consegnati. Il giudizio conclusivo sullo studio eseguito deve essere formulato tenendo conto di tutte le analisi effettuate, anche attraverso il confronto con i risultati di analisi di tipo tradizionale e comunque nel rispetto delle NTD14, che prescrivono le analisi pseudo-statiche o analisi dinamiche con la esplicita indicazione delle seconde per le dighe in materiali sciolti.

III.1.9 Se le verifiche non consentono di esprimere un giudizio positivo per la sicurezza, nelle more degli approfondimenti necessari e della definizione dei conseguenti interventi, dovrà essere definito ed attuato, in ogni caso, un livello di invaso ritenuto di sicurezza per evitare rilasci incontrollati, anche a seguito di meccanismi di collasso che potrebbero instaurarsi in caso di sisma.

III.1.10 Nella relazione illustrativa deve essere esposto un giudizio ingegneristico motivato di attendibilità e accettabilità dei risultati. I dati di ingresso, le ipotesi formulate e i risultati devono essere esposti in maniera esauriente, chiara, leggibile e comprensibile sia nel testo, sia nelle tabelle e negli elaborati grafici.

In sintesi, la verifica sismica della diga deve avere per oggetto tanto gli aspetti concernenti il comportamento d'insieme della diga (zone del corpo diga, terreni di fondazione), quanto i particolari costruttivi vulnerabili rispetto all'innesco di fenomeni pericolosi. Nella definizione dei carichi sismici devono considerarsi la sismicità di base e le variazioni intervenute rispetto all'epoca del progetto originario, ma anche e soprattutto lo stato di consistenza e condizioni di sicurezza delle opere, con particolare riferimento ai particolari costruttivi e a tutti gli elementi che concorrono alla composizione del sistema opera di sbarramento, sponde ed invaso, in modo da individuare i singoli fattori critici ai fini della sicurezza in condizioni sismiche per l'intero sistema, e non solo l'opera di sbarramento.

III.1.11[7] La valutazione di sicurezza di un impianto di ritenuta deve essere effettuata con riferimento agli stati limite definiti al precedente capitolo II. Si ricorda che:

- In assenza di sisma è sufficiente considerare un solo SLE e un solo SLU
- Per tutte le opere riconducibili alle "costruzioni" (p. es. casa di guardia), si applicano i criteri delle NTC18 per quanto non in contrasto con le NTD14 e con le presenti istruzioni. In particolare, i livelli di sicurezza[8] da adottare per la verifica di tali opere sono sempre quelli definiti per l'impianto di ritenuta.

[7] Nuovo punto che riflette la definizione degli Stati Limite di cui al capitolo II. di queste istruzioni.

[8] Ad esempio, classe d'uso e vita nominale di un'opera accessoria sono le stesse utilizzate per la valutazione della diga.



III.2 AZIONE SISMICA

III.2.1 L'azione sismica di progetto si definisce a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione come previsto dal §3.2 delle NTC18, ovvero in termini di *accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al §3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel §3.2.1, nel periodo di riferimento V_R, come definito nel §2.4.* Per gli impianti di ritenuta, la pericolosità sismica di base del sito di costruzione coincide, a meno di quanto disposto al successivo III.2.2, con quella caratterizzata dai valori di a_g, F_o e T_c^* di cui agli allegati A e B del D.M. 14.01.2008.

III.2.2 Se in base alla pericolosità sismica di base risulta a_g (T_R = 475) ≥ 0.15g, è necessario effettuare uno studio sismotettonico[9] avente due finalità:

I. Definire l'azione sismica di riferimento per il sito in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione, tenendo conto dei caratteri sismogenetici dell'area in esame e della risposta sismica locale RSL. L'azione sismica così definita non deve comunque risultare meno gravosa di quella derivante dalle indicazioni di norma.

II. Individuare la presenza di strutture sismogenetiche potenzialmente in grado di produrre fagliazione di superficie in corrispondenza dello sbarramento o delle opere di scarico e derivazione. In tale eventualità occorre chiarire l'entità degli spostamenti attesi in termini probabilistici o di scenario.

III.2.3[10] Devono essere valutati gli effetti della risposta sismica locale. Il metodo semplificato previsto al §3.2.2 delle NTC18, basato sulla classificazione del sottosuolo in categorie stratigrafiche e topografiche, non può essere utilizzato per i siti in cui a_g (T_R = 475) ≥ 0.15g e, in ogni caso, per qualsiasi condizione di sottosuolo non chiaramente classificabile nelle categorie di cui alla Tab. 3.2.II delle NTC18.

III.2.4 Per le analisi dinamiche al passo è necessario ricorrere a una descrizione dell'azione sismica mediante accelerogrammi. Si dovranno utilizzare accelerogrammi registrati, selezionati e scalati secondo i criteri indicati nel seguito. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, ed una verticale), registrate nello stesso evento, costituisce un gruppo di accelerogrammi.

III.2.5 Il numero minimo di gruppi di accelerogrammi per le analisi dinamiche al passo è pari a 3 per le dighe murarie e 5 per le dighe di materiali sciolti. Le grandezze di risposta da utilizzare per le verifiche corrispondono a quelle più gravose ottenute con i diversi gruppi di accelerogrammi. Se si utilizzano almeno sette gruppi di accelerogrammi, gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti.

III.2.6 L'insieme degli accelerogrammi dovrà rispettare criteri di compatibilità con lo spettro di risposta elastico di riferimento, calcolato secondo il III.2.1 e III.2.2, che descrive l'azione sismica al sito. Nel caso di modelli di calcolo tridimensionali, è necessario adottare un criterio di compatibilità che tenga adeguatamente conto di entrambe le componenti orizzontali del moto. Le tecniche di selezione e scalatura degli accelerogrammi da adottare sono illustrate nei successivi punti III.2.16- III.2.20.

[9] Lo studio sismotettonico deve essere elaborato tenendo conto delle *Linee guida per la redazione e le istruttorie degli studi sismotettonici relativi alle grandi dighe*, emanate dalla DG Dighe con nota prot. 21530 del 27.09.2017.

[10] Punto modificato che recepisce le aggiornate disposizioni delle NTC18.

III.2.7 È ammessa la scalatura in ampiezza degli accelerogrammi, evitando di modificarne il contenuto in frequenza, e cercando di limitare il valore del fattore di scala: generalmente, il fattore di scala non dovrebbe assumere valori inferiori a 0.5 e superiori a 2. Lo stesso fattore di scala dovrà essere applicato alle due componenti accelerometriche orizzontali di ciascun gruppo; un diverso fattore di scala potrà essere adottato per la componente verticale.

III.2.8 Si suggerisce di adottare un numero di accelerogrammi superiore ai minimi sopra specificati qualora sia necessaria una migliore approssimazione dello spettro di risposta elastico.

III.2.9 Le NTD14 al §D.1.3 richiedono che si valutino gli effetti dell'azione non sincrona. Per opere con le peculiarità delle dighe (ad esempio: notevole estensione in pianta) tale richiesta appare di particolare importanza[11].

Indicazioni per lo studio di pericolosità sismica

III.2.10 Nello studio di pericolosità sismica si raccomanda di valutare per l'area in esame tutte le informazioni aggiuntive, a scala regionale, che consentano di migliorare l'affidabilità delle previsioni della Norma. Ciò sia per distribuzione, estensione e localizzazione delle aree sismogenetiche, sia per leggi di attenuazione specifiche, ritenute maggiormente rappresentative dell'area in esame. In particolare, lo studio sismotettonico va effettuato tramite indagini e studi, anche basati sui dati disponibili dal monitoraggio, tesi a definire dettagliatamente:

- l'assetto strutturale e le caratteristiche dei sistemi di discontinuità geologico-strutturale eventualmente presenti in prossimità del corpo diga;
- l'ampiezza della fascia in cui possono localizzarsi dislocazioni e deformazioni del terreno dovuti alla possibile attivazione di tali sistemi di discontinuità geologico-strutturale;
- la probabilità che detti sistemi di discontinuità geologico-strutturale possano generare dislocazioni e deformazioni della superficie del terreno di entità tali da interagire con la fondazione della diga e produrre effetti significativi sull'imposta della diga (fondazione e spalle), sugli scarichi e sulla tenuta idraulica dell'opera;
- la possibilità di comparsa di fagliazione superficiale e di sviluppo di deformazioni cosismiche in corrispondenza dell'imposta diga (fondazioni e spalle) e lungo il tracciato degli scarichi.

III.2.11 Lo studio di pericolosità sismica può essere condotto con un approccio probabilistico (PSHA) ovvero deterministico (DSHA). Entrambi gli approcci possono essere adottati per valutare lo spettro di risposta dell'evento utilizzato per la verifica allo SLC, avendo comunque cura di esporre le motivazioni a supporto della scelta fatta. Ovviamente, l'azione corrispondente allo SLD deve essere valutata con l'approccio probabilistico.

III.2.12 In tutti i casi, è necessario ricordare che i risultati dello studio di pericolosità sono fortemente condizionati dalle relazioni di attenuazione (GMPE) utilizzate. L'uso di relazioni di attenuazione diverse da quelle adottate dalla vigente mappa di pericolosità[12] è permesso, purché motivato da specifiche considerazioni legate ai caratteri della sismicità locale.

[11] Essendo noto che la rappresentazione di tali fenomeni attraverso le più comuni tecniche di modellazione è particolarmente complessa, l'analisi con azione non sincrona dovrà comunque essere accompagnata da un'analisi con azione sincrona e le differenze tra le due analisi dovranno essere evidenziate e interpretate.

[12] La vigente mappa di pericolosità sismica MPS04 utilizza quattro insiemi di relazioni definite sulla base di dati europei (ASB96: Ambraseys et al., 1996), italiani (SP96: Sabetta-Pugliese, 1996), e locali (REG.A: relazioni regionalizzate con set A di profondità, REG.B:

III.2.13 Si deve tener conto dei meccanismi di faglia associati alle strutture sismogenetiche.

III.2.14 Nella valutazione del massimo terremoto credibile MCE secondo l'approccio deterministico, particolare attenzione va posta alla stima dei valori di magnitudo massima associata a ciascuna sorgente sismogenetica; l'origine di tali valori (dato storico, ovvero derivante da considerazioni sismologiche e geofisiche) deve essere indicata. Inoltre, per determinare i parametri di scuotimento si utilizzerà l'84° percentile delle leggi di attenuazione.

III.2.15 Nelle condizioni in cui dalla disaggregazione magnitudo-distanza si deduce che i terremoti forti sono molto vicini allo sbarramento, è noto in letteratura che il sisma verticale può avere almeno alcune ordinate spettrali maggiori di quello orizzontale, in particolare quelle a maggior frequenza. Nello studio sismotettonico questo aspetto, non secondario, va trattato.

Indicazioni per la selezione e scalatura degli accelerogrammi

III.2.16 Per la selezione degli accelerogrammi da utilizzare nelle analisi dinamiche si ricorre alle banche dati rese disponibili da organismi istituzionali italiani o stranieri. È innanzitutto necessario soddisfare criteri di sismo-compatibilità: le registrazioni selezionate devono essere compatibili con il modello sismotettonico regionale, con la magnitudo e la distanza epicentrale di uno o più eventi di scenario, con la massima accelerazione orizzontale attesa al sito e con le caratteristiche geotecniche delle stazioni di registrazione dei segnali rispetto a quelle del sito di costruzione. Questo criterio va applicato nella fase di preselezione dei segnali.

III.2.17 I gruppi di accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo tale che i relativi spettri di risposta approssimino lo spettro di risposta elastico di riferimento nel campo dei periodi propri di vibrazione di interesse per il problema in esame.

III.2.18 La compatibilità con lo spettro di risposta di riferimento deve essere valutata in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% e uno scarto in eccesso superiore al 30%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro di riferimento, in alcun punto dell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse[13] per l'opera in esame per i diversi stati limite.

III.2.19 Analisi piane - nel caso di analisi 2D, l'applicazione del suddetto criterio di spettro-compatibilità è immediata. La compatibilità delle componenti orizzontali e verticali andrà trattata separatamente. I fattori di scala delle N componenti orizzontali saranno determinati in modo che il loro spettro medio sia compatibile con lo spettro di riferimento. Si procede analogamente per la componente verticale.

III.2.20 Analisi tridimensionali - l'applicazione del criterio di spettro-compatibilità di cui al punto III.2.7 comporta l'adozione di un unico fattore di scala per le componenti orizzontali. È possibile riferirsi ai criteri di compatibilità multi-componente derivanti dalla normativa americana ASCE 7, nel qual caso va adottata la seguente procedura:

---

relazioni regionalizzate con set B di profondità, proposte da Malagnini et al., 2000-2002 e da Morasca et al., 2006).

[13] L'intervallo dei periodi di interesse deve essere stabilito dal progettista con riferimento alle caratteristiche dinamiche del caso in esame. L'intervallo 0,15-2 s, proposto dalle NTC18 per le costruzioni civili, non è necessariamente valido per le dighe, la cui risposta è spesso condizionata dalle alte frequenze. Pertanto, per la singola diga in esame, il progettista dovrà stabilire, dandone motivazione, un intervallo di frequenze di interesse; si dovrà inoltre tenere conto delle eventuali modifiche di rigidezza conseguenti all'entrata in campo non lineare dello sbarramento o delle sue parti.

a) per ogni coppia di registrazioni orizzontali, si costruisce uno spettro SRSS [SRSS = $(S_x^2+S_y^2)^{0.5}$];
b) le coppie di registrazioni devono essere selezionate in modo tale che lo spettro medio SRSS di tutte le coppie approssimi lo spettro di riferimento moltiplicato per un coefficiente α = 1.41;
c) ciascuna coppia di registrazioni deve essere scalata attraverso un unico fattore di scala, che può differire tra le diverse coppie.

Per le componenti verticali si procede separatamente, come descritto per le analisi piane.

III.3 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DELLA DIGA E DELLA FONDAZIONE

III.3.1 Non è generalmente sufficiente una caratterizzazione dei materiali basata unicamente sugli atti di progetto o di collaudo. Si ritiene opportuno effettuare campagne di indagine integrative, programmate con specifico riferimento alle valutazioni oggetto di studio e proporzionate all'importanza della diga. A tale scopo, si raccomanda la massima interazione tra i diversi soggetti coinvolti nelle seguenti attività: pianificazione delle indagini, esecuzione, caratterizzazione dei materiali e geotecnica, redazione del modello di calcolo, interpretazione dei risultati. In pratica, le indagini devono consentire la caratterizzazione delle grandezze necessarie per le successive valutazioni, in funzione delle specifiche procedure adottate per le valutazioni stesse.

III.3.2 In presenza di parametri fisico-meccanici di incerta caratterizzazione sperimentale (ad es., la resistenza per attrito delle interfacce), è necessario individuare un intervallo di valori che il parametro può assumere. I limiti di questo intervallo possono essere stabiliti con riferimento ad indicazioni di letteratura, avendo cura di effettuare analisi parametriche per valutare l'importanza dei singoli fattori sui risultati (v. NTD14 §D.1.3 – Analisi sismiche "*per tenere conto, in modo cautelativo, della incertezza nella determinazione dei parametri del modello*").

III.3.3 Il volume di terreno di fondazione interessato dall'opera deve essere correttamente ed approfonditamente indagato, fornendo una accurata caratterizzazione meccanica e idraulica dei materiali. Per le dighe fondate su ammassi rocciosi, oltre alla attenta caratterizzazione idraulica dei sistemi di fratture e di microfratture, la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso di fondazione e delle spalle va eseguita ponendo particolare attenzione ai valori "operativi" da assumere per il modulo elastico della roccia nelle condizioni statiche e sismiche, che vanno giustificati sulla scorta di indagini e dati pregressi ovvero di nuove indagini integrative. Analoga attenzione va posta nella definizione delle discontinuità dell'ammasso. In particolare:

- specifiche indagini devono essere rivolte alla individuazione ed alla caratterizzazione dei principali giunti che interessano le rocce dell'area di imposta della diga al fine di identificare e valutare possibili instabilità lungo superfici di rottura ad orientamento sfavorevole rispetto all'imposta della diga. Indagini e studi in tale ottica dovranno essere estesi ad un volume sufficientemente ampio (volume significativo), tale da permettere di individuare l'innesco di cinematismi di blocchi o cunei (sia in fondazione, sia in corrispondenza delle spalle) dovute alle azioni trasmesse dalla diga in fase sismica;
- non è accettabile una caratterizzazione dei sistemi di discontinuità presenti nell'ammasso roccioso puramente qualitativa (es: non conforme alle Raccomandazioni della International Society of Rock Mechanics);
- l'adozione di valori particolarmente bassi dei moduli statici e dinamici per l'ammasso di fondazione, se da un canto appare penalizzante per la stima degli spostamenti indotti dal sisma, può risultare a sfavore di sicurezza per quanto riguarda le forze e le sollecitazioni trasmesse alla sezione di base della

diga e all'ammasso stesso. Pertanto è sempre opportuno condurre analisi di sensibilità sui valori del modulo elastico da utilizzare nelle verifiche;

- la resistenza a trazione dell'ammasso di fondazione va sempre specificata e confrontata con i valori delle trazioni ottenute dalle verifiche;
- qualora sia necessario assumere per l'ammasso di fondazione un comportamento elasto-plastico, vanno valutati ed adottati prudenziali parametri di resistenza al taglio e a trazione, che tengano debitamente conto dell'orientamento e delle caratteristiche delle discontinuità. Analoghi prudenziali parametri vanno assunti anche per l'interfaccia tra roccia e pulvino di fondazione.

III.3.4 I fattori di confidenza, eventualmente utilizzati per ridurre le resistenze dei materiali, saranno stabiliti dal tecnico incaricato della verifica, che dovrà fornirne espressa motivazione. Ad esempio, un fattore di confidenza definito attraverso il test t-student potrà essere applicato alla media campionaria di un dato parametro per tenere conto della significatività del campione.

III.4 ANALISI SISMICHE

III.4.1 L'uso di modelli di calcolo complessi (ad es. non-lineari) deve essere accompagnato da una caratterizzazione dei materiali specifica ed approfondita, che consenta di stabilire con adeguata confidenza tutti i parametri del modello. Diversamente, sarà necessario indagare, con studi parametrici, l'influenza di ciascuno di essi. È comunque necessario confrontare i risultati delle analisi "complesse" con quelli ottenuti con metodi di analisi più semplici, basati su ipotesi conservative.

III.4.2 Per le dighe fondate su ammassi rocciosi, nel caso in cui dagli studi geologici e geomeccanici si deduce la presenza di discontinuità nell'area di imposta della diga e la presenza di piani di scorrimento preferenziali nella roccia di fondazione, è generalmente inaccettabile la modellazione della roccia di fondazione stessa come un mezzo continuo, elastico e isotropo.

III.4.3 L'analisi della risposta sismica di una diga deve sempre essere preceduta dall'esame delle condizioni deformative e tensionali in condizioni statiche. Si precisa che, essendo queste analisi finalizzate a una stima delle condizioni di esercizio, le azioni vanno combinate con i loro valori nominali (coefficienti parziali unitari).

III.4.4 Nelle analisi dinamiche, la sovrapressione idrodinamica potrà essere calcolata attraverso una modellazione diretta del fluido (p. es. utilizzando elementi finiti acustici o elementi finiti elastici con opportuni parametri di rigidezza), ovvero attraverso metodi semplificati basati sul concetto delle c.d. masse aggiunte[14]. Nel caso in cui si adotti il metodo delle masse aggiunte, va chiarito se gli effetti inerziali della massa aggiunta siano presenti ed in che misura per le tre componenti ortogonali[15]. Nei casi più complessi, e comunque in tutti i casi in cui la frequenza fondamentale del bacino è prossima alla frequenza fondamentale

[14] Le masse aggiunte rappresentano una tecnica di modellazione che può essere utilizzata per rappresentare in un'analisi dinamica le azioni inerziali dell'acqua contenuta nel serbatoio previste dal §C.7.7.3 delle NTD14. La formulazione proposta dalla norma, che rappresenta le azioni inerziali come una sovrapressione applicata sul paramento di monte, è a rigore applicabile alle sole analisi pseudo-statiche, nel qual caso si precisa che l'accelerazione a da utilizzare per il calcolo delle sovrapressioni è la stessa adottata per calcolare le forze di inerzia agenti sulla massa muraria.

[15] La massa aggiunta, modellando la pressione dell'acqua, agisce in direzione localmente ortogonale alla superficie di contatto. Per le dighe il cui paramento di monte è piano, le masse aggiunte agiscono in direzione normale al paramento. Nel caso di dighe curve, il modello di calcolo dovrà permettere di definire localmente la direzione di azione delle masse aggiunte.

della diga, la validità del modello con masse aggiunte deve essere confermata effettuando un confronto con i risultati forniti da un modello più rappresentativo[16].

III.4.5 La spinta prodotta in condizioni sismiche dall'interrimento non deve essere assimilata alla spinta di un fluido e va valutata con i metodi propri della spinta delle terre.

III.4.6 Le NTD14 indicano per il coefficiente di smorzamento il valore di 5%. L'eventuale utilizzo di un valore superiore al 5% dovrà essere giustificato con riferimento al particolare caso in esame.

III.4.7 Nel caso in cui si adotti un modello di calcolo che simuli la propagazione delle onde sismiche nella roccia di fondazione (c.d. fondazione con massa), è necessario effettuare analisi di validazione della soluzione numerica. Tali analisi, che dovranno essere documentate, si basano sul confronto delle soluzioni numeriche, ottenute con il modello, con soluzioni rigorose di letteratura, ottenute con metodi analitici, numerici o misti. Le analisi di validazione potranno eventualmente essere riferite a modelli ausiliari che riproducano le ipotesi alla base delle soluzioni di letteratura. Sarà sempre necessario almeno verificare che il modello sia capace di riprodurre, in campo libero, gli accelerogrammi preventivamente selezionati.

III.4.8 I metodi di analisi sismica sono quelli previsti ai §D.1.3 per le dighe murarie e §E.6 per le dighe di materiali sciolti. Metodi di analisi alternativi[17] non possono costituire l'unico approccio per la verifica, sebbene possano essere utilmente utilizzati per valutazioni qualitative e quantitative nel contesto di analisi multi-metodologiche oppure per effettuare analisi parametriche.

III.4.9 Per le verifiche di sicurezza sismica delle opere accessorie posizionate nel corpo diga (passerelle, impalcati, scarichi in fregio al coronamento, incluse le opere metalliche, cunicoli e diaframmi nelle dighe in materiali sciolti, ecc), le azioni di calcolo derivano dalla risposta dinamica della diga alle azioni definite per ciascuno stato limite.

III.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

III.5.1 Si ricorda che, per le analisi simiche, le azioni di calcolo vanno combinate con coefficienti parziali (γ_F) unitari. I coefficienti ψ per le azioni variabili sono definiti dalla Norma.

III.5.2 Per ciascuno stato limite (SLO, SLD, SLV, SLC) andranno in ogni caso considerate le situazioni di serbatoio pieno (livello di invaso alla massima regolazione) e serbatoio vuoto, nelle condizioni termiche più gravose. Livelli di invaso intermedi vanno considerati se significativi.

III.5.3 La combinazione direzionale 100%-30%, prevista dalla Norma per le componenti orizzontali del sisma, può essere utilizzata soltanto per le analisi pseudo-statiche o dinamiche con spettro di risposta. Non è in nessun caso ammissibile l'utilizzo di questa regola di combinazione per le analisi dinamiche al passo.

[16] In questi casi sarebbe sempre preferibile adottare una modellazione diretta del fluido che, però, richiede un elevato onere computazionale. Si potrà quindi utilizzare per le analisi un modello con masse aggiunte, purché la sua validità sia confermata da un confronto dei risultati ottenuti con i due approcci; il confronto potrà essere effettuato su un modello ausiliario, eventualmente semplificato, e riguardare un numero limitato di condizioni di carico.

[17] Per esempio il metodo ETA (Endurance Time Analysis).



IV. DIGHE MURARIE

IV.1 GENERALITÀ

IV.1.1 Quanto di seguito riportato per il calcestruzzo è da intendersi valido, con le ovvie differenze, anche per strutture in muratura di pietrame e malta.

IV.1.2 Nel calcolo delle sollecitazioni indotte dalle variazioni di temperatura delle dighe murarie si potrà tenere conto della viscosità del calcestruzzo in maniera diretta, con l'impiego di modelli costitutivi reologici. Non è trascurabile l'effetto della maggiore deformabilità a trazione (immediata) dei calcestruzzi di massa, conseguenza di diverse cause concorrenti, e del quale si tiene conto in modo convenzionale adottando un modulo ridotto fino al 50% (rispetto ai valori ricavati con le prove convenzionali a compressione). Le modalità di calcolo e la combinazione degli effetti della temperatura devono essere chiaramente illustrate, specialmente nel caso di analisi con modelli non-lineari.

IV.1.3 Per le dighe a gravità massiccia gli effetti delle variazioni di temperatura possono essere trascurati, nelle combinazioni, se producono variazioni di sforzi limitate agli strati corticali di calcestruzzo (ad es. dighe rettilinee dotate di giunti trasversali). Gli effetti delle variazioni di temperatura vanno calcolati prendendo in considerazione la reale variabilità dei campi di temperatura tra le diverse zone del corpo diga (variabilità che può essere dovuta, ad esempio, a particolari condizioni di irraggiamento).

IV.1.4 Nelle verifiche di resistenza la resistenza a trazione e a taglio del calcestruzzo, la resistenza a taglio lungo le superfici di discontinuità (nel calcestruzzo e/o nella roccia) ed i moduli elastici del calcestruzzo e della roccia di fondazione sono parametri estremamente importanti. Si raccomanda la massima attenzione alla caratterizzazione di questi parametri. Per resistenza a trazione del calcestruzzo integro si intende quella misurata con una prova indiretta (brasiliana). La caratterizzazione dei materiali, dei giunti costruttivi, della roccia di fondazione e delle sue discontinuità non può prescindere dalla conduzione di analisi di sensitività su alcuni importanti parametri di input. Nelle analisi vanno utilizzati valori dei parametri a favore di sicurezza, che siano corredati da una adeguata campagna di prove per definirne i valori medi e le possibili variazioni[18].

[18] In particolare, in relazione ai valori delle resistenze del calcestruzzo e dei moduli elastici del calcestruzzo e della roccia di fondazione si sottolinea che:

- l'assumere per il calcestruzzo bassi valori dei moduli elastici può condurre a conclusioni poco cautelative sul comportamento del corpo diga, mentre (come evidenziato in precedenza) l'assumere per la roccia un modulo elastico ingiustificatamente elevato può risultare a sfavore di sicurezza nella determinazione degli spostamenti indotti dal sisma. La questione non è di poco conto in quanto i moduli dei due materiali (roccia e calcestruzzo), ed in particolare il rapporto tra essi, incidono profondamente nella distribuzione degli sforzi ed inoltre quello della roccia incide sui fenomeni di smorzamento del bacino. In particolare per rapporti Er/Ec inferiori a ½ si hanno, generalmente, notevoli aumenti dello stato tensionale dei paramenti.
- qualora la resistenza a trazione del calcestruzzo venga determinata sulla base di prove specifiche, è necessario disporre di un campione sufficientemente ampio, specie nel caso in cui i risultati delle prove siano molto dispersi;
- qualora le resistenze del calcestruzzo a trazione e compressione vengano ricavate tramite prove distruttive, si deve aver cura di realizzare una frequenza di campionamento adeguata in relazione all'estensione dei paramenti ed alla eventuale disomogeneità del calcestruzzo. Inoltre, il diametro dei provini deve essere adeguatamente commisurato alle dimensioni massime degli inerti. Infine, il numero di campioni utilizzato deve essere tale da poter stimare adeguatamente il coefficiente di variazione delle resistenze;
- qualora per il calcestruzzo venga utilizzato un modello non-lineare va indicato, ed adeguatamente giustificato, il valore di resistenza ultima a compressione utilizzato.

IV.1.5 La capacità è notevolmente condizionata dalla resistenza a trazione lungo le riprese di getto e, nelle dighe più alte, non sono trascurabili le pressioni interstiziali sul paramento di monte. Occorre valutare caso per caso l'adozione di ulteriori cautele rispetto ai valori di norma.

IV.1.6 L'interfaccia pulvino-roccia di fondazione, l'interfaccia diga-pulvino e le eventuali fessure esistenti (prima dell'applicazione del sisma) potrebbero essere modellate come un giunto.

IV.1.7 Non è ammesso l'uso del fattore di comportamento q.

IV.1.8 Nelle verifiche di stabilità si dovrà tener conto delle pressioni dell'acqua e, in particolare, delle sottospinte. Le sottopressioni possono essere trascurate per il calcolo dello stato tensionale di dighe a volta sottile.

IV.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO[19]

IV.2.1 Il soddisfacimento delle prestazioni attese per gli stati limite di esercizio (SLO e SLD) richiede che la diga si mantenga in campo sostanzialmente elastico-lineare. Con ciò si intende che:

- allo SLE in assenza di azioni sismiche, le tensioni principali nel corpo diga rispettano le disuguaglianze di cui al §D.2.2.2 delle NTD14;
- allo SLO lo stato di sollecitazione nei materiali è contenuto entro i rispettivi limiti di elasticità;
- allo SLD lo stato di sollecitazione nei materiali è generalmente contenuto entro i rispettivi limiti di elasticità, potendo tuttavia ammettere limitati superamenti connessi al verificarsi di un lieve danneggiamento che non compromette la sicurezza nei riguardi della ritenuta.

Agli stati limite di esercizio non devono attivarsi cinematismi di sorta; pertanto, è sottinteso che le verifiche di scorrimento normalmente effettuate per gli stati limite ultimi devono risultare soddisfatte.

IV.2.2 Per le dighe di calcestruzzo non armato, per "stato di sollecitazione" si intende il campo delle tensioni principali e per "limiti di elasticità" si intendono le resistenze di calcolo a trazione e compressione. La resistenza di calcolo a trazione può essere assunta pari al valore minimo tra la resistenza caratteristica a trazione e quella media divisa per il fattore 1,2. La resistenza di calcolo a compressione è pari a un quarto della resistenza cilindrica caratteristica.

IV.2.3 Agli SLE, in presenza di una risposta sostanzialmente elastica della diga, i modelli di calcolo sono generalmente predisposti e analizzati in campo elastico-lineare[20]. È comunque ammessa la modellazione del comportamento non-lineare dei giunti e delle superfici di discontinuità.

IV.2.4 Per le analisi allo SLD, laddove le analisi i modelli lineari non producano risultati accettabili, si dovranno effettuare analisi di secondo livello in campo non-lineare. Queste analisi dovranno consentire di valutare le conseguenze (e, dunque, esprimere un giudizio di accettabilità) delle escursioni del campo tensionale oltre il limite elastico in specifiche zone della diga.

IV.2.5 Per le verifiche allo SLD, nel caso in cui le analisi siano condotte tramite modelli lineari, è ammesso il ricorso al criterio di Ghanaat (USACE EM-1110-2-6051), che consente di accettare tensioni maggiori della resistenza a trazione, purché limitati in estensione e durata (per le analisi dinamiche al passo).

[19] Paragrafo integrato rispetto al voto 7/2018 che faceva riferimento al solo SLD.

[20] Ciò deve risultare sempre vero per le analisi allo SLO.

IV.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI[21]

IV.3.1 Le prestazioni richieste al capitolo II. per gli stati limite ultimi (SLV e SLC) sono garantite se:

IV.3.1.a In assenza di azione sismica sono soddisfatte le verifiche di stabilità della diga e di ogni sua parte secondo quanto previsto dal §D.2.2.1 delle NTD14;

IV.3.1.b Sotto effetto dell'azione sismica corrispondente allo SLV gli spostamenti e le deformazioni permanenti, l'ampiezza delle fessure, i movimenti lungo le superfici di discontinuità sono compatibili con la funzione di ritenuta, potendosi escludere l'attivazione di meccanismi che comportano il rilascio incontrollato dell'acqua con conseguente svuotamento, anche parziale e limitato, del serbatoio;

IV.3.1.c Sotto effetto dell'azione sismica corrispondente allo SLC, pur in presenza di danni alle parti strutturali tali da innescare la fuoriuscita incontrollata dell'acqua, non si verifica il crollo della diga o di parti di essa con conseguente immediato svuotamento di un volume rilevante del serbatoio.

IV.3.2 Per garantire i requisiti del punto precedente, è necessario condurre verifiche: di stabilità (locale e globale), di apertura e scorrimento dei giunti, degli spostamenti massimi, di ammissibilità degli spostamenti residui e del livello di fessurazione. Vanno inoltre identificati, e valutati, meccanismi di collasso globali e locali attribuibili a discontinuità potenziali o pre-esistenti.

IV.3.3 Sulla base della caratterizzazione geomeccanica, vanno identificati i principali stati limite ultimi geotecnici ed effettuate tutte le verifiche prescritte dalla normativa; in particolare, vanno sviluppate le verifiche allo scorrimento e al carico limite in fondazione previste dalle NTD14.

IV.3.4[22] Le verifiche di scorrimento e di ribaltamento si effettuano (come previsto dalle NTC18 per le fondazioni superficiali) secondo la combinazione (A1+M1+R3) dell'approccio 2, salvo adottare per i coefficienti γ_R i valori previsti dal §D.2.2.1 delle NTD14.

IV.3.5 Nelle verifiche di scorrimento in fondazione e in quelle allo scorrimento ed al ribaltamento di blocchi isolati o conci va considerato l'effetto delle sottopressioni nelle condizioni di fessure completamente aperte.

IV.3.6 Alcuni meccanismi di collasso delle dighe ad arco sono: ribaltamento o scorrimento di porzioni di conci delimitati dai giunti, da riprese di getto o dalle fessure già presenti, formazioni di cunei di roccia sulle spalle e in fondazione (se consentito dall'assetto geostrutturale). In particolare, uno dei meccanismi di collasso maggiormente significativi risiede nella potenziale instabilità di cunei di roccia sotto l'effetto delle azioni sismiche e della spinta dell'arco e delle sottopressioni.

IV.3.7 Alcuni meccanismi di collasso delle dighe a gravità sono: meccanismo di collasso della parte sommitale, scorrimento della struttura lungo il piano di fondazione e lungo piani di ripresa di getto, formazione di cinematismi che coinvolgono la roccia di fondazione.

IV.3.8 Se le verifiche di resistenza fossero soddisfatte con i criteri prima definiti per gli SLE anche nei confronti delle azioni caratteristiche degli SLU, ne discende che la prestazione richiesta dalla norma sarebbe garantita. Infatti, se il sistema diga-fondazione si mantiene in campo elastico-lineare, la stabilità risulta verificata e, con essa, anche la condizione di assenza di rilascio incontrollato d'acqua. Questa circostanza interessa, normalmente, le dighe situate in zone a bassa pericolosità sismica, mentre è difficilmente riscontrabile per le dighe in zone ad alta sismicità.

[21] Paragrafo integrato rispetto al voto 7/2018 che faceva riferimento al solo SLC.

[22] Nuovo punto che recepisce le aggiornate disposizioni delle NTC18.

IV.3.9 Per le dighe in zone ad alta sismicità è opportuno adottare modelli di calcolo non-lineari: occorre introdurre le non-linearità nel modello in modo progressivo, valutandone gli effetti principali sui risultati. Si sottolinea la necessità di condurre analisi di sensitività sui parametri di input dei modelli non-lineari e di adottare, sulla scorta di tali analisi, valori prudenziali dei suddetti parametri.

IV.3.10 Per le analisi dinamiche al passo non-lineari si adottano i valori medi dei parametri di resistenza. In assenza di sperimentazioni dirette (ad esempio sui giunti cls-cls e cls-roccia), devono essere effettuate analisi parametriche che tengano conto anche dell'eventuale abbattimento delle caratteristiche dovute all'applicazione di carichi ciclici.

IV.3.11 Nel caso di danneggiamenti che possono portare ad un graduale e significativo aumento delle sottopressioni in conseguenza del terremoto (perdita di efficienza del sistema di tenuta e/o di drenaggio) è necessario valutare la stabilità statica nelle condizioni post-sismiche. In particolare, vanno effettuate analisi delle conseguenti variazioni delle pressioni interstiziali che possono essere indotte dal sisma nella roccia di fondazione (sottospinta) tenendo conto dell'assetto geostrutturale della sezione di imposta.

IV.3.12 L'insorgenza di significative tensioni di trazione in corrispondenza del pulvino e del contatto roccia-fondazione va sempre attentamente esaminata e confrontata alla resistenza a trazione assunta per l'ammasso di fondazione.

V. DIGHE DI MATERIALI SCIOLTI

V.1 MATERIALI

V.1.1 La caratterizzazione dei materiali in campo dinamico deve essere effettuata con specifiche prove in sito o in laboratorio; le prove di laboratorio (prove dinamiche e prove cicliche) devono consentire di determinare, in aggiunta al modulo di taglio G_0, il rapporto di smorzamento iniziale D_0 e le variazioni di G e D in funzione della deformazione tangenziale γ. In mancanza di prove, o nell'impossibilità di effettuarle per terre a granulometria grossolana, occorre considerare l'influenza della possibile variazione dei parametri di maggiore importanza conducendo opportune analisi di sensitività. Per la definizione dei parametri di modelli complessi si dovranno condurre adeguate prove di laboratorio: in questo ambito, quando le deformazioni angolari superano la soglia volumetrica, sono di particolare importanza le prove che consentono di determinare le variazioni volumetriche e l'aumento delle pressioni interstiziali durante i carichi ciclici, quantificando, nel caso di comportamenti contraenti, l'entità delle sovrappressioni in funzione del numero di cicli o dell'intensità della deformazione distorsionale, nonché, nel caso di comportamenti dilatanti, la riduzione della resistenza al crescere delle deformazioni.

V.1.2 È necessario effettuare verifiche a liquefazione per tutti i materiali della diga o della fondazione con caratteristiche granulometriche critiche.

V.1.3 Per dighe in esercizio da molti anni è necessario verificare la granulometria delle diverse zone del corpo diga. Nel caso di una diga zonata la definizione della distribuzione granulometrica delle diverse zone dello sbarramento non può essere acquisita da prove realizzate all'epoca del progetto e della costruzione, ma deve costituire un approfondimento sperimentale propedeutico alle diverse finalità della verifica sismica (verifica dei filtri, verifiche alla liquefazione, previsione del campo di spostamenti, previsione delle condizioni di stabilità).

V.2 MODELLAZIONE

V.2.1 I risultati delle analisi dinamiche complete, richieste dalla norma, possono essere utilmente confrontati con quelli ottenuti da analisi dinamiche semplificate (Newmark).

V.2.2 Per tutte e due le tipologie di analisi è particolarmente importante condurre una buona ricostruzione del regime delle pressioni interstiziali, necessaria per la valutazione delle tensioni efficaci del corpo diga e dei terreni di fondazione, valutazione propedeutica a qualsiasi analisi del comportamento sismico.

V.2.3 Per effettuare verifiche sismiche con livelli di invaso diversi da quello di regolazione, il modello di filtrazione/consolidazione messo a punto per inquadrare le misure di pressione interstiziale, potrà essere utilizzato anche per ricavare il regime di pressioni corrispondente ai livelli prescelti.

V.2.4 Nelle dighe di materiali sciolti il collasso può essere prodotto dall'**instabilità globale**, **dall'erosione esterna per sormonto**, dall'abbassamento del coronamento o dallo scivolamento di una porzione del rilevato e dall'**erosione interna** causata dalla fessurazione della struttura di tenuta.

V.2.5 **L'instabilità globale** può svilupparsi contestualmente all'evento sismico, come effetto diretto delle forze d'inerzia associate alle accelerazioni sismiche che attraversano l'opera. Il fenomeno può altresì svilupparsi durante le fasi post-sismiche, come effetto di una redistribuzione, transitoriamente sfavorevole alla stabilità, delle pressioni interstiziali cumulatesi durante la fase sismica. Il fenomeno può infine svilupparsi anche durante il rapido svaso della diga. Nella stima degli stati tensionali e delle pressioni interstiziali indotte da sisma occorre portare in conto l'asincronismo e l'amplificazione del moto sismico, attraverso analisi dinamiche complete.
Nelle valutazioni dei risultati delle analisi dinamiche di tipo prestazionale, qualora le superfici di scorrimento intercettino l'elemento di tenuta è necessario valutare l'ammissibilità dello spostamento permanente calcolato rispetto all'innesco di fenomeni erosivi (v. V.2.7).
Le condizioni di stabilità sono analizzate lungo superfici di scorrimento che interessano i paramenti di monte e di valle e in alcuni casi i terreni di imposta. Per le dighe zonate, le superfici di scivolamento critiche sono generalmente di forma mistilinea, in quanto il sistema nel suo complesso è fortemente disomogeneo (nucleo, filtri, transizione, fondazione). È necessario pertanto che le analisi vengano effettuate sia con superfici circolari che con superfici mistilinee.
Nelle analisi dinamiche semplificate, se si sono utilizzati modelli lineari equivalenti per la valutazione delle accelerazioni nel corpo diga, si dovrà valutare la congruenza dei risultati con le ipotesi poste alla base del modello. Il metodo lineare equivalente, infatti, non può fornire valori attendibili quando il campo deformativo indotto dalla sollecitazione dinamica supera la soglia di 10^{-3} - 10^{-4}. Evidenze di insufficienza del modello sono valori di smorzamento localmente superiori al 10% o inconsuete amplificazioni e deamplificazioni delle accelerazioni lungo la verticale. Per livelli di deformazioni superiori al campo sopra indicato occorre utilizzare metodi non lineari e valutare il possibile incremento di pressione interstiziale o il decadimento della resistenza dei materiali.
Per quanto sopra detto in merito alle analisi dinamiche semplificate, anche nelle analisi dinamiche complete sarà necessario ricorrere a modelli che ben rappresentino la tendenza alle variazioni di volume dei terreni sottoposti a sollecitazioni deviatoriche cicliche.

V.2.6 La verifica all'**erosione esterna per sormonto** si identifica col calcolo del franco[23] disponibile dopo l'evento sismico, ovvero con la previsione del cedimento permanente del coronamento. In queste valutazioni, occorre tener conto che tale cedimento risulta in generale somma del cedimento permanente del piano di fondazione della diga e dell'accorciamento permanente del rilevato e che il cedimento complessivo in parte avviene "istantaneamente", ovvero subito a valle della fase sismica, ed in parte si sviluppa dilazionato nel tempo, a seguito dei processi di consolidazione post-sismica, conseguenti alle sovrappressioni interstiziali generatesi durante la fase sismica.
Con riferimento al calcolo della componente istantanea, è possibile schematicamente considerare il cedimento come manifestazione integrale di due diversi processi deformativi. Una prima aliquota (contributo SA) è associabile ad un meccanismo di scivolamento lungo una superficie di scorrimento. Un' altra aliquota (contributo SB), generalmente non trascurabile, è associabile alle deformazioni plastiche diffuse (volumetriche e distorsionali) che si sviluppano nell'intero dominio.
Analisi dinamiche semplificate alla Newmark permettono una stima del solo cedimento (S_A) prodotto dallo scivolamento lungo superfici di scorrimento.

[23] In questo tipo di analisi, per *franco* deve intendersi la differenza tra la quota di sommità dell'elemento di tenuta e la quota del serbatoio assunta nell'analisi stessa.

V.2.7 La verifica all'**erosione interna** deve basarsi sui seguenti studi:

a) E' necessario verificare la corretta calibrazione granulometrica dei filtri in relazione alla granulometria delle zone della diga da loro protette. Le verifiche di coerenza granulometrica devono basarsi su determinazioni sperimentali attuali.

b) E' necessario stimare la suscettibilità della diga alla fratturazione indotta dalle deformazioni distorsionali permanenti prodotte dal sisma. Nelle dighe omogenee e zonate, le distorsioni indotte dal sisma possono configurarsi come zone di frattura lungo le quali si esplica una minor resistenza al flusso. La stima della suscettibilità alla fratturazione richiede dunque il computo dell'entità e dell'estensione delle deformazioni distorsionali permanenti durante le fasi sismiche e post-sismiche.

c) E' necessario verificare che lo stato di sforzo post-sismico non favorisca fenomeni di fratturazione idraulica. In particolare si dovrà verificare che la tensione principale minima risulti maggiore della pressione che alla stessa quota esercita l'invaso. Valori modesti della tensione principale minima possono favorire la fratturazione idraulica o la propagazione di discontinuità preesistenti (Sherard, 1986).

d) Nel caso in cui le analisi prospettino che, a causa di fenomeni di scorrimento globale o di scarico tensionale del nucleo, vi sia la concreta possibilità che si formino linee di frattura e relativa connessione idraulica monte-valle, è necessario indicare in che modo il piano di monitoraggio implementato, indipendentemente dalla verifica sismica, sull'opera permetterà di controllare nelle fasi post-sismiche i processi di filtrazione e i fenomeni erosivi.

e) Nelle dighe con manto, la presenza di flusso d'acqua nel corpo diga può creare problemi di erodibilità e di stabilità. In tal caso occorre verificare la sufficiente tenuta idraulica del manto durante l'evento sismico simulato e durante la consolidazione post-sismica simulata dei terreni di fondazione, in quanto distorsioni o dilatazioni del paramento di monte possono determinare rotture da taglio o trazione nel manto. Occorre dunque valutare la deformata del paramento per effetto delle azioni sismiche e dei processi post-sismici.

V.3 GIUDIZIO DI AMMISSIBILITÀ

V.3.1 **SLD**: per queste condizioni la risposta sismica della diga deve restare sostanzialmente in campo elastico. Possono essere ritenuti ammissibili spostamenti permanenti che non producano danni significativi agli elementi accessori ovvero tali da non inibirne la funzione.

V.3.2 **SLC**: L'ammissibilità degli spostamenti permanenti della diga sollecitata dagli accelerogrammi dello SLC dovrà scaturire da una motivata valutazione ingegneristica.

V.3.3 Il giudizio ingegneristico motivato di accettabilità dei risultati dovrà anche considerare:

a) il confronto dei risultati ottenuti con valutazioni semplificate degli spostamenti permanenti, che si possono ottenere utilizzando le note correlazioni empiriche proposte da vari Autori;

b) il rischio di perdita di funzionalità dell'elemento di tenuta, quella di integrità dei filtri, anche con riferimento agli spostamenti calcolati lungo le superfici critiche in relazione allo spessore e alla geometria dei vari strati;

c) l'adeguatezza della strumentazione installata di controllo delle condizioni di sicurezza post-sismiche dello sbarramento, in particolare la misura delle pressioni interstiziali e delle portate filtranti;

d) L'ammissibilità degli spostamenti e delle deformazioni per lo SLO, SLD, SLV e lo SLC.



V.3.4 Con riferimento ad alcuni meccanismi di danneggiamento specifici del corpo diga, come l'instabilità globale, lo scorrimento, l'erosione, il livello di danneggiamento che compromette la salvaguardia della vita si identifica unicamente con lo stesso livello di danneggiamento suscettibile di contribuire in modo determinante al collasso dell'opera. Per tali meccanismi, dunque, se risulta soddisfatta la verifica dell'opera per gli scenari sismici associati allo stato limite di collasso è, parimenti, verificata l'opera per gli scenari sismici meno severi associati allo stato limite di salvaguardia della vita. Rispetto a tali meccanismi la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita potrebbe dunque omettersi, dal momento che, nel pieno rispetto delle norme, essa risulta automaticamente soddisfatta.

V.3.5 Nella valutazione di accettabilità, oltre alla stima di riduzione del franco e alla sicurezza rispetto a fenomeni di tracimazione, si deve considerare il fatto che gli spostamenti, producendo frattura e dislocazione nell'elemento di tenuta idraulica, possano produrre vie preferenziali per l'acqua con possibili seguenti fenomeni di erosione interna post-sismica.
Deve adeguatamente essere condotta una analisi di ammissibilità degli spostamenti massimi e di quelli residui. Va definito dettagliatamente un piano di monitoraggio per il controllo post-sismico, indipendentemente dalla verifica sismica, che verifichi il corretto funzionamento dell'opera. Il piano potrà essere basato sulla misura della quantità e qualità delle perdite - verificando l'eventuale presenza di trasporto solido - e del regime delle pressioni interstiziali. E' necessario valutare preventivamente, attraverso analisi mirate, la velocità massima con cui è possibile svasare in sicurezza sia rispetto al fianco di monte che rispetto alle sponde del bacino, ove mai il controllo post-sismico dovesse consigliare la necessità di un rapido svaso del serbatoio.

VI. SCARICHI, SPONDE E OPERE COMPLEMENTARI E ACCESSORIE

Le verifiche sismiche devono riguardare tutte le opere strutturali e geotecniche che fanno parte dell'impianto di ritenuta e che concorrono a garantire le prestazioni attese per i diversi stati limite specificate al precedente capitolo II.

Pertanto, il concessionario deve preliminarmente identificare[24] le opere da sottoporre a verifica, escludendo quelle di importanza secondaria la cui risposta non interagisce con l'esercizio e la sicurezza dell'impianto. Quindi, le verifiche devono essere condotte rispettando le indicazioni generali date al precedente capitolo III. con le precisazioni che seguono.

VI.1 AZIONI E LIVELLI DI SICUREZZA

Dal momento che i livelli di sicurezza da rispettare sono definiti con riferimento all'intero impianto di ritenuta e non al solo sbarramento, per la verifica delle opere accessorie[25] si considerano le stesse azioni ambientali utilizzate per la verifica dello sbarramento. Pertanto, si ribadisce che:

- l'azione sismica è caratterizzata assumendo lo stesso periodo di riferimento V_R definito per lo sbarramento;
- nei casi previsti dalle NTD14 (quando dalla pericolosità di base risulta $a_g \geq 0{,}15$ g), l'azione sismica è definita tenendo conto dello studio sismotettonico di sito di cui al III.2[26].

VI.2 SCARICHI

Rientrano in questa categoria le opere e i componenti (p. es. le paratoie) che consentono lo scarico, libero o volontario, dell'acqua invasata.

I criteri di modellazione e i metodi di analisi e verifica degli scarichi sono generalmente gli stessi che si utilizzano per il progetto delle costruzioni civili. Pertanto, si fa riferimento alle indicazioni delle NTC18 e della C-NTC08 integrate, dove necessario, dagli Eurocodici e da altri riferimenti normativi di comprovata validità.

La verifica degli scarichi agli stati limite ultimi si effettua con riferimento al solo SLV.

La verifica degli scarichi agli stati limite di esercizio si effettua, di norma, con riferimento allo SLO e allo SLD. È spesso possibile effettuare un'unica verifica adottando l'azione corrispondente allo SLD e i criteri di verifica dello SLO (in pratica, verificando l'assenza di danni sotto effetto dell'azione sismica relativa allo SLD).

---

[24] Normalmente, questa identificazione è stata effettuata prima dell'avvio delle verifiche sismiche ed è stata concordata con il competente Ufficio Tecnico per le Dighe.

[25] In questo caso il termine "opere accessorie" è utilizzato per indicare l'insieme degli scarichi, delle sponde e delle opere complementari e accessorie in senso stretto. Per brevità, tale definizione è utilizzata anche nel seguito del documento laddove non vi sia rischio di ambiguità.

[26] Considerato che, in certi casi, la verifica sismica dello sbarramento può richiedere tempi maggiori della verifica sismica delle opere accessorie (o perlomeno di alcune di esse), dovendosi in ogni caso privilegiare la rapida conclusione del procedimento di rivalutazione sismica, il concessionario potrà derogare temporaneamente da tale adempimento (e, dunque, utilizzare la pericolosità sismica di base per la verifica delle opere accessorie) a condizione che tenga conto adeguatamente della risposta sismica locale. I risultati delle verifiche così condotte dovranno comunque essere confermati una volta che sia disponibile lo studio sismotettonico.

VI.3 OPERE ACCESSORIE ASSIMILABILI ALLE COSTRUZIONI CIVILI

Rientrano in questa categoria tutte le opere assimilabili alle costruzioni civili il cui progetto è regolato dalle NTC18. Si tratta quindi di opere quali la casa di guardia, eventuali manufatti che ospitano le apparecchiature di manovra, eventuali manufatti che garantiscono l'accesso alla diga (ponti, passerelle, opere di sostegno).

La verifica sismica di queste opere si effettua in conformità al §8 delle NTC18 e al §C.8 della C-NTC08 con le seguenti precisazioni.

È sempre richiesta la verifica agli SLU, potendo riferirsi allo SLV o allo SLC secondo quanto specificato al §7.3.6 delle NTC18.

La verifica agli SLE deve essere effettuata nel caso di impianti "strategici" e, come previsto al §8.3 delle NTC18, sono ammessi livelli prestazionali ridotti rispetto a quelli imposti alle nuove costruzioni, a condizione che siano soddisfatte le prestazioni richieste dal precedente capitolo II.

VI.4 SPONDE

La verifica delle sponde si effettua in condizioni statiche, sismiche e post-sismiche secondo quanto previsto dal punto III.1.4.e. con le seguenti precisazioni.

Di norma, è sufficiente considerare il solo stato limite ultimo, verificando che eventuali meccanismi di instabilità indotti dall'azione sismica di progetto allo SLC non comportino la fuoriuscita di acqua dal serbatoio, pur potendosi verificare spostamenti permanenti significativi. Laddove questa verifica non sia soddisfatta, è necessario effettuare valutazioni più approfondite per definire i valori limite degli spostamenti da associare allo SLV e allo SLC ed effettuare le conseguenti verifiche.

La verifica agli stati limite di esercizio deve essere condotta quando eventuali meccanismi di instabilità riguardano zone spondali potenzialmente in grado di interferire con l'esercizio dell'impianto.

VI.5 OPERE INTERRATE

Si fa riferimento alle gallerie e ai pozzi, qualunque sia la loro funzione.

In genere, le verifiche sismiche consistono nel controllo dell'entità degli spostamenti residui ortogonali all'asse dell'opera e delle deformazioni permanenti delle sezioni trasversali. Spostamenti e deformazioni residui devono essere compatibili con i requisiti nei confronti degli stati limite, pertanto:

- allo SLO è necessario che gli spostamenti e le deformazioni permanenti siano nulli (o trascurabili);
- allo SLD è necessario che gli spostamenti e le deformazioni permanenti siano di entità tale da non impedire la regolazione controllata del serbatoio;
- allo SLV e allo SLC è necessario che gli spostamenti e le deformazioni permanenti siano di entità tale da non comportare il rilascio incontrollato di acqua.

Il progettista dovrà di volta in volta individuare i valori limite di tali spostamenti e deformazioni in funzione della specifica configurazione delle opere.

Per quanto riguarda le gallerie, le verifiche di cui sopra possono ritenersi soddisfatte quando gli studi geologico, geotecnico e sismotettonico accertino l'assenza di discontinuità lungo il relativo sviluppo longitudinale. Laddove ciò non si verifichi, le analisi dovranno valutare la capacità della galleria di assorbire le distorsioni localizzate imposte lungo dette discontinuità.



VI.7 IMPIANTI ELETTRICI E MECCANICI

Per quanto attiene agli impianti elettrici e meccanici (energia alternativa alla rete, sistemi di monitoraggio, sorveglianza, allarme ed illuminazione, opere impiantistiche necessarie per lo scarico libero o volontario dell'acqua invasata, ecc.) le verifiche sismiche sono mirate a dimostrare che:

Per effetto delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD, siano garantite la capacità di regolazione dell'impianto di ritenuta e l'esecuzione di tutte le manovre necessarie a gestire in sicurezza lo sbarramento, verificando la stabilità degli ancoraggi e la protezione da cadute di detriti, ecc.. Eventuali danneggiamenti degli impianti possono essere accettati a condizione che, nel periodo necessario alla riparazione, le funzioni degli impianti danneggiati possano essere assolte con mezzi alternativi;

Per effetto delle azioni sismiche corrispondenti allo SLC l'eventuale danneggiamento degli impianti non comporti il rilascio incontrollato dell'acqua di invaso.

Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche
Divisione 6 – Strutture e Geotecnica

IL FUNZIONARIO

ing. Armando Lanzi

IL DIRIGENTE

ing. Paolo Paoliani