

Capitolul 4

GOSPODĂRIEA APELOR MARI

4.1. Elemente generale

Gospodărirea apelor mari are ca obiect ansamblul de lucrări și de măsuri necesare combaterii efectelor dăunătoare ale undelor de viitură.

Lucrările și măsurile de combatere a inundațiilor pot fi grupate în:

- *amenajări hidroameliorative* în bazinele de recepție (reîmpăduriri, refacerea vegetației pe versanți, astuparea ravenelor, cleionaje, stingerea torenților, curățirea și renaturarea cursurilor de apă etc.), măsuri de reducere a scurgerii pe versanți, devierea debitelor de viitură în alte cursuri învecinate;
- *acumulări nepermanente* păstrate fără apă cu excepția duratei viiturii, reținând din unda de viitură tranșa de volum V_{pn} pe care o evacuează apoi eșalonat spre aval, astfel se reduce Q_{max} al viiturii:

$$Q_{atenuat} = \alpha \cdot Q_{max}$$

unde: $\alpha < 1$

Această relație este valabilă și în cazul acumulărilor permanente și a atenuării vârfului undei de viitură.

- *acumulări laterale cu V_p* , adică incinte îndiguite lateral pe luncile râurilor, prevăzute încă de la proiectare a fi inundate, în cazul inundațiilor depășind limita de alertă;
- *acumulări permanente* la care din volumul util (V_u) o tranșă este golită preventiv prin deschiderea stăvilarelor, eventual și a golirilor de fund:

$$V_p = K \cdot V_u$$

unde: $K < 1$;

Se presupune însă că, avertizarea prin prognoză se face mai înainte de timpul necesar, astfel ca evacuarea să se facă fără a depăși debitul admisibil (Q_{ad}), deci fără pagube de inundație:

$$t = \frac{V_p}{Q_{ad}}$$

- *atenuarea vârfului undei* prin decalarea undelor (fig. 4.1);
- *acțiunile de apărare (măsuri nonstructurale)* luate de comisia centrală de apărare, de comisiile pe bazine etc.

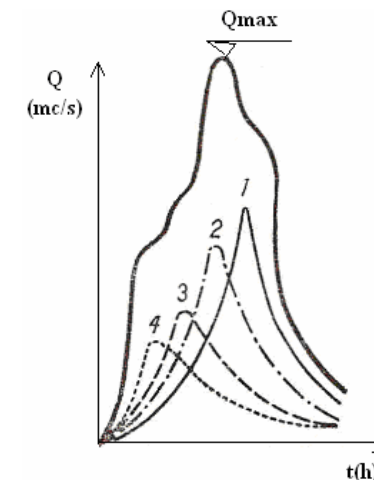


Fig. 4.1. Atenuarea vârfului undei de viitură prin decalarea undelor

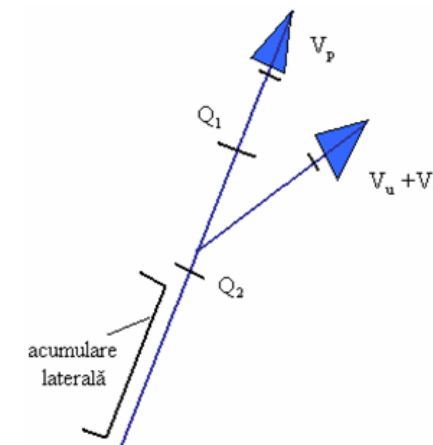


Fig. 4.2. Schema de amenajare complexă pentru gospodărirea apelor mari

Lucrările și măsurile acestea nu se exclud reciproc, în majoritatea cazurilor fiind preferabile schemele de amenajare în care ele conlucrează (fig. 4.2).

De asemenea, în domeniul gospodării apelor mari se include și studiul efectelor asupra undelor de viitură ale lucrărilor realizate pentru alte scopuri. În cazul amenajărilor de gospodărire a apelor mari se pot distinge:

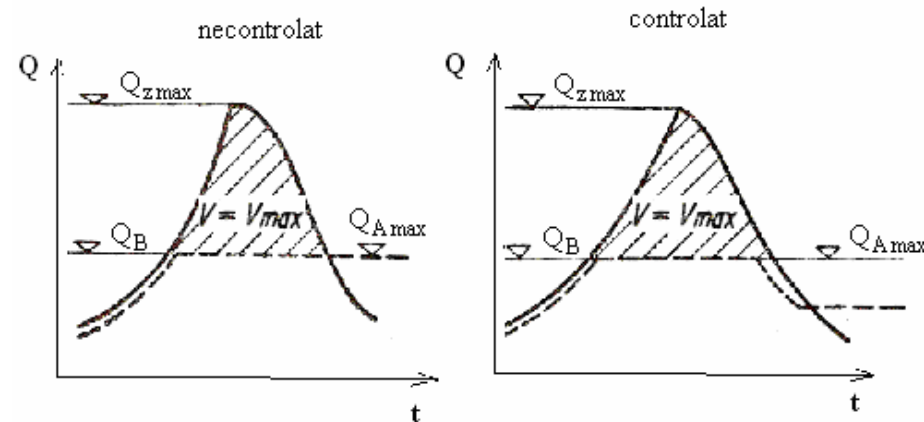
- amenajări controlate, în care există un sistem de reglare a debitelor defluente din lacul de acumulare;
- amenajări parțial controlate, în care există numai un sistem de reglare a debitelor defluente prin golirile de fund;
- amenajări necontrolate, în care nu există posibilitatea unei reglări a debitelor defluente din acumulare. Există în acest caz un singur regim de exploatare determinat prin proiect și care se realizează automat prin funcționarea descărcătorilor acumulării.

În cazul amenajărilor controlate pot fi luate în considerare ca regimuri de exploatare:

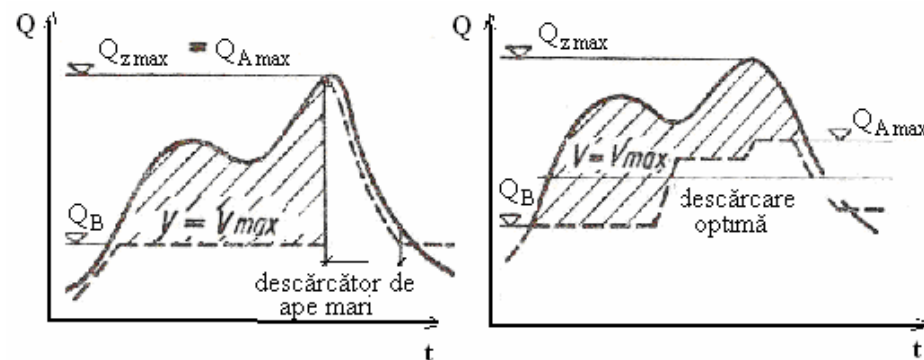
- *regimul cu o treaptă de reglaj*, în care se admite pentru debitele aval de acumulare o singură condiție și anume de a nu depăși o anumită valoare a debitelor maxime;
- *regimul cu mai multe trepte de reglaj*, în care se admit mai multe condiții, fiecare dintre aceste condiții nedepășind o anumită valoare a debitelor maxime. Acest regim duce la volume ale acumulărilor cu atât mai mari cu cât numărul de trepte de reglaj este mai mare; reduce însă frecvența diferitelor debite atenuate.

Diferența dintre exploatarea controlată și cea necontrolată a unui baraj de atenuare cu volumul V_{max} este prezentată prin trei tipuri de hidrografe ale debitelor afluate (fig. 4.3). Cazul din figura 4.3.a corespunde undei de viitură de dimensionare, când bazinul necontrolat lucrează optim, iar amenajarea sa ca bazin controlat nu aduce micșorări suplimentare ale debitului.

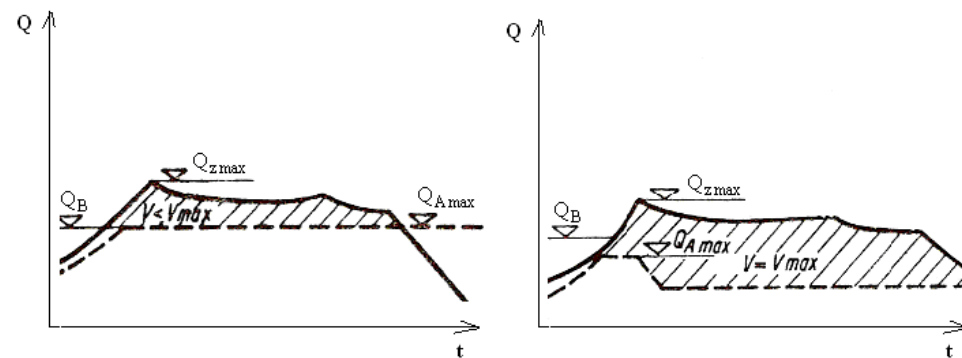
În cazul din figura 4.3.b este reprezentată unda de viitură a cărei volum este mai mare decât volumul de atenuare. Cazul din figura 4.3.c arată că și la unde de viitură mai mici se poate ajunge la o utilizare mai rațională a lacului de acumulare prin controlul debitului defluent.



a – bazinul necontrolat lucrează optim



b – volumul undei de viitură este mai mare decât volumul de atenuare



c – unde de viitură mici

Fig. 4.3. Exploatarea controlată și necontrolată a unei acumulări de atenuare

4.2. Principii de gospodărirea apelor mari

4.2.1. Generalități

Viiturile naturale și efectele lor dezastruoase sunt tot mai frecvente și de intensitate mai mare. Consecințele lor sunt amplificate de cedarea unor sisteme de apărare mai puțin studiate; aceste sisteme liniare sunt cele care tocmai în ultimii ani produc mari necazuri.

Întrebarea este aceea, dacă să luptăm orbește în continuare cu viiturile (inclusiv accidentale) sau să ne apărăm de ele, ori să încercăm soluții pentru a conviețui cu acestea, aplicând conceptele actuale europene de management al riscului la inundații.

Inundațiile au marcat și marchează profund dezvoltarea societății umane, ele fiind din punct de vedere geografic cele mai răspândite dezastru de pe glob și totodată cele mai mari producătoare de pagube și victime omenești. În același timp, marile inundații au constituit factorul declanșator și catalizatorul unor mari schimbări în modul de abordare a acestui fenomen, de la acceptarea inundațiilor ca un capriciu al naturii, la încercarea omului de a se opune naturii prin abordări ca „lupta împotriva inundațiilor”, la cele de apărare împotriva inundațiilor și în cele din urmă la prevenirea inundațiilor.

Inundațiile produse în numeroase țări în ultimii ani și consecințele acestora au condus la o nouă abordare și anume, aceea de management al riscului la inundații, abordare în care conștientizarea și implicarea comunităților umane au un rol esențial în evitarea pierderilor de vieți omenești și reducerea pagubelor. Această abordare este astăzi cvasi generală și a deschis calea spre a face față provocărilor viitoare prin introducerea unor noi concepte cum sunt: *“mai mult spațiu pentru râuri”*, *“să conviețuim cu viiturile”*, *“cale liberă apei”* și mai ales prin asimilarea conceptului dezvoltării durabile în managementul riscului la inundații.

4.2.2. Conceptul de risc

Riscul este caracterizat prin trei elemente: hazard, vulnerabilitate și expunere [Crichton, 1999]. Dacă unul dintre cei trei factori crește sau scade, atunci implicit și riscul crește, respectiv scade.

Salvano Briceno, director al secretariatului UN/ISDR: *“Investigarea în reducerea riscului dezastru micșorează vulnerabilitatea omului la hazarduri și ajută la ruperea cercului vicios al sărăciei”*.

Hazardul este o întâmplare neprevăzută, care influențează advers viața, proprietățile și activitățile umane conducând la dezastru.

Vulnerabilitatea reprezintă susceptibilitatea obiectivelor de a fi afectate de către hazard.

Expunerea se referă la oameni, activități sau potențiale pericole ale hazardului.

Pentru a se face mai bine o distincție între cele două cuvinte „hazard” și „risc” se redă schema din figura 4.4.

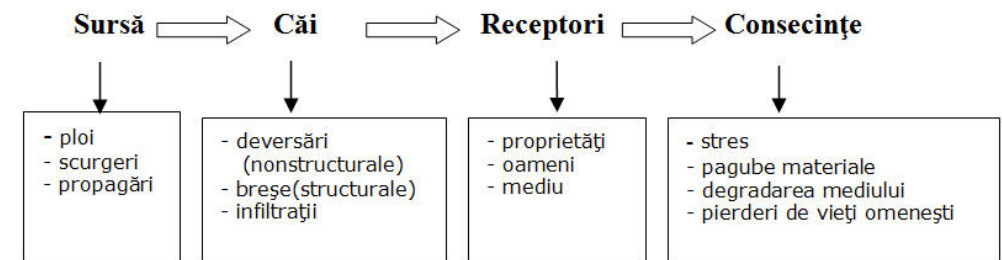


Fig. 4.4. Schema “hazard – risc”

Receptorii sunt entități care pot fi afectați de un fenomen și pot suferi pagube (populație, bunuri materiale etc.).

Pentru să apară un risc trebuie să existe un hazard format datorită unui eveniment sau a unei surse (ploaie de lungă durată); un receptor (proprietățile zonei inundate) și o cale între sursă și receptor (drumul viiturii, incluzând apărările, curgerea pe versanți sau alunecările de teren). Evaluarea riscului este procesul de măsurare a potențialului pierderilor de vieți omenești, distrugerea totală sau parțială a locuințelor, obiectivelor economice, a infrastructurii etc.

Analizând riscul viiturii, acesta este definit ca o probabilitate a viiturii multiplicat / mărit de pagube, care crește o dată cu o economie dezvoltată, deoarece potențialul pagubelor crește. A evalua riscul la inundații, adică a determina care sunt pagubele este important, atât planificarea măsurilor de reducere a efectelor, cât și pentru a putea ști cum trebuie să acționăm într-o situație de urgență. Evaluarea riscului acoperă

percepția riscului și decizia privind toleranța unui risc sigur. În locul reducerii hazardului viiturii, minimizând consecințele viiturii sau învățând „să conviețuim cu viiturile” este o altă modalitate de micșorare a riscului. Principalul risc semnifică gradul de pierderi datorită hazardului natural.

Apele mari sunt fenomene supuse unor legi statistice. Nu se pot realiza amenajări de gospodărire a acestor ape care să prezinte siguranță absolută. De aceea, efectul de combatere a inundațiilor se realizează cu o anumită probabilitate.

În practică se utilizează impropriu și noțiunea hidrologică de asigurare a debitului maxim introdus în calcul, deși aici este vorba de probabilitatea de realizare a unui anumit efect de gospodărire a apelor.

În studiul măsurilor și lucrărilor de combatere a inundațiilor un rol important îl joacă mărimea *gradului de protecție* sau de *siguranță* oferit de acestea.

Gradul de protecție (siguranța) sau gradul de apărare împotriva inundațiilor este dat de probabilitatea de nedepășire a debitelor maxime admise sau de probabilitatea de neinundare, dată de relația [C. Roșu, 1999]:

$$F = \text{prob}(Q_{\text{viitura}} \leq Q_{\text{max. admis}})$$

Riscul de inundare se poate exprima prin probabilitatea de depășire a debitelor maxime admise sau probabilitatea de inundare, prin relația:

$$R = \text{prob}(Q_{\text{viitura}} > Q_{\text{max. admis}})$$

Valoarea gradului de protecție trebuie să fie cu atât mai mare, cu cât amploarea pagubelor ce pot fi provocate de inundații este mai mare. Gradul de protecție trebuie să reflecte limita până la care investițiile în măsurile și lucrările de apărare se justifică economic, prin efectul de diminuare a pagubelor produse de inundații și ar trebui determinat prin calcule de optimizare economică. S-au inițiat studii care vizează abordarea și tratarea într-un cadru mai complet a problemei asigurării unui grad de protecție corespunzător pentru obiectivele sociale și economice, urmărind pe de o parte determinarea condițiilor de utilizare a metodei bazate pe valori normale prestabilite, iar pe de altă parte examinarea posibilităților de utilizare a metodelor de optimizare economică în determinarea gradului de protecție împotriva inundațiilor.

În ceea ce privește stabilirea probabilităților de satisfacere a cerințelor de apărare prin metoda analizei tehnico-economice se subliniază faptul că aceste probabilități rezultă în urma analizei și nu sunt impuse apriori prin prescripții. Analiza tehnico-economică poate indica și teoretic cerințe de apărare diferite, deci și probabilități de calcul distincte pentru obiective care conform prescripțiilor se încadrează în aceeași clasă de importanță.

Probabilitatea ca debitul maxim cu asigurarea (anuală) P să apară cel puțin o dată în cei n ani de existență a lucrării (riscul de inundare) este:

$$P_n = 1 - (1 - P)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

unde: T – perioada de repetare fără a implica o anumită regularitate succesivă în producerea fenomenului.

Efectul de combatere a inundațiilor se realizează cu o anumită probabilitate. Probabilitatea ca inundarea să nu aibă loc în cei n ani de existență (gradul de apărare, protecție, siguranță) este:

$$F_n = (1 - P)^n = e^{-nP}$$

Stabilirea probabilităților de satisfacere a cerințelor de apărare împotriva inundațiilor naturale poate fi făcută prin două tipuri de metode:

a. Metoda gradului de apărare normal funcție de clasa de importanță a obiectivului apărât

Metoda de încadrare a obiectivelor în clase de importanță bazată pe valori normale prestabilite, constă în principal din determinarea debitelor maxime de calcul și de verificare cu anumite asigurări (corespunzând unor probabilități teoretice anuale de depășire normale) și asigurarea preluării acestor debite de către construcțiile hidrotehnice preconizate. Valoarea asigurării p reprezintă probabilitatea ca într-un an oarecare să se producă în regim natural, neinfluențat, un debit maxim / nivel maxim mai mare decât cel corespunzător lui p . Probabilitățile teoretice de calcul (probabilitatea de depășire a debitelor maxime, care nu trebuie să ducă la inundarea obiectivului considerat sau dacă sunt necesare lucrări de apărare

a obiectivului, probabilitatea de depășire a debitelor maxime care se pot scurge prin zona apărută fără a produce deteriorări ale lucrărilor) și de verificare p % (probabilitatea de depășire a debitelor maxime care se pot scurge la limită prin zona apărută fără a duce la distrugerea lucrărilor chiar dacă se produc avarii neesențiale ale acestora), care determină siguranța de existență și funcționare a obiectivelor în funcție de clasa de importanță a lucrărilor apărute sunt redare în tabelul 4.1.

Tabelul 4.1 – Probabilitățile de calcul funcție de clasa de importanță

Clasa de importanță	I	II	III	IV	V
Probabilitatea de dimensionare	0,1	1,0	2,0	5,0	10,0
Probabilitatea de verificare	0,01	0,1	0,5	1,0	3,0

b. *Metoda analizei comparative tehnico-economice*, în care probabilitatea de inundare este justificată prin sporirea veniturilor medii sau prin eliminarea pagubelor concentrate

În gospodărirea apelor mari se ridică, în mod special, problema siguranței construcțiilor hidrotehnice incluse în schema de amenajare. Spre deosebire de celelalte ramuri ale gospodării apelor, în care depășirea probabilităților de calcul afectează exclusiv folosințele, în gospodărirea apelor mari depășirea unei anumite probabilități afectează însăși siguranța construcției. Problema riscului este esențială în domeniul construcțiilor și amenajărilor hidrotehnice datorită valorilor materiale mari și consecințelor pe care acestea le au asupra mediului, structurilor socio-economice, vieții oamenilor.

Riscul rezultă din: insuficiența de cunoaștere a datelor de bază; imperfecțiunea modelelor teoretice și experimentale, a tehnologiei; evaluările aproximative ale condițiilor viitoare de exploatare, din prognozele condițiilor de mediu care nu pot include fenomene cum sunt precipitațiile extraordinare, cutremurele, alunecările de teren etc.

Calculul de gospodărire a apelor mari pentru combaterea efectelor dăunătoare ale viiturilor stau la baza studiului schemei de amenajare a unui bazin sau subbazin

hidrografic. Calculele de gospodărire a apelor mari pentru siguranța construcțiilor sunt necesare pentru studiul schemei hidrotehnice a diferitelor lucrări cuprinse în schema de amenajare (în special a descărcătorilor).

Condiția de dimensionare a lucrărilor de apărare este ca ele să asigure înlăturarea pericolului inundațiilor la debite maxime naturale cu probabilități anuale de depășire mai mici sau cel mult egale cu cea considerată în calcule.

În cazul lucrărilor de apărare locală sau lucrărilor de îndiguire, adică atunci când prin lucrările de apărare nu se modifică condițiile regimului natural pentru care se determină debitul maxim de calcul, valoarea asigurării normale reflectă riscul anual de depășire a capacității sistemului de apărare, deci constituie o formă de exprimare indirectă a gradului de protecție oferit de lucrări.

În cazul lucrărilor de îndiguire, debitul maxim cu o anumită asigurare p în regim amenajat se poate obține pornind de la curba de asigurare a debitelor maxime în regim natural, volumul undelor de viitură având o influență relativ redusă.

În cazul combaterii inundațiilor prin lacuri de acumulare pentru determinarea debitului maxim fluent cu o anumită asigurare p este necesar a se ține seama, atât de debitele maxime, cât și de volumul undelor de viitură naturale afluate în lacul de acumulare. La determinarea debitului maxim cu o anumită asigurare, în regim amenajat, în secțiuni situate în aval de lacul de acumulare apare o dificultate suplimentară ridicată de modul de considerare a aportului de ape mari pe zona de bazin din aval de lacul de acumulare. O modalitate de depășire a acestei dificultăți constă în valorificarea dependenței statistice a elementelor viiturii pe porțiuni de bazin interesate.

În cazul viiturilor accidentale nu poate fi vorba de o anumită probabilitate de repetare ce caracterizează viiturile naturale. Viiturile accidentale nu sunt luate în considerare la dimensionarea sau verificarea amenajărilor de gospodărire a apelor. Date fiind proporțiile deosebite ale undelor accidentale, precum și efectele lor care au în mod obișnuit un caracter catastrofal, studiile de *gospodărire a apelor mari accidentale* trebuie să cuprindă o evaluare a riscului de cedare a construcțiilor hidrotehnice și a modului de formare și de propagare a acestor unde în vederea luării unor măsuri corespunzătoare de precauție. Între acestea se înscriu măsurile de urmărire a comportării în timp a acumulărilor și construcțiilor, cele de avertizare-alarmare, dar și unele

măsuri constructive și de exploatare adecvată (descărcători cu funcționare limitată, dirijări parțial controlate ale undelor).

Dacă se definește gradul de siguranță și riscul de inundare la inundații accidentale prin probabilitatea de nedepășire, respectiv de depășire a debitelor în care $Q_{viitură} = Q_{rupere}$, acestea trebuiesc puse în legătură cu siguranța construcțiilor hidrotehnice.

Ca metode de stabilire a probabilităților de risc și apărare la inundații accidentale pot fi studiate:

- Metoda analizei tehnico-economice urmărind optimizarea strategiilor decidentului (aplicarea adecvată a teoriei jocurilor).

Algoritmul de calcul este:

- Se calculează cheltuielile corespunzătoare strategiilor decidentului pentru diferite grade de siguranță a barajului la diverse programe de cheltuieli (programe de cheltuieli ce includ siguranța barajului și/sau programe de altă natură pentru reducerea pagubelor și salvarea de vieți).

$$C_{j,i} = \sum_{n=1}^3 P_{i,n} + C_j$$

unde: $n = 1, 2, 3$ este zona distrusă total, parțial, inundată;

$P_{i,n}$ - paguba pentru programul i din zona afectată de viitura accidentală;

C_j - valoarea cheltuielilor în amenajarea corespunzătoare strategiei j .

- Se construiește matricea jocului

Strategii ale decidentului	Programe cheltuieli	$N_1 \dots N_i \dots N_N$
	S_I	$C_{11} \dots C_{i1} \dots C_{11}$
	S_j	$C_{11} \dots C_{i1} \dots C_{11}$
	S_M	$C_{11} \dots C_{i1} \dots C_{11}$

- Obiectivul jocului este acceptarea strategiei cu cheltuieli minime.

- Metoda siguranței construcțiilor hidrotehnice

$$P, F = f(P_c)$$

unde: P_c – probabilitatea de cedare a barajului.

Riscul este definit prin probabilitatea ca structura unei lucrări sau funcționalitatea ei să fie afectate în decursul existenței sale.

Riscul este estimat prin multiplicarea probabilității evenimentului cu consecințele lui.

Accidentele grave și cedările care s-au produs au impus acceptarea și aprecierea riscului ca procedură uzuală la proiectarea construcțiilor, urmărindu-se realizarea unui echilibru rațional între economicitate și siguranță.

În cazul modelelor probabilistice (în cele deterministe se are în vedere criteriul investiții minime I_{min} , riscul de cedare nu se poate determina), măsura cantitativă a riscului este probabilitatea de cedare, iar criteriul de alegere a variantei optime este dat prin minimizarea costului generalizat $(C_g)_{min}$ [R. Prișcu și D. Stematiu, 1978].

$$C_g = C_i + \sum_i P_{c,i} \cdot C_{p,i}$$

unde: C_i – costul barajului format din valoarea investiției și cheltuielile de întreținere;

$P_{c,i}$ – probabilitatea de cedare corespunzătoare mecanismului de cedare i ;

$C_{p,i}$ – costul pagubelor, inclusiv costul refacerii lucrării.

Pe această bază se poate determina debitul de rupere de calcul:

$$[C_{g,i}]_{min} \rightarrow [P_{c,i}]_{acceptabil} \Rightarrow Q_{rupere.calcul}(t)$$

$$\downarrow$$

$$F, P = f(P_c)$$

În cazul amenajărilor hidrotehnice, gradul global de siguranță al sistemului de apărare, reprezentând așa numita fiabilitate (adică siguranța în exploatare) depinde de modul de dispunere al elementelor în sistem [C. Roșu, 1999].

În conexiunea de bază elementele sunt dispuse în serie (fig. 4.5).

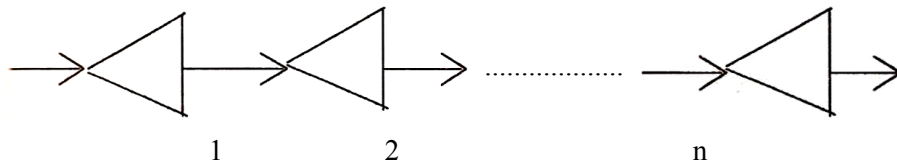


Fig. 4.5. Conexiunea de bază

Gradul de siguranță al sistemului este dat de relația:

$$F = f_1 f_2 f_3 f_4 \dots f_n = \prod_{i=1}^n f_i$$

unde: f_1 – gradul de protecție în raport cu fenomenul hidrologic de producere a apelor mari în secțiunea acumulării $f_1 = 1 - p_1$;

f_2 – gradul de siguranță în raport cu producerea apelor mari, aval de lac până în secțiunea obiectivului ce trebuie apărat ;

f_3 – gradul de siguranță în funcționarea descărcătorilor de adâncime și de suprafață;

f_4 – gradul de siguranță privind stabilitatea generală a lucrării.

Siguranța sistemului este mai mare cu creșterea numărului elementelor.

În conexiunea alternativă elementele sunt dispuse în paralel (fig. 4.6).

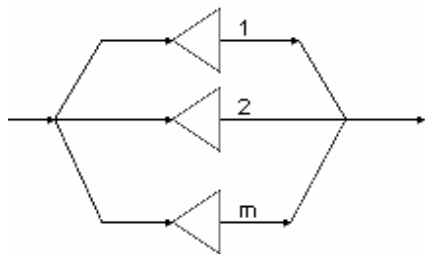


Fig. 4.6. Conexiunea alternativă

Gradul de siguranță al sistemului este dat de relația:

$$F_a = 1 - (p_1 \cdot p_2 \cdot \dots \cdot p_m) = 1 - \prod_{j=1}^m p_j = 1 - \prod_{j=1}^m (1 - f_j)$$

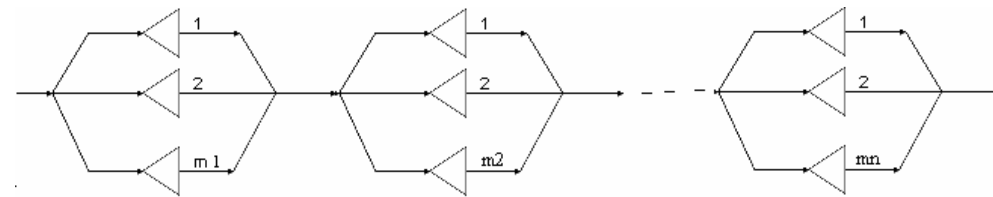


Fig. 4.7. Conexiunea mixtă

Gradul de siguranță al sistemului este dat de relația:

$$F_m = \prod_{i=1}^m \left[1 - \prod_{j=1}^{m_i} (1 - p_{ji}) \right]$$

Analiza probabilității de cedare a unui baraj se poate face printr-una din metodele de calcul al riscului global în funcție de baza de date existentă în fiecare caz. Gradul de precizie depinde de criteriile considerate în determinarea factorilor de risc și de ponderea acordată.

□ **Exemple**

- *Determinarea probabilității de cedare a unui baraj* [Ooshuizen ș.a., 1991]

Pentru determinarea probabilității de cedare a barajului sunt necesare a fi identificate și calculate: modul de cedare, încărcarea și rezistența structurii. În ceea ce privesc tipurile de cedare se identifică ca dominante:

- La barajele din materiale locale (pământ, anrocamente): eroziunea externă, alunecările (pantă instabilă), eroziunea internă și altele (deversare, lichefiere, explozii etc.). Alte moduri de cedare ca și eroziunea internă se calculează, dar sunt determinate utilizând probabilitățile.
- La barajele de greutate: alunecarea, răsturnarea și altele (cedarea instalațiilor, fundației etc.). Alte moduri de cedare pot fi determinate folosind probabilitățile.

Probabilitățile de cedare a barajelor de pământ.

În scopuri practice, diverse tipuri de cedări pot fi presupuse independente, dar ele se pot produce și simultan.

Probabilitatea totală de cedare devine:

$$p(\text{cedare}) = p(\text{cedare prin revărsare}) + p(\text{cedarea paramentului}) + p(\text{afuiere și alte tipuri de cedare})$$

Se poate scrie:

$$p(F) = p(F_1) + p(F_2) + p(F_3) - p(F_1) \cdot p(F_2) - p(F_1) \cdot p(F_3) - p(F_2) \cdot p(F_3) + p(F_1) \cdot p(F_2) \cdot p(F_3)$$

unde: p – probabilitatea de cedare;

F – cedarea totală;

F_1 – cedarea prin revărsare;

F_2 – cedarea paramentului;

F_3 – afuiere și alte tipuri de cedare.

Dintre aceste probabilități numai eroziunea externă se datorează revărsării. Pentru instabilitatea paramentului se determină probabilități anuale. Probabilitatea de cedare din încărcarea seismică, dificil de calculat se include în afluiere și alte tipuri de cedare.

Este necesar să se stabilească probabilitatea de producere a evenimentului dintr-o perioadă fixată, la probabilitatea anuală. S-au analizat diferite metode de calcul, utilizând funcțiile aproximative de densitate a probabilității. Dintre acestea se recomandă pentru determinarea probabilității anuale de cedare, distribuția exponențială.

$$p(F / an) = -ln \frac{1 - p(f, T)}{T}$$

unde: $p(F/an)$ – probabilitatea anuală de cedare F ;

$p(F, 1)$ – probabilitatea de cedare F produsă în perioada fixată T ;

T – perioada fixată sau durata de viață a structurii.

• *Evaluarea riscului la cedarea unei lucrări longitudinale*

Riscul inundațiilor poate fi definit ca probabilitatea ca debitul natural al viiturii în cauză, să depășească debitul maxim admis (cel corespunzător limitei minime de inundație în regim natural sau antropic).

$$R = P(Q_{max}^{p\%} \geq Q_{max\ admis})$$

În regim amenajat trebuie luat în considerare și debitul modificat prin derivații ($\pm Q_{deriv}$), acumulări din amonte ($\pm \Delta Q_{lac}$), încât riscul de inundație într-o anumită secțiune este:

$$R = P(Q_{max}^{p\%} \geq Q_{max\ admis})$$

în care:

$$Q_{max}^{p\%} = Q_{max}^{p\%} \pm Q_{deriv} \pm \Delta Q$$

Astfel spus, în calculul riscului de inundație este necesar a se lua în considerare în afară de debitul natural de scurgere din precipitații (ploi, zăpezi), debitele provenite din derivațiile de ape mari ($\pm Q_{deriv}$) și volumele din golirea sau umplerea acumulărilor ($\pm \Delta Q$) [C. Bădăluță, 2008].

Simplu și direct, în cazul lucrărilor de apărare longitudinale s-ar putea defini riscul producerii unor inundații de-a lungul unui râu, în regim natural sau modificat cu lucrări longitudinale (îndiguiri) prin probabilitatea ca nivelul într-o secțiune curentă să-l depășească pe cel admis (peste cel care se produce inundațiile).

Teoretic:

$$R = P(H_{max}^{p\%} > H_{dig})$$

Sigur în cazul îndiguirilor trebuie avut în vedere că în mod practic există denivelări locale ale coronamentului digului de-a lungul râului independente de linia nivelului apei în râu.

$$H_{max}^{p\%} = f(Q_{max}^{p\%}, S')$$

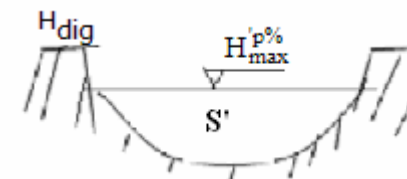


Fig. 4.8. Profil transversal într-o secțiune îndiguită a râului

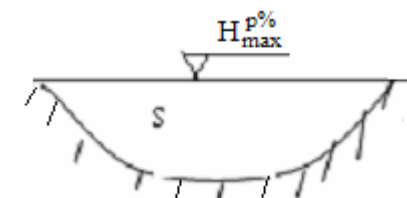


Fig. 4.9. Profil transversal într-o secțiune naturală a râului

Managementul riscului în sistemul amenajat presupune intervenția asupra nivelului maxim al apei din albie (H'_{max}) corespunzător unei anumite probabilități de depășire ($p\%$) prin modificări ale debitelor derivate și/sau ale volumelor golite sau retrase în acumulări. În ansamblu pentru diminuarea riscului este necesar ca:

$$\sum(Q_{max} \pm Q_{deriv} \pm \Delta Q)_{min}$$

În promovarea noului concept “să conviețuim cu viiturile” pentru reducerea riscului inundațiilor se poate interveni odată cu scăderea debitului și asupra măririi în același timp a suprafeței de scurgere (S'). Mărirea suprafeței de scurgere se poate realiza prin amplasarea digurilor de apărare locală, recrearea unor zone umede, micșorând cu predilecție presiunea asupra îndiguirii continue existente în schemele actuale de amenajare.

În cazul cedării lucrărilor longitudinale de apărare (prin deversare și infiltrație), în definirea riscului trebuie să intervină și durata deversării / infiltrației până la începutul cedării (Δt), astfel încât:

$$R = P(H_{max}^{p\%} > \frac{H_{dig}}{\Delta t} \geq \Delta t_{min})$$

unde $\Delta t_{min} = f(H_s) = (1...6)h$ (fig. 4.10), apreciat ca dependent cu deosebire de materialul digului, consistență, dintr-o cercetare efectuată pe toate cazurile de cedări (aproximativ 100) din ultimii ani în România.

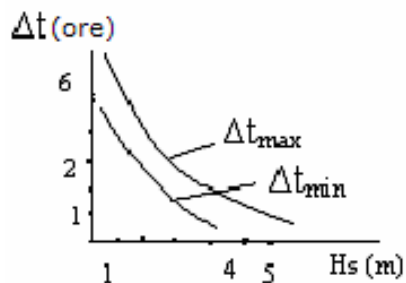


Fig. 4.10. Durata cedării digului

Față de cele de mai sus, algoritmul de calcul al riscului la inundații din cedarea digurilor este:

- se împarte zona îndiguită în tronsoane cu aceleași caracteristici ale structurii digului (materiale, consistență, comportament în timp etc.);
- se stabilesc secțiunile de calcul cu risc în “puncte slabe” stabilite prin monitoringul asupra digului (grad redus de îndesare-afânare, goluri făcute de jderi, bursuci, vulpi etc.);
- denivelări în lungimea digurilor care pot determina timpi mai mari de deversare;
- se trasează hidrograful debitelor efective $Q'(t)$ (fig. 4.11) din secțiunea de calcul pentru o viitură oarecare prognozată (cu t_a) sau pentru viitura cu probabilitatea de calcul ($p\%$) – 1%, 5% etc.

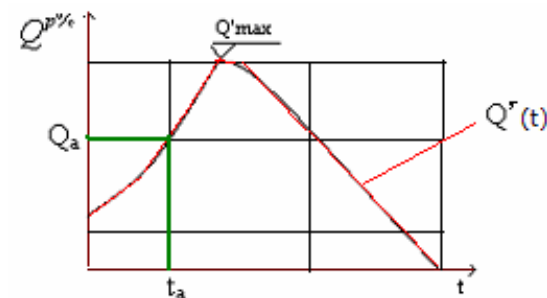


Fig. 4.11. Hidrograful debitelor efective

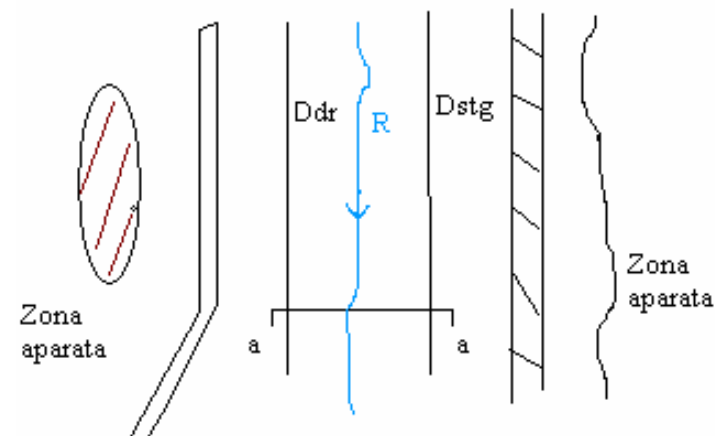


Fig. 4.12. Vedere în plan

În cazurile breșelor analizate din toate bazinele hidrografice din România, timpul de anticipare al prognozei, excluzând pe cel de predicție variază de la 2-3 ore la 4 zile. La o analiză mai atentă, el poate fi luat în considerare în managementul riscului pentru diminuarea acestuia:

- corespunzător cheii limnimetrice $H' = f(Q')$ se trasează hidrograful nivelurilor $H' = f(t)$ (fig. 4.13);
- se calculează $H_s = H'_{max} - H_{dig}$ (sarcina inițială a breșei) și corespunzător se determină durata deversării până la începutul cedării Δt ;
- dacă $\Delta t \geq \Delta t_{min}$ cuprins în ecartul $(\Delta t_{min} - \Delta t_{max})$ se determină riscul cedării $R = p(H'_{max}^{p\%})$;
- apreciind riscul acceptat R_a într-o scară 0.1 – 1 pentru $p = 0.1\% - 1\%$ ca risc: maxim (0.1-0.3), mediu (0.4-0.6) și minim (0.7-1.0).

Printr-un management corespunzător relației $\sum Q_{max} \pm Q_{deriv} \pm \Delta Q_{min}$, riscul acceptat poate fi diminuat de la cel maxim la cel mediu și chiar minim. În același timp, ținând cont de faptul că gradul de siguranță poate fi definit ca: $S = 1 - R$, poate fi de la cel minim 0.1(1%) la maxim 1%.

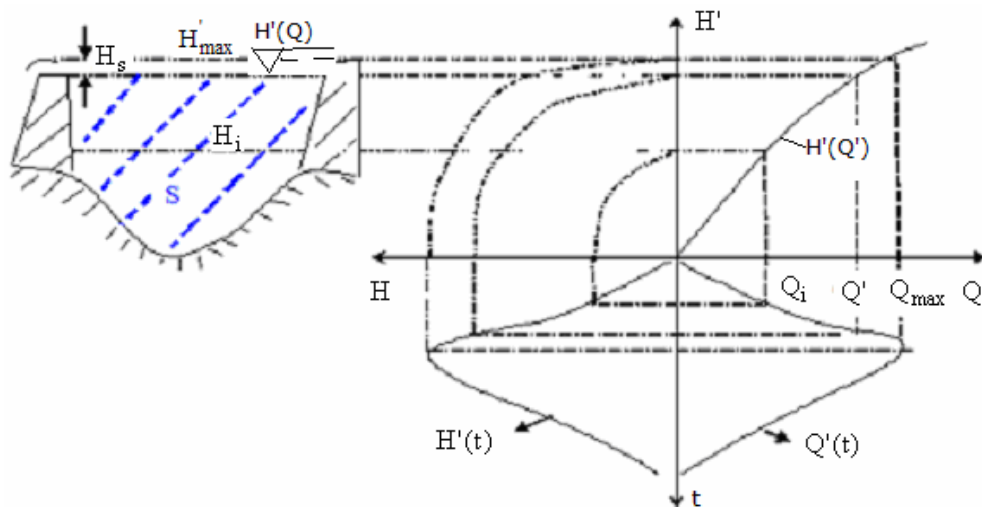


Fig. 4.13. Hidrograful nivelurilor

4.3. Scheme complexe și modele de calcul. Măsurile structurale și nonstructurale

4.3.1. Scheme complexe și modele de calcul

În calculele de gospodărire a apelor mari se pot utiliza următoarele metode:

- metode bazate pe hidrografe ale viiturilor caracteristice; în acest caz se pornește de la o undă de viitură tip, stabilită fie pe baza unei prelucrări de statistică hidrologică asupra debitelor maxime, fie pe baza unor metode empirice sau semiempirice cum ar fi cea a hidrografului unitar;
- metode bazate pe șiruri de viituri reale înregistrate; în acest caz se studiază modelul de propagare a mai multor viituri reale înregistrate în bazinul hidrografic, determinându-se caracteristicile undelor de viitură în regim amenajat.
- metode de modelare statistică, care implică prelucrarea rezultatelor obținute prin aplicarea metodelor anterioare la un număr mare de situații;
- metode de modelare statistică cu generarea sintetică a unor șiruri de unde de viitură, respectându-se anumite condiții probabilistice date și analiza modului de propagare a tuturor acestor unde prin sistemul de gospodărire a apelor mari.

Teoretic, în cadrul unui lac de acumulare se poate obține o linie de regularizare atât de favorabilă încât pe toată durata viiturii, apa să fie acumulată în lac, fără ca aceasta să ajungă la deversare. În acest fel combaterea viiturii este completă, iar în aval de baraj se obține un debit constant și cu mult mai mic decât debitul maxim de viitură al râului. Debitul transformat fără deversare în perioada de viitură (cu atât mai redus cu cât volumul lacului este mai mare) se obține trasând curba integrală a debitului de viitură (fig. 4.14).

Una din metodele utilizate pentru calculul atenuării unde de viitură, admițând deversări, este metoda bazată pe rezolvarea ecuației:

$$(Q - q) \cdot dt = S \cdot dh$$

Curba volumelor în lac în raport cu înălțimea pe intervalul spațiului de gardă este dată de relația:

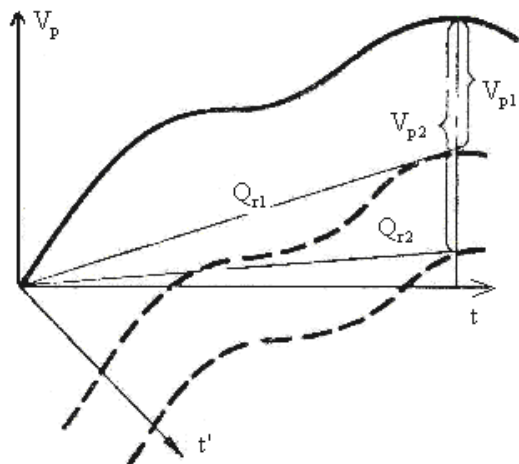


Fig. 4.14. Graficul atenuării viiturii prin trasarea curbei integrale

$$V = f(h) = S \cdot h$$

Curba debitului afluent, reprezentând variația debitelor viiturii în funcție de timp este: $Q = f(t)$

Curba debitelor evacuate prin deversor sau prin golirea de fund în funcție de înălțimea apei din lac, se determină astfel:

$$q = f(h) = k \cdot h^{3/2}$$

Problema care se pune este de a determina aspectul unei defluente q (fig. 4.15).

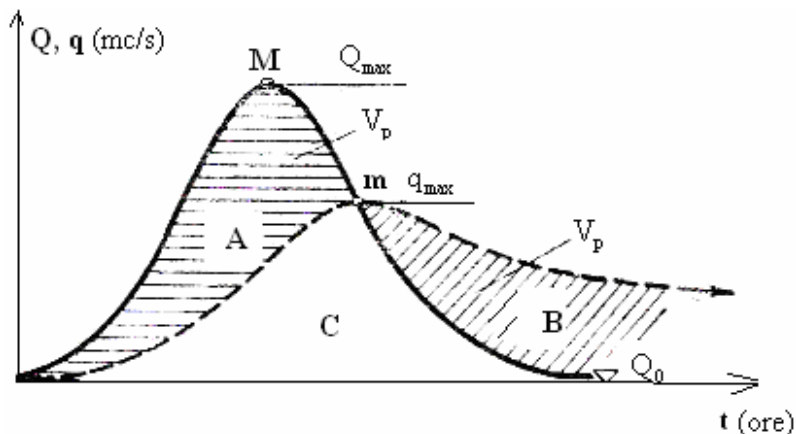


Fig. 4.15. Unda de viitură naturală și atenuată

Rezolvarea ecuației diferențiale $(Q - q) \cdot dt = S \cdot dh$ presupune cunoașterea funcțiilor $Q(t)$ și $S(h)$. O soluție este metoda grafo-analitică de integrare grafică a ecuației cu diferențe finite:

$$Q \cdot \Delta t = q \cdot \Delta t + S \cdot \Delta h$$

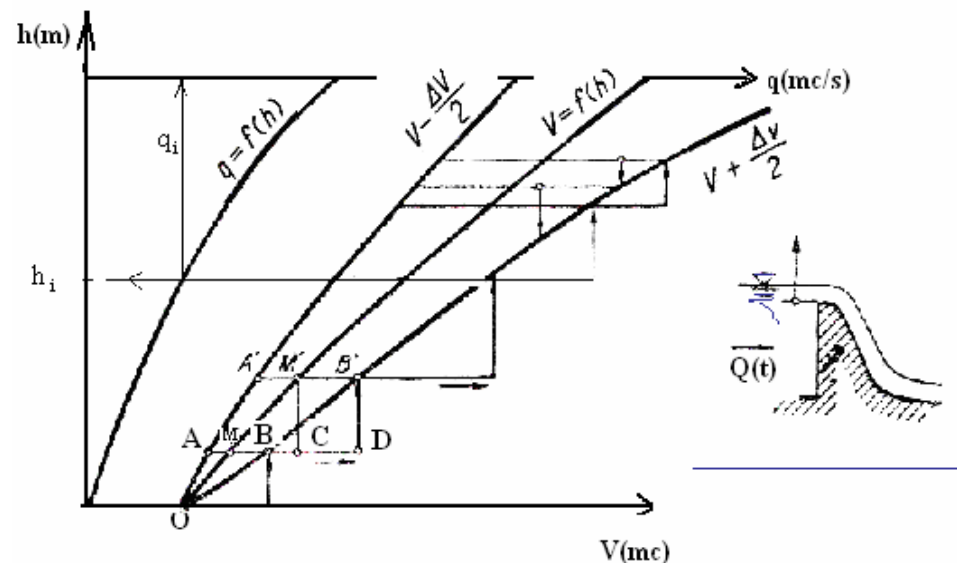


Fig. 4.16. Metoda grafo-analitică de atenuare a viiturilor

Pentru aceasta se trasează în epură (fig. 4.16):

- cheia deversorului $q(h)$;
- curba volumului în lac $V(h)$
- curbele $V - \frac{\Delta V}{2}$ și $V + \frac{\Delta V}{2}$, unde $\Delta V = q \cdot \Delta t$ (volum deversat la înălțimi într-un interval de timp ales $\Delta t = (2 \dots 5)h$)

Din hidrograful viiturii se pot deduce succesiv volumele aflente în intervalul Δt .

În cazul calculului preliminar, pentru determinarea debitului maxim defluent și a volumului necesar a fi reținut în acumulare se folosesc metode aproximative rapide, care operează asupra formei hidrografului viiturii defluente, fie numai pe curba urcătoare, fie în întregime.

Metoda I

Această metodă consideră că pe ramura ascendentă debitele defluate au o variație liniară. În felul acesta se poate stabili o relație între debitul defluent maxim q_{max} și volumul acumulat V_p . (fig. 4.17).

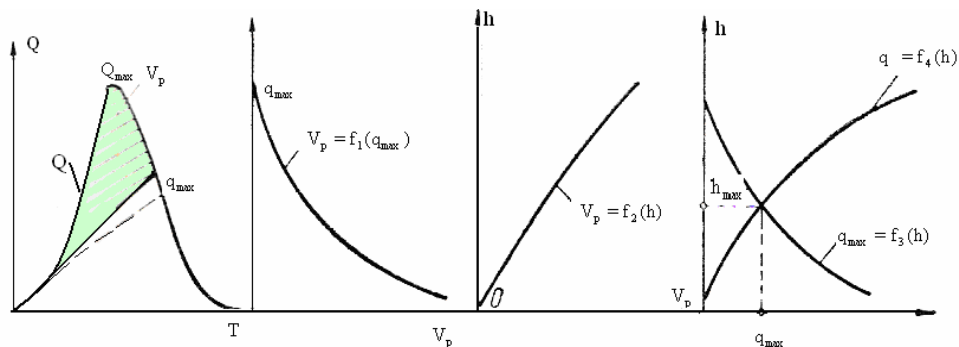


Fig. 4.17. Metoda de atenuare rapidă a undei de viitură

Prin compunerea curbelor $V_p = f(q_{max})$ și $V_p = f_2(h)$ se trasează curba $q_{max} = f_3(h)$. La intersecția curbelor $q_{max} = f_3(h)$ și $q = f_4(h)$ se determină q_{max} și h_{max} pentru tipul de descărcător ales, de o anumită lățime b și un anumit tip.

Metoda II

Debitul afluent până la t_{cr} corespunzător lui Q_{max} și debitului defluent până la t_1 corespunzător lui q_{max} , formează curbe în formă de S cu tangente orizontale la început și la sfârșit. Pentru calcularea volumului de acumulare dintre ele, acestea pot fi înlocuite cu linii drepte (frânte). O aproximație similară poate fi folosită și pentru debitul afluent care depășește t_{cr} (fig. 4.18).

Transformarea hidrografului inițial după t_1 nu prezintă interes practic. De asemenea se face aproximația că suprafața medie a lacului de acumulare S , în limitele schimbărilor de nivel pe înălțimea descărcătorului este constantă.

Utilizând relația de bază a atenuării undei de viitură în lacul de acumulare ($(Q - q) \cdot dt = S \cdot dh$), după o serie de transformări se obține diagrama din figura 4.19 cu ajutorul căreia se pot stabili toate combinațiile posibile de atenuare și elementele q , h și b (k și n sunt date de tipul descărcătorului).

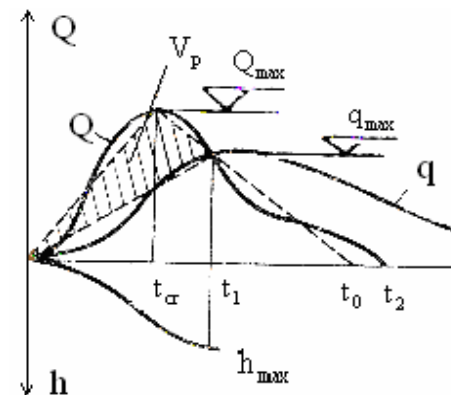


Fig. 4.18. Aproximări de atenuare rapidă a undei de viitură

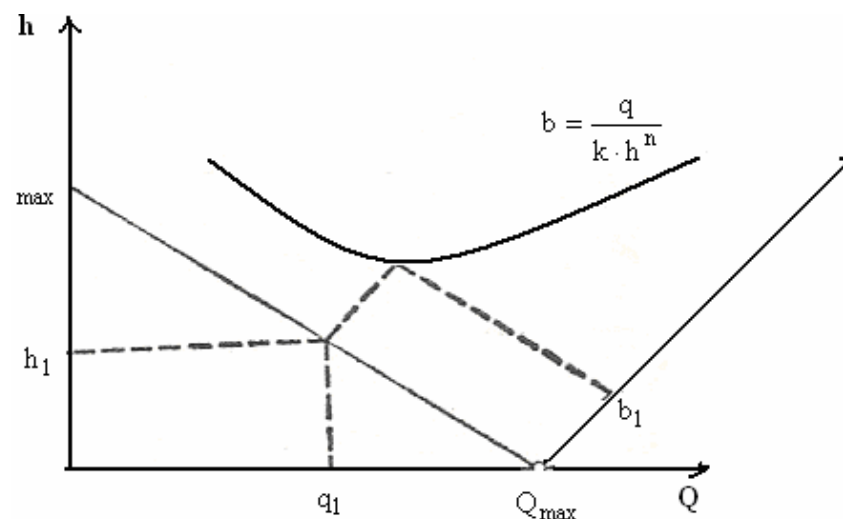


Fig. 4.19. Metoda a II-a de atenuare rapidă a undei de viitură

Metoda III

Metoda aproximează curba ascendentă a hidrografului viiturii cu o dreaptă (identic ca în metoda I). Se obține o curbă a variației volumului acumulat în lac în funcție de coeficientul de atenuare, dat de relația:

$$\alpha = \frac{q_{max}}{Q_{max}} = \frac{k \cdot b \cdot h^{3/2}}{Q_{max}}$$

și anume: $V_p = f(\alpha)$

Notând $\bar{Q} = \frac{b \cdot h^{3/2}}{1000}$, această relație este valabilă pentru orice tip de descărcător

și se poate reprezenta prin curbe cu $b = \text{constant}$.

$K = \bar{Q} \cdot \frac{1000 \cdot k}{Q_{max}}$ reprezintă drepte pentru același hidrograf al undei de viitură

și tip de descărcător.

S-a considerat că de la $t = 0$ funcționează descărcătoarele de debit, în special deversoarele (se presupune că lacul era plin). S-a obținut în locul debitului afluent $Q = f(t)$, debitul de scurgere spre aval după curba $q = f(t)$. Cu cât se urmărește o atenuare mai pronunțată cu atât crește V_p , ce se determină astfel:

$$V_p \cong \int (Q - q) \cdot dt \text{ (mc)}$$

Un alt model de atenuare este cel care de la $t = 0$ până la t_p oarecare lasă să se scurgă debitul afluent $Q_a = f(t)$ crescător până la valoarea $Q_p = q'_{max}$ (fig. 4.20).

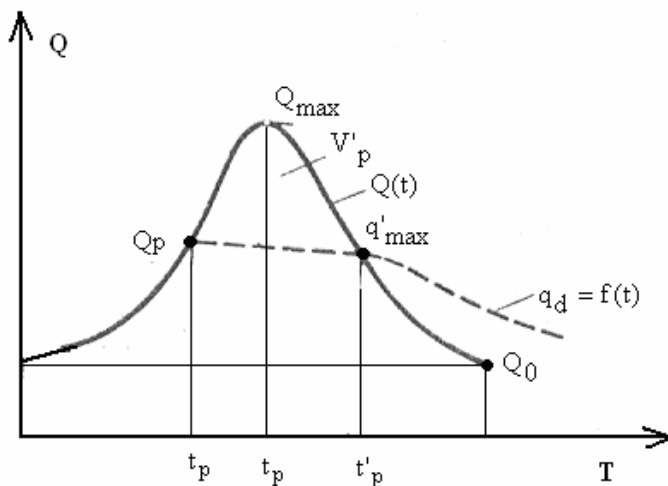


Fig. 4.20. Atenuarea undei de viitură din momentul t_p

De la t_p înainte se rețin toate debitele mai mari decât q'_{max} și atenuarea se face după orizontala $Q_p - q'_{max}$, iar volumul de protecție este $V'_p \neq V_p$ și se poate determina din relația de mai jos:

$$V'_p = 0,479 \cdot \left(\frac{f}{100}\right)^{0,1} \cdot \frac{1 - e^{-a}}{1 - e^{-b}} \cdot (Q'_{max} - Q_o)$$

cu:

$$a = 3 \cdot 10^{-7} \cdot \sum (F_x \cdot L_x)$$

$$b = 9 \cdot 10^{-5} \cdot \sum (F_x \cdot L_x)$$

unde: F_x – bazinele elementare [kmp];

L_x – distanțele de la izvoare până în secțiunea considerată.

Acumulările create prin baraje pot avea următoarele tranșe referitoare la volumele de atenuare a viiturii:

- volumul de protecție de peste nivelul maxim normal (V_{p2} și excepțional V_{p3});
- volumul de atenuare din cadrul volumului util (V_{p1} și excepțional V_{p4}).

În general lacurile de acumulare s-au proiectat cu volume V_u cât mai mari în raport cu volumele totale (fig.4.18):

$$V = V_u + V_p + V_m$$

4.3.2. Măsurile structurale și nonstructurale

4.3.2.1. Măsurile structurale [C. Roșu, 1999]

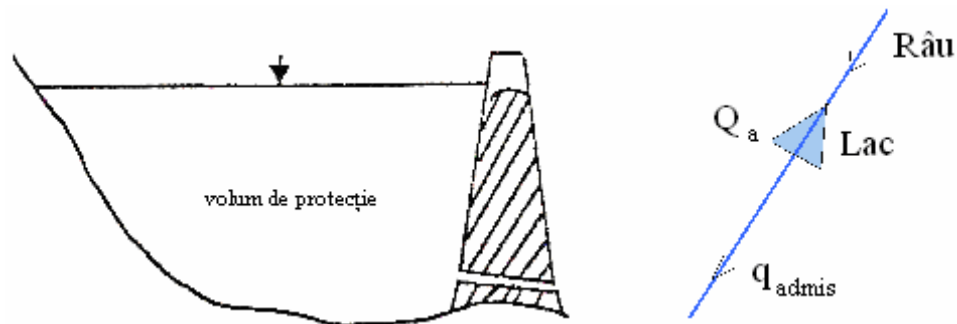
Lucrările de apărare împotriva inundațiilor se realizează atât în albiile râurilor cât și pe suprafața bazinului hidrografic.

□ Acumulări transversale

Acumulările transversale realizate pe cursurile de apă au rolul de a reține parte din volumul undei de viitură, atenuând debitele scurse în aval. După modul de funcționare, acumulările transversale pot fi:

- nepermanente, funcționând numai în perioada viiturilor (fig. 4.21);
- mixte, care au prevăzută o tranșă utilă pentru asigurarea volumului de apă necesar folosințelor și o tranșă nepermanentă pentru atenuarea viiturilor (fig. 4.22).

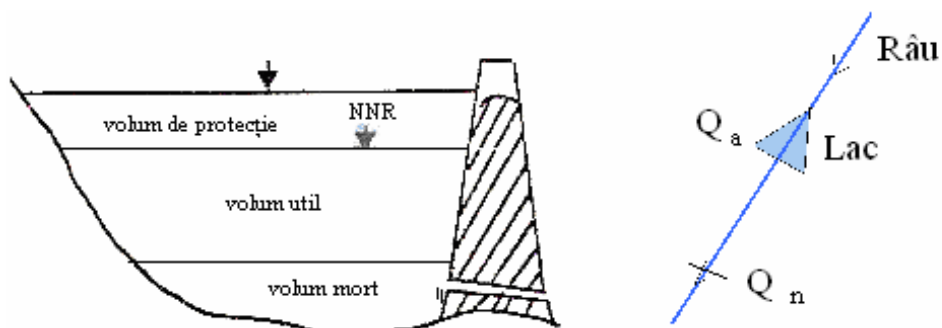
Volumul acumulării se determină pornind de la viitura de calcul stabilită, fie prin metoda gradului de apărare normal, fie prin metoda analizei tehnico-economice.



a. secțiunea transversală

b. vedere în plan

Fig. 4.21. Acumulare transversală nepermanentă



a. vedere în plan

b. secțiunea transversală

Fig. 4.22. Acumulare transversală mixtă

Dimensionarea se poate face pentru diferite ipoteze de funcționare: lac gol cu deversorul și golirea de fund în stare de funcționare; lac gol cu golirea de fund parțial blocată; lac parțial plin cu apă etc.

Indiferent de ipoteza aleasă pentru calculul volumului de protecție și al hidrografului defluent în aval de acumulare, trebuie să se cunoască următoarele elemente:

- hidrograful undei de viitură la intrarea în lac $Q = f(t)$ (Fig. 4.23);
- curbele caracteristice ale lacului $V = f(H)$, $S = f(H)$ (Fig. 4.24);
- curbele caracteristice ale descărcătorilor $q_G = f(H)$, $q_D = f(H)$ (Fig. 4.25);
- nivelul apei în acumulare în momentul începerii viiturii H_j .

Curba caracteristică a golirii de fund $q_G = f(H)$ prezentată în figura 4.25 este formată din segmentele AB și BCD.

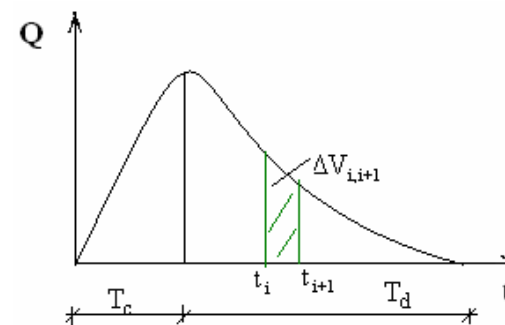


Fig. 4.23. Hidrograful viiturii de calcul

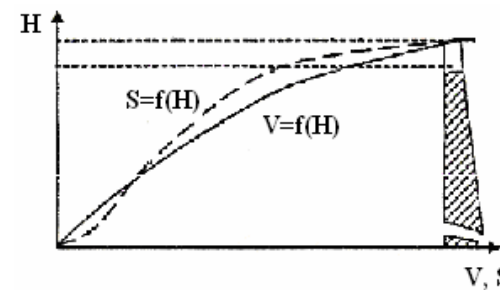


Fig. 4.24. Curbele caracteristice acumulării

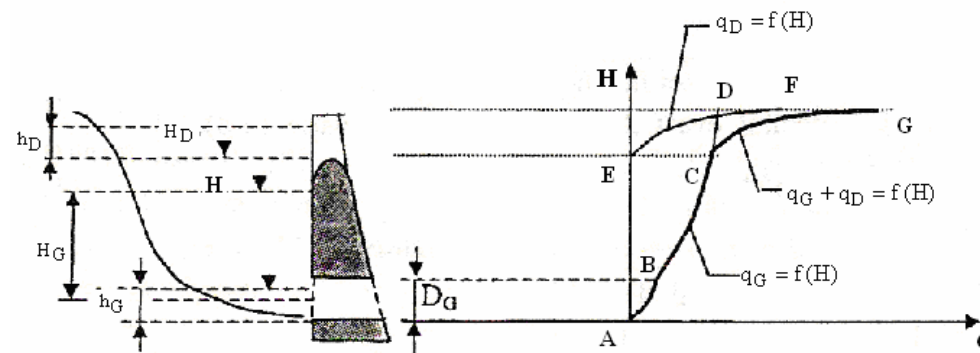


Fig. 4.25. Curbele caracteristice descărcătorilor

- Pentru segmentul AB ce corespunde unei conducte ce funcționează cu nivel liber, debitul evacuat se calculează cu relațiile:

$$q_G = S \cdot v$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

unde: S – suprafața secțiunii de scurgere asimilată cu sectorul de cerc de înălțime h_G ;
 v – viteza apei prin conductă;
 R – raza hidraulică corespunzătoare adâncimii h_G ;
 I – panta hidraulică asimilată cu panta longitudinală a conductei;
 n – coeficientul de rugozitate al conductei.

- Pentru segmentul BCD ce corespunde unei conducte scurte ce funcționează sub presiune, debitul evacuat prin conductă este dat de relațiile:

$$q_G = S \cdot v$$

$$S = \pi \cdot \frac{D_G^2}{4}$$

$$v = m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_G}$$

unde: S – suprafața secțiunii pline a golirii de fund;

D_G – diametrul conductei;

v – viteza medie de curgere a apei prin conductă;

m – coeficientul de viteză;

H_G – presiunea corespunzătoare cotei H , în metri coloană de apă.

Curba caracteristică a deversorului $q_D = f(H)$ este reprezentată în figura 4.25 prin segmentul EF , debitul evacuat fiind calculat cu relația:

$$q_D = M \cdot b \cdot h_D^{3/2}$$

unde: M – coeficientul global de debit;

b – lungimea deversorului;

h_D – înălțimea coloanei de apă pe deversor.

Calculul pornește de la ecuația de continuitate:

$$Q \cdot dt - q \cdot dt = dV$$

unde: Q – debitul afluent în lac;

q – debitul defluent din lac;

dV – volumul de apă reținut în lac în intervalul de timp dt ;

dt – intervalul de timp luat în calcul.

□ Acumulări laterale

Acumulările laterale sunt incinte îndiguite amplasate de-a lungul râului, în albia majoră pentru atenuarea viiturilor (fig. 4.26). Suprafețele din incintă sunt folosite în scopuri agricole, fiind inundate în perioada apelor mari, când cota suprafeței libere trebuie limitată la o valoare maximă admisă în aval.

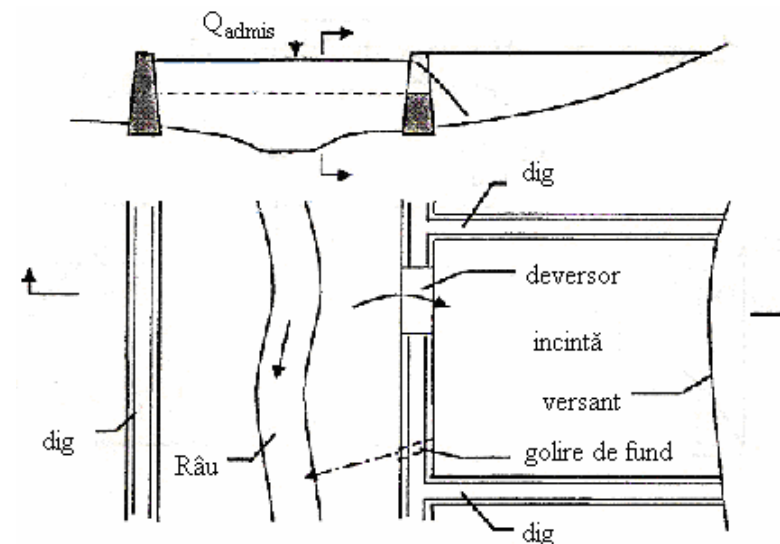


Fig. 4.26. Acumulare laterală

Incinta poate fi formată din unul sau mai multe compartimente în funcție de mărimea suprafeței îndiguite. În cazul unei incinte formată din mai multe compartimente, inundarea acestora se face dirijat, astfel încât în funcție de volumul unei de viitură vor fi folosite o parte din compartimente sau în totalitate.

Pentru calculul volumului acumulării laterale și al hidrografului defluent în aval de acumulare trebuie să se cunoască:

- hidrograful viiturii la intrare în secțiunea acumulării $Q(t)$ (fig. 4.27);
- curba capacității acumulării $V = f(H)$ (fig. 4.28);
- cheia limnometrică pe râu $Q = f(H)$ în secțiunea deversorului (fig. 4.29);
- curba caracteristică a deversorului $q_D = f(H)$ (fig. 4.30).

Curba caracteristică a deversorului $q_D = f(H)$ este calculată pentru tipul de deversor ales, ținând cont de regimul de funcționare al deversorului:

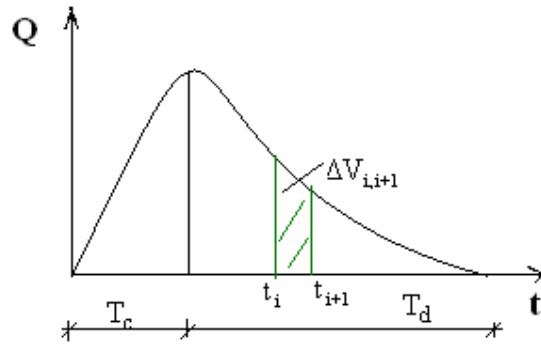


Fig. 4.27. Hidrograful viiturii de calcul

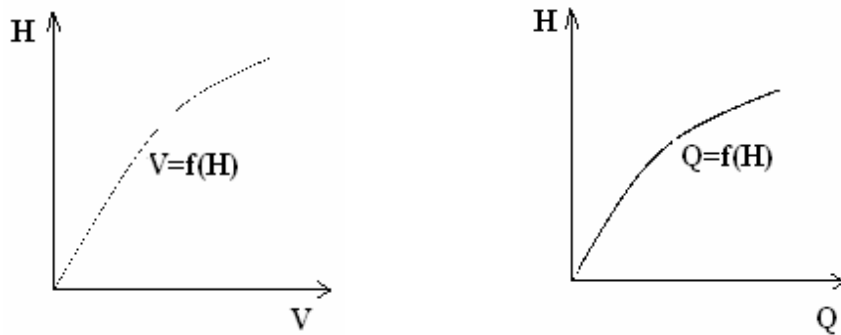


Fig. 4.28. Curba capacității acumulării Fig. 4.29. Cheia limnimerică pe râu

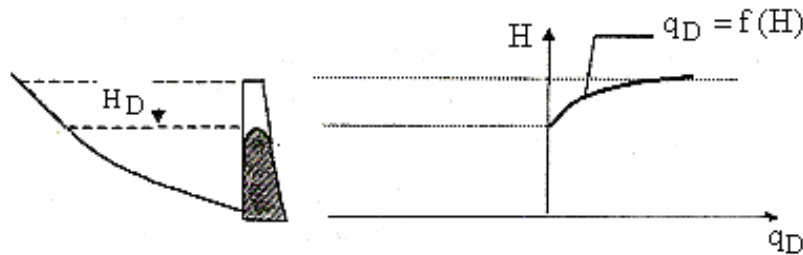


Fig. 4.30. Curba caracteristică deversorului

- înecat:

$$q_D = mb\sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

- neînecat:

$$q_D = mb\sigma\sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

unde: H – sarcina deversorului;

b – lățimea deversorului;

m – coeficientul de debit;

σ – coeficientul de înecare;

g – accelerația gravitațională.

Cheia limnimerică pe râu $Q = f(H)$ din figura 4.29 va fi modificată prin realizarea acumulării și funcționarea deversorului. Cheia limnimerică în regim modificat (fig. 4.31) se obține prin însumarea absciselor graficelor din figurile 4.29 și 4.30.

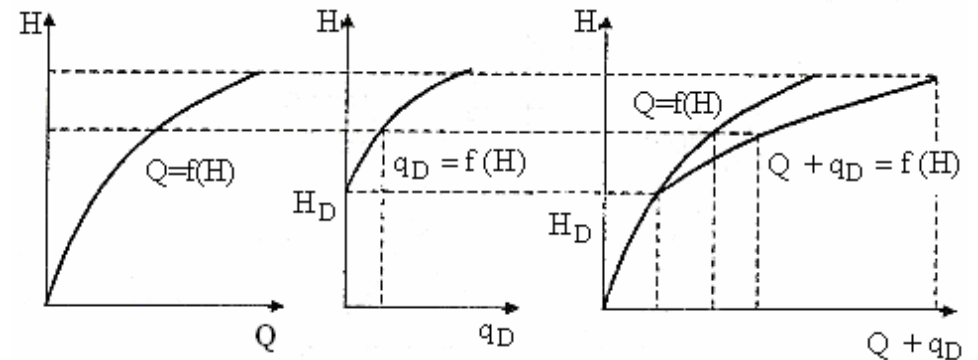


Fig. 4.31. Cheie limnimerică modificată în secțiunea deversorului

Hidrograful defluent $q'(t)$ se determină din hidrograful afluent pe râu $Q(t)$ în secțiunea deversorului și cheile limnimerice pe râu în aceeași secțiune în regim nemodificat $Q = f(H)$, respectiv în regim modificat $(Q + q_d) = f(H)$ (fig. 4.32).

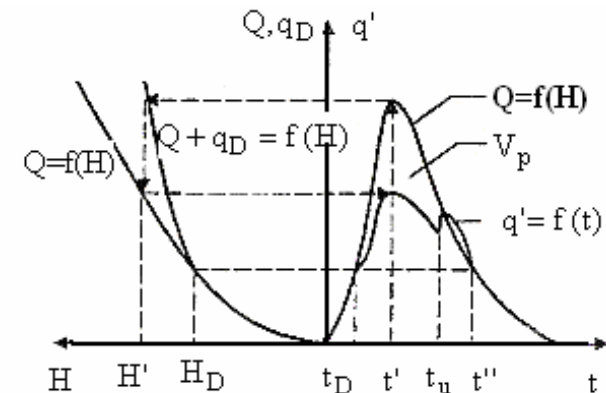


Fig. 4.32. Hidrograful defluent și volumul acumulării laterale

□ **Derivații pentru ape mari**

Derivațiile pentru ape mari au rolul de a atenua viitura în aval. Spre deosebire de acumulări, atenuarea nu se produce prin reținerea unei părți din volumul viiturii doar prin transferul lui într-un alt râu, din același bazin sau dintr-un bazin hidrografic diferit.

Derivarea între două cursuri de apă se adoptă într-una din situațiile:

- momentul producerii viiturilor pe cele două râuri nu coincide;
- pe râul în care se derivă apele există sau se pot realiza acumulări pentru atenuarea viiturii;
- pagubele înregistrate la inundații pe râul în care se derivă sunt reduse.

Efectul derivațiilor asupra undelor de viitură este asemănător cu cel al acumulărilor laterale, însă nu se mai pune problema umplerii (Fig. 4.33).

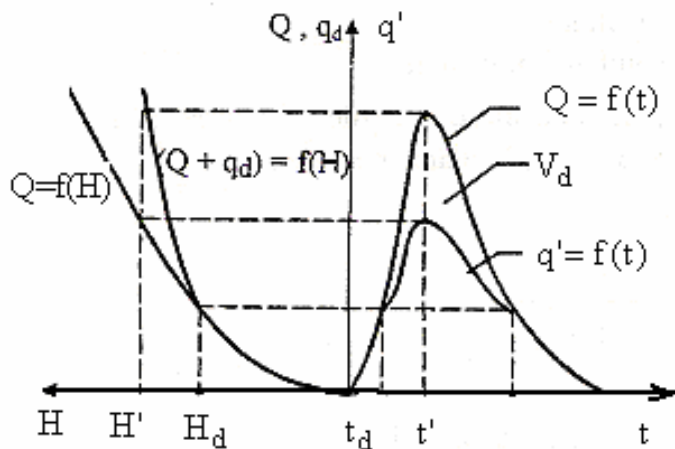


Fig. 4.33. Atenuarea unei de viitură prin funcționarea derivației

Derivațiile sunt realizate sub forma unor canale sau galerii. Forma secțiunii transversale a canalului se alege în funcție de dimensiunile lui și de condițiile de construcție.

Secțiunea transversală cea mai frecvent utilizată este secțiunea de formă trapezoidală, întrucât asigură cea mai bună stabilitate a taluzurilor.

□ **Îndiguiri**

Digurile sunt lucrări de înălțime redusă dar cu o lungime mare, care se realizează în scopul apărării de inundații a terenurilor din albia majoră a râurilor. Digurile nu au rolul de a atenua unda de viitură, doar de a reduce inundabilitatea terenurilor. Digurile se realizează paralel cu direcția de scurgere a apelor mari, albia minoră șerpuiind între cele două diguri.

Prin realizarea digurilor, regimul de scurgere se schimbă datorită:

- modificării secțiunii de scurgere pe tronsonul îndiguit care duce la creșterea nivelului apei pe tronson și în amonte, în consecință se modifică cheia limnometrică (Fig. 4.34);
- dezatenuării unei de viitură pe tronsonul îndiguit și în aval (Fig. 4.35).

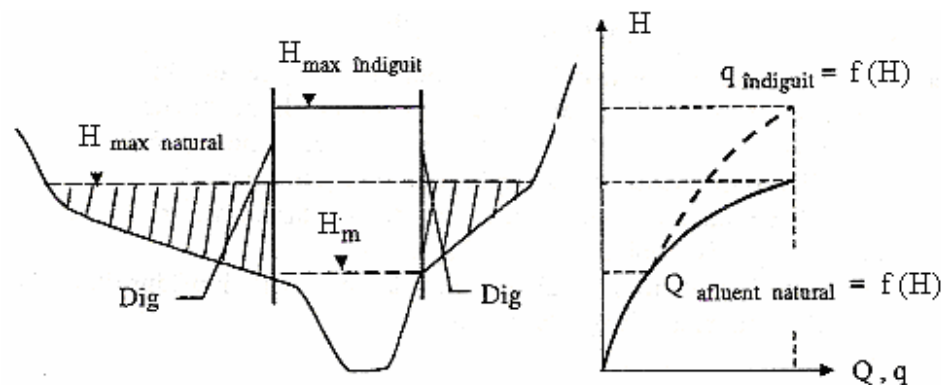


Fig. 4.34. Cheia limnometrică pe tronsonul îndiguit și în amonte

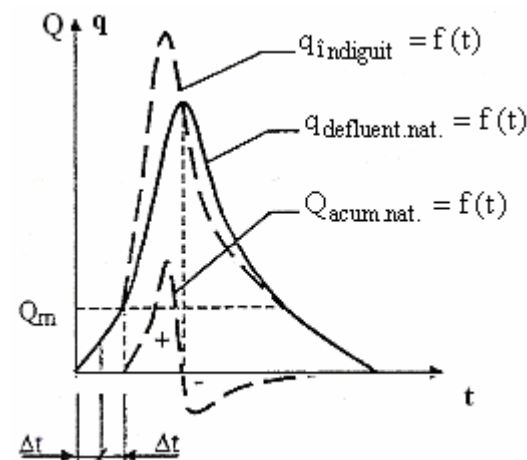


Fig. 4.35. Dezatenuearea viiturii în aval de tronsonul îndiguit

4.3.2.2. Măsuri non-structurale

În ciuda tuturor eforturilor s-a constatat din confruntările cu viiturile, că riscul nu poate fi complet înlăturat.

Gradul de servitute al efectului inundațiilor este dat de magnitudinea caracteristicilor viiturilor (debite de vârf, durata, viteza de curgere a apei etc.) și de vulnerabilitatea zonelor inundabile. Vulnerabilitatea este exprimată prin valoarea absolută sau relativă a pagubelor directe și indirecte, precum și prin potențialul de pierderi de vieți omenești în cazul inundațiilor.

Posibilitățile de reducere a magnitudinii undelor de viitură, respectiv a inundațiilor prin metode structurale sunt de multe ori limitate. Alături de măsurile structurale pentru diminuarea impactului, trebuie avute în vedere și măsurile non-structurale.

Măsurile nonstructurale tind să fie cele mai eficiente și mai durabile soluții de rezolvare a problemelor legate de ape și vor trebui dezvoltate pentru reducerea vulnerabilității vieții umane și a bunurilor expuse riscului de inundații. Pentru diminuarea impactului produs de inundații, aceste măsuri vizează: zonarea terenurilor inundabile și adoptarea unor măsuri specifice fiecărei zone, politica de descurajare a dezvoltării socio-economice a zonelor inundabile, mărirea timpului de anticipare în prognoza viiturilor, organizarea eficientă a acțiunilor operative de apărare etc.

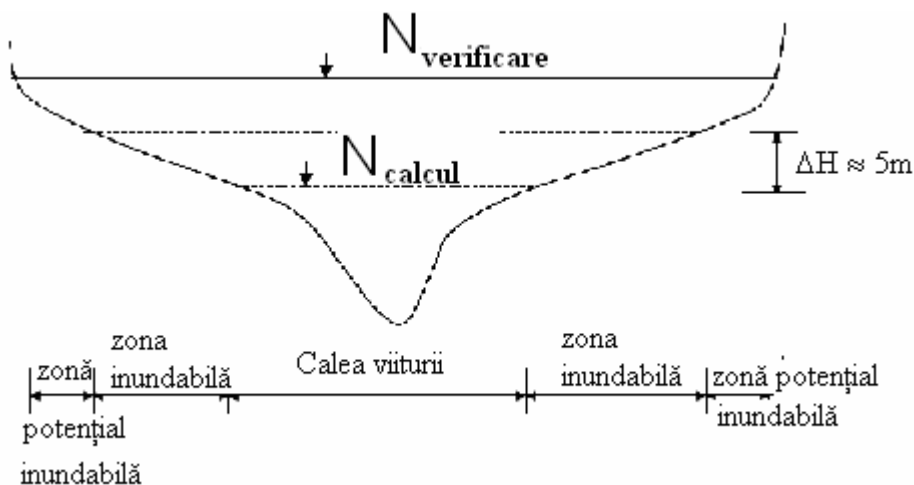


Fig. 4.36. Delimitarea zonelor inundabile

Prin amplasarea obiectivelor socio-economice în apropierea cursurilor de apă, pericolul potențial al inundațiilor a fost ignorat sau minimalizat. Astfel, în ideea de a reduce pagubele provocate în urma inundațiilor se aplică politica de descurajare a dezvoltării construcțiilor în zonele inundabile. Conform acestei politici, dotările existente amplasate în calea viiturii sau în zona inundabilă, urmează să fie dezafectate și mutate în afara acestor zone, iar noile construcții se vor amplasa exclusiv în afara zonelor inundabile, conform unor planuri de sistematizare a terenului.

Pentru prevenirea și combaterea inundațiilor, operațiunile de prognoză au un rol important, astfel pe baza acestor prognoze se va determina timpul de anticipare. Eficacitatea acestora depinde de nivelul de pregătire și de modul de realizare a măsurilor propuse. În aplicarea măsurilor non-structurale, consultarea publică este de o importanță capitală.

Măsurile nonstructurale cum sunt: întocmirea hărților cu suprafețe inundate, utilizarea sistemului de avertizare și dezvoltarea unui program de urgență pot reduce semnificativ pierderile de vieți omenești.

4.4. Viituri și inundații accidentale

4.4.1. Definiții

Data fiind diversitatea definițiilor și considerațiilor legate de tematica abordată, se consideră a fi necesare unele precizări asupra conceptului și caracteristicilor inundațiilor, care să permită o abordare unitară neechivocă a cercetărilor și rezultatelor acestora.

În acest context inundația reprezintă fenomenul prin care un anumit teritoriu este acoperit de apă, ca urmare a ridicării nivelului acesteia peste cota terenului.

Dintre clasificările inundațiilor se reține pentru interesul problemei analizate, clasificarea determinată de cauzele care provoacă inundațiile:

- *inundații naturale*, determinate de un fenomen natural: creșterea nivelului, respectiv a debitului cursurilor de apă în urma precipitațiilor și/sau topirii zăpezilor; scurgerea apelor de pe versanți și stagnarea pe anumite terenuri; împiedicarea scurgerii datorită creșterii nivelului în emisar;

- *inundații accidentale*, determinate de cauze antropogene, deci de acțiuni (conștiente sau nu) ale oamenilor: amenajări în bazinul hidrografic, care pot duce la o amplificare a debitelor maxime naturale; amenajări de albii, care ștrangulează secțiunea de scurgere; exploatarea necorespunzătoare a descărcătorilor de ape mari ai lacurilor de acumulare sau declanșarea unor fenomene noi prin avarierea sau ruperea construcțiilor și sistemelor hidrotehnice, alunecarea bruscă a versanților în acumulări, cutremure induse de amenajări.

Inundațiile accidentale duc la o amplificare de ordinul zecilor sau chiar a sutelor de ori a efectelor produse de inundații naturale.

Studiile de gospodărirea apelor privind inundațiile produse de avarierea și ruperea barajelor și digurilor (inundații accidentale) reprezintă o *necesitate*, având în vedere consecințele pe care le pot avea aceste fenomene asupra zonelor afectate. Semnificativă este atât perioada execuției, dar mai ales cea a exploatării cu parametri ce variază în timp.

Creșterea frecvenței viiturilor, variabilitatea parametrilor de exploatare suprapusă cu creșterea gradului de îmbătrânire a acestora, fac nu numai necesară dar și oportună întocmirea acestor studii. Ele, deși se pot baza pe o bogată literatură în domeniu nu dispun de o metodologie unitară, care să reflecte complexitatea fenomenului, ceea ce impune și o dezvoltare a cercetării specifice.

Aceste studii au nevoie de o bază de date și informații, de cercetări teoretice și experimentale care să facă posibilă simularea matematică și fizică a unor fenomene probabile într-un scenariu dat. Practic sunt necesare: o analiză generală privind avariile și determinarea pe această bază a scenariilor posibile ale ruperii; cercetări teoretice de abordare hidrologică și hidraulică a fenomenelor; stabilirea unor metodologii adoptând modele corespunzătoare de calcul al hidrografului ruperii și propagării undei de viitură; studii pe model fizic, care să facă posibilă simularea procesului în ansamblu și de detaliu; confirmarea unor ipoteze și încadrări teoretice; verificarea rezultatelor obținute (debite, niveluri de inundație, viteze și timpi de propagare) în multiple variante posibile cu cazurile cunoscute; studii de caz.

□ Inundații accidentale pe râurile interioare

Viiturile care se produc pe râurile din țara noastră sunt generate de ploi, de topirea zăpezilor sau/și de suprapunerea celor două fenomene în perioada existenței stratului de zăpadă.

În istoria marilor viituri din bazinul Timiș – Bega se pot aminti viiturile din mai 1912, iulie 1966 și aprilie 2000.

Viitura din mai 1912 a fost cea mai mare din punct de vedere al debitului de vârf (estimat la circa 1600 mc/s). Viitura a fost provocată de ploi pe o perioadă de trei zile, care au acoperit întreg bazinul, depășind 200 mm în munții Semenic și Poiana Ruscă.

Viitura din aprilie 2000 a fost produsă de efectul combinat al ploilor căzute precum și de topirea zăpezii. Probabilitatea de producere a vârfului viiturii din aprilie 2000 a fost apropiată de 2%, producând ruperea digurilor de pe malul stâng în apropiere cu frontiera Serbia.

Volumul viiturii din 2005 a fost de trei ori mai mare decât volumele viiturilor din anii 1966 și 2000. Ruperea digurilor de pe malul drept al râului Timiș în aprilie 2005 a condus la inundarea unei suprafețe importante de teren, datorită volumului mare al viiturii la Șag.

În România, în ultimii ani au avut loc fenomene meteorologice atipice și periculoase, de o intensitate deosebită. Astfel, în luna aprilie 2005, la Timișoara, s-a înregistrat cea mai mare cantitate de precipitații din tot șirul de observații (1874-2005) – 154,4 l/mp în 24 h, iar în luna iulie s-au înregistrat 243 l/mp la Herăstrău, în județul Vrancea, 206 l/mp la Halos, în județul Bacău, 193 l/mp la Sendreni, în județul Galați, 168 l/mp la Văleni, în județul Teleorman, dar și 73 l/mp în 3 ore la Casimcea, județul Constanța.

În luna aprilie 2005, pe râurile din Spațiul hidrografic Banat s-au înregistrat cele mai mari cote din întregul șir de observații, ce au avut ca efect deversarea digurilor de pe râurile Timiș și Bârzava.

Râul Timiș unit cu râul Bega prin Nodul Hidrotehnic Topolovăț (figura 4.38) a tranzitat viitura cu cel mai mare volum înregistrat în perioada de observații.

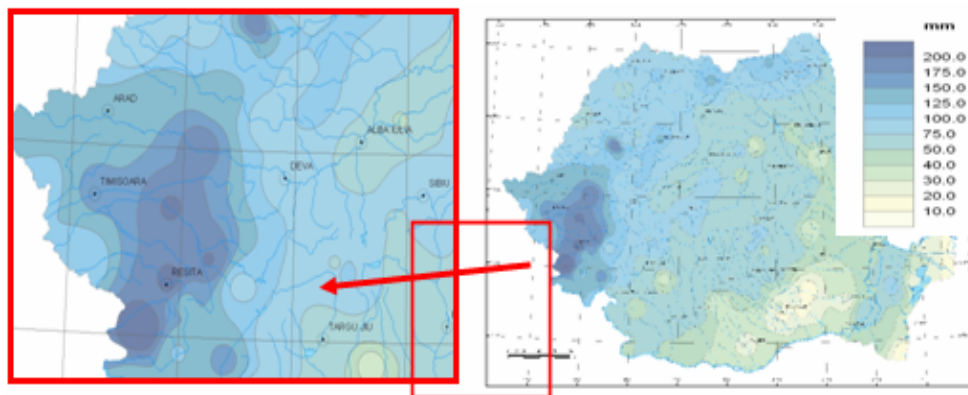


Fig. 3.39. Cantitatea lunară de precipitații, aprilie 2005

Regimul pluviometric a fost excedentar în Banat, așadar a fost depășită cea mai mare cantitate de precipitații a lunii aprilie, precipitațiile căzute depășind 200 mm la stațiile meteorologice: Oravița (226.4 mm), Reșița (205.3 mm), Lugoj (201.2 mm) și Caransebeș (200.6 mm).

A fost depășită cantitatea maximă de precipitații cumulată în 24 de ore, pentru luna aprilie la stațiile meteorologice: Reșița (79.2 mm), Caransebeș (67.6 mm), Bozovici (66.4 mm), Timișoara (63.0 mm) etc. Pe râurile din Banat s-au înregistrat cele mai mari cote din întregul șir de observații existente la majoritatea stațiilor hidrometrice, având ca efect deversarea digurilor pe râurile Timiș, aval de municipiul Lugoj și Bârzava, în zona Gătaia.

La începutul perioadei 14-26 aprilie 2005, într-un interval de timp de 24-36 ore, pe întreg spațiul Banat au căzut precipitații sub formă de ploaie, însumând 60-95 l/mp, efectul suprapunându-se peste apa rezultată din topirea zăpezilor în zona montană (munții Țarcului – bazinul Timișului) echivalentă unor precipitații de 169-473 l/mp, scurgerile spre albiile cursurilor de apă fiind favorizată de starea de suprasaturare a solurilor datorită ploilor anterioare.

Precipitațiile abundente din perioada 19-22 aprilie au condus la generarea unor noi viituri suprapuse peste primele, provocând astfel atingerea cotelor maxime pe râul Timiș.

Având de a face cu o viitură extraordinară (cu o probabilitate de apariție de mai puțin de o dată la 100 de ani ca volum) capacitatea de transport a albiilor majore ale râului Timiș a fost depășită datorită faptului că digurile de apărare au fost dimensionate la o viitură cu probabilitatea de apariție de o dată la 20 de ani. Impactul a fost inevitabil, astfel că în ziua de 20 aprilie 2005 s-a produs ruperea digurilor și formarea a două breșe (unificate ulterior) (fig. 3.40).



Fig. 3.40. Râul Timiș – două breșe

Apa a deversat pe parcursul a mai multor ore peste dig în mai multe locuri, dig situat pe malul drept al râului Timiș. Astfel, în perioadele 20-22 aprilie unda de viitură a traversat zona dintre Timiș și Bega.

S-a estimat că volumul de apă pătruns în incinta apărată de digul drept al râului Timiș a fost de cca. 250 mil. mc, iar suprafața inundată este de cca. 2500 ha, fapt care în condiții de șes și teren plat ar fi corespuns unei adâncimi medii de 1 m.

Breșa produsă în ziua de 20 aprilie, în zona Cruceni (km 6+000) realizată pe o lungime de cca. 160 m prin unirea celor două breșe marginale, nu a prezentat o

erodare puternică a terenului de fundație a digului, adâncimea apei în axă stabilindu-se la cca. 1.5-1.6 m. La această breșă s-a realizat un dig provizoriu din pământ, având la bază saci cu pământ și nisip, iar în data de 3 mai 2005 breșa a fost închisă. În amonte, (fig. 3.41) breșa situată la km 8+250 (în zona Crai Nou) în lungime de 120 m s-a produs în data de 21 aprilie. Această breșă avea o configurație diferită față de breșa din aval (zona Cruceni), având o deschidere dreptunghiulară, digul fiind tăiat de curentul de apă după direcția unor plane verticale, iar adâncimea apei în axa digului era de 6-7 m. Breșa a fost închisă cu un dig de tip potcoavă din anrocamente și balast în data de 9 mai 2005. În zona Crai Nou – Grăniceri s-a refăcut 750 m de dig de pe râul Timiș.



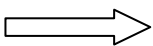
Fig. 3.41. Câmpia inundată în urma producerii breșelor

Din integrarea debitelor din zilele de 19-21 aprilie 2005 (fig. 4.43) vor rezulta următoarele volume de apă deversate V_{19} , V_{20} , V_{21}

$$V_{19} = 27.540 \text{ mil. mc}$$

$$V_{20} = 127.159 \text{ mil. mc}$$

$$V_{21} = 77.616 \text{ mil. mc}$$



$V_t = 232.86 \text{ mil. mc.}$ în comparație cu volumul real $V_t = 250 \text{ mil. mc.}$

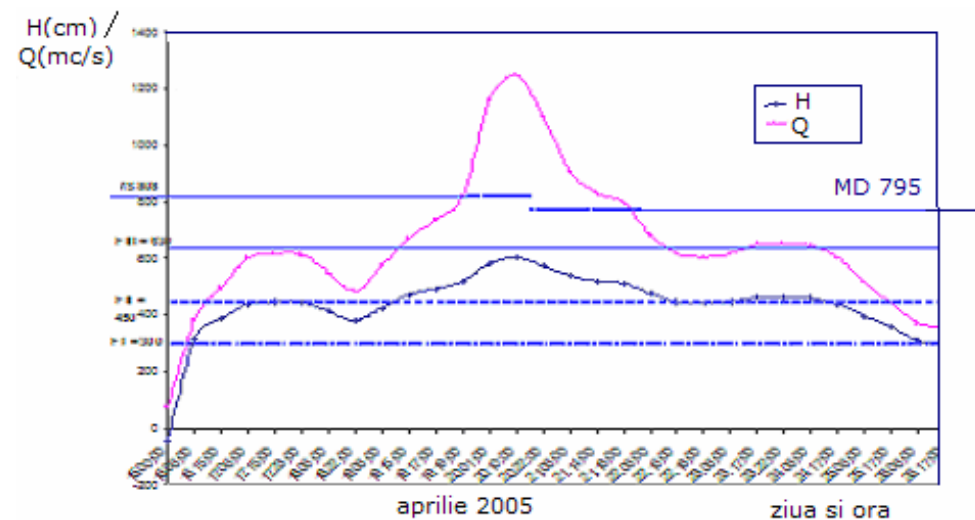


Fig. 4.42. Hidrograful nivelurilor și al debitelor pe râul Timiș la Șag pentru 15-26.04.2005

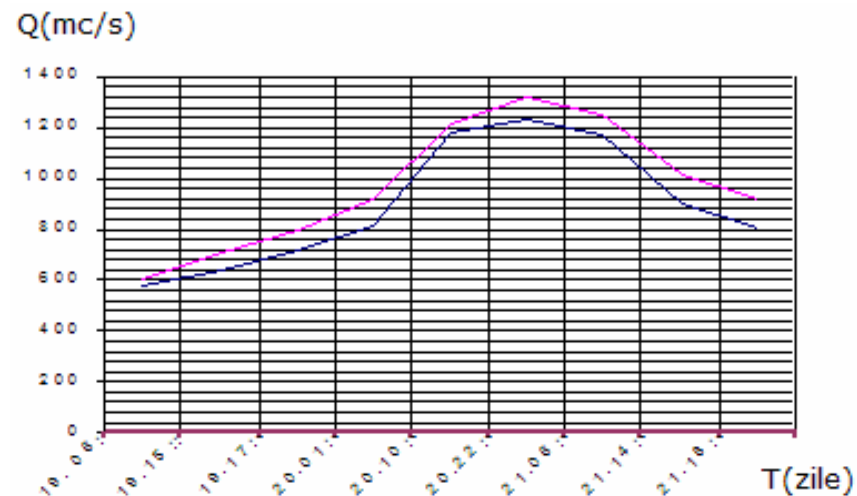


Fig. 4.43. Hidrograful debitelor la Șag – Grăniceri

□ Inundații accidentale pe Dunăre

Viitura din aprilie 2006 de pe Dunăre reprezintă cea mai importantă viitură din perioada 1840-2006, debitul maxim în secțiunea Baziaș fiind de 15.800 mc/s față de debitul ce s-a înregistrat până în prezent, în anul 1895 de 15.082 mc/s.

Datorită precipitațiilor căzute și temperaturii foarte ridicate de la începutul lunii aprilie realizate în cea mai mare parte a bazinului Dunării, care a dus la topirea stratului de zăpadă, au cauzat producerea acestei viituri excepționale. Evenimentele pluviometrice din 11-13 aprilie 2006 din Serbia, Bulgaria și Sud – Vestul României s-au produs în perioadele cu debite maxime pe Dunăre, sectorul Baziaș – Bechet.

Durata acestei viituri este de asemenea cea mai mare din istoria înregistrărilor, conducând astfel la o probabilitate totală de depășire mai mare de 1/100 ani.

Nivelul Mării Negre în perioada 1840 - 2006 a crescut cu cca. 30 cm, ceea ce a condus prin modificarea pantei hidraulice la creșteri de nivel suplimentare pe teritoriul românesc.

Nivelurile maxime înregistrate și reconstituite în diferite secțiuni pe Dunăre la viiturile din aprilie-mai 2006 comparativ cu cele mai mari niveluri înregistrate după îndiguirea Dunării și cu nivelurile de proiectare a digurilor sunt redată în tabelul de mai jos [http://www.mmediu.ro].

Tabelul 4.2. Nivelurile maxime pe Dunăre

Secțiune	Cotă proiectată		Nivel maxim înregistrat înainte de 2006 (cm)	Nivel în 2006 (cm)			Diferența nivelurilor 2006 – nivel maxim 1970-1981 (cm)	Diferență nivel 2006 – nivel de proiectare (cm)	
	1 %	5 %		Înregistrat	Reconstituit	Diferența		1 %	5 %
Gruia			862/1981	899	899	0	+37		
Calafat	782	734	802/1981	861	865	+4	+59	+79	+127
Bechet			787/1981	845	857	+12	+58		
Corabia	773	711	756/1970	801	812	+11	+45	+28	+90
Giurgiu	804	750	795/1970	822	830	+8	+27	+18	+72
Oltenița	794	741	772/1970	809	815	+6	+37	+15	+68
Călărași			703/1970	737	765	+28	+34		
Cernavodă	690	644	708/1970	736	760	+24	+28	+46	+92
Brăila	678	619	639/1970	699	724	+25	+60	+21	+80
Tulcea	458	411	435/1970	438	450	+12	+3	-20	+27

Pentru reducerea debitelor în aval, s-a procedat la inundarea incintelor: Călărași – Râul și Făcăieni – Vlădeni. Efectul inundării controlate cât și al celor necontrolate din amonte, a condus, coroborat cu măsurile de consolidare / supraînălțare diguri la protecția orașelor Oltenița, Călărași, Brăila (fig. 4.44) și Galați (fig. 4.45) [http://www.mmediu.ro].

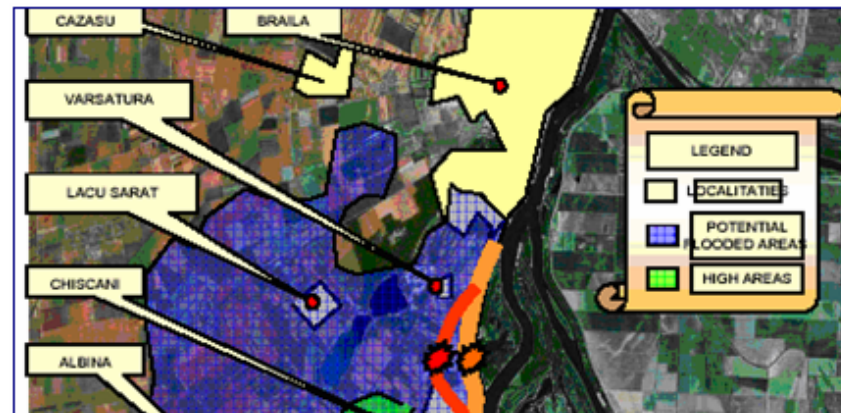


Fig. 4.44. Consolidarea digurilor



Fig. 4.45. Zone potențial afectate

Breșele care au avut o influență importantă asupra nivelurilor și debitelor maxime pe Dunăre (fig. 4.46), au fost breșele controlate Modelu și Făcăieni, breșa necontrolată de la Rast și deversarea digului de la Rasova. Celelalte breșe necontrolate Bechet și Bistreț, Oltina și Spanțov au avut o influență importantă pe ramura de scădere a hidrografului nivelurilor și debitelor [P. Șerban , ș.a, 2006].

Prima breșă a apărut din cauze naturale, fiind înregistrată la digul din localitatea Isaccea în data de 10 aprilie 2006 la circa o lună după intrarea sub sarcina digului. Breșă de la Rast produsă în lucrarea longitudinală de apărare de pe Dunăre în data de 14 aprilie 2006, ora 12.00 a influențat și nivelurile în secțiunea din amonte, Calafat, cu până la 4 cm. Digul din zona Bistreț a cedat în data de 24 aprilie 2006.

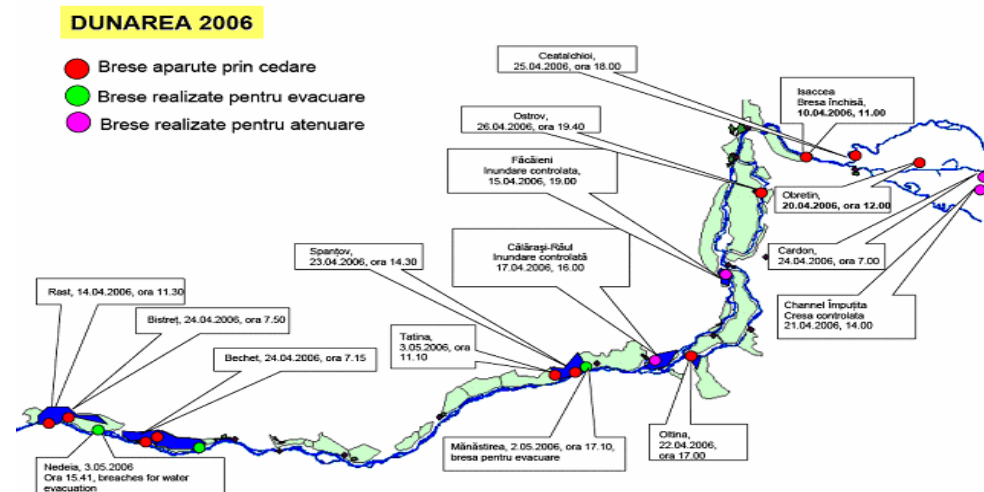


Fig. 4.46. Breșele produse pe Dunăre

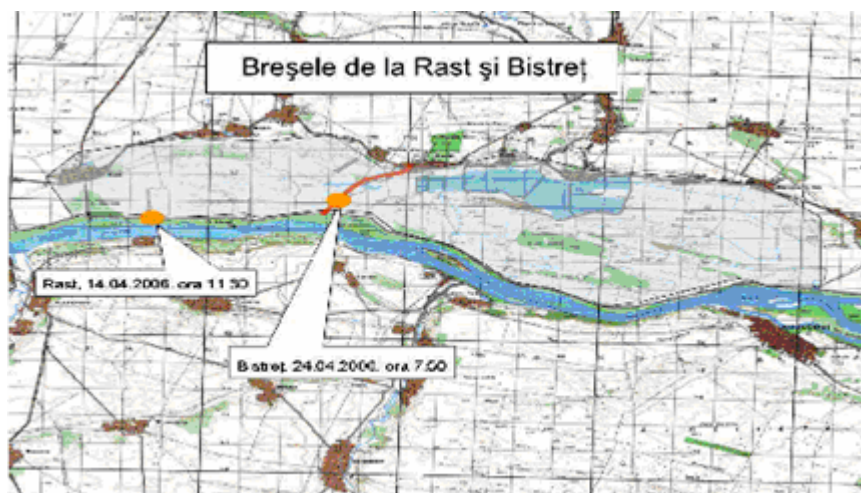


Fig. 4.47. Breșele de la Rast și Bistreț

Digurile de pe Dunăre au cedat la viitura din 2006 realizându-se breșe necontrolate la Rast, Spanțov în data de 23 aprilie (fig. 4.48), Bechet în data de 24 aprilie (fig. 4.49), Oltina și Ostrov datorită depășirii nivelurilor de proiectare cu până la 123 cm și a duratei foarte mari.

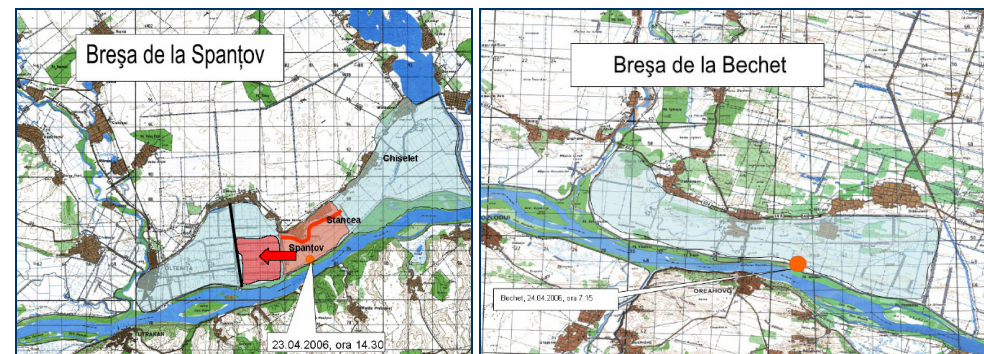


Fig. 4.48. Breșa de la Spanțov

Fig. 4.49. Breșa de la Bechet

Digul de la Rasova a fost deversat în data de 16 aprilie 2006 și au fost inundate: incinta agricolă Baci, localitatea Baci, localitatea Vederoasa. La Isaccea s-a înregistrat cea mai mare viitură în 2006 și a avut debitul maxim reconstituit de 17.700 mc/s.



Fig. 4.50. Zona Isaccea, închiderea breșei în 13.04.2006

Digurile au cedat datorită presiunii apei Dunării, în special în zonele unde există brațe moarte ale Dunării.

4.4.2. Inundații accidentale

□ Cedarea lucrărilor transversale

Pe baza ipotezelor de rupere progresivă sau instantanee a barajelor se pot determina consecințele acestora: hidrograful ruperii în secțiunea avariei, respectiv hidrografele viiturii accidentale în secțiunile din avalul acestora [Gh. Cretu, C. Roșu, 1991].

Studiile efectuate până în prezent prin analiza distrugerii unor baraje, precum și pe modele de laborator pun în evidență factorii care influențează mecanismul ruperii, dar nu oferă posibilitatea prevederii elementelor geometrice ale ruperii, care să permită prognoza hidrografului. Ca atare, incertitudinea modului de rupere introduce erori în calculul hidrografului, determinate de procesul de evoluție a ruperii în timp. Din această cauză trebuie luate în considerare cât mai multe situații de rupere posibile sau dirijarea ruperii când nu mai poate fi evitată.

Pentru calculul hidrografului de viitură la rupere, în cazul barajelor de pământ omogene, de mică înălțime ($H_b \leq 15$ m) se fac următoarele considerații: ruperea este progresivă datorându-se unor fenomene de eroziune; eroziunea se dezvoltă repede și masivul este spălat într-un timp foarte scurt.

În cazul deversării, limitele amonte și aval ale coronamentului coboară de o manieră practic uniformă și după o lege propusă, deci cunoscută (fig. 4.51).

În consecință, calculul hidrografului debitelor produse de ruperea barajelor considerate se poate face admitând: ruperea progresivă prin erodare, cu viteze de creștere a adâncimii breșei de x m/min (variabila H); eroziunea ambelor maluri cu $2x$ m/min (variabila B); forma breșei trapezoidală (fig. 4.52) stabilită din coincidența debitelor maxime cu cele determinate prin similitudine pe model (la breșa triunghiulară considerată, debitul deversat este inferior celui determinat pe model).

Scurgerea poate fi considerată ca o scurgere peste un deversor cu prag lat [c > (2...3)H], (fig. 4.53), pasul de timp luat în calcul Δt . Practic lungimea pragului este: $c = (3...10)H$, iar pentru valori $c \gg H$, ce se atinge pe măsura adâncimii breșei, curgerea trebuie considerată ca o curgere într-un canal cu panta i [C. Roșu, Gh. Crețu, 1998]

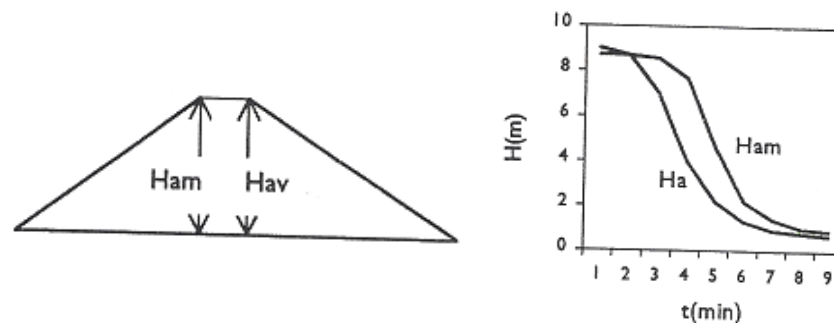


Fig. 4.51. Cedarea uniformă a paramentului amonte și aval

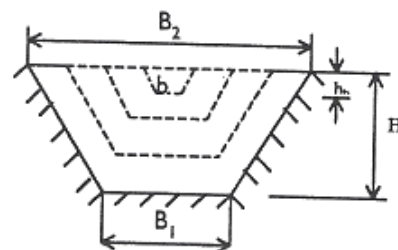


Fig. 4.52. Forma breșei

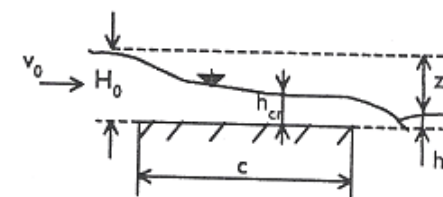


Fig. 4.53 Schema deversorului cu prag lat

În cazul deversorului neînecat ($h_n < h_{cr}$), adâncimea la prag h se ia, de obicei, egală cu adâncimea critică h_{cr} :

$$h = h_{cr} = 0.6 \cdot H_0$$

Debitul cu considerarea vitezei de acces v_0 este:

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_0^{3/2}$$

unde: b – lungimea breșei;

m – coeficientul de debit ($m = 0,30...0,36$).

În cazul deversorului înecat ($h_n > h_{cr}$), întâlnit mai rar în evoluția fenomenului analizat, adâncimea la prag se ia egală cu adâncimea de înecare ($h = h_n$), iar debitul se determină cu formula:

$$Q = m \cdot \sigma \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_0^{3/2}$$

unde: $\sigma = \sigma(h_n / H_0)$ este coeficientul de înecare ($\sigma = 1...0,082$ pentru $h_n/H_0 = 0,7... 0,999$).

Luarea în considerare a contracției laterale ($b < B$), necesară cel puțin în fazele inițiale ale dezvoltării breșei se face obișnuit, introducând în relația debitului, coeficientul de contracție ε :

$$Q = m \cdot \varepsilon \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0^{3/2}}$$

unde $\varepsilon = 0,85 \dots 0,95$.

Rezultatele obținute, aplicând modelul de calcul în cazul mai multor baraje pot pune în evidență influența înălțimii barajului (fig. 4.54), a volumului acumulării (fig. 4.55) și a timpului de rupere (fig. 4.56) asupra hidrografului viiturii accidentale în secțiunea barajului (hidrografului ruperii) [C. Roșu, Gh. Crețu, 1998].

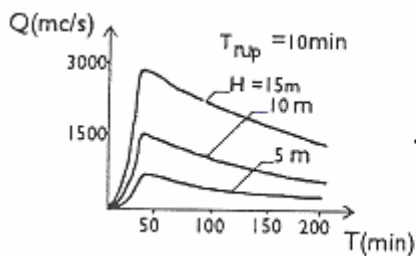


Fig. 4.54. Influența lui H

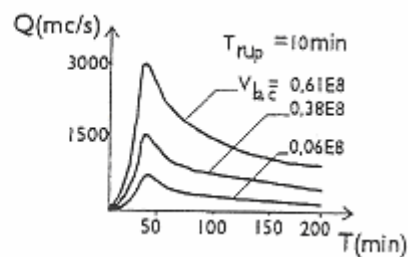


Fig. 4.55. Influența lui V_{lac}

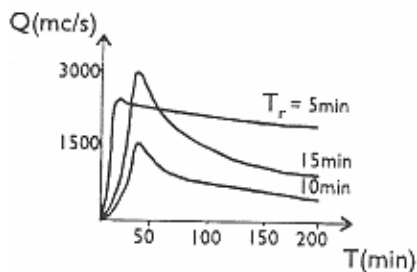


Fig. 4.56. Influența lui T_r

□ **Produse din cedarea lucrărilor longitudinale**

Arborele incidentului (accidentului) în cazul ruperii unui dig poate fi transpus prin schema din figura 4.57.

A. Sistem de apărare în serie

Etape:

1. Se ia în considerare hidrograful viiturii de calcul Q_{11} afluent în albie în dreptul secțiunii de cedare a primului sector îndiguit din amonte (fig. 4.58.b).

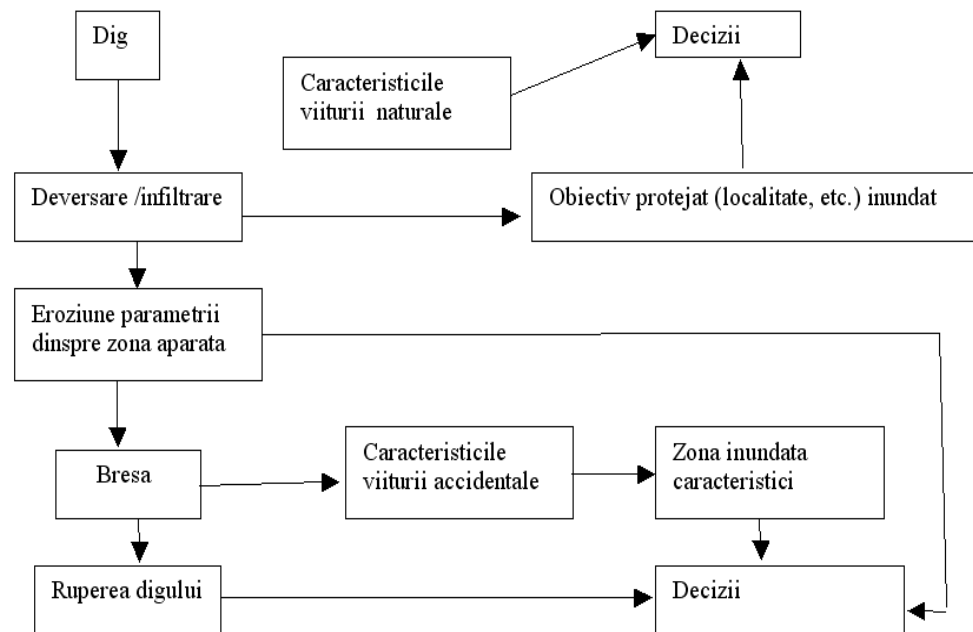
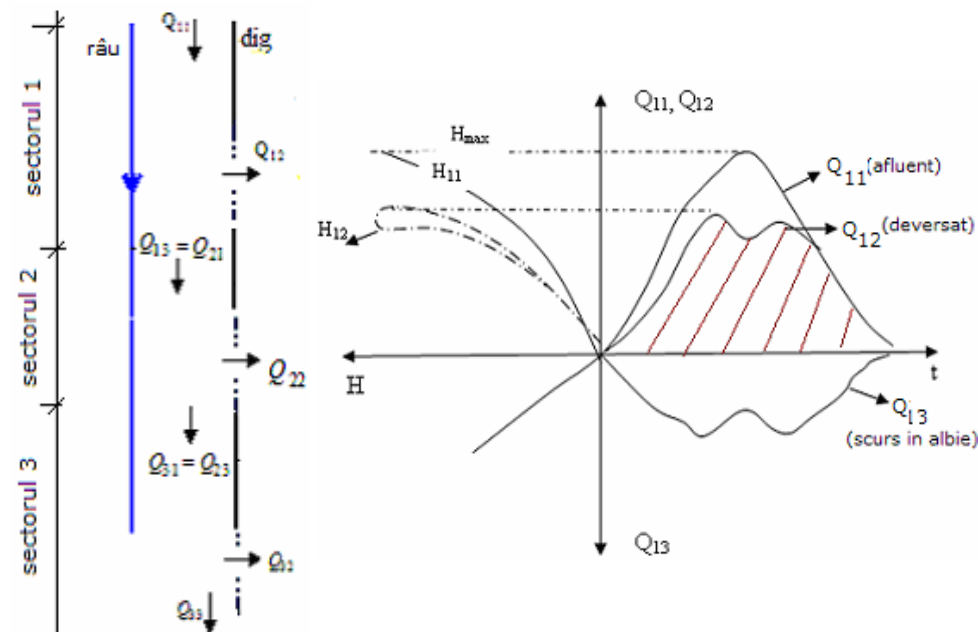


Fig. 4.57. Arborele incidentului în cazul ruperii unui dig



a. Sistem de apărare în serie

b. Hidrograful în cazul breșei 1

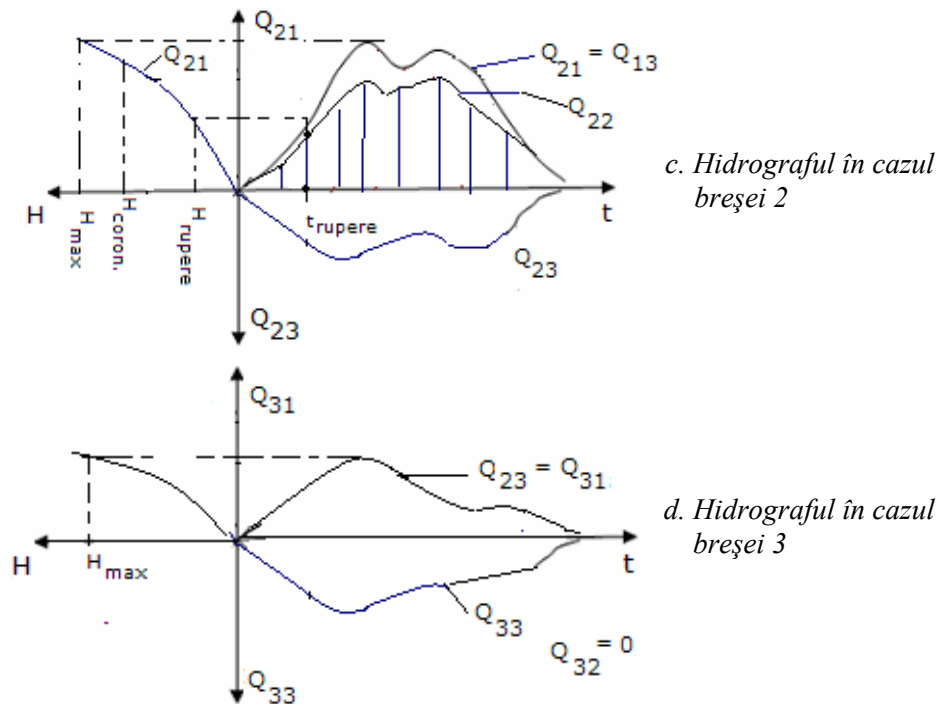


Fig. 4.58 – Hidrograful debitelor și cheia limnimetrică

2. Considerând, momentul inițial (t_i) momentul deversării peste dig se trasează hidrograful debitelor deversate ($Q_{12} = f(t)$) în incinta apărată inițial și inundată din momentul deversării.

Mișcarea apei este considerată ca o mișcare nepermanentă rapidă peste un deversor lateral cu prag lat (fig. 4.59), neînecat [C. Mateescu, 1961].

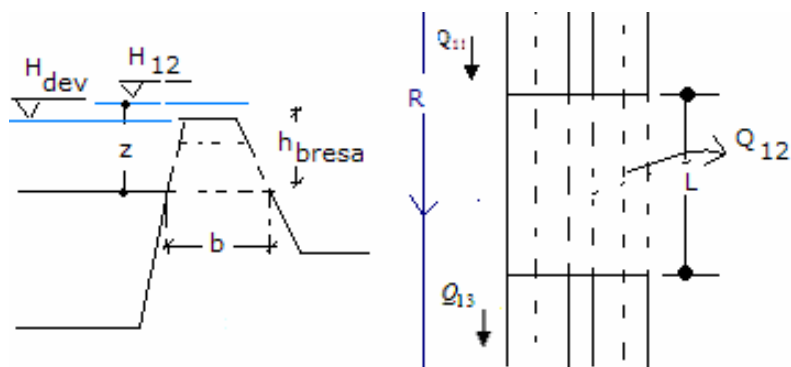


Fig. 4.59. Deversarea peste dig

$$Q_{12} = \sigma_l \cdot m \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot Z_{aval}^{3/2} \quad [N. Pavloski]$$

Relația deversorului neînecat obișnuit, căruia i s-a aplicat un coeficient de corecție:

$$\sigma_l = \left(\frac{Z_{aval}}{L} \right)^{1/6} \quad [H. Eugels]$$

unde: Z – reprezintă sarcina variabilă pe creasta deversorului (breșei);

L – lungimea deversorului;

H – nivelul apei (variabil) din râu în secțiunea breșei corespunzător

hidrografului viiturii de calcul ($Q_{12} = f(Q_{11})$);

m – coeficient de debit, $m = f(p, b, \alpha, \beta)$ (fig. 4.60);

p, b – înălțimea, respectiv lățimea pragului (variabile);

α, β – înclinările parametrilor amonte și aval.

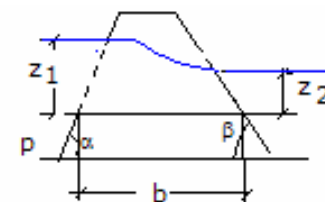


Fig. 4.60. Caracteristicile digului

În situația în care deversorul ar deveni înecat, adică $z_2 > 0$ și $z_2 > z_{cr}$:

$$z_2 > z_{cr} = \sqrt{\frac{\alpha \cdot q^2}{g}}$$

$$Q_{total} = Q_1 + Q_2$$

unde: Q_1 = debit pentru deversor neînecat sub sarcina $z_1 - z_2$;

Q_2 = scurgerea prin orificii de înălțime z_2 și sarcina $z_1 - z_2$.

Poate fi utilizată relația:

$$Q = m \cdot \sigma \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

unde: $\sigma = f(z_1 / z_2)$ – coeficientul de înecare.

Tabelul 4.3 [după C. Mateescu]

h_2 / h_1	0.7	0.75	0.8	0.83	0.85	0.87	0.90	0.92
σ	1	0.974	0.928	0.889	0.855	0.815	0.739	0.676
h_2 / h_1	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.995	0.999	-
σ	0.588	0.592	0.499	0.436	0.360	0.257	0.183	0.082

În ceea ce privește dezvoltarea breșei în timp pot fi făcute mai multe scenarii (fig. 4.61).

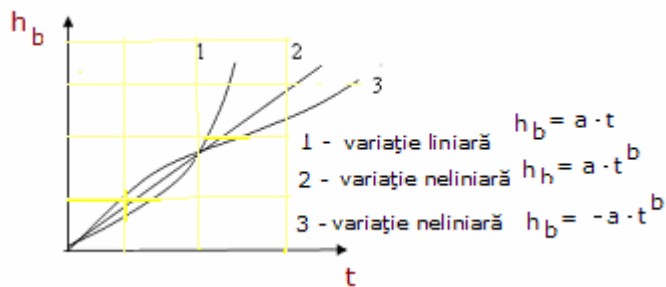


Fig. 4.61. Dezvoltarea breșei în timp

3. Se face diferența dintre ordonatele hidrografului viiturii de calcul, afluență pe râu (debitele Q_{11} pentru diferite momente, începând cu momentul deversării (t_i), trecând prin momentul în care începe cedarea (t_{rup}) și până în momentul final (t_f) al egalizării nivelurilor de pe râu H_{11} și din incinta inundată H_{12}) și ordonatele hidrografului viiturii revărsate peste dig / breșă în zona inundată (debitul Q_{12} pentru aceleași momente, din momentul deversării până în momentul t_f). Se obțin ordonatele, respectiv hidrograful viiturii ce trec pe râu în aval de breșă (Q_{13}) în sectorul 2.

4. Cunoscând hidrograful viiturii deversate $Q_{12}(t)$ se poate determina volumul deversat (V_{dev}), respectiv cel ce inundă zona inundată precum și suprafața inundată (S_{inund}), trasând anterior curbele orografice $V = f(H)$ și $S = f(H)$.

$$V_{dev} = \int Q_{12} \cdot dt \Rightarrow \sum Q_{12} \cdot \Delta t$$

5. Cunoscând hidrograful afluent în cel de al doilea sector ($Q_{21} = Q_{13}$) se trasează curba cheie $H_{21} = f(Q_{21})$ și se verifică $H_{max\ 21} </> H_{coronament\ dig}$.

Dacă $H_{max\ 21} > H_{coron}$ se urmăresc aceiași pași de la 1-3 (fig. 4.58.c), iar dacă $H_{max} < H_{coron}$ calculul se încheie în această etapă. (fig.4.58.d).

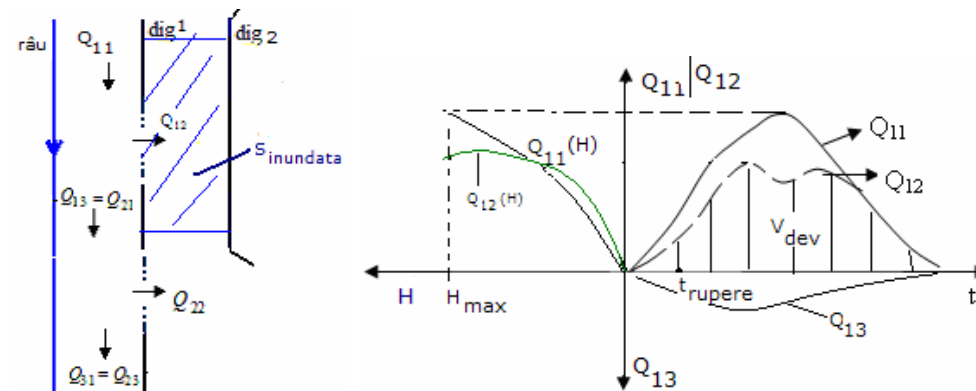
6. În situația $H_{max\ 21} > H_{coron\ dig}$ pentru hidrograful afluent în sectorul următor (cel de al treilea) Q_{31} se verifică dacă:

$H_{max\ 31} </> H_{coronament\ dig}$ și calculele continuă ($H_{max\ 31} > H_{coron\ dig}$) sau se încheie ($H_{max\ 31} < H_{coron\ dig}$) (fig. 4.58.d).

B. Sistem de apărare în paralel

Etape:

1. Se pornește de la hidrograful viiturii de calcul afluent (Q_{11}) și se trasează hidrograful viiturii deversate peste dig (la început peste coronament, iar de la un moment dat peste breșă (Q_{12})) (fig. 4.62).



a. Sistem de apărare în paralel b. Hidrograful în cazul breșei 1

Fig. 4.62. Hidrograful debitelor și cheia limnometrică

2. Corespunzător hidrografului deversat Q_{12} se calculează volumul deversat și respectiv suprafața inundată (din curba orografică $S = f(H)$) (fig. 4.63).

$$V_{dev} = \sum Q_{12} \cdot \Delta t$$

3. Dacă nivelul apei din incinta inundată prin ruperea primului dig H_{12max} depășește cota coronamentului celui de al doilea dig este posibilă ruperea și a acestuia (în condițiile amintite în cazul primului – durata de deversare, material de construcție, vechime etc.). În acest caz se construiește hidrograful deversat și peste digul 2, Q'_{12} ș.a.m.d.

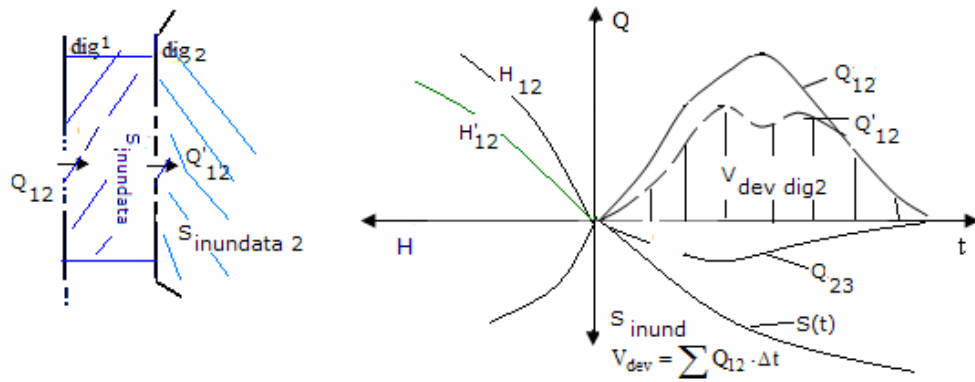


Fig. 4.63. Curba orografică

4. Din viitura afluentă în amonte de prima breșă rezultă (prin diferența $Q_{11} - Q_{12}$) debitul ce se scurge pe râu în aval de breșă (hidrograful Q_{13}).
5. Se face analiza sectorului 2 din aval compunând înălțimea maximă corespunzătoare hidrografului Q_{13} cu cota coronamentului digului din sectorul respectiv.

Dacă are loc o deversare ($H_{max13} > H_{coronament}$) și sunt condiții de erodare, se creează o nouă breșă în dig și se continuă calculele (determinarea suprafeței inundate între diguri, analiza impactului viiturii asupra celui de al doilea dig în sectorul cedării) până ce fenomenul de erodare prin deversare încetează ($H_{viituri} < H_{coronament}$).

C. Sistem de apărare mixt

Sistemul mixt fiind format din subsisteme în serie și subsisteme în paralel (sau invers) sunt analizate după o dispunere a lor din amonte în aval. Efectele viiturii ce parcurg subsistemul amonte se transmit subsistemului aval.

Etapele de calcul:

1. Din viitura afluentă de calcul (Q_{11}) se determină cea care deversează peste dig (Q_{12}), respectiv volumul deversat $V_{devers.1}$ și care produce inundarea suprafeței $S_{inundată}$. (fig. 4.65)
2. Diferența între cele două viituri ($Q_{11} - Q_{12}$) poate produce în sectorul 2 (subsistem în paralel) ruperea digului (dacă $H_{viitură\ 21} > H_{coronament\ 2}$).

Hidrograful rezultat (Q_{22}) prin deversare peste breșa cu volumul $V_{devers.2}$ inundă o suprafață $S_{2\ inundată}$.

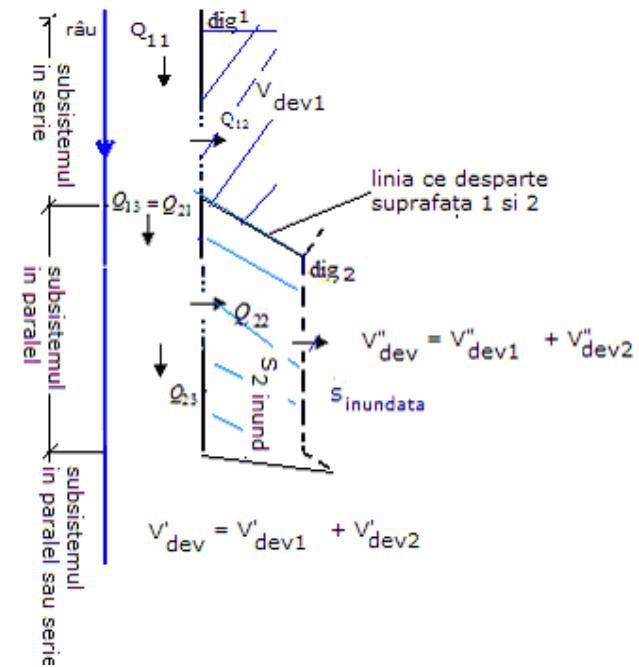


Fig. 4.64. Sistem de apărare mixt

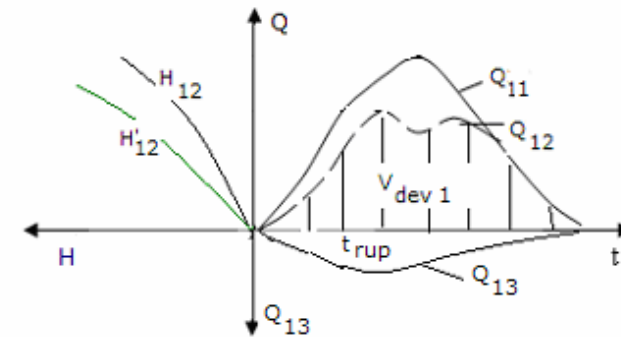


Fig. 4.65. Hidrograful debitelor

3. În situația în care $H_{max} > H_{coronament}$ corespunzător suprafeței $S_{inundată}$ se poate rupe digul 2 (Q'_{12} reprezintă debitul deversat), deversând volumul $V''_{deversat\ 2}$. Dacă $H_{max} < H_{coronament\ dig2}$ nu se creează breșa.
4. În sectorul 2 (subsistem în paralel), dacă $H_{max} > H_{coronament\ dig2}$ din sectorul respectiv se creează o nouă breșă în dig 2, iar debitul deversat este Q'_{22} cu volumul V''_{dev} .

Volumul total deversat în incinta I este :

$$V'_{dev} = V'_{dev1} + V'_{dev2}$$

iar cel deversat în incinta II (zonă apărată de cel de-al doilea dig) este:

$$V''_{dev} = V''_{dev1} + V''_{dev2}$$

□ Modelul de calcul – infiltrație

Un alt scenariu de cedare (în afara deversării) important poate fi considerat și infiltrația prin dig. Vor fi luate în considerare aceleași sisteme liniare pentru abordarea modelului de calcul.

A. Sistem în serie

Se consideră poziția inițială a breșei la baza digului. Sigur pot fi luate în considerare și alte poziții pe verticală ale breșei, prima la coronamentul digului când intervine cazul deversării (analizat). În cel de al doilea caz, dezvoltarea breșei poate fi dinspre breșă pe verticală într-un sens sau în ambele sensuri.

Se consideră momentul de început al apariției breșei (evident nu înainte ca nivelul în albie să depășească albia minoră).

Schema de calcul a breșei la baza digului presupune parcurgerea următoarelor etapele de calcul:

1. Se pornește de la hidrograful viiturii de calcul ($Q_{11} = f(t)$) și se trasează $Q_{11} = f(H_{11})$. Luând pasul de timp Δt se determină din $Q_{11} = f(t)$ (fig. 4.66).

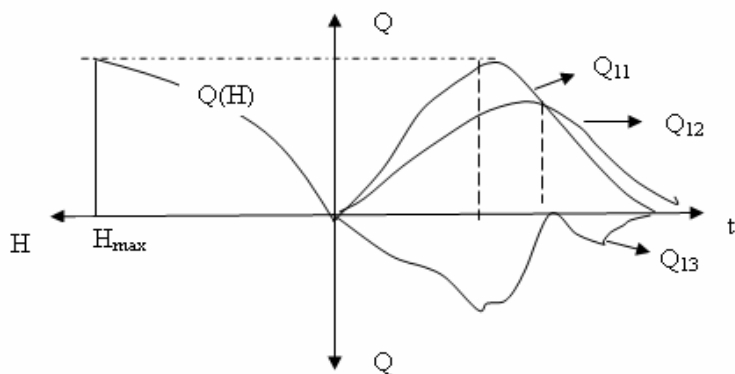


Fig. 4.66. Hidrografele de debit și cheia limnimetrică

În momentul sosirii viiturii breșa la baza digului există fiind creată anterior de mici animale (vulpi, bursuci, jderi, cârțițe etc.) și se dezvoltă în sus pe verticală (fig. 4.67).

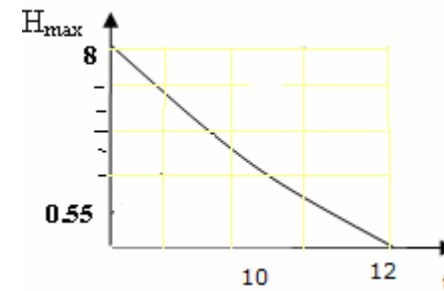


Fig. 4.67. Dezvoltarea breșei

2. Se determină debitul ce se scurge prin breșă, considerând scurgerea sub presiune printr-o conductă scurtă până în t_1 de unde are loc o scurgere liberă prin canal, inclusiv din momentul cedării bolții.

$$Q_{12} = 9.25 \cdot D^{2/3} \cdot H_{11}^{1/2}$$

3. Prin scăderea ordonatelor $Q_{11}(t)$ și $Q_{12}(t)$ rezultă hidrograful $Q_{13}(t)$ ce se scurge prin albie în aval de breșă, unde continuă pe râu (dacă evident nu apare o nouă breșă).
4. Plecând de la curbele orografice din zona inundată (fig. 4.68) se determină $S_e(t)$, respectiv $H_e(t)$.

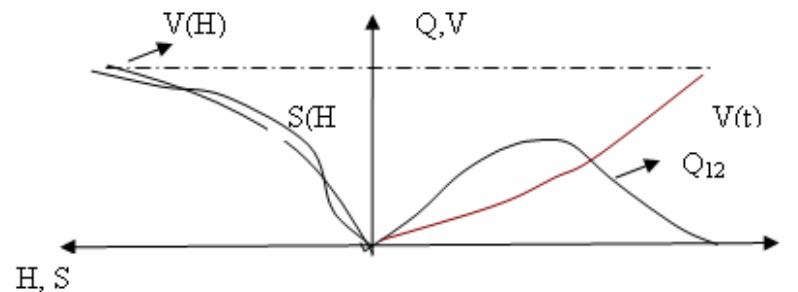


Fig. 4.68. Curbele orografice

Pentru sistemele în paralel și mixt se pot aplica similar infiltrațiilor modelul de calcul de la deversare.

4.4.3. Programul de calcul IAD și implementarea acestuia

Corespunzător modelului de calcul al inundațiilor produse prin cedarea unui dig a fost elaborat în limbaj Java, un program de calcul, „I.A.D” (Inundation Accidental of the Dike) [Bădăluță Minda C., Vălcăneanțu R., 2008].

Acesta permite, pornind de la prognoza unei viituri și de la un grad acceptat de risc să stabilească on-line, în limite foarte largi (incluzând toată gama de variabile din sistemele liniare de apărare împotriva inundațiilor din țară) volumele inundabile (cumulate în timp).

Modelul și programul I.A.D servesc luării unor decizii eficiente:

- pentru efectuarea unor studii și proiecte privind viiturile/inundațiile accidentale;
- în perioada anterioară apariției viiturii accidentale (funcție de prognoză) pentru luarea unor măsuri urgente de consolidare a zonelor cu risc mare acceptat;
- în perioada declanșării cedării pentru deciziile care pot include și dirijarea unor cedări (breșe controlate), măsuri post cedare, luând în considerare impactul inundațiilor în timp.

Modelul și programul I.A.D au fost testate pentru numeroase situații reale ce s-au produs prin cedarea unor diguri pe unele cursuri de apă din toate zonele țării.

Aceasta, după ce principalii parametri au fost determinați dintr-un studiu general realizat pe baza datelor unui sondaj realizat pe toate bazinele hidrografice din țară, inclusiv Dunărea.

În acest sens s-au verificat direct hidrograful și volumul viiturii și acolo unde au existat date volumul și suprafața inundabilă.

□ Simularea și calculul viiturii accidentale în sisteme liniare – în serie (fig. 4.69)

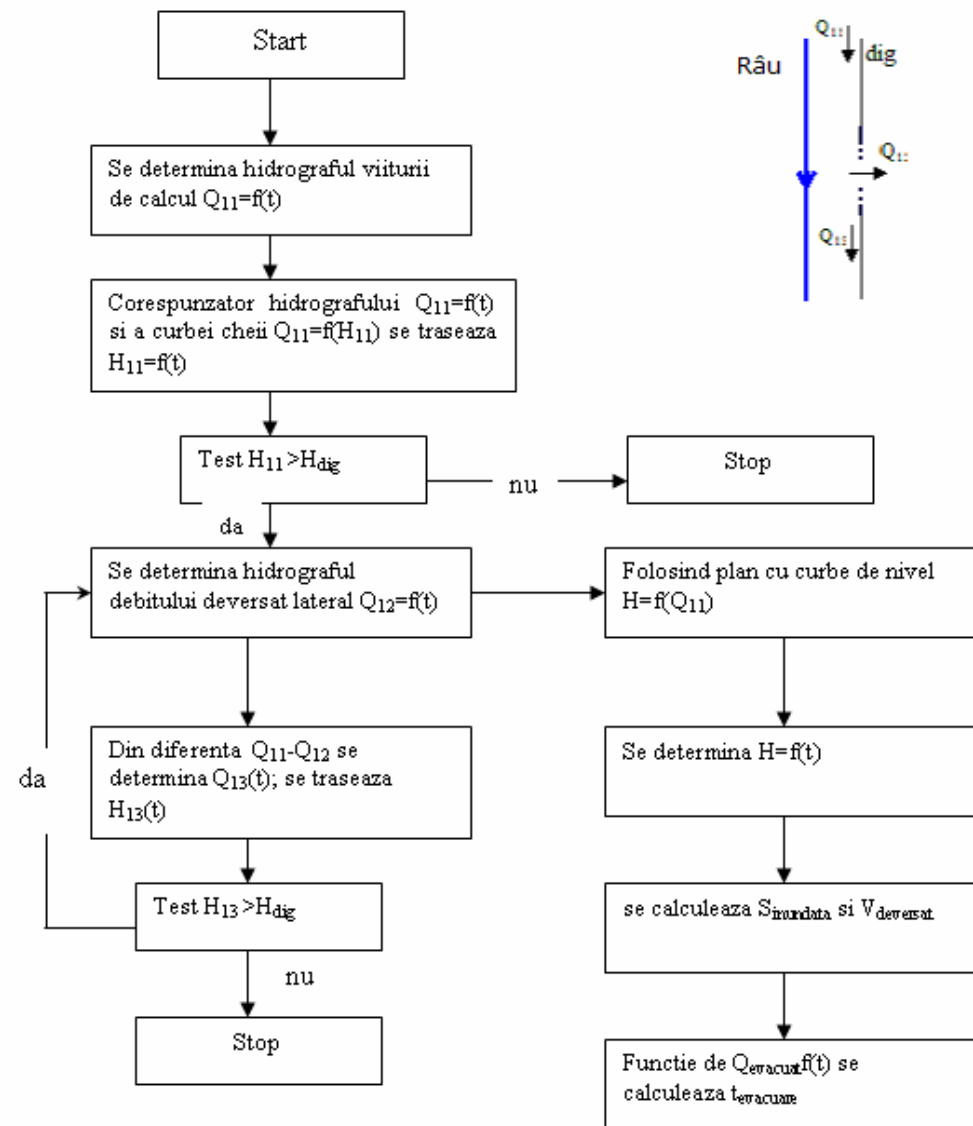


Fig. 4.69. Simularea și calculul viiturii accidentale pentru sistemul de apărare în serie

□ Simularea și calculul viiturii accidentale în sisteme liniare – în paralel

- A – ambele diguri pe aceeași parte (fig. 4.70)

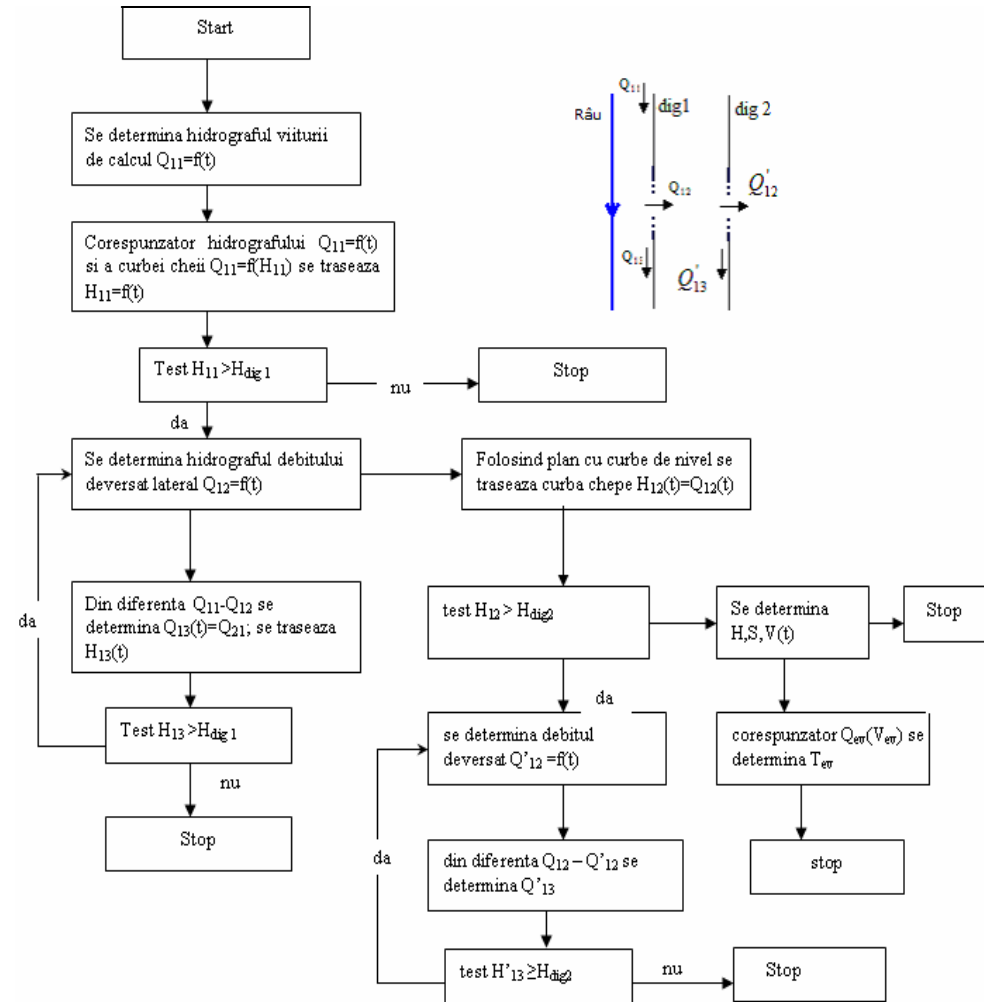


Fig. 4.70. Simularea și calculul viiturii accidentale pentru sistemul de apărare în paralel (varianta A)

- B – digurile de o parte și alta a râului (fig. 4.71)

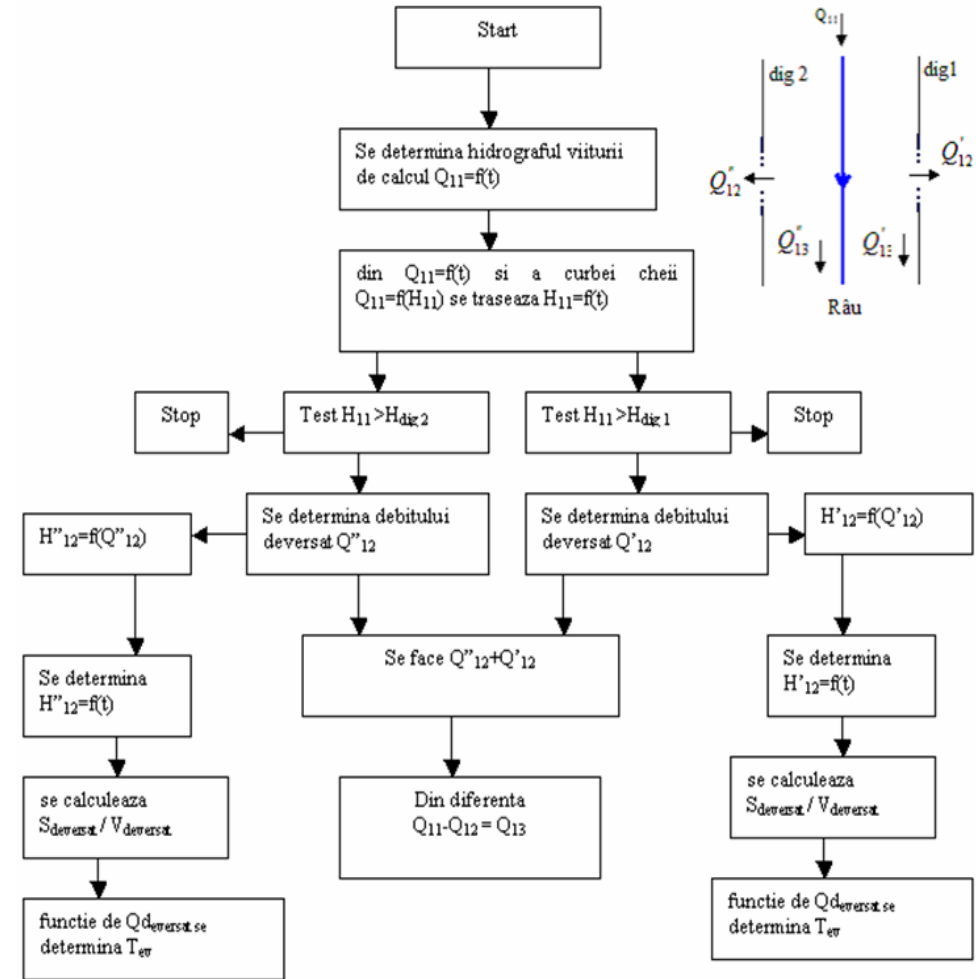


Fig. 4.71. Simularea și calculul viiturii accidentale pentru sistemul de apărare în paralel (varianta B)

❑ Simularea și calculul viiturii accidentale în sisteme liniare – mixt (fig. 4.72)

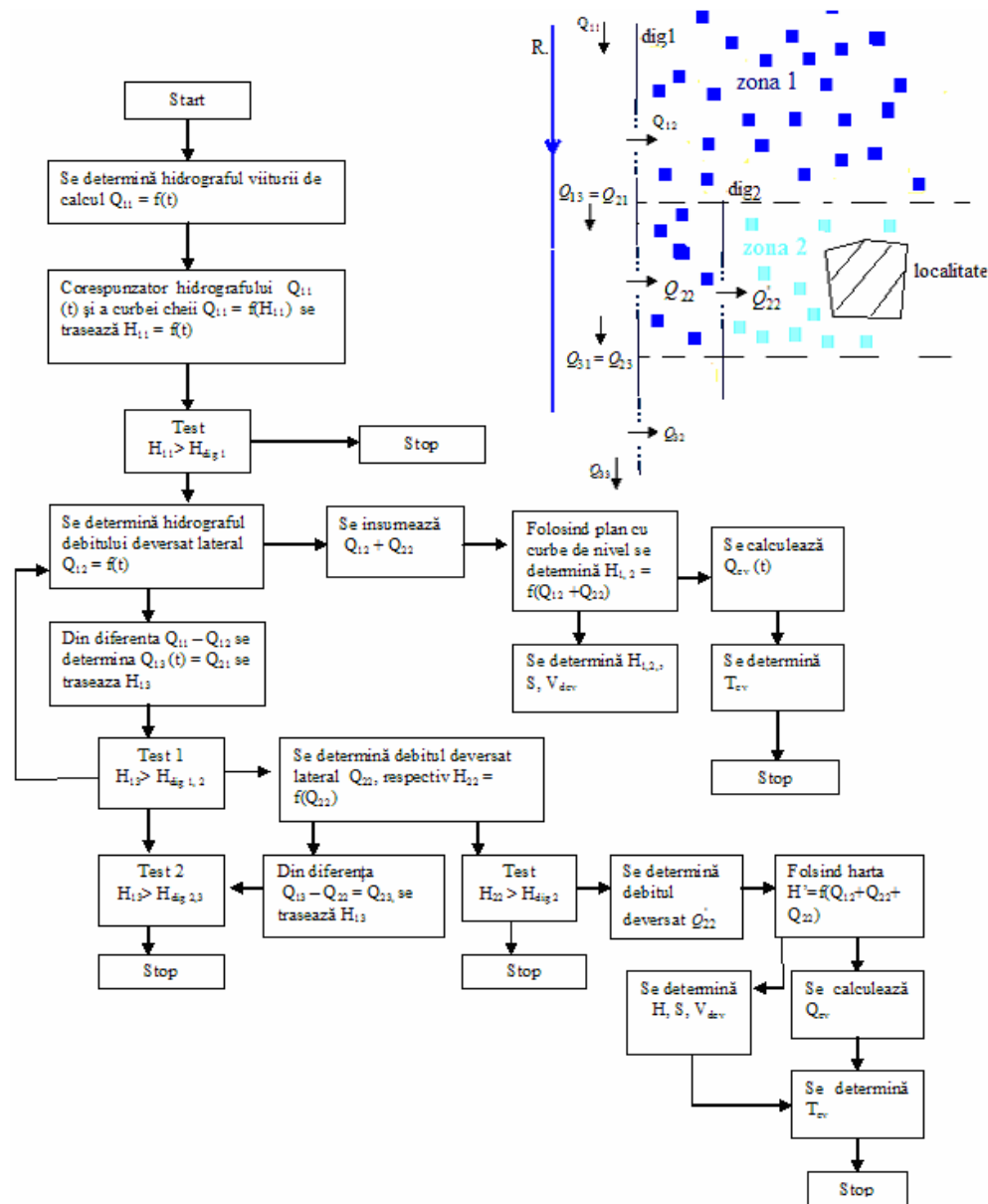


Fig. 4.72. Simularea și calculul viiturii accidentale pentru sistemul de apărare mixt

❑ Studiu de caz pe râul Timiș, zona Crai Nou / Grăniceri. Viitura din 2005

Modelul teoretic și programul de calcul permit și analiza unei viituri accidentale din cedarea unui dig în cazul unor viituri naturale succesive. Pentru aceasta, s-a luat viitura de pe râul Timiș de la Crai Nou și Grăniceri din 2005, unde se cunosc în detaliu datele reale.

Peste unda inițială ($Q_{max} = 1083$ mc/s și $H_{dig} = 4.9$ m) s-au suprapus la un anumit interval de timp încă două unde ($Q_{max} = 1020$ mc/s și $H_{dig} = 2$ m și $Q_{max} = 980$ mc/s și $H_{dig} = 0.9$ m) în primul scenariu (fig. 4.73), respectiv o singură undă ($Q_{max} = 920$ mc/s și $H_{dig} = 2.9$ m) în cel de-al doilea scenariu (fig. 4.74).

• Scenariu 1 (trei unde succesive)

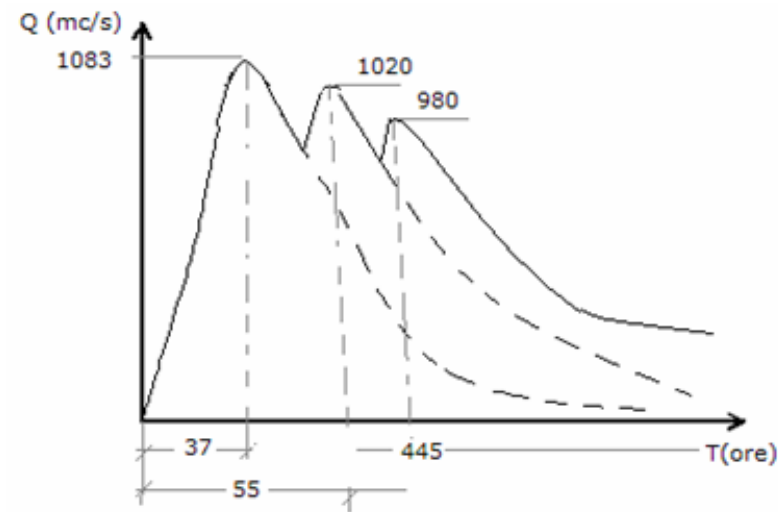


Fig. 4.73. Cedarea digului la trei viituri succesive

Etapa 1: $V_{dev} = 66.096.283$ mc $\rightarrow H_d = 4.9$ m

Etapa 2: $V_{dev} = 109.805.397$ mc $\rightarrow H_d = 2$ m

Etapa 3: $V_{dev} = 74.791.270$ mc $\rightarrow H_d = 0.9$ m

Total: $V_{dev} = 250.692.950$ mc \rightarrow confirmat de situația reală

• Scenariu 2 (două unde succesive)

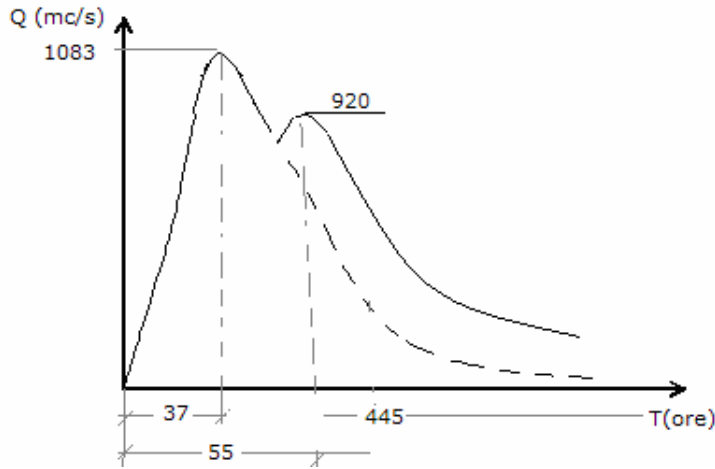


Fig. 4.74. Cedarea digului la două viituri succesive

Etapă 1: $V_{dev} = 141.634.849,48 \text{ mc} \rightarrow H_d = 4.9 \text{ m}$

Etapă 2: $V_{dev} = 109.271.023,14 \text{ mc} \rightarrow H_d = 2.9 \text{ m}$

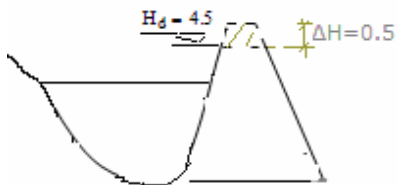
Total: $V_{dev} = 250.905.872,62 \text{ mc} \rightarrow$ confirmat de situația reală

Rezultatele studiului, aplicând programul I.A.D în cazul ambelor scenarii indică un volum deversat, respectiv o suprafață inundată ($h_{med} = 1 \text{ m}$) de aproximativ 250 mil. mc. similară celei stabilite în cazul inundației reale.

□ Studiu de caz pe râul Siret, 2008.
Creșterea debitului peste cel de calcul

• Partea teoretică

Soluții rapide \rightarrow supraînălțare $-\Delta H$ pe sectorul cu risc mare.



$H = 4.5 \text{ m} \rightarrow V_d = 18.49 \text{ mil. mc}$ (fig. 4.76)

$H_1 = 5.0 \text{ m} \rightarrow V_{d1} = 18.30 \text{ mil. mc}$ (fig. 4.77)

Fig. 4.75. Secțiune transversală

Diferența $V_d - V_{d1} = 0.19 \text{ mil. mc.} \rightarrow 1\% V_d$ – valoare nesemnificativă

• Partea aplicativă – rularea programului I.A.D.

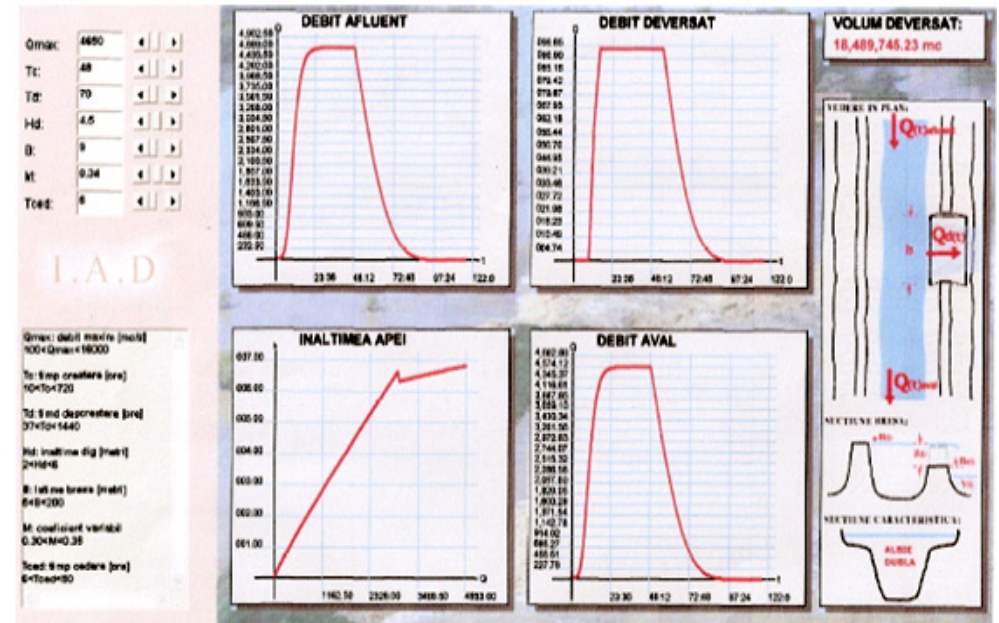


Fig. 4.76. Deversare – dig de 4.5 m

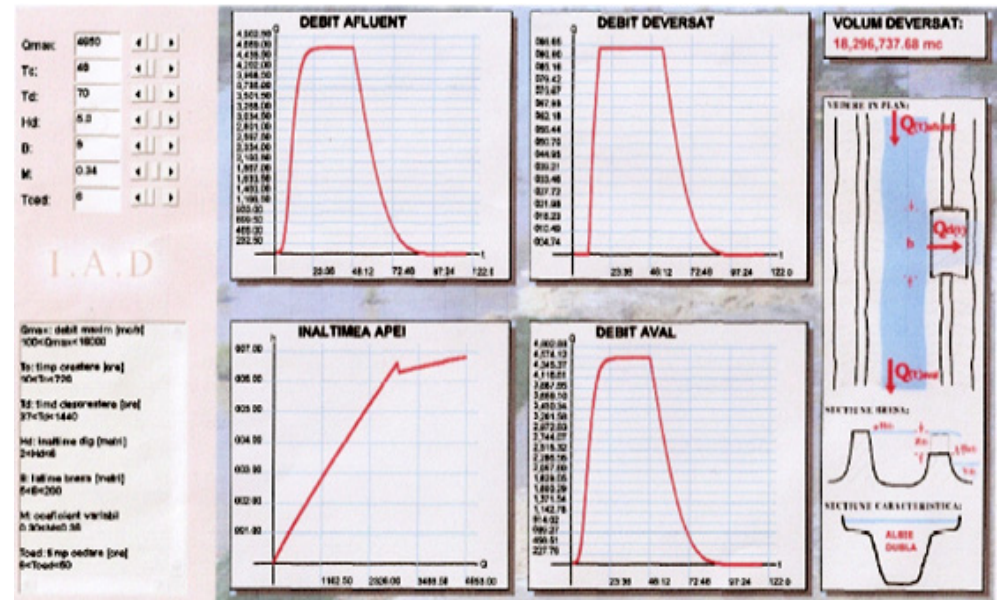


Fig. 4.77. Deversare – dig de 5 m

Acest studiu are în vedere creșterea debitului peste cel de calcul în cazul râului Siret pentru viitura din 2008. Se adoptă anumite soluții rapide (supraînălțarea pe un sector cu risc mare de inundare cu saci de nisip, $\Delta H = 0.5$ m). Volumul deversat scade cu 0.19 mil. mc. de la 18.49 mil. mc., ceea ce înseamnă cu 1 %, aproape nesemnificativ.

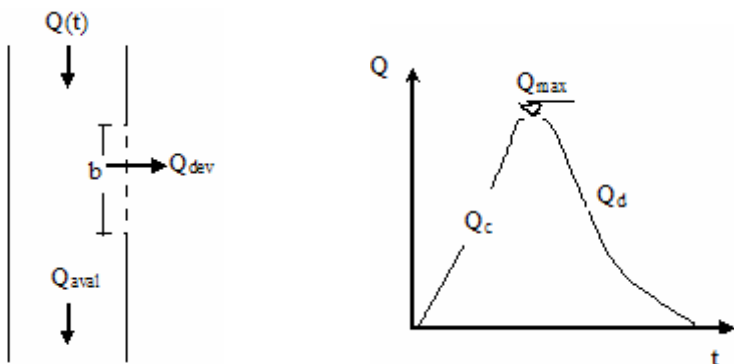
Ultimele dezastre hidrologice care au avut loc în România scot în evidență actualitatea problematicii dezastrelor produse de cedarea sistemelor de apărare longitudinale. În același timp, deschid posibilitatea implementării profesionale a rezultatelor obținute de la apariția Directivelor Europene privind apa obținute din analiza și studierea acestor evenimente.

Dacă politica „pașilor mărunți” nu coincide cu frecvența producerii evenimentelor hidrologice catastrofale din ultimii ani este evident că nici refacerea structurii existente investind oricât, dar menționând principiul „apărării împotriva inundațiilor” nu se suprapune peste conceptul actual pe care vrem să-l promovăm de a „conviețui cu viiturile”.

Pot fi luate în considerare raporturile *ritm de investire / frecvența viiturilor – risc de inundare* (≥ 1) și crearea unor structuri pe baza conceptelor noi (să conviețuim cu viiturile) și refacerea structurilor existente (apărarea împotriva inundațiilor) (> 1).

4.4.4. Monitoringul viiturilor accidentale

Cunoscând debitul maxim (Q_{max}) afluent prognozat, de calcul $p\%$ sau unul oarecare, precum și perioada de creștere și scădere a viiturii se trasează hidrograful viiturii. (fig. 4.78).



a. Vedere în plan a schemei liniare

b. Hidrograful viiturii

Fig. 4.78

Corespunzător acestuia și a curbei cheie ($H(Q)$) se stabilește momentul în care nivelul apei în secțiune depășește cota digului $H \geq H_d$ (fig. 4.79), moment în care începe deversarea peste dig.

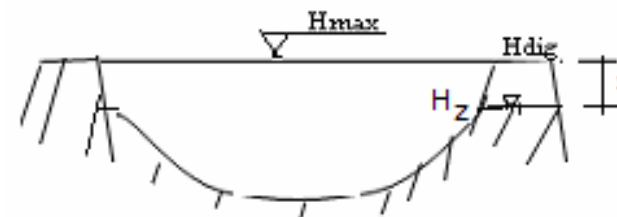
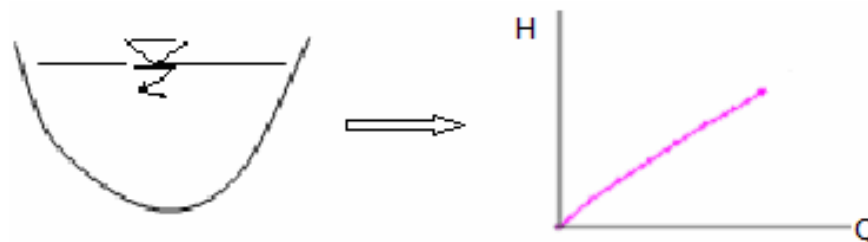


Fig. 4.79. Secțiunea transversală

Modelul general indică pentru diverse albi, incluzând toate tipurile cursurilor de apă, forma cheii limnimetrice (fig. 4.80.a-c) și relațiile de calcul deduse (șase cazuri):

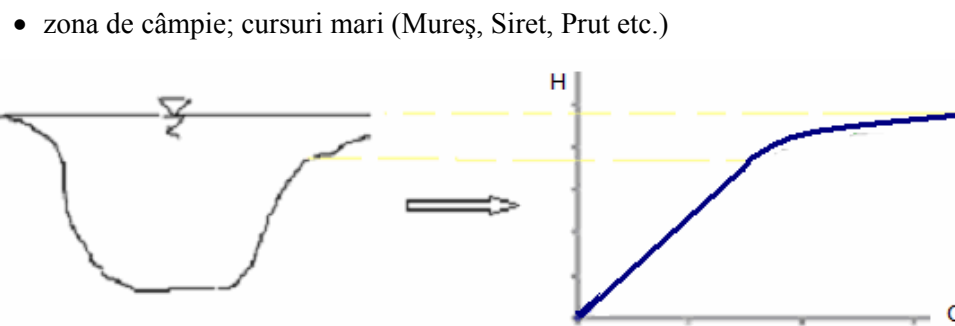
- zona de deal / munte; cursuri principale / mici (Timiș, Bega etc.)



a1. secțiune transversală

b1. cheia limnometrică

Fig. 4.80.a. Secțiunea transversală și cheia limnometrică

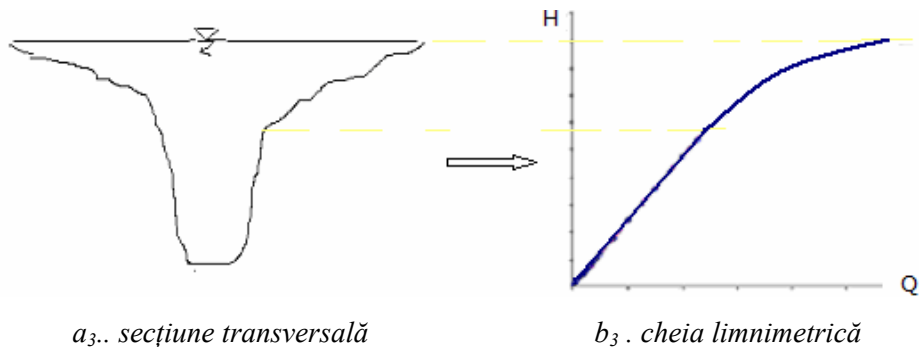


a2. secțiune transversală

b2. cheia limnometrică

Fig. 4.80.b. Secțiunea transversală și cheia limnometrică

- zona fluvială (Dunărea)



a₃. secțiune transversală

b₃. cheia limnometrică

Fig. 4.80.c. Secțiunea transversală și cheia limnometrică

După o perioadă de predicție (t_{pred}) (perioada de deversare până la începutul cedării) a fost simulată variația înălțimii de cedare în timp ($H_z(t)$) (fig. 4.81) în limitele unui timp total de cedare (t_{ced}) stabilit din baza de date, funcție de structura și înălțimea digului.

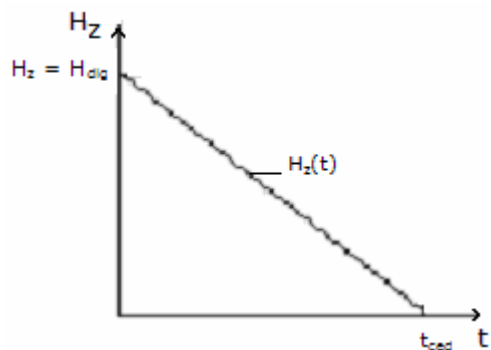


Fig. 4.81. Variația înălțimii de cedare a digului

Aceeași bază de date oferă posibilitatea deducerii timpului de anticipație a viiturii (t_{ant}) și ca atare adăugându-i acestuia timpul de predicție ($t_{ant} + t_{pred} = t_{pericol}$) se obține perioada limită în care se mai pot lua măsuri de diminuare a (efectelor) cedării.

Luând în considerare forma și lățimea breșei corespunzătoare și în anumite limite ale debitelor maxime ale viituri aflente (folosind din nou baza de date) se determină volumul de apă scurs în timp prin breșă, considerând mișcarea apei peste un deversor cu prag lat (cu sarcini variabile).

Mai departe pentru a stabili suprafața și adâncimea inundată ($S_{inundată}$ și $h_{inundat}$) (fig. 4.82) este necesară cunoașterea caracteristicilor topografice ale zonei ce se inundă prin deversare și cedarea digului.

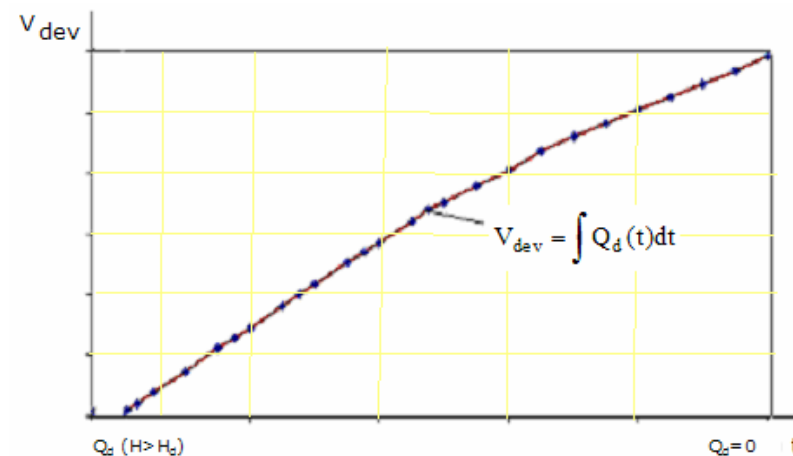


Fig. 4.82. Volumele deversate în timp

Aceste date V , $S = f(H)$, respectiv curba orografică ar trebui să existe la îndemâna ISU (Inspectoratul General pentru Situații de Urgență) astfel ca pentru fiecare volum deversat să se poată indica suprafața / nivelul de inundare (fig. 4.83).

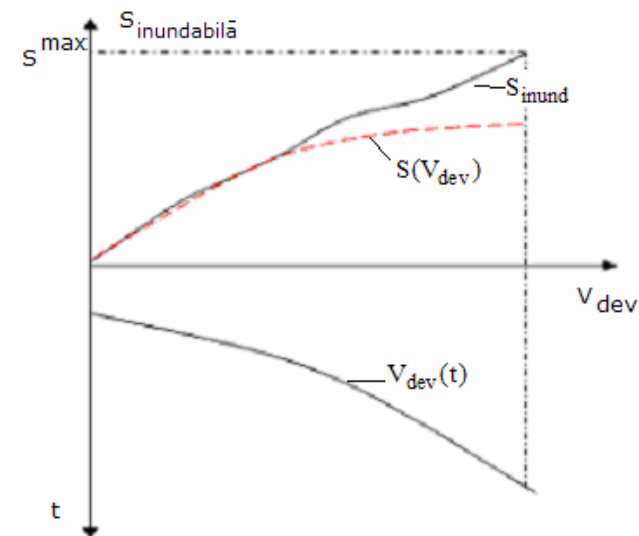


Fig. 4.83. Curba orografică

Pornind de la modelul englezesc modificat RASP (Risk Assessment for Flood and Coastal Defence for Strategic Planning) se stabilește un model teoretic general care poate fi folosit în lipsa unor hărți de detaliu direct pentru situația concretă studiată, mai ales în situația în care se pune problema provocării unor breșe.

În final, prin diferența între debitul afluent în secțiunea de rupere și debitul evacuat din râu prin deversare poate fi stabilit hidrograful viiturii ce se scurge în aval (fig.4.84), care comparat prin cheia limnometrică corespunzătoare cu nivelul digului din acea secțiune.

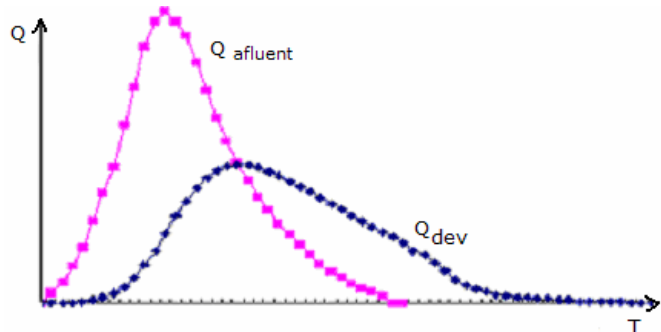


Fig. 4.84. Hidrograful debitelor

Rezultatele studiului se prezintă prin câteva sinteze utile elaborării modelului și programului de calcul I.A.D. De asemenea, ele au stat la baza analizării fenomenelor complexe ale cedărilor de diguri, cauzele și efectele acestora, îndeosebi prin prisma impactului în mediu:

- Identificarea secțiunii de cedare ($H > H_d$; $\gamma_d > \pm 5\% \gamma_{max}$)

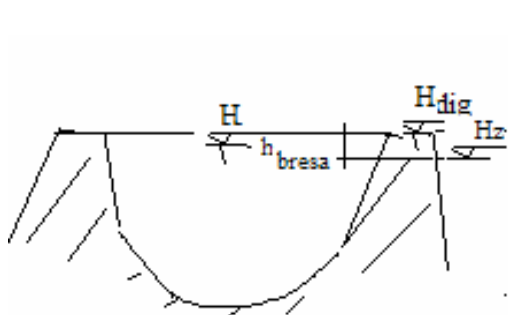


Fig. 4.85. Secțiune transversală

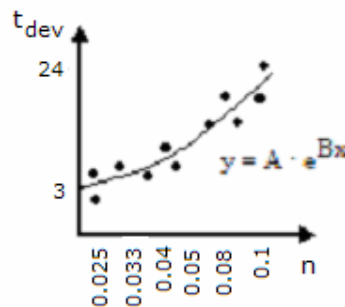


Fig. 4.86. Durata de deversare

- Durata deversării până la începutul cedării (fig. 4.86)

$$t_{dev} = f(\text{caracteristicile digului}) = (3-24 \text{ ore})$$

S-a luat în considerare structura de pământ a digului acoperit sau nu cu vegetație, tufișuri, îmbrăcăminte de protecție etc. (coeficienți de rugozitate diferiți).

n – coeficient de rugozitate după N.N. Pavlovski [P.G. Kiselev, 1988]

- Durata cedării (din momentul inițial al cedării până la sfârșitul acestuia)

$$t_{ced} = f(\text{structura digului}, H_d, h_{breșă}) = (6-48 \text{ ore})$$

Pentru cuantificarea structurii în relația cedării s-a considerat dig de pământ cu o anumită compactare (verificarea gradului de compactare se poate face prin determinarea greutateii volumetrice uscate γ_d în comparație cu valoarea maximă γ_{max}), abaterea acceptată $\pm 5\%$.

Controlul compactării se poate face și prin determinarea rezistenței la penetrare R_p , parametru mai ușor de stabilit în situ (fig. 4.87) [M. Șelărescu, M. Podani, 1993].

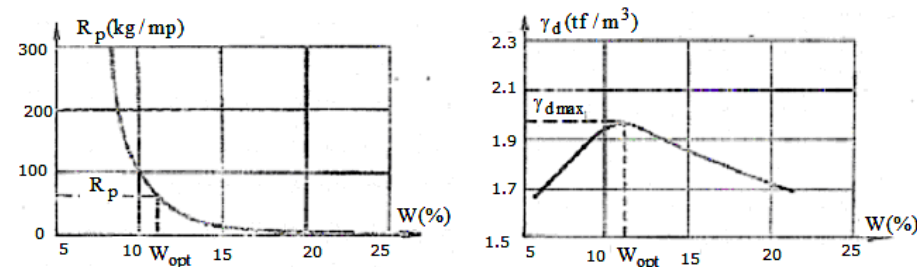


Fig. 4.87. Variația rezistenței la penetrare (R_p) și a greutateii volumetrice uscate (γ_d) în funcție de umiditate (W)

- Durata cedării t_{ced} scade proporțional cu valoarea maximă pentru diverse înălțimi ale digurilor H_d și γ_d (Tabelul 4.4).

Tabelul 4.4 – Durata cedării digului pentru diferite înălțimi

Nr. crt.	Durata de cedare, t_{ced} (ore)	Înălțimea digului, H_d (m)
1	6 – 8	< 4
2	8 – 24	< 5.5
3	24 – 48	< 6.5

Evoluția în timp a breșei poate fi considerată:

a) liniară pe întreaga perioadă de cedare (fig. 4.88):

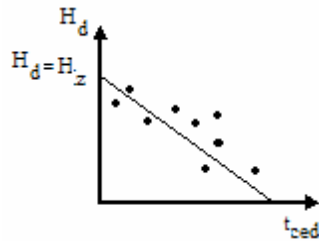


Fig. 4.88. Evoluția breșei în timp

unde:

$$H_z = H_d - \frac{H_d}{t_{ced}} \cdot t$$

$$z = h_{bresa} = H - H_z = H - \left(H_d - \frac{H_d}{t_{ced}} \right) \cdot t$$

z – sarcina breșei variabilă.

b) liniară, accentuată inițial (fig. 4.89):

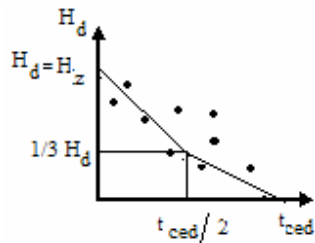


Fig. 4.89

c) liniară, accentuată în final (fig. 4.90):

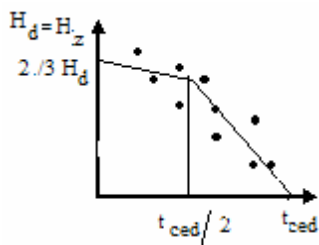


Fig. 4.90

Sarcina variabilă a breșei în cazul a) este (fig. 4.91):

$$z = h_{bresa} = H - H_z = H - \left(H_d - \frac{H_d}{t_{ced}} \right) \cdot t$$

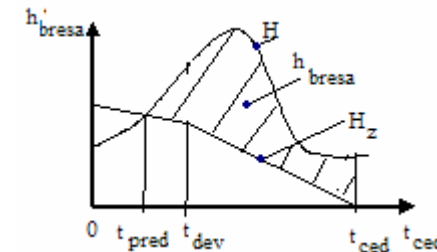


Fig. 4.91. Diagrama variației h_b în cazul a)

unde: t_{dev} – momentul deversării digului

t_{ced} – momentul cedării

t_{pred} – timpul de predicție

Similar se poate trasa diagrama variației în celelalte cazuri (b și c).

- Poate fi considerat din cazurile reale studiate un timp de anticipație t_{ant} , care le includ pe cel de predicție t_{pred} și pe cel de deversare t_{dev} și care reprezintă, deci perioada din momentul apariției viiturii până începe erodarea digului.

$$t_{ant} = t_{pred} + t_{dev} = f(H/I, i)$$

unde: H/I – altitudinea / panta cursului;

i – intensitatea precipitației – ploi torențiale (scara Berg).

4.5. Scurgerea solidă

Gospodărirea debitelor solide are ca obiect ansamblul de măsuri și lucrări necesare prevenirii acțiunilor dăunătoare ale debitelor solide și satisfacerea folosințelor care beneficiază de utilizarea debitelor solide pe de o parte, precum și studiul interinfluenței dintre lucrările de gospodărirea cursurilor de apă și regimul debitelor solide.

În gospodărirea debitelor solide, problema majoră o constituie determinarea influenței lucrărilor de gospodărire a apelor asupra regimului debitelor solide, iar

cea secundară o reprezintă studiul măsurilor și lucrărilor necesare pentru acționarea directă asupra acestui regim. Rezultă, deci și principalele subdivizii ale gospodării debitelor solide:

- studiul lucrărilor și măsurilor de gospodărire a debitelor solide pentru satisfacerea folosințelor debitelor solide și combaterea acțiunilor dăunătoare ale debitelor solide;
- studiul interinfluenței dintre regimul debitelor solide și amenajările de gospodărire a cursurilor de apă, cuprinzând: influența regimului debitelor solide asupra amenajărilor de gospodărire a apelor și a amenajărilor de gospodărire a apelor asupra regimului debitelor solide.

Principalele date pe care se fundamentează studiile de gospodărire a debitelor solide sunt elementele cu privire la măsurătorile de debite solide și la procesele morfologice ale albiilor. Este necesar să se dispună de un șir de înregistrări asupra regimului aluviunilor similar cu înregistrările de debite lichide.

Ca date de bază pentru debitele solide se pot utiliza:

- *rezultatele măsurătorilor de debite solide în suspensie*; pot fi prezentate fie numai ca valori globale, fie sub forma unei corelații între debitul solid în suspensie Q_s și cel lichid de forma: $Q_s = f(Q)$. Dacă se dispune numai de măsurători asupra debitelor solide în suspensie, cele târâte se determină fie prin aprecierea lor la un anumit procentaj din debitul solid în suspensie (de ordinul a 15%), fie pe baza unor relații teoretice;
- *rezultatele măsurătorilor cu privire la colmatarea lacurilor de acumulare*; se pot obține date medii cu privire la aluviunile reținute într-un anumit interval de timp (măsurătorile se efectuează la intervale mari de ordinul a 5 . . 10 ani). Principalul avantaj al folosirii acestor măsurători îl reprezintă determinarea debitului solid târât și partea grosieră a aluviunilor în suspensie necesară pentru dimensionarea părții prevăzute pentru reținerea aluviunilor;
- *relațiile de generalizare a datelor privind măsurătorile de debite solide efectuate prin una din metodele expuse*; stabilirea unor astfel de relații este însă dificilă și poate fi făcută numai pe zone relativ restrânse și numai pentru parametri globali, datorită procesului deosebit de complex al formării debitului solid.

În studiile asupra folosințelor debitului solid, trebuie să se țină seama de regimul de perspectivă al acestui debit. Este de prevăzut o scădere a aportului de debite solide, pe de o parte în urma lucrărilor antierozionale, iar pe de altă parte în urma influenței pe care o exercită amenajările de gospodărire a resurselor de apă. Neglijarea acestor efecte de perspectivă poate duce la supradimensionarea instalațiilor balastierelor.

Este necesară, de asemenea încadrarea balastierelor ca folosințe ale debitului solid în schema generală de amenajare în scopuri multiple a bazinului.

În rezolvarea acestei probleme se pot distinge două aspecte deosebite: combaterea formării debitului solid; combaterea proceselor morfologice dăunătoare.

Debitele solide ale cursurilor de apă provoacă o serie de efecte defavorabile, atât în regim natural de curgere (sporirea inundabilității terenurilor în urma ridicării fundului albiei, necesitatea de a prevedea lucrări ample pentru decantare la diferite captări, îngreunarea navigabilității etc.), cât și în regim amenajat (de exemplu, colmatarea lacurilor de acumulare). Măsura de combatere a acestor efecte o constituie în general împiedicarea formării debitului solid.

Problemele de gospodărire a debitelor solide care se ridică în legătură cu amenajările antierozionale sunt:

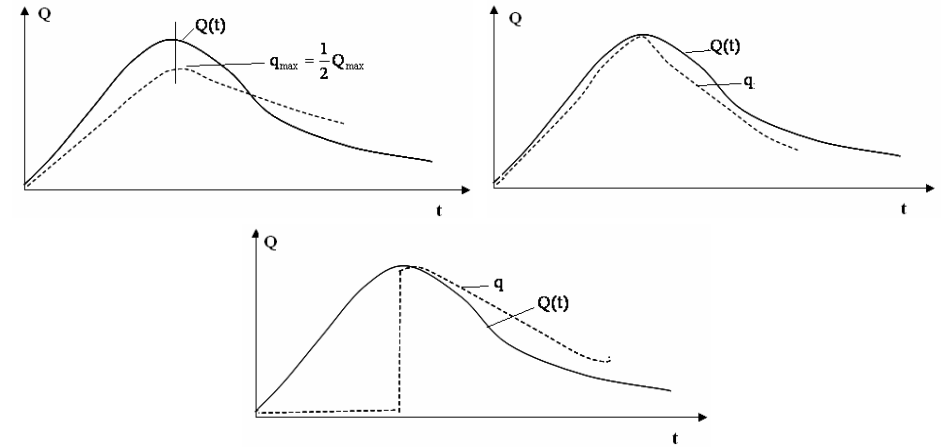
- completarea măsurilor antierozionale de conservare a solidului cu amenajări de gospodărire a debitelor solide;
- coordonarea lucrărilor de conservare a solului cu amenajările pentru gospodărirea resurselor de apă;
- determinarea efectelor amenajărilor de combatere a formării debitelor solide asupra restului amenajărilor din bazin.

În cazul alimentărilor cu apă din cursuri cu debite solide importante se execută decantoare dimensionate la aceste debite solide. Dacă se constată o reducere a debitelor solide în urma lucrărilor antierozionale, este posibil ca în momentul extinderii alimentării cu apă să nu mai fie necesară și executarea unor noi decantoare, cele realizate în prima etapă, putând decanta debitele sporite însă mai puțin încărcate în aluviuni.

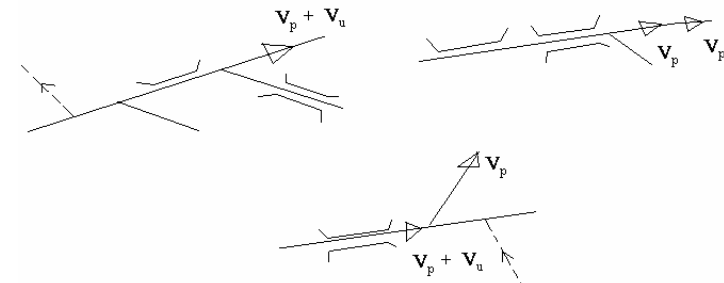
4.6. Probleme

1. Explicați modul de exploatarea controlată și necontrolată a unei acumulări de atenuare.
2. Definiți: hazardul / vulnerabilitatea / riscul.
3. Definiți gradul de protecție – riscul de inundare.
4. În ce constă metoda gradului de apărare normat / metoda analizei comparative tehnico – economice ?
5. Definiți gradul de siguranță / riscul de inundare la inundații accidentale.
6. Cum se poate modifica gradul global de siguranță al unei amenajări dispuse în serie / paralel ?
7. Care este riscul inundațiilor din cedarea unei lucrări longitudinale ?
8. În ce constă managementul riscului inundațiilor accidentale în sistemul longitudinal de apărare ?
9. Algoritmul de calcul al riscului la inundare din cedarea digurilor.
10. Tipuri de metode de atenuare rapidă a undei de viitură.
11. Algoritmul de calcul al volumului de protecție la o acumulare nepermanentă.
12. Algoritmul de calcul al volumului de protecție la o acumulare laterală.
13. Hidrograful defluent și volumul unei acumulări laterale.
14. Hidrograful defluent și volumul de protecție la o acumulare permanentă.
15. Hidrograful defluent la o derivație de ape mari.
16. Hidrograful amonte / aval pe un tronson îndiguit.
17. Enumerați măsurile nonstructurale pentru prevenirea și combaterea inundațiilor.
18. Definiți viiturile / inundațiile accidentale
19. Care este forma hidrografului debitelor la ruperea unui baraj.

20. Gradul de atenuare:



21. Schițați hidrograful defluent pentru un lac nepermanent cu golire blocată.
22. Schițați hidrograful defluent pentru un lac nepermanent cu golire liberă
23. Schițați hidrorafele de viitură în cazul schemelor de gospodărire a apelor mari cu patru obiective de apărare.



24. Care este obiectul de studiu al gospodării debitelor solide ?
25. Hidrograful defluent q este cel corespunzător:

- a. lac gol;
- b. lac plin;
- c. lac parțial gol;

