

SIMULAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLA FONDAZIONE DI UNA DIGA A GRAVITÀ SOGGETTA ALLE FORZANTI SISMICHE IMPOSTE DALLA VIGENTE NORMATIVA ITALIANA

Baldovin E. *, De Paola A. **, Morelli G.L. ***

* Ingegnere, Geotecna Progetti S.r.l.

** Ingegnere, Geotecna Progetti S.r.l.

*** Geologo, Geotecna Progetti S.r.l.

SOMMARIO

Le dighe di interesse nazionale rientrano nella categoria delle opere strategiche o rilevanti per l'importante valenza economica che rappresentano e per le temibili conseguenze di un funzionamento anomalo o di un ipotetico collasso. Nell'ultimo decennio la classificazione della pericolosità sismica del territorio italiano ha subito importanti modifiche. In questo contesto, nel caso delle dighe in esercizio, frequentemente datate, la normativa di riferimento richiede prestazioni spesso superiori a quelle per cui tali strutture sono state progettate.

Prendendo in considerazione i criteri di verifica delle opere di sbarramento previsti nel quadro normativo nazionale, ancorché provvisorio, il contributo illustra alcuni aspetti inerenti la valutazione della sicurezza in condizioni sismiche. In particolare vengono presentati i risultati dello studio del comportamento in fase sismica della fondazione di una diga a gravità, condotto mediante lo sviluppo di analisi lineari e non lineari su un modello agli elementi finiti, al variare delle caratteristiche di resistenza della fondazione e dell'entità delle sottopressioni.

Parole chiave: diga a gravità, analisi sismica, fondazione, sottopressioni, indagine geotecnica

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni la classificazione della pericolosità sismica del territorio italiano ha subito importanti modifiche. In questo contesto, nel caso delle dighe in esercizio, frequentemente datate, la normativa di riferimento richiede prestazioni spesso superiori a quelle per cui tali strutture sono state progettate.

Prendendo in considerazione i criteri di verifica contenuti nella proposta di aggiornamento delle "Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta" del 18 Dicembre 2009, il contributo illustra alcuni aspetti inerenti la valutazione della sicurezza in condizioni sismiche.

Allo scopo sono state condotte su un caso campione di diga a gravità in calcestruzzo analisi sismiche mediante approcci numerici agli elementi finiti lineari e non lineari, variando l'intensità della forzante sismica in accordo con gli Stati Limite considerati.

In particolare, sono presentati i risultati numerici ottenuti in termini di comportamento della fondazione al variare delle caratteristiche di resistenza del giunto di fondazione e dell'entità delle sottopressioni.

2 QUADRO NORMATIVO NAZIONALE

2.1 Aspetti generali

Secondo le indicazioni della Direzione Nazionale Dighe, comunicate nel corso del 2012 con priorità ai Concessionari i cui sbarramenti ricadono nelle aree geografiche maggiormente interessate dalla rivalutazione della pericolosità sismica contenuta nella classificazione allegata alle "Norme Tecniche delle Costruzioni" (nel seguito NTC08) del D.M. 14 Gennaio 2008, le dighe di rilevanza nazionale devono essere sottoposte a verifiche sismiche in accordo con le disposizioni della "Proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta" (nel seguito PAND09) del 18 Dicembre 2009.

L'approccio di verifica proposto dalla PAND09, a differenza della normativa attualmente vigente (D.M. 24/03/1982), sposa i principi basati sul metodo semiprobabilistico agli Stati Limite contenuti nelle NTC08.

La sicurezza e le prestazioni dell'opera nel suo insieme devono essere valutate in relazione a Stati Limite che definiscono l'ingresso o l'uscita rispetto a determinate condizioni caratteristiche (dal normale funzionamento al collasso di ogni componente) che si possono verificare durante la vita nominale.

Per la definizione dell'azione sismica viene

abbandonato l'approccio basato sulla stima del grado di sismicità "S" dell'area (come definito nel D.M. 3/03/1975) in favore di quello fondato sulla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

L'azione viene definita in termini di accelerazione orizzontale a_g in campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

2.2 Valutazione della sicurezza sismica delle dighe in esercizio

Con riferimento all'altezza, alla capacità d'invaso e alla funzionalità, le dighe, ai sensi della PAND09, sono classificate in Strategiche, Rilevanti e Normali.

Il periodo di riferimento dell'azione sismica è definito in funzione della vita nominale V_N e del coefficiente d'uso C_U .

Le azioni sismiche orizzontale e verticale utilizzate nelle analisi di verifica devono essere combinate attraverso i coefficienti di concomitanza.

Nel caso di dighe a gravità in calcestruzzo, per lo SLO (Stato Limite di Operatività) e lo SLD (Stato Limite di Danno) devono essere eseguite le verifiche di sicurezza nei confronti dell'eccesso di tensioni/deformazioni in diga e/o nei terreni di fondazione. Le verifiche allo SLO e SLD prevedono un confronto tra le deformazioni/tensioni calcolate ed i relativi valori ammissibili per l'opera.

Per lo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) e SLC (Stato Limite di Collasso) vanno, invece, effettuate le verifiche di sicurezza con riferimento ai seguenti fenomeni:

- instabilità del corpo diga o dell'ammasso di fondazione;
- instabilità per scorrimento in fondazione;
- fessurazioni nel corpo diga e negli elementi di tenuta;
- deformazioni del corpo diga che provocano danni strutturali o la tracimazione.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle dighe esistenti devono essere basate sulle informazioni, le indagini e le misure acquisite nel corso della costruzione e dell'esercizio della diga e su quelle raccolte a seguito di specifiche indagini per identificare le condizioni attuali dell'opera.

3 VERIFICA SISMICA DI UN CASO CAMPIONE

Ai fini della valutazione dell'incidenza dei parametri geotecnici di progetto del giunto di fondazione sul comportamento delle opere di sbarramento si è preso in esame un caso campione di diga a gravità massiccia.

Sono state svolte analisi sismiche al variare delle caratteristiche del contatto diga-roccia di fondazione e della distribuzione delle sottopressioni in fondazione.

Le analisi sono state eseguite con il metodo ad elementi finiti, sia in campo lineare (approccio pseudostatico), sia in campo non lineare (time-history).

3.1 Caratteristiche dell'opera

Le analisi sono state effettuate su una diga a gravità massiccia in calcestruzzo, avente altezza in corrispondenza della soglia sfiorante pari a 16 m, paramento di monte verticale, paramento di valle con pendenza 0,75 e larghezza del piano di fondazione di 14,5 m. Si è considerata la presenza di un cunicolo d'ispezione in cui confluiscono drenaggi verticali ubicati a 1,5 m dal paramento di monte (Fig.1).

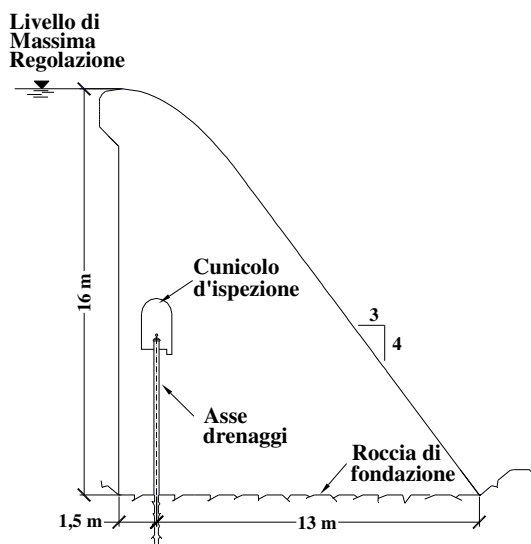


Figura 1 – Sezione tipo di studio

Il peso di volume del calcestruzzo è stato considerato pari a 24 kN/mc e il modulo elastico pari a 27000 MPa.

L'invaso è stato schematizzato coincidente con il livello di massima regolazione.

3.2 Caratteristiche dell'ammasso di fondazione

E' stato ipotizzato che l'opera insista su una roccia di fondazione di tipo lapideo avente le caratteristiche fisico-meccaniche medie sintetizzate in Tabella I.

Tabella I - Caratteristiche fisiche e meccaniche della roccia di fondazione

	Valore	Unità di Misura
Peso di volume	26*	kN/mc
Modulo elastico	2500	MPa
Coeff. di Poisson	0.3	-
Resistenza a compressione monoassiale	20	MPa

*Nel modello è stata assegnata all'ammasso roccioso densità nulla

4 ANALISI NUMERICHE

Come anticipato sono state svolte analisi sismiche di

sensibilità al variare delle caratteristiche geotecniche del contatto diga-fondazione e della distribuzione delle sottopressioni in fondazione.

4.1 Ipotesi di calcolo

Il comportamento meccanico del giunto di contatto basale è stato modellato attraverso il criterio di Mohr-Coulomb ipotizzando una resistenza al taglio data dalla somma di un'aliquota attritiva (ϕ') e di una coesiva (c').

Le analisi sono quindi state condotte variando l'angolo di resistenza al taglio e la componente coesiva del giunto.

Sono state altresì considerate le tre seguenti condizioni di sottopressione nel giunto di fondazione, ipotizzando un carico idrostatico nullo sul lato di valle:

- distribuzione triangolare da monte a valle con valore massimo pari alla pressione idrostatica di monte (sistema di drenaggio non efficiente);
- distribuzione triangolare ridotta, valutata considerando una riduzione del 65% delle sottopressioni in corrispondenza dell'asse dei drenaggi in accordo a quanto previsto dalla PAND09 (sistema di drenaggio efficiente);
- assenza di sottopressioni.

Le sottopressioni sono state modellate come forze nodali concentrate in fondazione. L'azione inerziale dell'acqua invasata è stata considerata in tutte le analisi mediante le formulazioni proposte da Westergaard (Westergaard H.M., 1933).

Ai fini delle presenti analisi si è scelto come rappresentativo dello Stato Limite di Esercizio lo Stato Limite di Danno, mentre per lo Stato Limite Ultimo si è assunto lo Stato Limite di Collasso.

4.2 Definizione del modello numerico

Ipotizzando una geometria rettilinea dell'opera e conseguente funzionamento a conci indipendenti, si è operato in campo bidimensionale. La mesh creata è composta da 1908 elementi tipo plate/shell a 4 nodi; 660 compongono il corpo diga e 1248 la roccia di fondazione.

Al calcestruzzo del corpo diga ed all'ammasso di fondazione, schematizzati come un mezzo continuo isotropo, è stata assegnata una legge di comportamento elastico lineare. E' stata modellata una porzione rettangolare di ammasso di fondazione sufficientemente estesa, avente lunghezza pari a 75 m e profondità di 25 m (Fig.2). I nodi al contorno della fondazione, ad eccezione di quelli in corrispondenza del piano campagna, sono stati vincolati nei confronti di spostamenti e rotazioni, mentre tutti i nodi sono stati vincolati nei confronti degli spostamenti fuori piano (direzione Z).

Rappresentando il caso studiato una diga a gravità con caratteristiche della fondazione tipiche di un ammasso roccioso è stato possibile adottare un modello di calcolo semplificato assegnando agli elementi della fondazione densità nulla e rigidità proporzionale al modulo elastico dell'ammasso (EM 1110-2-6051/ EM 1110-2-6053). In tal modo si è potuto studiare il comportamento sismico dell'opera in assenza di effetti di riflessione sui contorni

della mesh.

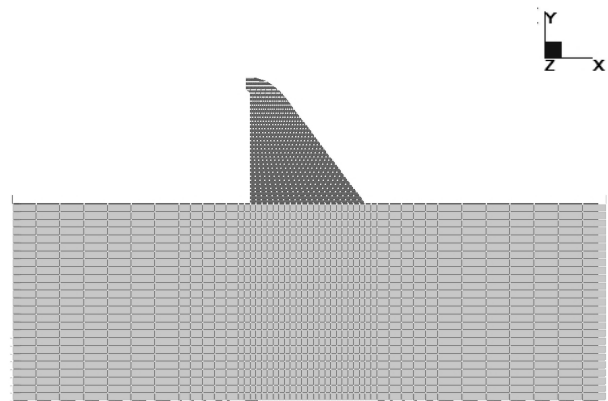


Figura 2 – Analisi FEM - Mesh di calcolo

Per le analisi numeriche FEM è stato utilizzato il programma di calcolo Straus7.

4.2.1 Analisi lineari

Le analisi lineari sono state condotte mediante la predisposizione del suddetto modello ad elementi finiti dell'opera e della roccia di fondazione. Sono state quindi calcolate la frequenza e la forma modale dei modi fondamentali di vibrare dell'opera. Le forze d'inerzia e le pressioni idrodinamiche generate dal sisma sono state applicate come carichi statici equivalenti.

4.2.2 Analisi non lineari

Le analisi non lineari sono state eseguite a partire dalla mesh predisposta per le analisi lineari, introducendo elementi in grado di simulare l'interfaccia tra corpo diga e ammasso di fondazione. L'azione inerziale della diga è stata calcolata a partire dall'integrazione al passo dell'equazione del moto. L'azione inerziale dell'acqua invasata è stata altresì schematizzata mediante una distribuzione di masse concentrate posizionate sul paramento di monte (EM 1110-2-6051/EM 1110-2-6053).

Le analisi non lineari *time-history* sono state eseguite per l'SLC.

5 DEFINIZIONE DELLA FORZANTE SISMICA

Si è ipotizzato che l'opera sia "rilevante", e pertanto con coefficiente d'uso $C_u=1,5$, periodo di riferimento V_R pari a 75 anni e tempo di ritorno allo SLD e SLC rispettivamente di 75 e di 1462 anni. Sono stati considerati valori di accelerazione sismica su suolo rigido tipici delle zone a più elevata pericolosità sismica del territorio nazionale (SLC: $a_g/g = 0,47$, SLD: $a_g/g = 0,09$).

Nella figura 3 sono riportati per il moto sismico orizzontale e verticale gli spettri di risposta di progetto in accordo alle NTC08.

Nelle analisi lineari le forze sismiche di inerzia sono state calcolate, a partire dai periodi fondamentali di vibrazione della struttura, come prodotto tra il coefficiente sismico (ricavato dallo spettro di risposta di progetto) e la massa della diga.

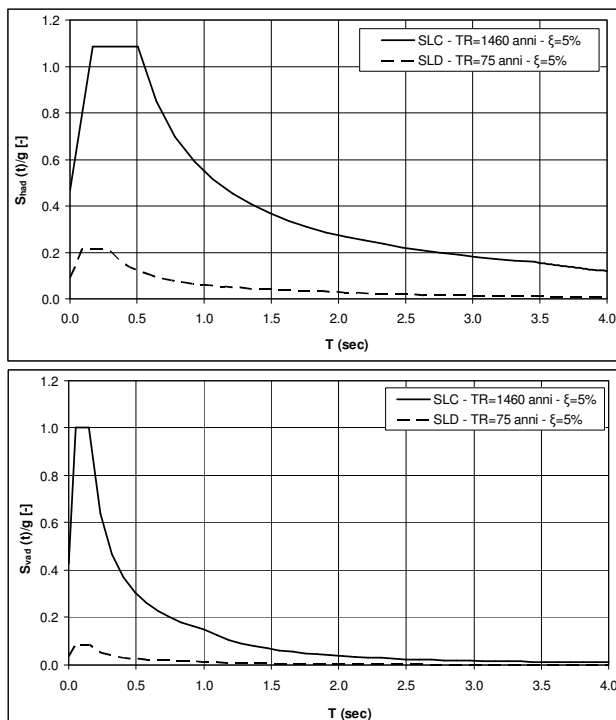


Figura 3 – Spettri di risposta di progetto allo SLC e allo SLD - Componenti orizzontale e verticale

Le forzanti utilizzate nelle analisi non lineari sono state definite considerando accelerogrammi naturali ricavati dal network europeo ISD (European Strong Motion Database, www.isesd.hi.is) e registrati su siti rigidi/rocciosi durante forti terremoti ($M_w \geq 5.5 \div 6.0$). Tali accelerogrammi sono stati scalati e resi aderenti allo spettro di progetto (SLC) utilizzando la tecnica proposta da Silva, Lee (1987). Nelle analisi sono state considerate tre terne accelerometriche (000055, 000147, 000413), come previsto dalla normativa per analisi time-history. Tra le due componenti orizzontali di ciascuna terna accelerometrica è stata selezionata quella che presenta il minore scarto rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico. Nel presente contributo sono riportati i risultati numerici ottenuti considerando la terna accelerometrica (000055) che produce gli effetti più gravosi in fondazione. Nella tabella II sono esplicitate le principali caratteristiche dell' evento sismico utilizzato, registrato su sito roccioso.

Tabella II - Caratteristiche delle registrazioni accelerometriche selezionate

Codice	Data/Nome/ Stazione di Registrazione	M_w / Δ [km]*	P_{GA} [m/s ²]	Durata (D_B)** [s]	Freq. Fond. [Hz]
000055XA	06/05/1976 /		3.50	7.46	3.80
000055YA	Friuli Mainshock	6.5 /	3.10	5.85	1.56
000055ZA	Tolmezzo Diga Ambiesta	23	2.62	6.08	11.76

* Distanza epicentrale

** Bracketed Duration, con soglia limite a 0,05g

Gli effetti di smorzamento indotti dal moto della diga durante l'evento sismico sono stati considerati adottando un modello alla Rayleigh a doppia frequenza di controllo che consente di modellare adeguatamente uno smorzamento viscoso poco variabile con la frequenza nel campo di frequenze di interesse (Lanzo et al., 2004). La matrice globale di smorzamento S risulta una combinazione lineare della matrice globale di rigidità e della matrice di massa secondo la seguente relazione:

$$S = \alpha M + \beta K \quad (1)$$

Dove α e β sono delle costanti di proporzionalità, funzione dei periodi di vibrazione e del coefficiente di smorzamento ξ definite con le seguenti formule:

$$\alpha = 2\xi \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \text{ e } \beta = \frac{2 \cdot \xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (2)$$

in cui ξ è il coefficiente di smorzamento assunto pari a 5% (usuale per strutture in calcestruzzo) e ω_1 e ω_2 sono le pulsazioni associate ai periodi di vibrazione massimi e minimi calcolati della diga. Nella figura 4 sono riportati lo spettro di risposta scalato ed il relativo accelerogramma orizzontale.

Le azioni dovute al sisma sono state combinate con i seguenti carichi:

- peso proprio dell'opera;
- spinta idrostatica (livello di massima regolazione);
- sottopressioni nel giunto di fondazione (nelle tre ipotesi riportate al paragrafo 4.1).

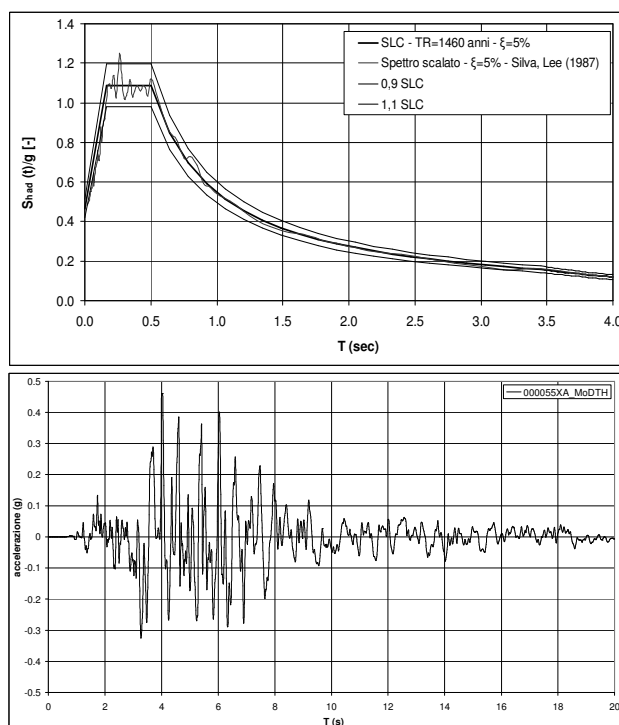


Figura 4 – SLC - Accelerogramma orizzontale di progetto (sotto) scalato allo spettro di risposta di progetto secondo NTC08 (sopra)

6 MODELLAZIONE DEL GIUNTO DI FONDAZIONE

Nell'analisi lineare il contatto diga-fondazione è stato modellato con un vincolo di incastro perfetto.

Nelle analisi non lineari, come anticipato, è stato introdotto un elemento di connessione tra corpo diga e ammasso roccioso in grado di simulare:

- un comportamento attritivo tra roccia di fondazione e diga;
- la possibilità che parte della fondazione non reagisca quando soggetta a tensioni di trazione;
- lo scorrimento relativo tra terreno di fondazione e calcestruzzo della diga.

Tali elementi si attivano solamente se sollecitati a compressione, fornendo in tal caso un contributo di rigidità in direzione sia assiale che di taglio.

La forza assiale trasferita dagli elementi è proporzionale all'accorciamento degli stessi, mentre la forza di taglio, che simula il comportamento ad attrito, dipende dalla deformazione di taglio fino alla fuori uscita dal cono di attrito; in quest'ultimo caso la forza di taglio trasmessa risulta pari alla resistenza attritiva offerta dall'interfaccia.

Finché la forza di taglio non supera la resistenza attritiva data da:

$$F_t = \tan \phi \cdot F_n = C_1 \cdot F_n \quad (3)$$

le reazioni trasmesse in fondazione sono date, in generale, dalle seguenti relazioni:

$$F_t = C_1 \cdot K_n \cdot \Delta x \quad (4)$$

$$F_n = K_n \cdot \Delta y \quad (5)$$

essendo

F_n = forza assiale trasmessa in fondazione;

F_t = forza di taglio trasmessa in fondazione;

C_1 = coefficiente d'attrito;

K_n = rigidità degli elementi;

Δx , Δy = spostamenti relativi in direzione x (laterale) e y (verticale) fra i due estremi degli elementi connessi.

La rigidità K_n è stata calcolata a partire dal modulo elastico dell'ammasso di fondazione sulla base della pertinenza areale di ogni singolo elemento di contatto. Tale assunzione è stata calibrata mediante specifiche analisi di sensitività, che hanno evidenziato uno scostamento di pochi punti percentuali delle deformazioni residue in fondazione a seguito del dimezzamento o del raddoppio del valore del modulo elastico dell'ammasso.

In corrispondenza dell'uscita dal cono di attrito, la forza di taglio trasmessa in fondazione risulta pari alla resistenza attritiva offerta dall'interfaccia:

$$F_t = C_1 \cdot K_n \cdot \Delta y = C_1 \cdot F_n \quad (6)$$

In Figura 5 viene proposto lo schema sintetico del comportamento dell'elemento di contatto sollecitato a trazione, a compressione ed a taglio.

E' inoltre possibile tenere conto di un'aliquota di coesione attraverso la precompressione degli elementi di connessione, in modo che la resistenza al taglio in assenza di confinamento sia funzione dell'angolo d'attrito e del valore di precompressione.

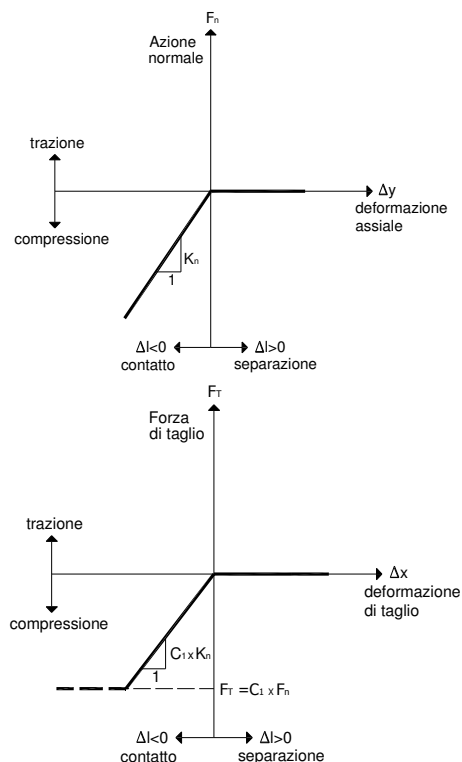


Figura 5 – Analisi non lineari - Comportamento dell'elemento di contatto sollecitato a compressione, trazione e taglio

7 RISULTATI DELLE ANALISI AL VARIARE DELLE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEL GIUNTO E DELL'ENTITÀ DELLE SOTTOPRESSIONI

7.1 Analisi Lineari

Le figure 6 e 7 riportano i valori del fattore di sicurezza FS determinati in condizioni sismiche nei confronti dello scorrimento sul piano di posa della diga rispettivamente allo Stato Limite di Danno e allo Stato Limite di Collasso.

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio sono state condotte considerando coefficienti delle forzanti e delle resistenze unitari.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono state eseguite seguendo l'approccio progettuale previsto dalle NTC08, denominato Approccio 2 (A1+M1+R3 - Coefficienti parziali: A1 sulle azioni unitari, M1 sui parametri geotecnici dell'ammasso roccioso di fondazione unitari, R3 sulla resistenza a scorrimento pari a 1,15).

Il FS è stato ottenuto a partire dalle risultanti delle forze assiali e di taglio in fondazione ricavate come integrale

della distribuzione delle rispettive tensioni. In particolare FS è stato calcolato con la seguente espressione:

$$FS = \frac{N \cdot \tan \phi + c \cdot A}{T} \quad (7)$$

essendo:

A = area di base della fondazione;

N = risultante delle azioni verticali in fondazione;

T = risultante delle azioni orizzontali in fondazione;

ϕ = angolo d'attrito al contatto diga-fondazione;

c = coesione lungo il contatto diga-fondazione.

I risultati mostrano la variazione del fattore di sicurezza nei riguardi dello scorrimento in fondazione al variare della resistenza al taglio del giunto diga-fondazione e dell'entità delle sottopressioni.

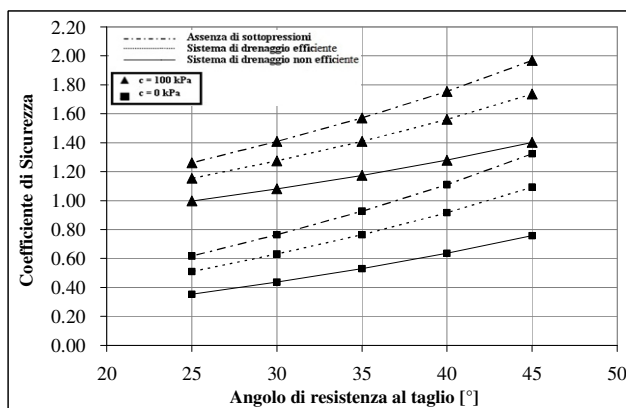


Figura 6 – SLD - Analisi all'equilibrio limite - Fattore di sicurezza allo scorrimento in fondazione al variare delle caratteristiche geotecniche del giunto di base e delle sottopressioni

Il calcolo dei fattori di sicurezza allo scorrimento per lo SLD ha consentito di valutare in prima battuta per quali condizioni di resistenza del giunto o di entità delle sottopressioni sono prevedibili significative deformazioni lungo il piano di fondazione. Per tale stato limite è apparso evidente il forte impatto della coesione. Infatti per un valore di coesione relativamente modesto il rapporto di scorrimento è risultato sempre superiore all'unità, anche per bassi angoli di attrito del giunto. Altresì notevole importanza riveste l'efficienza del sistema di drenaggio, soprattutto in quelle condizioni di resistenza del giunto in cui il coefficiente è risultato prossimo all'unità. In ogni caso le condizioni critiche in cui sono ipotizzabili escursioni importanti in campo non lineare del giunto si manifestano per angoli di resistenza al taglio relativamente bassi (in assenza di coesione) e sistema di drenaggio inefficiente.

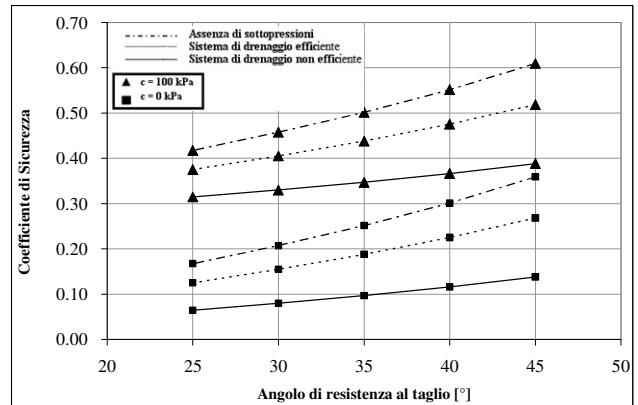


Figura 7 – SLC - Analisi all'equilibrio limite - Fattore di sicurezza allo scorrimento in fondazione al variare delle caratteristiche meccaniche e delle sottopressioni

Le analisi allo SLC hanno evidenziato coefficienti di sicurezza allo scorrimento sempre inferiori all'unità per tutti i valori di resistenza al taglio e di sottopressioni ipotizzate, a conferma che all'aumentare dell'intensità della forzante sismica il comportamento non lineare del giunto diventa predominante e, pertanto, non modellabile con gli usuali approcci di tipo lineare.

7.2 Analisi non lineari

Le analisi sismiche FEM non lineari condotte per lo SLC hanno permesso di calcolare l'entità dello scorrimento relativo tra ammasso di fondazione e diga e di studiare l'effettivo andamento degli sforzi nel giunto di base. In particolare lo spostamento relativo residuo è risultato fortemente condizionato dalla resistenza al taglio del giunto. Ad esempio, come evidenziato nella figura 8, nel caso di coesione nulla nel giunto e sistema di drenaggio efficiente, le deformazioni residue crescono considerevolmente al diminuire dell'angolo di attrito del giunto.

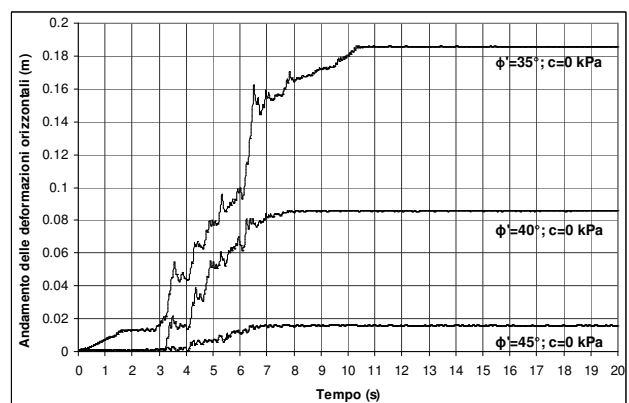


Figura 8 – Analisi non lineare - Spostamento post-sisma alla base al variare delle caratteristiche geotecniche del giunto d'interfaccia (Sistema di drenaggio efficiente)

Per una migliore lettura dei risultati si riportano le figure 9, 10 e 11 che illustrano i valori degli spostamenti

residui determinati al variare delle caratteristiche di resistenza del giunto di fondazione (coesione e angolo d'attrito) e dell'entità delle sottopressioni (sistema di drenaggio efficiente, non efficiente e assenza di sottopressioni).

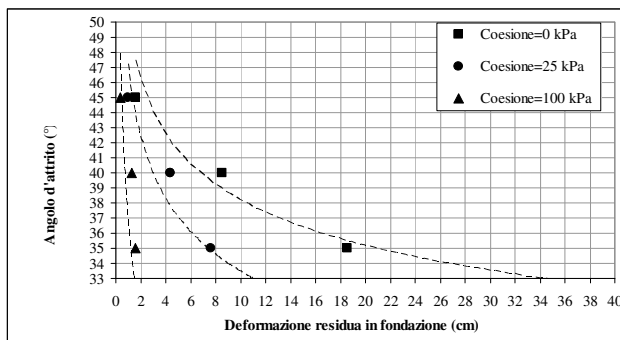


Figura 9 – Analisi non lineare - Spostamento residuo alla base post-sisma - Sistema di drenaggio efficiente

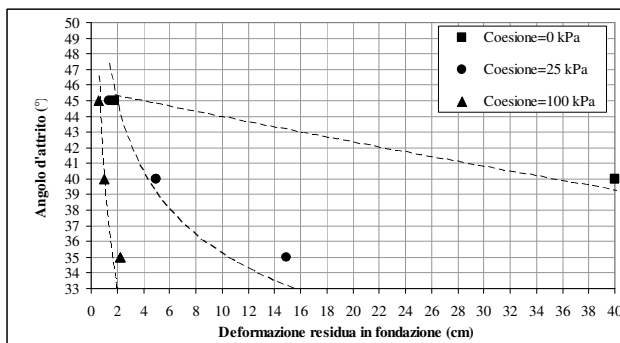


Figura 10 – Analisi non lineare - Spostamento residuo alla base post-sisma - Sistema di drenaggio non efficiente

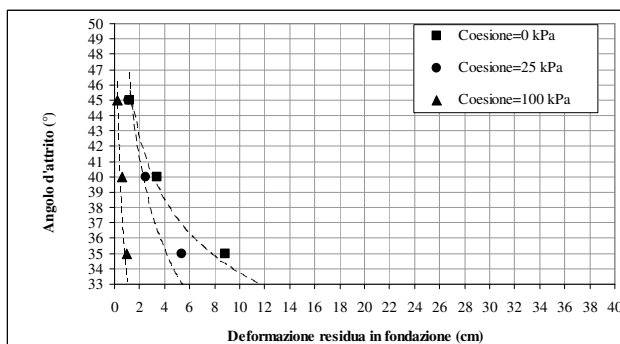


Figura 11 – Analisi non lineare - Spostamento residuo alla base post-sisma – Assenza sottopressioni

Si conferma quindi che l'entità degli spostamenti residui in fondazione è fortemente condizionata, oltre che dalla resistenza al taglio del giunto, anche dalle sottopressioni agenti nello stesso.

In particolare l'associazione di un sistema di drenaggio non efficiente, con la conseguente possibile instaurazione di sottopressioni significative in fondazione, e basse resistenze al taglio del giunto di base, conduce l'opera a

condizioni di potenziale instabilità in fase sismica.

8 CONCLUSIONI

Su un caso campione di diga a gravità in calcestruzzo fondata su suolo roccioso, sottoposta ad azioni sismiche gravose, sono state condotte analisi numeriche agli elementi finiti lineari e non lineari secondo i criteri stabiliti dalla proposta di aggiornamento delle "Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta" del 18 Dicembre 2009. Esse sono state effettuate al variare dell'intensità della forzante sismica per gli Stati Limite considerati (SLC e SLD), delle caratteristiche di resistenza del contatto diga - fondazione e dell'entità delle sottopressioni. Lo studio si è concentrato in particolare sul comportamento del giunto di fondazione e sui parametri che ne influenzano la risposta.

Le analisi lineari hanno evidenziato come il fattore di sicurezza allo scorrimento sul piano della fondazione sia strettamente connesso alle caratteristiche geotecniche del contatto diga-roccia, oltre che all'intensità della forzante sismica ed all'entità delle sottopressioni agenti nel giunto.

In particolare, per lo SLC si sono riscontrati coefficienti di sicurezza allo scorrimento sempre inferiori all'unità in tutte le condizioni esaminate, confermando che il comportamento del giunto diventa non lineare all'aumentare dell'intensità della forzante sismica.

Le successive analisi non lineari condotte per il solo SLC hanno permesso di calcolare l'entità dello scorrimento relativo lungo tale contatto basale. Da dette analisi è emerso come lo spostamento residuo post sismico in fondazione sia fortemente condizionato, oltre che dalla resistenza al taglio del giunto, anche dalle sottopressioni agenti nello stesso.

Nel caso specifico, considerando il limitato spessore di ammasso coinvolto nel meccanismo di scorrimento lungo il piano basale della diga e i valori di spostamento residuo calcolati, minimi dell'ordine del centimetro, nelle condizioni di SLC è attendibile un comportamento del giunto puramente attritivo.

Allo SLC, in assenza di coesione e per valori dell'angolo di attrito pari a 45°, gli spostamenti residui sono risultati dell'ordine del centimetro e tali da non causare fenomeni di criticità considerevole in termini di tenuta idraulica dei giunti e di stabilità di insieme dell'opera durante l'evento sismico. Per valori dell'angolo di attrito inferiori a 45°, dell'ordine dei 35°- 40°, ed in assenza di coesione, gli spostamenti residui sono risultati in netta crescita fino ad arrivare a 15-20 cm e maggiori di 40 cm rispettivamente per le condizioni di sistema di drenaggio efficiente e non efficiente. Tali valori elevati di deformazione anelastica implicherebbero molto probabilmente un insieme di fenomeni a catena, dalla perdita di efficienza dello schermo di iniezioni e del sistema drenante, all'insorgere di possibili spostamenti relativi tra giunti, fino ad arrivare all'instabilità generale dell'opera.

In generale, risulta confermata l'importanza che riveste la resistenza al taglio del contatto in fondazione tra diga e roccia nei riguardi del comportamento della struttura in fase sismica e la conseguente rilevanza di una sua

attendibile definizione.

In definitiva allo scopo di determinare gli effettivi margini di sicurezza in fase sismica delle dighe a gravità, in particolare nei riguardi del comportamento della fondazione di opere esistenti, appare fondamentale poter disporre di precise informazioni sulla resistenza al taglio e sull'entità delle sottopressioni agenti lungo la superficie di contatto basale. A tal riguardo è estremamente importante poter condurre accurate indagini e prove geotecniche che permettano di accertare le reali caratteristiche di tale contatto (i.e. eventuale presenza di calcestruzzo degradato, grado di cementazione al contatto, presenza di roccia alterata, etc.) e di stabilirne i parametri geotecnici. Ciò anche al fine di accertare la presenza di eventuali orizzonti o stratificazioni sfavorevoli entro la roccia di fondazione, immediatamente al di sotto della superficie di appoggio della diga, che possano presentare resistenze inferiori a quelle del giunto basale e, pertanto, configurarsi come potenzialmente più critiche nei riguardi dello scorrimento basale.

Risulta infine fondamentale poter disporre di un adeguato sistema di monitoraggio del comportamento della diga e delle reali sottopressioni agenti in fondazione.

BIBLIOGRAFIA

- Decreto Ministeriale 24.03.1982 del Ministero dei Lavori Pubblici. *Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*. S.O. n.44 alla G.U. del 04.08.1982, No. 212
- Decreto Ministeriale 14.01.2008 del Ministero delle Infrastrutture. *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08)*. S.O. n.30 alla G.U. del 04.02.2008, No 29
- EM 1110-2-6051, 2003. *Time-history Dynamic analysis of concrete hydraulic structures*. U.S. Army Corps of Engineers
- EM 1110-2-6053, 2007. *Earthquake Design and Evaluation of concrete Hydraulic Structures*. U.S. Army Corps of Engineers
- Lanzo G., Pagliaroli A., D'Elia B., 2004. *Influenza della modellazione di Rayleigh dello smorzamento viscoso nelle analisi di risposta sismica locale*. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia" 25-29 Gennaio 2004, Genova
- Proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (PAND09), aggiornamento 18 Dicembre 2009
- Silva W.J., Lee K., 1987. *WES RASCAL code for synthesizing earthquake ground motions, State-of-the-Art for assessing earthquake Hazards in the United States*, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Report 24
- Westergaard H.M., 1933. *Water Pressure on dams during earthquakes*. Transaction American Society of Civil Engineering, Vol.98.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano per il prezioso contributo apportato alla

stesura del presente studio gli Ingg. L. Buraschi e R. Previtali.

SIMULATION OF THE BEHAVIOUR OF A GRAVITY DAM FOUNDATION UNDER SEISMIC ACTIONS IMPOSED BY THE CURRENT ITALIAN DAM CODE

ABSTRACT

The dams of national interest fall into the category of strategic or relevant works for the economic value they represent and for the dreadful consequences of a malfunction or a hypothetical collapse. In the last decade, the seismic hazard classification of the Italian territory has undergone major changes. In this context, in the case of existing operating dams, frequently dated, the relevant legislation requires performances often higher than those for which such structures were designed. Taking into account the criteria for analysis of dams established in the proposal of new national code, the paper illustrates some aspects of the safety assessment. In particular the results of the study of the seismic behaviour of a gravity dam foundation are presented; they have been obtained through the development of linear and nonlinear FEM analyses, varying the strength characteristics of the foundation and the seismic input. The linear analyses show clearly that the sliding safety factor at the base of the dam is closely connected to the geotechnical characteristics of the dam - foundation joint, as well as to the magnitude of the applied seismic forces and to the uplift pressures in foundation. In particular, the analyses at CLS (Collapse Limit State) obtain sliding safety factors always less than unity in all analyzed conditions, confirming that the non-linear behaviour of the dam-foundation joint becomes predominant with increasing magnitude of the seismic action. The non-linear analyses at CLS results allow to estimate the magnitude of the dam-foundation residual relative displacements, showing that their value in post-seismic conditions is strongly connected both to the shear strength of the joint and to the uplift pressures in foundation. Therefore, in order to correctly reproduce the real behaviour of a gravity dam during earthquakes and in particular of its dam-foundation joint, it is essential to acquire accurate information on the shear resistance and on the entity of the uplift pressure along it. In this regard, it is extremely important to develop detailed geotechnical investigations and tests to determine the real characteristics of the joint (i.e. the presence of deteriorated concrete, the absence of bonded surface, the presence of weathered rock, etc.) and the actual shear strength available along that surface or other possible weak plains or layers. At last it is also basic to dispose of a proper monitoring system of the behaviour of the dam and of the uplift pressures in foundation.

Keywords: gravity dam, seismic analysis, foundation, uplift pressures, geotechnical investigation