

**NORMATIV DE PROIECTARE, EXECUȚIE ȘI  
EVALUARE LA ACȚIUNI SEISMICE A LUCRĂRILOR  
HIDROTEHNICE DIN FRONTUL BARAT – REVIZUIRE  
NP 076-2002.  
Indicativ NP 076-2013**

## C u p r i n s

Cap.1. Obiectul normativului, domeniul de aplicabilitate și utilizatori

Cap.2. Seismicitatea și parametrii seismici

Cap.3. Proiectarea și calculul seismic al lucrărilor hidrotehnice din frontul barat. Interacțiunea structură-lichid- teren de fundare

Cap.4. Calculul seismic al barajelor de beton și de umplutură

Cap.5. Calculul la cutremur al construcțiilor hidrotehnice auxiliare din frontul barat.

Cap.6. Calculul seismic al barajelor și digurilor pentru depozitarea deșeurilor industriale.

Cap.7. Execuția barajelor în zone seismice. Măsuri constructive antiseismice

Cap.8. Supravegherea și monitorizarea lucrărilor hidrotehnice din frontul barat realizate în zone seismice.

Cap.9. Lucrări de reabilitare a construcțiilor hidrotehnice afectate de cutremure.

Anexa 0 –Referințe tehnice și legislative

Anexa A- Glosar al terminologiei folosite în prezentul normativ.

Anexa B-Criterii și reglementări seismice internaționale.

Anexa C -Relații de calcul în metoda pseudostatică.

Anexa D-Evaluarea presiunilor hidrodinamice din cutremure.

Anexa E- Evaluarea presiunilor seismice din terenul de fundare.

Anexa F -Analiza seismică a unui baraj de greutate

Anexa G- Analiza seismică a unui baraj de pământ.

## **1. Obiectul normativului, domeniul de aplicabilitate și utilizatori**

**1.1.** Normativul cuprinde prevederi privind proiectarea, execuția și evaluarea siguranței lucrărilor hidrotehnice din frontul barat (baraj, diguri, centrale-baraj, ecluze, lucrări auxiliare) la acțiunile seismice.

(1) Astfel, în capitole succesive se prezintă seismicitatea și parametrii seismici, principii de proiectare antiseismică, calculul și evaluarea siguranței seismice a lucrărilor hidrotehnice din frontul barat, execuția acestor lucrări în zone seismice, măsuri constructive antiseismice, supravegherea și monitorizarea precum și lucrări de reabilitare a construcțiilor hidrotehnice din frontul barat afectate de cutremure.

(2) Prevederile se referă atât la barajul propriu zis cât și la celelalte lucrări hidrotehnice existente în frontul barat:

- a) centrale-baraj,
- b) prize de apă,
- c) descărcători,
- d) echipamente hidromecanice,
- e) ecluze,
- f) ziduri de sprijin și de racord, etc.

(3) Siguranța lucrărilor din punct de vedere al acțiunii seismice depinde de răspunsul lor la combinațiile de încărcări compatibile cu acțiunea seismică. În consecință acțiunea seismică nu poate fi disociată nici de alte forme de încărcare, nici de starea și condițiile specifice lucrării respective.

(4) Deși normativul tratează numai aspecte legate direct de acțiunea seismică, responsabilii pentru siguranța acestor lucrări trebuie să ia în considerație toți factorii implicați, structurali și nestructurali în acord cu practica din domeniu.

(5) Deoarece normativul reflectă în general practica inginerescă curentă va fi necesar ca normativul să fie periodic revizuit și completat cu practicile noi apărute în ingineria seismică a construcțiilor de retenție.

**1.2.** Prezentul normativ pune la dispoziția specialiștilor care proiectează sau execută lucrări hidrotehnice din frontul barat elementele necesare teoretice și practice (constructive) privind metodologiile de calcul și comportarea acestor lucrări la acțiunile seismice.

(1) În prezentul normativ se au în vedere în primul rând prescripțiile tehnice privind cerințele fundamentale aplicabile construcțiilor și armonizarea reglementărilor tehnice specifice din domeniu în vigoare, cu cele agreeate pe plan intern și internațional, respectiv Codul de proiectare seismică Indicativ P100-1, EUROCOD 8, buletinele și congresele ICOLD cu tematică din domeniu și publicațiile Clubului European al țărilor membre ICOLD.

### **Domeniul de aplicabilitate**

**1.3.** Prevederile prezentului normativ se aplică la lucrările hidrotehnice din frontul barat amplasate în condiții geologice acceptabile în practica din domeniu, stabilite prin studii geologice, hidrogeologice, geotehnice și geofizice.

(1) Amplasamentele cu zone puternic tectonizate, cu falii cu risc ridicat de producere a unor alunecări relative între fețele adiacente, afectate de alunecări, surpări sau procese carstice, nisipuri

refulante sau cu pericol de lichefiere, masive cu materiale solubile (sare, gips), umpluturi recente și neconsolidate nu vor fi acceptate de regulă pentru lucrările hidrotehnice din frontul barat.

**1.4.** Normativul se referă la lucrările noi, care se proiectează, precum și la lucrările existente care urmează să fie expertizate sau verificate, potrivit legislației specifice, aplicabile, în vigoare.

## **Utilizatori**

(1) Prezentul normativ se adresează tuturor factorilor implicați în procesul investițional: proiectanți, verficatori de proiecte, experți tehnici atestați, executanți, responsabili tehnici cu execuția, investitori, proprietari, administratori și utilizatori, personalului responsabil cu exploatarea obiectivelor, operatori/agenți economici din domeniul lucrărilor hidrotehnice, precum și autorităților administrației publice și organismelor de verificare și control.

**1.5.** Normativul se completează cu următoarele anexe:

Anexa A- cuprinde glosarul terminologiei utilizate în prezentul normativ;

Anexa B-cuprinde principalele reglementări internaționale în domeniul siguranței seismice a barajelor;

Anexele C, D, E - cuprind, cu titlu de recomandare, relații de calcul în metoda pseudostatică, evaluarea presiunilor hidrodinamice din cutremure, evaluarea presiunilor seismice din terenul de fundare;

Anexele F, G - cuprind aplicații privind analiza seismică a unui baraj de greutate și respectiv a unui baraj din umpluturi.

## **2. Seismicitatea și parametrii seismici**

**2.1.** Tăria unui cutremur poate fi descrisă prin magnitudinea sau intensitatea lui.

(1) Magnitudinea este o măsură a energiei eliberate de cutremur și în consecință un cutremur este caracterizat de o magnitudine unică.

(2) Intensitatea este o măsură a efectelor distructive ale unui cutremur într-o anumită zonă și în consecință intensitatea unui cutremur variază în funcție de zona analizată.

(3) Evaluarea tăriei unui cutremur poate fi făcută fie prin constatarea efectelor asupra persoanelor construcțiilor sau mediului, fie prin înregistrări instrumentale în stații seismice.

(4) Cea mai utilizată scară de magnitudini este Gutenberg-Richter (M) având nouă grade de magnitudine (1...9). În domeniul scărilor de intensitate mai cunoscute sunt scara Mercalli modificată (MM) având douăsprezece grade de intensitate (I...XII) și scara Medvedev Sponheur și Karnic (MSK) având zece grade de intensitate (I...X), în variantele MSK-64 și MSK-76. În Uniunea Europeană s-a elaborat scara EMS 98.

(5) În figura 2-1 se prezintă corelații între diverse scări de tărie a cutremurelor. În cazul scărilor de intensitate comparația se face pentru intensitatea epicentrală a cutremurului.

(6) În România, în conformitate cu STAS 3684 "Scara intensităților seismice" gradul de intensitate seismică se exprimă în grade pe scara internațională MSK-64 (scara Medvedev-Sponheur-Karnic).

MAGNITUDINE M	ENERGIE E <sub>erg</sub>	ACCELAȚII EPICENTRALE $\frac{cm}{s^2}$ $\alpha = \frac{c}{g}$	MM.	MSK. $\frac{cm}{s^2}$	SCARA JAPONEZĂ $\frac{cm}{s^2}$
3 CLASA E	$10^{14}$	2 0,005	I	3	0,8 0
			II		2,5 I
			III		8,0 II
4	$10^{16}$	4 0,010	IV	12 IV	25 III
			V	25 V	
5	$10^{18}$	6 0,05	VI	50 VI	80 IV
			VII	100 VII	
6 CLASA D	$10^{20}$	8 0,10	VIII	200 VIII	250 V
			IX	400 IX	
7 CLASA B	$10^{22}$	10 0,50	X	800 X	400 VI
			XI		
8 CLASA A	$10^{24}$	2000 3,00	XII		VII

M - Gutenberg, Richter - 1956  
MM - Mercalli modificată - 1931  
MSK - Medvedev, Sponheur, Karnik - 1964

Fig. 2.1 Corelații între diverse scări seismice

2.2. Valoarea de vârf a accelerației seismice orizontale a terenului ( $a_g$ ) într-un amplasament corespunde unui interval mediu de recurență (IMR) de 225 ani (probabilitate de depășire de 20% în 50 de ani).

(1) Acțiunea seismică primară se definește în mod uzual prin doi parametri:

$a_g$  - valoarea de vârf a accelerației seismice orizontale a terenului pentru cutremure cu intervalul mediu de recurență IMR conform aliniat 1 articolul 2.2;

$T_c$  - perioada de control (colț) caracteristică diagramei de compoziție spectrală a mișcării seismice din amplasament, reprezentând granița dintre zona de valori maxime în spectrul de accelerații absolute și zona de valori maxime în spectrul de viteze relative (fig. 2-3).

(2) In figura 2.4 se prezintă spectrele normalizate de răspuns elastic pentru accelerații orizontale la nivelul fundației, funcție de perioadele de colț ( $T_c$ ). Spectrele normalizate se obțin din spectrele de răspuns elastic pentru accelerații absolute prin împărțirea ordonatelor spectrale la valoarea de vârf a accelerației terenului  $a_g$ .

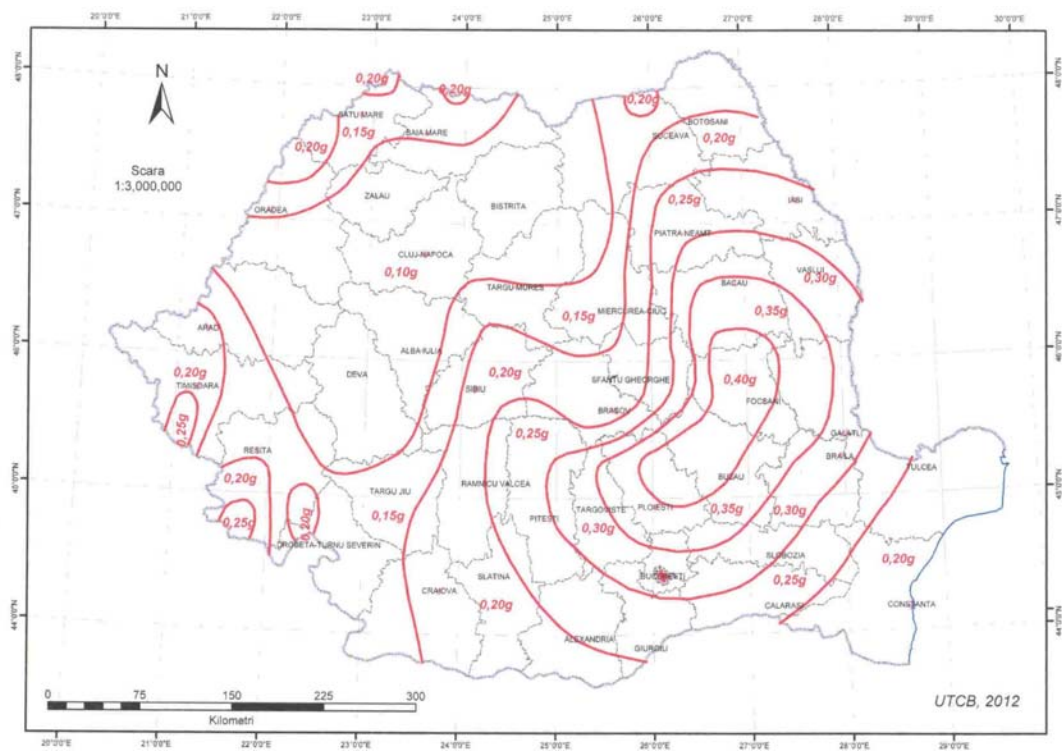


Fig.2.2 Zonarea teritoriului României în funcție de valorile de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare  $a_g$  cu IMR=225 ani și 20% probabilitate de depășire în 50 de ani (linie roșie).

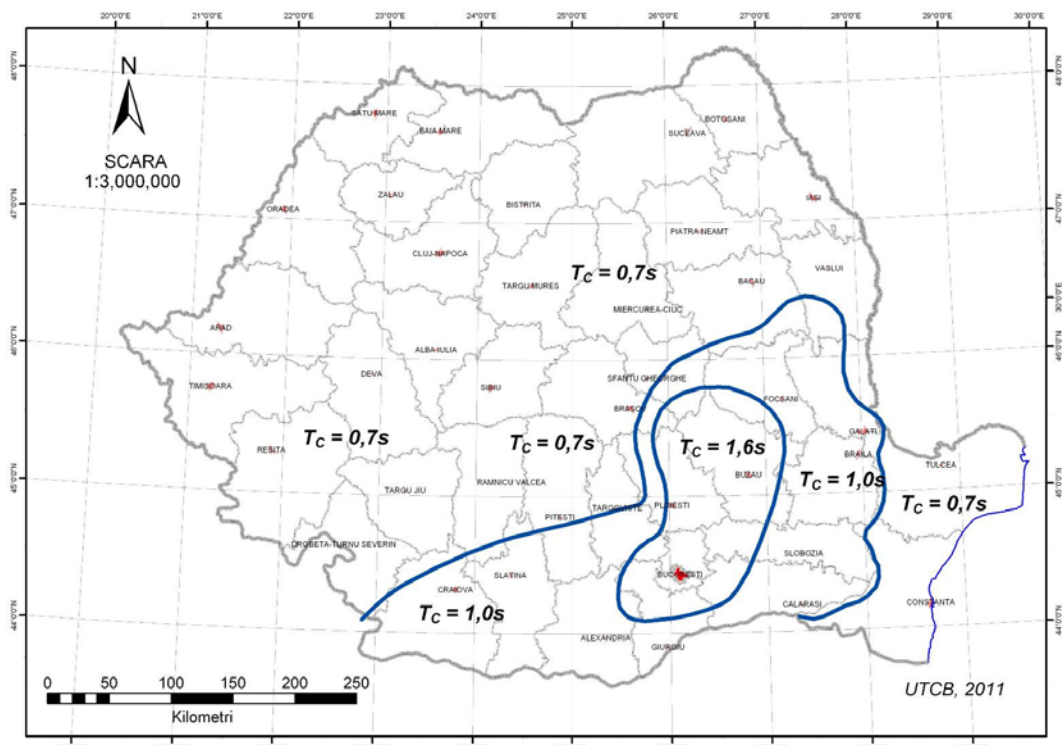


Fig. 2.3 Zonarea teritoriului României în funcție de perioada de colț ( $T_c$ ) a spectrului de răspuns.

(3) Spectrele de răspuns elastic în accelerații absolute [ $S_a(T)$ ] pentru componentele orizontale ale acțiunii seismice se obțin din spectrele normalizate [ $\beta(T)$  fig.4 ] corectate cu valorile de vârf a accelerației terenului  $a_g$ :

$$S_a(T) = a_g \beta(T) \quad (2.1)$$

(4) Spectrele de răspuns elastic în viteze relative [ $S_v(T)$ ] sau deplasări relative [ $S_d(T)$ ] se obțin din  $S_a(T)$  conform relațiilor dintre spectrele elastice de răspuns :

$$S_d(T) = S_v(T)/\omega = S_a(T)/\omega^2 \text{ unde } \omega=2\pi/T \quad (2.2)$$

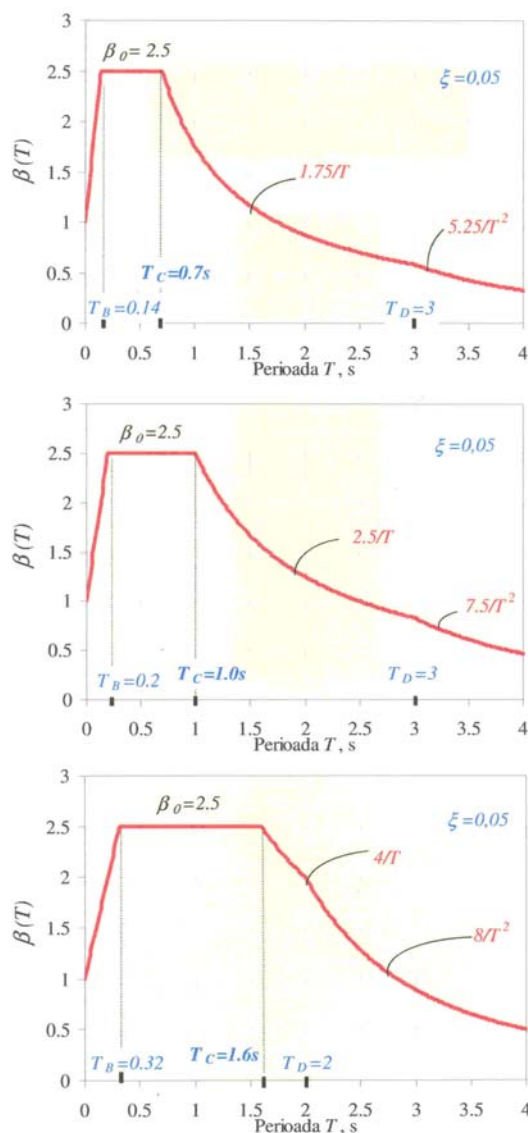


Fig. 2.4 Spectre normalizate de răspuns elastic pentru accelerații orizontale la nivelul fundației, funcție de perioadele de colț ( $T_C$ ).

(5) Spectrele de răspuns calculate conform relațiilor (2.1) și (2.2) se aplică pentru calculele de evaluare a siguranței lucrărilor hidrotehnice din frontul barat (SEE).

(6) Spectrele se aplică pentru acțiuni seismice orizontale pe direcțiile (direcția) cele mai nefavorabile de răspuns structural specificate în capitolele următoare pentru diversele construcții hidrotehnice din frontul de retenție.

(7) În cazul construcțiilor hidrotehnice din frontul de retenție situate în vecinătatea relativă a epicentrelor cutremurelor se vor face verificări și la componenta verticală a acțiunii seismice. Valoarea de vârf a accelerației pentru componenta verticală  $a_{vg}$  se determină cu relația (2.3) dacă nu există alte recomandări:

$$a_{vg} = 0.5 a_g \quad (2.3)$$

(8) Spectrul de răspuns elastic în accelerații pentru componenta verticală a acțiunii seismice  $[S_{v,a}(T)]$  se determină cu relația:

$$S_{v,a}(T) = a_{vg} \beta(T) \quad (2.4)$$

(9) În figura 2.5 se prezintă zonele de hazard seismic datorat cutremurelor crustale din România. În condițiile realizării unor spectre de răspuns specifice acestor zone, certificate prin documente oficiale, ele se vor aplica în calculele de proiectare



Fig. 2.5 Teritoriul României cu prezentarea zonelor de hazard seismic datorat cutremurelor crustale.



(10) În calculul dinamic al construcțiilor de retenție acțiunea seismică se descrie prin accelerograme. Ele pot fi artificiale, generate pe baza unui spectru de răspuns elastic construit funcție de  $a_g$  și  $T_c$  din amplasament sau pot fi accelerograme înregistrate scalate la valoarea  $a_g$  din amplasament cu condiția unui conținut de frecvențe compatibil cu condițiile locale.

(11) Nivelul de hazard seismic determinat în conformitate cu relațiile de mai înainte este un nivel minim care trebuie considerat în proiectarea construcțiilor hidrotehnice de retenție.

**2.3.** În cazul barajelor sau construcțiilor hidrotehnice de barare (care creează retenții) având clase de importanță I sau II (STAS 4273-83) sau categorii de importanță la lucrările noi (pentru faza proiectare) A, B, (NTLH-021) nivelul de hazard seismic al amplasamentului ( $a_g$ ,  $T_c$ ) se va stabili pe baza unui studiu special de seismicitate a amplasamentului, fundamentat pe studii de teren geologice, hidrogeologice și geofizice aprofundate, precum și pe studii și cercetări seismologice statistice.

**2.4.** Studiul de seismicitate al amplasamentului se elaborează în scopul zonării seismice de detaliu, microzonării seismice a zonei amplasamentului construcției hidrotehnice și stabilirii parametrilor de bază ai cutremurului. Studiul trebuie să cuprindă următoarele date:

(1) Caracterizarea condițiilor geologice structurale și seismotectonice a zonei amplasamentului construcției hidrotehnice la scară regională (100...300 km), reprezentată pe hărți, secțiuni geologice, bloc-diagrame geologice, tectonice și de electrometrie.

(2) Caracterizarea condițiilor geomorfologice și geofizice ale amplasamentului construcției hidrotehnice la scară locală, reprezentate pe profile geologice și geofizice pe bază de foraje și încercări geofizice asupra vitezelor undelor seismice ( $V_s$  și  $V_p$ ) și a densității straturilor.

(3) Caracteristicile geotehnice ale straturilor superficiale de teren (moduli de elasticitate dinamică longitudinali " $E_d$ " și transversali " $G_d$ ", viteze de propagare " $V_s$ " și " $V_p$ ", amortizare " $\nu$ ") și variația acestora în funcție de sollicitare.

(4) Descrierea condițiilor seismice locale, precum și a zonelor seismotectonice care afectează amplasamentul, cu precizarea focarelor și epicentrelor, a caracteristicilor seismice ale acestora (acceleerațiile maxime, intensitatea, frecvența cutremurelor, relația magnitudine-frecvență, gradul seismic al amplasamentului), precum și coeficienții de intensitate seismică ai cutremurelor de calcul ( $c_g = a_g/g$  unde  $g$  este accelerația gravitației) al construcției hidrotehnice pentru cutremurul de bază la exploatare (OBE) și cel mai mare cutremur posibil (MCE).

(5) Date istorice primare de observație directă și înregistrări de cutremure puternice, medii și slabe la stațiile seismice instalate în regiunea sau zona studiată sau în zone cu proprietăți geologice și geodinamice asemănătoare:

- a) amplitudinea maximă a accelerației, vitezei și deplasării;
- b) caracterizarea spațială a mișcării seismice (raportul amplitudinilor accelerațiilor după diferite direcții, caracteristici de corelație spațială);
- c) forma înfășurătoare a istoriei în timp a mișcării pentru cele două unde de volum (P și S) și pentru undele de suprafață;
- d) durata totală a evenimentului seismic: durata părții semnificative a mișcării și numărul de cicluri semnificative;
- e) perioadele celor două faze principale ale mișcării seismice ( $T_p$  și  $T_s$ );
- f) timpul de atingere a maximului de la începutul fazei pentru cele două tipuri de unde ( $D_0S$ ,  $D_0P$ ).

(6) Predicția compoziției spectrale a mișcării seismice puternice în amplasamentul studiat se face pe baza următoarelor date:

a) determinarea perioadelor proprii ale structurii terenului; perioadele proprii ale terenului la sollicitări slabe cresc semnificativ în cazul unui cutremur puternic din cauza degradării terenului; în cazul unor terenuri nestâncoase modul de evaluare cantitativă a creșterii perioadelor proprii se bazează pe curbele de variație ai modulului de deformare transversală " $G_d$ " al terenului în funcție de deformația specifică unghiulară " $\gamma$ ";

b) înregistrările de cutremure puternice în zonă;

c) date din literatura de specialitate.

(7) Studiul de seismicitate trebuie să aibă în atenție hazardul de apariție a unor fenomene de seismicitate indusă de lacurile de acumulare create de construcțiile de retenție și modificările unor parametri seismici în perioadele de umplere și de exploatare a acumulărilor.

**2.5.** Cutremurele care se iau frecvent în considerație în analizele seismice ale lucrărilor hidrotehnice din frontul barat, în acord cu terminologia internațională pot fi MCE (Maximum Credible Earthquake - Cutremurul maxim credibil), SEE (Safety Evaluation Earthquake - Cutremurul de evaluarea siguranței) și OBE (Operating Basis Earthquake - Cutremurul de bază de exploatare). Alte cutremure tipice din terminologia internațională sunt definite în Anexa A.

(1) MCE este cutremurul care ar produce cel mai înalt nivel posibil al mișcărilor pământului în amplasament în funcție de condițiile geologice.

(2) SEE este cutremurul care generează cel mai înalt nivel al mișcărilor pământului la care nu se produce o rupere catastrofică a barajului. SEE poate fi la limită MCE, sau o anumită proporție din MCE, sau poate fi determinat în funcție de perioada de revenire a cutremurelor de o anumită intensitate în amplasament.

(3) OBE este cutremurul care este probabil să se producă pe medie nu mai mult decât o dată pe durata așteptată de viață a construcției (dar nu mai puțin de 100 de ani, corespunzător duratei de viață a lucrărilor hidrotehnice din frontul barat). Sub acțiunea OBE, barajul și lucrările auxiliare trebuie să rămână funcționale dar ele ar putea necesita unele reparații.

(4) Mișcarea pământului poate fi caracterizată prin valorile de vârf sau efective ale accelerației, vitezelor sau deplasărilor.

(5) Accelerația de vârf (PGA - peak ground acceleration) este accelerația maximă în câmp liber care s-a produs pe orice direcție orizontală în timpul cutremurului. Accelerația de vârf are o durată extrem de scurtă, de obicei producându-se în una sau două dintre oscilațiile seismice de frecvențe înalte și în consecință conține puțină energie. Semnificația inginerescă a PGA este discutabilă. În general, se acceptă ca parametru al accelerației seismice, un parametru bazat pe evaluarea energiei cutremurului și care în cele mai multe cazuri este 0.5 PGA.

(6) Accelerația de vârf efectivă este accelerația de vârf după ce înregistrarea mișcării seismice (accelerograma) a fost filtrată pentru eliminarea oscilațiilor de frecvențe foarte înalte care au influență redusă asupra răspunsului structural.

**2.6.** Cutremurul (cutremurele) de proiectare al unei construcții hidrotehnice se stabilește (stabilesc) în funcție de valoarea de vârf a accelerației terenului ( $a_g$ ) și de clasa, respectiv categoria de importanță, a construcției hidrotehnice respective.

(1) În cazul construcțiilor hidrotehnice de clase de importanță III, IV sau V sau categorii de importanță C și D se stabilește un singur nivel de intensitate a cutremurului de proiectare și anume cutremurul de bază de exploatare (OBE).

(2) În cazul construcțiilor hidrotehnice de clase de importanță I sau II sau categorii de importanță A și B se stabilesc două niveluri de intensitate a cutremurelor de proiectare și anume: cutremurul de bază de exploatare (OBE) și cutremurul de evaluarea siguranței (SEE).

(3) În tabelul 2-1 se prezintă accelerațiile seismice maxime ale cutremurului de bază de exploatare ( $a_{OBE}$ ) în funcție de valoarea de vârf a accelerației terenului ( $a_g$ ) în amplasament conform normativ P100-1 și de clasa, respectiv categoria de importanță, a construcției hidrotehnice.

Tabelul 2-1

Clasa sau categoria de importanță a construcției hidrotehnice	Accelerația seismică maximă pentru OBE ( $a_{OBE}$ )
I sau A pentru lucrări noi	$0.28 a_g$ dar nu mai mic de $0.12g$
II sau B pentru lucrări noi	$0.28 a_g$ dar nu mai mic de $0.10g$
III sau C pentru lucrări noi	$0.28 a_g$ dar nu mai mic de $0.08g$
IV sau D pentru lucrări noi	$0.24 a_g$ dar nu mai mic de $0.06g$
V	$0.24 a_g$ dar nu mai mic de $0.05g$

(4) În stabilirea accelerației seismice maxime a cutremurului de proiectare OBE se ia valoarea cea mai mare rezultată din cele două estimări (pe bază de clasă de importanță și respectiv pe bază de categorie de importanță).

(5) Accelerația seismică maximă a cutremurului de proiectare OBE al construcțiilor hidrotehnice din frontul barat având clase de importanță I sau II sau categorii de importanță A sau B amplasate în zone cu valoarea de vârf a accelerației terenului ( $a_g$ ) în amplasament conform normativ P100-1 mai mare sau egală cu  $0.28 a_g$  se va stabili și pe baza unor analize suplimentare, în vederea sporirii dacă este cazul a valorilor rezultate din tabelul 2-1.

**2.7.** În cazul construcțiilor hidrotehnice de clase de importanță I sau II sau categorii de importanță A și B pentru care se stabilesc două niveluri de intensități a cutremurului de calcul, accelerația maximă a cutremurului de evaluarea siguranței (SEE) se stabilește în accord cu P 100-1 sau pe bază de studiu de seismicitate a amplasamentului, conform Tabel 2-2.

Tabelul 2-2

Clasa/categoria de importanță a construcției hidrotehnice	SEE Accelerația seismică maximă
I sau A pentru lucrări noi II sau B pentru lucrări noi	$a_g$ conform P 100-1 sau accelerația maximă conform studiului de seismicitate în amplasament

### **3. Proiectarea și calculul seismic al lucrărilor hidrotehnice din frontul barat. Interacțiunea structură –lac-teren de fundare**

**3.1.** Proiectarea antiseismică a lucrărilor hidrotehnice din frontul barat constă în realizarea unor forme structurale care împreună cu fundația și mediul înconjurător să conducă în cele mai economice condiții la obținerea următoarelor performanțe:

a) comportarea structurală și funcțională satisfăcătoare fără degradări semnificative în condiții de solicitare inclusiv seismice considerate ca normal să se producă pe durata de viață a construcției;

b) acceptarea unor deteriorări structurale și funcționale dar care să nu genereze descărcări necontrolate din lacul de acumulare sau ruperi catastrofale sau să pună în pericol siguranța structurală pentru condiții de solicitare excepționale.

(1) Degradările care pot fi tolerate în cazul barajelor din beton, beton cilindrat (rolbeton), balast stabilizat includ mici (limitate) deplasări remanente, fisuri limitate de suprafață, anumite creșteri ale debitelor de infiltrație. În cazul barajelor din umpluturi tasările la coronament să fie mai mici decât gârziile de siguranță, eventualele fisuri să nu producă infiltrații concentrate cu amorsarea fenomenului de eroziune internă, creșterile presiunii apei din pori din zonele saturate din corpul sau fundația barajului să nu conducă la fenomene de lichefiere (mobilitate ciclică) sau la pierderea stabilității ansamblului baraj-teren de fundare.

**3.2** Managementul riscului și analiza riscului se recomandă a fi aplicate în evaluarea seismică a construcțiilor din frontul de retenție. Aceste metode pot fi aplicate ca suport în următoarele cazuri: priorizarea evaluărilor de siguranță când se consideră un număr mare de baraje, evaluarea beneficiilor în diverse alternative de măsuri de reabilitare, selectarea nivelurilor de încărcare și evaluarea răspunsului structural. Managementul riscului și analiza riscului pot fi de asemenea aplicate în cadrul evaluărilor seismice generale pentru luarea deciziilor finale.

**3.3** Prin proiectarea antiseismică se urmărește limitarea degradărilor, avariilor, precum și evitarea prăbușirilor elementelor structurale și nestructurale, ale echipamentelor și instalațiilor, pentru:

- a) evitarea pierderilor de vieti omenești sau a rănirii oamenilor ;
- b) evitarea intreruperii activitatilor și a serviciilor esențiale pentru mentinerea continuității vietii sociale și economice în timpul cutremurului și imediat după acesta;
- c) evitarea distrugerii sau a degradării unor bunuri culturale și artistice de mare valoare ;
- d) evitarea degajării unor substanțe periculoase (toxice, explozive etc.);
- e) limitarea pagubelor materiale.

**3.4** Alegerea metodelor de calcul al analizelor seismice structurale trebuie să fie corelată cu clasa și categoria de importanță a construcției din frontul barat și cu datele de intrare disponibile (date seismotectonice, parametrii mișcării seismice în câmp liber, investigațiile din amplasament). Gradul de finețe al analizelor vor crește progresiv, analiza inițială fiind bazată pe cele mai simple metode conservative corespunzătoare problemei. Analizele structurale de înaltă finețe trebuie să considere date rezultate din investigații specifice în amplasament și nu valori asumate din literatură.

**3.5** Măsurile de protecție antiseismică a construcțiilor hidrotehnice din frontul barat se au în atenție în toate fazele de realizare a lor: proiectare, execuție, exploatare.

(1) În proiectarea antiseismică, se vor lua următoarele măsuri:

a) alegerea unor amplasamente favorabile din punct de vedere al comportării sistemului structura-teren la acțiunea seismică și evitarea fundării pe terenuri defavorabile; dacă un

amplasament cu probleme nu poate fi evitat, se vor lua masuri de imbunatatire a condițiilor de fundare pe baza de studii speciale ;

b) alcatuirea de ansamblu a constructiei astfel încât sa se obtina o comportare favorabila sub actiunea cutremurelor si o modelare clara pentru calcul ;

c) realizarea structurii de rezistenta a constructiei din punct de vedere a parametrilor de rezistentă, stabilitate, rigiditate si ductilitate, conform cerintelor prezentului normativ ;

(2) În timpul execuției construcțiilor se vor urmări următoarele măsuri:

a) introducerea în opera a unor materiale de calitate a celor prevăzute în proiect, calitate atestata conform prevederilor legale;

b) aplicarea unor tehnologii de executie corespunzatoare ;

c) respectarea pe santier a detaliilor de alcătuire prevăzute în proiect.

(3) În exploatarea construcțiilor, se va avea continuu în atenție:

a) adoptarea de măsuri de exploatare si de intretinere, conform regulamentelor de exploatare care sa asigure păstrarea integrală a capacitatii de rezistenta a structurii

b) urmarirea în timp a stării construcției pentru detectarea în timp util a eventualelor avarii si eliminarea cauzelor si urmărilor acestora;

c) intervenția operativă în caz de necesitate asupra constructiei sau a regimului de exploatare.

**3.6 Proiectarea antiseismica a construcțiilor hidrotehnice urmărește să realizeze:**

(1) Alcătuirea generala corespunzătoare a constructiei prin :

a) alegerea unor forme favorabile ale structurii în plan si în elevație cu evitarea discontinuităților brutale si asigurând distributia armonioasă a maselor si rigidităților, corelate cu functiile constructiei hidrotehnice;

b) dispunerea si conformarea corecta a elementelor structurale si a structurii în ansamblul ei, a elementelor de constructie nestructurale, precum si a echipamentelor si instalatiilor adapostite de constructie ;

c) evitarea interactiunilor necontrolate, cu eventuale efecte defavorabile, între componentele sistemului, între elemente structurale si nestructurale (baraj si centrala aval), între componente cu rigiditati foarte diferite ;

d) dispunerea si configurarea corecta a structurilor anexe care conditioneaza funcționarea și siguranța sistemului (prize, deversori, conducte, galerii).

(2) Asigurarea unor rigidități suficiente în masură să limiteze la valori admisibile atât deplasările absolute cât si pe cele relative în corelație cu interacțiunea cu celelalte componente ale sistemului.

(3) Obținerea unor mecanisme structurale favorabile de disipare a energiei (izolatori seismici, mecanisme de plasticizare, componente seismo-absorbante) sub actiuni seismice de intensitate ridicata. Acest obiectiv implică :

a) dirijarea zonelor susceptibile de a fi solicitate în domeniul postelastice cu prioritate în zone sau elemente care prin natura solicitării posedă o capacitate de ductilitate consistentă sau a caror rupere nu pune în pericol stabilitatea generală a constructiei, si care pot fi reparate fara eforturi tehnice si costuri exagerate ;

b) în situatiile în care nu pot fi evitate solicitări în domeniul postelastice de deformatie în elemente sau zone care nu se încadrează în categoria mentionata anterior, aceste solicitări trebuie sa fie limitate astfel încât să se evite riscul prabusirii constructiei sau al unor degradări care ar necesita cheltuieli mari pentru lucrarile de refacere ;

- c) evitarea ruperilor premature cu caracter casant prin modul de dimensionare si /sau alcatuire constructiva ;
- d) zonele plastice potențiale sa fie astfel alcătuite încât sa se obțină capacități suficiente de deformare postelastica si o comportare histeretică cât mai stabila ;
- e) o atentie deosebita trebuie acordata analizei postelastice a terenului de fundare si zonei de contact teren – structura, în special beton-umpluturi, care pot influența semnificativ comportarea si siguranța sistemului.

**3.7** Actiunile seismice prin oscilatiile terenului fac parte din categoria celor exceptionale și produc următoarele tipuri de încărcări:

(1) forțe de inerție datorate masei construcției precum și maselor legate de construcție provenite din încărcări gravitaționale permanente (tehnologice, utile);

(2) presiuni hidrodinamice (suplimentare față de cele hidrostatice) datorate oscilației masei de lichid din rezervor si interacțiunii hidroelastice cu construcția care oscilează deformându-se elastic;

(3) împingerea dinamică a terenului si umpluturilor.

**3.8** Metodele de calcul seismic care se recomandă în prezentul normativ sunt în general aplicabile la toate tipurile de construcții hidrotehnice.

(1) Obiectul calculelor îl constituie sistemul unitar structură-lac-teren de fundare atât din punct de vedere al dimensionării cât și al verificării.

(2) În general calculele seismice necesită utilizarea unor programe de calcul specifice validate de practica inginerescă, normativul având orientarea principală în această direcție, calculele bazându-se uzual pe aplicarea metodei elementelor finite.

(3) Datele de intrare necesare pentru efectuarea calculelor seismice sunt următoarele:

- a) caracteristicile fizico-mecanice statice și dinamice ale materialelor;
- b) parametrii seismici de calcul din amplasament.
- c) elementele geometrice ale structurii;
- d) datele geologice, hidrogeologice și morfologice ale amplasamentului;

**3.9** Calculele la acțiunea seismică constau în principal din:

- a) calcule de rezistență (stare de eforturi si deformații) ;
- b) calcule de stabilitate la alunecare sau răsturnare.

(1) Calculele de stabilitate la alunecare se fac prin metoda echilibrului limita si prin metoda elementelor finite bazată pe starea de eforturi.

(2) În cazul barajelor din umpluturi calculele se referă suplimentar la evaluarea riscului de lichefiere și a deplasărilor seismice remanente.

**3.10** Calculele la acțiunea seismică se pot face cu una sau mai multe din următoarele metode de analiză:

- a) pseudostatică;
- b) analiză spectrală (analiză modală cu spectre seismice de răspuns);
- c) analiză modală cu integrarea ecuațiilor decuplate;
- d) dinamică prin integrare numerică în timp;

(1) Metodele pseudostatica si bazate pe analiza modală se folosesc în domeniul comportării liniar elastice a sistemului analizat; in metoda spectrala se pot utiliza si spectre neliniare; metoda de

integrare numerică în timp este utilizabilă atât în domeniul liniar elastic cât și nelastic de comportare, pe bază de legi constitutive de comportare a materialelor compatibile cu metoda și programul de calcul.

**3.11** Metoda de analiză pseudostatică se poate aplica în calcule de rezistență și de stabilitate prin metoda echilibrului limită:

(1) pentru construcții de clase de importanță I și II sau categorii de importanță A și B metoda se poate aplica numai pentru evaluări preliminare în fazele inițiale ale proiectului (prezezabilitate, fezabilitate);

(2) pentru construcții clasele III, IV și V sau categorii de importanță C și D metoda se poate aplica în orice fază de realizare a proiectului.

(3) pentru calculele de stabilitate la alunecare, metoda se poate aplica în toate fazele de realizare a proiectului indiferent de clasa sau categoria de importanță a construcției, în paralel și cu alte metode de analiză.

**3.12** Metoda de analiză pseudostatică implică simplificări majore în calcul acceptând că accelerația seismică de la baza construcției rămâne constantă pe întreaga înălțime a construcției.

(1) Forțele de inerție induse de cutremur din masa construcției și forțele hidrodinamice sunt considerate în calcul ca niște încărcări statice nelimitate în timp. Analiza presupune și mișcarea de corp rigid a barajului și apa incompresibilă. Interacțiunea baraj-rocă de fundație sau efectul absorbant al materialelor din fundul sau malurile lacului nu sunt luate în considerație. Forțele de inerție sunt calculate folosind accelerațiile terenului pe direcții corespunzătoare (orizontal amonte-aval sau vale-vale, vertical) și apoi sunt aplicate în centrele de greutate ale volumelor în care a fost discretizată structura.

(2) Forțele hidrodinamice sunt estimate folosind relațiile Westergaard, Zangar sau altele echivalente. Stabilitatea la alunecare a barajului este verificată în ipoteza că accelerațiile maxime de calcul pe orizontală și verticală (dacă au fost considerate) se produc simultan.

(3) Metoda de analiză pseudostatică este conservativă prin următoarele ipoteze:

- a) continuitatea încărcării seismice (nelimitat în timp);
- b) neglijarea amortizării;
- c) neglijarea absorbției de energie prin baraj, teren de fundare, fundul și malurile lacului;
- d) aplicarea simultană a accelerațiilor maxime orizontale și verticale (dacă au fost considerate în calcul).

(4) Metoda este neconservativă datorită neconsiderării amplificării accelerațiilor de răspuns pe înălțimea construcției (în elevație), care pot fi semnificative chiar pentru baraje de înălțimi mici.

**3.13** Metoda pseudostatică se va folosi numai pentru evaluarea stabilității și rezistenței construcțiilor hidrotehnice din frontul barat sub acțiunea OBE (cutremurul de bază de exploatare).

**3.14** Elemente generale și specifice metodei analizei spectrale (analiză modală cu spectre seismice de răspuns) sunt următoarele:

- (1) calculele se fac în domeniul liniar elastic ;
- (2) metoda se bazează pe însumarea probabilistică a răspunsurilor maxime ale structurii din fiecare mod propriu semnificativ de vibrație, la un cutremur compatibil cu amplasamentul și reprezentat prin spectrul seismic de răspuns ;

(3) spectrele normalizate scalate la accelerația amplasamentului conform P 100-1 se aplică pentru construcțiile hidrotehnice din frontul barat în acord cu prevederile din Capitolul 2 al normativului prezent. În cazul construcțiilor de retenție încadrate în clasele de importanță I și II sau categoriile de importanță A și B spectrele de calcul pot fi obținute prin studiul seismic de amplasament în care caz se utilizează spectrul netezit înfașurător.

Datele de intrare necesare analizei spectrale sunt următoarele:

(1) geometria structurii cu datele semnificative (din punct de vedere al rigidităților); modelul în elemente finite al structurii ;

(2) morfologia terenului în amplasament cu detalii care pot influența răspunsul sistemului (de ex. : viroage, creste, surplombe, proeminente );

(3) caracteristicile fizico-mecanice dinamice ale materialelor din baraj, respectiv:  $E_d$ ,  $\mu_d$ ; greutatea volumetrică a materialelor din structură; amortizarea ca fracțiune sau procent din amortizarea critică ( $\nu$ ); întrucât  $\nu$  se poate determina numai experimental “a posteriori,” în faza de proiectare se vor folosi valori din literatura sau din experiența altor lucrări similare; în lipsa unor astfel de date se pot folosi valorile din tabelul 3-1:

Tabelul 3-1

Sistem analizat	Frațiune din amortizarea critică ( $\nu$ )	
	OBE	SEE
Baraj de beton	0.02 - 0.05	0.04 - 0.07
Baraj de materiale locale	0.05 - 0.12	0.07 - 0.15
Teren de fundare	0.05 - 0.12	0.08 - 0.20

(4) pentru beton, în lipsa unor determinări pe probe de laborator sau “în situ” se accepta pentru  $E_d$  valori în domeniul 265000 - 370000 daN/cm<sup>2</sup> (corespunzând valorilor statice 200000 - 250000 daN/cm<sup>2</sup>) iar pentru coeficientul Poisson dinamic ( $\mu_d$ ) 0.22 - 0.26 ;

(5) pentru materialele din umplutura de pământ, în lipsa determinărilor de laborator sau teren se pot folosi datele care s-au obținut din simularea execuției (calcul static neliniar), corectate (multiplicate) cu coeficienți care iau în considerație caracterul dinamic al solicitării; se poate folosi și modulul dinamic mediu dacă acesta a fost determinat prin metode geofizice ;

(6) pentru construcții de clasele de importanță I și II sau categoriile de importanță A și B se pot folosi date indicative ( $E_d, \mu_d$ ) numai pentru fazele de prefazăzabilitate și fezabilitate, pentru fazele următoare sunt obligatorii studii de teren și de laborator specifice pentru precizarea datelor de calcul;

(7) terenul de fundare se introduce în calcule numai prin rigiditatea lui, masele terenului de fundare fiind considerate nule.

**3.15** Metoda integrării numerice directe în timp constă în evaluarea succesivă pas cu pas în timp a răspunsului structurii la acțiunea seismică introdusă ca funcție discretă în timp (de obicei accelerații la intervale foarte scurte de timp).

(1) Metoda integrării numerice directe în timp este în egală măsură aplicabilă în cazul comportării liniar elastice cât și neliniare a materialelor.



(2) În cazul calculelor liniar elastice, aplicabile în special structurilor de beton sau metalice fundate pe teren normal sau rigid, sunt necesare următoarele date de intrare:

- a) discretizarea modelului în elemente finite ;
- b) caracteristicile elastice dinamice ale materialelor care alcătuiesc sistemul (baraj, teren de fundare, etc) respectiv modulul de elasticitate dinamic ( $E^d$ ), coeficientul Poisson dinamic ( $\mu^d$ ), amortizarea care poate fi evaluată din rata amortizării ( $\nu^d$ ) pentru diverse moduri proprii folosind modelul Rayleigh;
- c) greutate volumetrică pentru materiale ;
- d) mase adiționale calculate din presiuni hidrodinamice și concentrate în nodurile în contact cu lichidul, cu componente pe direcțiile axelor sistemului global ;
- e) direcțiile de acțiune a accelerogramei;
- f) accelerograma artificială (sintetică) sau înregistrată, compatibilă cu amplasamentul, scalată la nivelul de calcul cerut, care poate fi OBE/SEE ;
- g) accelerograma poate fi dată la suprafața rocii de baza sau la nivelul terenului; se recomandă a se utiliza accelerograma corespunzătoare bazei terenului de fundare modelat în calcul, stabilită pentru modelul în elemente finite ca și în cazul calculului static. În cazul accelerogramei de la nivelul terenului se va proceda la deconvoluționarea ei prin terenul de fundare pentru evaluarea ei la baza discretizării terenului de fundare.

**3.16** Interacțiunea structură-lichid în metoda analizei spectrale se va considera conform principiului maselor adiționale, ceea ce înseamnă acceptarea ipotezei lichidului ideal și incompresibil. În metoda integrării numerice directe, interacțiunea structură-lichid se poate considera atât conform principiului maselor adiționale dar și prin procedeul analizei pe subsisteme. Interacțiunea structură-lichid-teren de fundare se recomandă a fi considerată prin procedeul analizei pe subsisteme.

(1) Procedeul analizei pe subsisteme presupune discretizarea fiecărui subsistem (baraj, lac de acumulare, teren de fundare) al sistemului unitar structură-lichid-teren de fundare conform cu metode numerice specifice (elemente finite, diferențe finite, elemente de graniță) și analiza comportării seismice a subsistemului după legile lui proprii de comportare.

(2) În particular unele subsisteme pot fi tratate analitic. Unitatea sistemului se obține punând condițiile de egalitate simultană în timp a răspunsului din diversele subsisteme în nodurile de conexiune dintre ele. Procedeul de lucru este iterativ și se aplică în cadrul metodei de integrare numerică în timp.

#### **4. Calculul seismic al barajelor de beton și din materiale locale**

**4.1** Cele mai importante probleme de siguranță a barajelor de beton solificate de cutremure sunt generate de fisurarea excesivă care poate conduce la instabilitate potențială prin alunecare sau răsturnare (dizlocare). Alunecarea poate să se producă pe suprafețele existente cu rezistențe mai reduse din corpul sau fundația barajului sau rezultate în urma fisurării excesive a betonului respectiv a interfeței beton – fundație indusă de cutremure. În cazul barajelor arcuite instabilitatea prin alunecare este mai probabilă să apară la nașteri, în zona de rezemare a barajului în versanți.

**4.2** În cazul barajelor din umpluturi siguranța lor seismică este condiționată în principal de mărirea tasărilor la coronament indusă de cutremure care să nu provoace deversarea barajului și

erodarea lui și de producerea crăpături (fisuri) transversale care să genereze infiltrații concentrate și erodarea corpului barajului.

**4.3** În calculul seismic al barajelor de beton și din materiale locale se pot aplica toate metodele de calcul seismic prezentate în capitolul 3 precum și alte metode specifice pentru tipuri de baraje (deplasări remanente, analize de lichefiere etc.)

(1) Alegerea metodei de calcul se face în funcție de clasa sau categoria de importanță a barajului, stadiul lui de realizare sau existență (studii, proiect, exploatare, post seism) și tipul barajului. În figurile 4.1 și 4.2 sunt prezentate scheme bloc asupra calculelor care trebuie efectuate în proiectarea antiseismică a barajelor de beton și din umpluturi.

**4.4** Direcția de acțiune a cutremurului de calcul va fi în mod obișnuit pe orizontală, amonte-aval. Pentru barajele situate în vecinătatea relativă a focarelor seismice ( $D_E \leq 1.5 H_F$ , unde  $D_E$  este distanța între amplasamentul barajului și epicentrul focarului, iar  $H_F$  adâncimea focarului) se va considera și componenta verticală a cutremurului, care va fi egală cu 50% din componenta orizontală.

(1) În cazul barajelor cu contraforți sau arcuite se va considera și componenta orizontală, vale-vale (perpendiculară pe axul văii) care ca mărime va fi egală cu componenta orizontală, amonte-aval (în lungul văii).

(2) În cazul când se consideră mai multe direcții de acțiune a cutremurului asupra aceluiași baraj, componentele cutremurului vor fi considerate acționând separat dacă metoda de calcul aplicată este pseudostatică sau analiză spectrală. În aceste cazuri răspunsul structurii la fiecare componentă se analizează independent și nu se cumulează.

(3) În metoda integrării numerice directe în timp, componentele de pe diverse direcții ale cutremurului de calcul (accelerograme, tahograme, seismograme) se pot aplica și simultan.

**4.5** Calculele seismice se vor efectua obligatoriu în ipoteza "lac plin" considerând nivelul în lac la cota normală de retenție (NNR). În situații justificate calculele se vor efectua și în ipotezele "lac gol" sau lac la niveluri intermediare, între gol și plin.

(1) În calculele liniar-elastice răspunsul la acțiunea seismică se va adăuga răspunsului la celelalte încărcări (statice, dinamice) conform combinațiilor de încărcări stabilite prin reglementările tehnice specifice. În calculele neliniare răspunsul la toate încărcările din combinația respectivă incluzând acțiunea seismică, se va evalua ținând cont de istoria în timp a încărcărilor.

**4.6** În mod obișnuit acțiunea seismică se va considera o acțiune sincronă (în toate nodurile discretizării în care se consideră acțiunea seismică, ea este simultan identică, adică se acceptă că viteza de propagare a undelor seismice este infinită). În cazul barajelor de clase de importanță I, II sau categorii de importanță A, B care se întind pe amprize mari (lungime la coronament  $L_c \geq 500$  m sau lățime la bază  $B \geq 300$  m) se recomandă în mod suplimentar considerarea caracterului nesincron în aplicarea undelor seismice (ipoteza vitezelor finite de propagare a undelor seismice în amplasament).

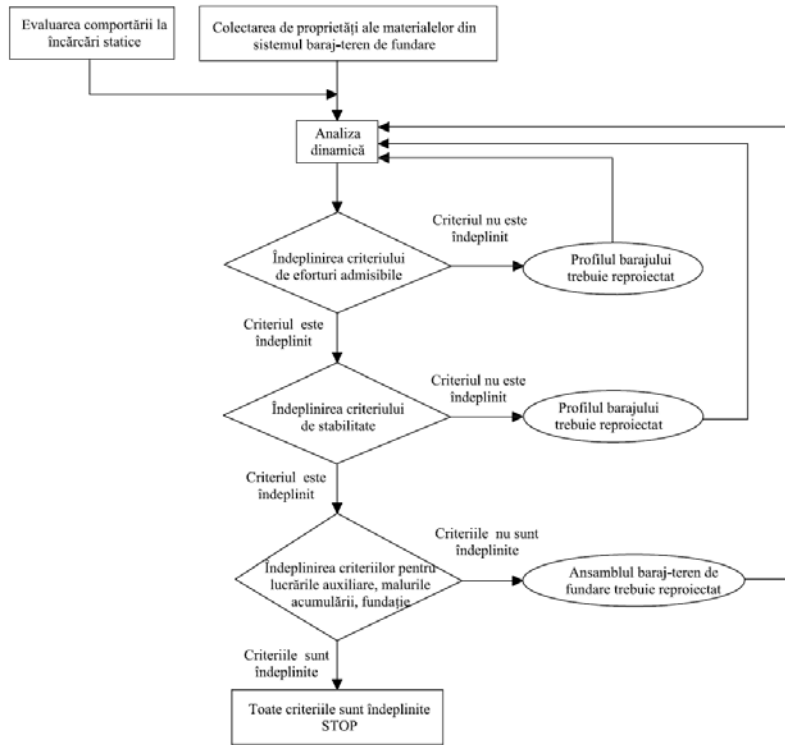


Fig.4.1 Schemă bloc privind analizele pentru proiectarea barajelor de beton în zone seismice.

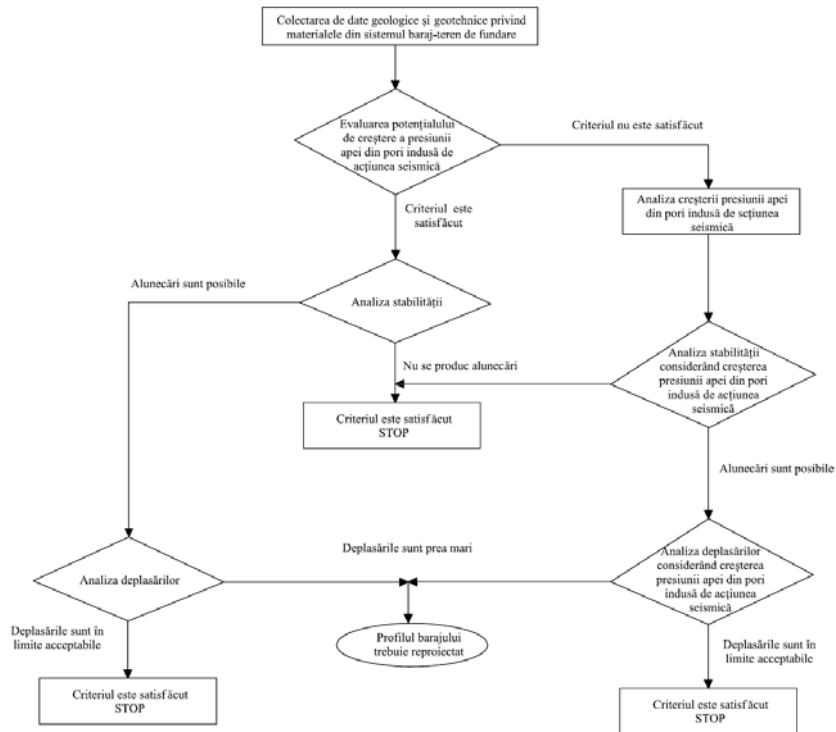


Fig.4.2 Schemă bloc privind analizele pentru proiectarea barajelor din umpluturi în zone seismice.

**4.7** Barajele și alte construcții din frontul barat, indiferent de clasa sau categoria de importanță în care sunt clasificate vor fi din punct de vedere al siguranței seismice calculate la acțiunea OBE (cutremurul de bază de exploatare).

(1) Barajele de clase de importanță I, II sau categorii de importanță A, B aflate în stadiul de proiect tehnic sau în exploatare în cazuri de expertizare pentru acordarea autorizației de exploatare în condiții de siguranță vor fi verificate din punct de vedere al siguranței lor seismice și la acțiunea SEE (cutremurul de evaluare a siguranței).

**4.8** Barajele rectilinii (exceptând barajele evitate și cu contraforți) realizate în văi relativ largi (raport între deschiderea văii la coronament  $L_C$  și înălțimea barajului  $H_B$ ,  $L_C/H_B \geq 3...4$ ) vor fi analizate din punct de vedere seismic, în profilul lor transversal (analiză bidimensională), de regulă profilul de înălțime maximă.

(1) Barajele evitate și cu contraforți vor fi analizate și la acțiunea cutremurului longitudinal pe baraj, paralel cu axul coronamentului.

(2) Barajele arcuite, datorită configurației lor specifice, vor fi analizate numai tridimensional.

(3) Barajele din beton și din umpluturi realizate în văi relativ înguste ( $L_C/H_B \leq 3...4$ ) se recomandă a fi analizate din punct de vedere al comportării seismice și în analiza tridimensională pentru a evalua efectul versanților asupra răspunsului structural.

**4.9** Răspunsul seismic la OBE se calculează cu metoda pseudostatică pentru barajele de clase de importanță III, IV, V sau categorii de importanță C, D indiferent de stadiul lor de realizare (proiectare) sau existență (în exploatare, în curs de expertizare, analiză postseism).

(1) Răspunsul seismic la OBE pentru barajele de beton de clase de importanță I, II sau categorii de importanță A, B se calculează cu metoda pseudostatică numai pentru fazele inițiale (prefezabilitate, fezabilitate) de realizare a barajului. Pentru barajele de beton în faza de proiect tehnic sau în caz de expertiză, analiză-postseism a barajelor existente răspunsul la OBE se va calcula cu metoda analizei spectrale sau a integrării numerice directe în timp. Pentru barajele de umpluturi de clasă de importanță I, II sau categorii de importanță A, B metoda pseudostatică se poate aplica indiferent de stadiul lor de realizare sau existență.

(2) Răspunsul seismic al barajelor de beton la SEE se calculează numai cu metodele analizei spectrale sau a integrării numerice directe în timp, utilizând pe cât posibil spectre neliniare în metoda analizei spectrale sau legi neliniare elasto-plastice de comportare a materialelor în metoda integrării numerice directe.

(3) În cazul barajelor din materiale locale răspunsul seismic la SEE se calculează atât cu metodele analizei spectrale sau a integrării numerice pas cu pas în timp dar și cu procedee specifice de evaluare a deplasărilor seismice remanente, riscului de lichefiere, stabilității la alunecare a taluzelor.

(4) În cazul barajelor cu înălțimi maxime de peste 80 m se va avea în vedere riscul de apariție în amplasament a seismicității induse de lacurile de acumulare, vor fi supuse unei expertize tehnice.

**4.10** Relații statistice sau simplificate pentru evaluarea perioadelor fundamentale proprii ale barajelor funcție de tipul lor sau ale unor structuri auxiliare barajelor se prezintă în tabelul 4-1. Valorile sunt orientative pentru selectarea modurilor proprii cu efecte semnificative în răspuns în metoda analizei spectrale sau pentru alegerea pasului de calcul ( $\Delta t$ ) în metodele de integrare numerică directă.

Tabelul 4-1

Tipul Construcției	Perioade fundamentale T1 (s)	Notatii
Baraje de greutate	$T_1 = (1,695...1,637) \frac{H_b^2}{B} \sqrt{\frac{12 \gamma_b}{E_b g}}$	$H_b$ - înaltime baraj B - latimea la baza a profilului $\gamma_b$ - greutatea volumetrica a betonului $E_b$ - modulul de elasticitate al betonului g - acceleratia gravitatiei 9.81 m/s <sup>2</sup>
Baraje cu contraforti	$T_1 = 4 D \sqrt{\frac{\rho_b}{E_b}}$	D - latimea contrafortului la fata amonte $E_b$ - modulul de elasticitate al betonului $\rho_b$ - densitatea betonului
Baraje în arc	$T_1 = 0.1 + 0.2 \times (H_b/100)$ , $T_{1g} = 0.5 \times T_1$	$T_1$ - perioada fundamentală la lac plin $H_b$ - înaltime baraj $T_{1g}$ - perioada fundamentală lac gol
Baraje de piatra Direcția amonte-aval Direcția normală pe vale Direcția verticală	$T_1 = 0.5 \times H_b/100$ $T_1 = 0.45 \times H_b/100$  $T_1 = 0.36 \times H_b/100$	$H_b$ - înaltime baraj
Baraje de pamânt	$T_1 = 2,62 \times H_b/V_s$	$H_b$ - înaltime baraj $V_s$ - viteza undelor secundare prin umplutura.
Turnuri de priză, Descărcători pâlnie	$T_1 = 2\pi (M/K)^{0.5}$ $T_1 = 2\pi ((M + M_h)/K)^{0.5}$	M - masa concentrata în centrul de greutate K - rigiditatea la încovoiere a structurii $M_h$ - masa aditională a apei

(1) În metoda analizei spectrale se recomandă a fi selectate modurile proprii ai căror coeficienți de participare sunt de minimum 0.05 pe una din direcțiile gradelor de libertate dinamică considerate. În mod obișnuit această condiție poate conduce la selectarea a 10...20 moduri proprii în cazul barajelor de umpluturi sau de beton de greutate și 20...50 moduri proprii în cazul barajelor arcuite.

(2) În metoda integrării numerice directe pasul de calcul ( $\Delta t$ ) nu trebuie să depășească 0.10...0.12 din valoarea celei mai scurte perioade proprii a barajului considerată a avea influență semnificativă în răspuns. Această condiție conduce la valori orientative ale pașilor de calcul  $\Delta t = 0,01...0,02$  s în cazul barajelor de beton și  $\Delta t = 0,02...0,10$  s în cazul barajelor din umpluturi.

**4.11** Interacțiunea structură-lichid în cazul barajelor de beton se recomandă a se considera după principiul maselor adiționale pentru analiza OBE.

(1) În cazul barajelor din umpluturi efectul presiunilor hidrodinamice asupra răspunsului seismic este neimportant și se poate neglija.

(2) Presiunile dinamice, din terenul de fundare (active/pasive) pot fi de asemenea modelate ca mase adiționale atașate nodurilor comune structură-teren de fundare, proiectate pe direcțiile gradelor de libertate din nodurile respective.

(3) În anexele C, D, E se prezintă exemplificări privind relațiile de calcul în metoda pseudostatică (anexa C), a relațiilor de evaluare a presiunilor hidrodinamice din cutremure (anexa D) și respectiv a presiunilor seismice din terenul de fundare (anexa E).

(4) Ele au caracter de informare, personalul care aplică prezentul normativ având libertatea de a aplica orice metode sau programe de calcul atestate care răspund cerințelor normativului.

(5) De asemenea exemplele de analize seismice prezentate în anexele F,G au scopul să ajute persoanele interesate în aplicarea normativului.

**4.12** Calculele seismice de bază în cazul acțiunii OBE sunt cele prezentate la articolul 4.9. În cazul barajelor de beton se vor analiza stabilitatea la alunecare și starea de deformații-eforturi. În cazul barajelor de umpluturi prioritate va avea stabilitatea la alunecare și deplasările (tasările) permanente produse de cutremur. Analiza va fi extinsă și asupra stabilității la alunecare a fundației și a versanților din amplasamentul barajului și a chiuvetei lacului.

(1) În cazul acțiunii SEE, parametrii de răspuns care se recomandă a fi evaluați sunt următorii:

a) în cazul barajelor de beton: riscul de producere a unor fisuri (crăpături) care la limită să străpungă secțiunea barajului și să dizloce elemente din corpul barajului, deschiderea (fisurarea) rosturilor injectate de la barajele arcuite și în final fracturarea consolelor, dizlocarea versanților, fisurarea zonelor în care apar modificări bruște de rigiditate (colțuri de galerii, caverne din corpul barajului, contactul baraj-fundație etc.), alunecări relative între pachete de rocă din fundația barajului separate de falii activate de cutremur.

b) în cazul barajelor din umpluturi: riscul de producere a unor tasări (dizlocări) la coronament mai mari decât gârziile de siguranță care vor genera deversarea barajului și distrugerea lui prin erodare, riscul de producere a unor crăpături în special transversale pe baraj prin care să producă descărcări necontrolate de apă din lac și în final erodarea barajului, alunecări-dizlocări de taluze, versanți, pe falii activate de cutremur.

**4.13** Barajele de pământ fondate pe terenuri nisipoase, saturate cu apă, sau constituite din materiale necoezive granulare cu dimensiuni ale particulelor între 0.02...2.00 mm sau realizate prin sedimentare hidraulică, în mod obligatoriu atât la acțiunea OBE cât și SEE vor fi calculate la lichefiere.

(1) Lichefierea este un fenomen de pierdere a capacității portante a materialelor granulare nisipoase saturate cu apă sub acțiunea unor încărcări dinamice ciclice ca urmare a creșterii presiunii apei din pori.

(2) Factorii principali de care depinde lichefierea sunt următorii: curba granulometrică a materialului, densitatea relativă, starea inițială de efort.

(3) Analizele se vor efectua cu programe de calcul specifice, validate de practica inginerească și se vor baza pe teste de laborator privind numărul de cicluri în care se produce lichefierea și/sau pe teste standard de penetrare în teren.

a) Stabilitatea la alunecare a barajului sau, după caz, a ansamblului baraj-teren de fundație se apreciază în primă instanță prin metoda echilibrului limită; calculele de stabilitate se fac în condiții post seism, pentru încărcările statice; în zonele în care s-a prognozat lichefierea materialelor, rezistența la forfecare a acestora se atribuie, în calcule, egală cu rezistența reziduală din condiții nedrenate.

b) Dacă factorii de stabilitate evaluați în conformitate cu recomandările de la punctul (a) rezultă subunitari, aprecierea stabilității se va relua prin metoda dinamică completă, de integrare în timp a ecuațiilor cuplate de mișcare în regim neliniar și de regim tranzitoriu a evoluției presiunii apei din pori; aprecierea stabilității barajului se face în funcție de deformațiile remanente induse.

**4.14** Calculele trebuie să confirme dacă barajele analizate îndeplinesc criteriile de performanță în funcție de combinațiile de încărcări considerate. În cazul acțiunii OBE se admit ușoare avarii (fisuri, mici deplasări remanente, ușoare creșteri ale infiltrațiilor) care ar putea necesita lucrări de reparații fără costuri importante, dar barajul trebuie să rămână funcțional. În cazul acțiunii SEE se admit avarii necesitând reparații dar ele nu trebuie să provoace descărcări necontrolate de apă din lac sau cedarea barajului.

(1) În cazul barajelor de beton, criteriile de bază care servesc la evaluarea performanțelor la acțiunea cutremurelor de calcul sunt următoarele: nedepășirea rezistențelor admisibile la compresiune și întindere din încovoiere, realizarea unor coeficienți de siguranță supraunitari în calculele de stabilitate la alunecare.

(2) Rezistența admisibilă a betonului la compresiune din încovoiere la încărcări dinamice (seismice)  $R_{cd}$  se va considera cu 50% mai mare decât rezistența admisibilă echivalentă a betonului la încărcări statice  $R_{cs}$ ; dar mai mare de 20 MPa:

$$R_{cd} = \min (1.50 R_{cs}, 20 \text{ MPa})$$

(3) Rezistența admisibilă a betonului la întinderi din încovoiere la încărcări dinamice ( $R_{id}$ ) se consideră 10% din  $R_{cd}$

$$R_{id} = 0.10 R_{cd}$$

(4) Coeficienții de siguranță la alunecare pentru suprafețele de alunecare critice (cele mai expuse alunecării) se recomandă să se încadreze în limitele 1.00...1.05.

(5) În cazul barajelor din umpluturi, criteriile de bază care servesc la evaluarea performanțelor la acțiunea cutremurelor de calcul sunt: realizarea unor coeficienți de siguranță supraunitari în calculele de stabilitate la alunecare, nedepășirea gărzilor de siguranță de către tasările la coronament provocate de cutremure.

(6) Pentru baraje de pământ sau amplasamente care prezintă potențial de lichefiere, criteriul de performanță de bază va fi de evitare a producerii lichefierii la acțiunea OBE. În cazul SSE criteriul de performanță se stabilește în conformitate cu prevederile de la 4.13 (a) și (b).

(7) Coeficienții de siguranță la alunecare pentru suprafețele de alunecare critice (cele mai expuse alunecării), atât prin corpul barajului din umpluturi cât și prin fundație se recomandă să se încadreze în limitele 1.00...1.10.

(8) Tasările maxime la coronament provocate de cutremurele de calcul nu trebuie să depășească 80% din mărimea gărzilor de siguranță prevăzute.

(9) În cazul unor suprafețe de alunecare de adâncime redusă față de paramentul barajelor de umpluturi (suprafețe de alunecare superficiale) se acceptă și coeficienți de siguranță subunitari, dar nu mai mici de 0.90

**4.15** Depășiri locale și izolate ale eforturilor admisibile în calculele prin procedeul elementelor finite în metodele analizei spectrale sau integrării numerice directe în domeniul liniar-elastic de comportare a materialelor sunt acceptabile dacă ele se pot redistribui în zonele învecinate sau fisurile pe care eventual le-ar genera nu afectează semnificativ siguranța structurală. Acceptarea lor se face printr-o analiză practică inginerească a consecințelor, pe baza cazurilor istorice și a experienței existente.

**4.16** În analizele seismice prevăzute în normativ se vor folosi numai programe de calcul autorizate pe plan național sau programe de calcul verificate și larg aplicate pe plan internațional.

## **5. Calculul la cutremur al construcțiilor hidrotehnice auxiliare din frontul barat**

### **5.1 Elemente introductive**

(1) Distrugerea structurilor hidrotehnice auxiliare din frontul barat așa cum sunt descărcătorii de ape mari, prizele de apă, golirile de fund, conductele forțate, stavilele, ecluzele pentru navigație pot conduce la descărcări necontrolate de apă în bieful aval. De aceea aceste construcții hidrotehnice auxiliare trebuie analizate cu deosebită atenție din punct de vedere al siguranței lor seismice.

(2) Cel mai important factor în stabilirea gradului de protecție antiseismică a construcțiilor hidrotehnice auxiliare din frontul barat este funcție de consecințele distrugerii unei astfel de structuri, respectiv dacă distrugerea ei conduce la pierderea necontrolată a apei din lacul de acumulare.

(3) Metodele de analiză seismică tradiționale - pseudostatică, spectrală, integrare numerică în timp, care au fost prezentate în capitolul 3 se aplică și în cazul construcțiilor hidrotehnice auxiliare din frontul barat. În cazurile în care păstrarea funcționalității este esențială, cum sunt echipamentele mecanice și electrice, calificarea seismică prin testare este necesară.

(4) Independent de metoda de analiză selectată, evaluarea finală a siguranței seismice se recomandă a se baza pe judecata inginerească și experiența unor structuri similare, având în vedere că fiecare structură și mediul ei ambiant au un caracter de unicitate.

### **5.2 Calculul la cutremur al descărcătorilor de ape mari**

(1) În mod obișnuit, descărcătorii de ape mari sunt structuri de beton armat. Încărcările seismice de obicei intră în combinațiile de încărcări cele mai defavorabile care condiționează proiectarea unor asemenea structuri. Un descărcător de ape mari este alcătuit în principal din trei



tipuri de structuri: admisia (deversor frontal, circular), structura de transport (canal, casetă, galerie) structura terminală ( bazin disipator de energie, prag terminal, bazin în contrapantă, trambulină).

(2) Combinația de încărcări care include încărcarea seismică va include: încărcările hidrostatice și hidrodinamice corespunzând NNR în lac, încărcările din temperatură din lunile extreme (februarie, iulie) dar corespunzând mediilor termice multianuale din aer și apă, presiunea dinamică a pământului din umpluturile adiacente structurilor.

(3) Frațiunea din amortizarea critică (rata amortizării) se recomandă a fi considerată în calcule cu valori între 2...5%.

(4) În cazul structurilor hidraulice factorii locali de siguranță se bazează pe compararea eforturilor maxime efective în raport cu eforturile limită atât pentru beton cât și pentru armături. În cazul considerării încărcării seismice, eforturile admisibile pot fi cu 50...80 % mai mari decât eforturile normale admisibile pentru combinații de încărcări fundamentale.

(5) Factorii de siguranță pentru verificări de stabilitate la alunecare și/sau răsturnare, în cazul considerării încărcărilor seismice se recomandă a se situa în domeniul 1.00...1.15.

(6) Componentele structurale ale descărcătorilor de ape mari care prin distrugere ar putea provoca pierderi necontrolate de apă din lac, trebuie verificate la SEE. În toate celelalte cazuri componentele structurale ale descărcătorilor de ape mari se verifică la OBE. Factorii de siguranță bazați pe compararea eforturilor maxime efective în raport cu eforturile admisibile pentru stavilele de pe deversoare se recomandă să fie minimum 1.1 pentru SEE și minimum 1.5 pentru OBE. Stavilele trebuie verificate de asemenea la deformații limită pentru a se evita blocarea lor în câmpurile deversorului.

### **5.3 Conducte pentru transportul apei, stavile și vane**

(1) Conductele pentru transportul apei așa cum sunt aducțiunile, conductele forțate, galeriile, golirile cu curgeri la presiuni joase trebuie să fie fiabile și să asigure golirea rapidă, controlată a lacului în caz de necesitate.

(2) Conductele pentru transportul apei trebuie proiectate astfel încât să nu inducă ruperi sau să compromită exploatarea normală a barajului sau a fundației. Suplimentar, în cazul lacurilor cu folosință în alimentarea cu apă potabilă a zonelor populate, siguranța în funcționare a sistemului de conducte, stavile, vane constituie un factor esențial pentru alimentarea cu apă potabilă ca și pentru livrarea apei pentru stingerea incendiilor și alte activități de recuperare post-seismice.

(3) Experiența tunelelor solicitate de mari cutremure a reliefat comportarea lor foarte bună. Chiar tunelele în terenuri slabe s-au comportat foarte bine dacă au fost prevăzute în lungul lor cu un anumit grad de flexibilitate și de articulații. În cazul tunelelor, avariile cele mai frecvente s-au produs la portale.

(4) În situațiile când avariile conductelor pentru transportul apei, ale stavilelor sau ale vanelor nu provoacă pierderi necontrolate ale apei din lac ele se vor verifica din punct de vedere seismic la OBE, aplicând criteriul eforturilor admisibile. Aplicarea prevederilor din normativul P100, este recomandabilă.

(5) În proiectarea antiseismică a stavilelor, vanelor se va ține cont de amplificarea mișcării seismice pe înălțimea barajului și de conexiunile cu echipamentul mecanic și electric. Astfel, pe

interfețele dintre fundație și echipamente ca și între diverse piese ale echipamentului mecanic și electric, trebuie să se accepte unele deplasări diferențiate datorită vibrațiilor seismice. Aceste echipamente trebuie să rămână funcționale chiar dacă s-au produs anumite deplasări permanente, reziduale în urma cutremurului. Sursele de alimentare cu energie în situații de urgență ca și panourile de comandă trebuie să fie puse pe fundații sau pereți siguri care să reziste cutremurului de calcul.

(6) În zonele cu seismicitate foarte ridicată, este recomandabil prevederea unor sisteme automate de închidere a stavelor sau vanelor de control al curgerii în sistemele pentru transportul (descărcarea) apei din lac.

#### **5.4 Prize turn. Descărcători pâlnie**

(1) Prizele turn cuprind în general următoarele elemente structurale: turnul propriu zis de captare a apei, tunelul (conducta) sau galeria de transport a apei, structura terminală, podul de acces la turn. Descărcătorii pâlnii cu turnuri înalte cuprind structural aceleași elemente ca prizele turn și sunt comparabile din punct de vedere al prescripțiilor de proiectare antiseismică.

(2) Turnurile îngropate în corpul barajelor de pământ se interacționează dinamic cu materialul în care sunt înglobate. Cele mai multe turnuri se află pe o mare parte din înălțimea lor în apa din lac. Efectele interacțiunii hidrodinamice sunt foarte importante. Uneori turnurile conțin apă și în interiorul lor care de asemenea afectează răspunsul seismic.

(3) Analiza seismică a turnurilor de priză depinde de caracteristicile proprii de vibrație. Turnurile de golire de înălțime mică, cu diametre relativ mari și pereți groși (frecvența fundamentală  $f_1 \geq 33$  Hz) răspund ca niște corpuri quasi-rigide și răspunsul lor seismic poate fi convenabil evaluat după metoda pseudostatică. Perioada fundamentală a turnurilor înalte sau flexibile se află de obicei într-un domeniu în care se produc amplificări spectrale maxime, care impun aplicarea unei metode de analiză dinamică (analiză spectrală sau integrare numerică în timp).

#### **5.5 Ecluze de navigație**

(1) Ecluzele de navigație dintr-un front barat cuprind următoarele elemente esențiale: porturile de așteptare amonte și aval, capetele amonte și aval, camera de ecluzare, sistemele hidraulice de umplere și golire incluzând vane, porțile amonte și aval, sistemul hidromecanic și electric de comandă. Ecluzele moderne sunt în general structuri din beton armat.

(2) Din punct de vedere al calculului seismic camera de lucru a ecluzei (camera de ecluzare) poate fi echivalată cu un bazin rectangular plin cu apă. În acest mod metodele dinamice de calcul seismic al rezervoarelor rectangulare de stocat apa pot fi aplicate și în cazul camerelor de lucru ale ecluzelor.

(3) Problema interacțiunii structură-lichid este importantă. Ambele tipuri de presiuni hidrodinamice - impulsive generate de răspunsul în accelerații și convective generate de răspunsul în deplasări - trebuie să fie considerate în proiectare.

(4) Interacțiunea structură-lichid pentru răspunsul în accelerații (masa impulsivă) poate fi considerată după principiul maselor adiționale. După determinarea maselor adiționale analiza poate fi continuată după metoda analizei spectrale sau a integrării numerice directe. În cazul răspunsului în deplasări (masa convectivă) analiza se poate afecta numai prin metoda integrării numerice în timp.

(5) Procedee de calcul similare celor pentru structuri metalice se pot aplica și pentru calculul seismic al porților ecluzei. Porțile pot fi considerate ca niște bare sau plăci plane cu condiții de rezemare corespunzătoare.

(6) Echipamentul electromecanic din dotarea ecluzei (vane, circuite hidraulice, panouri electrice de comandă) având în vedere că este esențial pentru funcționalitatea ecluzei trebuie să fie calificat seismic. Echipamentul trebuie să fie ancorat corespunzător de pardoseală sau pereți și să reziste încărcărilor seismice de calcul.

## **6. Calculul seismic al barajelor și digurilor pentru depozitarea deșeurilor industriale**

**6.1** Comportarea barajelor și digurilor pentru depozitarea deșeurilor industriale înălțate spre aval sau central se aseamănă cu cea a barajelor din umpluturi pentru acumulări de apă. Barajele pentru depozitarea deșeurilor înălțate spre amonte sunt cele mai vulnerabile la acțiunea cutremurelor.

**6.2** Factorii principali care influențează comportarea la cutremure a barajelor și digurilor pentru depozitarea deșeurilor industriale sunt:

a) distanța epicentrală și magnitudinea cutremurului. Solicitățile pot fi puternic amplificate dacă perioadele dominante ale cutremurului filtrate prin teren coincid cu frecvențele naturale ale barajului sau ale fundației lui;

b) pantele taluzelor;

c) poziția curbei de infiltrație în corpul și umerii barajului;

d) lățimea plajei de materiale depuse care separă barajul de apa limpezită de la suprafață după decantarea deșeurilor;

e) caracteristicile și gradul de consolidare a deșeurilor cu conținut granulometric caracteristic nisipurilor;

f) conținutul de frecvențe, numărul de vârfuri cu accelerații mari și durata cutremurului.

(1) Prezența unui pond (lac) mic la suprafața depunerilor sau absența lui reduce riscul cedării barajului și de asemenea minimizează distrugerile din aval în cazul cedării barajului.

(2) Coborârea poziției curbei de infiltrație în corpul barajului prin sisteme adecvate de drenaj, creșterea gradului de consolidare a depunerilor, creșterea potențială a rezistenței la forfecare a materialelor din ansamblul depozit-baraj datorită îmbătrânirii sunt factori care îmbunătățesc performanțele seismice ale barajelor și digurilor pentru depozitarea deșeurilor industriale.

**6.3.** Analiza comportării seismice a barajelor și digurilor pentru depozitarea deșeurilor industriale trebuie să cuprindă:

a) evaluarea tasărilor și deplasărilor orizontale remanente produse de acțiunea seismică;

b) calculul creșterii presiunii apei din pori și a riscului de lichefiere;

c) evaluarea oscilațiilor apei cantonate la suprafața depozitului și/sau a deșeurilor neconsolidate;

d) calculul stabilității la alunecări profunde și superficiale ale taluzelor;

e) evaluarea riscului de eroziuni interne și externe (prin deversare);

f) evaluarea creșterii debitelor de infiltrație;

g) evaluarea viiturilor produse de breșe prin corpul barajului.

**6.4** Toate barajele și digurile pentru depozitarea deșeurilor industriale vor fi calculate la cutremurul de bază de exploatare (OBE).  $a_{OBE,TD}$  va corespunde cu cea mai mare valoare rezultată

dintre  $0.4 a_g$  (identică cu  $a_{OBE}$  pentru barajele pentru acumulări de apă), cutremurul cu probabilitatea de depășire de 10% pentru o perioadă de 50 ani și respectiv cutremurul cu perioada anuală de depășire de 1 la 475. Barajele și digurile pentru depozitarea deșeurilor industriale trebuie să rămână funcționale după solicitarea OBE, fiind admise numai deranjamente superficiale care să nu necesite intervenții costisitoare.

**6.5** Barajele și digurile pentru depozitarea deșeurilor industriale încadrate în clasele de importanță I și II sau categoriile de importanță A și B vor fi calculate și la cutremurul de evaluare a siguranței (SEE).  $a_{SEE,TD}$  va corespunde cu cea mai mare valoare rezultată dintre  $a_g$  și accelerația maximă evaluată prin studiile seismice în amplasament care sunt obligatorii în aceste cazuri. În cazul solicitării cu SEE se acceptă unele avarii cu condiția menținerii stabilității și integrității barajului și a evitării unor descărcări necontrolate de apă sau deșeuri curgătoare (neconsolidate) în bieful aval.

**6.6** În cazul barajelor pentru depozitarea deșeurilor industriale cu înălțimi mai mari de 80 m realizate în amplasamente cu mari deranjamente tectonice (falii, diaclaze, brecii etc) se va evalua riscul de producere a unor fenomene de seismicitate indusă prin depozitarea deșeurilor industriale.

**6.7** În cazul barajelor și digurilor pentru depozitarea deșeurilor industriale construite din anrocamente, pământuri coezive, nisipuri dense bine compactate ( $D_r \geq 0.8$ ) care înregistrează pierderi mici a capacității de rezistență la acțiunea seismică, analiza stabilității seismice conform metodei pseudostatice este acceptată. Deplasările remanente produse de cutremure pot fi evaluate conform metodei Newmark (1965) [1B].

**6.8** Barajele și digurile pentru depozitarea deșeurilor industriale care implică nisipuri de densitate medie ( $D_r < 0.8$ ) în corpul sau fundația barajului necesită analize speciale aprofundate care progresează de la analize mai simple la analize mai rafinate în funcție de importanța lucrării și de rezultatele obținute în etapele succesive de analiză. În ordine ascendentă de cost și complexitate aceste analize pot fi următoarele:

- a) analize de stabilitate pe bază de echilibru limită și metoda pseudostatică;
- b) analiză simplificată de stabilitate seismică [1B];
- c) analiză de stabilitate seismică prin procedeul elementelor finite.

În aceste analize o atenție specială se va acorda riscului de pierdere a stabilității barajului (digului) din cauza lichefierii totale (parțiale) a unor zone din ansamblul baraj-teren de fundare, depozit de deșeuri.

## **7. Execuția barajelor în zone sesimice. Măsuri constructive antiseismice**

**7.1** Executarea lucrărilor de construcții se va face cu îndeplinirea integrală a prevederilor din proiectele și normele tehnice în vigoare. Modificările din proiectele în execuție a care ar putea să afecteze rezistența, stabilitatea sau siguranța în exploatare nu pot fi făcute decât cu acordul prealabil scris al proiectantului și al verificatorului de proiect.

**7.2** După executarea lucrărilor de decopertare și excavații, beneficiarul lucrării va face demersurile necesare pentru o reverificare finală "la vedere" a condițiilor seismotectonice ale amplasamentului, dacă ele corespund cu prognozele din etapele anterioare de investigații. Amplasamentele care prezintă falii cu riscuri majore de activare din acțiunea cutremurelor, care ar putea periclita siguranța construcției vor putea fi eliminate chiar și în această fază.

**7.3** Lucrările de construcții (betonare, umpluturi) vor putea fi începute numai după recepționarea terenului de fundare aferent lucrării respective de către o comisie de recepție alcătuită din reprezentantul beneficiarului, geolog, proiectant, control tehnic de calitate al executantului. Recepția va fi consemnată prin proces-verbal care va rămâne document pentru Cartea Construcției.

(1) Reprezentanții beneficiarului și executanții vor verifica continuu calitatea lucrărilor, conform caietelor de sarcini și reglementărilor în vigoare și vor întocmi procese verbale pentru lucrările ascunse.

(2) În cazul betoanelor pentru corpul barajului se va urmări realizarea unor betoane rezistente, impermeabile, negelive, fără defecțiuni de turnare (goluri, segregări). Controlul calității betoanelor din punct de vedere al tipurilor de încercări (de laborator și în situ) și a frecvenței lor se va face cu respectarea strictă a prevederilor legale.

(3) Betonarea lamelelor se va face numai sub supravegherea conducătorului tehnic al lucrării și al reprezentantului beneficiarului, care vor consemna desfășurarea lucrărilor în fișa de betonare a lamelei.

(4) În cazul lucrărilor de umpluturi se va urmări realizarea compoziției granulometrice, a gradului lor de compactare prevăzut, respectarea tehnologiilor de compactare și de avansare a umpluturilor. Controlul calitativ al materialelor se va face de executant prin prelevarea sistematică de probe conform caietului de sarcini. Derularea lucrărilor de execuție va fi consemnată în fișe zilnice care vor constitui documente pentru Cartea Construcției.

(5) Montajul construcțiilor metalice se va face numai pe baza proiectului de montaj întocmit de firma de specialitate, care va cuprinde: cotele principale ale construcției (cotele de control), ordinea în care se face montajul și se execută îmbinările, dispozitivele și utilajele folosite etc.

**7.4** Personalul care lucrează la construcții de retenție amplasate în zone seismice va fi instruit în mod special asupra modului cum trebuie să se comporte în cazul unor evenimente seismice majore. În planul de acțiune în caz de urgență se va prevedea și situația generată de un eveniment seismic major.

**7.5** Măsurile constructive antiseismice se pot grupa în măsuri cu caracter general și măsuri cu caracter specific.

(1) În cadrul măsurilor cu caracter general se includ procedurile de selectare a amplasamentului, a tipului de baraj și de realizare a unei calități foarte bune a lucrărilor de execuție, care au fost deja menționate.

**7.6** Măsurile constructive antiseismice cu caracter specific depind în mare măsură de tipul de baraj.

(1) În cazul barajelor de beton se vor selecta forme cât mai armonioase evitându-se modificările bruște de pante la paramente, geometrii, rigidități. Galeriile și cavernele din corpul barajului vor fi reduse la minimum ca număr și arii ale secțiunilor transversale, iar colțurile lor vor fi rotunjite.

(2) Centrul de greutate al profilului transversal al barajelor de greutate se recomandă să fie cât mai coborât, prin optimizarea adecvată a secțiunii, în vederea reducerii momentelor de răsturnare provocate de forțele seismice de inerție din masa barajului.

(3) În cazul barajelor cu contraforți măsuri constructive speciale trebuie să conducă la mărirea stabilității longitudinale a barajului. În această direcție pot fi menționate măsuri ca: închiderea contraforților în aval, fundarea contraforților pe tălpi joantive independente, prevederea de butoni adiacenți la piciorul aval al contraforților, casetarea contraforților, prevederea de diafragme sau grinzi longitudinale de contravântuire.

(4) Barajele arcuite sunt structuri hiperstatice cu o comportare foarte bună la solicitările seismice. În cazul lor în categoria măsurilor constructive specifice se menționează realizarea unor elemente disipative speciale constând din rosturi de contracție parțial neinjectate și solidarizate cu centură de beton armat la coronament, precomprimarea unor zone din corpul barajului, culeilor de închidere în versanți, versanților, pentru limitarea riscului de fisurare.

(5) În cazul barajelor de umpluturi măsurile specifice au scopul de a păstra funcționalitatea elementelor de etanșare, vitale pentru siguranța barajelor. Fisurarea elementelor de etanșare poate conduce la pierderi necontrolate de apă și amorsarea unor fenomene grave de eroziune. Măștile din beton armat pot fi realizate din mai multe straturi cu rosturi decalate. Nucleele de material argilos se recomandă a avea calități plastice superioare și a fi relativ groase pentru a se evita străpungerea lor prin fisurare.

(6) Îmbunătățirea stabilității la alunecare a barajelor din umpluturi se realizează prin micșorarea înclinării paramentelor, fragmentarea taluzelor cu berme stabilizatoare, lestarea parțială sau totală a taluzelor cu zidărie uscată din blocuri de piatră, prevederea de banchete stabilizatoare la picioarele amonte și aval ale barajului.

(7) În scopul evitării deversării barajului ca urmare a unor tasări excesive la coronament provocate de cutremure, gărzile de siguranță la coronament vor fi sporite cu 25...50% pentru barajele de umpluturi amplasate în zone cu seismicitate ridicată.

(8) Materialele lichifiabile nu se admit în general în fundația sau corpul barajelor din umpluturi. Dacă eliminarea lor este prea costisitoare, ele vor fi aduse la un grad de îndesare ridicat ( $D_r \geq 0.8$ ,  $D_r$  - densitate relativă) prin măsuri constructive adecvate.

(9) În concepția noilor baraje de umpluturi se vor avea în vedere folosirea de izolatori seismici și straturi seismoabsorbante. Aceste dispoziții constructive au funcția să absoarbă o cotă parte mai mare din energia cutremurului cu reducerea concomitentă a energiei din cutremur care acționează asupra corpului barajului.

(10) Alte măsuri constructive specifice pentru lucrările hidrotehnice auxiliare din frontul barat au fost prezentate în capitolul 5.

## **8. Supravegherea și monitorizarea lucrărilor hidrotehnice din frontul barat realizate în zone seismice**

**8.1** Barajele de clase de importanță I și II respectiv de categorii de importanță A și B realizate în amplasamente cu grad de intensitate seismică MSK egal cu VIII sau mai mare vor fi dotate cu aparatură seismică de monitorizare cu funcționare continuă în vederea strângerii de informații privind răspunsul seismic al acestor construcții.

**8.2** Evaluarea siguranței în exploatare incluzând siguranța seismică a lucrărilor hidrotehnice din frontul barat pentru baraje de clase de importanță I și II respectiv categorii de importanță A și B

se va face periodic, la intervale de maximum 7 ani, luând în considerație îmbătrânirea structurii, modificările structurale și nestructurale produse în intervalul de timp trecut de la ultima evaluare, progresele în metodele și metodologiile de evaluare a siguranței seismice.

(1) Evaluările siguranței seismice se vor efectua atât prin modele de calcul cât și prin măsurători dinamice în amplasament (caracteristici de vibrații libere, amortizări, viteze unde elastice, răspuns la solicitări dinamice).

(2) Pentru toate celelalte lucrări hidrotehnice din frontul barat evaluarea siguranței în exploatare incluzând siguranța seismică se va face la intervale de maximum 10 ani. Pentru barajele și digurile pentru depozitarea deșeurilor industriale evaluarea siguranței în exploatare incluzând siguranța seismică se va face la intervale de maximum 5 ani.

**8.3** Lucrările hidrotehnice din frontul barat care au fost solicitate de un cutremur de intensitate de cel puțin V grade MSK vor fi inspectate în perioada imediat următoare cutremurului pentru a se evalua efectele lui asupra construcțiilor și a se lua dacă este cazul măsuri de reparare-consolidare.

**8.4** Pe toată durata de exploatare a lucrărilor hidrotehnice din frontul barat sunt interzise a se efectua modificări structurale sau funcționale care să influențeze negativ rezistența, stabilitatea, siguranța sau funcționalitatea lucrării respective. Orice intervenție tehnică asupra lucrărilor hidrotehnice din frontul barat va fi proiectată și executată numai de personal cu calificare corespunzătoare, realizarea ei fiind condiționată de îndeplinirea tuturor reglementărilor în vigoare la data respectivă.

**8.5** Elementele structurale (de rezistență), nestructurale (pereți despărțitori, elemente secundare), echipamentele și instalațiile aferente lucrărilor hidrotehnice din frontul barat vor fi riguros analizate pentru a se evita distrugerea sau avarierea lor din cauza cutremurelor. Obiectele, echipamentele, instalațiile, rețelele care prin deplasări sau căderi ar putea produce deranjamente funcționale sau chiar pierderi de vieți omenești vor fi ancorate în mod corespunzător de elemente fixe sigure.

**8.6** În planurile de avertizare-alarmare pentru situații de urgență existente la construcțiile hidrotehnice de retenție în cazurile în care ele sunt amplasate în zone cu seismicitate de minimum VII MSK vor fi incluse și măsurile care trebuiesc luate în timpul unor evenimente seismice de intensitate ridicată cât și imediat după producerea lor.

## **9. Lucrări de reabilitare a construcțiilor hidrotehnice afectate de cutremure**

**9.1.** Lucrările de reabilitare a construcțiilor hidrotehnice afectate de cutremure au obiectivul de a readuce construcțiile hidrotehnice reabilite la nivele de siguranță apropiate cu cele la care s-au situat înainte de a fi afectate de cutremure.

(1) O metodă simplă, rapidă și nedistructivă de a verifica eficiența lucrărilor de reabilitare este prin măsurători în teren a caracteristicilor de vibrații libere (perioade proprii + forme proprii) ale structurii reabilite.

(2) Primele moduri proprii (perioade proprii + forme proprii) ale structurii reabilite trebuie să fie cât mai apropiate de cele corespondente structurii înainte de producerea cutremurului. Acestea din urmă se cunosc ca urmare a identificărilor dinamice din timpul exploatării construcției respective făcute în baza articolului 8.2 din normativ.

**9.2** Decizia de reabilitare a unor construcții hidrotehnice din frontul barat afectate de cutremure se ia pe baza concluziilor și recomandărilor din expertiza tehnică. În cazurile când costurile ar fi prea mari și nejustificate economic, construcțiile hidrotehnice grav afectate de cutremure pot fi demolate (scoase din sarcină).

**9.3** Lucrările de reabilitare sunt de o largă diversitate depinzând de tipul avariei. Cele mai frecvente lucrări de reabilitare sunt menționate în continuare.

(1) Infiltrațiile excesive care apar prin fundațiile de rocă stâncoasă se reduc prin injecții de etanșare cu lapte de ciment sau alte substanțe verificate, după ce prin procedeele specifice s-au determinat căile principale de infiltrație.

(2) Fisurile din corpul barajelor de beton sau a structurilor de beton aferente barajelor din umpluturi, dacă prezintă pericol pentru siguranța barajului sau generează deranjamente funcționale (infiltrații) se injectează cu rășini epoxidice sau alte substanțe care să crească rezistența pe fisură (forfecare, întindere) la nivelul din masa betonului. În cazul fisurilor mari (crăpături), în special a celor orizontale din zona superioară a barajelor de beton se pot aplica soluții de precomprimare pe direcția normală suprafeței fisurilor, cu ancore pretensionate.

(3) Pachetele de rocă din versanți dizlocate sau alunecate vor fi îndepărtate prin rănguire sau vor fi ancorate dacă cea de a doua soluție este mai economică și oferă o siguranță satisfăcătoare.

(4) Stabilitatea la alunecare a barajelor de greutate poate fi îmbunătățită prin lucrări de ranforsare la paramentul (piciorul) aval al barajului. Stabilitatea longitudinală a barajelor cu contraforți poate fi îmbunătățită cu radiere sau diafragme joantive la contraforți.

(5) Stabilitatea la alunecare a taluzelor barajelor din umpluturi poate fi îmbunătățită prin îndulcirea pantei lor, prevederea unor berme suplimentare sau a unor banchete stabilizatoare la piciorul taluzului.

(6) Zonele de umplutură alunecate sau dizlocate vor fi îndepărtate și umplutura va fi apoi refăcută cu tehnologie de execuție adecvată.

(7) Punerea la uscat a unor zone din corpul barajelor de umpluturi prin scăderea cotei curbei de infiltrație poate fi realizată prin lucrări speciale de drenaj în zona piciorului aval (galerii de drenaj, conducte de drenaj, contrac canale adânci în zona adiacentă piciorului aval al barajului, etc).

(8) Elementele de etanșare sub formă de măști de etanșare la barajele de umpluturi, care și-au pierdut funcționalitatea din cauza fisurării lor pot fi reabilitate prin aplicarea unei membrane etanșe din materiale sintetice pe fața lor amonte. Aceiași soluție poate fi aplicată și pentru barajele din beton sau beton cilindrat (rolcret) puternic fisurate la care au apărut infiltrații excesive.

**9.4** În cazul construcțiilor hidrotehnice din frontul barat sau a elementelor lor structurale din beton armat sau metalice care pot fi asimilate construcțiilor sau elementelor structurale conform normativului P 100, lucrările de reabilitare după cutremur se vor efectua în conformitate cu prevederile din normativul respectiv.



## **Anexa 0-Referințe tehnice și legislative**

(1) Aplicarea prezentului normativ se face în corelare cu prevederile actelor normative din domeniile apelor, protecției mediului, construcțiilor, îmbunătățirilor funciare, precum și cu reglementările tehnice specifice, aplicabile, în vigoare, după cum urmează:

### **Notă:**

- 1. Referințele date au fost luate în considerare la data elaborării prezentei reglementări tehnice;*
- 2. La data utilizării reglementării tehnice se va consulta ultima formă în vigoare a referințelor legislative și tehnice.*

<b>Nr. crt.</b>	<b>Indicativ</b>	<b>Denumirea</b>
1.	SR EN 1998-1:2004 SR EN 1998-1:2004/AC:2010 SR EN 1998-1:2004/NA:2008	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri. Anexă națională.
2.	SR EN 1998-2:2006 SR EN 1998-2:2006/AC:2010 SR EN 1998-2:2006/A1:2009 SR EN 1998-2:2006/NA:2010	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 2: Poduri. Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 2: Poduri. Amendament 1. Anexă națională.
3.	SR EN 1998-3:2005 SR EN 1998-3:2005/AC:2010 SR EN 1998-3:2005/NA:2010	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 3: Evaluarea și consolidarea construcțiilor Anexă națională.
4.	SR EN 1998-3:2005 SR EN 1998-3:2005/AC:2010 SR EN 1998-3:2005/NA:2010	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 3: Evaluarea și consolidarea construcțiilor Anexă națională.
5.	SR EN 1998-4:2007 SR EN 1998-4:2007/NB:2008	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 4. Silozuri, rezervoare și conducte Anexă națională
6.	SR EN 1998-5:2004 SR EN 1998-5:2004/NA:2007	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 5: Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice Anexă națională
7.	SR EN 1998-6:2005 SR EN 1998-6:2005/NB:2008	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 6: Turnuri, piloni și coșuri. Anexă națională
8.	STAS 4273-1983	Construcții hidrotehnice. Încadrarea în clase de importanță

<b>Nr. crt.</b>	<b>Acte normative</b>	<b>Publicația</b>
1.	Cod de proiectare seismică - Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri”, Indicativ P 100-1/2012.	
2.	Legea nr.10/1995 privind calitatea în construcții, cu modificările ulterioare	Monitorul Oficial al României, Partea I, nr. 12 din 24 ianuarie 1995.
3.	Ordonanța de urgență a Guvernului nr.195/2005 privind protecția mediului, cu modificările și completările ulterioare	Monitorul Oficial al României, Partea I nr. 1196 din 30 decembrie 2005
4.	Legea apelor nr.107/1996, cu modificările și completările ulterioare	Monitorul Oficial al României, Partea I nr. 244 din 08 octombrie 1996
5.	Metodologia privind stabilirea categoriilor de importanță a barajelor - NTLH-021, aprobată prin Ordinul MAPM/MLPLT nr.115/288/2002	Monitorul Oficial al României, Partea I nr. 427 din 19 iunie 2002
6.	Hotărârea Guvernului nr.766/1997 pentru aprobarea unor regulamente privind calitatea în construcții, cu modificările și completările ulterioare	Monitorul Oficial al României, Partea I, nr. 352 din 10 decembrie 1997
7.	Hotărârea Guvernului nr.273/1994 privind aprobarea Regulamentului de recepție a lucrărilor de construcții și instalații aferente acestora, cu modificările și completările ulterioare	Monitorul Oficial al României, Partea I nr. 193 din 28 Iulie 1994
8.	Norme generale de apărare împotriva incendiilor, aprobate prin Ordinul MAI nr.163/2007	Monitorul Oficial al României, Partea I nr. 216 din 29 martie 2007
9.	Ordonanța de urgență a Guvernului nr.244/2000 privind siguranța barajelor, republicată	Monitorul Oficial al României, Partea I nr. 96 din 04 februarie 2002
10.	Regulamentului privind gestionarea situațiilor de urgență generate de inundații, fenomene meteorologice periculoase, accidente la construcții hidrotehnice, poluări accidentale pe cursurile de apă și poluări marine în zona costieră, aprobat prin Ordinul MMP/MAI nr.1422/192/2012	Monitorul Oficial al României, Partea I nr. 649 din 12 septembrie 2012

## Referințe bibliografice generale

1. Bulletin ICOLD No.52 Earthquake Analysis Procedures for Dams. State of the Art., Paris, 1986.
2. Bulletin ICOLD No. 72 Selecting Seismic Parameters for Large Dams. Paris, 1989.
3. Bulletin ICOLD No. 112 Neotectonics and Dams, Paris, 1998.
4. Bulletin ICOLD No.113 Seismic observation of dams-Guidelines and case studies, Paris, 1999
5. Bulletin ICOLD No. 120 Design features of dams to resist seismic ground motion, Paris, 2000.
6. Bulletin ICOLD No. 122 Computational procedures for dam engineering, Paris, 2000.
7. USBR – Design of Gravity Dams. Denver-Colorado, 1983
8. ICOLD European Club Final Report of Working Group on Guidelines for the Seismic Assessment of Dams. Co-ordinator: N. Reilly (United Kingdom), Madrid, 2004.
9. Swiss Guidelines on the Assessment of the Earthquake Behaviour of Dams. Federal Office for Water and Geology, Dam Safety, Bienne, Switzerland, 2003.
10. Federal Guidelines for Dam Safety. Earthquake Analyses and Design of Dams. FEMA – S.U.A., 2005.
11. Guidelines for Seismic Design of Earth Dams and Embankments. Indian Institute of Technology Kanpur. Gujarat State Disaster Management Authority, India, August 2005 – Revised May 2007.
12. XXI-st ICOLD Congress. Seismic Aspects of Dams Q83, Montreal 2003.
13. Marcuson, W.F., Hynes, M.E., Franklin, A.G. Seismic Design and Analysis of Embankment Dams: The State of Practice. Engineering. Research and Development Center, Vicksburg, S.U.A., 2004.

## Notații. Abrevieri

- I...XII Grade de intensitate seismică;
- 1...9 Grade de magnitudine seismică;
- M - Scara de magnitudini Gutenberg Richter;
- MM - Scara de intensități Mercalli Modificată;
- MSK - Scara de intensități Medvedev-Sponheur-Karnik;
- $T_B, T_C, T_D$  - perioade de colț caracteristice diagramelor de compoziție spectrală a mișcării seismice pe direcție orizontală dintr-un amplasament;
- $E_d$  - modul de elasticitate dinamică;
- $\mu_d$  - coeficient Poisson dinamic;
- $G_d$  - modul de deformație dinamică la forfecare;
- $\nu$  - rata amortizării (fracțiune din amortizare critică);
- $V_p$  - viteze unde seismice primare
- $V_s$  - viteze unde seismice secundare;
- OBE - cutremurul de bază de exploatare;
- MCE - cutremurul maxim credibil;
- SEE - cutremurul de evaluare a siguranței;
- MDE - cutremurul de proiectare maxim;
- DBE - cutremurul de bază de proiectare;
- PGA - accelerația de vârf a unui cutremur;
- PGV - viteza seismică de vârf a unui cutremur;
- $K_{OBE}$  - coeficient de intensitate seismică al OBE (cutremurul de bază de exploatare);
- $\beta$  - factor adimensional de amplificare dinamică egal cu

- raportul între accelerația maximă de răspuns a oscilatorului și accelerația maximă a terenului;
- A, B, C, D - categorii de importanță a construcțiilor hidrotehnice
- $D_E$  - distanța între amplasamentul barajului și epicentrul focarului unui cutremur;
- $H_F$  - adâncimea focarului unui cutremur;
- $\Delta t$  - pas de calcul (secunde) în metoda integrării numerice directe în timp;
- $R_{cd}$  - rezistența betonului la compresiune din încovoiere la încărcări dinamice;
- $R_{cs}$  - rezistența betonului la compresiune din încovoiere la încărcări statice;
- $R_{id}$  - rezistența betonului la întindere din încovoiere la încărcări dinamice;
- $D_r$  - densitatea relativă a unui material granular;
- $a_g$  - valoare de vârf a accelerației terenului pentru proiectare;
- IMR - interval mediu de recurență de referință al acțiunii seismice      corespunzător calculului la SEE (starea limită ultimă în P 100-1);
- T - perioada proprie a oscilatorului (secunde);

## Anexa A

### GLOSAR

Absorbție: un proces în care energia unei unde seismice încălzește mediul prin care se propagă.

Accelerație de vârf efectivă: vezi Accelerație de vârf (maximă) a terenului.

Accelerație de vârf a terenului (PGA<sup>1</sup>): accelerația maximă în câmp liber produsă în timpul unui seism în orice direcție orizontală. Este exprimată, de regulă, în raport cu accelerația gravitațională.

- Accelerația efectivă de vârf a terenului este accelerația de vârf obținută după filtrarea frecvențelor înalte, care au o influență redusă asupra răspunsului structural.

Accelerogramă: o înregistrare a mișcării vibratorii, reprezentând accelerația în funcție de timp.

Accelerograf: instrument de măsurare a accelerațiilor din timpul mișcărilor vibratorii.

Adâncime focală: distanța radială (verticală) între epicentru și focar (hipocentru) pentru un anumit cutremur.

Amortizare: fenomen de atenuare a vibrațiilor datorită absorbției energetice.

- Amortizare critică: amortizarea minimă la care oscilația liberă a unui într-un sistem cu un grad de libertate dinamică. devine aperiodică
- Frațiunea din amortizarea critică (rata amortizării,  $\nu$ ): raportul dintre valorile amortizării și ale amortizării critice.
- Factor de calitate (Q):  $Q=1/(2\nu)$ .
- Factor de amortizare:  $1/Q$ .

Amplificare: creșterea parametrilor mișcării-sursă, din stratul de bază, în straturile superioare, datorită consolidării mai reduse a acestora, cât și datorită răspunsului unei structuri existente.

Amplitudine: devierea maximă față de medie sau față de linia de referință, centrală, a unei unde.

Analiză pseudostatică: o analiză de echilibru limită de stabilitate în care efectul cutremurului este reprezentat de o accelerație  $ag$ , unde  $a$  este coeficientul de intensitate seismică iar  $g$  reprezintă accelerația gravitațională. În cele mai simple forme, se consideră că  $ag$  acționează orizontal, producând o forță de inerție egală cu  $aW$ ,  $W$  fiind greutatea masei cu potențial de alunecare. Această forță se aplică static, nu dinamic.

Atenuare: scăderea amplitudinii și modificarea conținutului frecvențial al undelor seismice pe o anumită distanță, datorită împrăstierii, fenomenelor disipative, absorbției energetice etc. Reprezintă, de asemenea, (1) scăderea magnitudinii semnalului în timpul transmisiei și (2) reducerea amplitudinii sau energiei cu sau fără modificarea formei undelor.

**C**âmp liber: regiuni ale mediului neinfluențate de construcții artificiale, sau un mediu care nu conține astfel de construcții (se referă de asemenea la acele regiuni în care condițiile de margine nu

---

<sup>1</sup> PGA=Peak Ground Acceleration, în lb. engleză.

influențează semnificativ comportarea mediului).

Cutremur: vibrații ale scoarței pământului datorate deformațiilor excesive din interiorul acesteia. Pentru studii, se pot defini parametrii corespunzători analizelor de proiectare sau de evaluare a siguranței (de ex. accelerația). În analiza comportării seismice a barajelor se pot defini următoarele tipuri de cutremure:

- Cutremur de bază de proiectare (DBE<sup>2</sup>): reprezintă cutremurul posibil a se produce, în medie, cel mult o singură dată pe durata așteptată de viață a structurii (de regulă nu mai puțin de 100 ani) și în timpul căruia nu ar trebui să se producă distrugerii (avarii) importante (vezi OBE).
- Cutremur maxim credibil (MCE<sup>3</sup>): cutremurul care ar putea produce cel mai ridicat nivel de mișcare a terenului în amplasamentul studiat și care apare ca posibil din punct de vedere al condițiilor geologice.
- Cutremur maxim de proiectare (MDE<sup>4</sup>): cutremurul care produce nivelul maxim de mișcare a terenului pentru care se proiectează sau analizează un anumit baraj.
- Cutremur de bază de exploatare (OBE<sup>5</sup>): cutremurul posibil să se producă, în medie, cel mult o singură dată pe durata așteptată de viață a structurii (de regulă minim 100 ani) și în timpul căruia barajul și lucrările anexe ar rămâne operaționale dar ar putea necesita o serie de reparații (vezi DBE).
- Cutremur pentru evaluarea siguranței (SEE<sup>6</sup>): cutremurul care produce cel mai sever nivel de mișcare a terenului pentru care trebuie satisfăcute condițiile de siguranță a barajului la cedarea catastrofală (poate fi MCE, o fracțiune din MCE sau se poate stabili în funcție de perioada de revenire).

Cutremur de bază de proiectare (DBE): vezi Cutremur.

Cutremur de bază de exploatare (OBE): vezi Cutremur.

Cutremur maxim credibil (MCE): vezi Cutremur.

Cutremur maxim de proiectare (MDE): vezi Cutremur.

Cutremur pentru evaluarea siguranței (SEE): vezi Cutremur.

**E**picentru: punctul de pe suprafața Pământului care corespunde proiecției radiale (verticale) a focarului (hipocentrului) unui cutremur.

**F**actor de calitate (Q): vezi Amortizare.

Factor de siguranță (F): se poate defini în orice mod convenabil atât timp cât se aplică consecvent. Spre exemplu, poate reprezenta factorul cu care trebuie redusă rezistența pentru “a aduce” structura la o stare de echilibru limită.

Falie: o fractură sau o zonă fracturată a scoarței terestre în lungul căreia s-au produs mișcări relative ale fragmentelor adiacente.

---

<sup>2</sup> DBE=Design Basis Earthquake, în lb. engleză.

<sup>3</sup> MCE=Maximum Credible Earthquake în lb. engleză.

<sup>4</sup> MDE=Maximum Design Earthquake în lb. engleză.

<sup>5</sup> OBE=Operating Basis Earthquake în lb. engleză.

<sup>6</sup> SEE=Safety Evaluation Earthquake în lb. engleză.

- Falie activă: falie despre care se cunoaște că a produs cutremure istorice și care, datorită condițiilor tectonice, poate suferi mișcări în viitorul previzibil.
- Falie capabilă: falie cu potențial de a suferi mișcări viitoare de suprafață. O falie se consideră capabilă dacă are cel puțin una din următoarele caracteristici:
  1. a avut o mișcare în perioada de la Cuaternar până în prezent
  2. a avut asociată activitate macroseismică
  3. se află în relație structurală cu o altă falie capabilă, astfel încât mișcarea uneia poate iniția mișcarea celeilalte.
- Falie normală: falie în care componenta principală a deplasării relative a fost verticală.
- Falie tectonică: falie înclinată în lungul căreia rocile situate deasupra discontinuității s-au ridicat față de rocile situate sub discontinuitate.

Falie activă: vezi Falie.

Falie capabilă: vezi Falie.

Falie normală: vezi Falie.

Falie tectonică: vezi Falie.

Focar: vezi Hipocentru.

Frecvență: număr de cicluri raportat la unitatea de timp (se măsoară în Hertz [Hz] sau în cicli pe secundă).

Frecvență naturală: proprietate a sistemului elastic aflat în vibrație liberă. Vibrația liberă se produce, în mod natural, la o frecvență discretă, când un sistem elastic vibrează sub acțiunea forțelor interne, în absența vreunei forțe exterioare.

Frecvență de rezonanță: o frecvență la care apare rezonanța.

**G**eofon: dispozitiv sensibil pentru măsurarea electronică a vitezei de propagare prin teren a sunetului sau a undelor provocate de o sursă cunoscută.

Geologie tectonică: studiul dispunerii globale a plăcilor majore în scoarța terestră, al originii și evoluției mișcărilor verticale și orizontale care au condus, în timp, la această dispunere.

**H**azard: o situație cu potențial de a produce rănirea sau moartea unor oameni și/sau distrugerea unor valori materiale.

Hipocentru: punctul din interiorul Pământului care este sursa unui cutremur și originea undelor elastice asociate acestuia.

**I**mpedanță acustică: egală numeric cu produsul dintre viteza undei seismice și densitatea mediului de propagare.

Intensitate: un indicator numeric care descrie efectele unui seism asupra oamenilor, construcțiilor și

asupra terenului.

Intensitate spectrală: suprafața de sub graficul spectrului de răspuns în viteze între perioadele 0.1...2.5 secunde. Reprezintă o măsură a intensității vibrațiilor terenului, utilă în studiile ingineresti.

**L**ichefiere: pierdere temporară a rezistenței la forfecare care determină comportarea pământului asemeni lichidelor. Pământurile nisipoase afânate sunt cele mai vulnerabile la lichefierea indusă de producerea unor cutremure.

**M**agnitudine: cantitate caracterizând energia totală eliberată în urma producerii unui cutremur. Există mai multe tipuri de magnitudini, calculate în moduri diferite și utilizând instrumente diferite.

- $M_L$  se bazează pe amplitudinea maximă a undelor locale, măsurate de un seismometru Wood-Anderson.
- $M_S$  se bazează pe amplitudinea undelor de suprafață.
- $m_b$  se bazează pe amplitudinea undelor de volum.
- $M_0$  (momentul seismic) măsoară mărimea cutremurului pe baza energiei eliberate, conform expresiei  $M_0 = GAD$ , unde  $G$  este modulul de forfecare al mediului (de regulă se ia  $3 \times 10^{11}$  dyne/cm<sup>2</sup>);  $A$  este mărimea suprafeței de dizlocare sau suprafața faliei (fracturii);  $D$  este alunecarea medie pe suprafața respectivă.
- $M_W$  (momentul magnitudinii) este derivat din momentul seismic:
- $M_W = (2/3) \log M_0 - 10.7$ , unde  $M_0$  este momentul seismic (dyn.cm)

Magnitudinea Richter trebuie aplicată strict în cazul  $M_L$ , deși în practică se folosește și în cazul  $M_S$ . Relațiile dintre  $M_S$ ,  $M_L$  și  $m_b$  nu sunt unice și au fost publicate diverse variante, uneori inconsistente. Ambraseys propune următoarele expresii:

$$M_S = 0.93M_L + 0.09$$

$$M_S = 1.05m_b - 0.8$$

Mișcare în câmp apropiat: mișcare a terenului înregistrată în vecinătatea unei falii, pe un teritoriu pe a cărui rază intensitatea pe scara Mercalli modificată este mai mare de  $V$ .

Mișcare puternică: mișcare a terenului având o amplitudine suficient de mare pentru a fi considerată semnificativă din punct de vedere ingineresc în evaluarea distrugerilor provocate seismic.

Modul de forfecare ( $G$ ): raportul dintre efortul de forfecare și deformația specifică de forfecare.

$$G = 0.5E / (1 + \nu)$$

unde  $E$  este modulul Young iar  $\nu$  este coeficientul Poisson.

Modulul de forfecare al unui pământ este funcție de deformația specifică de forfecare și scade pe măsură ce deformația crește.  $G_{max}$  este modulul de forfecare al pământului la deformații ciclice de forfecare foarte mici ( $10^{-6}$ ).

$$G_{max} = \rho V_S^2 \text{ unde } \rho \text{ este densitatea masică a pământului iar } V_S \text{ este viteza undei de forfecare.}$$

Moment: pentru momentul seismic ( $M_0$ ) vezi Magnitudine.

**P**eriada de revenire: intervalul mediu de timp între aparițiile unor evenimente care să depășească un anumit nivel într-un amplasament dat. Este inversa probabilității anuale de depășire. Conform definiției, cutremurele se consideră evenimente stochastice independente, ipoteză care nu coincide întrutotul cu realitatea. Probabilitatea  $P_T$  ca un eveniment cu o perioadă de revenire cel puțin egală cu



T ani să se producă cel puțin o dată în următorii r ani poate fi exprimată prin relația:  
 $P_r/100=1-(1-1/T)^r$

Perioadă: intervalul de timp al unui ciclu de vibrație.

Probabilitate de depășire: probabilitatea (exprimată procentual) calculată într-un interval de timp, ca un cutremur să genereze un nivel de mișcare a terenului mai mare decât o anumită limită.

**R**eplici: mișcări seismice secundare, produse după șocul principal al unui cutremur.

Rezonanță: răspunsul amplificat al unuia din modurile proprii de vibrație ale unui sistem dinamic excitat la o frecvență apropiată de frecvența naturală.

Risc: probabilitatea ca un anumit eveniment nedorit sau hazard să se producă într-un anumit interval de timp.

**S**eismic: care se referă la cutremure.

- Coeficient de intensitate seismică. Raportul între accelerația maximă a cutremurului și accelerația gravitației.
- Moment seismic: vezi Magnitudine.

Seismogramă: o înregistrare a mișcării terenului sau a vibrațiilor unei structuri, provocate de o cauză perturbatoare (de exemplu, un cutremur). Vezi Accelerogramă.

Seismograf: un sistem de amplificare și înregistrare a semnalelor de la seismometre.

Seismometru: un instrument utilizat pentru a transforma energia unei seismice în tensiune electrică. Cele mai multe seismometre sunt detectoare de viteză, valorile măsurate de acestea fiind proporționale cu viteza masei inerțiale în raport cu carcasa seismometrului (care este proporțională cu viteza de mișcare a terenului). Sub frecvențele naturale, răspunsul celor mai multe geofoane scade liniar cu frecvența, astfel încât ele vor funcționa ca accelerometre.

Spectru de răspuns: Răspunsul maxim al unui număr infinit de oscilatori armonici cu diferite perioade proprii de vibrație și amortizări supuși (matematic) unei acțiuni de tip seismic.

Spectre de proiectare: spectre utilizate pentru proiectarea antiseismică. Spectrele de proiectare sunt obținute prin modificarea unor familii de spectre de cutremure istorice pentru a ține seama de caracteristicile particulare ale unei regiuni sau ale unui anumit amplasament. Spectrele de proiectare nu includ efectele interacțiunii teren-structură.

**T**ransformată Fourier: formule matematice care transformă o funcție din domeniul timp (formă de undă, seismogramă etc.) într-o funcție din domeniul frecvențelor și invers.

**U**ndă Rayleigh: vezi Unde seismice.

Undă seismică: o undă elastică generată de un cutremur sau de o explozie care provoacă doar o deplasare temporară a mediului, revenirea în poziția inițială fiind însoțită de vibrațiile terenului. Undele volumice sunt de două tipuri:

- de compresiune sau longitudinale (P), la care direcția de mișcare a particulelor mediului

coincide cu direcția de propagare a undei. Viteza de propagare este notată  $V_p$ .

- de forfecare sau transversale (S), la care direcția de mișcare a particulelor mediului este perpendiculară pe direcția de propagare a undei. Viteza de propagare este notată  $V_s$ .

Undele de suprafață se propagă în vecinătatea suprafeței scoarței și sunt de două tipuri:

- undele Rayleigh produc o mișcare a particulelor mediului pe o traiectorie eliptică și retrogradă într-un plan vertical format cu direcția de propagare. Viteza de propagare este notată  $V_R$ .
- undele Love produc o mișcare a particulelor mediului transversală pe direcția de propagare, fără vreo mișcare în plan vertical.

Unde de compresiune: vezi Unde seismice.

Unde Love: vezi Unde seismice.

Unde volumice: vezi Unde seismice; pentru mărimea undelor volumice ( $m_b$ ) vezi Magnitudine.

**V**ibrații forțate: vibrații produse dacă răspunsul este impus de o excitație. Dacă excitația este periodică și continuă ca durată, oscilația este în regim staționar.

Vibrație liberă: vibrație care se produce în absența forței perturbatoare.

Viscoelastic: o relație efort-deformație conținând termeni proporționali atât cu deformația specifică cât și cu incrementul acesteia. Poate conduce la legi de atenuare a undelor seismice dependente de frecvență.

Viteză de vârf efectivă: vezi Viteză de vârf (maximă) a terenului.

Viteza de vârf a terenului (PGV<sup>7</sup>): viteza maximă în câmp liber a terenului, produsă în timpul unui seism.

- Viteza efectivă de vârf a terenului reprezintă viteza de vârf obținută după filtrarea frecvențelor înalte.

Viteza undei de forfecare ( $V_s$ ): vezi Undă seismică.

**Z**onă seismotectonică: vezi Zonă tectonică.

Zonă tectonică: o zonă caracterizată de omogenitatea structurii geologice și seismice.

Zonare seismică: sinteză a informațiilor seismice dintr-un teritoriu pe baza cărora se delimitează zonele caracterizate de același risc seismic. Microzonarea seismică evidențiază influența condițiilor locale naturale asupra seismicității unei arii limitate (de exemplu un oraș).

---

<sup>7</sup>PGV – Peak Ground Velocity, în lb. enleză.

## Anexa B

### CRITERII ȘI REGLEMENTĂRI SEISMICE INTERNAȚIONALE

**Eurocod 8** pentru proiectarea și construcția clădirilor și structurilor ingineresti civile în zone seismice nu face referiri și la marile baraje. Totuși Eurocod-ul influențează modul de abordare în analiza siguranței seismice a barajelor. Acesta figurează teritoriile naționale clasificate în zone seismice, pe baza caracteristicilor tectonice generale și a activității seismice anterioare. Un parametru potrivit pentru caracterizarea fiecărei zone este considerat a fi accelerația de vârf (maximă) a terenului. În Eurocod 8 se arată că: “Pentru structurile obișnuite situate în zone cu seismicitate foarte scăzută, cerințele generale de robustețe ar putea fi suficiente pentru garantarea unei protecții (anti)seismice adecvate”.

Asociația Internațională pentru Inginerie Seismică (IAEE) a publicat o colecție de coduri și reglementări ale unor țări situate în regiuni active seismic ale lumii. Cele mai multe dintre aceste reglementări nu au scopul de a acoperi domeniul barajelor. Standardul Australian pentru proiectarea antiseismică a clădirilor exclude în mod explicit barajele. Totuși, atât standardul indian “Criterii pentru proiectarea antiseismică a structurilor” (IS: 1893-1975) cât și “Standardele pentru construcții civile rezistente seismic” japoneze, includ barajele. Ar trebui specificat că standardele de evaluare a siguranței pentru barajele existente nu este necesar să fie aceleași ca pentru barajele noi care se proiectează.

În India, un standard inițial a fost publicat în 1962 și a fost revizuit în 1966. Standardul din 1966 include factorii de zonare seismică pe o bază mult mai rațională. Clauzele pentru barajele din beton și din zidărie au fost modificate, ținându-se cont de comportarea lor dinamică în timpul cutremurelor. În funcție de problemă, poate fi folosită una dintre următoarele două metode pentru evaluarea forțelor seismice:

- metoda coeficientului seismic;
- metoda spectrului de răspuns.

Harta Indiei este divizată în cinci zone seismice. Fiecărei dintre aceste zone îi este asociat un coeficient orizontal seismic de bază și un factor de zonare seismică. În proiectarea barajelor din beton și zidărie, forța seismică este considerată suplimentar față de presiunile hidrodinamice datorate lacului de acumulare; metoda coeficientului seismic este utilizată în cazul barajelor cu înălțimi de până la 100 m, iar metoda spectrului de răspuns este folosită pentru baraje mai înalte de 100 m. De asemenea este luat în considerare și efectul accelerației seismice verticale.

În anul 2005 a apărut un ghid pentru proiectarea seismică a barajelor de pământ și a rambleielor elaborat de Institutul Indian de Tehnologie din Kanpur și Autoritatea de Management a Dezastrelor din statul Gujarat. Ghidul a fost revizuit în anul 2007.

Criteriile pentru măsurile de protecție antiseismică pentru sistemele de alimentare cu apă, realizate de Japan Water Works Association, includ și barajele. Este utilizată metoda coeficientului seismic. Comitetul Național Japonez al Marilor Baraje are, la rândul său, criterii de proiectare pentru baraje. Acestea folosesc, de asemenea, metoda coeficientului seismic. Coeficientul seismic depinde de regiune, de tipul de teren, de tipul barajului și de importanța barajului.

În S.U.A., cele mai multe dintre agențiile federale și statale utilizează hărți de zonare seismică atunci când se decide luarea în calcul a factorilor seismici în proiectarea barajelor. Corpul Inginerilor utilizează următorii coeficienți seismici:

Zona seismică	Coeficient minim
0	0
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20

În anul 2005 a apărut Ghidul Federal pentru Siguranța Barajelor care cuprinde informații complete asupra proiectării și evaluării barajelor în zone seismice.

În Anglia, Institutul de Cercetări în Construcții (Building Research Establishment) a elaborat "Ghid ingineresc privind riscul seismic al barajelor din Regatul Unit"

Clubul European al unor țări din Europa membre ale ICOLD, club la care a aderat și România, a publicat în anul 2004 un ghid de sinteză a reglementărilor asupra proiectării și evaluării seismice a barajelor în vigoare în mai multe țări europene.

Mai multe buletine elaborate de comisiile de specialitate din cadrul ICOLD sunt relevante asupra concepțiilor pe plan internațional privind evaluarea siguranței seismice a barajelor. Numerele acestor buletine ICOLD sunt următoarele: 27 (1975) 46 (1983) 52 (1986) 59 (1987), 61 (1988), 62 (1988), 72 (1989), 112 (1998), 113 (1999), 120 (2000), 122 (2000). În paranteză este trecut anul în care au apărut aceste Buletine ICOLD. În anul 2003 la Congresul ICOLD de la Montreal una din cele patru teme din agenda congresului s-a referit la aspecte seismice ale barajelor.

## Anexa C

### RELAȚII DE CALCUL ÎN METODA PSEUDOSTATICĂ

În metoda pseudostatică se acceptă că accelerația seismică de la baza construcției rămâne constantă pe întreaga înălțime a construcției. Metoda se aplică numai pentru evaluarea răspunsului seismic la OBE (cutremurul de bază de exploatare).

Cutremurul generează forțe de inerție din masa construcției, având direcție și sens contrar accelerației seismice și presiuni hidrodinamice din lac având sens contrar accelerației seismice și orientare perpendiculară pe suprafața de aplicare.

Forțele de inerție ( $F_i$ ), aferente unei mase ( $M_i$ ) din structură se calculează cu relația:

$$F_i = K_{C,OBE} g M_i \quad (1)$$

unde  $K_{C,OBE}$  este coeficientul corectat de intensitate seismică al OBE iar  $g$  - accelerația gravitației. Forța  $F_i$  se aplică în centrul de greutate al masei  $M_i$ .

Presiunile hidrodinamice pe un parament rectiliniu vertical ( $p_{z,v}$ ) și solicitat de un cutremur orizontal se pot calcula cu relația Westergaard:

$$p_{z,v} = 0.875 K_{C,OBE} \gamma_a (H_l z)^{0.5} \quad (2)$$

unde  $\gamma_a$  este greutatea volumetrică a apei,  $H_l$  - adâncimea lacului în amonte de baraj și  $z$  - adâncimea punctului în care se calculează presiunea hidrodinamică.

Presiunea hidrodinamică pe un parament rectiliniu înclinat ( $p_{z,\alpha}$ ) solicitat de un cutremur orizontal se determină cu relația:

$$p_{z,\alpha} = p_{z,v} \cos^2 \alpha \quad (3)$$

unde  $\alpha$  este unghiul format de direcția verticală cu direcția paramentului. Presiunea  $p_{z,\alpha}$  este orientată perpendicular pe parament.

Forțele de inerție și forțele hidrodinamice se aplică static pe structură, nelimitat în timp.

## Anexa D

### EVALUAREA PRESIUNILOR HIDRODINAMICE DIN CUTREMURE

În timpul seismului construcțiile hidrotehnice suporta pe fața în contact cu apa, din cauza interacțiunii lichid-structură, o presiune suplimentară față de cea hidrostatică denumită presiune hidrodinamică, normală la suprafața de contact.

Valoarea presiunii hidrodinamice într-un punct în contact cu apa depinde de adâncimea coloanei de apă, înclinarea suprafeței față de verticală, forma în plan a suprafeței, morfologia terenului, rigiditatea fundului lacului, mărimea și direcția accelerației seismice.

Presiunile hidrodinamice sunt orientate perpendicular pe suprafața de aplicare la fel ca presiunile hidrostatice și sunt de sens contrar accelerației cutremurului (în opoziție de fază).

Presiunile hidrodinamice se evaluează în două ipoteze privind lichidul și anume: lichid incompresibil (cazul frecvent acceptat) și lichid compresibil; între cele două cazuri pot exista diferențe semnificative.

Prezenta anexă tratează cazul lichidului incompresibil.

Pentru construcții de importanță deosebită se recomandă efectuarea de analize și în ipoteza lichidului compresibil.

În metoda analizei spectrale sau a integrării numerice în timp, cât și a ipotezei apei incompresibile, efectul presiunilor hidrodinamice respectiv a interacțiunii structură-lichid asupra răspunsului seismic se modelează de obicei prin mase adiționale. Masele adiționale sunt niște mase virtuale care echivalează efectul presiunilor hidrodinamice asupra răspunsului structurii hidrotehnice. Ele se calculează din presiunile hidrodinamice și se atașează maselor proprii ale structurii. În cazul particular când direcția forțelor hidrodinamice (normale pe suprafața de aplicare), direcția cutremurului și direcția gradelor de libertate dinamică sunt identice, matricea maselor adiționale  $[M_h]$  se determină cu relația:

$$\{P_x\} = -[M_h] \{a_x\}$$

unde  $\{P_x\}$  este vectorul forțelor hidrodinamice iar  $\{a_x\}$  accelerațiile totale pe normală în nodurile de contact cu apa din discretizarea sistemului. Masele adiționale sunt pozitive și în cazul general depind de direcția cutremurului și direcțiile gradelor de libertate dinamică.

În metoda pseudostatică în calcule se folosesc direct forțele hidrodinamice care se consideră ca niște încărcări statice.

Calculul presiunilor hidrodinamice pe suprafețele plane ale lucrărilor de barare, când raportul lungime liberă lac/deschidere vale în amplasament este mai mare ca 3 se poate face cu următoarele relații:

*Cazul paramentului amonte vertical ( $\alpha = 0$ )*

- Cazul accelerației seismice orizontale (fig. D.1):

$$p_x(y) = 0.743 \times K_s \times \gamma_a \times R(y) \times h$$

$$P_x = 0.544 \times K_s \times \gamma_a \times h^2$$

$$h' = 0.597 \times h$$

$$m_x = 0.544 \times \rho_a \times h^2$$

unde

$p_x(y)$  este mărimea presiunii hidrodinamice la adâncimea  $y$  (kPa);

$P_x$  - rezultanta presiunilor hidrodinamice (kN/m);

$\gamma_a$  - greutatea volumetrică a apei (kN/m<sup>3</sup>);

$\rho_a$  - densitatea apei (t/m<sup>3</sup>);

$h$  - adâncimea lacului (m);

$h'$  - adâncimea apei în punctul unde se aplică rezultanta presiunilor hidrodinamice

$K_s$  - coeficient de intensitate seismică;

$m_x$  - masa adițională pe direcția  $x$ ;

$R(y)$  - funcție adimensională conform tabelului E.1

$$R(y) = \frac{1}{2} \left\{ \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right)} \right\}$$

Tabelul D.1

y/h	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
R(y)	0.00	0.31	0.48	0.61	0.72	0.81	0.87	0.93	0.96	0.99	1.00
	00	29	10	21	00	80	83	20	99	25	00

• Cazul accelerației seismice verticale

În cazul accelerației seismice verticale presiunile hidrodinamice au o distribuție liniară conform relațiilor:

$$p_x(y) = K_{s,v} \times \gamma_a \times y$$

$$P_x = \frac{1}{2} \times K_{s,v} \times \gamma_a \times h^2$$

$$h' = \frac{2}{3} \times h$$

$$m_x = \frac{1}{2} \times \rho_a \times h^2$$

unde  $K_{s,v}$  este coeficientul de intensitate seismică pe verticală iar celelalte notații au fost explicate mai înainte.

*Cazul paramentului amonte înclinat cu unghiul  $\alpha$  în raport cu verticala.*

• Cazul accelerației seismice orizontale (fig. D.2):

$$p(\alpha, y) = K(\alpha) \times K_s \times \gamma_a \times R(y) \times h$$

unde:  $p(\alpha, y)$  este presiunea hidrodinamică orientată normal pe parament la adâncimea  $y$ ;  
 $K(\alpha)$  - coeficient adimensional funcție de unghiul  $\alpha$  conform tabelului D. 2.  
 Celelalte notații au fost explicate mai înainte.

Tabelul D.2

$\alpha$	$0^0$	$15^0$	$30^0$	$40^0$	$60^0$	$75^0$	$90^0$
$K(\alpha)$	0.743	0.612	0.511	0.448	0.292	0.168	0.000

- Cazul accelerației seismice verticale

În cazul accelerației seismice verticale presiunile hidrodinamice au o distribuție liniară conform relațiilor:

$$p(\alpha, y) = K_{s,v} \times \gamma_a \times y$$

$$P(\alpha) = \frac{1}{2} \times K_{s,v} \times \gamma_a \times \frac{h^2}{\cos \alpha}$$

$$h'(\alpha) = \frac{2}{3} h$$

$$P_x(\alpha) = \frac{1}{2} \times K_{s,v} \times \gamma_a \times h^2$$

$$P_y(\alpha) = \frac{1}{2} \times K_{s,v} \times \gamma_a \times h^2 \times \operatorname{tg} \alpha$$

unde:  $P_x(\alpha)$  este forța hidrodinamică pe direcție orizontală iar  $P_y(\alpha)$  forța hidrodinamică pe direcție verticală. Celelalte notații au fost explicate mai înainte.

În cazul barajelor arcuite calculul aproximativ al presiunilor hidrodinamice se poate face conform relațiilor:

- Cazul accelerației seismice orizontale în lungul văii (fig. D.3a)

$$p(\alpha, y) = \frac{7}{8} \times K_s \times \gamma_a \times \sqrt{h \times y} \times \cos \alpha$$

unde  $y$  este adâncimea apei iar  $\alpha$  unghiul între direcția cutremurului și normala la suprafața arcului în punctul unde se calculează presiunea hidrodinamică. Celelalte notații au fost explicate mai înainte.

- Cazul accelerației seismice orizontale orientate transversal pe vale (fig. D.3,b)

$$p(\alpha, y) = K_s \times \gamma_a \times \sqrt{h \times y} \times \frac{2 \times x}{L}$$

unde lungimile  $x$  și  $L$  sunt marcate pe figura D3.b iar celelalte notații au fost explicate mai înainte.



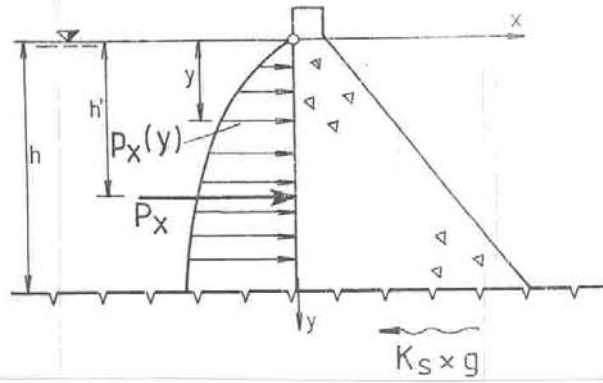


Fig. D.1. Presiuni hidrodinamice pe parament rectiliniu vertical din cutremur orizontal

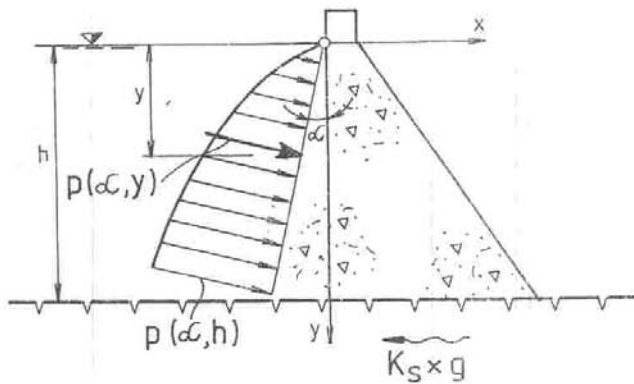


Fig. D.2. Presiuni hidrodinamice pe parament rectiliniu înclinat din cutremur orizontal

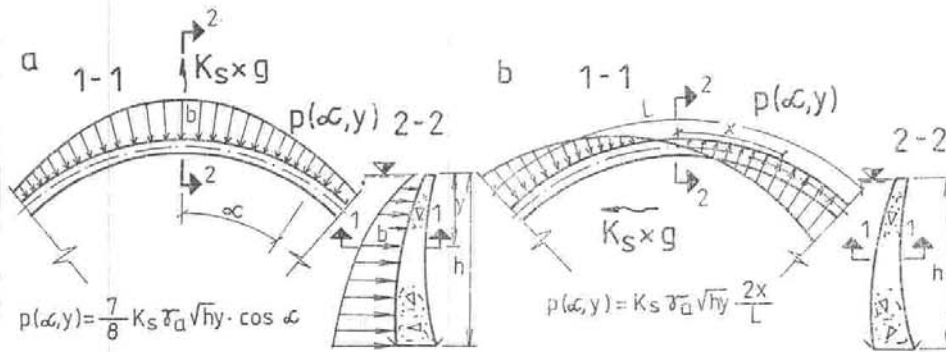


Fig. D.3. Presiuni hidrodinamice pe baraje arcuite.  
a - cutremur orizontal în lungul vail; b - cutremur orizontal transversal pe vale

41.

## Anexa E

### EVALUAREA PRESIUNILOR SEISMICE DIN TERENUL DE FUNDARE

În calculul stabilității seismice a construcțiilor parțial sau total îngropate (ziduri de sprijin, galerii, construcții subterane, baraje, centrale) în afara forțelor seismice inertiiale din greutatea proprie a construcției, se consideră și presiunea seismică suplimentară, activă sau pasivă, a terenului.

În mod obișnuit presiunea seismică din teren pe construcții tip ziduri de sprijin se determină pentru un cutremur orizontal iar presiunea seismică din teren pe bolta (planșeul acoperiș) unor construcții hidrotehnice îngropate (subterane) se determină pentru un cutremur vertical.

Presiunea seismică activă se poate evalua în următoarele două cazuri:

a. Presiunea seismică activă a terenului acționând asupra sistemului structură-fundație când în teren nu se produc decât deformații elastice;

b. Presiunea seismică activă a terenului când în sistemul structură-fundație se produc deformații plastice ale terenului.

Presiunea seismică pasivă a terenului apare numai când în sistemul structură-fundație se produc deformații plastice ale terenului.

*Presiunea seismică activă a terenului.*

**a.** Deformații elastice ale terenului.

La construcțiile de tipul zidurilor de sprijin când încă nu s-a atins situația echilibrului limită, presiunea activă a terenului se determină cu relațiile (1) (fig.6.1 a): Situația de echilibru limită corespunde cazului când coeficientul de siguranță la alunecare pe fundație este 1.0

$$\begin{aligned} p_a(y) &= K_s \times \psi \times \gamma_z \times h \times R(y, \beta) \\ M_a &= \frac{21 + 16tg\beta}{48} \times K_s \times \gamma_z \times h^3 \\ P_a &= \frac{3 + 2tg\beta}{4} \times K_s \times \gamma_z \times h^2 \\ h'_a &= \frac{1}{12} \times \frac{15 + 8tg\beta}{3 + 2tg\beta} \times h \\ R(y, \beta) &= \left\{ 1 - \frac{1}{4} \left( \frac{y}{h} \right) \left[ 10 \left( \frac{y}{h} \right)^2 - 9 \left( \frac{y}{h} \right) + 3 \right] \right\} + \left[ 1 - \left( \frac{y}{h} \right) \right] \times tg\beta \end{aligned} \quad (1)$$

unde:

$K_s$  - coeficient de intensitate seismică;

$a$  - indice presiune activă ;

$h$  - înălțime totală a umpluturii lângă zid (m);

$\beta$  - unghiul umpluturii (suprafetei) din spatele zidului de sprijin;

$\gamma_z$  - greutatea volumetrică a terenului ( $\text{kg/m}^3$ );

$p_a(y)$  - intensitatea presiunii seismice active la nivelul ( $y$ ) (kPa);

$P_a$  - rezultanta presiunii seismice active (kN/m);  
 $h'_a$  - pozitia rezultantei fata de axa x (m);  
 $M_a$  - momentul de încoovoiere în sectiunea de la baza zidului ( $y_{\max} = h$ ) (kNm/m);  
 $R(y, \beta)$  - functie adimensionala (conform tabelului E.1)  
 $\psi$  - coeficient de reducere a presiunii active  $\psi = 0.75$ ;

Valorile functiei R (y,β)

Tabelul E.1

R (y, β)							
$y/h$	$0^\circ$	$10^\circ$	$15^\circ$	$20^\circ$	$25^\circ$	$30^\circ$	$35^\circ$
0.00	1.0000	1.1763	1.2679	1.3640	1.4663	1.5774	2.0000
0.10	0.9450	1.1037	1.1862	1.2726	1.3647	1.4646	1.8450
0.20	0.9200	1.0611	1.1344	1.2112	1.2930	1.3819	1.7200
0.30	0.9100	1.0334	1.0976	1.1648	1.2364	1.3141	1.6100
0.40	0.9000	1.0058	1.0608	1.1184	1.1798	1.2464	1.5000
0.50	0.8750	0.9632	1.0090	1.0570	1.1082	1.1637	1.3750
0.60	0.8200	0.8905	0.9272	0.9656	1.0065	1.0509	1.2200
0.70	0.7200	0.7729	0.8004	0.8292	0.8599	0.8932	1.0200
0.80	0.5600	0.5953	0.6136	0.6328	0.6533	0.6755	0.7600
0.90	0.3250	0.3426	0.3518	0.3716	0.3716	0.3827	0.4250
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000

Presiunea seismica activa determinata astfel este numai acea presiune activa care este consecinta actiunii seismice, asa încât, la verificarea stabilitatii construcției trebuie sa se adauge si actiunea presiunii active statice a terenului.

#### b. Deformatii plastice ale terenului

La constructii de tipul ziduri de sprijin în acest caz se admite ca au aparut si deformatii plastice în teren. Presiunea activa a terenului, în aceasta ipoteza, este determinată ca presiune totala, statica plus seismica, însumate direct.

Se calculeaza întâi rezultanta presiunii active totale a terenului ( $P_a$ ), apoi rezultanta presiunii statice active ( $P_{a,st}$ ). În final presiunea seismica activa a terenului ( $P_{a,d}$ ) rezultă din diferența între  $P_a$  și  $P_{a,st}$  (fig. F1.b).

$$P_{a,d} = P_a - P_{a,st} \quad (2)$$

Relațiile de calcul sunt următoarele:

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_z \times h^2 \\
 h'_a &= \frac{3 K_a + K_{as}}{6 K_a} \times h
 \end{aligned} \quad (3)$$

$$P_{a,st} = \frac{1}{2} \times K_{as} \times \gamma_z \times h^2$$

$$h'_{a,st} = \frac{2}{3} \times h$$

$$P_{a,d} = \frac{1}{2} \times (K_a - K_{as}) \times \gamma_z \times h^2$$

$$h'_{a,d} = \frac{1}{2} \times h$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \times \cos^2 \alpha \times \cos(\phi + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\delta + \alpha + \theta)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\delta + \alpha)}} \right]^2}$$

unde:

$\theta$  este unghiul având tangenta egală cu  $K_s \times \Psi$  unde

$K_s$  - este coeficientul de intensitate seismică iar  $\Psi = 0.75$  un coeficient de reducere a presiunii active;

$a$  - indice presiune activa;

$h$  - înaltimea totala a umpluturii lângă zid;

$\beta$  - unghiul înclinării suprafeței umpluturii din spatele zidului de sprijin;

$\alpha$  - unghiul feței zidului cu verticala la contactul cu umplutura;

$\phi$  - unghiul de frecare internă a umpluturii (în grade);

$\delta$  = unghiul de frecare la contactul dintre zid și umplutura

$$\left( \delta = \frac{1}{2} \phi \text{ sau } \delta = \frac{2}{3} \phi \right);$$

$K_a$  - funcție adimensională care definește presiunea activă totală (suma) a umpluturii (statică + seismică);

$K_{as}$  - funcție adimensională care definește presiunea activă statică a umpluturii

$$K_{as} = K_a \text{ pentru } K_s = 0$$

$P_a$  - rezultanta presiunii active totale, statică + seismică a terenului (kN/m);

$P_{a,st}$  - rezultanta presiunii active statice a terenului (kN/m);

$P_{a,d}$  - rezultanta presiunii active seismice a terenului (kN/m);

$h'_{a,st}$ ;  $h'_{a,d}$ ;  $h'_a$  - coordonatele  $y$  ale poziției rezultantei presiunii active statice, seismice (dinamice) și respectiv totale a terenului (fig. E1 b)

*Presiunea seismică pasivă a terenului*

Presiunea pasivă a pământului se calculează numai pentru starea de echilibru limită cu deformări plastice în teren reprezintă presiunea pasivă totală statică + seismică (dinamică).

În etape succesive se calculează la început presiunea pasivă totală a terenului ( $P_p$ ), apoi rezultanta presiunii pasive statice ( $P_{p,st}$ ) iar diferența dintre ele este presiunea seismică pasivă ( $P_{p,d}$ )

$$P_{p,d} = P_p - P_{p,st} \quad (4)$$

Relațiile de calcul sunt următoarele:

$$h'_p = \frac{K_p + K_{p,st}}{3 K_p}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \times \gamma_z \times h^2$$

$$P_{p,st} = \frac{1}{2} K_{p,st} \times \gamma_z \times h^2 \quad (5)$$

$$h'_{p,st} = \frac{2}{3} \times h$$

$$P_{p,d} = \frac{1}{2} (K_p - K_{p,st}) \times \gamma_z \times h^2$$

$$h'_{p,d} = \frac{1}{3} \times h$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos \theta \times \cos^2 \alpha \times \cos(\delta - \alpha + \theta) \times \left[ 1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\delta - \alpha + \theta)} \right]^2}$$

$$K_{p,st} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\delta - \alpha) \times \left[ 1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\delta - \alpha)} \right]^2}$$

unde

$\theta$  este unghiul a cărui tangentă este  $K_s \times \Psi$  unde  $K_s$  este coeficientul de intensitate seismică iar  $\Psi = 0.75$  un coeficient de reducere a presiunii pasive;

$p$  - indicele pentru presiunea pasivă a terenului;

$K_p$  - funcție adimensională care definește presiunea pasivă totală a terenului (statică + dinamică);

$K_{p,st}$  - funcție adimensională care definește presiunea pasivă statică a terenului;

$$K_p = K_{p,st} \text{ pentru } K_s = 0$$

$P_{p,st}$ ;  $P_{p,d}$ ;  $P_p$  - rezultantele presiunilor pasive statice, dinamice si respectiv totale ale terenului (fig. E.2);

$h'_{p,st}$ ;  $h'_{p,d}$ ;  $h'_p$  - coordonatele  $y$  ale pozitiei rezultantei presiunii pasive statice, dinamice si respectiv totale a terenului (fig. E.2)

Daca exista apa în porii terenului din spatele zidului de sprijin, aceasta influenteaza prin mărirea presiunii seismice active si pasive a terenului. Presiunile seismice inertiiale active si pasive se calculează considerând greutatea volumetrica a terenului saturat ( $\gamma'_z$ ) în locul greutatii volumetrica uscate ( $\gamma_z$ ), conform relației:

$$\gamma'_z = \gamma_z + n\gamma_a$$

unde:

$\gamma_z$  este greutatea volumetrică a terenului uscat ( $\text{Kg/m}^3$ );  $n$  - porozitatea;

$\gamma'_z$  - greutatea volumetrică a terenului saturat ( $\text{Kg/m}^3$  și  $\gamma_a$  - greutatea volumetrică a apei ( $\text{Kg/m}^3$ );

În cazul când în calcule presiunile hidrostatice și hidrodinamice din apă freatică s-au considerat distinct, presiunile din pământ se vor calcula pentru greutatea volumetrică submersată.

*Presiunea seismica activa suplimentara a terenului din sarcini utile pe suprafata umpluturii din spatele zidului de sprijin.*

La zidurile de sprijin, consolidari de maluri etc., pe suprafata libera a umpluturii exista si sarcini verticale utile cu intensitate mare care produc presiuni seismice active suplimentare asupra fetei verticale a zidului la contactul cu umplutura.

În conformitate cu figura E.3 se consideră un zid de sprijin cu lungime nelimitată în lungul axei  $z$ , pe suprafata terenului din spatele zidului acționând sarcina verticală uniform distribuită,  $q$ .

Intensitatea presiunii seismice active orizontale  $p_a(x,y)$  si rezultanta acestei presiuni  $P_a(x)$ , pozitia rezultantei se determina prin relațiile (calculul este făcut pentru lungimea unitară a zidului  $l=1$ ):

$$p = K_s \times \Psi \times q \quad (6)$$

$$p_a(x,y) = p \times a(x) \times \left[ 1 - \left(\frac{y}{h}\right) - \left(\frac{y}{h}\right)^2 + \left(\frac{y}{h}\right)^3 \right]$$

de unde  $\max p_a(x,y) = p \times a(x)$  pentru  $y = 0$

$$P_a(x) = \frac{5}{12} \times \max p_a \times h = \frac{5}{12} \times p \times a(x) \times h$$

$$h'_a = 0.28 h \quad (\text{vezi fig. F.3})$$

$$a(x) = 1 + \frac{1}{60} \left(\frac{x}{h}\right) \left[ 25 - 39 \left(\frac{x}{h}\right) + 8 \left(\frac{x}{h}\right)^2 \right]$$

pentru  $0 \leq \frac{x}{b} \leq 3$  (fig. F.4)

unde:

$a$  este indice cu care se notează presiunea seismică activă;

$x, y, z$  - coordonate tridimensionale în sistem cartezian;

$h$  - înălțimea totală a umpluturii din spatele zidului (m);

$h'_a$  - poziția rezultantei presiunii seismice active (m);

$l$  - lungimea zidului după axa ( $z$ ); formulele sunt date pentru  $l = 1$  (m);

$K_s$  - coeficient de intensitate seismică;

$\Psi$  - coeficient de reducere a presiunii active  $\Psi = 0.75$ ;

$q$  - sarcina verticală utilă de intensitate constantă la distanța ( $x$ ) de marginea zidului (fig. E.3) (kN/ml);

$p$  - sarcina inertială orizontală de intensitate constantă care acționează asupra suprafeței libere a umpluturii la distanța ( $x$ ) de limita zidului (fig. E.3) (kN/ml);

$p_a(x, y)$  - intensitatea presiunii seismice active orizontale acționând asupra feței zidului în punctul de coordonate ( $x, y$ ) (kN/m<sup>2</sup>);

$\max p_a$  - intensitatea maximă a presiunii seismice active orizontale care acționează asupra feței zidului în punctul  $y = 0$  (kN/m<sup>2</sup>);

$P_a(x)$  - rezultanta presiunii seismice active orizontale (kN/ml);

$a(x)$  - funcție adimensională reprezentând linia de influență pentru  $\max p_a$ , respectiv pentru  $P_a(x)$  ca urmare a acțiunii sarcinii utile  $q_i$  la distanța  $x_i$  de zid.

$0 \leq x_i \leq 3 h$ ; fig. E.4 și Tabelul E.2

Tabelul E.2

$x/h$	$a(x)$	$x/h$	$a(x)$	$x/h$	$a(x)$
0.00	1.0000				
0.10	1.0353	1.10	0.8493	2.10	0.2433
0.20	1.0584	1.20	0.7944	2.20	0.1904
0.30	1.0701	1.30	0.7361	2.30	0.1421
0.40	1.0712	1.40	0.6752	2.40	0.0992
0.50	1.0625	1.50	0.6125	2.50	0.0625
0.60	1.0448	1.60	0.5488	2.60	0.0328
0.70	1.0189	1.70	0.4849	2.70	0.0109
0.80	0.9856	1.80	0.4216	2.80	-0.0024
0.90	0.9457	1.90	0.3597	2.90	-0.0064
1.00	0.9000	2.00	0.3000	3.00	0.000

Procedeeul de determinare a presiunii seismice active totale pe peretele zidului de sprijin ( $\max p_a$  și  $P_a(x)$ ) din acțiunea concomitentă a încărcărilor utile verticale diferite folosind linia de influență  $a(x)$  se desfășoară conform relațiilor următoare (fig. E.5):

$$p_1 = K_s \times \Psi \times q_1 \quad p_2 = K_s \times \Psi \times q_2 \quad p_3 = K_s \times \Psi \times q_3 \quad \Psi = 0.75$$

$$\max p_a = \sum_{i=1}^3 p_i a(x_i) \text{ pentru } y = 0$$

$$\max p_a = p_1 a(x_1) + p_2 a(x_2) + p_3 \int_{x_3}^{x_4} a(x) dx \quad (7)$$

$$P_a(x) = \frac{5}{12} \times \max p_a \times h$$

$$h'_a = 0.28 \times h$$

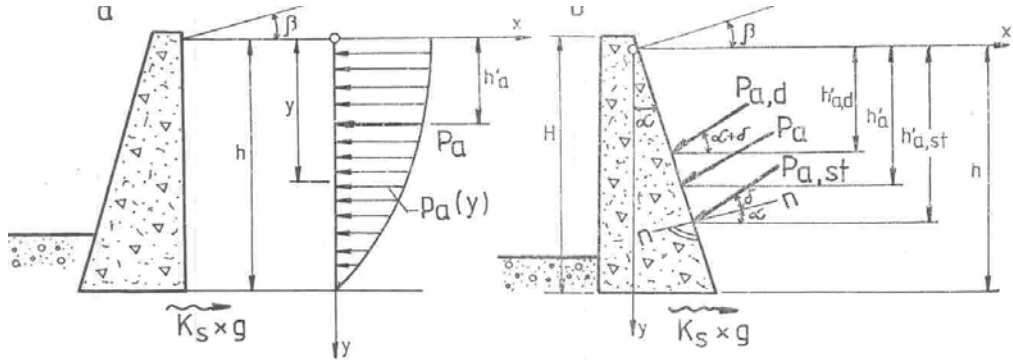


Fig. E.1. Evaluarea presiunilor seismice active ale terenului  
 a - pentru deformații elastice ale terenului; b - pentru deformații plastice ale terenului

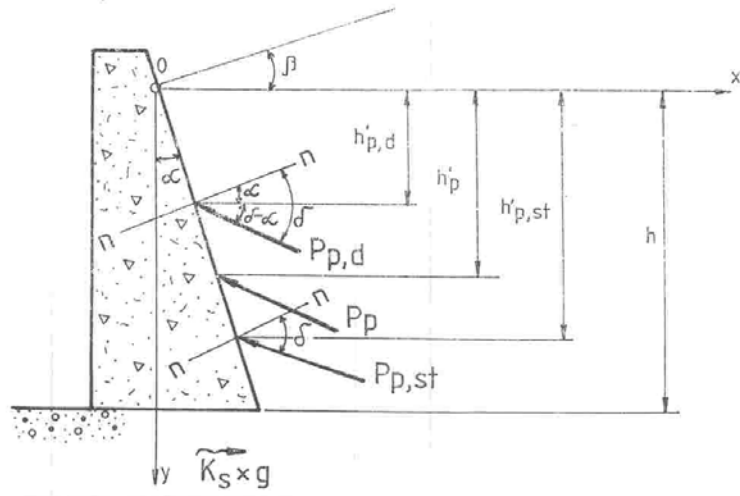


Fig. E.2. Evaluarea presiunilor seismice pasive a terenului

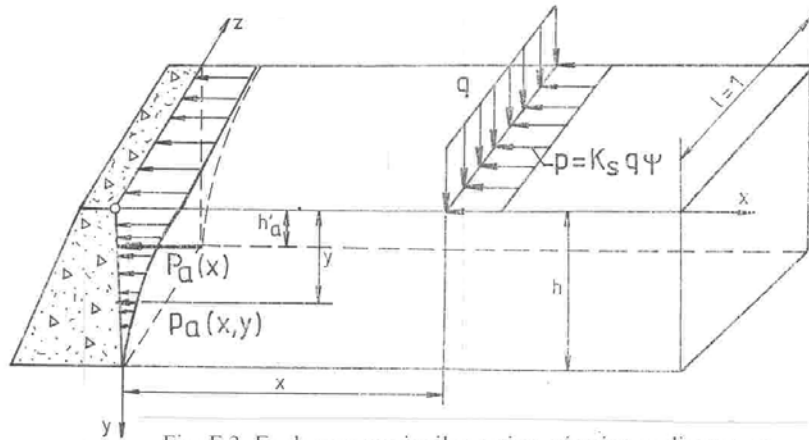


Fig. E.3. Evaluarea presiunilor active seismice suplimentare



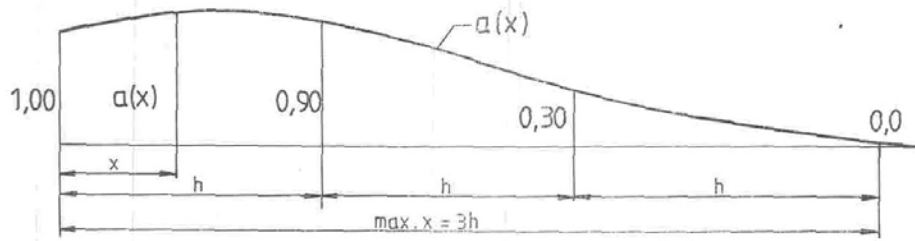


Fig. E.4. Variația funcției  $a(x)$

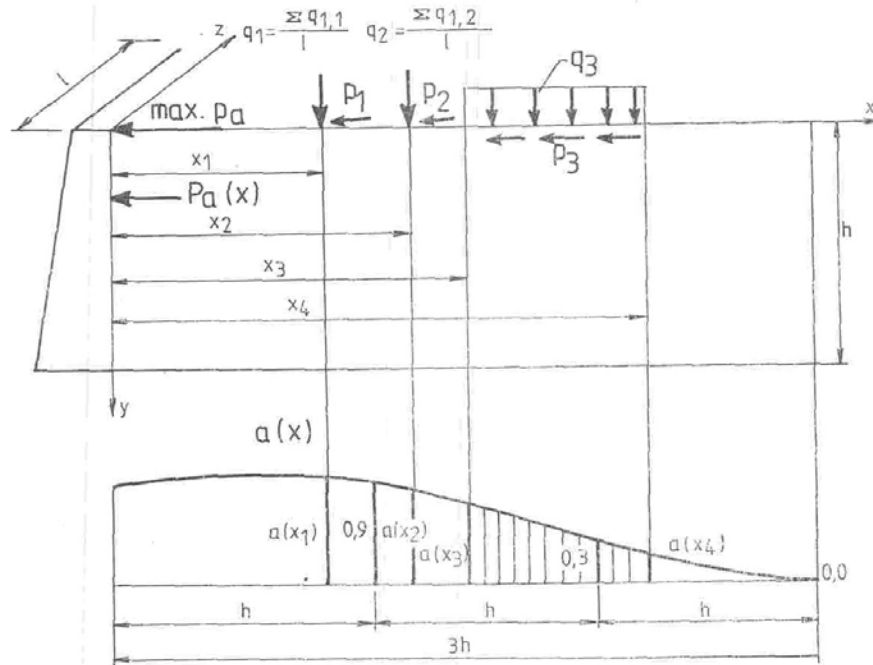


Fig. E.5. Evaluarea presiunilor seismice active suplimentare

## Anexa F

### ANALIZA SEISMICĂ A UNUI BARAJ DE GREUTATE

Se cere să se efectueze analiza seismică la solicitarea OBE (Operating Basis Earthquake) a profilului transversal al barajului de greutate din figura B1 în conformitate cu prevederile normativului NP 076/2002.

Suplimentar față de elementele geometrice din figură se vor considera următoarele:

Caracteristicile mecanice ale betonului din corpul barajului:

$$E_b=24000 \text{ MPa}, \mu=0.16, \gamma_b=24 \text{ kN/m}^3$$

Structura se va considera cu 3 grade de libertate dinamică pe direcție orizontală.

Interacțiunea seismică baraj – lac se va considera conform procedurii maselor aditionale.

Barajul se încadrează în clasa de importanță II (STAS 4273-83) și categoria de importanță B (NTLH-021).

În conformitate cu normativul P100-2006 barajul este amplasat în zona seismică cu valoarea de vârf a accelerației terenului în amplasament  $a_g=0.24g$  și perioade de colț  $T_B=0.1 \text{ s}$ ,  $T_C=1.0 \text{ s}$ . Studiul special de seismicitate al amplasamentului a confirmat valorile din P100-2006.

Cutremurul se aplică pe direcția orizontală, transversal pe baraj.

Spectrul seismic de răspuns se prezintă în figura F2.

În cazul aplicării metodei pseudostatice  $a_{OBE}=0.40 a_g$  dar nu mai mic de  $0.1g$ .

În cazul metodei de analiză spectrală  $a_{OBE}=0.40 a_g$  dar nu mai mic de  $0.1g$ .

În cazul analizei prin MEF  $E_d=1.35$   $E_{b,s}=1.35 \times 2400=3240 \text{ MPa}$  și  $\mu_d=0.22$

$\nu=0.05$  ( $\nu$  - fracțiunea din amortizarea critică).

Coeficientul de frecare de alunecare beton-rocă în cazul considerării acțiunii seismice  $f=0.70$

Eforturi maxime admise de întindere/compresiune din încovoiere în cazul considerării acțiunii seismice –  $200 \text{ kPa} / +3000 \text{ kPa}$  (+ compresiuni).

Analiza seismică se va efectua în ipotezele lac plin cu nivelul în lac la NNR și lac gol.

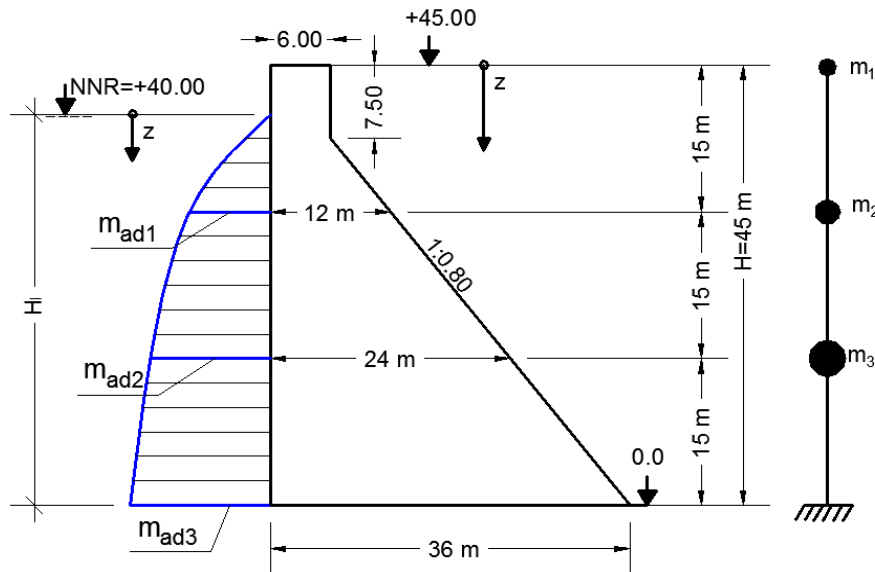


Fig. F1 Elemente geometrice și schemă de discretizare a profilului barajului de greutate.

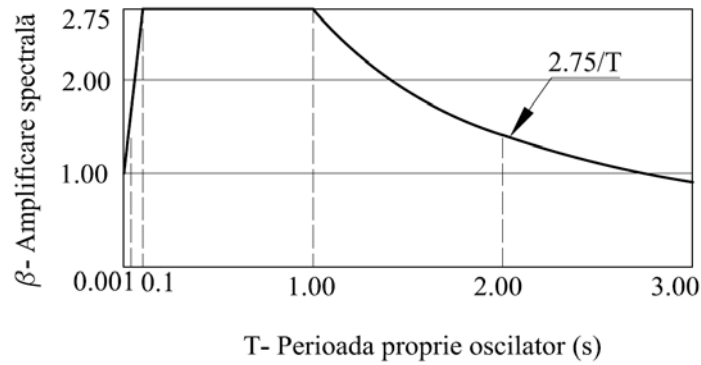


Fig. F2 Spectru normalizat de răspuns elastic conform P 100-2006

### A. Analiza vibrațiilor libere

S-a notat:  $d = 15$  m,  $b = 6$  m,  $\lambda = 0.80$

a. Calculul maselor proprii și adiționale prin descompunerea în elemente geometrice simple: Calculele se fac pe 1 m pe direcția longitudinală a barajului.

Calculul maselor proprii:

$$m_1 = \frac{\gamma_w}{g} \cdot \left( b \cdot \frac{d}{2} + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \frac{1}{6} \cdot d \right) = 2.45 \cdot \left( 6 \cdot 7.5 + \frac{2.5}{15} \right) = 119.438 \text{ t}$$

$$m_2 = \frac{\gamma_w}{g} \cdot \left( b \cdot \frac{d}{2} + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \frac{d}{2} \cdot \frac{5}{6} \cdot d \right) + \left( b + \lambda \cdot \frac{d}{2} \right) \cdot \frac{d}{2} + \frac{1}{2} \cdot \left( b + \lambda \cdot \frac{d}{2} \right) \cdot d \cdot \frac{1}{3} \cdot d =$$

$$= 2.45 \cdot \left( 6 \cdot 7.5 + \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 7.5 \cdot \frac{12.5}{15} + 12 \cdot 7.5 + \frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 15 \cdot \frac{5}{15} \right) = 450.427$$

$$m_3 = \frac{\gamma_w}{g} \cdot \left( b + \lambda \cdot \frac{d}{2} \right) \cdot \frac{d}{2} + \frac{1}{2} \cdot \left( b + \lambda \cdot \frac{d}{2} \right) \cdot d \cdot \frac{2}{3} \cdot d + 2d \cdot \lambda \cdot \frac{d}{2} + \frac{1}{2} \cdot \left( b + \lambda \cdot \frac{d}{2} \right) \cdot d \cdot \frac{1}{3} \cdot d$$

$$= 2.45 \cdot \left( 12 \cdot 7.5 + \frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 15 \cdot \frac{10}{15} + 24 \cdot 7.5 + \frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 15 \cdot \frac{5}{15} \right) = 882 \text{ t}$$

$$m_{\text{incastrare}} = \frac{\gamma_w}{g} \cdot 2d \cdot \lambda \cdot \frac{d}{2} + \frac{1}{2} \cdot \left( b + \lambda \cdot \frac{d}{2} \right) \cdot d \cdot \frac{2}{3} \cdot d = 2.45 \cdot \left( 24 \cdot 7.5 + \frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 15 \cdot \frac{10}{15} \right)$$

$$= 588 \text{ t}$$

Matricea maselor  $[M]$  în ipoteza lac gol:

$$[M] = \begin{bmatrix} 119.438 & 0 & 0 \\ 0 & 450.427 & 0 \\ 0 & 0 & 882.000 \end{bmatrix} \text{ t}$$

Calculul maselor adiționale:

$$m_{ad} = \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_W}{g} \sqrt{H_l \cdot \bar{z}}$$

unde  $\gamma_W$  este greutatea volumetrică a apei  $\gamma_W = 10 \text{ kN/m}^3$

$g$  - accelerația gravitației  $g \cong 9.81 \text{ m/s}^2$

$$m_{ad1} = \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_W}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot [d - (H_b - H_l)]} = \frac{7}{8} \cdot \frac{10}{9.81} \sqrt{40 \cdot 10} = 17.845 \text{ t/m}^2$$

$$m_{ad2} = \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_W}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot [2d - (H_b - H_l)]} = \frac{7}{8} \cdot \frac{10}{9.81} \sqrt{40 \cdot 25} = 28.215 \text{ t/m}^2$$

$$m_{ad3} = \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_W}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot [H_b - (H_b - H_l)]} = \frac{7}{8} \cdot \frac{10}{9.81} \sqrt{40 \cdot 40} = 35.690 \text{ t/m}^2$$

Mase adiționale concentrate:

$$m_{c1} = \frac{2}{3} \cdot m_{ad1} \cdot [d - (H_b - H_l)] \cdot \frac{\frac{2}{5} \cdot [d - (H_b - H_l)]}{d} = 31.725 \text{ t}$$

$$m_{c2} = \frac{2}{3} \cdot m_{ad1} \cdot [d - (H_b - H_l)] \cdot \frac{d - \frac{2}{5} \cdot [d - (H_b - H_l)]}{d} + m_{ad1} \cdot \frac{d}{2} + (m_{ad2} - m_{ad1}) \cdot \frac{d}{2} \cdot \frac{1}{3}$$

$$= 247.006 \text{ t}$$

$$m_{c3} = m_{ad1} \cdot \frac{d}{2} + (m_{ad2} - m_{ad1}) \cdot \frac{d}{2} \cdot \frac{2}{3} + m_{ad2} \cdot \frac{d}{2} + (m_{ad3} - m_{ad2}) \cdot \frac{d}{2} \cdot \frac{1}{3} = 415.993 \text{ t}$$

$$m_{c \text{ încastrare}} = m_{ad2} \cdot \frac{d}{2} + (m_{ad3} - m_{ad2}) \cdot \frac{d}{2} \cdot \frac{2}{3} = 2248.989 \text{ t}$$

Verificare:

$$\text{Suprafața totală a parabolei: } \frac{2}{3} \cdot H_l \cdot m_{ad3} = 951.735 \text{ t}$$

$$\sum m_c = m_{ad1} + m_{ad2} + m_{ad3} + m_{c \text{ încastrare}} = 943.712 \text{ t}$$

Suma maselor adiționale concentrate este diferită de suprafața totală a parabolei deoarece calculul maselor adiționale concentrate s-a efectuat prin descompunerea în figuri geometrice simple (dreptunghiuri și triunghiuri), de aceea se impune o corecție redată mai jos:

$$m_{c1} = 118.927 \cdot \frac{4}{15} = 31.714 \text{ t}$$

$$m_{c2} = 118.927 \cdot \frac{11}{15} + 133.792 + 83.588 \cdot \frac{1}{3} = 248.868 \text{ t}$$

$$m_{c3} = 133.792 + 83.588 \cdot \frac{2}{3} + 211.54 + 58.223 \cdot \frac{1}{3} = 420.465 \text{ t}$$

$$m_{c \text{ încastrare}} = 211.54 + 58.223 \cdot \frac{2}{3} = 250.355 \text{ t}$$

Verificare:

$$\sum m_c = 31.725 + 248.868 + 420.465 + 250.35 = 951.413 \text{ t}$$

Matricea maselor adiționale:

$$[M_h] = \begin{bmatrix} 31.714 & 0 & 0 \\ 0 & 248.868 & 0 \\ 0 & 0 & 420.465 \end{bmatrix}$$

b. Calculul maselor proprii și adiționale prin integrare directă:

Profilul barajului este definit prin funcția următoare:

$$B_{ampriza} = \lambda \cdot (H_b - h) + b = 36.045 \text{ m}$$

$$y_p(z) = B_{ampriza} - \lambda \cdot i f(z \leq H_b, H_b, z, H_b - h)$$

Calculul centrelor de masă:

$$c_{m1} = \frac{\int_{2d}^{H_b} y_p(z) \cdot z dz}{\int_{2d}^{H_b} y_p(z) dz} - 2d = 6.499 \text{ m}$$

$$c_{m2} = \frac{\int_d^{2d} y_p(z) \cdot z dz}{\int_d^{2d} y_p(z) dz} - d = 6.667 \text{ m}$$

$$c_{m3} = \frac{\int_0^d y_p(z) \cdot z dz}{\int_0^d y_p(z) dz} - d = 7.00 \text{ m}$$

Calculul maselor proprii:

$$m_{c1} = \frac{c_{m1}}{d} \cdot \frac{\gamma_b}{g} \cdot \int_{2d}^{H_b} y_p(z) dz = 119.399 \text{ t}$$

$$m_{c2} = \frac{d - c_{m1}}{d} \cdot \frac{\gamma_b}{g} \cdot \int_{2d}^{H_b} y_p(z) dz + \frac{c_{m2}}{d} \cdot \frac{\gamma_b}{g} \cdot \int_d^{2d} y_p(z) dz = 450.245 \text{ t}$$

$$m_{c3} = \frac{d - c_{m2}}{d} \cdot \frac{\gamma_b}{g} \cdot \int_d^{2d} y_p(z) dz + \frac{c_{m3}}{d} \cdot \frac{\gamma_b}{g} \cdot \int_0^d y_p(z) dz = 882.136 \text{ t}$$

$$m_{c \text{ încastrare}} = \frac{d - c_{m3}}{d} \cdot \frac{\gamma_b}{g} \cdot \int_0^d y_p(z) dz = 588.091 \text{ t}$$

Verificare:

$$\sum m_c = m_{c1} + m_{c2} + m_{c3} + m_{c \text{ încastrare}} = 2039.871 \text{ t}$$

$$M_{\text{baraj}} = \frac{\gamma_b}{g} \cdot \int_0^{H_b} y_p(z) dz = 2039.872 \text{ t}$$

Matricea maselor  $[M]$  în ipoteza lac gol:

$$[M] = \begin{bmatrix} 119.399 & 0 & 0 \\ 0 & 450.245 & 0 \\ 0 & 0 & 882.136 \end{bmatrix} \text{ t}$$

Calculul centrelor de masă adiționale:

$$c_{m1} = d - (H_b - H_l) - \frac{\int_0^{d-(H_b-H_l)} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \cdot z \, dz}{\int_0^{d-(H_b-H_l)} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \, dz} = 4.00 \text{ m}$$

$$c_{m2} = 2d - (H_b - H_l) - \frac{\int_{d-(H_b-H_l)}^{2d-(H_b-H_l)} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \cdot z \, dz}{\int_{d-(H_b-H_l)}^{2d-(H_b-H_l)} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \, dz} = 6.952 \text{ m}$$

$$c_{m3} = H_l - \frac{\int_{2d-(H_b-H_l)}^{H_l} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \cdot z \, dz}{\int_{2d-(H_b-H_l)}^{H_l} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \, dz} = 7.210 \text{ m}$$

Mase adiționale concentrate:

$$m_{c1s} = \frac{c_{m1}}{d} \cdot \int_0^{d-(H_b-H_l)} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \, dz = 31.725 \text{ t}$$

$$m_{c2s} = \left(1 - \frac{c_{m1}}{d}\right) \cdot \int_0^{d-(H_b-H_l)} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \, dz + \frac{c_{m2}}{d} \cdot \int_{d-(H_b-H_l)}^{2d-(H_b-H_l)} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \, dz = 250.056 \text{ t}$$

$$m_{c3s} = \left(1 - \frac{c_{m2}}{d}\right) \cdot \int_{d-(H_b-H_l)}^{2d-(H_b-H_l)} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \, dz + \frac{c_{m3}}{d} \cdot \int_{2d-(H_b-H_l)}^{H_l} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \, dz = 419.898 \text{ t}$$

$$m_{c \text{ încăstrare } s} = \left(1 - \frac{c_{m3}}{d}\right) \cdot \int_{2d-(H_b-H_l)}^{H_l} \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \sqrt{H_l \cdot z} \, dz = 250.056$$

Verificare:

$$\text{Suprafața totală a parabolei : } \frac{2}{3} \cdot H_l \cdot m_{ad3} = 951.735 \text{ t}$$

$$\sum m_p = m_{c1s} + m_{c2s} + m_{c3s} + m_{c \text{ încăstrare } s} = 951.735 \text{ t}$$

Matricea maselor adiționale:

$$[M_h] = \begin{bmatrix} 31.725 & 0 & 0 \\ 0 & 250.056 & 0 \\ 0 & 0 & 419.898 \end{bmatrix} \text{ t}$$

Matricea maselor proprii + adiționale în ipoteza lac plin:

$$[M + M_h] = \begin{bmatrix} 151.123 & 0 & 0 \\ 0 & 700.302 & 0 \\ 0 & 0 & 1302.034 \end{bmatrix}$$

Calculul matricei de flexibilitate:

$$[F] = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix}$$

$$f_{ij} = \int_a^b \frac{m_i \cdot m_j \cdot dz}{EI(z)} + 1.2 \int_a^b \frac{t_i \cdot t_j \cdot dz}{GA(z)}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu_b)} = \frac{24000}{2(1 + 0.16)} = 10345 \text{ MPa}$$

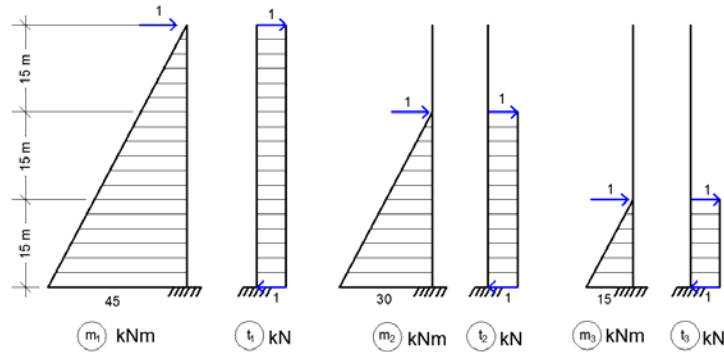


Fig. F3. Diagrame de momente încovoietoare și forțe tăietoare din încărcării unitare pe direcția gradelor de libertate.

$$f_{11} = \int_0^h \frac{z^2 \cdot dz}{E_b \cdot \frac{b^3}{12}} + \int_h^{H_b} \frac{z^2 \cdot dz}{E_b \cdot \frac{(\lambda \cdot z)^3}{12}} + 1.2 \int_0^h \frac{1^2 \cdot dz}{G \cdot b} + 1.2 \int_h^{H_b} \frac{1^2 \cdot dz}{G \cdot (\lambda \cdot z)} = 2.480 \cdot 10^{-6}$$

$$f_{22} = \int_d^{H_b} \frac{(z-d)^2 \cdot dz}{E_b \cdot \frac{(\lambda \cdot z)^3}{12}} + 1.2 \int_d^{H_b} \frac{1^2 \cdot dz}{G \cdot (\lambda \cdot z)} = 3.641 \cdot 10^{-7}$$

$$f_{33} = \int_{2d}^{H_b} \frac{(z-2d)^2 \cdot dz}{E_b \cdot \frac{(\lambda \cdot z)^3}{12}} + 1.2 \int_{2d}^{H_b} \frac{1^2 \cdot dz}{G \cdot (\lambda \cdot z)} = 7.498 \cdot 10^{-8}$$

$$f_{12} = \int_d^{H_b} \frac{z(z-d) \cdot dz}{E_b \cdot \frac{(\lambda \cdot z)^3}{12}} + 1.2 \int_d^{H_b} \frac{1^2 \cdot dz}{G \cdot (\lambda \cdot z)} = 5.811 \cdot 10^{-7}$$

$$f_{13} = \int_{2d}^{H_b} \frac{z(z-2d) \cdot dz}{E_b \cdot \frac{(\lambda \cdot z)^3}{12}} + 1.2 \int_{2d}^{H_b} \frac{1^2 \cdot dz}{G \cdot (\lambda \cdot z)} = 1.292 \cdot 10^{-7}$$

$$f_{23} = \int_{2d}^{H_b} \frac{(z-d) \cdot (z-2d) \cdot dz}{E_b \cdot \frac{(\lambda \cdot z)^3}{12}} + 1.2 \int_{2d}^{H_b} \frac{1^2 \cdot dz}{G \cdot (\lambda \cdot z)} = 1.021 \cdot 10^{-7}$$

$$[F] = \begin{bmatrix} 2.480 \cdot 10^{-6} & 5.811 \cdot 10^{-7} & 1.292 \cdot 10^{-7} \\ 5.811 \cdot 10^{-7} & 3.641 \cdot 10^{-7} & 1.020 \cdot 10^{-7} \\ 1.292 \cdot 10^{-7} & 1.021 \cdot 10^{-7} & 7.489 \cdot 10^{-7} \end{bmatrix}$$

Calculul matricei de rigiditate  $[K]$  prin inversarea matricei de flexibilitate  $[F]$  :

$$[F]^{-1} = [K] = \begin{bmatrix} 6.544 \cdot 10^5 & -1.178 \cdot 10^6 & 4.762 \cdot 10^5 \\ -1.178 \cdot 10^6 & 6.563 \cdot 10^6 & -6.908 \cdot 10^6 \\ 4.762 \cdot 10^5 & -6.908 \cdot 10^6 & 2.192 \cdot 10^7 \end{bmatrix}$$

Calculul perioadelor proprii și formelor proprii în ipoteza LAC GOL:

$$([K] - \omega^2[M]) \cdot \{A_i\} = \{0\}$$

$$\begin{vmatrix} 6.544 \cdot 10^5 - 119.398 \cdot \omega^2 & -1.178 \cdot 10^6 & 4.762 \cdot 10^5 \\ -1.178 \cdot 10^6 & 6.563 \cdot 10^5 - 450.245 \cdot \omega^2 & -6.908 \cdot 10^6 \\ 4.762 \cdot 10^5 & -6.908 \cdot 10^6 & 2.192 \cdot 10^7 - 882.136 \cdot \omega^2 \end{vmatrix} = 0$$

Soluțiile ecuației caracteristice sunt următoarele:

$$\begin{aligned} \omega_1^2 &= 2531.648 \text{ (rad / s)}^2 & \omega_2^2 &= 9664.959 \text{ (rad / s)}^2 & \omega_3^2 &= 32415.466 \text{ (rad / s)}^2 \\ \omega_1 &= 50.315 \text{ rad / s} & \omega_2 &= 99.824 \text{ rad / s} & \omega_3 &= 180.043 \text{ rad / s} \\ T_1 &= \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.125 \text{ s} & T_2 &= 0.063 \text{ s} & T_3 &= 0.035 \text{ s} \end{aligned}$$

Evaluarea formelor proprii:

Forma proprie fundamentală:

$$\begin{aligned} 352148 \cdot A_{11} - 1178040 \cdot A_{21} + 476289 \cdot A_{31} &= 0 \\ -1178040 \cdot A_{11} + 5424020 \cdot A_{21} - 6908160 \cdot A_{31} &= 0 \\ 476289 \cdot A_{11} - 6908160 \cdot A_{21} + 19690100 \cdot A_{31} &= 0 \\ \phi_{11} = \frac{A_{11}}{A_{11}} = 1 & \quad \phi_{21} = 0.337 & \quad \phi_{31} = 0.094 \end{aligned}$$

Forma proprie numărul 2:

$$\begin{aligned} -525379 \cdot A_{12} - 1178040 \cdot A_{22} + 476289 \cdot A_{32} &= 0 \\ -1178040 \cdot A_{12} + 2077200 \cdot A_{22} - 6908160 \cdot A_{32} &= 0 \\ 476289 \cdot A_{12} - 6908160 \cdot A_{22} + 13133000 \cdot A_{32} &= 0 \\ \phi_{12} = \frac{A_{12}}{A_{12}} = 1 & \quad \phi_{22} = -0.596 & \quad \phi_{32} = -0.350 \end{aligned}$$



Forma proprie numărul 3:

$$\begin{aligned}
 -3215942 \cdot A_{13} - 1178040 \cdot A_{23} + 476289 \cdot A_{33} &= 0 \\
 -1178040 \cdot A_{13} - 8031040 \cdot A_{23} - 6908160 \cdot A_{33} &= 0 \\
 476289 \cdot A_{13} - 6908160 \cdot A_{23} - 6671450 \cdot A_{33} &= 0 \\
 \phi_{13} = \frac{A_{13}}{A_{13}} = 1 & \quad \phi_{23} = -1.904 & \quad \phi_{33} = 2.043
 \end{aligned}$$

Calculul perioadelor proprii și formelor proprii în ipoteza LAC PLIN:

$$\begin{vmatrix}
 6.544 \cdot 10^5 - 151.123 \cdot \omega^2 & -1.178 \cdot 10^6 & 4.762 \cdot 10^5 \\
 -1.178 \cdot 10^6 & 6.563 \cdot 10^6 - 700.301 \cdot \omega^2 & -6.908 \cdot 10^6 \\
 4.762 \cdot 10^5 & -6.908 \cdot 10^6 & 2.192 \cdot 10^7 - 1302.034 \cdot \omega^2
 \end{vmatrix} = 0$$

Soluțiile ecuației caracteristice sunt următoarele:

$$\begin{aligned}
 \omega_1^2 &= 1858.845 \text{ (rad / s)}^2 & \omega_2^2 &= 6974.608 \text{ (rad / s)}^2 & \omega_3^2 &= 21707.679 \text{ (rad / s)}^2 \\
 \omega_1 &= 43.114 \text{ rad / s} & \omega_2 &= 83.414 \text{ rad / s} & \omega_3 &= 147.335 \text{ rad / s} \\
 T_1 &= 0.146 \text{ s} & T_2 &= 0.075 \text{ s} & T_3 &= 0.043 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Evaluarea formelor proprii:

Forma proprie fundamentală:

$$\begin{aligned}
 373508 \cdot A_{11} - 1178040 \cdot A_{21} + 476289 \cdot A_{31} &= 0 \\
 -1178040 \cdot A_{11} + 5262130 \cdot A_{21} - 6908160 \cdot A_{31} &= 0 \\
 476289 \cdot A_{11} - 6908160 \cdot A_{21} + 19503100 \cdot A_{31} &= 0 \\
 \phi_{11} = \frac{A_{11}}{A_{11}} = 1 & \quad \phi_{21} = 0.359 & \quad \phi_{31} = 0.103
 \end{aligned}$$

Forma proprie numărul 2:

$$\begin{aligned}
 -399602 \cdot A_{12} - 1178040 \cdot A_{22} + 476289 \cdot A_{32} &= 0 \\
 -1178040 \cdot A_{12} + 1679550 \cdot A_{22} - 6908160 \cdot A_{32} &= 0 \\
 476289 \cdot A_{12} - 6908160 \cdot A_{22} + 12842200 \cdot A_{32} &= 0 \\
 \phi_{12} = \frac{A_{12}}{A_{12}} = 1 & \quad \phi_{22} = -0.453 & \quad \phi_{32} = -0.281
 \end{aligned}$$

Forma proprie numărul 3:

$$\begin{aligned}
 -2626110 \cdot A_{13} - 1178040 \cdot A_{23} + 476289 \cdot A_{33} &= 0 \\
 -1178040 \cdot A_{13} - 8638050 \cdot A_{23} - 6908160 \cdot A_{33} &= 0 \\
 476289 \cdot A_{13} - 6908160 \cdot A_{23} - 6340740 \cdot A_{33} &= 0 \\
 \phi_{13} = \frac{A_{13}}{A_{13}} = 1 & \quad \phi_{23} = -1.526 & \quad \phi_{33} = 1.738
 \end{aligned}$$

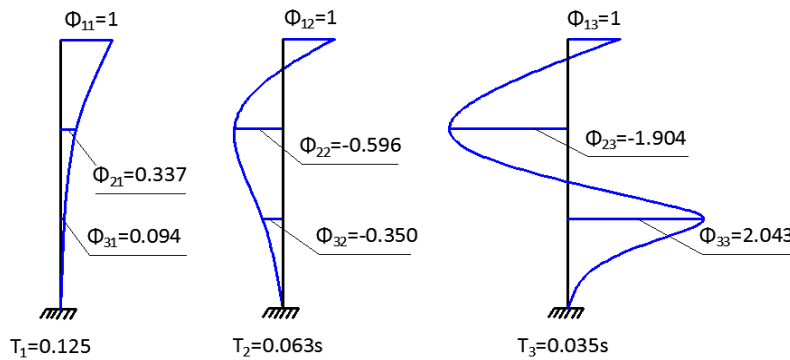


Fig. F.4 Moduri proprii în ipoteza lac gol.

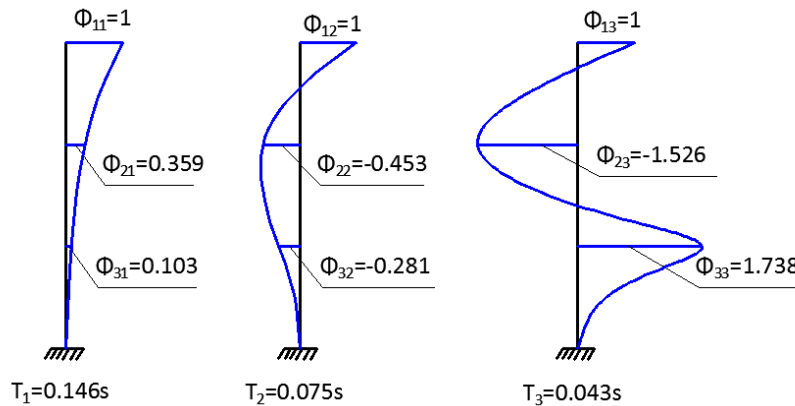


Fig. F.5 Moduri proprii în ipoteza lac plin.

B. Rezolvare prin M.E.F. cu programul SAP 2000 :

Profilul barajului se discretizează în elemente finite PLANE cu moduri incompatibile. Calculele se fac în ipoteza stării de deformație plană.

Click pe FILE și Select a New Model.

Alege unitățile de măsură: kN, m, C

Selectează din modelele Template: Grid only

Stabilește următoarele date în New Coord/Grid System:

Number of Grid Lines: X direction 13

Y direction 1

Z direction 13

Grid Spacing: X direction 3

Y direction 1

Z direction 3.75 OK!

În cadranul de vedere în plan selectează Set X-Z view.

Click pe Define →Materials –Add New Materials.

În Material Property Data scrie :

Material Name: Beton

Type of Design: Concrete

În Analysis Property Data scrie :

Mass per unit Volume: 2.45

Weight per unit Volume: 24

Modulus of Elasticity: 24000000

Poisson's Ratio: 0.16  
 În Type of Material alege Isotropic  
 Programul calculează Shear Modulus 10344828OK! OK!  
 Click pe Define /Area Section.  
 În Select Section Type to Addselectează Plane.  
 Click pe: Add New Section.  
 În Plane Section Data în Section Name scrie Baraj.

În secțiunea Type selectează Plane-Strain și Incompatible Modes.  
 În Material Name selectează Beton.  
 În secțiunea Thickness scrie 1. OK! OK!  
 Click pe Set Select Mode.  
 Click pe Draw/Draw Poly Area. În Properties of Object în Section click pe ASEC1 și alege Baraj.

Desenează în rețeaua formată profilul discretizat al barajului alcătuit din elemente de formă dreptunghiulară sau triunghiulară.  
 Nodurile unui element finit se trasează în sens orar (i, j, k, l). Schema de discretizare conține 79 de elemente PLANE și 94 de noduri.  
 Închide Property of Object.  
 Set Select mode(Pointer).  
 Selectează nodurile de la baza profilului (click pe fiecare nod).  
 Click pe Assign/Joint/Restraints.  
 În Joint Restraints în secțiunea Restraints în Joint Local Direction anulează pe lângă cele 3 translații și cele 3 rotiri prin click în căsuțele corespundente.  
 Selectează toate nodurile profilului cu excepția celor de la bază în care s-au impus restricții totale (3 translații+3 rotiri).  
 Click pe Assign/Joint/Restraints.  
 În Joint Restraints în secțiunea Restraints în Joint Local Direction anulează translația 2 și rotirile 1, 2 și 3. În fiecare dintre nodurile selectate vor fi astfel două grade de libertate de translație pe direcțiile locale 1 și 3 care corespund cu axele globale X și Z. OK!  
 Click pe Define/Mass Source.  
 În Define Mass Source în secțiunea Mass Definition verifică dacă este selectat From Element and Additional Masses. OK!  
 Selectează nodul 1 ( x=0, z=45).  
 Click pe Assign/Joint/Masses.  
 În Joint Masses în secțiunea Coordinate System selectează Global.  
 În secțiunea Masses în Global Directions pe Direction X scrie 31.714  
 În secțiunea Options selectează Add to Existing Masses. OK!  
 Selectează nodul 14 ( x=0, z=30).  
 Repetă operațiunile de la nodul 1 și pe Direction X scrie 248.868 OK!  
 Selectează nodul 40 ( x=0, z=15).  
 Repetă operațiile de la nodul 1 și pe Direction X scrie 420.465 OK!  
 În acest stadiu sunt introduse toate datele necesare pentru calculul modurilor proprii în ipoteza LAC PLIN.  
 Click pe Analyze/Set Analysis Cases to Run/Run Now.  
 Apare pe ecran Save Model File As/Save în: My Document.  
 În File Name scrie de exemplu Problema 2.10 Lac Plin → Save.  
 Verifică rezultatele afișate.

Se constată că discretizarea profilului are 94 de noduri și 79 de elemente SOLID-2D. Sistemul discretizat are în total 162 de grade de libertate de translație pe direcțiile X și Z.

Inițial se face analiza statică la încărcarea din greutate proprie și apoi se face analiza vibrațiilor libere. Se determină primele 12 moduri proprii (perioade proprii + forme proprii corespondente).

OK!

Click pe Display și selectează rezultatele dorite pentru vizualizare, salvare, stocare, printare.

În cazul analizei în ipoteza LAC GOL anulează masele adiționale din nodurile 1, 14 și 40 prin selectarea succesivă a fiecărui nod și anularea masei corespondente.

*Tabelul F.1. Perioade proprii (s).*

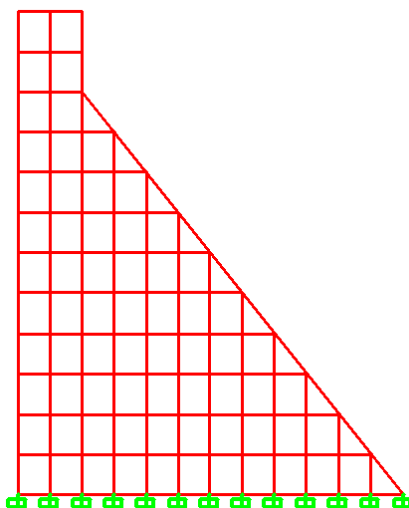
Numărul perioadei proprii Ipoteză	1	2	3	4	5	6
Lac gol	0.1201	0.0535	0.0426	0.0304	0.0207	0.0192
Lac plin	0.1446	0.0684	0.0452	0.0419	0.0259	0.0215

În figura F.2 se prezintă schema de discretizare a profilului. În figurile F.3 și F.4 se prezintă configurațiile geometrice ale primelor 4 forme proprii în ipotezele lac gol și lac plin.

În acest calcul sistemul a avut în total 162 de grade de libertate dinamică (81 de translații pe direcția X și respectiv 81 de translații pe direcția Z).

Se poate observa că vibrațiile libere (perioade proprii, forme proprii) calculate în cazul A (sistem cu 3 grade de libertate) se regăsesc între modurile proprii calculate în ipoteza sistemului discretizat în elemente finite (cazul B). Formele proprii 1 și 2 au configurații geometrice identice în cazurile A și B. În ipoteza lac gol modul propriu 3 din cazul A se regăsește în modul propriu 4 din cazul B. În cazul B modul propriu 3 se dezvoltă preponderent pe direcția Z (verticală), care era blocată în cazul A (sistemul avea numai 3 grade de libertate de translație pe orizontală).

În ipoteza lac plin modul propriu 3 din cazul A se regăsește în modul propriu 3 din cazul B. Masele adiționale introduse pe direcția orizontală (X) au făcut ca modul propriu 3 să se dezvolte preponderent pe direcția X și modul propriu 4 să se dezvolte preponderent pe direcția Z.



*Fig. F.6. Schema de discretizare a profilului.*

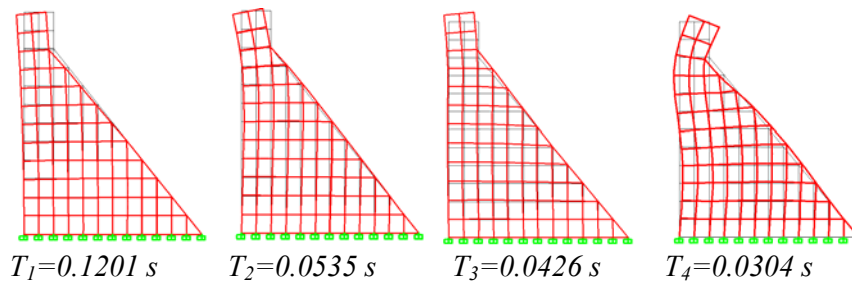


Fig. F.7. Configurațiile geometrice ale primelor 4 forme proprii în ipoteza lac gol.

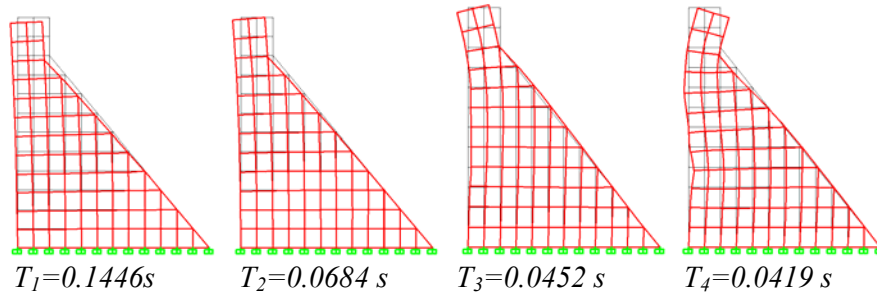


Fig. F.8 Configurațiile geometrice ale primelor 4 forme proprii în ipotezele lac plin și lac gol

### B. Metoda pseudostatică

Se aplică numai pentru evaluări preliminare la baraje de clasă II și categorie de importanță B (studii de prefazăibilitate, fezabilitate)

$a_{OBE} = 0.40 \times 0.24g = 0.096g$  se consideră  $a_{OBE} = 0.1g$        $a_{OBE} = 0.1 \times 9.81 = 1 \text{ m/s}^2$   
 $a_{OBE}$  – accelerația maximă a cutremurului de calcul se consideră constantă pe înălțimea barajului

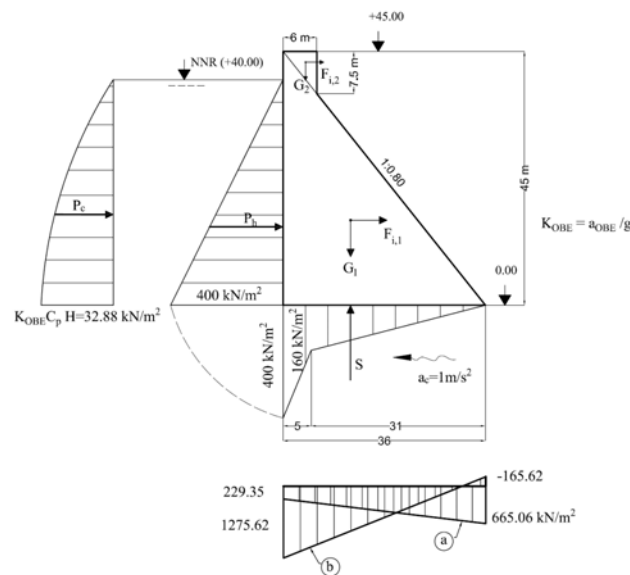


Fig. F.9 Incărcări în profilul barajului de greutate și eforturi  $\sigma_v$  în ipotezele lac plin (a) și lac gol (b) calculate prin metoda pseudostatică.

Denumire încărcare	Mărimea forței kN		Braț m	Momente încovoietoare	
	Verticală	Orizontală		+	-
G <sub>1</sub>	19.440		6.00		116640
G <sub>2</sub>	540		14.00		7560
P <sub>h</sub>		8000	13.33	106640	
S	-3880		4.93	19128.4	
F <sub>i,1</sub>		1944	15.00	29160	
F <sub>i,2</sub>		54	42.50	2295	
P <sub>c</sub>		876.84	16.00	14029.4	
	16.100	10874.84		171252.8	124200

$$\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$C_p = \frac{8.17}{\sqrt{1 - \frac{7.75}{10^6} \left(\frac{H}{T}\right)^2}} = \frac{8.17}{\sqrt{1 - \frac{7.75}{10^6} \times 40^2}} \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Calcul de stabilitate și rezistență la solicitările statice (fără considerarea acțiunii seismice)  
- Lac plin

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{8000}{19440 + 540 - 3880} = 0.497$$

$$c_{\text{sig}} = \frac{0.70}{0.497} = 1.408$$

$$\sigma_{v,am}^{lac \text{ plin}} = \frac{16100}{36} - \frac{1568.4}{216} = 439.961 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v,av}^{lac \text{ plin}} = \frac{16100}{36} + \frac{1568.4}{216} = 454.483 \text{ kN/m}^2$$

- Lac gol

Nu există încărcări pe direcție orizontală și subpresiune

$$\sigma_{v,am}^{lac \text{ gol}} = \frac{19980}{36} + \frac{124200}{216} = 1130 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v,aval}^{lac \text{ gol}} = \frac{19980}{36} - \frac{124200}{216} = -20 \text{ kN/m}^2$$

Calcul în ipoteza lac plin:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sum H_{ef}}{\sum V_{ef}} = \frac{8000 + 1944 + 54 + 876.84}{19440 + 540 - 3880} = \frac{10874.84}{16100} = 0.675$$

$$c_{\text{sig}} = \frac{f}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{0.70}{0.675} = 1.037$$

$\operatorname{tg} \varphi$  - coeficient de alunecare al construcției

$c_{\text{sig}}$  - coeficient de siguranță la alunecare

$$A_f = 1 \times 36 = 36 \text{ m}^2$$

$$W_f = \frac{1 \cdot 36^2}{6} = 216 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{v,am}^{lac \text{ plin}} = \frac{\sum V}{A_f} - \frac{\sum M}{W_f} = \frac{16100}{36} - \frac{47052.8}{216} = 229.38 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{v,av}^{lac \text{ plin}} = \frac{\sum V}{A_f} + \frac{\sum M}{W_f} = \frac{16100}{36} + \frac{47052.8}{216} = 665.06 \frac{kN}{m^2}$$

Calculare în ipoteza lac gol

Situația mai periculoasă este în momentul când sensul accelerației seismice este de la amonte spre aval.

$$tg \varphi = \frac{1944 + 54}{19440 + 540} = 0.10 \lll 0.70$$

$$\sigma_{v,am}^{lac \text{ gol}} = \frac{19980}{36} - \frac{(-116640 - 7560 - 29160 - 2295)}{216} = 1275.62 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{v,av}^{lac \text{ gol}} = \frac{19980}{36} + \frac{(-116640 - 7560 - 29160 - 2295)}{216} = -165.62 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Concluzie: Parametrii de răspuns la acțiunea seismică ( $c_{sig}$ ,  $\sigma_{v,am}$ ,  $\sigma_{v,av}$ ) se înscriu în limitele admise prin datele din aplicație în calculul seismic conform metodei pseudostatic.

### C. Analiză spectrală

$$a_{OBE} = 0.40 \times 0.24g = 0.096g \text{ se consideră } a_{OBE} = 0.1g \quad a_{OBE} = 0.1 \times 9.81 = 1.0m/s^2$$

Perioade proprii lac plin:

$$T_1 = 0.146 \text{ s} \quad T_2 = 0.075 \text{ s} \quad T_3 = 0.043 \text{ s}$$

Perioade proprii lac gol:

$$T_1 = 0.125 \text{ s} \quad T_2 = 0.063 \text{ s} \quad T_3 = 0.035 \text{ s}$$

Amplificări spectrale funcție de perioada oscilatorului

Lac plin	$T_1$	$S_{a.1 \text{ lp}} = 2.750 \times 1. = 2.750$	$m/s^2$
	$T_2$	$S_{a.2 \text{ lp}} = 2.312 \times 1. = 2.312$	$m/s^2$
	$T_3$	$S_{a.3 \text{ lp}} = 1.752 \times 1. = 1.752$	$m/s^2$

Lac gol	$T_1$	$S_{a.1 \text{ lg}} = 2.750 \mp \times 1. = 2.750$	$m/s^2$
	$T_2$	$S_{a.2 \text{ lg}} = 2.102 \times 1. = 2.102$	$m/s^2$
	$T_3$	$S_{a.3 \text{ lg}} = 1.612 \times 1. = 1.612$	$m/s^2$

Calculul matricei coeficienților de formă [E]

$$\{e_i\}_K = \{\phi_i\}_K \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{r\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$$

unde indicele  $i$  se referă la gradul de libertate al structurii și indicele  $k$  la forma proprie.

### C1. Ipoteza lac plin

Calculul coeficienților matricei [E] în ipoteza lac plin :

$$\{e_i\}_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0.359 \\ 0.103 \end{Bmatrix} \frac{\begin{Bmatrix} 1 & 0.359 & 0.103 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} 151.123 & & \\ & 700.302 & \\ & & 1302.034 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} 1 & 0.359 & 0.103 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} 151.123 & & \\ & 700.302 & \\ & & 1302.034 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0.359 \\ 0.103 \end{Bmatrix}}$$

$$\{e_i\}_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -0.453 \\ -0.281 \end{Bmatrix} \frac{\begin{Bmatrix} 1 & -0.453 & -0.281 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} 151.123 & & \\ & 700.302 & \\ & & 1302.034 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} 1 & -0.453 & -0.281 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} 151.123 & & \\ & 700.302 & \\ & & 1302.034 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ -0.453 \\ -0.281 \end{Bmatrix}}$$

$$\{e_i\}_3 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -1.526 \\ +1.738 \end{Bmatrix} \frac{\begin{Bmatrix} 1 & -1.526 & +1.738 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} 151.123 & & \\ & 700.302 & \\ & & 1302.034 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} 1 & -1.526 & 1.738 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} 151.123 & & \\ & 700.302 & \\ & & 1302.034 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ -1.526 \\ 1.738 \end{Bmatrix}}$$

$$[E] = \begin{bmatrix} 2.103 & -1.338 & 0.235 \\ 0.755 & 0.606 & -0.359 \\ 0.217 & 0.376 & 0.409 \end{bmatrix}$$

Condiție de verificare pentru [E] :  $\sum_{k=1}^n e_{i,k} = 1$

$$\sum_{k=1}^3 e_{1,k} = 2.103 - 1.338 + 0.235 = 1$$

$$\sum_{k=1}^3 e_{2,k} = 1.002 \quad \sum_{k=1}^3 e_{3,k} = 1.002$$

Calculul forțelor de inerție maxime  $\{F_i\}_{k,\max}$  în diverse moduri proprii pe direcțiile gradelor de libertate în ipoteza lac plin:

$$\left\{ F_i \right\}_k \Big|_{\max} = [M] \left\{ e_i \right\}_k S_{aik}(v_k, \omega_k)$$

i=1,2...n                      i=1,2...n      i=1,2...n



$$\left\{ F_i \right\}_1 \Big|_{\max} = \begin{bmatrix} 151.123 & & & \\ & 700.302 & & \\ & & 1302.034 & \\ & & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 2.103 \\ 0.755 \\ 0.217 \end{Bmatrix} \times 2.750 = \begin{Bmatrix} 873.982 \\ 1454.002 \\ 776.988 \end{Bmatrix} \text{ kN}$$

$$\left\{ F_i \right\}_2 \Big|_{\max} = \begin{bmatrix} 151.123 & & & \\ & 700.302 & & \\ & & 1302.034 & \\ & & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -1.338 \\ 0.606 \\ 0.376 \end{Bmatrix} \times 2.312 = \begin{Bmatrix} -467.493 \\ 981.174 \\ 1131.874 \end{Bmatrix} \text{ kN}$$

$$\left\{ F_i \right\}_3 \Big|_{\max} = \begin{bmatrix} 151.123 & & & \\ & 700.302 & & \\ & & 1302.034 & \\ & & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.235 \\ -0.359 \\ 0.409 \end{Bmatrix} \times 1.752 = \begin{Bmatrix} 62.221 \\ -440.468 \\ 932.996 \end{Bmatrix} \text{ kN}$$

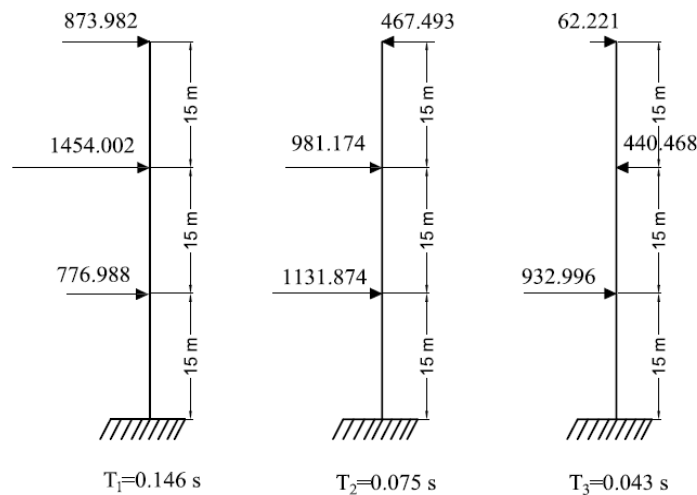


Fig F.10 .Reprezentarea grafică a forțelor de inerție în kN în diverse moduri proprii în ipoteza lac plin.

Calculul eforturilor verticale spectrale în diverse moduri proprii la baza profilului:

$$\left( \sigma_{v,av}^{am} \right)_{k,\max} = \mp \frac{\sum_{i=1 \dots n} F_{ik} d_i}{W}$$

$$\left( \sigma_{v,av}^{am} \right)_{1,\max} = \mp \frac{873.982 \times 45 + 1454.002 \times 30 + 776.988 \times 15}{\frac{1.36^2}{6}} = \mp 437.982 \text{ kN/m}^2$$

$$\left( \sigma_{v,av}^{am} \right)_{2,\max} = \mp 117.482 \text{ kN/m}^2 \quad \left( \sigma_{v,av}^{am} \right)_{3,\max} = \mp 16.578 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Calculul forțelor tăietoare spectrale în diverse moduri proprii la baza profilului

$$(FT)_k = \sum_{i=1}^n (F_{t i})_k$$

$$(FT)_{1,max} = (873.982 + 1454.012 + 776.988) = 3104.972 \text{ kN}$$

$$(FT)_{2,max} = + 1645.555 \text{ kN} \quad (FT)_{3,max} = 554.749 \text{ kN}$$

Calculul eforturilor verticale spectrale și al forțelor tăietoare spectrale la baza profilului conform relației Rosenblueth (RSS):

$$(\sigma_{v,av}^{am})_{max} = \left\{ \sum_{k=1}^n \sigma_{v,i,K_{av}}^{am 2} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$(\sigma_{v,max,av}^{am})_{RSS} = \sqrt[2]{437.892^2 + 117.482^2 + 16.578^2} = 453.768 \frac{kN}{m^2}$$

$$(FT_{baza,max})_{RSS} = \sqrt[2]{3104.972^2 + 1645.555^2 + 554.749^2} = 3557.590 \frac{kN}{m^2}$$

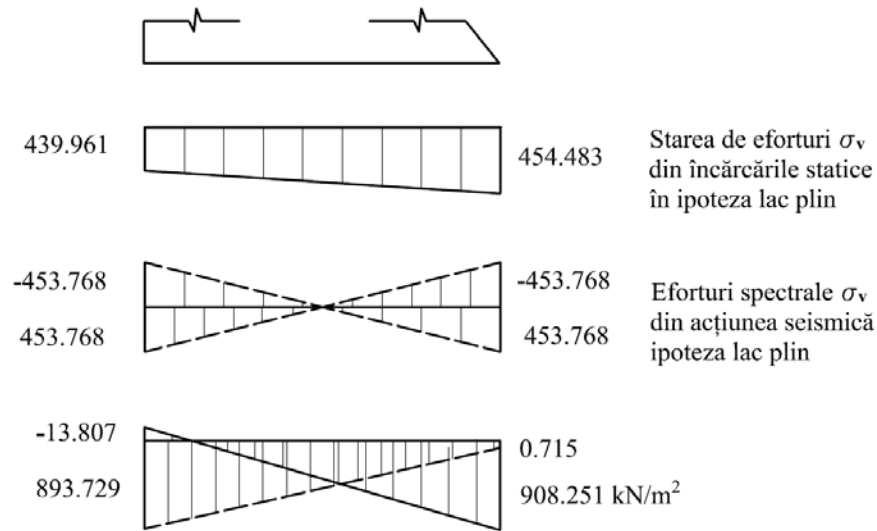


Fig. F11 Combinarea eforturilor  $\sigma_v$  din încărcările statice cu eforturile spectrale din acțiunea seismică.

Verificarea stării de eforturi și a stabilității la alunecare - ipoteza lac plin:

$$tg \varphi = \frac{8000 + 3557.590}{16.100} = 0.717$$

$$c_{sig} = \frac{0.7}{0.717} = 0.976$$

Eforturile maxime de întindere/compresiune din încovoiere cu considerarea acțiunii seismice se înscriu în limitele admise.

Profilul nu îndeplinește condiția de stabilitate la alunecare în ipoteza acțiunii seismice. Se recomandă înclinarea spre amonte a tălpii barajului sau îndulcirea pantelor paramentelor profilului.

Calculul deplasărilor maxime produse de acțiunea seismică în diverse moduri proprii pe direcțiile gradelor de libertate.

$$\left| \{ \delta_i \}_k \right|_{\max} = \{ e_i \}_k S_d (v_k, \omega_k)$$

$$i=1 \dots n \quad i=1 \dots n$$

$$S_d = \frac{S_v}{\omega} = \frac{S_a}{\omega^2}$$

$S_d, S_v, S_a$  - valori spectrale în deplasări relative, viteze relative respectiv accelerații absolute

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{T_1} = \frac{6.28}{0.146} = 43.01 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \dots \omega_2 = 83.73 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad \omega_3 = 146.05 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\left| \{ \delta_i \}_1 \right|_{\max} = \begin{Bmatrix} 0.00345 \\ 0.00125 \\ 0.00036 \end{Bmatrix}_m \quad \left| \{ \delta_i \}_2 \right|_{\max} = \begin{Bmatrix} 0.000497 \\ 0.000225 \\ 0.000140 \end{Bmatrix}_m \quad \left| \{ \delta_i \}_3 \right|_{\max} = \begin{Bmatrix} 0.000022 \\ -0.000034 \\ 0.000039 \end{Bmatrix}_m$$

Calculul deplasării maxime amonte-aval la coronament, ipoteza lac plin

$$\left( \delta_{\max, coron} \right)_{RSS} = \sqrt{0.348^2 + 0.0497^2 + 0.0022^2} = 0.351 \text{ cm}$$

Deplasările produse de cutremur sunt foarte mici ca urmare a rigidității mari a profilului barajului.

## C2. Ipoteza lac gol

Calculul coeficienților matricei [E] în ipoteza lac gol:

$$[E]_{\text{lac gol}} = \begin{bmatrix} 1.985 & -1.181 & 0.196 \\ 0.669 & 0.704 & -0.373 \\ 0.187 & 0.413 & 0.400 \end{bmatrix}$$

Verificarea corectitudinii coeficienților  $e_{i,k}$  din matricea [E]:

$$\sum_{k=1}^3 e_{1,k} = 1 \quad \sum_{k=1}^3 e_{2,k} = 1 \quad \sum_{k=1}^3 e_{3,k} = 1$$

Calculul forțelor de inerție maxime  $\{ F_i \}_{k, \max}$  în diverse moduri proprii pe direcțiile gradelor de libertate în ipoteza lac gol

$$\left| \{ F_i \}_1 \right|_{\max} = \begin{Bmatrix} 651.981 \\ 828.674 \\ 453.568 \end{Bmatrix} kN$$

$$\left| \{ F_i \}_2 \right|_{\max} = \begin{Bmatrix} -296.500 \\ 666.547 \\ 765.687 \end{Bmatrix} kN$$

$$\left\{ \{F_i\}_3 \right\}_{\max} = \begin{Bmatrix} 37.740 \\ -270.830 \\ 568.714 \end{Bmatrix} kN$$

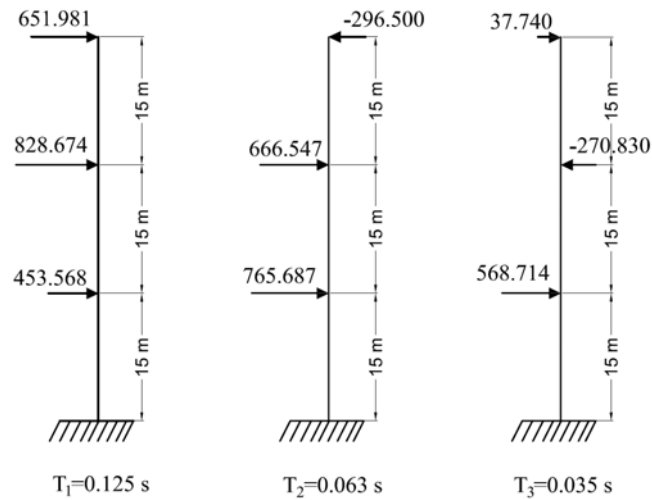


Fig. F12 Reprezentarea grafică a forțelor de inerție în kN în diverse moduri proprii în ipoteza lac gol.

Calculul eforturilor verticale spectrale în diverse moduri proprii la baza profilului în ipoteza lac gol:

$$\left( \sigma_{v,av}^{am} \right)_{1,\max, lac\ gol} = 282.421 \frac{kN}{m^2} \quad \left( \sigma_{v,av}^{am} \right)_{2,\max, lac\ gol} = 83.978 \frac{kN}{m^2}$$

$$\left( \sigma_{v,av}^{am} \right)_{3,\max, lac\ gol} = 9.741 \frac{kN}{m^2}$$

Calculul forțelor tăietoare spectrale în diverse moduri proprii la baza profilului în ipoteza lac gol:

$$(FT)_{1,\max} = 1934.223 \text{ kN} \quad (FT)_{2,\max} = 1135.734 \text{ kN} \quad (FT)_{3,\max} = 335.624 \text{ kN}$$

Calculul eforturilor spectrale și al forțelor tăietoare spectrale la baza profilului conform relației Rosenblueth (RSS):

$$\left( \sigma_{v,\max} \right)_{RSS} = 294.813 \frac{kN}{m^2}$$

$$\left( FT_{\max} \right)_{RSS} = 2267.985 \text{ kN}$$

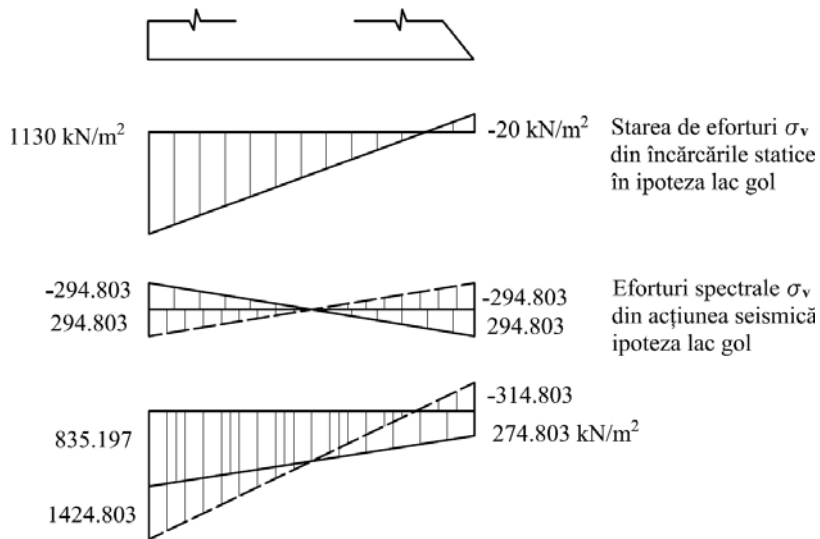


Fig. F13 Combinarea eforturilor  $\sigma_v$  din încărcările statice cu eforturile spectrale din acțiunea seismică.

Verificarea stării de eforturi și a stabilității la alunecare în ipoteza lac gol:

$$(tg \varphi)_{lac\ gol} = \frac{2267.985}{19980} = 0.113$$

$$(c_{sig})_{lac\ gol} = \frac{0.70}{0.113} = 6.19$$

Nu sunt probleme de stabilitate la alunecare în ipoteza lac gol. Eforturile verticale de întindere din încovoiere ( $\sigma_v$ ) depășesc local la piciorul aval eforturile admise, dar având în vedere că ipoteza lac gol apare doar pe perioada construcției barajului ele pot fi acceptate.

Calculul deplasărilor maxime produse de acțiunea seismică în diverse moduri proprii pe direcțiile gradelor de libertate:

$$|\{\delta_i\}_1|_{\max} = \begin{Bmatrix} 0.00241 \\ 0.00081 \\ 0.00023 \end{Bmatrix}_m \quad |\{\delta_i\}_2|_{\max} = \begin{Bmatrix} -0.000283 \\ 0.000170 \\ 0.000099 \end{Bmatrix}_m \quad |\{\delta_i\}_3|_{\max} = \begin{Bmatrix} 0.000011 \\ -0.000022 \\ 0.000023 \end{Bmatrix}_m$$

Calculul deplasării maxime amonte-aval la coronament, ipoteza lac gol:

$$(\delta_{\max, coron})_{RSS} = 0.243 \text{ cm}$$

Deplasările produse de cutremur sunt foarte mici ca urmare a rigidității mari a profilului barajului.

### C3. Analiză spectrală prin metoda elementelor finite cu SAP 2000

Se continuă instrucțiunile din analiza vibrațiilor libere prin MEF (punctul A2 – pag.77).  
Se definește spectrul seismic de răspuns conform P100-2006 (fig. F2).

Click pe Define / Functions / Response spectrum.

In Define Response Spectrum Functions în Choose Function Type to Add – Alege User In Response Spectra scrie P100-2006Mediu.

Click pe Add New Function.

In Response Spectrum Function Definition in Function Name apare P100-2006 Mediu

In Function Damping Ratio scrie 0.

In Define Function scrie următorul tabel:

Period	Acceleration
0	1.
0.1	2.75
1	2.75
1.5	1.833
2	1.375
2.5	1.1
3	0.517
3.5	0.673
4	0.516
5	0.330
7	0.168
10	0.09

OK! OK!

Click pe Define / Load Patern

In Define Load Patern click pe Add New Load Patern

In coloana Load Patern Name scrie WaterForce

In coloana Type selectează OTHER

In Self Weight Multiplier scrie 0.

OK!

Click pe Define / Load Cases

Click pe DEAD si Modify / Show Load Case

In Load Case Data - Load Case Name DEAD

In Loads Applied coloana Load Type scrie Load Pattern; in coloana Load Name scrie DEAD; in coloana Scale Factor scrie 1.

OK!

Click pe MODAL și Modify/Show Load Case

In Load Case Data / Load Case Name MODAL

Verifică în Stiffness to Use – Zero Initial Conditions

in Type of Model – Eigen Vectors

in Number of Modes – Maximum Number of Modes 12

Minimum Number of Modes 1

Allow Automatic Frequency Shifting

OK!

Click pe Add New Load Case

In coloana Load Case Name scrie WaterForce1; in Load Case Type scrie Linear Static

Click pe Add New Load Case

In coloana Load Case Name scrie Spectral Analysis; in Load Case Type scrie ResponseSpectrum.

Click pe WaterForce1 – Modify / Show Load Case

In Load Case Data – Load Case Name WaterForce1  
 In Load Applied coloana Load Type scrie Load Patern; in coloana Load Name scrie WaterForce; in coloana Scale Factor scrie 1. OK!

Click pe Spectral Analysis – Modify /Show Load Case  
 In Model Combination alege CQC; GMC  $f_1$  1.; GMC  $f_2$  0.;  
 Periodic+Rigid Type SRSS

In Directional Combination alege SRSS  
 In Model Load Case alege MODAL  
 In Loads Applied coloana Load Type alege Accel; in Load Name alege U1; in Function selectează P100–2006Mediu; in coloana Scale Factor scrie 1. OK! OK!

Click pe Define / Load Combinations  
 In Define Load Combinations in Load Combinations scrie CutremurDWH.  
 Click pe Modify/Show Combo  
 In Load Combination Data/CutremurDWH, in Load Combination Type selectează Linear  
 Add.

In Define Combination of Load Case Results selectează datele din următorul tabel:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Spectral Analysis	Response Spectrum	1.
DEAD	Linear Static	1.
WaterForce1	Linear Static	1.

O.K!

In Define Load Combinations, in Load Combinations scrie Full Reservoir.  
 Click pe Modify / Show Combo  
 In Load Combination Data/ Full Reservoir in Load Combination Type selectează: Linear  
 Add.

In Define Combination of Load Case Results selectează datele din următorul tabel:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
WaterForce1	Linear Static	1.

O.K! O.K!

Pentru analiza spectrală în ipoteza lac plin se introduce presiunea hidrostatică cu nivelul în lac la ↓ 40.00 m prin forțe hidrostatice în nodurile de la paramentul amonte.

Click pe Select / Select Pointer Window  
 Click pe nodul 7 ( X = 0., Z = 37.50 )

Click pe Assign / Joint Loads / Forces  
 In Joint Forces / Load Patern Name selectează WaterForce  
 In Coordinate System selectează GLOBAL  
 In Loads in Force Global X scrie 101.56  
 In Options selectează Replace Existing Loads.

Se repetă operațiile din nodul 7, în celelalte noduri de pe paramentul amonte al profilului discretizat, solicitate de forțe hidrostactice conform tabelului următor:

Numărul nodului în discretizare	Coordonata X m	Coordonata Z m	Forța pe direcția X kN
10	0.	33.75	234.375
14	0.	30	375.
19	0.	26.25	515.625
25	0.	22.50	656.25
32	0.	18.75	796.875
40	0.	15.	937.5
49	0.	11.25	1078.125
59	0.	7.50	1218.75
70	0.	3.75	1359.375

Verificare: Forța hidrostatică totală  $1/2 \times 10 \times 40^2 = 8000$  kN  
 Forța pe direcția X în nodul 82 (blocat) de coordonate (X=0, Z=0) rezultă de 733.43 kN

$$\sum_{i=1}^{11} F_{i,X} = 101.56 + 234.375 + \dots + 733.43 = 8006.86 \text{ kN}$$

Click pe Analyze / Set Load Cases to Run  
 In coloana 1 Case Name apar cele patru Load Cases :  
 MODAL, DEAD, Spectral Analysis si WaterForce1.  
 In Analysis Monitor Options selectează Always Show  
 Click pe Run Now

Click pe Display și alege succesiv afișarea pe monitor a rezultatelor analizelor. Rezultatele calculelor la combinațiile de cazuri de încărcare (FullReservoir, CutremurDWH) apar direct în Display.

Modelul de analiză aplicat corespunde unui baraj de greutate cu fundație de rigiditate infinită. Această simplificare influențează într-o anumită măsură rezultatele analizei.

În figura F14 se prezintă liniile de egal efort  $\sigma_v$  (sau  $\sigma_z$ ) și  $\tau_{xz}$  din greutate proprie + presiune hidrostatică cu lacul la NNR ( $\downarrow 40$  m). Se poate constata că în tot corpul barajului (cu excepția unei zone locale de la coronament) eforturile  $\sigma_v$  sunt compresiuni iar eforturile  $\tau_{xz}$  au sensul de la aval spre amonte. Efortul maxim de compresiune atinge valoarea de 662 kPa pe contactul baraj-fundație într-o zonă din vecinătatea piciorului amonte al barajului.



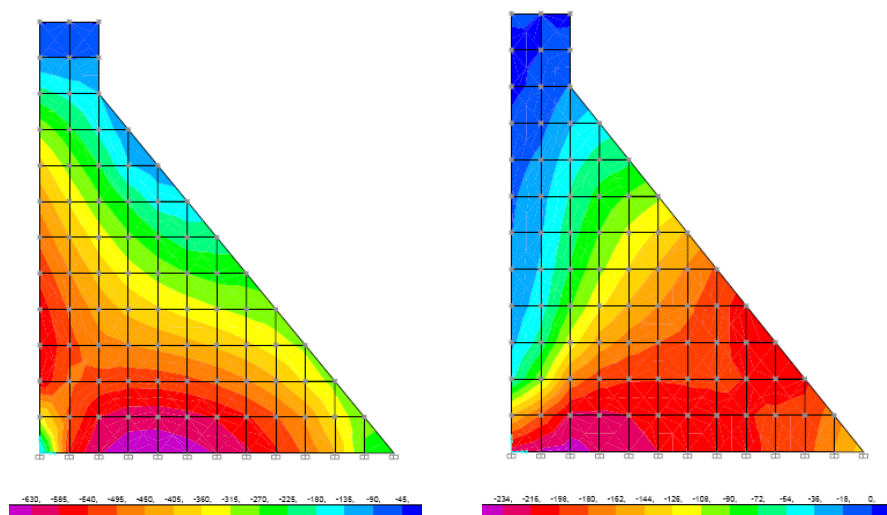


Fig. F14. Linii de egal efort  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  din greutate proprie și presiune hidrostatică cu lacul la NNR  
(↓ 40 m).

Stabilitatea la alunecare pe contactul baraj-fundație se verifică prin integrarea pe contact a eforturilor  $\sigma_z$  (eforturi verticale) și  $\tau_{xz}$  (vezi fig. F17) conform relației:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sum H_{ef}}{\sum V_{ef} - S} = \frac{\int \tau_{xz} dA}{\int \sigma_z dA - S}$$

unde  $\operatorname{tg} \alpha$  este coeficientul de alunecare al construcției iar  $S$  – forța din rezultanta subpresiunilor pe contact.

Coeficientul de siguranță la alunecare ( $k$ ) este determinat cu relația:

$$k = \frac{f}{\operatorname{tg} \alpha}$$

unde  $f$  este coeficientul de frecare la alunecare pe contact.

În ipoteza lac plin rezultă:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{7460}{18802 - 3880} = 0.50$$

$$K_{lac\ plin} = \frac{0.70}{0.50} = 1.40$$

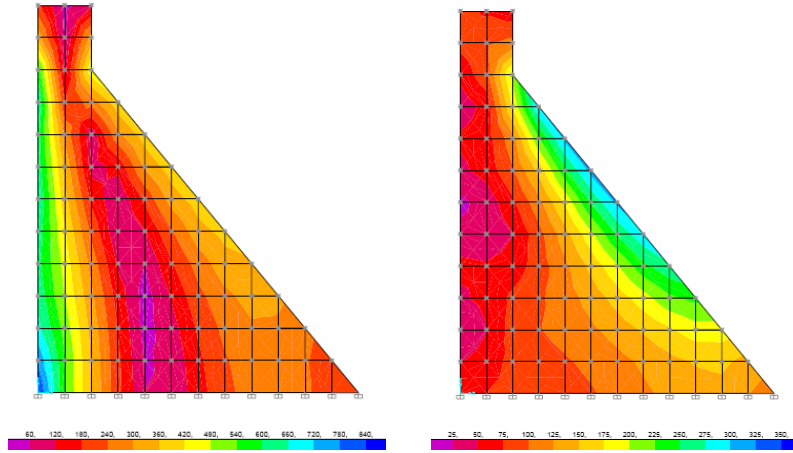


Fig. F15. Linii de egal efort  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  din analiza spectrală pentru un cutremur orizontal de 0.1 g considerat conform spectrului P100-2006Mediu.

În figura F15 se prezintă liniile de egal efort  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  calculate prin analiză spectrală pentru un cutremur orizontal de 0.1 g conform spectrului P100-2006Mediu.

În analiză, în nodurile profilului discretizat s-au considerat gradele de libertate de translație pe ambele direcții în plan (orizontal și vertical) în total 162 grade de libertate și 12 moduri proprii.

Gradele de libertate pe verticală au avut o influență semnificativă în răspuns astfel că eforturile  $\sigma_z$  sunt de întindere în întreg corpul barajului ajungând de 840 kPa la piciorul amonte.

În tabelul următor se prezintă factorii de participare ai modurilor proprii în răspuns. Se observă că modurile 3 și 4 au factori de participare importanți pe direcție verticală (z).

#### Factori de participare modală

Numărul modului propriu	Perioada secunde	$U_x$	$U_z$
1	0.1445	38.82	5.08
2	0.0684	-26.64	-19.8
3	0.0452	17.21	-17.43
4	0.0418	-0.47	-30.16
5	0.0259	9.15	7.93
6	0.0215	-7.32	6.44
7	0.0206	-11.04	-7.32
8	0.0190	3.71	-13.42
9	0.0148	5.16	2.01
10	0.0144	-3.12	-5.16
11	0.0137	5.34	-4.29
12	0.0122	2.95	-2.73

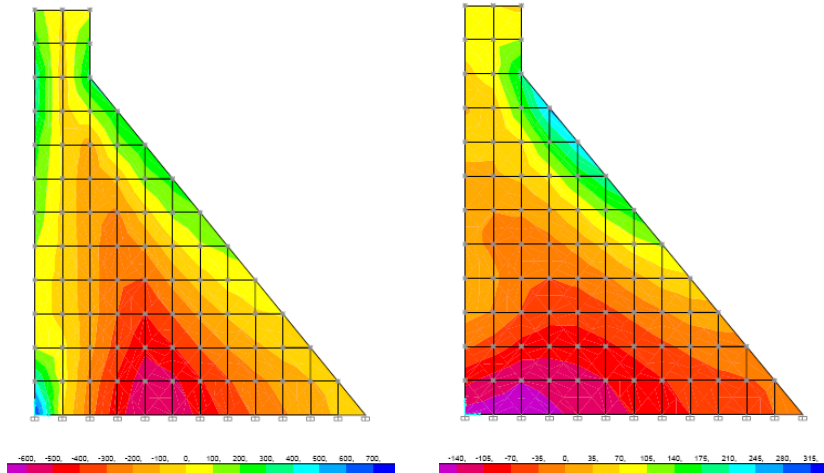


Fig. F16. Linii de egal efort  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  din greutate proprie+presiune hidrostatică cu lacul la NNR + cutremur orizontal de 0.1g conform spectrului P100-2006Mediu

În figura F16 se prezintă liniile de egal efort  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  din greutate proprie + presiune hidrostatică la NNR + cutremur orizontal de 0.1g aplicat conform spectrului P100-2006Mediu. Se constată că eforturile  $\sigma_z$  în corpul profilului sunt în general de compresiune (efort maxim 601 kPa) cu excepția unei zone pe paramentul aval în jumătatea superioară unde apar întinderi (efort maxim 249 kPa).

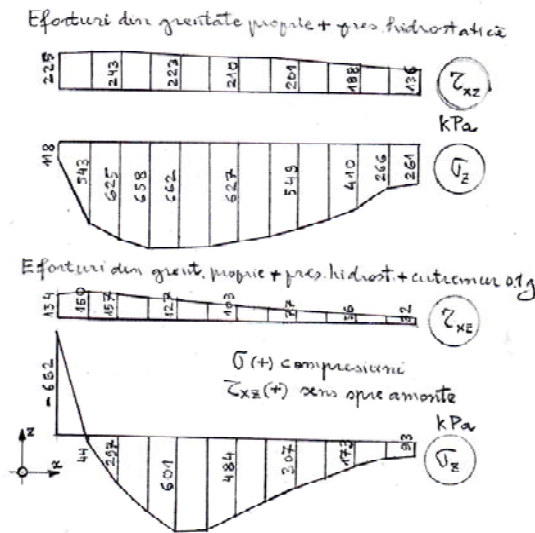


Fig. F17. Diagrame de eforturi  $\tau_{xz}$  și  $\sigma_z$  din încărcările cu greutate proprie + presiune hidrostatică la NNR și respectiv din greutate proprie + presiune hidrostatică la NNR + cutremur orizontal de 0.1g conform spectrului P100-2006Mediu.

Diagramele de eforturi  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  pe suprafața de contact baraj – fundație din încărcările cu greutate proprie+presiune hidrostatică la NNR și respectiv din greutate proprie + presiune hidrostatică la NNR + cutremur orizontal de 0.1g aplicat conform spectrului de răspuns P100-2006 Mediu se prezintă în figura *F17*.

În scopul determinării coeficientului de stabilitate la alunecare pe suprafața de contact baraj-fundație în ipoteza acțiunii seismice se integrează diagramele corespondente  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  pe suprafața de contact, conform relațiilor prezentate mai înainte. Rezultă:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3678}{8856 - 3880} = \frac{3678}{4976} = 0.737$$

$$C_{\text{sig.0.1g}} = \frac{0.70}{0.737} = 0.95$$

Coeficientul de siguranță la alunecare considerând cutremurul OBE (0.1 g) este subunitar și profilul trebuie corectat pentru îndeplinirea condiției de stabilitate la alunecare (coeficientul de siguranță la alunecare trebuie să se încadreze în intervalul 1.00...1.10). Aceiași concluzie a rezultat și din analiza pseudostatică.

## Anexa G

### ANALIZA SEISMICĂ A UNUI BARAJ DE PĂMÂNT

Se cere să se efectueze analiza seismică la solicitarea OBE (Operating Basis Earthquake) a profilului transversal al barajului de pământ din figura G1 în conformitate cu prevederile normativului NP 076/2002.

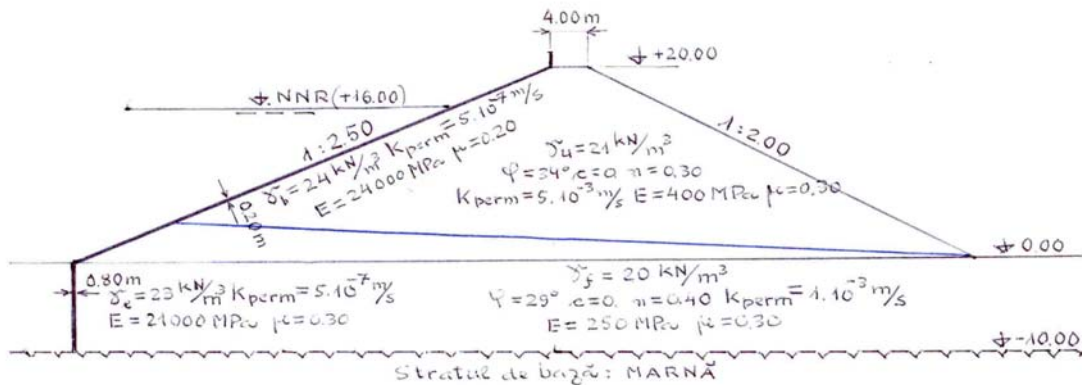


Fig. G1. Profilul barajului de pământ cu elemente geometrice și zonare materiale

Suplimentar față de datele din figură se vor considera următoarele:

Barajul se încadrează în clasa de importanță II (STAS 4273-83) și categoria de importanță B (NTLH-021).

În conformitate cu normativul P100-2006 barajul este amplasat în zona seismică cu valoarea de vârf a accelerației terenului în amplasament  $a_g = 0.24g$  și perioade de colț  $T_B = 0.1$  secunde  $T_C = 1.0$  secunde. Studiul de seismicitate al amplasamentului a confirmat valorile din P100-2006.

Spectrul seismic de răspuns s-a prezentat în figura F.2. (Anexa F)

În cazul aplicării metodei pseudostatică  $a_{OBE} = 0.40g$  dar nu mai mic de  $0.1g$ .

În cazul aplicării metodei de analiză spectrală  $a_{OBE} = 0.40g$  dar nu mai mic de  $0.1g$ .

Analiza seismică se va efectua în ipoteza lac plin cu nivelul în lac la NNR. Curba de infiltrație prin corpul barajului este prezentată în figura G 1.

Componenta verticală a accelerației cutremurului nu se consideră

#### A. Metoda pseudostatică

Se aplică numai pentru evaluări preliminare la baraje de clasa II și categoria de importanță B (studii de fezabilitate, fezabilitate).

$$a_{OBE} = 0.40 \times 0.24g = 0.096 \cong 1 \text{ m/s}^2 \quad (\text{G-1})$$

$a_{OBE}$  – accelerația maximă a cutremurului de calcul se consideră constantă pe înălțimea barajului. În analiza seismică a stabilității taluzului aval sensul cutremurului orizontal spre amonte

care produce forțe de inerție de răspuns cu sens spre aval este cel periculos care trebuie considerat în analiză.

Se trasează succesiv suprafețe de alunecare la paramentele aval și amonte și se stabilesc fâșiile de calcul ( $i=1\dots n$ ). Se calculează coeficientul de siguranță la alunecare (FS) pentru fiecare suprafață de alunecare cu relația:

$$FS = \frac{\sum_1^n i (G_i \cos \alpha_i - U_i - F_i \sin \alpha_i) \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum_1^n i (G_i \sin \alpha_i + F_i \cos \alpha_i + c_i l_i)} \quad (G-2)$$

unde  $G_i$  este greutatea fâșiei; în zona situată sub curba de infiltrație se consideră  $\gamma_{sat} = \gamma_u + n \gamma_w$  ( $\gamma_{sat}$  – greutatea volumetrică în stare saturată,  $\gamma_u$  – greutatea volumetrică în stare uscată,  $n$  – porozitatea,  $\gamma_w$  – greutatea volumetrică a apei);

$\alpha_i$  – unghiul între normala din mijlocul fâșiei  $i$  a suprafeței de alunecare și verticala;

$U_i$  – rezultanta presiunii din apa de infiltrație pe fâșia  $i$ ;

$F_i$  – forța de inerție produsă de cutremur pe fâșia  $i$ ;

$\varphi_i$  – unghiul de frecare pe fâșia  $i$  a suprafeței de alunecare;

$c_i$  – coeziunea pe fâșia  $i$  a suprafeței de alunecare;

$l_i$  – lungimea suprafeței de alunecare de-a lungul fâșiei  $i$ .

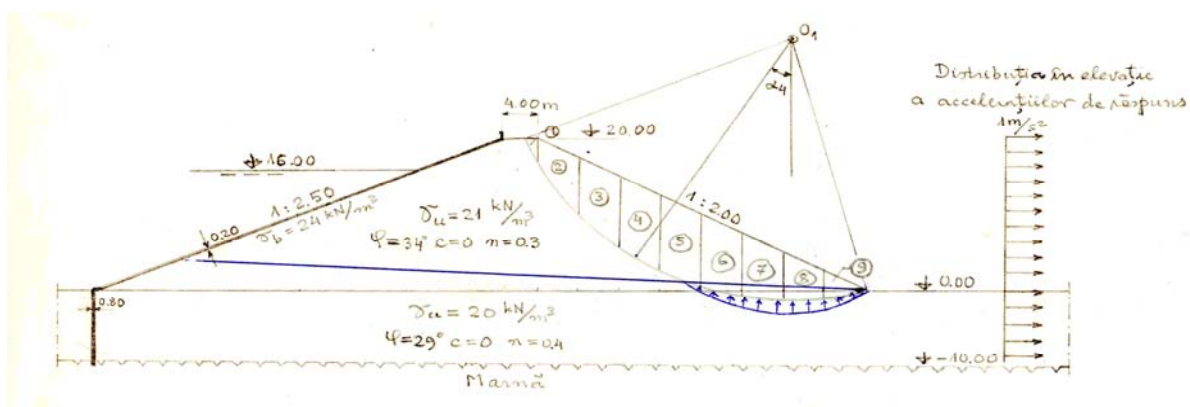


Fig. G2. Schemă de calcul cu metoda Fellenius a coeficientului de siguranță la alunecare pentru o suprafață de alunecare în metoda pseudostatică.

În tabelul următor se prezintă calculele efectuate pentru suprafața de alunecare din figura G2.

Tabelul G-1

Nr. Fâși ei	$\alpha_i$	$\cos \alpha$	$\sin \alpha_i$	$G_i$ kN	$G_i \cos \alpha_i$ kN	$G_i \sin \alpha_i$ kN	$F_i$ kN	$F_i \sin \alpha_i$ kN	$F_i \cos \alpha_i$ kN	$U_i$ kN	$C_i$ kN/m	$l_i$ m	$\operatorname{tg} \varphi_i$
1	63°	0.45399	0.89101	22.05	10.01	19.65	2.20	1.96	1.00	-	0	2	0.67451
2	54°	0.58779	0.80902	577.50	339.45	467.21	57.75	46.72	33.94	-	0	9	0.67451
3	42°30'	0.73728	0.67559	918.75	677.38	620.70	91.87	62.07	67.73	-	0	7	0.67451
4	32°30'	0.84339	0.53730	1023.75	863.42	550.06	102.37	55.00	86.34	-	0	6	0.67451
5	23°	0.92050	0.39073	1063.65	979.09	415.60	106.36	41.56	97.90	-	0	5.75	0.67451
6	14°	0.97030	0.24192	971.25	942.40	234.96	97.12	23.49	94.24	62.50	0	5.50	0.60239
7	6°	0.99452	0.10453	813.75	809.29	85.06	81.37	8.50	80.92	100.00	0	5.25	0.55431
8	-2°	0.99939	-0.03490	551.25	550.91	-19.23	55.12	-1.92	55.09	100.00	0	5	0.55431
9	-10°	0.98481	-0.17365	236.25	232.66	-41.02	23.62	-4.10	23.26	50.00	0	5.60	0.55431

În baza relației (G-2) și a datelor din Tabelul (G-1) FS pentru suprafața de alunecare din figura G2 rezultă:

$$FS = \frac{5.43 + 197.449 + 415.033 + 545.288 + 632.374 + 515.885 + 388.454 + 251.008 + 103.523}{20.65 + 471.15 + 688.43 + 636.40 + 513.50 + 329.20 + 165.98 + 35.86 - 17.76}$$

$$FS = \frac{3054.44}{2843.41} = 1.074 \quad (\text{G-3})$$

În vederea determinării factorului de siguranță minim ( $FS_{\min}$ ) se fac evaluări ale lui FS și pentru alte suprafețe de alunecare după aceeași metodologie.

Se recomandă efectuarea calculelor cu programe pe calculator.

### B. Metoda pseudostatică cu aplicarea programului GeoStudio

Calculul de stabilitate al profilului barajului de pământ se efectuează cu programul GeoStudio, respectiv modulele Slope și Seep pentru un calcul bidimensional.

În modulul Seep se determină poziția curbei de infiltrație pentru structura discretizată în elemente finite de tipul „Structured Quad - Integration order 4” (fig. G3).

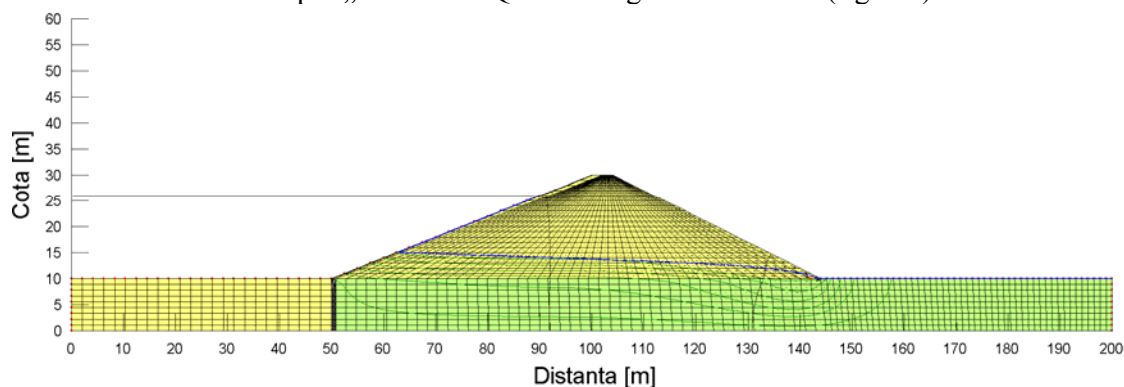


Fig. G3. Schema de discretizare și poziția curbei de infiltrație.

În GeoStudio fiecărei regiuni desenate i-a fost asociat un tip de material. Datele introduse sunt în SI. În fereastra „Region Properties” (fig. G4) s-a efectuat discretizarea regiunilor astfel încât

fiecare regiune să conțină elemente patrulatere convexe cu unghiuri foarte apropiate de unghiul drept și raportul laturilor aproximativ unitar.

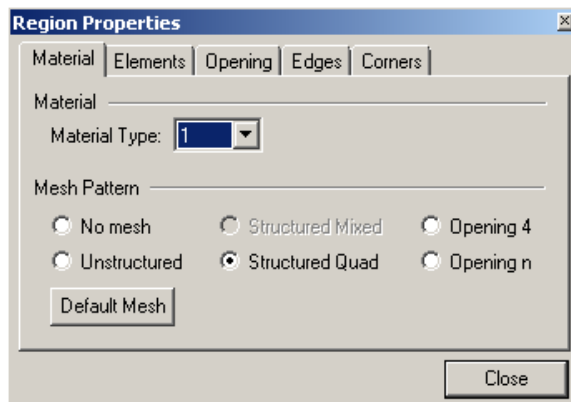


Fig. G4. Fereastră cu stabilirea caracteristicilor materialelor.

În modulul Seep necunoscutele din noduri sunt nivelurile piezometrice. Condițiile de margine pe paramentul amonte al barajului și fundul lacului au corespuns cu cotele piezometrice echivalente lacului plin la NNR iar în aval nivelurile piezometrice s-au considerat la cota terenului.

Conductivitatea hidraulică a materialelor s-a considerat constantă, neglijându-se influența termică (fig. G5)

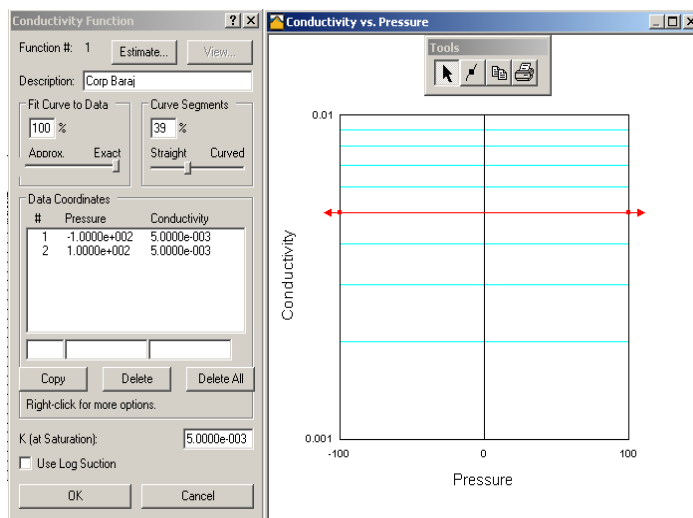


Fig. G5. Fereastră cu caracteristicile conductivității hidraulice.

Astfel s-a determinat poziția curbei de infiltrație și debitul infiltrat (Flux Sections) prin masca de etansare și prin ecranul de etansare.

În modulul Slope, pentru fiecare regiune s-a stabilit modul de comportare a materialului (Mohr-Coulomb) și caracteristicile de material (fig. G6)



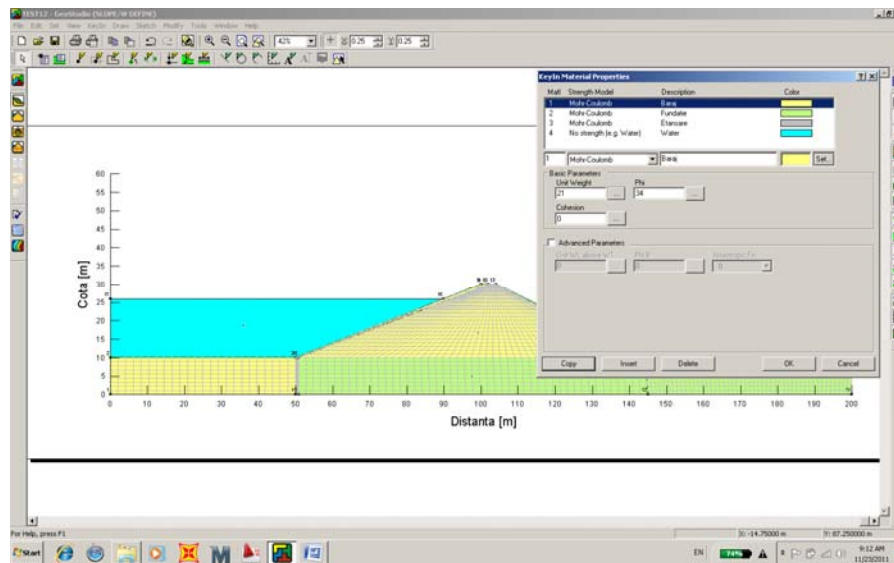


Fig. G6. Modulul Slope cu caracteristicile de materiale pe regiuni.

Calculul s-a efectuat prin metoda pseudostatică cu accelerația seismică de 0.1g. pe direcție orizontală (fig. G7).

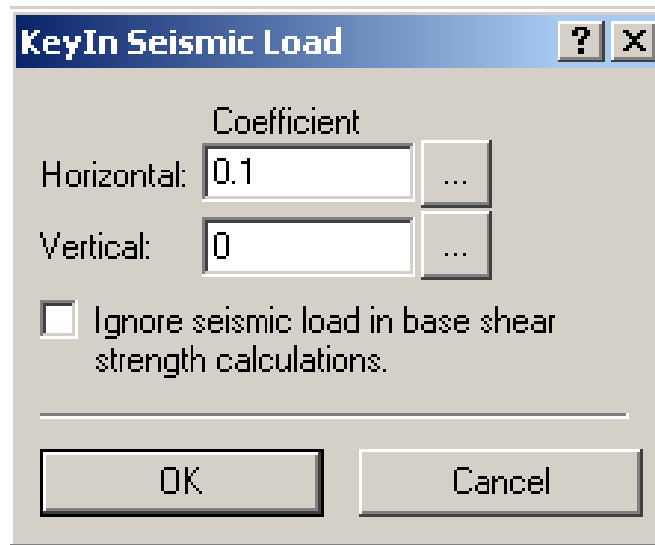


Fig. G7. Fereastră cu caracteristicile acțiunii seismice.

Programul Slope calculează coeficienții minimi de siguranță la alunecare a taluzelor prin diverse metode în ipoteza metodei pseudostactice (fig. G8).

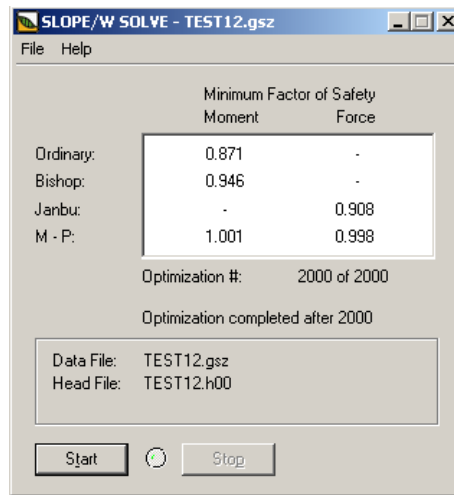


Fig. G8. Coeficienți de stabilitate la alunecare pentru un cutremur orizontal de 0.1g.

În figurile G9 și G10 se prezintă suprafețele de alunecare la parametrele aval și amonte corespunzătoare coeficienților de siguranță minimi la acțiunea unui cutremur orizontal de 0.1g determinate prin metoda Janbu.

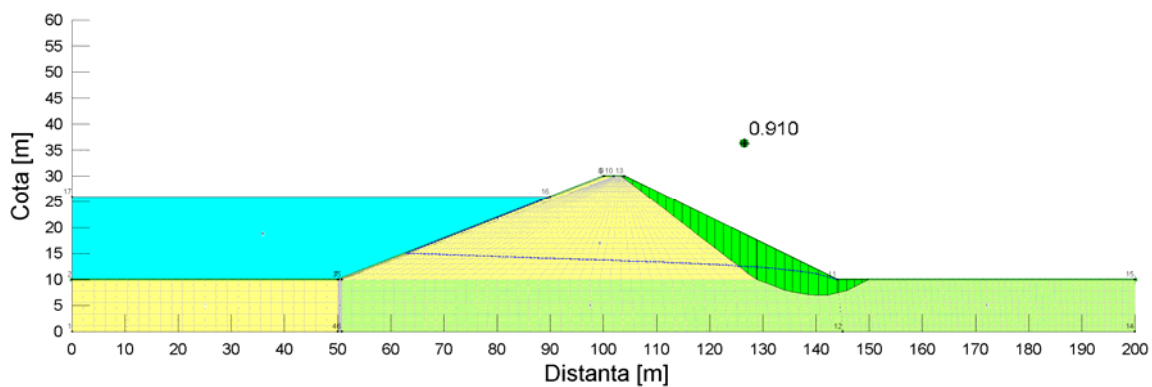


Fig. G9. Suprafața de alunecare la taluzul aval corespunzătoare coeficientului de siguranță minim determinată prin metoda Janbu (cutremur de 0.1g)

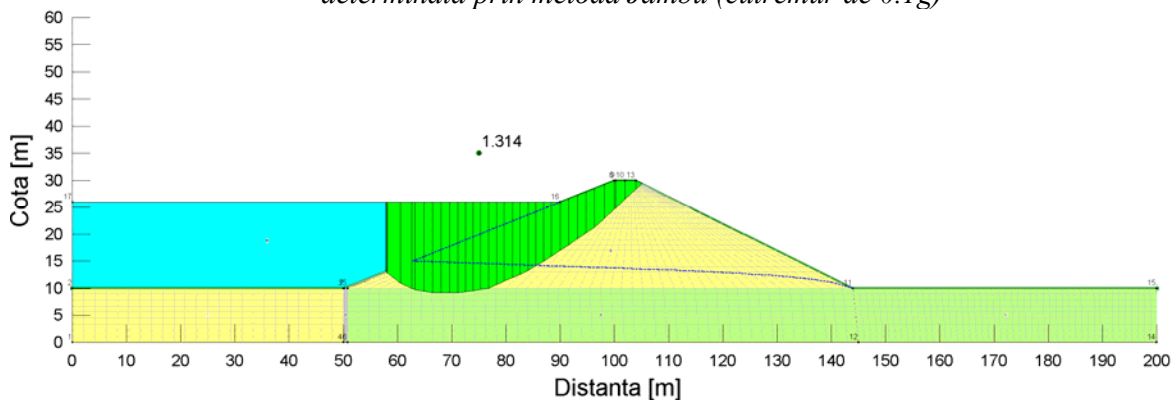


Fig. G10. Suprafața de alunecare la taluzul amonte corespunzătoare coeficientului de siguranță minim determinată prin metoda Janbu (cutremur de 0.1g)

Analiza seismică prin metoda pseudostatică efectuată cu programul GeoStudio a condus la coeficienți de siguranță subunitari ( $k=0.910$ ) la alunecarea taluzului aval, ceea ce impune reprojectarea profilului astfel ca valorile coeficienților să se situeze în domeniul 1.00...1.10.

### C. Analiză spectrală prin metoda elementelor finite cu SAP 2000

Instrucțiunile pentru efectuarea analizei spectrale sunt similare cu cele prezentate în Anexa G și nu se vor mai repeta.

Schema de discretizare a ansamblului baraj de pământ-teren de fundare în planul Y-Z se prezintă în figura G11. Corpul barajului este discretizat în 35 elemente PLANE cu moduri incompatibile incluse și în ipoteza stării de deformație plane. Terenul de fundare până la nivelul rocii de bază este discretizat în 34 elemente PLANE similare cu cele din corpul barajului. Nodurile situate la limitele laterale și inferioare ale discretizării terenului de fundare au fost blocate.

Sistemul are 127 grade de libertate de translație.

Caracteristicile materialelor din ansamblul baraj de pământ-teren de fundare se prezintă în tabelul următor:

Denumire material	$\gamma_m$ kN/m <sup>3</sup>	E kPa	$\mu$	Poziția materialului
Earth1	21	40000	0.3	Corp baraj
Earth2	-	250000	0.3	teren de fundare
Face	24	24000000	0.2	mască beton armat
Cutoff	-	21000000	0.2	ecran de etanșare (perete mulat)



Fig. G11. Schema de discretizare în elemente finite.

Masele adiționale punctuale ( $m_{hi}$ ) în ipoteza lac plin cu cote la NNR ( $\downarrow 16.00$  m) s-au calculat din presiunile hidrodinamice ( $p_{hi}$ ) evaluate cu relația Westergaard pentru paramente înclinate:

$$m_{hi} = k \frac{7}{8} \frac{\gamma_w \sqrt{H z}}{g} \quad (G-4)$$

unde  $k = 0.226$  este un coeficient care consideră înclinarea paramentului (1:2.50);  $\gamma_w$  - greutatea volumetrică a apei;  $g$  - accelerația gravitației;  $H$  - adâncimea lacului;  $z$  - adâncimea punctului unde se calculează masa adițională punctuală.

Masele adiționale concentrate în noduri au orientare identică cu forțele hidrodinamice corespondente și sunt prezentate în tabelul următor:

Numărul nodului	Masă concentrată pe direcția Y t	Masă concentrată pe direcția Z t
1	1.72	4.30
7	6.25	15.62
13	9.01	22.50
21	11.12	27.80
33	6.16	15.40

În tabelul următor se prezintă forțele hidrostatice din noduri calculate pentru ipoteza lac plin (NNR ↓ 16.00 m)

Numărul nodului	Forța hidrostatică pe direcția Y kN	Forța hidrostatică pe direcția Z kN
1	26.67	-66.67
7	160.	-400.
13	320.	-800.
21	480.	-1200
33	293.33	-733.33

Primele șase perioade proprii ale profilului barajului de pământ în ipotezele lac gol și lac plin sunt prezentate în tabelul care urmează. În figura G12 se prezintă primele patru moduri proprii în ipoteza lac plin.

		Perioade proprii în secunde					
Număr perioadă proprie		T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>6</sub>
Ipoteza							
Lac gol		0.3245	0.2302	0.1958	0.1696	0.1532	0.1443
Lac plin		0.3260	0.2308	0.1984	0.1721	0.1552	0.1483

Se constată că perioadele proprii în ipoteza lac plin au practic aceleași valori ca în ipoteza lac gol.

În figura G13 se prezintă liniile de egal efort  $\sigma_z$  (efort vertical  $\sigma_v$ ) și  $\tau_{xz}$  din încărcarea cu greutate proprie + presiune hidrostatică cu nivelul în lac la NNR. Eforturile verticale în întreg corpul barajului sunt compresiuni și ajung la valori maxime de 361 kPa la contactul cu fundația, sub coronament. Eforturile tangențiale  $\tau_{xz}$  au valori mici, cele mai mari sunt pe contactul cu fundația având valori de 37 kPa.

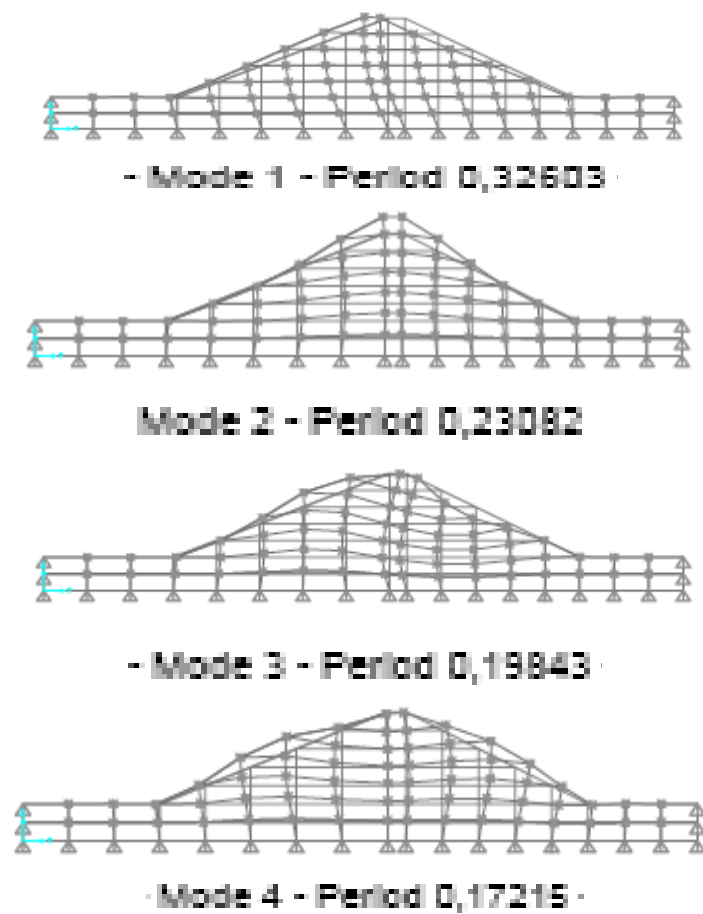


Fig.G12. Primele patru moduri proprii în ipoteza lac plin.

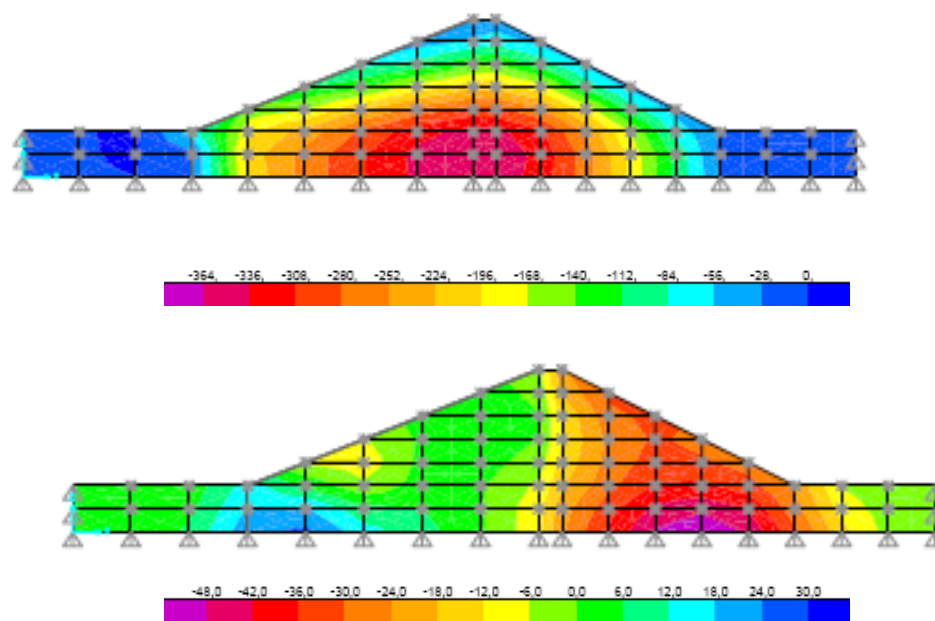


Fig. G13. Linii de egal efort  $\sigma_z$  și  $\sigma_y$  din încărcările cu greutate proprie și presiune hidrostatică cu lacul la NNR ( $\downarrow +16.00$  m).

În figura G14 se prezintă liniile de egal efort  $\sigma_y$ ;  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  calculate prin analiză spectrală pentru un cutremur orizontal de 0.1g conform spectrului de răspuns P100-2006 Mediu. Eforturile  $\sigma_y$  ajung până la valori de 79 kPa la paramentul aval al barajului. Eforturile  $\sigma_z$  sunt mici nedeășind 7.4 kPa în zona centrală pe contactul baraj-fundație. Tot în această zonă sunt și eforturile maxime  $\tau_{xz}$  de 64 kPa.

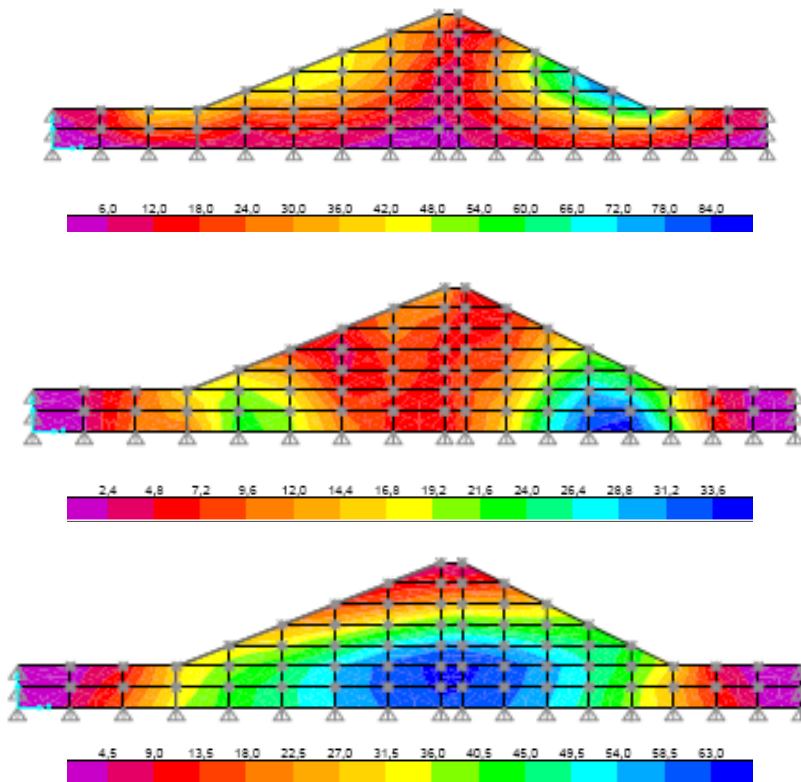


Fig. G14. Liniile de egal efort  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  din analiză spectrală la solicitarea cu un cutremur orizontal de 0.1 g conform spectrului seismic de răspuns P100-2006 Mediu.

În tabelul care urmează se prezintă factorii de participare ai modurilor proprii în răspuns.

Factori de participare modală – ipoteza lac plin

Numărul modului propriu	$U_y$	$U_z$
1	44.814	-1.2521
2	-1.8120	-34.3772
3	0.5785	-3.6721
4	0.3347	-21.2649
5	-1.2424	-14.0669
6	6.1946	-2.3458
7	-2.2439	-11.2281
8	-7.3944	5.5837
9	1.8995	-2.0417
10	-1.0033	-6.0747
11	-2.9392	-2.5874
12	-1.1047	-5.3454

Se constată că modurile proprii 1 și 6 au factorii de participare prioritari pe direcție orizontală iar modurile 2, 4, 5, 7 au factorii de participare prioritari pe direcție verticală.

În figura G15 se prezintă liniile de egal efort  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  din greutate proprie+presiune hidrostatică la NNR + cutremur orizontal de 0.1g aplicat conform spectrului seismic de răspuns P100-2006Mediu. Eforturile  $\sigma_z$  sunt compresiuni ajungând la valori maxime de 341 kPa în zona centrală a interfeței baraj-fundație. La coronament pe fața amonte există o zonă locală unde apar eforturi  $\sigma_z$  de mici întinderi cu valori maxime până la 12 kPa. Eforturile  $\tau_{xz}$  ajung până la valori maxime de 61 kPa pe contactul baraj-fundație în vecinătatea spre amonte a zonei de sub coronament.

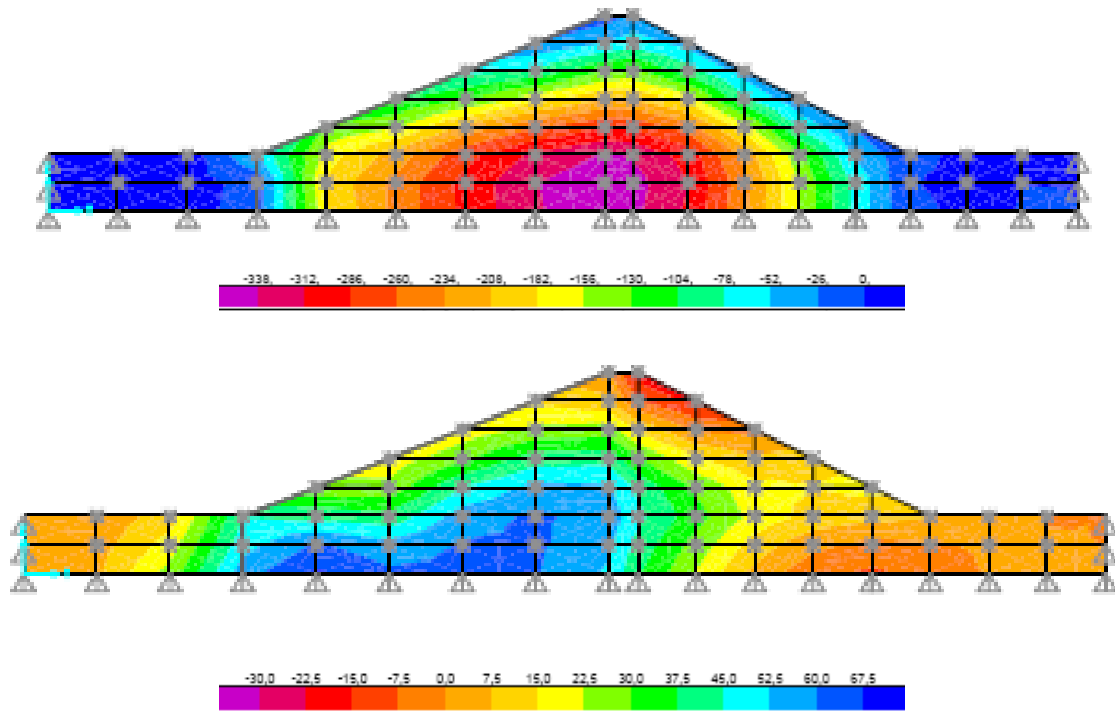


Fig. G15. Liniile de egal  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  din greutate proprie + presiune hidrostatică cu lacul la NNR + cutremur orizontal de 0.1 g conform spectrului P100-2006 Mediu.

Starea de eforturi în ansamblul baraj-teren de fundare la solicitarea cu cutremurul orizontal de 0.1g se înscrie în limite acceptabile. Spectrele de eforturi  $\sigma_z$  și  $\tau_{xz}$  pot fi folosite pentru determinarea coeficienților de stabilitate la alunecare pentru diverse suprafețe de alunecare prin baraj [2].