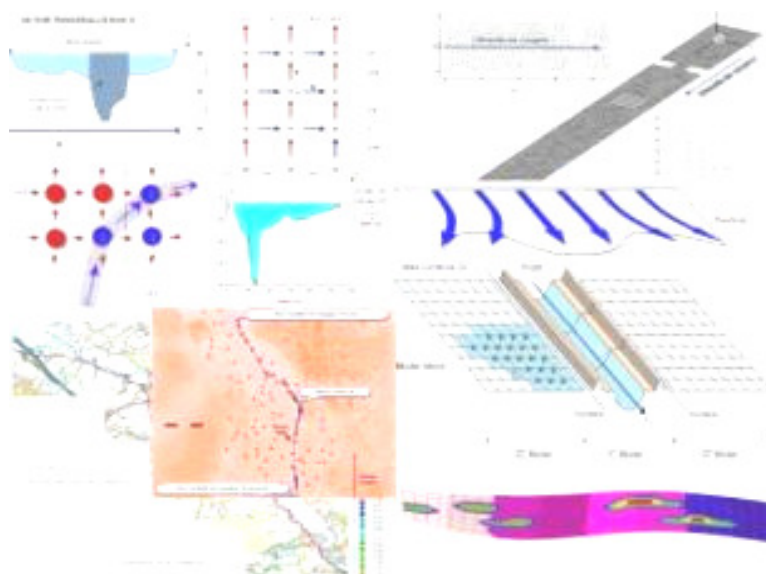


UNIVERSITATEA POLITEHNICA DIN TIMIȘOARA  
FACULTATEA DE HIDROTEHNICĂ

*- Analiza posibilităților și limitelor conceptelor de  
modelare a curgerilor în sistem 1D, 2D și 3D -*



## TEZĂ DE DOCTORAT

Conducător Științific:

**Prof.Dr.Ing. Ioan DAVID**

Doctorand:

**Asist.Ing.Dipl. Marie-Alice GHIȚESCU**

Septembrie 2010



---

## REZUMAT

Această cercetare se concentrază pe analiza comparativă dintre codul unui model sau altul, prin simularea unor evenimente proiectate, evaluând sensibilitatea simulărilor față de parametrii modelului și discretizarea topografiei domeniului de studiu. Datorită complexității și dimensiunii domeniului abordat, cercetarea acestei lucrări studiază doar modelarea curgerii de suprafață cu nivel liber.

S-au analizat în mod comparativ trei concepte diferite de modelare: 1D, 2D și 3D, stabilindu-se domeniul de aplicabilitate, respectiv posibilitățile și limitele acestora. Scopul acestei cercetări este de a contribui la o mai bună înțelegere a fenomenului de curgere a apelor mari și de a aduce informații utile celor cu factor de decizie și planificare în cazul planurilor de management. Totodată, lucrarea poate fi de un real suport în elaborarea de noi proiecte, în vederea eficientizării planificărilor unor acțiuni de măsurare și de evidențiere a modificărilor geometriei și rugozității cursurilor de râu.

Două studii de caz diferite ale unor inundații urbane au fost luate în considerare, modelate și simulate în această cercetare: prima inundație este într-un oraș idealizat, cauzată de cedarea unui baraj, și a doua inundație este cea petrecută în Ianuarie 2005, în zona urbană Carlisle, pe râul Caldew, Anglia.

În primul caz au fost aplicate două abordări de modelare (SOBEK 2D și BreZo 2D), pentru a simula inundarea unui oraș idealizat prin cedarea unui baraj. În al doilea caz (Carlisle) au fost aplicate trei abordări de modelare pentru a simula inundația de pe râul Caldew: model hidrodinamic uni-dimensional (1D) (Sobek 1D, Hec-Ras 1D, MIKE11 1D), model complet hidrodinamic bi-dimensional (2D) (Sobek 2D, BreZo 2D) și model hidrodinamic uni-bi-dimensional (1D2D) (Sobek 1D2D).

Un alt studiu de caz prezentat în această lucrare este cel al modelării unui tronson al râului Clyde, Glasgow, Scoția. A fost realizat în această cercetare, un model uni-dimensional (1D) pentru studierea riscului la inundații, folosind programul ISIS. Aici s-a analizat sensibilitatea simulării modelului la modificările parametrilor hidraulici (ex: debit specific, niveluri de apă) și numerici de modelare (coeficientul Manning de rugozitate).

Modelarea tri-dimensională (3D) a unei secțiuni de râu cu scopul de a urmări modificările morfologice suferite de depunerile sedimentare în urma amplasării unui baraj, constituie tema ultimului studiu de caz prezentat în această lucrare. Modelarea s-a realizat prin utilizarea unui program de modelare adecvat tri-dimensional, Delft3D. Au fost create patru ipoteze, și anume: o ipoteză a stadiului inițial al cursului de apă fără amplasarea barajului de pământ, și trei ipoteze cu amplasarea barajului de pământ, deosebirea fiind în modalitatea de construire a modelelor. După simulări s-au obținut rezultate ce ilustrează modificările morfologice.

Rezultatele au arătat faptul că simulările s-au comportat în mod apropiat cu comportamentul fizic, referitor la modul de propagare a undei de viitură, în ambele cazuri, în districtul urban al orașului ideal și în zona urbană de studiu din Carlisle.

Modelele hidrodinamice BreZo și SOBEK au oferit estimări bune ale traiectorie undei de inundație prin zona urbană. Modelele au furnizat hărți ale vectorilor vitezelor, niveluri și adâncimi de apă, ce pot fi utilizate pentru a monitoriza și repera mișcarea apei printr-un oraș.

Chiar dacă procesele de validare nu au fost posibile din cauza lipsei de date, simulațiile inundațiilor urbane au fost comparate cu extinderea observată a inundației și a nivelelor suprafețelor de apă, calitatea rezultatelor obținute a fost bună.

---

## CUVÂNT ÎNAINTE

Luând în considerare amploarea frecvenței și a influenței, inundațiile sunt recunoscute de mult timp, drept cel mai devastator și costisitor hazard natural în majoritatea țărilor. Datorită activităților umane controlate, schimbărilor climatice globale și a rapidei urbanizări, frecvența inundațiilor devastatoare tinde să crească, iar pierderile de vieți omenești și a proprietăților umane nu dau nici un semn de scădere. Pentru a putea controla impactul inundațiilor este nevoie de un management eficient al acestora. Pentru a combate problemele cauzate de inundații au fost dezvoltate numeroase tehnici de modelare.

În zilele noastre, atenția modelatorilor curgerilor de ape mari s-a îndreptat tot mai mult asupra bazinelor urbanizate complexe, unde valoarea atribuită riscului este mai mare decât cea din zonele rurale. Modelarea din zonele urbane necesită seturi de date măsurate tot complexe, date ce sunt în general dificil sau imposibil de obținut. Cu câteva decade înainte, accentul s-a pus pe dezvoltarea aproximărilor, formulărilor empirice a comportamentului hidrodinamic al sistemelor de apă, iar acum cu ajutorul utilizării tehnologiei de calcul descrierea sistemelor hidraulice se face mult mai ușor și precis.

În ultimii ani s-au făcut progrese enorme în dezvoltarea simulărilor și a modelelor matematice pentru toate tipurile de sisteme hidraulice, precum cursurile de apă, sistemele de drenaj, rețelele de irigație, rețelele de distribuție a apei etc. Acum, nivelul acestor tipuri de simulări este în primul rând limitat de calitatea datelor disponibile pentru construirea și calibrarea modelelor. O diversitate de pachete software bune sunt disponibile pentru construirea acestor tipuri de modele. Totuși, schematizările bune ale sistemelor de apă în modele necesită considerarea legilor și tehnicilor din spatele acestor sisteme de modelare pentru fi folosite corect în construirea unui anume model.

Estimarea probabilității de inundare și a extensiei zonei inundate, a fost și încă este o provocare datorită incertitudinilor hidrologice și hidraulice. Acolo unde există informații insuficiente pentru a determina caracteristicile unei inundații cu ajutorul datelor măsurate, modelele hidraulice se folosesc adesea pentru estimarea nivelurilor de apă și a extinderii inundației pentru o viitură cu o anumită perioadă de întoarcere.

Utilizarea tehnicilor de modelare a cursurilor de apă și a curgerilor s-a dovedit a fi un factor decisiv în indentificarea zonelor expuse spre inundare, și astfel pentru dezvoltarea managementului și controlul inundațiilor.

Tema abordată în teză, vizând analiza comparativă a trei concepte diferite de modelare: uni-, bi- și tri-dimensionale, stabilindu-se domeniul de aplicabilitate, respectiv posibilitățile și limitele acestora, are o importanță deosebită și de mare actualitate, în perspectiva realizării unor planuri de management în cazul situațiilor de risc de inundație. Lucrarea nu abordează decât analiza modelării curgerii de suprafață cu nivel liber.

Doresc să aduc mulțumiri deosebite conducătorului științific al tezei de doctorat Prof.Dr.Ing.Dipl.Mat. Ioan David, pentru tot sprijinul, îndrumarea acordată și sugestiile de un real folos în elaborarea întregii cercetări, pentru ajutorul oferit în perfecționarea și motivarea mea. De asemenea, doresc să-i mulțumesc și pentru exigența manifestată în anumite cazuri, și pentru încrederea de care am avut parte.

Îi mulțumesc în mod special domnului Prof.Dr.Ing. Michael Ion pentru tot suportul și atenția acordată, pentru sfaturile și îndrumările profesionale, precum și pentru timpul petrecut pentru îmbunătățirea calității susținerii acestei lucrări. Deasemenea doresc să-i mulțumesc și pentru sprijinul acordat de-alungul anilor.

Mulțumesc și familiei Popa, domnului Prof.Dr.Ing.Popa Gheoghe pentru îndrumarea pe parcursul facultății, și pentru maniera lui de a prezenta cu ușurință legăturile, aparent complicate, ale matematicii cu domeniul hidrotehnic; și doamnei Dr.Ing. Ioana Popescu pentru prietenia, suportul și modalitatea ei deosebită de îndrumare, ajutor și asistență pe parcursul cercetărilor efectuate în Olanda.

Adresez mulțumiri tuturor colegilor și colaboratorilor din cadrul departamentului de Construcții Hidrotehnice: domnului Conf.Dr.Ing. Lazăr Gheorghe pentru sprijinul și timpul acordat, și domnului Ș.L.Dr.Ing. Titus Albert Constantin, precum și tuturor colegilor și cadrelor universitare, doamnelor secretare și întregului personal, precum și Domnului Decan în mod special, din cadrul Facultății de Hidrotehnică, care au contribuit sub orice formă la definirea și definitivarea acestei lucrări de cercetare.

Mulțumesc tuturor prietenilor și celor dragi pentru tot sprijinul și toată încrederea pe care mi le-au acordat pe tot parcursul elaborării tezei de doctorat, și nu numai.

Nu în ultimul rând, mulțumesc familiei, în mod special părinților mei: Mariana și Marin Ghițescu, și fraților mei dragi: Otilia și Alexandru, pentru înțelegerea, dragostea și sfaturile cu care m-au îndrumat și sprijinit pe toată perioada de elaborare și finalizare a lucrării, și dincolo de ea.

Timișoara, Septembrie 2010

Ing.Dipl. Marie-Alice Ghițescu

---

# CUPRINS

LISTĂ FIGURI.....	viii
LISTĂ TABELE.....	xii
ABREVIERI.....	xiii
SIMBOLURI.....	xiv
1 INTRODUCERE .....	1
1.1 Generalități.....	1
1.1.1 Stadiul actual al cercetărilor.....	2
1.1.2 Tehnici de modelare a inundațiilor urbane .....	4
1.2 Identificarea și descrierea problemelor .....	7
1.3 Obiective .....	9
1.4 Metodologie.....	10
2 ELEMENTE DE HIDRODINAMICĂ A RÂURILOR.....	11
2.1 Noțiuni introductive legate de curgerea de suprafață .....	11
2.1.1 Tipuri de albie.....	11
2.1.2 Elemente geometrice semnificative .....	12
2.2 Clasificarea și regimul curgerilor.....	13
2.3 Elementele și ecuațiile caracteristice tipurilor de curgere.....	17
2.3.1 Curgerea uniformă.....	17
2.3.2 Curgerea permanentă gradul variată .....	20
2.3.3 Curgerea nepermanentă .....	25
3 DESCRIEREA GENERALĂ A METODELOR DE MODELARE.....	30
3.1 Elemente introductive .....	30
3.1.1 Considerații generale.....	30
3.2 Modelul numeric .....	31
3.2.1 Noțiunea de model numeric.....	31
3.2.2 Crearea modelului .....	31
3.2.3 Clasificarea aplicațiilor modelelor .....	34
3.2.4 Rețele de discretizare în modelarea numerică.....	35
3.3 Elaborarea modelelor (numerice) .....	37
3.3.1 Principalele etape ale elaborării modelelor matematice (MMN) .....	38
3.4 Metode numerice.....	41
3.4.1 Metoda diferențelor finite (FDM), metoda elementelor finite (FEM) și metoda volumelor finite (FVM).....	41
3.4.2 Explicit sau implicit .....	42
3.4.3 Limitarea pasului de timp și stabilitate .....	42
3.4.4 Metode de rezolvare directe sau iterative .....	43
3.4.5 Sisteme de modelare.....	43
3.4.6 Aspecte despre calitatea modelului .....	43
3.4.7 Surse de erori.....	44
3.4.8 Verificare .....	45
3.4.9 Calibrare.....	46
3.4.10 Validare .....	48
3.4.11 Calitatea software.....	49
3.4.12 Asigurarea calității .....	50

3.4.13	Cuplarea modelelor .....	50
4	MODELAREA HIDRODINAMICĂ A CURGERII. MODELAREA MATEMATICĂ A INUNDAȚIILOR.....	54
4.1	Noțiuni introductive despre inundații .....	54
4.2	Modelarea hidrodinamică. Ecuațiile de bază.....	56
4.2.1	Introducere .....	56
4.2.2	Noțiuni introductive în modelarea hidrodinamică a curgerilor .....	58
4.2.3	Considerații generale.....	64
4.2.4	Ecuații fundamentale .....	65
4.3	Modelarea inundațiilor .....	68
4.3.1	Introducere .....	68
4.3.2	Cerințele modelului pentru simularea inundațiilor .....	68
4.3.3	Rolul noilor tehnologii de colectare a datelor .....	70
4.3.4	Natura propagării undei de viitură.....	71
4.3.5	Legătura cu modelele hidrologice de atenuare a inundațiilor .....	73
4.3.6	Modelarea bi-dimensională.....	74
4.3.7	Modelare integrată 1D/2D.....	75
5	MODELAREA HIDRODINAMICĂ ÎN SISTEM UNI-DIMENSIONAL (1D). STUDIU DE CAZ ..	77
5.1	Ecuațiile și algoritmi soluțiilor de calcul .....	77
5.1.1	Curgerea uniformă.....	77
5.1.2	Curgerea neuniformă.....	78
5.1.3	Modelarea uni-dimensională a unui curs de apă.....	79
5.1.4	Soluțiile algoritmice pentru un canal (curs de apă) .....	80
5.1.5	Algoritmi soluțiilor pentru rețelele de canale.....	84
5.2	Datele modelului.....	86
5.2.1	Descrierea rețelei .....	86
5.2.2	Condiții inițiale .....	88
5.2.3	Condiții de margine.....	88
5.2.4	Debitul afluent lateral sau într-un punct .....	89
5.2.5	Parametrii numerici.....	90
5.3	Modelarea în sistemul uni-dimensional (1D).....	91
5.3.1	Elaborarea unui model hidrodinamic uni-dimensional (1D).....	91
5.4	Studiu de caz.....	93
5.4.1	Introducere .....	93
5.4.2	Generalități.....	93
5.4.3	Parametrii numerici de modelare .....	96
5.4.4	Parametrii hidraulici de modelare .....	104
5.4.5	Concluzii.....	113
6	MODELAREA HIDRODINAMICĂ ÎN SISTEM BI-DIMENSIONAL (2D). STUDII DE CAZ.....	114
6.1	Modelarea hidrodinamică în sistem bi-dimensional (2D).....	114
6.1.1	Modelele quasi 2D.....	114
6.1.2	Modelele compet bi-dimensionale .....	116
6.1.3	Modelele combinate 1D2D .....	121
6.1.4	Condițiile de margine în modelele bi-dimensionale (2D).....	122
6.1.5	Calibrarea modelelor bi-dimensionale (2D).....	122
6.1.6	Concluzii.....	123
6.2	Studiul de Caz 1 .....	124
6.2.1	Descrierea cazului “Orașul Ideal”.....	124
6.2.2	Metodologie.....	128



6.2.3	Construirea modelelor 2D.....	129
6.2.4	Rezultate și discuții.....	135
6.3	Studiul de Caz 2.....	139
6.3.1	Descrierea cazului Carlisle.....	139
6.3.2	Metodologia.....	146
6.3.3	Dezvoltarea modelelor.....	149
6.3.4	Rezultate și discuții.....	158
6.3.5	Studiul sensibilității modelelor.....	168
7	MODELAREA HIDRODINAMICĂ ÎN SISTEM TRI-DIMENSIONAL (3D). STUDIU DE CAZ.....	176
7.1	Introducere.....	176
7.2	Modelele hidrodinamice tri-dimensionale ale curgerii.....	179
7.2.1	Modelele curgerii în sistem quasi-tri-dimenzional.....	180
7.2.2	Transportul încărcărilor din albie.....	181
7.3	Studiu de caz. Modificările morfologice ale bancurilor de nisip de-alungul unui curs de apă.....	183
7.3.1	Datele inițiale.....	183
7.3.2	Cazurile considerate.....	184
7.3.3	Rezultate, discuții și interpretări.....	186
8	CONTRIBUȚII PERSONALE.....	197
9	CONCLUZII ȘI RECOMANDĂRI.....	202
9.1	CONCLUZII.....	202
9.2	RECOMANDĂRI.....	206
10	REFERINȚE BIBLIOGRAFICE.....	207
11	ANEXE.....	215
11.1	Studiul de caz Carlisle.....	215
11.2	Modelul digital al elevației (DEM).....	223
11.3	Programe utilizate în modelarea curgerii.....	224
11.3.1	Introducere.....	224
11.3.2	Programul SOBEK.....	226
11.3.3	Programul BreZo.....	231
11.3.4	Programul MIKE11.....	234
11.3.5	Programul HEC-RAS.....	235
11.3.6	Programul ISIS.....	236
11.3.7	Programul Delft3D.....	237
11.3.8	Alte programe de specialitate.....	238
11.4	Condiția COURANT – FRIEDRICHS – LEWY (CFL).....	242

## LISTĂ FIGURI

Fig. 1-1 Tipuri de modele numerice folosite în modelarea inundațiilor (Asselman, 2009).....	3
Fig. 2-1 Secțiuni transversale neregulate.....	11
Fig. 2-2 Elementele geometrice ale unei secțiuni transversale.....	12
Fig. 2-3 Curgerea uniformă.....	13
Fig. 2-4 Curgerea permanentă: gradual variată și rapid variată.....	13
Fig. 2-5 Curgerea nepermanentă: gradual variată și rapid variată.....	14
Fig. 2-6 Corelația f-Re pentru regimul laminar, tranzitoriu și turbulent de curgere cu nivel liber.....	15
Fig. 2-7 Dezvoltarea curgerii uniforme $l_b < l_a$ .....	17
Fig. 2-8 Dezvoltarea curgerii uniforme $l_b = l_a$ .....	17
Fig. 2-9 Dezvoltarea curgerii uniforme $l_b > l_a$ .....	18
Fig. 2-10 Curgerea uniformă cu suprafață liberă.....	18
Fig. 2-11 Utilizarea legii lui Bernoulli pentru stabilitatea ecuației dinamice a curgerii permanente gradual variate.....	22
Fig. 2-12 Principiul general al metodelor numerice de calcul al curgerii permanente.....	24
Fig. 2-13 Front aplatizat lin al undelor de translație $h_c < h_2$ .....	26
Fig. 2-14 Front abrupt al undelor de translație $h_c > h_2$ .....	26
Fig. 3-1 Rețele ortogonale (pătrată) (David I., 2005).....	35
Fig. 3-2 Rețeaua structurată / nestructurată (David I., 2005).....	36
Fig. 3-3 Rețele adaptive (David I., 2005).....	37
Fig. 3-4 Steaua diferențială de 5 puncte: diferențe finite (FDM), element finit (FEM), volum de control (FVM) (David I., 2005).....	41
Fig. 3-5 Surse de erori în metodele numerice.....	44
Fig. 3-6 Pașii de lucru pentru modelul numeric.....	49
Fig. 3-7 Cuplarea (acțiune/reacțiune) a unor procese diferite și a unor domenii diferite.....	51
Fig. 4-1 Rețea în tablă de șah pentru simularea curgerii 2D.....	74
Fig. 4-2 Cuplarea domeniilor 1D și 2D în SOBEK.....	76
Fig. 5-1 Tipuri de rețele de discretizare: a) Rețea simplă; b) Rețea în tablă de șah.....	80
Fig. 5-2 Schematizarea unui tronson al unui curs de apă.....	84
Fig. 5-3 Reprezentarea schematică a unui sistem de canale pe o.....	85
Fig. 5-4 Schematizarea unui model al unei rețele de canale în sistem 1D.....	86
Fig. 5-5 Reprezentarea unei secțiuni transversale în diferite programe software.....	87
Fig. 5-6 Sectorul studiat al râului Clyde, între Carbarns și North Hillend.....	94
Fig. 5-7 Schema rețelei râului Cyde, în modelul ISIS.....	95
Fig. 5-8 Graficul de convergență inițială a modelului.....	96
Fig. 5-9 Parametrii numerici analizați.....	97
Fig. 5-10 Convergența modelului pentru factorul theta $\theta = 0.7$ .....	101
Fig. 5-11 Convergența modelului pentru factorul theta $\theta = 1$ .....	101
Fig. 5-12 Graficul de convergență optimă a modelului cu parametrii optimi.....	102
Fig. 5-13 Secțiunea transversală: stadiul inițial (a) și stadiul după modificări (b).....	103
Fig. 5-14 Profilul transversal înainte de modificări.....	103
Fig. 5-15 Profilul transversal după modificări.....	104
Fig. 5-16 Delimitarea prin panouri de marcaj a rugozității în secțiunile transversale caracteristice.....	105
Fig. 5-17 Influența amonte a rugozității asupra adâncimilor de apă.....	108
Fig. 5-18 Influența aval a rugozității asupra adâncimilor de apă.....	108

Fig. 5-19 Secțiunea transversală CI355-Sensibilitate redusă.....	109
Fig. 5-20 Secțiunea transversală CI356-Sensibilitate mare.....	110
Fig. 5-21 Analiza sensibilității față de variațiile de rugozitate .....	112
Fig. 6-1 Împărțirea schematică a albiei majore a unui curs de apă.....	115
Fig. 6-2 Reprezentarea unei rețele în sistem RASTER.....	116
Fig. 6-3 Reprezentarea rețelelor de discretizare .....	118
Fig. 6-4 Reprezentarea schematică unui model combinat 1D2D prin abordarea SOBEK .....	121
Fig. 6-5 Reprezentarea schematică unui model combinat 1D2D printr-o altă abordare .....	121
Fig. 6-6 Schematizările “Orașului Ideal” și poziționarea punctelor de stație .....	124
Fig. 6-7 Amplasarea experimentală și dimensiunile canalului (m). (a) vederea în plan, (b) secțiunea hidraulică (Sandra Soares-Franzao, 2008) .....	125
Fig. 6-8 Saltul hidraulic amonte față de districtul urban pentru: a) Cazul 1, b) Cazul 2 .....	126
Fig. 6-9 Numărul Froude estimat în lungul străzii ( $y=0.20m$ ) .....	127
Fig. 6-10 Profilul suprafeței libere determinate experimental în lungul străzii centrale ( $y=0.20m$ ) .....	127
Fig. 6-11 Vectorii vitezelor de suprafață în profilul longitudinal al străzii ( $y=0.20m$ ).....	127
Fig. 6-12 Diagrama de metodologie .....	128
Fig. 6-13 Etapele pentru elaborarea unui model.....	129
Fig. 6-14 Fișierele necesare pentru simularea în BreZo .....	130
Fig. 6-15 Vedere în plan al canalului studiat (nu e la scară) .....	131
Fig. 6-16 Poziționarea și tipul marcajelor de margine .....	131
Figure 6-17 Rețea triunghiulară generată de Triangle: a) Vederea în plan a canalului; .....	132
Fig. 6-18 Modelul de elevație digitală (DEM) al canalului cu zona districtului urban:.....	133
Fig. 6-19 DEM al canalului cu rețeaua de discretizare:.....	133
Fig. 6-20 Rețeaua modelului SOBEK.....	134
Fig. 6-21 Poziția punctelor de stație în modelul SOBEK.....	135
Fig. 6-22 Poziția punctelor de stație în modelul BreZo.....	136
Fig. 6-23 Profilele nivelelor de suprafață rezultate de-a lungul străzii centrale longitudinale.....	136
Fig. 6-24 Compararea vectorilor vitezelor .....	137
Fig. 6-25 Râul Eden, Cumbria, UK .....	139
Fig. 6-26 Râul Eden și afluenții săi .....	140
Fig. 6-27 Localizarea zonei de studiu Carlisle, N-V-ul Angliei.....	141
Fig. 6-28 Locația zonei de test Caldew, Carlisle, Anglia .....	142
Fig.6-29 Harta precipitațiilor anuale din bazinul Cumbria .....	143
Fig.6-30 Curba cheie pentru Eden, Caldew și Petteril măsurate în stațiile:.....	144
Fig. 6-31 Imagini din Carlisle din tipul inundațiilor din Ianuarie 2005.....	146
Fig. 6-32 Zona Caldew cu pozițiile secțiunilor transversale.....	147
Fig. 6-33 Hidrografurile înregistrate în diferite stații de măsură, din zona Carlisle, Ianuarie 2005 .....	147
Fig. 6-34 Harta de extindere a inundației din Ianuarie 2005 (Sursă: EA).....	148
Fig. 6-35 Schematizarea rețelei în modelul 1D MIKE11 .....	149
Fig. 6-36 Profilul longitudinal al canalului 1D în MIKE11 .....	150
Fig. 6-37 Schematizarea rețelei 1D a canalului în SOBEK, cu poziționarea celor 29 de secțiuni transversale .....	151
Fig. 6-38 Schematizarea canalului 1D în modelul HEC-RAS.....	152
Fig. 6-39 Profilul longitudinal al canalului în HEC-RAS.....	152
Fig. 6-40 Poziționarea marcajelor pentru condițiile de margine, și a tipului acestora, în BreZo....	153
Fig. 6-41 Rețeaua triunghiulară generată după utilizarea Triangle, vedere 3D în plan.....	154

Fig. 6-42 Schematizare 2D a modelului SOBEK, deliu mărime celulă .....	155
Fig. 6-43 Schematizarea 1D2D a modelului SOBEK.....	156
Fig. 6-44 Hidrograful măsurat la stația Cummersdale, bazat pe debite înregistrate.....	157
Fig. 6-45 Seriile de timp pentru adâncimile de apă simulate de fiecare model, .....	160
Fig. 6-46 Cazul1: Ordinul de mărime al nivelului apei (eta) prognozat de fiecare model la timpul $t_1 = 1,4h$ prezentat prin hărțile de extindere a inundației în cazurile: a)Măsurători reale(EA); b)Modelul SOBEK(10mx10m); c) Modelul BreZo(200m <sup>2</sup> ); d)Modelul BreZo(100m <sup>2</sup> ); e)Modelul BreZo(50m <sup>2</sup> ); f)Modelul BreZo(20m <sup>2</sup> ).....	162
Fig. 6-47 Cazul2: Ordinul de mărime al nivelului apei (eta) prognozat de fiecare model la timpul $t_2$ prezentat prin hărțile de extindere a inundației în cazurile: a)Măsurători reale (EA); b)Modelul SOBEK (10mx10m) la $t_2=30,8h$ ; c) Modelul BreZo (200m <sup>2</sup> ) la timpul $t_2=30,8h$ ; d)Modelul BreZo (100m <sup>2</sup> ) la timpul $t_2=29,4h$ ; e)Modelul BreZo (50m <sup>2</sup> ) la timpul $t_2=36,4h$ ; f)Modelul BreZo (20m <sup>2</sup> ) la timpul $t_2=30,8h$ .....	163
Fig.6-48 Cazul3: Ordinul de mărime al nivelului apei (eta) prognozat de fiecare model la timpul $t_3=75h$ prezentat prin hărțile de extindere a inundației în cazurile: a)Măsurători reale(EA); b)Modelul SOBEK(10mx10m); c)Modelul BreZo(200m <sup>2</sup> ); d)Modelul BreZo(100m <sup>2</sup> ); e)Modelul BreZo(50m <sup>2</sup> ); f)Modelul BreZo(20m <sup>2</sup> ).....	165
Fig. 6-49 Harta de inundație după 21h de la începerea fenomenului, modelată în SOBEK 1D2D (stânga) și SOBEK 2D (dreapta).....	166
Fig. 6-50 Harta de extindere maximă a inundației la 08/01/2005 la orele 04:17:00, .....	167
Fig. 6-51 Harta de inundație după 70h de la începerea fenomenului, .....	167
Fig.6-52 Hărțile de inundație pentru modelul SOBEK 2D pentru diferite valori ale coeficientului de rugozitate.....	169
Fig. 6-53 Hărțile de inundație pentru modelul 2DBreZo 200m <sup>2</sup> pentru diferiți coeficienți de rugozitate .....	170
Fig. 6-54 Hărțile de inundație pentru modelul 2DBreZo 100m <sup>2</sup> pentru diferiți coeficienți de rugozitate .....	171
Fig. 6-55 Hărțile de inundație pentru modelul 2DBreZo 50m <sup>2</sup> pentru diferiți coeficienți de rugozitate.....	172
Fig. 6-56 Hărțile de inundație pentru modelul 2DBreZo 20m <sup>2</sup> pentru diferiți coeficienți de rugozitate.....	173
Fig.6-57 Procesele de filtrare a topografiei (Bates,1998).....	174
Fig.6-58 Hartă de maximă extindere a inundației în 2D BreZo 20m <sup>2</sup> (a) și 2D BreZo 50m <sup>2</sup> (b).....	175
Fig.6-59 Hartă de maximă extindere a inundației în 2D BreZo 100m <sup>2</sup> (a) și 2D BreZo 200m <sup>2</sup> (b) ..	175
Fig. 7-1 Coordonatele sistemului cartezian .....	177
Fig. 7-2 Schema morfologică a sectorului de râu studiat .....	183
Fig. 7-3 Schema batimetrică a sectorului de râu studiat .....	183
Fig. 7-4 Schema batrimetrică a sectorului de râu pentru Cazul1 .....	184
Fig. 7-5 Schema batrimetrică a sectorului de râu pentru Cazul2.....	185
Fig. 7-6 Schema batrimetrică a sectorului de râu pentru Cazul3.....	185
Fig. 7-7 Cazul inițial-valorile nivelurilor de apă, înainte de simulare .....	186
Fig. 7-8 Cazul inițial-valorile nivelurilor de apă, după simulare .....	187
Fig. 7-9 Cazul 1 - valorile nivelurilor de apă, înainte de simulare .....	187
Fig. 7-10 Cazul 1 - valorile nivelurilor de apă, după simulare .....	188
Fig. 7-11 Cazul 2 - valorile nivelurilor de apă, înainte de simulare.....	188
Fig. 7-12 Cazul 2 - valorile nivelurilor de apă, după simulare .....	189
Fig. 7-13 Cazul 3 - valorile nivelurilor de apă, înainte de simulare.....	189
Fig. 7-14 Cazul 3 - valorile nivelurilor de apă, după simulare .....	190
Fig. 7-15 Batimetria înainte de simulare, cazul inițial .....	190
Fig. 7-16 Batimetria după simulare, cazul inițial .....	191
Fig. 7-17 Batimetria înainte de simulare, Cazul1 .....	191

Fig. 7-18 Batimetria după simulare, Cazul1 .....	192
Fig. 7-19 Batimetria înainte de simulare, Cazul2 .....	192
Fig. 7-20 Batimetria după simulare, Cazul2 .....	193
Fig. 7-21 Batimetria înainte de simulare, Cazul3 .....	193
Fig. 7-22 Batimetria după simulare, Cazul3 .....	194
Fig. 7-23 Morfologie- cazul inițial, după simulare .....	194
Fig. 7-24 Morfologie- Cazul1, după simulare .....	195
Fig. 7-25 Morfologie- Cazul2, după simulare .....	196
Fig. 7-26 Morfologie- Cazul3, după simulare .....	196
Fig. 9-1 Model hibrid. Râul reprezentat ca un sub-model uni-dimensional; terenul din spatele digurilor este reprezentat printr-un model bi-dimensional. (Kamrath, 2008) .....	204
Fig. 11-1 Amplasamentul zonei de studiu și al secțiunilor transversale .....	215
Fig. 11-2 Localizarea secțiunilor transversale.....	215
Fig. 11-3 Secțiunile transversale de la 1 la 4 .....	216
Fig. 11-4 Secțiunile transversale de la 5 la 8 .....	216
Fig. 11-5 Secțiunile transversale de la 9 la 12 .....	217
Fig. 11-6 Secțiunile transversale de la 13 la 16.....	217
Fig. 11-7 Secțiunile transversale de la 17 la 20 .....	218
Fig. 11-8 Secțiunile transversale de la 21 la 24.....	218
Fig. 11-9 Secțiunile transversale de la 25 la 28.....	219
Fig. 11-10 Secțiunea transversală 29.....	219
Fig. 11-11 Vedere în plan a DEM folosit pentru SOBEK.....	220
Fig. 11-12 Vedere în plan a DEM folosit pentru BreZo .....	220
Fig. 11-13 Vedere a DEM discretizat triunghiular folosit pentru BreZo, rezoluție $A=20m^2$ .....	221
Fig. 11-14 Vedere a DEM discretizat triunghiular folosit pentru BreZo, rezoluție $A=50m^2$ .....	221
Fig. 11-15 Vedere a DEM discretizat triunghiular folosit pentru BreZo, rezoluție $A=100m^2$ .....	222
Fig. 11-16 Vedere a DEM discretizat triunghiular folosit pentru BreZo, rezoluție $A=200m^2$ .....	222
Fig. 11-17 Harta punctelor de elevație folosită pentru generarea unui DEM (Mark O., 2004) .....	223
Fig. 11-18 Produsele de baza SOBEK.....	227
Fig. 11-19 Interfață SOBEK .....	227
Fig 11-20 Reprezentarea unei secțiuni transversale în SOBEK .....	228
Fig. 11-21 Schematizarea unui profil longitudinal .....	229
Fig. 11-22 Reprezentarea unei rețele .....	229
Fig. 11-23 Schematizarea secțiunii transversale.....	229
Fig. 11-24 Reprezentarea caracteristicilor unei rețele.....	230
Fig. 11-25 Schema unor $i$ celule de calcul și a funcțiilor învecinătăților .....	233
Fig. 11-26 Reprezentarea unei harti de inundatie cu LISFLOOD-FP .....	238
Fig. 11-27 Definirea celulelor pentru inundatie cu LISFLOOD-FP .....	238
Fig. 11-28 Reprezentarea grafica a nivelelor de apa.....	239

## LISTĂ TABELE

Tabelul 2-1 Valorile medii orientative ale coeficienților de rezistență hidraulică a albiilor rectilinii ..	20
Tabelul 4-1 Tipuri de inundații .....	55
Tabelul. 5-1: Tipuri de rețea corespondente unor scheme numerice și programe .....	82
Tabelul.5-2 Condiții de margine - Limita AVAL - Limita AMONTE .....	89
Tabelul. 5-3 Sensibilitatea ' <i>qtol</i> ' .....	99
Tabelul. 5-4 Senzitivitatea <i>qtol/htol</i> .....	99
Tabelul. 5-5 Senzitivitatea față de iterațiile numerice .....	100
Tabelul. 5-6 Senzitivitatea față de estimarea numerică implicită.....	101
Tabelul. 5-7 Optimizarea parametrilor numerici .....	102
Tabelul. 5-8 Nivelul de apă pentru diferite rugozități atribuite în secțiunile transversale .....	106
Tabelul. 5-9 Nivelurile de apă corespunzătoare secțiunilor transversale în urma modificării rugozității .....	110
Tabelul 6-1 Prezentarea unor modele (2D) cu pat mobil .....	120
Tabelul 6-2: Caracteristicile rețelei triunghiulare de discretizare pentru arii triunghiulare diferite	154
Tabelul.6-3 Caracteristicile simulărilor modelelor studiate.....	158
Tabelul.6-4 Caracteristicile modelelor hidraulice 2D .....	159
Tabelul.6-5 Caracteristicile simulărilor pentru diferite rugozități .....	168
Tabelul 7-1 Prezentarea unor modele (3D) cu pat mobil .....	180

---

## ABREVIERI

1D	Uni-Dimensional
2D	Bi-Dimensional
3D	Tri-Dimensional
1D2D	Uni-Bi-Dimensional
DEM	Modelul de elevație digitală
DTM	Modelul digital al terenului
GIS	Sistemul geografic de informație
HD	Hidrodinamic
BreZo	Cod de modelare Bi-Dimensională
MIKE 11	Software de modelare Uni-Dimensională
ALS	Scanarea Laser cu Avionul
LIDAR	Light Detection and Ranging
GPS	Sistemul de poziționare globală
ASCII	American Standard Code for Information Interchange
UHM	Metoda hidrografului unitar
RAM	Random Access Memory

## SIMBOLURI

$A$	Aria secțiunii transversal
$C$	Coeficientul Chezy
$D$	Coeficientul difuziei
$f$	Coeficientul de rezistență Darcy-Weisbach
$g$	Accelerația gravitațională
$h$	Nivelul de apă
$n$	Coeficientul de rugozitate Manning
$Fr$	Numărul lui Froude
$P$	Perimetrul
$B$	Lățimea secțiunii transversale
$y$	Adâncimea de curgere
$x$	Distanța în direcția de curgere
$t$	Timpul
$\alpha$	Coeficientul de distribuție a vitezelor
$q$	Debitul specific lateral de intrare/ieșire
$Q$	Debitul
$R$	Raza hidraulică
$I_f$	Panta de frecare
$I$	Panta talvegului
$S$	Panta albiei
$u$	Viteza
$\rho$	Densitatea cursului de apă
$\tau$	Efortul Reynolds
$\beta$	Coeficientul de corecție al momentului
$H(x,y,t)$	Adâncimea de apă
$\zeta(x,y,t)$	Nivelul suprafeței de apă (m)
$p,q(x,y,t)$	Densitatea fluxului pe direcțiile $x$ și $y$ ( $m^3/s/m$ )
$C(x,y)$	Rezistența de tip Chezy ( $m^{1/2}/s$ )
$V_x(x,y,t)$	Componentele vitezei vântului pe direcțiile $x$ și $y$ (m/s)
$\Omega(x,y)$	Parametrul Coriolis ( $s^{-1}$ )
$p_a(x,y,t)$	Presiunea atmosferică ( $kg/m^3$ )
$\rho_w$	Densitatea apei ( $kg/m^3$ )
$x,y$	Coordonatele spațiale (m)
$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$	Componentele tensiunilor de forfecare efective



# 1 INTRODUCERE

*„Apa simbolizează întreaga esență: este fons et origo, izvorul tuturor existențelor posibile..*

*Principiul a ceea ce este fără formă și potențial, baza fiecărei manifestări cosmice, sursa tuturor semințelor, apa simbolizează substanța primară din care toate iau formă și spre care toate se întorc fie prin propria regresie, fie preîntr-un cataclism.”*

Mircea Eliade,  
*Istoria credințelor și ideilor religioase*

## 1.1 Generalități

Modelele matematice și fizice sunt foarte convenabile în cercetare pentru un domeniu larg al condițiilor de margine și pentru dezvoltarea regulilor generale de proiectare. Dar investigațiile și măsurătorile din teren, evaluarea experimentelor și a testelor la scară mare sunt necesare pentru verificarea rezultatelor finale. Acestea se datorează complexității procesului de combinare a transportului de apă și sediment în cursurile de apă.

Schimbările cursurilor naturale de apă sunt determinate atât de interacțiunea dintre curgerea apei și materialele erodabile ale patului cursului de apă.

Knighton (1984) afirma „Baza principiilor mecanicii e bine stabilită dar trebuie străbătută încă o cale lungă pentru obținerea unei soluții analitice complete, mai ales din cauza faptului că traiectoriile naturale ale mișcărilor mixturii lichid-solid între limitele de curgere sunt totodată la rândul lor deformabile. Chiar și mișcarea unei singure particule nu poate fi descrisă adecvat și astfel problema devine mult mai complexă atunci când materialul limită este coheziv.”

Bulk(1988) a afirmat că ingineria cursurilor de apă este încă mai mult o artă decât o știință exactă, în special atunci când transportul sedimentelor are un rol important. Similaritatea dintre cursul de apă și modelul său poate fi ușor verificată dar doar parțial; similaritatea dintre transportul sedimentelor și morfologia cursului de apă este doar calitativă.

Rezultatele obținute de model prin utilizarea diferitelor seturi de parametri și a diferitelor formule a transportului sedimentelor, pot fi utilizate pentru prezentarea unor situații viitoare ale cursului de apă și pentru a se prezenta recomandările și sugestiile legate de proiectare. Parametrii modelului trebuie să fie estimați pe baza măsurătorilor și observațiilor din teren. Astfel:

- Modelul este eficient doar dacă se bazează doar pe datele din teren și dacă predicțiile acestuia pot fi verificate cu ajutorul măsurătorilor efectuate în teren.
- Măsurătorile din teren trebuie să fie concentrate în special pe datele ce vor fi introduse și utilizate de către model.

Modelatorii introduc de multe ori cât de mulți parametri posibili, pentru a satisface cererile teoretice ale simulării sistemului, chiar dacă unele din valorile utilizate nu se pot măsura direct (turbulențele). Programele investigărilor din teren ar trebui să reducă numărul factorilor nemăsurabili prin îmbunătățirea tehnicilor și metodelor de măsurare introducând și seturi noi de date fizice relevante pentru a fi folosite în model (Bruk,1988).

### 1.1.1 Stadiul actual al cercetărilor

Problema inundațiilor pe întreg globul, care este încă una din principalele hazarde, câștigă moment în zonele urbane, fiind o preocupare importantă față de viețile umane, bunăstarea și dezvoltarea economică.

Inundațiile sunt cauzate de un număr de factori precum: creșterea numărului populației, urbanizarea rapidă, și schimbările climatice, schimbările folosințelor terenurilor agricole, regularizări de râuri și schimbările de curs ale acestora.

În ambele tipuri de țări, dezvoltate sau în curs de dezvoltare există o necesitate de a realiza strategii de management adecvate riscului de inundabilitate. Diferitele măsuri structurale sau nestructurale pentru reducerea riscului de inundație trebuie puse în balans cu strategiile propuse, precum contribuții la apărare, planuri de evacuare, modalități financiare, precum asigurări și obligațiuni în caz de dezastre, și măsuri de reziliere ce ajută societatea să se refacă rapid.

În general din cauza faptului că riscurile și pagubele sunt mai mari în bazinele urbanizate și mai complexe, o atenție deosebită a modelatorilor se îndreaptă asupra zonelor urbane.

**Tipuri de modele de simulare a curgerilor**

Există diferite tipuri de modele de simulare a inundațiilor. În anumite circumstanțe, utilizarea unui model pentru prognozarea și estimarea extinderii unei inundații, nu este necesară. Oferind măsurători ale nivelurilor suprafețelor de apă, sau niveluri ale suprafeței de apă estimate pe baza analizelor asupra frecvenței viiturilor, se pot realiza interpolări similare cu cele utilizate de Werner (2001,2004). Acestea aproximează unda de viitură ca un plan (sau serii de plane) ce intersectează modelul de elevație digitală (DEM) pentru a obține predicții de extindere și adâncime.

În alte cazuri, se aplică modelele uni-dimensionale(1D) (Fig.1-1). Aici, curgerea în albia majoră este tratată uni-dimensional spre direcția aval. În cazul ariilor largi cu poldere sau a topografiilor complexe ale albiilor majore, modelele 1D sunt folosite în sistem quasi 2D (Fig.1-1). Modelele bi-dimensionale (2D), modelele cuplate 1D-2D sau chiar modelele tri-dimensionale pot fi totodată aplicate.

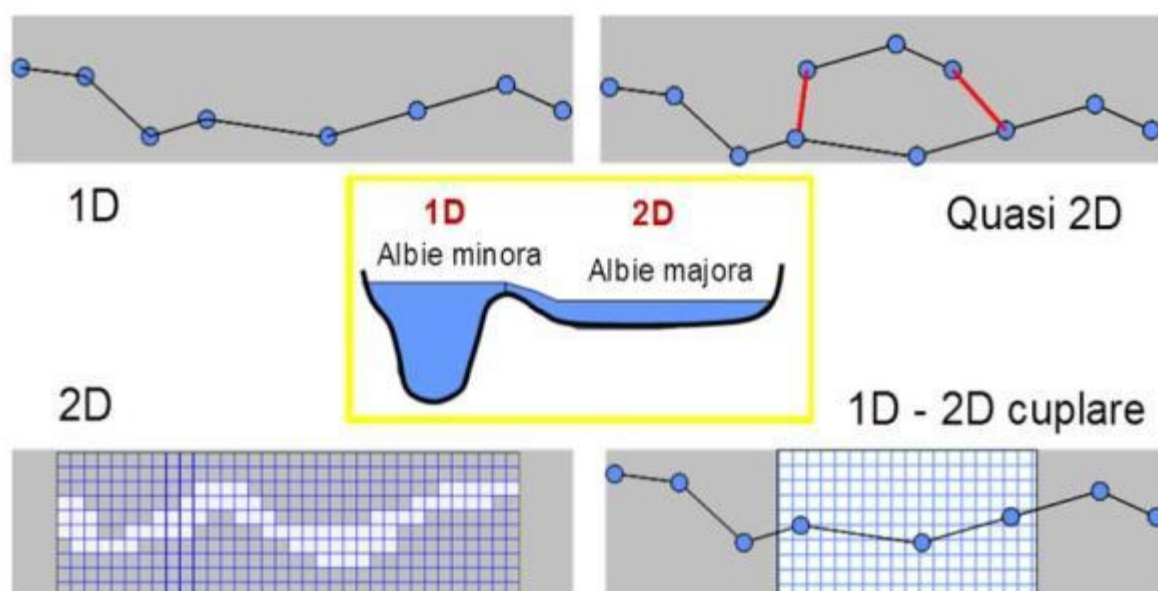


Fig. 1-1 Tipuri de modele numerice folosite în modelarea inundațiilor (Asselman, 2009)

Pentru modelatorii neexperimentați este adesea dificil să determine ce tip de model trebuie să aplice. Și chiar dacă este făcută alegerea corectă, poate rămâne dificilă aplicarea modelului într-o manieră corectă.

Cele mai des întâlnite întrebări sunt legate de dimensiunea celulelor rețelei de discretizare utilizată în cazul modelului 2D, de procesele ce trebuie incluse (precum lărgirea breșelor, efectele vântului și evaporarea) sau cea mai bună variantă de schematizare a unei zone complexe (urbane).

Orice prognozare a impactului inundațiilor trebuie să găsească un balans între precizie și eficiență. Complexitatea modelelor disponibile momentan variază de la intersecțiile simple ale suprafețelor de apă calculate dintr-un staționar, până la rezolvarea completă a ecuațiilor Navier-Stokes.

Tehnicile ce folosesc sistemul bi-dimensional, soluțiile adâncimilor medii ale ecuațiilor Navier-Stokes sunt utilizate pe scară largă, dar încă au costuri ridicate de calcul, și în general nu sunt aplicabile pentru situații în timp aproximativ real. Totuși, complexitatea modelelor de simulare a inundațiilor a crescut odată cu dezvoltarea modelelor și cu înmulțirea resurselor de calcul computațional. Cu toate acestea, rămâne încă o întrebare deschisă cercetărilor, dacă modelele simple pot furniza nivele similare de abilitate predictivă (Horritt și Bates, 2002).

Care abordare este cea mai adecvată depinde de scara problemei cu care se are de a face. O scară în acest context este clasa de mărime și se referă la perioadele caracteristice și mărimile fenomenelor. Conținutul unei perioade caracteristice sau a aspectelor legate de mărimea acestor fenomene e considerat constant și integrat (Bloschel și Sivapalan, 1995). Nu toate aspectele unei inundații pot fi descrise printr-o singură metodă, precum nu se pot considera toate scările pentru un singur model.

### 1.1.2 Tehnici de modelare a inundațiilor urbane

Modelarea hidrodinamică oferă totodată și bazele pentru realizarea unei soluții ingineresti mai bune, și pentru obținerea unei înțelegeri pe plan aplicațional. Mai mult decât atât, modelarea se poate aplica și pe arii largi și să ofere factorilor de decizie oportunitatea de a considera soluții hidraulice ce vor ține cont de întregul bazin hidrografic, decât doar de o zonă anume de interes, și să evalueze rezultatele unor multiple scenarii.

În ultimele decenii, s-au realizat dezvoltări semnificative în domeniul modelării inundațiilor urbane, prin utilizarea unor noi generații de modele hidraulice 2D. Acestea au potențialul de a prognoșta modelarea locală și sincronizarea adâncimilor și vitezelor unei viituri, oferind informații asupra zonelor de risc de inundare, și îmbunătățind astfel managementul de urgență. Cu disponibilitatea unei rezoluții înalte a modelului de elevație digitală (DEM) rezultat din măsurători gen LIDAR, aceste modele pot fi parametrizate teoretic pentru a prezenta considerabil complexitatea topografică a zonelor urbane, unde există potențialul de a reprezenta la scară comparabilă curgerea față de clădirile individuale.

McMillana și Brasington (2006), au revizuit două strategii pentru a aborda non-concordanțele între un model și rezoluția datelor, într-o cercetare cu scopul de a îmbunătăți prognozarea inundațiilor din mediul urban. Prima metodă a folosit o formulare matematică simplificată a unui model prin utilizarea unor celule de stocare raster 2D, cuplate cu un model 1D al canalului.

Structura modelului permite rularea simulărilor asupra unui domeniu amplu, oferind oportunitatea de a adopta o metodă de discretizare topografică, ce reprezintă în mod explicit mediul construit.

Pentru a reduce timpul de calcul prin utilizarea metodei raster, o a doua metodă a fost folosită; și anume: s-a adăugat o nouă sub-rețea parametrizată, pentru a reprezenta efectele clădirilor și a micro-reliefului asupra traiectoriei undei de viitură și capacității de stocare a albiei majore. Această metodologie pe mai multe nivele oferă o aplicabilitate mult mai precisă a modelului la rezoluții spațiale slabe, în timp ce captează informații despre geometria complexă a mediului construit.

Horritt și Bates (2002) au comparat două modele numerice 1D și 2D pentru a prognoza revărsarea unui fluviu. Autorii au folosit trei modele, și anume: HEC-RAS, LISFLOOD-FP și TELEMAC-2D pentru a studia un tronson de 60km ai Râului Severn, UK. Calibrarea a fost făcută pentru evenimentele din 1998 și 2000. Aceste modele au fost calibrate considerând drept parametri liberi zona inundabilă și coeficientul de frecare al canalului, raportat la ambele date măsurate: zona inundată și înregistrările valorilor debitului din aval.

Coeficientul de frecare Manning  $n$  folosit pentru canal a fost considerat între valorile:  $n=0,01\text{m}^{-1/3}\text{s}$  și  $n=0,05\text{m}^{-1/3}\text{s}$ , cu valorile albiei majore variind de la  $n=0,02\text{m}^{-1/3}\text{s}$  și  $n=0,10\text{m}^{-1/3}\text{s}$  pentru modelele HEC-RAS și LISFLOOD-FP, și valori mai mici pentru canal, variind de la  $n = 0,005 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  și  $n = 0,04\text{m}^{-1/3}\text{s}$ , și pentru albia majoră variind de la  $n=0,01\text{m}^{-1/3}\text{s}$  și  $n = 0,08 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ , pentru modelul TELMAC.

Simulările pentru toate cele trei modele au fost efectuate prin schimbarea parametrilor de frecare pentru ambele evenimente. Performanța modelului a fost efectuată prin utilizarea metodei de măsurare precise. Rezultatele modelelor TELEMAC și HEC-RAS au arătat în mod egal predicții bune pentru zonele inundate, atunci când au fost calibrate față de datele de debit sau ale zonei inundate. Modelul LISFLOOD-FP a necesitat calibrarea pentru date independente ale zonelor inundate, pentru a oferi o prognoză bună. Autorii au concluzionat prin faptul că diferența de performanță a rezultatelor modelelor este cauzată de răspunsurile diferite ale modelelor la schimbările parametrilor de frecare.

Cu avantajele din zilele noastre ale tehnologiei de calcul, multe orașe ale părții dezvoltate ale lumii, stăpânesc probleme locale și minore cauzate de inundații utilizând soluții bazate pe calcule. Acest lucru implică construirea unor modele de calcul ale sistemelor de drenaj și ale rețelelor de canalizare, utilizând software-uri precum MOUSE (Lindberg ș.a., 1989); InfoWorks (Bouteligier ș.a., 2001) și modelele SWMM (EPA SWMM, MIKE SWMM, și XPSWMM), (Huber și Dickinson, 1988). Aceste genuri de modele sunt utilizate pentru o mai bună înțelegere a interacțiunilor

Recent au fost aplicate cu succes schemele de tip Godunov în modelarea inundațiilor la scară ( Mignot 2006; Villanueva și Wright 2006; Sanders 2007; Begnudelli și Sanders 2007), modelele pentru ape de mică adâncime bazate pe metoda diferențelor finite (Hesselink 2003; Brown 2007) și cele bazate pe metoda elementelor finite (Bates și Hervouet 1999; Cobby 2003; Mason 2003), metode adiționale pentru modelele ce folosesc celulele de stocare ce simplifică ecuațiile de echilibru a momentului (Horritt și Bates, 2001; Bates 2006; Hunter 2006).

Hunter (2008) a comparat rezultatele unor modele realizate pentru simularea inundațiilor într-o aplicație ce implica o rețea de calcul de 2m și a constatat că, costurile metodei Godunov au fost similare cu alte modele explicite și implicite de apă cu mică adâncime. Totuși, ironic, s-a raportat că modelele ce folosesc ecuațiile pentru apele de mică adâncime rulează mult mai rapid decât cele ce folosesc schemele cu celulele de stocare. Ineficiența modelelor cu celule de stocare a fost atribuită condiției de stabilitate, ce necesită înjumătățirea pasului de timp atunci când spațiul dintre celule este un întreg. În contrast, modelele de tip Godunov sunt în general constrânse de condiția Courant-Friedrichs-Lewy (CFL), (vezi ANEXA), și necesită ca pasul de timp să fie cel puțin jumătate din pasul de calcul.

Cu toate acestea, simulările unor perioade lungi de timp motivează necesitatea unor modele de simulare rapide, și există câteva modalități de a face asta. Îndesirea rețelei de discretizare este cea mai eficientă metodă, atunci când dublarea dimensiunii celului rețelei reduce efortul de calcul cu un factor de 23. Dar îndesirea rețelei de discretizare se poate face cu un pas înainte de a pierde caracteristicile importante ale terenului sau ca erorile trunchierii să devină prea mari (Horritt și Bates 2001; Horritt 2006; Begnudelli și Sanders 2007). În mod alternativ, îmbunătățirea performanței modelelor poate fi realizată cu echipamente hardware rapide, precum și prin utilizarea unor algoritmi mai eficienți.

Strategiile de conlucrarea cu inundațiile, precum regularizarea zonelor inundabile urbane, asigurările, strategiile structurale precum proiectele unor baraje sau diguri, și pregătirea în caz de urgență, toate se bazează pe predicțiile de extindere a inundațiilor, și prin urmare eficacitatea acestor măsuri este legată de calitatea predicțiilor de inundație. Datele topografice sunt foarte importante în modelarea simulărilor inundațiilor, și este bine să se folosească date recente și precise. Totuși, acest lucru nu este întotdeauna posibil, ținând cont de timpul alocat și de constrângerile bugetare, și astfel este necesar să se învețe ce poate fi făcut prin utilizarea modelelor de elevație digitală (DEM), ce poate fi descărcat gratis online.

O comparație între două modele hidrodinamice, TRENT și LISFLOOD-FP cu privire la extinderea inundației și a timpului de propagare în uonele inundate, este studiată de Villanueva și Wright (2005). În lucrarea "Hydrodynamic modelling of Carlisle 2005 urban flood event and comparison with validation data", au fost construite și validate două modele bi-dimensionale de difuzie a undei, la scara orașului Carlisle, bazate în special pe datele de teren digitale, cu și fără clădiri (Neal et. al., 2007). Utilizând un coeficient Manning uniform  $n = 0,015$  și o rețea de discretizare de dimensiune 10mx10m, s-a obținut o hartă de extindere precisă și exactă a inundației din 2005, în zona de studiu Carlisle, prin utilizarea unui cod de calcul TRENT 2D de Villanueva și Wright; rezultate ce se regăsesc în lucrarea științifică: "Multi-block Computation for Flood Inundation Studies".

### 1.2 Identificarea și descrierea problemelor

Prezumțiile de impact din modele și din datele de bază ale măsurilor structurale și non-structurale, ajută la îmbunătățirea politicii de management al inundațiilor (Van Beek, 2005). În zilele noastre un rol important al managementului inundațiilor este jucat de modele și de prezentarea rezultatelor acestora părții de interes, precum: autoritățile de proiectare, beneficiarii de proprietăți și companiile de asigurare.

Strategiile de management al riscului de inundație depind și de factorii geografici, sociali și de dezvoltarea economică. Este nevoie de modele mult mai integrate și de încredere pentru a ajuta în indentificarea și administrarea măsurilor adecvate de management al riscului în caz de inundații. Modelarea este o ustensilă importantă în estimarea zonelor expuse inundațiilor, fiind un aspect important în cazul luării în considerare și a elaborării unui plan de evacuare. În cazul managementului riscului în caz de inundații, proiectarea soluțiilor împotriva inundațiilor și studiile de prognozare a inundațiilor, precizia și competența predicțiilor de calcul a inundațiilor sunt fundamentale (Hunter, 2006).

Una din principalele probleme în prognozarea inundațiilor, estimarea și modelele ce prognozează este incertitudinea acestora. Acest lucru se datorează lipsei de date, a structurii modelului, erorilor datelor, a unei slabe înțelegeri a fenomenului și incertitudinii față de parametrii modelului și condițiilor de margine.

În sistemul de prognozare a inundațiilor incertitudinea este considerată în criteriile de selectare a modelelor. Creșterea riscului de inundabilitate în regiunile urbane e cauzat mai ales de creșterea așezărilor umane, dezvoltări și activități economice în zonele expuse. Datorită creșterii riscului de inundație, modelarea inundațiilor urbane a devenit o necesitate. În zonele urbane, dispunerea structurilor clădirilor crează un traseu preferențial al undei de viitură, cu dimensiuni spațiale mici, ce sunt critice mișcării frontului de inundați. Extensia inundațiilor în zonele urbane pot fi prezise de modele dezvoltate hidrodinamic, rezultate ce pot fi folosite mai târziu în prognozarea avertismentelor și sistemelor de răspuns.

În completare, erorile din reprezentarea extensiei inundațiilor pot crește riscul de inundabilitate datorită schimbărilor în migrația și densitatea populației. Pentru a evita apariția posibilelor erori, există o nevoie importantă de a determina traseele preferențiale de propagare a undelor de viitură în cazul inundațiilor urbane.

#### **Impactul inundațiilor urbane asupra societății**

Scurgerea apei pe o suprafață urbană devine o problemă atunci când se produc pagube. Percepția de pagubă variază de la persoană la persoană. Koning (2002) a împărțit pagubele cauzate de inundațiile urbane în mai multe categorii:

- Daune directe – danele cauzate de obicei de apă sau de apele curgătoare.
- Daune indirecte – daune cauzate de perturbări ale traficului, costuri administrative și ale forței de muncă, pierderile de producție, răspândirea bolilor, etc.

- Consecințe sociale – cauzate de efectele negative cu caracter mai mult psihologic, pe termen lung, cum ar fi scăderea valorilor de proprietate în zonele frecvent inundate și de dezvoltarea economică întârziată.

Este adesea dificil sau imposibil să se obțină o estimare precisă a costurilor daunelor cauzate de inundații.

Inundațiile urbane pot crea probleme ale infrastructurii semnificative și pierderi economice enorme în termeni ai producției, precum și pagube semnificative asupra proprietăților și bunurilor. Adâncimea de apă în unele orașe inundate este în general de ordinul 50-70cm. În plus, răspândirea bolilor impune probleme asupra populației, spre exemplu diareea sau Leptospirosis, ce poate fi răspândită de bacteriile din urina șobolanilor. În septembrie 2000, după inundația din nord-estul Tailandei au fost raportate 6921 de cazuri de Letospirosis, din care 244 de cazuri de pierderi de vieți umane (Bangkok Post, 20 septembrie 2000).

Paraziții sunt un alt efect al inundațiilor urbane. Solul umed oferă un mediu propice pentru formarea oualelor viermilor paraziți, iar inundațiile oferă posibilitatea de împrăștiere și deplasare a ouălelor spre noi victime. În zilele noastre antihelmintica ucide paraziții, dar paraziții își pot crește gradual imunitatea față de acest antidot și să ridice mai multe probleme noi (Kolsky, 1998).

Cea mai bună strategie contra paraziților este aceea de a le întrerupe ciclul de viață, și anume de a îndepărta mediul lor natural prin reducerea frecvenței și durată inundațiilor. Spre exemplu, Moraes (1996) a constatat că reducerea inundațiilor reduce prevalența limbricilor și a viermilor cu un factor 2, iar doar a viermilor cu un factor de 3.

### **Nevoia de modele de simulare a inundațiilor**

În situațiile de risc de inundare, autoritățile trebuie să ia decizii legate de aplicarea unor strategii de management și de evacuare. În orice caz, pentru realizarea planurilor de evacuare, sau de estimare a potențialului pagubelor, sunt necesare informații legate de caracteristicile inundației, incluzând adâncimi de apă, viteze de curgere, direcția și perioadele de timp caracteristice inundării. Aceste informații se pot obține din utilizarea modelelor de simulare a inundațiilor.

Modelele de simulare a inundațiilor sunt totodată esențiale în dezvoltarea unei strategii de lucru în cadrul planificării pe termen lung a unui management de risc la inundații. Mai mult decât atât, în zonele în care datele despre inundații aproape că lipsesc, modelele de simulare a inundațiilor sunt indispensabile pentru dezvoltarea hărților de risc de inundare, după cum sunt noile cerințe ale Directivei Cadru ale UE, asupra stabilității și managementului riscului la inundații.



### 1.3 Obiective

Problemele prezentate în paragrafele anterioare au fost translatate într-un număr de întrebări asupra studiului:

- Există diferențe majore în reprezentarea traiectoriilor vânei de apă și a hărților de extindere a inundațiilor în inundațiilor urbane dintre modelele hidrodinamice uni-bi-dimensionale și bi-dimensionale?
- În sistemul suport de decizie în cazul planului de evacuare cauzat de un eveniment major de inundație, care rezultate ale căror modele hidrodinamice ar trebui să fie luate în considerare: modelele hidrodinamice 2D sau 1D2D?

Obiectivele specifice acestui studiu sunt:

- Stabilirea tipului de model utilizat în funcție de datele disponibile și de problema ce trebuie rezolvată.
- Determinarea cerințelor, posibilităților și limitelor de utilizarea a modelelor hidrodinamice uni-, bi- și tri- dimensionale pentru simularea curgerilor
- Determinarea modului de reprezentare a traseului preferențial al undei de viitură sub diferite abordări de modelare.
- Determinarea cerințelor diferitelor modele hidraulice cu scopul de a obține hărți ale extinderii inundațiilor precise și de încredere.
- Studiarea necesității și rezultatele unor diferite modele de simulare a inundațiilor și din mai multe surse de software pentru o mai bună înțelegere a fenomenului.
- Să se determine aplicabilitatea modelelor diferitelor software în cazul unei inundații urbane, prin studierea posibilităților și limitelor acestora.
- Să se determine sensibilitatea modelelor cauzată de schimbările aduse parametrilor numerici.

## 1.4 Metodologie

În această lucrare au fost abordate patru studii de caz, utilizând tehnici și criterii de modelare diferite. Pentru atingerea obiectivelor propuse, studiile de caz au fost alese astfel încât să fie atinse toate probleme ridicate, fiind abordat fiecare gen de modelare hidrodinamică: 1D, 2D, 1D2D și 3D dimensional.

În primul studiu de caz s-au analizat efectele modificărilor suferite de parametrii numerici și hidraulici ai modelului asupra rezultatelor simulărilor. Studiul a fost făcut asupra unui model hidrodinamic în sistem uni-dimensional al unui tronson al râului Clyde, Glasgow, Scoția. Pentru modelare și simulare s-a folosit programul ISIS.

În al doilea studiu de caz, rezultatele obținute din experimentele realizate cu un model fizic al simulării ruperii unui baraj și respectiv a reversării apei într-un „oraș ideal”, au fost utilizate pentru realizarea a două concepte modelare; un model hidrodinamic bi-dimensional realizat cu programul SOBEK, și un model hidrodinamic bi-dimensional realizat cu programul Brezo. Modelele au fost utilizate pentru simularea și determinarea elementelor de inundație, precum niveluri de apă, viteze de curgere și propagarea undei de viitură pe străzile din interiorul districtului urban.

O zonă urbană din orașul Carlisle, UK, de-alungul râului Caldew reprezintă a treia zonă de studiu al acestei cercetări. În acest caz au fost construite 6 concepte modelare, 3 modele hidrodinamice uni-dimensionale (MIKE11, HEC-RAS și SOBEK), 2 modele hidrodinamice complet bi-dimensionale (SOBEK și BreZo) și 1 model hidrodinamic uni-bidimensional (SOBEK). Măsurătorile efectuate pentru evenimentul de inundare din data de 5 Ianuarie 2005, inundație ce a afectat orașul Carlisle, au fost folosite pentru a fixa condițiile de margine în interiorul modelelor și pentru o comparație ulterioară cu rezultatele acestora.

Ultimul studiu de caz prezintă analiza modificărilor morfologice ale depunerilor sedimentare dintr-o secțiune de râu, în avalul amplasării unui baraj de pământ. S-a utilizat un model hidrodinamic tri-dimensional, și au fost făcute cercetări în trei cazuri diferite.

Următoarele activități au avut loc cu scopul de a realiza modelările și de a efectua simulările caracteristice fiecărui studiu de caz în parte:

- Revizuirea bibliografică
- Descrierea studiilor de caz și colectarea datelor
- Generarea modelelor de elevație digitale
- Construirea modelelor
- Simularea și compararea rezultatelor
- Analiza sensibilității parametrilor modelelor
- Concluzionarea cercetărilor.

---

## 2 ELEMENTE DE HIDRODINAMICĂ A RÂURILOR

„Atunci când râul a secat, apa se întoarce întotdeauna în izvoare”

Proverb afganistan

### 2.1 Noțiuni introductive legate de curgerea de suprafață

Elementele geometriei albiei cursurilor de apă și prezentarea tipurilor de curgeri de suprafață cu nivel liber, fac obiectul de studiu al acestui capitol. Totodată, descrierea regimurilor de curgere și ecuațiile caracteristice ale acestora sunt abordate și redate în cele ce urmează.

#### 2.1.1 Tipuri de alpii

Sistemele fizice în care apare transportul maselor de apă sub forma curgerii de suprafață se poate împărți în două mari categorii:

- *alpii naturale*
- *alpii artificiale sau canale.*

Caracteristicile geometrice și hidraulice ale albiilor naturale sunt variabile în lungul traseului, numindu-se astfel *alpii neprismatice*.

În cazul canalelor, a albiilor artificiale tronsoane apreciabile își păstrează constante dimensiunile profilului transversal, formând astfel, porțiuni de albie prismatică.

Suprafața curgerii, în cazul albiilor prismatice, este o funcție doar de adâncimea curentului  $h$ , iar în cazul albiei neprismatice aceasta depinde și de coordonata spațială  $x$  în raport cu o origine ce definește începutul sectorului de râu analizat.

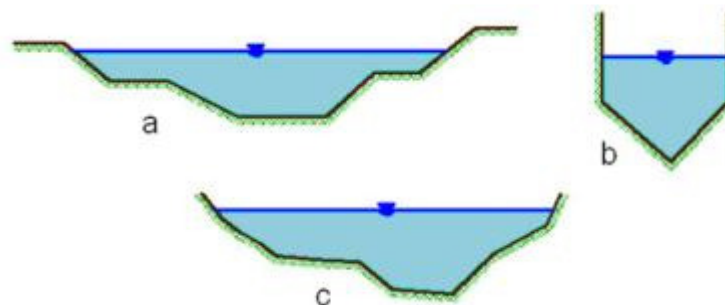


Fig. 2-1 Secțiuni transversale neregulate

După forma secțiunii transversale albiile se împart în:

- *albiile cu secțiune regulată* (dreptunghilară, trapezoidală, parabolică, etc.), la care elementele hidraulice sunt funcții continue, monoton crescătoare de adâncimea curentului.

- *albiile cu secțiune neregulată*, (Fig.2-1) de formă poligonală compusă din două sau mai multe forme geometrice simple, la care elementele hidraulice nu au expresii analitice unice pe toată gama de adâncimi posibile ale curgerii.

### 2.1.2 Elemente geometrice semnificative

Secțiunea transversală a unei alpii este dată de intersecția dintre un plan vertical, normal la direcția de curgere și conturul patului.

Elementele geometrice referitoare la secțiunea transversală sunt (Fig.2-2):

- *suprafața secțiunii vii S*, corespunzătoare porțiunii din secțiunea transversală care este ocupată de lichidul în mișcare
- *adâncimea curgerii h* – înălțimea curentului în raport cu talvegul
- *lățimea la suprafața liberă B*, delimitează secțiunea vie S de atmosferă
- *perimetrul udat P*, dat de linia de contact dintre secțiunea vie S și patul albiei, pe porțiunea cuprinsă între cele două maluri
- *raza hidraulică R* – raportul dintre secțiunea vie S și perimetrul udat P:

$$R = \frac{S}{P} \quad (2.1)$$

- *adâncimea medie H* (sau adâncimea hidraulică) definită cu ajutorul secțiunii vii S și a lățimii de suprafață liberă B prin:

$$H = \frac{S}{B} \quad (2.2)$$

În profil longitudinal, elementele geometrice proiectate sunt:

- *panta fundului albie  $I_0$* , care pentru majoritatea cazurilor este relativ redusă, permițând ipoteza:

$$\begin{aligned} \cos \alpha &\cong 1 \\ I_0 &= \operatorname{tg} \alpha \cong \sin \alpha \end{aligned} \quad (2.3)$$

- *panta suprafeței libere I* (sau panta piezometrică).

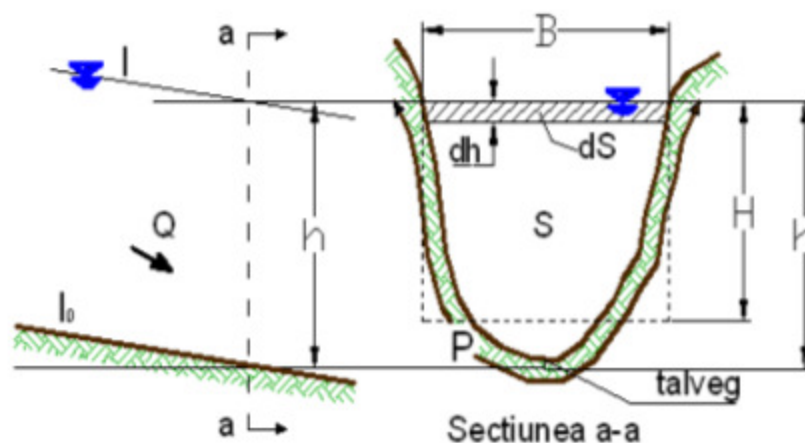


Fig. 2-2 Elementele geometrice ale unei secțiuni transversale

## 2.2 Clasificarea și regimul curgerilor

În funcție de variația în timp și spațiu a parametrilor hidraulici (debit, viteză, adâncime, pantă energetică, arie și perimetru ud), curgerile cu suprafață liberă din albiile râurilor:

- *uniforme*, (Fig.2-3) când parametrii hidraulici sunt constanți în timp și în orice punct al curgerii;

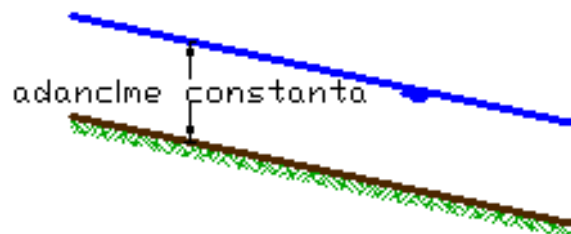


Fig. 2-3 Curgerea uniformă

- *permanente sau staționare*, (Fig.2-4) când parametrii hidraulici sunt constanți în timp, dar variază în spațiu, care pot fi:
  - *gradual variate*, atunci când variația inițială în lungul curgerii a parametrilor hidraulici este lentă, gradată
  - *rapid variate*, când variația parametrilor hidraulici în lungul curgerii este bruscă (saltul hidraulic, căderea hidraulică)

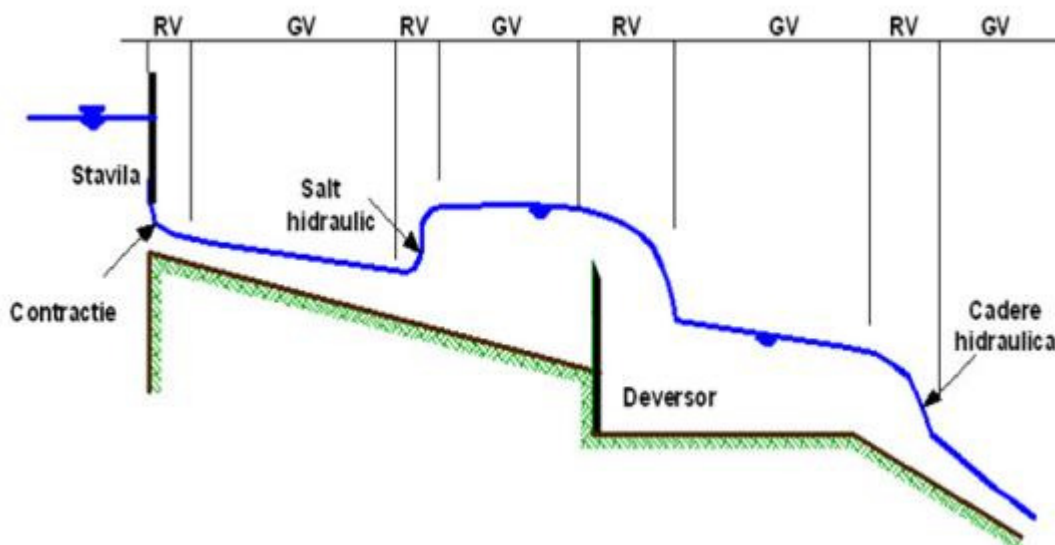


Fig. 2-4 Curgerea permanentă: gradual variată și rapid variată

- *nepermanente sau nestaționare*, (Fig.2-5) când parametrii hidraulici variază în timp și spațiu; în funcție de modul lent sau brusc de variație spațio-temporală a parametrilor hidraulici aceste grupări pot fi:
  - *gradual variate*, cum e cazul propagării undelor de viitură
  - *rapid variate*, cum e cazul propagării undelor de schimbare de regim în canalele centralelor hidroenergetice sau de irigații.

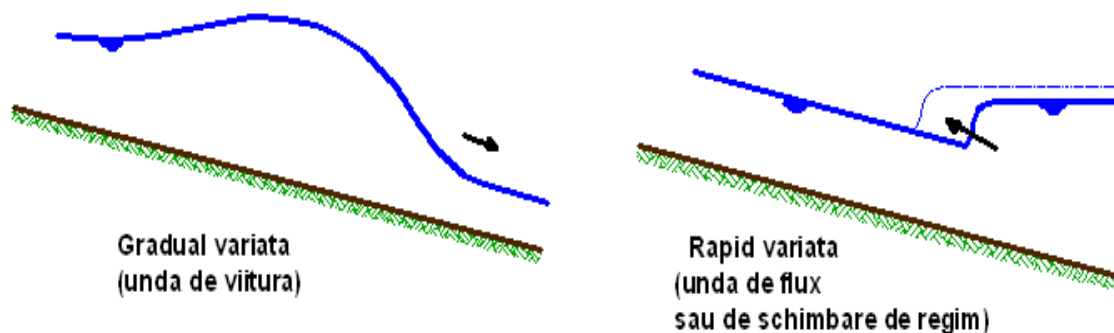


Fig. 2-5 Curgerea nepermanentă: gradual variată și rapid variată

Caracterul nepermanent al curgerii este evident mai ales în perioadele de producere și propagare a viiturilor, când variația în timp și spațiu a diversilor parametrii hidraulici ai curgerii este importantă. Astfel, se poate spune că în general curgerea are un caracter nepermanent și doar în anumite cazuri și pentru scurte perioade de timp poate fi considerată ca permanentă sau uniformă.

În funcție de raportul dintre forțele de vâscozitate și de forțele de inerție, curgerea apei cu suprafață liberă se poate dezvolta în regim *laminar*, *turbulent* sau *tranzitoriu*. Raportul celor două tipuri de forțe e exprimat în general sub forma *Numărului Reynolds*, ce se definește adimensional ca:

$$Re_1 = \frac{4RV}{\nu} \quad \text{sau} \quad Re_2 = \frac{RV}{\nu} \quad (2.4)$$

- $V$  este viteza curgerii,
- $R$  e o lungime caracteristică ( raza hidraulică sau adâncimea curentului  $h$ )
- $\nu$  este coeficientul de vâscozitate cinematică a apei, funcție de temperatura apei.

*Regimul laminar* al curgerii se dezvoltă la viteze mici, când forțele de vâscozitate sunt puternice în raport cu cele de inerție, încât vâscozitatea joacă rolul esențial în dezvoltarea curgerii. Curgerea în regim laminar se produce sub forma unor linii de curent foarte fine, care nu se întrepătrund, ci se mențin aproximativ paralele în direcția mișcării. În funcție de numărul lui Reynolds  $Re < 500$ .

*Regimul turbulent* al curgerii se dezvoltă o dată cu creșterea vitezei, când forțele de vâscozitate sunt foarte slabe în raport cu forțele de inerție, care devin dominante. Aceste curgeri se caracterizează prin valori mai mari ale numărului lui Reynolds  $Re > 2000$ .

*Curgerea turbulentă* constă din: o curgere medie, caracterizată prin valorile medii temporale ale componentelor vitezei  $\bar{v}_x, \bar{v}_y$  și  $\bar{v}_z$  după cele trei axe coordonate, peste care se suprapune o curgere secundară caracterizată prin pulsațiile turbulente ale componentelor vitezei  $v'_x, v'_y, v'_z$ .

Componentele vitezei punctuale ale curentului turbulent după cele trei axe definindu-se ca:

$$\begin{aligned} v_x &= \bar{v}_x + v'_x \\ v_y &= \bar{v}_y + v'_y \\ v_z &= \bar{v}_z + v'_z \end{aligned} \quad (2.5)$$

*Regimul tranzitoriu* se dezvoltă intermediar între regimurile laminar și turbulent de curgere. Curgerea tranzitorie se caracterizează prin numere Reynolds  $500 < Re < 2000$ .

În figura Fig.2-6 este ilustrată corelația de tip linear pentru curgerile în regim laminar și de tip exponențial-logaritmic pentru curgerile în regim turbulent.

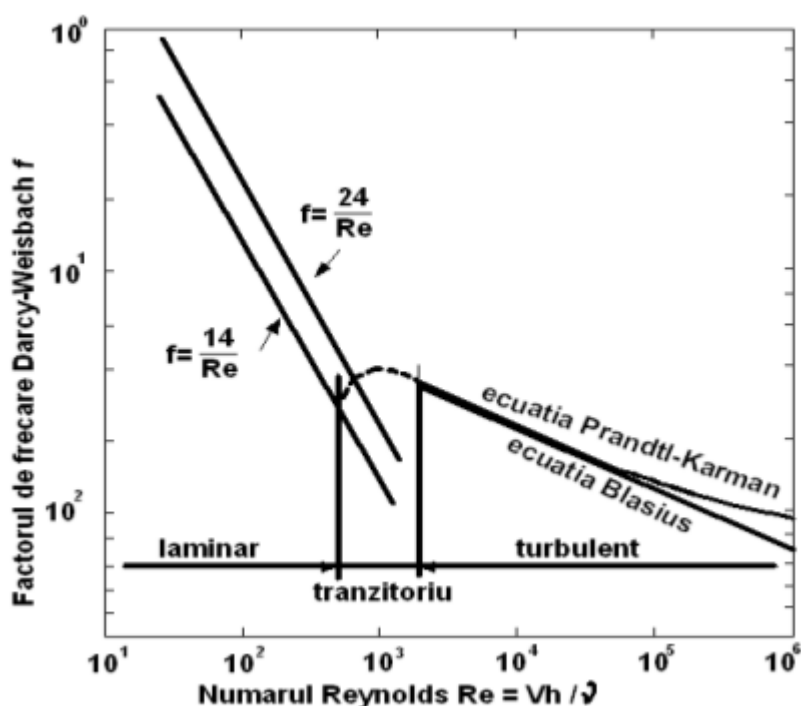


Fig. 2-6 Corelația f-Re pentru regimul laminar, tranzitoriu și turbulent de curgere cu nivel liber

În funcție de raportul dintre forțele de gravitație și forțele de inerție, curgerea apei cu suprafață liberă se poate dezvolta în regim *subcritic*, *critic* sau *supercritic*, raportul celor două tipuri de forțe fiind exprimat în general sub forma *Numărului Froude*, definit adimensional prin expresia:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \text{ sau } \frac{v^2}{gh} \quad (2.6)$$

unde:  $g$  este accelerația gravitațională.

*Regimul subcritic* al curgerii se dezvoltă când forțele gravitaționale sunt predominante, iar curgerea apei are loc cu viteze medii reduse, caracterizată prin numere Froude subunitare,  $Fr < 1$ .

*Regimul supercritic* al curgerii se dezvoltă când forțele inerțiale sunt predominante, iar curgerea apei are loc cu viteze medii mari, caracterizată prin numere Froude supraunitare,  $Fr > 1$ .

*Regimul critic* al curgerii se dezvoltă când  $Fr = 1$ , viteza critică semnificând celeritatea undelor gravitaționale formate și propagate spre aval, ca urmare a modificărilor locale ale parametrilor hidraulici ai curgerii.

Efectul combinat al forțelor de vâscozitate și de gravitație poate determina unul din următoarele regimuri de curgere cu suprafață liberă:

- regim subcritic – laminar, când  $Fr < 1$ ,  $Re < Re_{cr}$ ,
- regim supercritic – laminar, când  $Fr > 1$ ,  $Re < Re_{cr}$ ,
- regim supercritic – turbulent, când  $Fr > 1$ ,  $Re > Re_{cr}$ ,
- regim subcritic – turbulent, când  $Fr < 1$ ,  $Re > Re_{cr}$ .

În albiile aluvionare ale cursurilor de apă formate în materiale de aceeași calitate cu materialele transportate de curent în stare de suspensie sau la nivelul patului, în funcție de intensitatea curgerii lichide, a transportului aluvionar și de interacțiunea lor cu patul și malurile deformabile ale albiei, se pot dezvolta următoarele regimuri de curgere:

*Regimul inferior de curgere*, caracterizat prin rezistență hidraulică mare a albiei și transport aluvionar de fund redus, la care pe suprafața patului se dezvoltă rippluri sau dune, ondulațiile suprafeței libere a apei fiind defazate de cele ale patului; curgerea lichidă este turbulentă și subcritică, dezvoltându-se cu numere Froude mici de ordinul 0,15-0,65 corespunzătoare unor valori reduse ale efortului tangențial sau ale puterii curentului.

*Regimul tranzitoriu de curgere*, caracterizat printr-o configurație eterogenă a suprafeței patului aluvionar, ce poate include atât formațiunile de mică amplitudine specifice regimului inferior cât și forma plană a patului rezultată prin spălarea acestor rippluri sau dune; curgerea lichidă este turbulentă și aproape critică, cu valori ale numărului Froude de ordinul 0,65-0,95.

*Regimul superior de curgere*, caracterizat prin rezistență hidraulică mică a albiei și transport aluvionar de fund intens, la care pe suprafața patului se dezvoltă "forma de pat plan" și antidunele, ondulațiile suprafeței libere a apei fiind mari și în fază cu cele ale patului; curgerea lichidă este turbulentă și supercritică, dezvoltându-se cu numere Froude mari, de ordinul 0,95-1,80 corespunzătoare unor valori mari ale efortului tangențial și respectiv ale puterii curentului.



## 2.3 Elementele și ecuațiile caracteristice tipurilor de curgere

### 2.3.1 Curgerea uniformă

Curgerea lichidă în regim uniform este caracterizată prin constanța în timp și spațiu a debitului, secțiunii udate, adâncimii și vitezei medii de curgere, în toate secțiunile de pe un sector de albie,  $i = 1 - N$ :

$$\begin{aligned} Q &= A_i v_i = \text{const.} \\ v_i &= \text{const.} \\ h_i &= \text{const.} \end{aligned} \quad (2.7)$$

Adâncimea curgerii uniforme, numită adâncime normală poate fi:

- mai mare decât adâncimea critică în cazul regimului subcritic cu  $I < I_{cr}$  (Fig.2-7)



Fig. 2-7 Dezvoltarea curgerii uniforme  $I_b < I_a$

- egală cu adâncimea critică în cazul regimului critic  $I = I_{cr}$  (Fig.2-8)

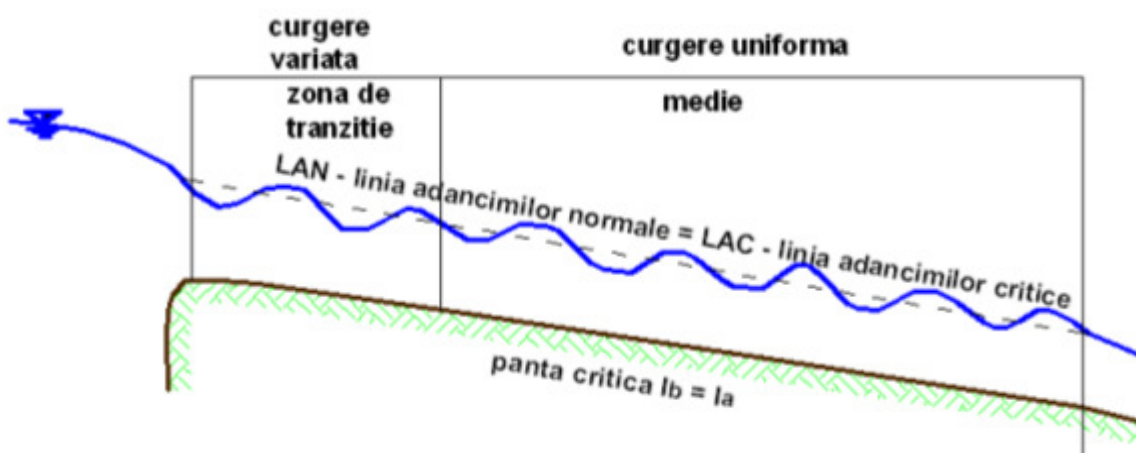


Fig. 2-8 Dezvoltarea curgerii uniforme  $I_b = I_a$

- mai mică decât adâncimea critică în cazul regimului supercritic cu  $l > l_{cr}$  (Fig.2-9)

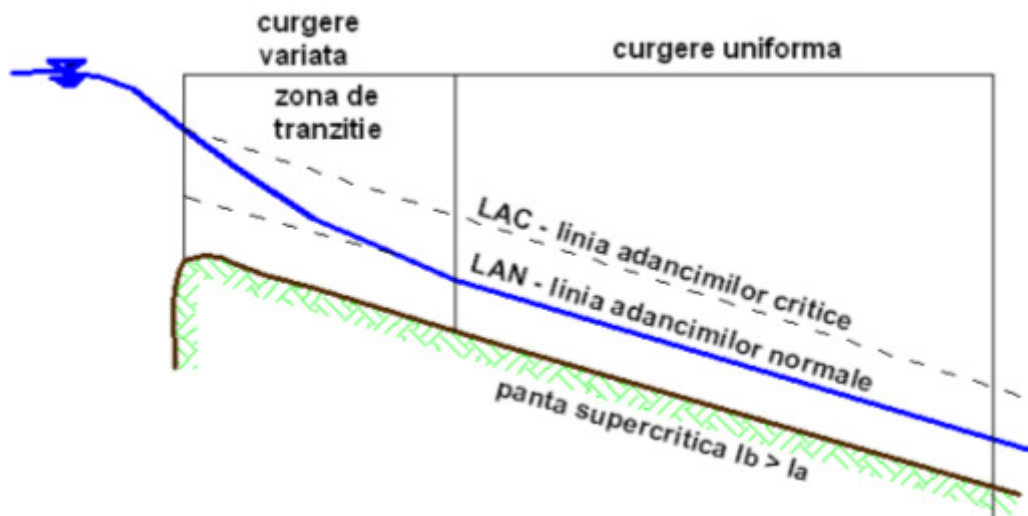


Fig. 2-9 Dezvoltarea curgerii uniforme  $l_b > l_a$

Viteza medie a curentului turbulent uniform se exprimă cu ajutorul următoarei ecuații generale:

$$v = CR^x I^y \quad (2.8)$$

unde:  $C$  – este coeficientul de rezistență hidraulică a albiei  
 $R$  – este raza hidraulică  
 $I$  – panta energetică  
 $x$  și  $y$  – sunt doi expoanenți cu valori numerice subunitare.

Analiza mecanismului curgerii uniforme a apei în albiile râurilor și canalelor este bazată pe următoarele ipoteze fundamentale (Fig.2-10):

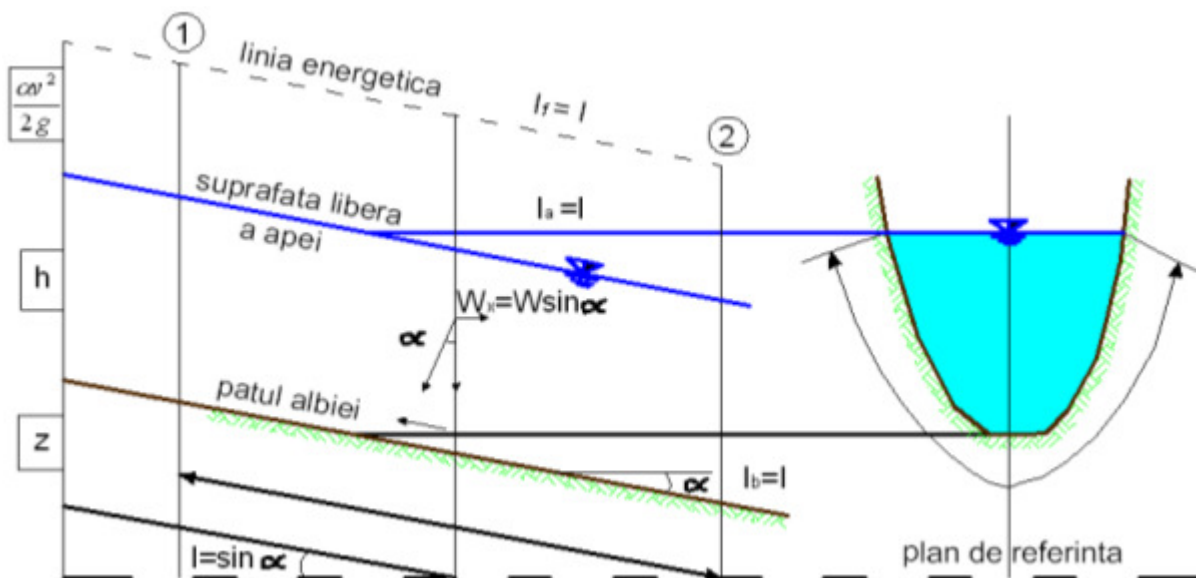


Fig. 2-10 Curgerea uniformă cu suprafață liberă

➤ *Ipoteza Brahms* (1754), conform căreia forța hidrodinamică a curgerii, respectiv componenta din lungul curgerii  $W_x = W \sin \alpha$  a greutatei volumului de apă  $W = \rho g A l$ , este echilibrată de forța totală de rezistență a albiei  $P l \tau_0$ , deci:

$$\rho g A l \sin \alpha = P l \tau_0 \quad (2.9)$$

în care:  $A$  – este aria udată a volumului de apă  
 $P$  – este perimetrul udat  
 $l$  – lungimea elementului de volum lichid  
 $\tau_0$  – forța de rezistență a curgerii pe unitatea de suprafață a albiei.

➤ *Ipoteza Chezy* (1769), conform căreia forța de rezistență pe unitatea de suprafață a albiei este proporțională cu pătratul vitezei de curgere:

$$\tau_0 = k v^2 \quad (2.10)$$

- în care  $k$  – este un coeficient de rezistență.

Pe baza celor două ipoteze (9) și (10) se obține:

$$\rho g \frac{A}{P} \sin \alpha = k v^2 \quad (2.11)$$

$$v = C R^{\frac{1}{2}} I^{\frac{1}{2}}$$

Ecuția (2.11) reprezintă clasică formulă Chezy ce definește viteza medie a curgerilor turbulente uniforme cu suprafață liberă, ce particularizează forma generală (2.8) pentru  $x = y = 1/2$ . Una din marile probleme ale curgerilor uniforme cu suprafață liberă din albiile cursurilor de apă o constituie precizarea coeficientului de rezistență hidraulică  $C$  al albiei, care se poate obține cel mai uzual cu ecuațiile lui Manning (1889, 1891):

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (2.12)$$

și respectiv Pavlovsky (1925):

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (2.13)$$

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.1)$$

în care  $n$  – este coeficientul Manning de rugozitate.

În cazul curgerii uniforme din albiile cursurilor naturale de apă, coeficientul Manning de rugozitate depinde de:

- materialul constitutiv al perimetrului udat
- tipul și nivelul de dezvoltare a vegetației din albie
- neregularitățile traseului longitudinal și ale secțiunii transversale de curgere

- forma și mărimea albiei
- adâncimea și debitul curgerii
- modificările sezoniere ale regimului curgerii
- transportul aluvionar de fund și suspensional
- existența în albie a diverselor obstrucții artificiale sau naturale.

Funcție de aceste variabile, coeficienții Manning de rugozitate pentru albiile râurilor se găsesc în tabeluri (Tabelul.2-1)(Chow, 1959 sau Barnes, 1964)

**Tabelul 2-1 Valorile medii orientative ale coeficienților de rezistență hidraulică a albiilor rectilinii**

Tipul de albie	Descriere	Coeficient rugozitate Manning	Coeficient rezistența Chezy (R=1m)
Albii artificiale	Betonate	0,014	71
Albii excavate	În pământ	0,022	45
	În pietriș	0,025	40
Albii naturale puțin adânci (B<30m)	Regulate și curate	0,030	33
	cu vegetație și cu pietre	0,035	23
	cu vegetație excesivă	0,070	14
Albii în zone de munte, cu bolovani și fragmente de rocă	0,050	20	
Albii majore late (B<30m) regulate și curate	0,025	40	

### 2.3.2 Curgerea permanentă gradul variată

În albiile naturale sau amenajate ale cursurilor de apa, curgerea lichida se poate considera ca are un caracter permanent gradual variat pe durata unor intervale de timp suficient de mici.

Aceasta înseamnă că pentru anumite conditii de curgere (acelasi debit constant,  $Q=const.$ ,  $\partial Q / \partial t = 0$  și  $\partial Q / \partial x = 0$ ) principalele caracteristici hidraulice ale curgerii dintr-o anumitasectiune se mentin constante pe durata intervalelor de timp considerate, adica:

$$\partial v / \partial t = 0 \quad \text{și} \quad \partial x / \partial t = 0 \quad (2.14)$$

însă variază spațial în lungul curgerii:

$$\partial v / \partial x \neq 0 \quad \text{și} \quad \partial h / \partial x \neq 0 \quad (2.15)$$

ceea ce inseamna ca aceste caracteristici sunt functii numai de spatiul  $x$  nu și de timpul  $t$ , adica:

$$v = v(x) \quad \text{și} \quad h = h(x) \quad \text{pentru} \quad Q = const. \quad (2.16)$$

### 2.3.2.1 Ecuațiile curgerii

Curgerea lichida permanenta gradual variata este deplin descrisa de urmatorul sistem de ecuatii ce exprima analitic legea conservarii și continuitatii materiei energiei:

➤ *Ecuația de continuitate a masei lichide:*

$$h \frac{dv}{dx} + v \frac{dh}{dx} = 0 \quad (2.17)$$

cu solutia pe unitatea de latime a albiei

$$q = hv = \text{const.} \quad (2.18)$$

sau pe intreaga sectiune de curgere

$$Q = Bq = Bhv = \text{const.} \quad (2.19)$$

în care  $q$  este debitul lichid specific, iar  $B$  este latimea albiei.

➤ *Ecuația dinamica de miscare*, obtinuta prin aplicarea Legii Bernoulli între doua sectiuni verticale din lungul curgerii (Fig.2-11 ):

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + dh_r. \quad (2.20)$$

care se transcrie sub urmatoarea forma diferentiaa:

$$\begin{aligned} \frac{d}{dx} \left( z + h + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) + S_f &= 0 \\ \frac{dE}{dx} &= S_b - S_f \\ \frac{dh}{dx} + \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} &= S_b - S_f \end{aligned} \quad (2.21)$$

în care:

- $z$  - cota absoluta a suprafetei patului albiei;
- $h = p/\gamma$  - adancimea curgerii;
- $v$  - viteza medie a curentului în sectiune;
- $h_r$  - pierderile de sarcina datorita rezistentelor hidraulice ale albiei între cele doua sectiuni;
- $S_f = dh_r/dz$  - panta energetica;
- $S_b = -dz/dx$  - panta longitudinala a patului albiei;
- $E = h + \alpha v^2/2g$  - energia specifica a curentului;
- $H = z + E$  - energia totala a curentului.

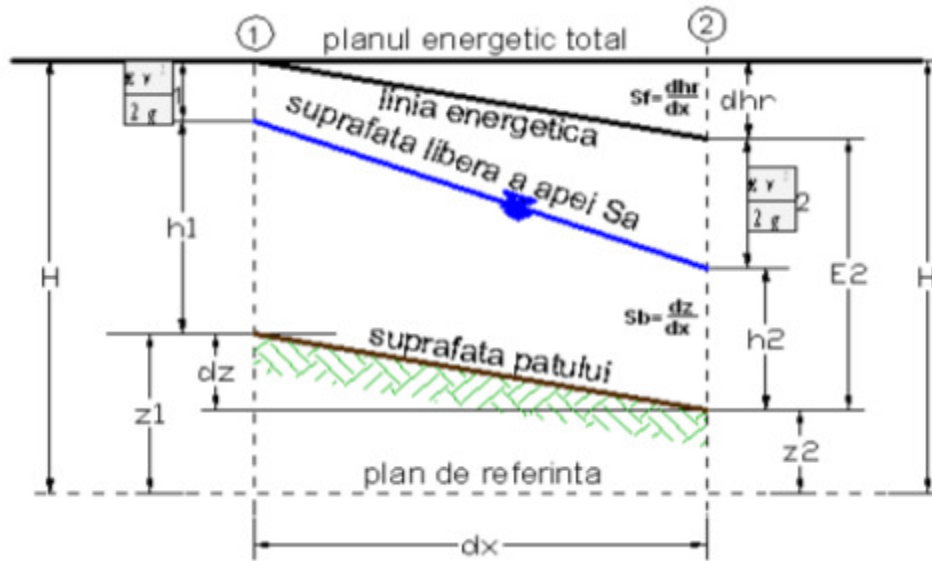


Fig. 2-11 Utilizarea legii lui Bernoulli pentru stabilitatea ecuației dinamice a curgerii permanente gradual variate

Calculând variația energiei specifice,  $E$ , pe adâncimea curentului, se obține relația:

$$\frac{dE}{dh} = \frac{d}{dh} \left( h + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) = 1 - \frac{v^2}{gh} = 1 - Fr^2 \quad (2.22)$$

în care:  $-Fr = u/(gh)^{1/2}$  este numărul Froude al curgerii.

Explicând panta energetică cu ecuația lui Chezy:  $Sf = u^2/C^2R = Q^2/A^2C^2R$ , și pătratul numărului lui Froude cu ecuația de definiție:  $Fr^2 = u^2/gh = Q^2B/gA^3$ , ecuația curbelor de remuu pentru cazul albiilor neprismatice se poate scrie sub forma:

$$\frac{dh}{dx} = S_b \frac{1 - \frac{Q^2}{A^2C^2RS_b} \left( 1 - \frac{C^2R}{gA} \frac{\partial A}{\partial x} \right)}{1 - \frac{Q^2B}{gA^3}} \quad (2.23)$$

în care:

- $A$  – aria udată a secțiunii transversale de curgere;
- $R$  – raza hidraulică;
- $B$  – lățimea albiei la nivelul suprafeței libere a apei;
- $C$  – coeficientul Chezy de rezistență hidraulică a albiei.

Astfel se redefinesc noțiunile:

- adâncimea normală  $h_n$  a curgerii – corespunzătoare regimului uniform de mișcare când  $h = h_n = \text{const.}$ ,  $dh/dx = 0$ , și respectiv  $S_a = S_b = S_f$ , exprimată pentru cazul albiilor prismatice dreptunghiulare sub forma:

$$h_n = \left( \frac{Q^2}{C^2 B^2 S_b} \right)^{1/3} \quad (2.24)$$

- adancimea critica  $h_c$  a curgerii, corespunzatoare regimului critic caracterizat prin numarul lui *Froude* unitar, exprimat pentru cazul albiilor prismatice dreptunghiulare sub forma:

$$h_c = \left( \frac{Q^2}{gB^2} \right)^{1/3} \quad (2.25)$$

care permit scrierea ecuatiei curbelor de remuu sub forma urmatoare:

$$\frac{dh}{dx} = S_b \frac{1 - (h_n / h)^N}{1 - (h_c / h)^M} \quad (2.26)$$

in care:  $N$  și  $M$  sunt doi exponenti hidraulici avand valori intre  $5/2$  și  $10/3$ , functie de forma albiei de curgere (prismatica sau neprismatica) și a relatiei utilizate pentru exprimarea rezistentei hidraulice a albiei.

### 2.3.2.2 *Calculul curgerii permanente*

Principalele metode de integrare a ecuatiei diferentiale a curgerii permanente gradual variate în albiile cursurilor de apa se clasifica dupa cum urmeaza:

- *metode grafice de integrare*
- *metode grafo-analitice de integrare*: Pavlovsky, Certousov, Rahmonov; etc.
- *metode analitice de integrare*, aplicabile pentru cazul particular al albiilor prismatice: metodele Bresse, Bakhmeteff sau Chow.
- *metode numerice de integrare*, general valabile pentru orice tip de albie de curgere, dintre care se mentioneaza metode standard „pas cu pas”.

In principiu, aceste metode presupun :

- impartirea tronsonului de albie intr-un numar de sectoare de calcul de lungime  $\Delta x = x_{k-1} - x_k$  prin intermediul sectiunilor  $k = 1 \div N$  ;
- determinarea parametrilor geometrici și hidraulici ai fiecărei sectiuni de cacul  $k$ , ca functii de adanicimea de curgere  $h$ ;
- conducerea calculului numeric „pas cu pas”, incepand dintr-o sectiune în care se cunoaste/impune nivelul suprafetei libere și determinand apoi, prin calcul, nivelul din sectiunea imediat urmatoare (Fig.2-12).

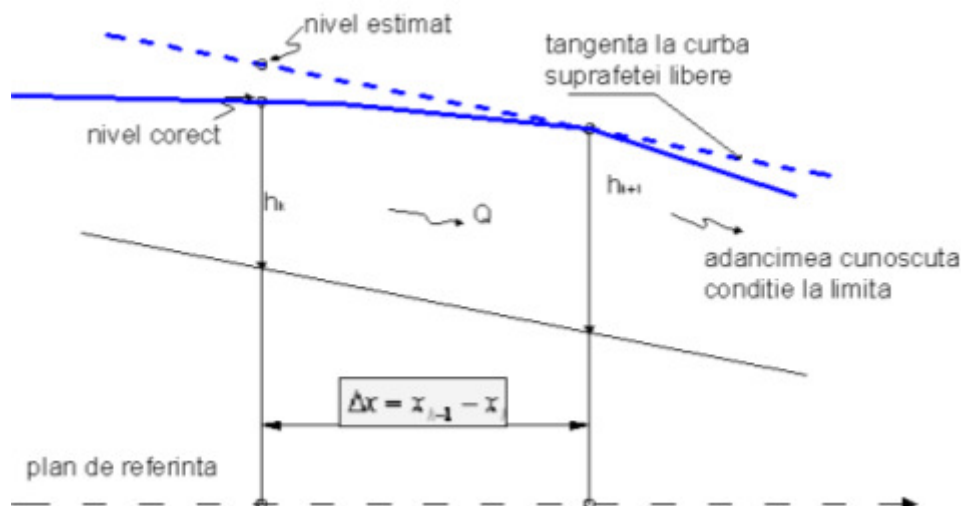


Fig. 2-12 Principiul general al metodelor numerice de calcul al curgerii permanente

Având în vedere ca panta energetică  $S_f$  și numărul Froude sunt funcții de adâncimea curentului  $h$  și de abscisa  $x$ , iar ca panta patului  $S_b$  este constantă sau funcție de abscisa  $x$ , ecuația generală a curbelor de remu se poate scrie sub forma diferențial funcțională:

$$\frac{dh}{dx} = f(h, x) \quad (2.27)$$

care se transcrie în diferențe finite după cum urmează:

- în cazul utilizării unei scheme explicite de discretizare:

$$\frac{h_{k+1} - h_k}{\Delta x} = f(h_{k+1}, x_{k+1}) \quad (2.28)$$

- în cazul utilizării unei scheme implicite de discretizare:

$$\frac{h_{k+1} - h_k}{\Delta x} = \frac{1}{2} (f(h_{k+1}, x_{k+1}) + f(h_k, x_k)) \quad (2.29)$$

În cazul transcrierii în diferențe finite a ecuației (39), discretizate pe baza unei scheme explicite, adâncimea curgerii în secțiunea  $k$  rezulta direct sub forma explicită:

$$h_k = h_{k+1} - \Delta x \cdot f(h_{k+1}, x_{k+1}) \quad (2.30)$$

precizându-se că adâncimea  $h_{k+1}$  și funcția  $f(h_{k+1}, x_{k+1})$  se cunosc de pe pasul anterior de calcul din condiția la limita aval.

În cazul transcrierii ecuației (2.30) în diferențe finite pe baza unei scheme implicite de discretizare, care aduce un spor de precizie și stabilitate deși complică puțin calculul, adâncimea curgerii în secțiunea  $k$  rezulta sub următoarea formă neliniară:

$$h_k = h_{k+1} - \frac{\Delta x}{2} \cdot (f(h_{k+1}, x_{k+1}) + f(h_k, x_k)) \quad (2.31)$$

pentru a cărei soluționare se utilizează un procedeu iterativ predictor-corector.



### 2.3.3 Curgerea nepermanentă

În albiile râurilor și canalelor, curgerea cu suprafața liberă a apei are loc sub forma unei succesiuni de unde sau valuri gravitationale, care calatoresc în lungul albiei într-un sens sau altul; curgerea este deplin variabilă în timp și spațiu, cu variabilitate spatio-temporală a tuturor parametrilor hidraulici (debit, nivel, adâncime, viteză, panta energetică).

Undele sau valurile gravitationale pot fi:

- *de translație* - atunci când particulele de lichid se deplasează în principal după o direcție paralelă cu sensul general de curgere;
- *de oscilație* – atunci când particulele de lichid oscilează periodic pe o traiectorie orbitală în jurul unei poziții medii, fără a se deplasa și în lungul curgerii.

În cazul *curgerii nepermanente gradual variate*, variația adâncimilor este lentă, graduală, iar profilul undelor este relativ puțin curbat; componenta verticală a accelerației este neglijabilă, iar efectele frecării în albie sunt predominante.

În cazul *curgerii nepermanente rapid variate*, curba profilului de undă este accentuată, suprafața acestuia putând deveni discontinuă; accelerația verticală devine importantă iar efectele frecării în albie sunt neglijabile în raport cu efectul dinamic al curgerii.

În funcție de modul lor de formare și evoluție, *undele de translație* pot fi:

- *pozitive* – când are loc creșterea nivelurilor prin „umplerea” volumului de apă;
- *negative* – când are loc scăderea nivelurilor prin „golirea” volumului de apă;
- *directe* – când propagarea are loc prin translație spre aval, în sensul curgerii;
- *inverse* – când propagarea are loc prin translație spre amonte, în sens contrar curgerii.

Undele pozitive sau negative pot fi **directe** sau **inverse**. O undă solitară de translație este constituită din frontul undei și din corpul undei. Frontul undei se propagă cu o viteză denumită celeritate (notată cu  $c$ ) și provoacă perturbarea structurii curentului, în timp ce în corpul undei, variația parametrilor hidraulici este lentă.

Profilul frontului de undă poate fi:

- *aplatizat* (lin) – din ce în ce mai accentuat pe măsura propagării undei, cum e cazul undelor negative de golire sau de flux (tip C și D)
- *abrupt* – cum e cazul undelor pozitive de umplere sau stăvilare (tip A și B), după cum se ilustră în fig 2-13 și fig.2-14.

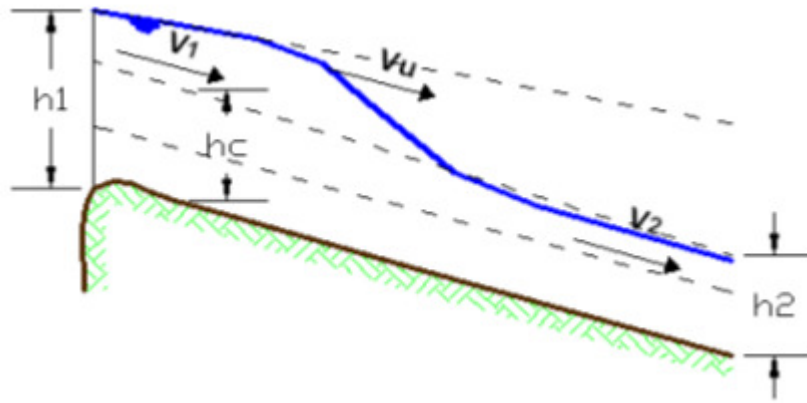


Fig. 2-13 Front aplatizat lin al undelor de translație  $h_c < h_2$

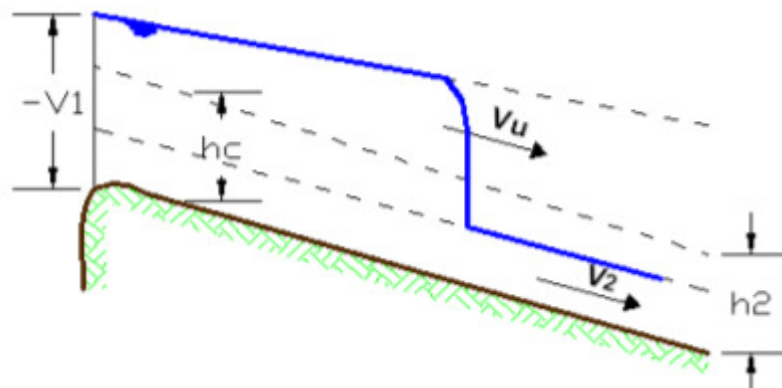


Fig. 2-14 Front abrupt al undelor de translație  $h_c > h_2$

Viteza de translație – celeritatea undelor solitare mici și lungi se poate exprima sub formele:

➤ Lagrange:  $c = \sqrt{gh} = \sqrt{gR}$  (2.32)

➤ Saint Venant:  $c = \sqrt{gh(1 + 3\delta/4h)}$  (2.33)

➤ Bazin:  $c = \sqrt{g(h + \delta)}$  (2.34)

➤ Airy:  $c = \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} \cdot gh(2\pi h/\lambda)}$  (2.35)

în care:  $-R$  este raza hidraulică și  $g$  este accelerația gravitațională.

### 2.3.3.1 Ecuațiile curgerii

Curgera nepermanentă este descrisă matematic de sistemul diferențial de ecuații Saint Venant de tip neliniar hiperbolic, constituit din:

- o ecuația de continuitate exprimând principiul conservării și continuității fazei lichide:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2.36)$$

- o *ecuația dinamică de mișcare*, exprimând principiul conservării și continuității energiei:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} S_b = -S_f \quad (2.37)$$

- în care:
- $Q$  este debitul curgerii;
  - $A$  este aria udata;
  - $v$  este viteza medie a curentului;
  - $h$  este adâncimea de curgere;
  - $S_b$  este panta longitudinală a patului;
  - $S_f$  este panta energetică;
  - $x$  și  $t$  sunt coordonatele spațiale și temporale.

În cazul considerării debitului lichid  $Q(x,t)$  și adâncimii curgerii  $h(x,t)$  ca variabile dependente, sistemul Saint Venant al curgerii nepermanente se transcrie sub forma:

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} &= 0 \\ \frac{2Q}{gA^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{Q^2}{gA^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + S_f &= 0 \end{aligned} \quad (2.38)$$

Derivarea *ecuației de continuitate* se bazează pe conceptul că de-a lungul unei perioade date de timp diferența dintre debitul intrat și cel ieșit de-a lungul unui canal echilibrează modificările în capacitatea de stocare a volumului în tot acest interval de timp.

Debitul de intrare pe unitatea de timp din volumul de control, sau fluxul volumului de apă a secțiunii transversale amonte este dat de:

$$\text{volum intrat} = uh \quad (2.39)$$

Presupunând că ambele  $u$  și  $h$  sunt funcții continue ale lui  $x$ , volumul de ieșire în secțiunea transversală aval a volumului de control se poate defini:

$$\text{volumul ieșit} = uh + \frac{\partial}{\partial x}(uh)dx \quad (2.40)$$

Capacitatea de stocare a secțiunii de control pe unitatea de timp este exprimată în funcție de modificările nivelelor de apă:

$$\text{capacitatea de stocare} = \frac{\partial}{\partial t}(hdx) \quad (2.41)$$

Bazată pe ideea că pentru modificările continue ale nivelelor de apă cu o adâncime inițială  $h_0$ , o adâncime  $h_1$  după un pas de timp  $dt$  este egală cu:

$$h_1 = h_0 + \frac{\partial h}{\partial t} dt \quad (2.42)$$

Echilibrarea termenilor oferă ecuația de continuitate sub forma:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uh) = 0 \quad (2.43)$$

Prin diferențierea termenului al doilea se obține o altă formă utilizată:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad (2.44)$$

o *Ecuatia de moment:*

Momentul se definește ca și produsul dintre viteză și masă. Momentul total  $M$  al lichidului conținut în volumul de control pe unitatea de lățime, se definește ca:

$$M = \rho u h dx \quad (2.45)$$

unde  $M$  și  $u$  sunt vectori ce acționează de-a lungul axelor canalului. Peste un anumit pas de timp  $dt$ , modificarea lui  $M$  este balanțată de cantitatea netă de moment conținută de viteza lichidului între limitele volumul de control și de impulsul generat de forțele ce acționează asupra lui. Ambele cantități trebuie considerate cu componenta lor ce acționează în direcția  $x$ . Urmărind aceleași principiu ca și cel folosit în derivarea ecuației de continuitate, cantitatea netă de moment adusă de viteza de curgere se definește ca:

$$M_a = \rho u h - \left[ \rho u h + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u h) dx \right] \quad (2.47)$$

unde primul termen se referă la volumul de intrare al momentului, iar termenul din paranteze se referă la volumul de ieșire al momentului pe unitatea de timp.

Prin împărțirea termenilor cu constanta  $\rho$ , apoi urmată de diferențierea termenilor rezultați în derivate, substituind ecuația de continuitate și împărțind toți termenii la  $h$ , se obține:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (2.48)$$

### 2.3.3.2 Metode de calcul

Soluționarea exactă a sistemului de ecuații Saint Venant, în sensul obținerii valorilor necunoscute (variabilelor dependente)  $Q(x,t)$  și  $h(x,t)$  sau  $y(x,t)$  în toate punctele planului variabilelor independente  $x-t$ , este practic imposibilă.

➤ **Metode simplificate**, denumite impropriu și metode hidrologice, cu ajutorul cărora se poate calcula aproximativ regimul propagării undelor de viitură pe râuri și canale. Aceste metode se bazează pe :

- *declararea hidrografelor* – metoda decalării mediilor mobile progresive;
- *relațiile invariabile între debitul defluent și volumul de apă acumulat în albie* – metoda coeficienților, metoda Puls, metoda Kalinin-Miliukov;
- *relații variabile între debitul defluent și volumul de apă acumulat în albie* – metoda Wilson a descompunerii efectelor sau metoda debitelor de lucru, metoda Muskingum – Cunge cu parametrii variabili;
- *analogia cu teoria difuziei* – metoda Hayami sau metoda Appleby.

➤ **Metode numerice** care integrează numeric ecuațiile Saint Venant în contextul condițiilor inițiale și la limita (fig.). Principalele metode numerice sunt:

- *Metoda caracteristicilor* – presupune transcrierea sistemului inițial hiperbolic după curbele caracteristice și soluționarea numerică a sistemului.
- *Metoda diferențelor finite* – presupune transformarea sistemului inițial hiperbolic într-un sistem de ecuații cu diferențe finite, prin aplicarea într-o rețea de puncte fixe a planului  $x-t$  a unor scheme explicite sau implicite de discretizare și rezolvarea corespunzătoare a sistemului de ecuații cu diferențe finite astfel obținut.
- *Metoda elementelor finite* – presupune transformarea sistemului diferențial inițial într-un sistem integro-diferențial, prin aplicarea principiilor variaționale, urmată de modificarea acestuia într-un sistem diferențial mai simplu, care poate fi soluționat prin metode numerice specifice diferențelor finite cu scheme explicite sau implicite de discretizare.

### 3 DESCRIEREA GENERALĂ A METODELOR DE MODELARE

*„Apa ne conectează și leagă de mediul înconjurător într-o manieră unică, profundă și complexă”*

Jhon Thorson,  
poet american

#### 3.1 Elemente introductive

##### 3.1.1 Considerații generale

Pentru realizarea și exploatarea modelelor numerice este necesar să se precizeze câteva noțiuni precum și terminologia curentă utilizată.

În tehnică, dar nu numai, prin modelul unui sistem tehnic se înțelege o reprezentare simplificată a acestuia, care conține însă caracteristicile reprezentative (esențiale) ale sistemului modelat.

Se deosebesc două tipuri de modele: modele matematice-numerice (MMN) și modele experimentale (ME).

Construirea MMN (modele abstracte) se bazează pe abstractizarea matematică/numerică:

- reprezentarea spațio-temporală a sistemului;
- introducerea/definirea mărimilor caracteristice sistemului sub forma de simboluri/funcții matematice;
- deducerea unor ecuații matematice între simboluri/funcții reprezentând interacțiunile/procese specifice sistemului;
- elaborarea metodelor de rezolvare și a algoritmilor;
- implementarea, elaborarea de programe de calcul, șamd.

Modelele experimentale (ME) sunt modele materiale, adică modelul în sine este tot un sistem material în care se efectuează măsurători. După natura materialității sistemului și modelului se disting:

- *Modele de similitudine* caz în care sistemul modelat și modelul au aceeași natură materială (de ex. apă-apă).
- *Modele analogice* în cazul când sistemul de modelat (originalul) și modelul sunt de natură materială diferită (de ex. curgerea apei și câmp electromagnetic în cazul modelării electro-analogice)

Prin simulare se înțelege efectuarea modelării (aplicarea modelului) pentru analizarea unor stări posibile ale sistemului în vederea prognozării unor situații care ar putea surveni.

### 3.2 Modelul numeric

#### 3.2.1 Noțiunea de model numeric

Prin model se înțelege în știință, o reproducere simplificată a unui sistem real ce păstrează însă caracteristicile importante și procesele ce se desfășoară în el. Aici poate fi vorba de un model abstract, un model fizic analogic (hidraulic), sau o descriere cu ajutorul ecuațiilor matematice.

În cele ce urmează însă, prin noțiunea de model numeric sau model pe computer se înțelege doar această descriere matematică, și sunt incluse și programele și datele aferente instalate în computer. În acest fel, modelul numeric al unui curs de apă este un instrument ce poate fi utilizat nemijlocit pentru a genera în cazul concret de aplicare rezultatele dorite numerice și grafice.

Modelul numeric al unui curs de apă conține module separate, cu care se calculează numeric soluțiile matematice, din date ce depind de cursul respectiv de apă. La acestea se adaugă programele pentru generarea rețelelor de calcul, iar pentru intrările și ieșirile datelor numerice și grafice, sunt necesare programe, gen cod, independente de caracteristicile cursului de apă. Noțiunea de simulare se folosește sinonim cu noțiunea de model numeric, dar subliniază însă și mai puternic modelarea proceselor staționare (dependente de timp).

Realizarea unui model cuprinde următorii pași :

- definirea sistemului ce trebuie calculat, și alegerea proceselor și a mărimilor de intrare decisive pentru cazul de aplicare.
- pregătirea datelor aferente
- stabilirea ecuațiilor ce descriu procesele
- alegerea algoritmilor numerici de rezolvare și implementarea programelor corespunzătoare pe computer

#### 3.2.2 Crearea modelului

Prin crearea (matematică) a modelului este desemnată descrierea comportamentului sistemului cu ajutorul ecuațiilor matematice. Este primul și în multe privințe cel mai important pas spre un model numeric al unui curs de apă, care cere modelatorului multă experiență și creativitate. Acest lucru este valabil nu numai pentru specialistul care dezvoltă "generic codes", dar și pentru utilizator, la alegerea de coduri disponibile pentru problema sa. Aici trebuie să se decidă ce este important la procesul de modelat și care este gradul de detaliere la care trebuie reprodus acesta pentru problema ce trebuie rezolvată.

Modelele hidrodinamice (HN) se bazează pe ecuațiile de bază hidrodinamice (ecuația de continuitate a masei, echilibrul impulsului), și datorită complexității acestor ecuații se folosesc procedee numerice (de aproximare) la rezolvarea acestora. În cazul transportului de sedimente și căldura se mai adaugă echilibrul corespunzător sedimentelor și energiei. De aici provine pretenția des formulată că modelele HN sunt realizate concepțional, adică procesele ce au loc în cursurile de apă sunt formulate strict în ecuațiile de mai sus.

Astfel au fost numite trei atribute pentru caracterizarea modelelor HN și anume: hidrodinamic, numeric și concepțional. Dar există și altele care pot fi folosite drept caracteristici de delimitare față de multe alte tipuri de modele matematice, că de exemplu: deterministic și neliniar..

Caracteristicile modelelor hidrodinamice pot fi descrise după cum urmează:

- Concepțional
- Deterministic
- Neliniar
- Numeric
- Tri-, bi- sau uni-dimensional
- Nestaționar sau staționar

Despre aceste cinci noțiuni, vom vorbi în cele ce urmează, fiind necesar să le definim suficient de precis.

### **3.2.2.1 Hidrodinamic**

În adevăratul sens al cuvântului pot fi astfel caracterizați numai curenții de apă, ceea ce desigur este limitat, dacă ne gândim la multitudinea proceselor de transport al sedimentelor și de căldură, care sunt descrise de modelele HN. Totuși noțiunea este potrivită, deoarece curenții de apă reprezintă în toate cazurile principalul mecanism de transport, iar cuvântul hidromecanic reprezintă legătura cu noțiunea de concepțional.

### **3.2.2.2 Concepțional**

Această noțiune este opusă noțiunii de empiric. Dacă legile determinate ale unui proces sunt cunoscute și formulabile matematic, modelul este concepțional. Modelul empiric este dimpotrivă un formalism de la care se pretinde numai că pentru anumite mărimi de intrare măsurate în natură, să se producă mărimi de ieșire care coincid destul de exact cu cele măsurate.

Datorită utilizării ecuațiilor de bilanț pentru masă, impuls și energie, în modelele HN a apărut pretenția des formulată că acestea ar fi concepționale, adică procesele ce au loc în cursurile de apă sunt formulate strict în ecuații. Această pretenție este însă numai parțial justificată. Pe de o parte anumite fenomene sunt insuficient cunoscute și trebuie cunoscute prin ecuații empirice (ex. turbulența, forța vântului la suprafața apei, frecarea de pământ), pe de altă parte prin discretizare sau reducerea modelului la una sau două dimensiuni spațiale se pierde detalii de care se ține seama prin parametrii suplimentari.



### **3.2.2.3 Deterministic**

Ecuțiile de bază folosite în modelele HN presupun valabilitatea principiului cauzalității, astfel încât o stare ulterioară poate fi calculată fără echivoc dintr-una precedentă. Întrucât ecuațiile sunt neliniare, la simulările pe termen lung poate să apară efectul ca micile modificări din condițiile inițiale să aducă modificări mari în rezultate. Totuși acest fenomen este foarte limitat, și de aceea soluțiile nu sunt influențate numai de condițiile inițiale, ci și de condițiile de margine foarte stricte, și anume cu atât mai mult cu cât timpul de simulare este mai lung.

În acest fel, fiecare calcul în parte făcut cu un model HN este deterministic. Aceasta nu exclude faptul că pot fi realizate simulări pe termen lung, care apoi sunt prelucrate statistic, sau că se poate parcurge un grup suficient de mare de alternative ale parametrilor de intrare, pentru a ajunge astfel la exprimări statistice. Modelele pot conține chiar ele anumite elemente nedeterminate. Un exemplu în acest sens este determinarea influenței turbulenței asupra transportului de sedimente prin folosirea metodelor Monte - Carlo.

### **3.2.2.4 Neliniar**

Liniaritatea unui model oferă posibilitatea de calcul separat al răspunsului sistemului la diferite mărimi de intrare și de suprapunere ulterioară.

### **3.2.2.5 Numeric**

Un model liniar ar permite în multe cazuri, mai ales la sistemele simple geometrice, descrierea prin ecuații rezolvabile explicit, având soluții analitice. Datorită neliniarității existente a proceselor, această posibilitate este exclusă și apare necesitatea soluționărilor numerice. Aceasta înseamnă că modelele numerice ale apelor sunt discretizate local și incrementale temporale, adică lucrează cu un număr finit de puncte de sprijin în spațiu și timp. La crearea unui model HN trebuie luate pentru fiecare caz în parte câteva decizii importante ce se referă la complexitatea modelului.

### **3.2.2.6 Tri-, bi-, uni- sau a-dimensional**

Extinderea în spațiu sau în plan a apelor naturale și variația puternică a curenților și a concentrațiilor din ele, necesită o modelare tri-dimensională sau bi-dimensională, dar cel puțin una uni-dimensională. Aceste dimensiuni indică în funcție de câte dimensiuni spațiale se calculează, mărimile de stare ale modelului (ex. viteza de curgere, concentrațiile, etc.).

Un model tri-dimensional sesizează distribuția spațială a acestor mărimi, și în cazul în care modelul este nestaționar și cu variația lor în timp. Un model bi-dimensional descrie distribuția în plan (în plan vertical sau orizontal) și lucrează cu valori medii perpendiculare. Modelele uni-dimensionale cuprind o medie a secțiunii transversale, păstrează însă variațiile de-a lungul unei coordonate eventual curbate (ex. axa râului). Modelele adimensionale se dezvoltă ocazional pentru lacuri (modelul cazanului), ele realizează o medie asupra întregului volum. Noțiuni precum model structurat vertical sau model mediat vertical redau situația reală corespunzătoare.

### **3.2.2.7 Staționar – nestaționar**

În natură toate procesele sunt dependente de timp, însă destul de des variațiile sunt atât de lente încât pot fi descrise cu ajutorul unui model independent de timp (staționar). Acest lucru este valabil de exemplu, când se calculează distribuția vitezelor într-un sistem râu – albie majoră, având o întindere de câțiva kilometri. Din punct de vedere matematic asta înseamnă că în ecuațiile de bază, toate derivatele parțiale în raport cu timpul, se neglijează.

Modelele cvasistaționare calculează o succesiune de stări staționare. În cazul unui râu, trecerea de la o stare la alta ar trebui făcută prin modificarea debitului și a unei condiții de margine referitoare la nivelul apei, reproducând astfel condițiile de curgere care variază lent. În acest fel, în calculul cvasistaționar, rezultatul este independent de pasul de timp, numai densitatea temporală a informațiilor obținute se modifică odată cu acesta.

Modelele nestaționare păstrează în întregime dependența temporală a proceselor și, prin aceasta ecuațiile de bază complete. În soluționarea numerică ele necesită de regulă pași de timp foarte mici. De aceea se introduc adesea simplificări încă de la crearea modelului, ce permit un calcul mai eficient. Rămânând la exemplul râului: la calculul la ape mari cu un model uni-dimensional se neglijează adesea efectele de inerție, și prin aceasta termenii nestaționari ai ecuației de mișcare; ecuațiile sunt trecute astfel într-o formă cvasistaționară. Ecuația de continuitate rămânând însă nestaționară și ținându-se seama de efectul de acumulare al secțiunii transversale a râului, simularea este tot una nestaționară și reproduce deplasarea undei de viitură. Merită deci a se investiga mai exact noțiunile de staționar, cvasistaționar și nestaționar pentru fiecare caz în parte.

### **3.2.3 Clasificarea aplicațiilor modelelor**

Posibilitățile de aplicare a modelelor numerice ale apelor se pot împărți în trei grupe:

1. Simularea comportamentului unui curs de apă prin folosirea unor mărimi de intrare și ieșire măsurate, precum și a unor parametri de sistem cunoscuți, astfel modelul furnizează informații mai detaliate în spațiu și timp decât s-ar putea obține prin măsurători punctuale. Modelul poate servi și la planificarea unor acțiuni de măsurare.
2. Calculul de prognoză la parametri de sistem neschimbați, dar cu mărimi de intrare și ieșire modificate. Acest caz se întâlnește, spre exemplu dacă în modelul unui curs de apă, după calibrarea cu o undă de viitură măsurată, se calculează o alta, fără să se modifice geometria și rugozitatea râului.
3. Calcul de prognoză cu parametri de sistem modificați, cu sau fără modificarea mărimilor de intrare și ieșire. Acest caz se întâlnește, spre exemplu dacă asupra unui curs de apă se fac modificări semnificative (construcții fluviale, adâncirea șenalului navigabil, trepte de acumulare), adică modificări ale geometriei și rugozității.

Este ușor de văzut că în cazul 3 sunt cerințe mai mari asupra modelului și a validării sale decât în cazul 2. În unele situații se poate ajunge până acolo încât pentru cazul 2 să fie suficient un model unidimensional, iar în cazul 3 calculul reacțiunii distribuției curentului asupra modificărilor geometrice să nu fie posibil decât cu un model bi-dimensional sau chiar tri-dimensional.

Din acest motiv este rațional să se clarifice în cazul de aplicare dacă trebuie determinate efectele modificărilor parametrilor de sistem sau numai cele ale mărimilor de intrare și ieșire. Posibilitățile de aplicare ale modelelor pot fi ordonate și după alte criterii, care au de asemenea influență asupra alegerii modelului. Este vorba de utilizarea în planificare și proiectare pe de o parte, și în dirijarea exploatării instalațiilor existente pe de altă parte. Primul caz conține aproape întotdeauna modificările de sistem amintite mai sus la cazul 3, iar cazul al doilea conține cazul mai simplu de mai sus 2, dar cu determinarea mărimilor optimizate de comandă.

### 3.2.4 Rețele de discretizare în modelarea numerică

Modelele numerice se bazează pe o ordonare a unor puncte de calcul, denumite și noduri, care sunt legate în rețele. Densitatea nodurilor trebuie să fie suficientă atât pentru a menține mică eroarea de discretizare a soluției, cât și rezolvarea adecvată a geometriei domeniului modelului și a marginilor sale.

Se deosebesc rețelele de calcul echidistante și neechidistante, structurale și nestructurale, ortogonale și neortogonale, precum și statice și adaptive. Rețelele structurate se caracterizează printr-o relație evidentă de vecinătate. Dacă de ex. la o rețea pătrată fiecare nod este mărginit de patru celule de grilă, se obține o succesiune ordonată (structurată) de noduri și numere de elemente. Dacă în plus celulele rețelei sunt dreptunghiulare, avem de-a face cu o rețea ortogonală (Fig.3-1).

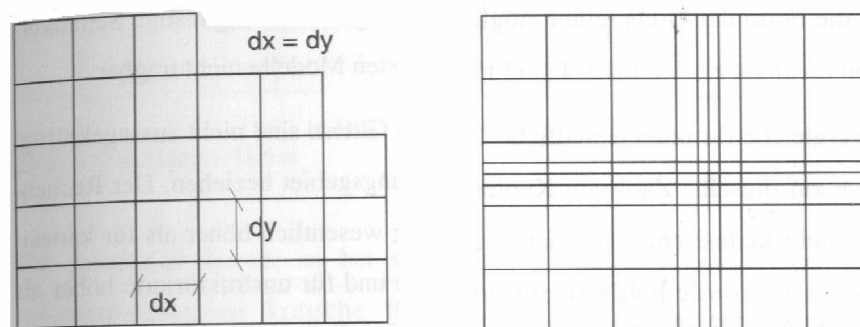


Fig. 3-1 Rețele ortogonale (pătrată) (David I., 2005)

Cazul cel mai simplu aici este rețeaua pătrată sau dreptunghiulară. La ultima distanțele pot fi variabile, astfel încât este posibilă o îndesire în anumite zone (telescoping). O rețea ortogonală poate fi însă și curbată, ceea ce permite fără îndoială o mult mai bună sesizare a curburilor unui râu, decât rețeaua carteziană. Rețelele neortogonale permit o și mai bună adaptare la geometrii neregulate. La acestea,

punctele pot fi așezate pe linia de margine a domeniului, iar gradul de finite local poate fi îmbunătățit prin alunecarea nodurilor. O metodă specială pentru aceasta este transformarea sigma.

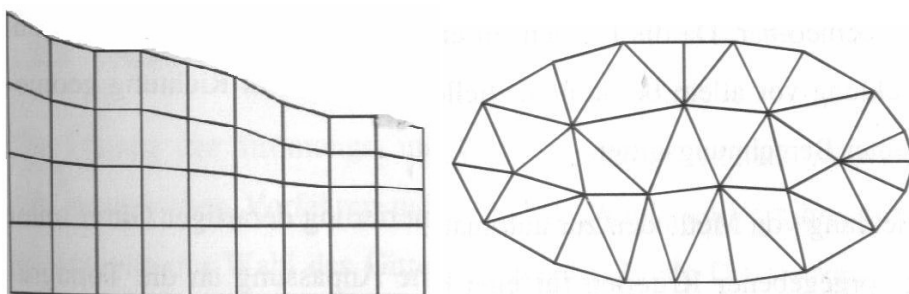


Fig. 3-2 Rețeaua structurată / nestructurată (David I., 2005)

Cele mai flexibile sunt rețelele nestructurate (Fig.3-2), la care celulele rețelei nu mai sunt legate între ele după reguli fixe și nu sunt nici ortogonale. O îmbunătățire a fineței rețelei este posibilă prin adăugarea de noduri după dorință, și se pot cupla între ele celule diferite (triunghiuri, patrulatere). Rețelele modelului trebuie să corespundă anumitor cerințe de calitate. Astfel, o schimbare abruptă de la o celulă la alta a distanței dintre noduri cu un factor mai mare decât cca. 2, are efecte defavorabile asupra preciziei soluției numerice sau duce chiar la instabilități în rezolvare. Forma celulelor trebuie să fie pe cât posibil compactă, raporturile laturilor mai mari de cca. 1:2 până la 1:4 nu sunt suportate de majoritatea modelelor.

Compararea timpului de calcul pentru diferite tipuri de rețele nu este concludentă dacă se referă la același număr de noduri în zona soluției. Timpul de calcul pentru rețele necarteziene este obligatoriu mai mare decât pentru cele carteziene, pentru cele neortogonale mai mare decât pentru cele ortogonale, și pentru cele nestructurate mai mare decât pentru cele structurate.

Numai dacă prin îndesire și rărire pe zone, numărul nodurilor devine mai mic decât al rețelelor carteziene se micșorează dezavantajul timpului de calcul și devine perceptibil avantajul unei densități informaționale mai ridicate în zonele parțiale ale domeniului. Întrucât timpul de calcul este un factor din ce în ce mai mic, dezvoltarea sistemelor software, mai ales a celor comerciale se îndreaptă spre rețele de calcul adaptate geometric.

Rețelele amintite până acum pot fi desemnate drept fixe (constante) sau statice, deoarece nu se modifică în timpul desfășurării calculului, atât la simulările staționare cât și la cele nestaționare.

O dezvoltare modernă și promițătoare sunt rețelele adaptive, la care densitatea punctelor rețelei este adaptată automat în timpul calculului iterativ al soluției a posteriori (ulterior), cu luarea în considerare a limitelor de precizie. Există posibilitatea că acest lucru să se întâmple menținând numărul nodurilor, prin translatarea acestora, figura 3-3 (stânga), dar mai este posibil să se intercaleze sau să se îndepărteze noduri succesive, figura 3-3 (dreapta).

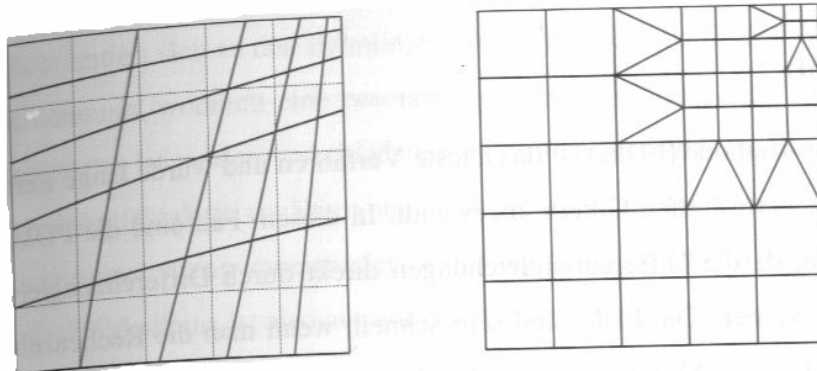


Fig. 3-3 Rețele adaptive (David I., 2005)

Un caz special de rețele structurate este metoda Subgrid, la care zonele critice corelate pot fi scoase afară și calculate separat cu un grad mare de finite. Soluția ameliorată se interpolează înapoi pe rețeaua de bază.

### 3.3 Elaborarea modelelor (numerice)

Fără a insista în detaliu asupra aspectelor fizice, matematice și tehnice ale modelelor și fără a trata concret domeniile de aplicare: râuri, lacuri și ape de coastă, se vor lua în discuție noțiunile importante, se vor descrie ce se înțelege prin noțiunea de model numeric, și cum rezultă acestea dintr-o modelare concepțională. Se vor prezenta sistemele și procesele ce pot fi descrise cu ajutorul acestora, și cum se deosebesc de multitudinea celorlalte modele teoretice și fizice.

Modelele numerice se folosesc preponderent în simularea unor stări și evenimente alese din sistemul considerat, însă se folosesc tot mai mult și pentru simularea pe termen lung. Ele se aplică în general pentru problemele de proiectare, dar tot mai des se folosesc la dirijarea exploatării sistemelor de gospodărire a apelor. Astfel se poate spune că există cerințe crescende asupra modelelor și simulărilor de acest fel.

Fiecare sistem reprezentat în model este un sistem parțial al unui sistem supraordonat; același lucru este valabil și pentru procese. Mărimile de intrare sunt determinate adesea cu ajutorul modelelor numerice, și astfel se ajunge obligatoriu la conceptul de cuplare a modelelor.

Modelele se aplică atât în proiecte tehnice cât și în studiile de compatibilitate cu mediul înconjurător, și își găsesc tot mai mult utilizarea și în conducerea exploatării instalațiilor. Ele ne furnizează nivelele de apă în vederea elaborării unor strategii pentru protecția la ape mari de-a lungul râurilor și coastelor, determină procese de răspândire și transport, că urmare a evacuării de căldură și de substanțe dăunătoare, calculează încărcările hidrodinamice din valuri asupra construcțiilor, și prognozează procesele de eroziune; domeniul lor de aplicare este greu de delimitat și crește în continuare prin modelarea unor procese tot mai complexe din domeniul morfo-dinamicii și ecosistemelor.

Încercând generalizarea a ceea ce este comun tuturor modelelor ce trebuie dezvoltate și utilizate pentru aplicațiile amintite, se pot reține următoarele:

- Un model numeric se referă întotdeauna la un decupaj spațial din natură, sistemul real de modelat. Acesta este descris prin parametrii de sistem geometrici și materiali.
- În sistem se desfășoară procese de curgere, transport de materii, etc, însă nu toate constituie obiect al modelării, ci numai cele semnificative pentru cazul respectiv de aplicare.
- Sistemul este deschis deoarece este în interacțiune cu mediul înconjurător, și anume prin mărimile de intrare și de ieșire ce acționează la limitele sistemului, condițiile de margine.
- Starea sistemului la începutul calculului este dată de condițiile inițiale.

### 3.3.1 Principalele etape ale elaborării modelelor matematice (MMN)

Scopul principal al modelării și simulării este cercetarea sistemului modelat și a proceselor ce se desfășoară în el pentru a face prognoze cât mai exacte despre stările viitoare posibile.

- **Etapa/pasul 1: Stabilirea și descrierea sistemului ce urmează a fi modelat**

- perimetrarea sistemului (din natură), respectiv alcătuirea ansamblului de obiecte care constituie sistemul
- analiza datelor de bază spațiale și temporale necesare prezentării sistemului
- introducerea/definirea mărimilor fizice sub forma unor funcții matematice necesare descrierii și reprezentării sistemului și a proceselor (în general prin intermediul unor funcții care depind de variabilele spațiale  $(x,y,z)$  și de timp  $(t)$ :  $\varphi(x,y,z;t)$ )
- descrierea generală a problemelor ce se urmăresc a fi rezolvate: ce trebuie calculat, simulat etc.
- efectuarea schematizărilor și simplificărilor posibile;
- analiza interacțiunilor și a condițiilor inițiale stabilindu-se condițiile de margine pe frontierele domeniului spațial al sistemului (denumite în limbaj matematic condiții la limită -CL), respectiv condiții inițiale (CI) în cazul proceselor evolutive (variabile în timp).

- **Etapa/pasul 2: Formularea matematică a problemelor de rezolvat.**

Prin formularea matematică a problemelor ce urmează a fi rezolvate în cadrul modelării (matematice-numerice) a unui sistem material se înțelege de regulă (în sens matematic) stabilirea ecuațiilor generale ce guvernează desfășurarea proceselor, ținându-se seama de condițiile de margine (condiții la limită) și de condițiile inițiale (care precizează starea inițială) a sistemului:

- stabilirea ecuațiilor (matematice)(**EM**) specifice pentru schema adoptată a sistemului, fie prin particularizarea unor ecuații generale cunoscute, fie prin deducerea directă a acestora pentru sistemul concret de studiat
- stabilirea parametrilor de bază (dimensiuni geometrice, parametrii de material)
- stabilirea condițiilor la limită (**CL**) și după caz a condițiilor inițiale (**CI**), respectiv a unor restricții (**RSTR**).

Ecuțiile matematice (EM) sunt operații matematice (algebrice, diferențiale, integrale) între simboluri, care la rândul lor reprezintă mărimi fizice, funcții, constante etc. prin care se descriu procesele (stările) sistemului.

Cele două, respectiv trei elemente menționate mai sus conduc la formulări matematice ale problemelor, ce pot fi de diferite tipuri după cum urmează:

- probleme la limită (PL) : EM+CL
- probleme cu condiții inițiale (PCI) : EM+CI
- probleme la limită cu condiții inițiale (PLCI) : EM+CL+CI
- probleme cu valori proprii (PVP) : EM+CL+CI
- probleme de optimizare (POP) : EM+RSTR

### • **Etașa/pasul 3: Alegerea metodelor de rezolvare și a algoritmilor de calcul Metode de rezolvare**

Pentru rezolvarea problemelor matematice formulate în cadrul etapei a doua există o serie de metode matematice, din care cele mai răspândite sunt următoarele:

- **Metode analitice**, care se pot aplica numai în anumite cazuri și condiții particulare (dezavantajul metodei). Soluțiile obținute sunt în general soluții exacte și se prezintă de regulă sub forma unor funcții matematice (avantajul metodei). Soluțiile analitice pot fi: exacte sau aproximative.

- **Metode numerice**, care se pot aplica de regulă în toate cazurile (avantajul metodelor), dar conduc întotdeauna la rezultate (soluții) aproximative ce se obțin sub forma unor valori numerice ale mărimilor calculate în puncte discrete, corespunzător discretizării adoptate pentru domeniul, respectiv timpul în care au loc procesele modelate.

Cele mai importante (răspândite) metode numerice folosite în modelarea/simularea sistemelor tehnice sunt:

- integrarea numerică directă a ecuațiilor diferențiale
- metoda diferențelor finite (MDF)
- metoda volumelor finite (MVF)
- metoda elementelor finite (MEF)

Înafara acestor metode, ce se bazează pe discretizarea domeniului (geometric și temporal) mai există și o serie de alte metode, care nu necesită discretizarea întregului domeniu, ci numai a conturului, sau necesită doar introducerea unor necunoscute suplimentare ajutătoare pentru reprezentarea matematică și determinarea soluției problemei.

Dintre aceste metode se menționează:

- metoda elementelor de frontieră sau (Boundary Element Method) (MEFRO)
- metoda singularităților (MS)
- metoda elementelor analitice (MEA)

**Elaborarea schemelor de rezolvare și a algoritmilor de calcul** se desfășoară în următoarele etape:

- discretizare spațială și, dup caz, temporală
- alegerea și elaborarea schemei numerice (ecuații cu diferențe finite, schema explicită/implicită în cazul proceselor evolutive etc.)
- analiza, după caz, a problemelor de consistență, stabilitate și convergență a schemelor numerice
- stabilirea algoritmilor de calcul.

#### **Etapa/pasul 4: *Elaborarea programelor de calcul (Software)***

- ❖ Preprocesare (introducerea interactivă a datelor)
  - date geometrice,
  - generarea rețelei de discretizare
  - date de bază caracteristice sistemului (proprietăți de material, date hidrologice, încărcări, interacțiuni etc. corespunzător specificității sistemului)
- ❖ Programul principal (Main-Processing)
  - efectuarea calculului coeficienților ce apar în sistemul de ecuații la care se ajunge prin toate metodele numerice
  - rezolvarea sistemului de ecuații
  - calculul valorilor soluțiilor.
- ❖ Postprocesare (prelucrarea și reprezentarea rezultatelor)
  - reprezentarea sub formă tabelară, grafică etc.
  - tehnici de vizualizare spațio - temporală etc.

#### **Etapa/pasul 5: *Verificarea, validarea și aplicarea modeleului elaborat***

- testarea rezultatelor prin compararea cu date de validare (ex. măsurători, cazuri simple rezolvate analitic etc.)
- calibrarea (corectarea) modelului dacă este cazul
- simularea a noi stări posibile și elaborarea de prognoze.



### 3.4 Metode numerice

Rezolvarea ecuațiilor de mișcare și transport pentru regiuni naturale este posibilă numai cu procedee numerice. Alegerea procedeeului nu este independentă de alegerea rețelei. Se utilizează metoda diferențelor finite, a elementelor finite, a volumelor finite și metoda caracteristicilor, figura 3-4.

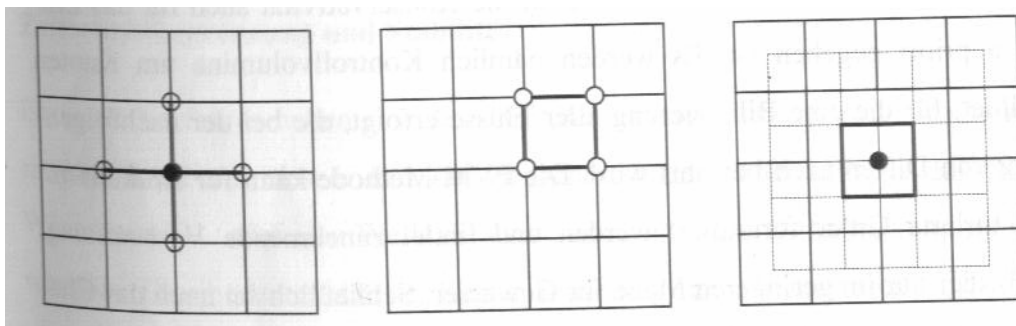


Fig. 3-4 Steaua diferențială de 5 puncte: diferențe finite (FDM), element finit (FEM), volum de control (FVM) (David I., 2005)

#### 3.4.1 Metoda diferențelor finite (FDM), metoda elementelor finite (FEM) și metoda volumelor finite (FVM)

Metoda diferențelor finite (fdm) este procedeul cel mai vechi și mult timp nu a fost utilizat decât în legătură cu rețelele carteziene. În acest caz FDM este simplu de formulat întrucât ecuațiile diferențiale se aproximează din ecuații de diferențe. FDM este foarte rapidă dacă se ia ca unitate de măsură timpul de calcul pe nod și pasul de timp. Tot mai mult se găsesc și modele pe bază de rețele ortogonale curbate. În acest caz totuși se pierde avantajul simplității FDM. Acest lucru este valabil în măsură și mai mare pentru rețelele nestructurate, astfel încât pentru acestea abia dacă se mai formulează procedeul FDM. Metoda elementelor finite (FEM) pentru curenți apărută în anii 70 este mult mai pretențioasă pentru autorul de programe (nu pentru utilizator) decât fdm. Aici nu se aproximează direct ecuațiile diferențiale ci se alege o formulare integrală a acestor ecuații și se minimizează integrala lor ponderată. Avantajul lor cel mai important constă în faptul că pot fi aplicate la rețele nestructurate, având în acest fel cea mai mare flexibilitate la adaptarea la arealale naturale.

O particularitate a metodei standard FEM constă în aceea că păstrează strict masa apei și a materiilor transportate pentru domeniul soluției (conservabilitatea domeniului), nu însă pentru fiecare element în parte. Deși există dezvoltări noi care asigură și acest lucru, a fost dezvoltată în timp metoda volumelor finite (FVM), la care conservabilitatea este dată a priori și pentru fiecare element. În jurul nodurilor se formează volume de control pentru care se face un bilanț al tuturor fluxurilor, care se păstrează la formarea diferențelor ce urmează.

Metoda FVM poate fi formulată pentru rețele structurate și nestructurate și are o răspândire din ce în ce mai mare, chiar dacă în prezent într-o măsură mai mică pentru ape. Amintesc în încheiere procedeul caracteristicilor, care în forma săclasică abia dacă mai este aplicat, dar care se folosește împreună cu FEM în procedeul operator – Split. El se orientează după traiectoriile particulelor de apă (sau valuri) în mediul continuu spațiu – timp, ceea ce face posibilă o determinare deosebit de exactă a mișcării lor. În concluzie trebuie reținut faptul că diferitele procedee sunt apropiate că eficiență și nu pot fi întotdeauna strict separate nici în privința clasificării teoretice. Clasificarea lor numai prin FDM, FEM sau FVM nu este suficient de concludentă.

### 3.4.2 Explicit sau implicit

Toate procedeele numerice impun necesitatea rezolvării unor ecuații algebrice sau a unui întreg sistem de ecuații la fiecare pas de timp. Procedeele explicite se formulează astfel încât necunoscutele dintr-un nod (ca viteza, nivelul apei, concentrația) la momentul respectiv să poată fi calculate pentru fiecare în parte, din valorile nodurilor învecinate ale planului temporal anterior, cu ajutorul ecuațiilor explicite. Referindu-ne la pasul de timp, volumul de calcul la acest procedeu este foarte mic.

Procedeele implicite dimpotrivă, conduc la sisteme de ecuații cu ajutorul cărora toate necunoscutele din noul plan temporal se calculează printr-un sistem de ecuații din toate valorile vechiului plan temporal. De aceea aceste procedee pot concura cu cele explicite numai dacă permit pași de timp mai mari sau dacă la același pas de timp oferă soluții mai exacte. Ambele cazuri se întâlnesc frecvent.

### 3.4.3 Limitarea pasului de timp și stabilitate

Procedeele explicite au o limitare a pasului de timp care rezultă din criteriul Courant. Conform acestuia, pasul de timp nu are voie să fie mai mare decât timpul necesar unei particule de apă (sau a unei unde) pentru a se deplasa de la un punct al rețelei la următorul. Aceasta înseamnă că pasul de timp al calculului trebuie să fie cu atât mai mic, cu cât discretizarea spațială este mai fină și are drept rezultat faptul că undele de viitură de pe râuri, care durează în natură câteva săptămâni, trebuie calculate din motive numerice cu pași de timp de ordinul secundelor, dacă se alege un procedeu explicit.

Dacă nu se respectă condiția Courant, apar în soluție la început oscilații, care depășesc rapid toate limitele, anunțând astfel o instabilitate numerică a procedeeului pentru pasul de timp ales, ce nu poate fi trecută cu vederea.

Procedeele implicite sunt dimpotrivă stabile independent de pasul de timp, ceea ce nu înseamnă că acesta poate fi ales oricât de mare, deoarece odată cu el crește și eroarea de discretizare a soluției. Și la procedeele implicite apar ocazional instabilități, de exemplu la valori mari ale pantei terenului. Criteriul Courant nu dă indicii asupra problemelor posibile de stabilitate, întrucât este vorba de fenomene neliniare, de care nu se ține seama în criteriu.

### 3.4.4 Metode de rezolvare directe sau iterative

La procedeele implicite ia naștere la fiecare pas de timp un sistem de ecuații pentru întregul domeniul, asupra cărora se aplică metode de rezolvare directe sau iterative. Primele (ex. eliminarea Gauß) trec matricea coeficienților într-o matrice triunghiulară și calculează vectorul soluției prin substituție inversă. Exceptând eroarea de rotunjire, soluția se atinge după un număr finit de operații de calcul. La procedeele iterative dimpotrivă (ex. metodele conjugate ale gradientilor), se îmbunătățește iterativ vectorul soluției, plecând de la un vector de start, până când s-a atins limita de precizie ce trebuie dată dinainte. Avantajul față de procedeele directe constă în necesarul unui timp de calcul mai mic pentru sistemele de ecuații foarte mari, totuși numai pentru acestea.

### 3.4.5 Sisteme de modelare

Prezentarea de până acum s-a referit la nucleul de calcul, sau am putea spune la inima modelului numeric. Dar așa cum inima nu este funcțională fără organism, nu există nici acest nucleu de calcul fără sistemul de modelare al cărui parte componentă este. După cum unele organe au un grad de complexitate și mai înalt decât inima, așa se poate afirma și despre multe părți ale sistemului de modelare în comparație cu nucleul de calcul.

Noțiunea de sistem de modelare este folosită aici cu înțelesul de “ subsumare a tuturor părților componente fizice și nefizice” ale modelului numeric al unei ape, adică hardware-ul și software-ul pe care mediul de lucru le crează pentru modelarea numerică și în care, pe lângă datele individuale ale apei, este inclusă tot mai mult o bază generală de cunoaștere.

### 3.4.6 Aspecte despre calitatea modelului

Un model numeric trebuie să producă rezultate de calcul, care constituie bază unor decizii de o importanță considerabilă. De aceea cuantificarea exactității modelului sau altfel exprimat a erorii de model, are o însemnătate de prim rang pentru autorul modelului, pentru utilizatorul modelului, pentru cel care îl comandă, și pentru cel care preia rezultatele. Noțiunea generală de calitate a modelului numeric ia în considerare desigur și precizia rezultatelor, dar în plus și volumul de lucru care este necesar pentru pregătirea și prelucrarea calculelor pe model, susceptibilitatea de eroare la prelucrare, resursele computerului care trebuie utilizate, și toate acestea dependente de cazul respectiv de aplicare.

Procesul de îmbunătățire și de dovedire a capacității dorite de prognoză a unui model numeric, constând din mulți pași, este adesea desemnat drept validare; alți specialiști folosesc, în acord cu terminologia teoriei sistemelor, noțiunea de validare numai pentru ultimul pas de lucru și anume confirmarea unei precizii suficiente a modelului, prin date măsurate care nu au fost utilizate la realizarea modelului (verificare și calibrare).

### 3.4.7 Surse de erori

Adevărul e ușor de spus și anume: comparația cu natura este unitatea de măsură decisivă pentru exactitatea unui model. Totuși trebuie reținut faptul că și la această comparație intervin erori care nu pot fi atribuite modelului; este vorba de erorile de măsură, figura 3-5.

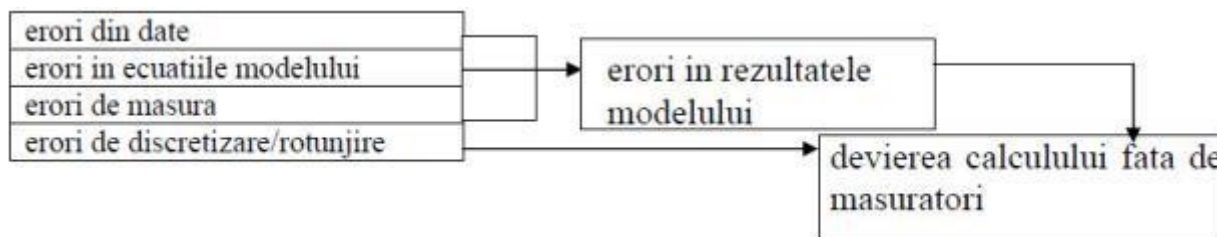


Fig. 3-5 Surse de erori în metodele numerice

Ar fi necesar un studiu separat pentru a putea aprecia ordinul lor de mărime, la diferitele mărimi măsurate. Este evident că temperaturile pot fi măsurate cu o precizie foarte mare la vitezele de curgere cu una mult mai mică, și că ocazional erorile sistematice, ca de exemplu cele la măsurarea nivelelor de apă, au sărit în ochi de abia prin compararea cu rezultatele pe model. Dacă se face comparația necesară între rezultatele modelului și măsurătorile în natură, se constată că prima grijă trebuie să fie folosirea de mărimi comparabile.

Un model uni-dimensional al unui râu, spre exemplu, oferă numai o viteză pe secțiunea transversală, care din acest motiv nu poate fi comparată decât condiționat cu viteza de curgere măsurată într-un punct al secțiunii transversale. Situația este asemănătoare și pentru concentrațiile de materii. Totuși asemenea comparații pot avea sens dacă sunt interpretate cu grijă.

Desigur că și erorile în rezultatul modelului sunt foarte semnificative. Cele mai importante sunt fără îndoială cele care iau naștere la crearea modelului, prin multele ipoteze și simplificări care trebuie făcute, erori care sunt conținute în ecuațiile alese ale modelului. La acestea se adaugă erorile din date, inclusiv cele din descrierea geometrică a sistemului și din condițiile de margine. Cu acestea au fost numite cele mai mari surse de erori.

Cele ce urmează acum nu sunt atât de considerabile în programele pentru computer, chiar dacă apar mereu în prim plan în prezentările teoretice, deoarece este vorba de erori matematice. Situația este următoarea: se caută soluția ecuațiilor diferențiale de descriere, în schimb se calculează soluția unei probleme discretizate, adică a unei ecuații de diferențe. Diferența între ele este desemnată drept eroare de discretizare sau de întrerupere. Convergența unui procedeu numeric este dată atunci când prin micșorarea pașilor de drum și timp, eroarea de discretizare se îndreaptă spre zero.

Pentru practica creării de modele lucrurile stau de multe ori altfel. Printr-o discretizare fină se scoate de cele mai multe ori și mai tare în evidență relieful eterogen al domeniului modelului, și rezultă adesea pante mai mari ale terenului, cu efecte dezavantajoase asupra preciziei numerice. Și ecuațiile de mișcare, prin natura lor, surprind vârtejuri mai mici la o detaliere mai mare a grilei de calcul. Toate acestea înseamnă că în practică testul de convergență prin mărirea gradului de finețe al rețelei nu constituie o dovadă credibilă decât în anumite limite.

O alta eroare este aceea care apare prin calculul cu un număr limitat de zecimale, așa numita eroare de rotunjire. Ea se poate reduce dacă se calculează cu o notație numerică dublu de lungă (double precision). Limitarea acestei erori este o condiție a stabilității soluției numerice.

Pe scurt: dacă se desemnează cu  $w(x_i,t)$  soluția exactă urmărită a ecuației modelului, trebuie reținut faptul că aceasta conține deja erorile modelului, la care se mai adaugă erorile din date. Această soluție este disponibilă numai în cazuri foarte simple (soluție analitică). De aceea se tinde spre soluția unei ecuații diferențiale  $W(x_i,t)$ . Eroarea de discretizare este atunci  $W-w$ . Datorită notației numerice limitate în computer, nici soluția  $W$  nu se poate calcula exact, fiind afectată de o eroare de rotunjire. Erorile de discretizare și de rotunjire sunt mai degrabă mici, în comparație cu erorile de măsurare și de creare a modelului.

Din cele de mai sus reiese evident faptul că este foarte greu de răspuns la una din cele mai firești întrebări, și anume la cea asupra preciziei, respectiv asupra erorilor unui model. Acest lucru este valabil numai pentru modelele numerice, dar în egală măsură și pentru modelele hidraulice, pentru care după multe decenii de aplicare încă nu există o cuantificare finalizată a erorilor lor în funcție de scara și de procesul modelat.

### 3.4.8 Verificare

Dovedirea corectitudinii unei afirmații sau a unui procedeu poate fi desemnată drept verificare. Noțiunea nu permite decât alternativ corect sau fals, nu și multitudinea de posibilități intermediare. De aceea este de înțeles că nu se prea vorbește despre verificarea creării unui model, pentru că aceasta nu este niciodată corectă sau falsă, ci se ridică întrebarea asupra valabilității și aplicabilității ei pentru anumite clase de probleme. Se poate vorbi însă despre verificarea metodelor numerice de rezolvare și a programării. În acest sens se folosește aici aceasta noțiune, și anume că dovadă, plecând de la ecuațiile modelului și datele de intrare alese, soluția numerică este exactă (adică erorile de discretizare și de întrerupere sunt neglijabil de mici și programarea este lipsită de erori).

De aici rezultă imediat cum trebuie realizată o verificare și anume, în primul rând prin teste mereu noi de plauzibilitate, și în al doilea rând prin compararea rezultatelor calculului numeric cu cele ale soluției analitice. Din prima grupă fac parte, de exemplu, verificările conservării masei. În domeniul unui model, la o problemă staționară, debitul volumic de intrare trebuie să fie egal cu cel de ieșire; la una nestaționară diferența celor două trebuie să fie egală cu creșterea volumului cu timpul.

Compararea cu soluțiile analitice ridică problema unor aspecte ce trebuie tratate cu atenție. În primul rând nici acestea nu sunt întotdeauna rezolvate fără erori și programate corect; ambele aspecte nu trebuie neapărat presupuse la cazurile mai dificile. În al doilea rând, așa cum s-a mai amintit, există soluții analitice numai pentru sisteme simple geometrice și cu mici excepții numai pentru metodele liniare. De aceea trebuie reținut faptul că, comparația cu soluțiile analitice este concludentă numai dacă sunt folosite în număr și de o diversitate suficient de mare.

O verificare finală în sensul afirmației corect sau fals nu este de așteptat, chiar și pentru motivul sau modelul trebuie să dovedească niște capacități ce nu pot fi atinse cu soluții analitice, din motive principiale, de ex. reproducerea comportamentului neliniar al sistemului. Totuși, comparația cu soluțiile analitice este un pas obligatoriu necesar pentru evaluarea procedurilor numerice și verificarea erorilor de programare. Aceste teste, dacă sunt bine documentate, mai îndeplinesc în plus o altă sarcină foarte importantă. Ele furnizează utilizatorului de programe primele indicii asupra discretizării necesare.

### 3.4.9 Calibrare

În limbajul uzual al inginerilor se folosește adesea, pentru noțiunea de calibrare, expresia de etalonare a modelului, cu un subînțeles negativ, care vrea să exprime că etalonarea în sine ar fi inadmisibilă, dar trebuie aplicată pentru a se atinge cu modelul rezultate apropiate de natură. Acest obicei verbal își are originea probabil în modelele hidraulice și este în contradicție cu sensul propriu-zis al cuvântului etalonare, care descrie o adaptare la măsurile și normele legale. În acest studiu se va folosi în acord cu teoria sistemelor, noțiunea de calibrare și este bine să se înțeleagă că acesta este un pas adesea necesar și pe deplin legitim în dezvoltarea unui model numeric, dacă este realizat corespunzător și cu simț de răspundere.

Pentru început se va aminti că un model numeric conține, pe lângă formulări concepționale, și unele empirice. Și în privința datelor se disting unele bine cunoscute (denumite ocazional date tari) și altele având un grad considerabil de nesiguranță (date moi). În acest sens, datele geometrice sunt desemnate frecvent drept date tari, iar coeficienții de frecare drept date moi, ceea ce nu trebuie să corespundă neapărat pentru fiecare caz în parte. Se pune deci, întrebarea de unde se iau datele moi.

În principiu, există numai două alternative. Prima este preluarea din cărți și tabele, ceea ce este obligatoriu necesar când nu există date speciale măsurate în natură. A doua se referă la determinarea prin calibrare, denumită mai abstract identificarea parametrilor, ceea ce se va exemplifica în cele ce urmează prin rugozitate.

Dacă se variază coeficientul de rugozitate într-o serie de simulări, de așa manieră încât nivelurile calculate ale apei și pe cât posibil și vitezele de curgere se suprapun suficient de exact peste cele măsurate, înseamnă că informația specifică care este disponibilă pentru cursul de apă respectiv prin măsurare pătrunde și în model. Fără îndoială, acest lucru nu este suspect, ci constituie un pas ce poate fi apreciat obiectiv în dezvoltarea modelului.

Totuși, trebuie făcute câteva limitări clare. Astfel, la un model cu un grad înalt de detaliere spațială, coeficientul de rugozitate are efectiv semnificația fizică de rugozitate și calibrarea duce în cazul unor măsurători bune la găsirea coeficientului de rugozitate al cursului de apă studiat. Acest lucru este valabil mai ales atunci când este vorba de cursuri de apă cu adâncimi mici și debit suficient, pentru care rugozitatea este o mărime semnificativă de influență.

La un model uni- sau bi- dimensional dimpotrivă, în coeficientul de rugozitate se oglindesc multe influențe care nu au fost surprinse la crearea modelului, precum neglijarea distribuției vitezelor în secțiunea transversală sau în adâncime, curenții secundari, imperfecțiunea formulării nu numai a parametrilor legii de rezistență alese, dar și în privința influențelor geometriei albiei.

Dacă calibrarea se face cu un singur parametru, de ex. cu coeficientul de rugozitate, în el se reflectă și nesiguranțele celorlalți parametri, inclusiv a celor geometrici. Aceasta înseamnă că la realizarea modelului, calibrarea este un pas de lucru foarte dificil și care presupune o experiență corespunzătoare. Acest lucru nu este în contradicție cu tendința de-a o realiza automat în cadrul unui calcul de optimizare (problema inversă), mai ales atunci când există posibilitatea de intervenție interactivă din partea celui care prelucrează problema și când preciziile atinse și sensibilitățile rezultatelor față de variația parametrilor apărută în timpul prelucrării sunt bine documentate.

Parametrii determinați prin calibrare trebuie să se situeze numeric într-un domeniu fizic semnificativ. Dacă nu este cazul, este foarte probabil că la crearea modelului s-au făcut simplificări prea mari sau chiar greșeli. Experiența arată că la calibrarea modelelor cu o dimensionalitate mai ridicată (bi- sau chiar tri- dimensionale) rezultă de obicei valori mai semnificative, deoarece geometria și distribuția vitezelor, respectiv a concentrațiilor se detaliază de așa manieră încât parametrii sesizează numai conținutul fizic ce li s-a atribuit.

### 3.4.10 Validare

Verificarea, adică confirmarea corectitudinii soluției numerice a ecuațiilor, este o premisă necesară pentru validare. Verificarea însă nu este niciodată completă, din motivele prezentate mai sus (geometrie simplă, liniaritate). Ea nu face constatarea dacă ecuațiile de bază și datele alese, adică crearea modelului, sunt corespunzătoare.

Calibrarea prin măsurători dă deja primele indicii asupra calității modelului. Dacă se obțin valori ale parametrilor lipsite de sens fizic înseamnă că sunt deficiențe în crearea modelului (sau date de intrare greșite). În final, măsurătorile constituie etalonul pentru validarea unui model, adică măsurători în laborator și măsuri în natură.

Niciunde nu apare atât de evident ca aici, lipsa de sens a afirmației că prin dezvoltarea modelelor numerice, munca experimentală ar avea mai puțină importanță decât înainte. Acest lucru poate fi valabil pentru modelele hidraulice, adică modelele la scară ale unor cursuri de apă și instalații concrete, dar sigur nu pentru cercetarea experimentală de bază în laborator și natură.

Măsurătorile de laborator ce se desfășoară în condiții controlate și concentrate pe fiecare fenomen în parte au scopul de a studia validitatea modelului în privința acestor fenomene sau să găsească parametrii pentru calcul. În măsurătorile din natură se oglindește interacțiunea dintre variabilitatea naturală a geometriei și procese, și o validare prin aceste măsurători este fără îndoială întotdeauna obiectivul care trebuie urmărit.

Din păcate, acțiunile de măsurare bine documentate sunt rar atât de complete încât să livreze condițiile de margine pentru funcționarea unui model și în plus și un număr suficient de mare de valori măsurate în zona modelului, pentru compararea cu rezultatele calculului. Acolo unde există măsurători în cadrul unor proiecte de anvergură, de multe ori nu sunt accesibile publicului de specialitate.

Este justificată cerința ca datele din măsurători ce se folosesc la validare să fie independente de cele intrate la calibrare. Această cerință ce pare atât de firească are și ea deficiențele ei, cum reiese din exemplul care urmează. Să presupunem că pentru modelul unui râu există măsurători pentru două evenimente de ape mari. Cu datele primului eveniment se va realiza calibrarea, iar cu datele celui de-al doilea validarea, și s-ar putea spune că, după calibrare modelul a fost validat independent de aceasta.

Care ar fi însă situația dacă ambele evenimente s-ar folosi la calibrare, nu s-ar realiza un model mai bine calibrat, chiar dacă pentru validare nu mai sunt date disponibile? Prin generalizare: nu ar trebui folosite toate datele disponibile pentru calibrare și în acest fel pentru îmbunătățirea modelului? Ar trebui astfel formulată cerința: o calibrare este încheiată doar atunci când luarea în considerare a altor măsurători independente nu aduce modificări ale parametrilor. Prin aceste măsurători suplimentare modelul este apoi validat, figura 3-6.



Prelucrarea și introducerea datelor
Verificare
Calibrare
Validare

Fig. 3-6 Pașii de lucru pentru modelul numeric

Aici se poate vedea diferența dintre definițiile din teoria sistemelor și practica modelării, deoarece prin faptul că datele măsurate bune sunt limitate, această cerință este rar îndeplinită.

În concluzie pentru practică, aceasta înseamnă că nu se poate finaliza niciodată validarea unui model, pentru că fiecare nouă comparație cu măsurătorile va furniza noi informații, și erorile în calculele de prognoză diferă mai mult sau mai puțin la fiecare caz de aplicare. Așa cum o interpolare de date este mai sigură decât o extrapolare, așa și calculele de prognoză sunt mai sigure atunci când se situează în domeniul acoperit prin validare.

### 3.4.11 Calitatea software

Sistemele de programe pentru modelele numerice ale apelor sunt produse ale ingineriei software de o complexitate crescândă, ca și la alte produse tehnice, ca premisă a asigurării calității este necesară o definiție a caracteristicilor de calitate. Pomberger & Blaschek (1993) enumeră corectitudine, siguranță, compatibilitate cu utilizatorul, întreținere ușoară, robustețe, ușor de învățat, eficiență și portabilitate.

Prin corectitudine ei se înțelege că programul îndeplinește specificațiile care au stat la bază dezvoltării sale. Noțiunea de siguranță înseamnă corectitudine, ce de fapt nu poate fi îndeplinită niciodată, și în plus, probabilitatea apariției de erori. Cerința de adecvat exprimă că intrarea este limitată la minimumul necesar și că este dată o îndrumare a utilizatorului, flexibilă și totuși simplă. Capacitatea sistemului de programe trebuie să se limiteze la funcțiile corespunzătoare specificației, iar ieșirea trebuie să fie clară, bine structurată și simplu de interpretat. Ușurința de învățare este legată de modul de realizare a punctelor de intersecție pentru utilizator, precum și de simplitatea și claritatea îndrumării utilizatorului. Prin robustețe trebuie înțeleasă proprietatea de a atenua efectele erorilor de utilizare, a datelor de intrare false și a erorilor de hardware.

Prin întreținere ușoară autorii amintiți înțeleg noțiunea colectivă pentru ușor de citit, cu posibilitate de extindere și testabile, proprietăți care afectează mai puțin pe utilizatorul programului. În schimb, utilizatorul este în orice caz interesat de eficiență, adică proprietatea sistemului de programe de a folosi optim resursele necesare în ciuda aparatelor și a timpului de lucru.

### 3.4.12 Asigurarea calității

Este mai ușoară definirea caracteristicilor de calitate decât cuantificarea lor și, în cadrul unei asigurări a calității, dovedirea și garantarea lor. Dacă privim în urmă, la faza timpurie a modelelor numerice pentru ape, constatăm că acestea au apărut aproape exclusiv în universități, majoritatea în cadrul unor disertații.

Astăzi, atât beneficiarul rezultatelor, cât și utilizatorul de programe cer mult mai mult în privința asigurării calității și a documentării sale, iar firmele și instituțiile specializate în dezvoltarea de software complex, îndeplinesc în măsură tot mai mare aceste cerințe. În principal, este vorba de formularea caracteristicilor de calitate, de dovedirea respectării lor și de a face accesibilă utilizatorilor capacitatea sistemelor de programare, prin instrucțiuni de utilizare bine dezvoltate. Fără a se mai insista asupra ultimului aspect, trebuie amintit că dintr-o documentare a programului trebuie să poată fi înțelese toate stadiile verificării și validării programului. Acest lucru nu este posibil decât la o redare completă a datelor aferente. Astfel, utilizatorul ar trebui să fie în situația de a putea calcula el însuși cu ajutorul programului soluțiile analitice utilizate la verificare și de a reproduce și cazurile folosite la validare, ceea ce este mult mai laborios.

### 3.4.13 Cuplarea modelelor

Modelul numeric al unui curs de apă reproduce întotdeauna un decupaj spațial din natură, strict definit, ceea ce ridică întrebarea de unde se iau mărimile de intrare (condițiile de margine) și cum se reproduce comunicarea acestui decupaj cu mediul înconjurător și sensul unei reacții posibile.

Pe lângă utilizarea nemijlocită de măsurători se folosesc aici și, în măsură tot mai mare, modelele debitului de viitură model ce este folosit apoi în modelul numeric al unui curs de apă. Un exemplu tipic este folosirea unui model de scurgere a precipitațiilor pentru determinarea debitului de viitură, care este folosit apoi în modelul numeric al unui râu. Un alt exemplu este cuplarea unui model de apă subterană cu cel al unui curs de apă de suprafață sau al unui lac.

Chiar în cadrul unui domeniu de modelare ales sunt necesare cuplări de modele, atunci când trebuie studiate procese cuplate, ca de ex. scurgere, transport de materii și reacții ale materiilor (ex. modelarea calității apei). Se dezvoltă formulări fizice, chimice și biologice de disciplinele de specialitate corespunzătoare și se introduc în modelele cuplate.

Multitudinea de procese care joacă un rol într-un curs de apă de suprafață se poate prezenta succint după cum urmează: curgere, valuri, turbulență, suspensii, salinitate, sedimente, procese reactive, consolidarea terenului; desigur din punctul de vedere al inginerului hidraulic, cu încercarea de a descifra procesele hidromecanice și de a le rezuma pe cele chimice și biologice în expresia „processe reactive”. Cele

prezentate mai sus demonstrează că hidro-sistemele sunt sisteme cuplate prin intermediul multor discipline

### 3.4.13.1 Cuplarea de domenii și procese

Introducerea unei anumite ordini în multitudinea de posibilități și necesități de cuplare este binevenită. Aici trebuie să se facă deosebirea între cuplarea unor domenii spațiale diferite, în care se iau în considerare aceleași procese, și cuplarea unor procese diferite într-un singur domeniu, știind că ambele cuplări pot apărea împreună.

Un exemplu pentru cuplarea de domenii este un lanț de modele ce a fost dezvoltat pentru calculul mareelor și al fluxului produs de furtuni în Deutsche Bucht (Gulful German) până în Nordfrisische Wattenmeer (Marea Frizică de Nord) și Elba (Stengel, 1994; Hoyme ET al., 1999). Începând cu un model al platformei continentale se generează condiții de margine la marginea exterioară a unui model regional pentru Golful German. Acest model generează, la rândul lui, condițiile de margine pentru modelele parțiale ale Elbei și Mării Frizice de Nord. Un exemplu pentru cuplarea într-un domeniu a unor procese diferite este calculul mișcării, al transportului de materii și al cineticii de reacție în bazinul cu nămol activ al unei stații de epurare.

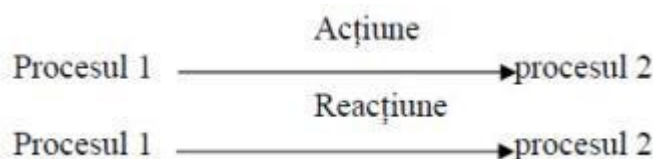


Fig. 3-7 Cuplarea (acțiune/reacțiune) a unor procese diferite și a unor domenii diferite

Aceste exemple descriu o cuplare unilaterală între modele, fără să aibă loc o reacție, adică avem acțiunea unui model asupra celuilalt, fără interacțiuni între modele, Fig. 3-7. Aceasta este mult mai pretențioasă în privința tehnicii de calcul și există un număr mare de exemple.

O interacțiune între curent și transportul de materii este dată atunci când materiile, (ex. sarea sau chiar și căldura) modifică semnificativ densitatea apei și produc prin aceasta un curent cu densitate indusă. Dacă aici se vorbește sau nu despre o cuplare sau despre modelul unei mișcări barocline este o problemă de definiție, și are legătură cu dezvoltarea în timp a modelelor aplicate.

Altfel stau lucrurile la curenți și valuri. Pentru acestea au fost dezvoltate timp de decenii modele independente unele de altele. În ultimii ani s-a început cuplarea acestora și să se ia în considerare faptul că, curenții influențează valurile, iar valurile induc curenți.

Folosirea numai a modelelor de dimensiuni mari pentru calcule pe termen lung este posibilă. Prin lipsa datelor de intrare și din cauza volumului de calcul nu este posibilă luarea în considerare a proceselor la scară mică. Se ajunge astfel la o

întrebare de principiu, dacă este permisă o filtrare a proceselor, în sensul că procesele la scară mică sunt neglijabile pentru prognozele pe durată lungă.

La cuplarea modelelor apare o nouă sursă de erori, și anume posibilitatea acumulării din erorile fiecărui model. Dacă, de exemplu, se conectează cinci modele într-un rând se creează 32 de posibilități de transmitere a erorilor.

Cuplarea modelelor ridică cerințe mari din partea tehnicii de date. Modelele globale meteorologice se derulează, de exemplu, pe calculatoare mari, modelele hidrodinamice de obicei pe pc-uri sau workstations. Diferitele concepte ale calculatoarelor au reprezentări diferite ale numerelor; este inevitabilă folosirea formatelor de date standard.

Diferitele modele au, de obicei, rețele diferite și pași de timp diferiți, ceea ce duce la necesitatea unor interpolări și la apariția de erori suplimentare. Modelele sunt instalate frecvent pe calculatoare în locuri diferite. În acest caz trebuie să fie posibil un schimb online de date cu format standard, prin intermediul unei rețele de înaltă viteză.

#### **3.4.13.2 Probleme de scară și transmiterea erorilor**

Una dintre problemele de bază ce caracterizează modelarea hidro-sistemelor este multitudinea scărilor spațiale și temporale ale proceselor care se desfășoară în ele. Neliniaritatea acestora duce la faptul că scările diferite se influențează reciproc, efectul fiind cu atât mai mare cu cât perioada de timp ce trebuie simulată este mai lungă. Desigur, această problemă este mereu prezentă la calculul sistemelor neliniare, dar este deosebit de evidentă la cuplarea modelelor.

Până în prezent, inginerul și specialistul în științele naturii erau obișnuiți ca la crearea modelului să se limiteze la un domeniu îngust de scări spațiale și temporale. Acestea se aleg empiric, dirijate spre problema ce trebuie rezolvată, având în vedere fenomenul ce trebuie descris. Fără să aleagă un mod formal de procedură, autorul modelului realizează o filtrare a proceselor neglijând scările care nu îl interesează.

Și la modelele numerice se procedează la limitarea domeniului scărilor și, astfel la o filtrare a proceselor. Astfel se decide de ex. dacă este nevoie de un model de mișcare care să delimiteze vârtejurile, sau dacă se poate media prin intermediul vârtejurilor. Ar fi lipsit de răspundere ca această decizie să se ia abia la alegerea discretizării locale și temporale. Corect este ca aceasta să se facă deja la crearea modelului, adică la alegerea ecuației de bază.

Cuplarea modelelor cere ca fiecare model să fie alimentat cu informații care să fie adecvate domeniului scării sale. Aceasta se poate întâmpla prin faptul că fiecare model poate fi realizat pe baza unui proces dirijat de filtrare, în așa fel încât informațiile produse de modelul furnizor să corespundă domeniului de scară al modelului care le primește. Acest lucru poate fi obținut și supunând unei filtrări datele care se furnizează între modele, ceea ce s-ar putea desemna ca filtru de cuplare. Prin natura sa filtrul nu poate produce informații suplimentare, mai mult, el trebuie să verifice ce pierderi de informații pot apărea.

În principiu cuplarea modelelor trebuie să se orienteze spre un domeniu de scară dependent de obiectivele urmărite, cum se întâmplă la realizarea fiecărui model în parte. Domeniile mici de modelare permit sesizarea unor procese la scară mică, dar numai din ele nu este posibilă prognozarea proceselor de lungă durată. Aici ar fi necesar să se transfere informații din modele supraordonate în domeniul mic de modelare.

### **3.4.13.3      *Modele hibride***

Deja la începuturile modelelor numerice s-a născut ideea de a folosi avantajele modelelor numerice și ale celor hidraulice, cuplând cele două sub formă de model hibrid.

Pentru modelarea bi-dimensională de dimensiuni mari, devine eficientă capacitatea deosebită a modelului numeric (influența vântului, forța Coriolis, rentabilitate mai mare) pentru modelarea de dimensiuni mici a modelului hidraulic (mișcare tri-dimensională în totalitate). Deși acest concept este atât de atractiv, nu s-a putut impune până în prezent. Acest lucru nu se datorează decât în parte problemelor speciale de tehnica datelor legate de această cuplare, ce par a se fi rezolvat desigur, ci mai mult rezervelor mari din partea specialiștilor de hidraulică experimentală. Fiind însă previzibil că modelele numerice se vor utiliza tot mai mult și pentru probleme tri-dimensionale, nu este sigur că se va dezvolta mai departe tehnica modelelor hibride.

## 4 MODELAREA HIDRODINAMICĂ A CURGERII. MODELAREA MATEMATICĂ A INUNDAȚIILOR

*„Nimic pe pământ nu e la fel de slab și șovăitor ca apa, dar când trebuie să doboare, puterea și fermitatea sa nu au egal”*

Lao-Tzu,  
filosof chinez

### 4.1 Noțiuni introductive despre inundații

Inundația este un hazard localizat, rezultat în urma unor precipitații puternice. Inundarea este un fenomen natural și repetitiv pentru un curs de apă sau un versant. Inundările se produc cel mai frecvent din cauza precipitațiilor abundente, când cursurile naturale de apă nu au capacitatea de a stoca un exces așa mare de apă.

Inundațiile pot fi împărțite în două categorii: inundații bruște, ce se produc ca rezultat al unor precipitații locale ce cad într-o perioadă scurtă de timp asupra unui anumit spațiu; și inundații generale, ce se produc datorită precipitațiilor abundente ce cad pe o perioadă mai lungă de timp asupra unui bazin hidrografic. Inundațiile bruște se produc în special în zonele urbane cu terenuri relativ plane și pot produce pagube importante asupra proprietăților civile, precum și pierderi de vieți umane.

Se pot distinge cinci tipuri de inundații, în funcție de fenomenul de bază: viiturile, revărsările de râuri, inundațiile de coastă, revărsările de lacuri și inundațiile urbane (Directiva Cadru a Apei 2000/60/CE).

*Viiturile* sunt inundații scurte asupra unor arii restrânse. Ele pot fi produse de precipitații intense căzute în intervale scurte de timp pe suprafețe mici, uneori sunt asociate cu furtuni și/sau cu descărcări electrice. Uneori, viiturile indică începutul unei revărsări de râuri, dar de obicei sunt evenimente independente, de importanță locală, distribuite în mod aleator în timp și spațiu.

*Revărsările de râuri* reprezintă un fenomen natural, produs în momentul în care apa umple prea rapid albiile râurilor, capacitatea de stocare a acestora fiind prea mică, apa se revărsă, și astfel malurile sunt inundate. Revărsările de râuri nu apar brusc, ci treptat. Ele pot fi și efectul precipitațiilor abundente căzute într-un interval de timp mai lung pe o suprafață mai mare de teren.

*Inundațiile de coastă* apar atunci când furtunile se suprapun valurilor înalte și pot include acoperirea malurilor sau spargerea lor. Ele apar pe coastă și de-alungul malurilor marilor lacuri.

*Inundațiile urbane* sunt cauzate de obicei de precipitații locale puternice combinate cu incapacitatea de stocare a sistemului de canalizare. Aceste inundații sunt totodată și rezultatul aglomerării urbane, unde terenurile și-au pierdut din capacitatea de absorbție naturală a precipitațiilor.

După cum urmează, inundațiile se pot clasifica și în funcție de factorul ce stă la baza producerii lor, ca în Tabelul 4-1:

**Tabelul 4-1 Tipuri de inundații**

Nr.	Factor	Detalii și exemple
1	Ploi (precipitații)	În timp sau instantanee
2	Topirea zăpezii	Inundări sau revărsări
3	Topirea ghețarilor	Inundații cauzate de apele datorate topirii ghețarilor
4	Revărsarea cursurilor de apă datorate topirii zăpezii	Cauzate de fluvii (revărsări)
5	Revărsarea cursurilor de apă datorate topirii gheții	Cauzate de aglomerarea de sloiuri de gheață pe fluvii (revărsări)
6	Inundații aluvionare	Inundații cu un conținut semnificativ de sedimente
7	Furtună a valurilor	Inundații de coastă/ cauzate de mare/ de maree
8	Baraje	Inundații cauzate de ruperi de baraje/ de căderi de baraje/ de revărsări peste baraje
9	Inundații urbane ale sistemului de drenaj	Debitul de viitură depășește capacitatea de stocare a sistemelor de drenaj
10	Rețeaua de apă	Inundații cauzate de ruperi de conducte
11	Creșterea nivelului de apă (nivele freatice mari)	Creșterea nivelului mării, reducerea temporară a extragerilor de apă din acvifere, surpări de teren
12	Evenimente combinate	Precipitații/inundații cauzate de maree/ topirea zăpezii/ topirea ghețarilor..

În toată lumea problema inundațiilor câștigă moment în mediile urbane, fiind o preocupare importantă relativ la viețile umane, condițiile de trai și dezvoltările economice. Inundațiile sunt cauzate de un număr de factori importanți, precum: creșterea numărului de populație, urbanizarea rapidă, schimbările climatice, schimbările în folosințele terenurilor agricole, procedeele și procesele de regularizări de râuri. Un management eficace este necesar pentru diminuarea impactului inundațiilor.

## 4.2 Modelarea hidrodinamică. Ecuațiile de bază

### 4.2.1 Introducere

Modelarea matematică a albiei fixe în cazul curgerii cu nivel liber a devenit un domeniu uzual în cadrul ingineriei hidraulice. S-au dezvoltat din punct de vedere fiabil, performant și economic, până acum multe sisteme de modelare a cursurilor de apă. În cazul modelelor matematice a cursurilor de apă cu albie mobilă, Cunge și Holly(1986) au afirmat că „insuficiența datelor măsurate în teren nu poate fi corectată direct. De-a lungul trecutului, care poate fi considerat drept „Era Neagră a calcului hidraulic computerizat”, lipsa datelor era corelată cu necesitatea unor modele sofisticate. Se cunoaște că adoptarea datelor din teren trebuie să fie coerente chiar dacă sunt insuficiente. Totodată, datele accesibile trebuie analizate atent, iar acolo unde există valori ce lipsesc, trebuie completate, în timp ce datele în plus pot fi înlăturate. Sistemul de modelare trebuie să ofere posibilitatea verificării datelor, precum și un suport utilizatorului în timpul acestei etape.”

Transportul apei și al sedimentelor este o problemă dependentă de timp, ca are de-a face cu trei dimensiuni spațiale. Este necesară o schematizare complexă pentru a putea realiza o descriere matematică, ajungând la modele matematice ce pot fi utilizate pentru predicții morfologice. Schimbările canalului cursurilor de apă sunt:

- Albia canalului erodată-colmatată (cu sedimente) sau dezagregare și segregare
- Variații ale lățimii
- Efectele curbilinearității asupra topografiei albiei
- Deplasearea meandrelor în timp.

În modelele uni-dimensionale, valorile medii ale paramenților și sedimentelor pentru fiecare secțiune transversală sunt considerate ca funcții de timp și loc. Aceste modele utilizează coordonatele longitudinale de-a lungul direcției curgerii, drept dimensiuni spațiale. Secțiunile transversale sunt folosite pentru definirea geometriei canalului. Exemple a acestor modele sunt: SOBEK RIVER (Delft Hydraulics), MOBED (Krishnappan), IALLUVIAL (Karim and Kennedy), HEC-6( US Corps of Engineers), MIKE11(Danish Hydraulics).

Abordare orizontală bi-dimensională este o aproximare a curgerii reale față de adâncimea medie de curgere. În astfel de modele, ecuațiile bi-dimensionale ale curgerii sunt utilizate în sistemul  $xOy$ , iar cele ale modelelor bi-dimensionale verticale în sistemele  $xOz$ . Aceste modele sunt utilizate atunci când transportul sedimentelor în suspensie variază considerabil pe direcția longitudinală. Timpul de calcul este mai lung în cazul modelelor bi-dimensionale, nefiind recomandat să fie utilizat pentru cursuri lungi de apă sau debite cu durată mare de curgere. O metodă rațională ar fi integrarea modelelor bi-dimensionale cu cele uni-dimensionale. Modelele bi-dimensionale sunt utilizate pentru tronsoane sau secțiuni scurte de râuri sau canale.



Abordarea tri-dimensională s-a dezvoltat pornind de la principiile de bază ale hidrodinamicii (Rodi,1984). Acest tip de abordare oferă definiția completă de curgere ținând cont și de curenții secundari. Datorită complexității și consumului de timp de rulare nu se utilizează pentru lungimi semnificative ale cursurilor de apă. Majoritatea modelelor tri-dimensionale acoperă hidraulica curenților apei, și mai puțin mișcarea sedimentelor în condiții de albie erodabile.

Investigarea proceselor de curgere în canalele curbilunii este foarte importantă în ingineria hidrotehnică, datorită fenomenului de eroziune de-a lungul meandrelor cursurilor de apă. Cele mai importante caracteristici ale acestui tip de curgere sunt mișcările spiralate cauzate de meandrele canalului și de neuniformitatea vitezelor, și de bancurile și adâncurile aflate cât mai aproape de punctul maxim al meandrei. Pentru a realiza un proiect cât mai rațional și cât mai real, pentru a construi sau întreținerea structurilor de regularizare pentru protecția malurilor sau navigație, și a structurilor de deviere și captare a apei, caracteristicile meandrelor trebuie să fie bine definite.

În ultimele 2-3 decade, au fost dezvoltate multe modele matematice pentru simularea proceselor în cazul râurilor meandrate, îmbunătățind înțelegerea fenomenelor implicate. Pentru râurile meandrate modelele matematice s-au dezvoltat pentru a prognoasta schimbările în aliniamentul râurilor și topografiei albiei. Aceste modele se pot clasifica după cum urmează:

- În cazul râurilor de mică adâncime cu curbe de curbură moderată ce au fundul albiei superficial și malurile neerodabile protejate de structuri specifice de regularizare (sau protejate de pereți de sprijin verticali în experimentele de laborator). Pentru calcularea caracteristicilor curgerii și a topografiei albiei s-au dezvoltat multe modele analitice, cum ar fi cele realizate de: Engelund (1974, 1975), Kalwijk și de Vriend(1980), Odgaard(1986), și alții.
- În cazul râurilor de mică adâncime cu curbe de curbură moderată ce au albia și malurile erodabile. Aceste modele se folosesc pentru studiul evoluției meandrelor. Pentru simularea proceselor de meandrare și a predicției aliniamentului albiei cursurilor de apă, un model în stadiul de echilibru al curgerii este cuplat cu un model al eroziunii malurilor dependent de timp. Modelele de acest tip au fost prezentate de Parker(1976), Ikelda(1981), Odgaard(1889), Mosselman (1989, 1992) și Crosato(1990).
- Un model analitic precum și o serie de studii experimentale asupra dispariției naturale a tendinței de meandrare a râurilor, au fost concepute și dezvoltate de Klaassen și van Zaten (1989).

Modelele tri-dimensionale și bi-dimensionale orizontale ale curgerii au fost și sunt utilizate. Ecuațiile ce stau la bază sunt rezolvate analitic sau/și numeric. Primele modele prezentate prezic tendința de curgere a apei și topografia albiei în cazul canalelor meandrate aluvionare cu malurile protejate de diguri longitudinale sau alte structuri de amenajare. Al doilea tip de modele prezentate s-au dezvoltat pentru calculul scurgerii și deformării albiilor în cazul canalelor meandrate, precum și direcția și propoția de

deplasare a canalelor. Modelele numerice și analitice, prezentate mai sus, pot prognoșta atât magnitudinea cât și poziția afuierii ce se produce la malul din exteriorul meandrei. Al treilea tip de modele implică totodată și controlul asupra sistemului, asigurându-se că lungimea râului meandrat nu se schimbă sau crește pe o perioadă mai lungă.

## 4.2.2 Noțiuni introductive în modelarea hidrodinamică a curgerilor

Cu câteva decade înainte, accentul s-a pus pe dezvoltarea aproximărilor, formulărilor empirice a comportamentului hidrodinamic al sistemelor de apă, iar acum cu ajutorul utilizării tehnologiei de calcul descrierea sistemelor hidraulice se face mult mai ușor și precis.

### 4.2.2.1 Hidraulica curgerii nestaționare în modelare

De obicei în teoria hidraulicii, pentru a ajunge la stadiul de curgere nepermanentă, se pornește inițial de la stadiul de curgere permanentă. În natură nu există un regim de curgere permanent. Există întotdeauna mici variații ale distribuției curgerii, chiar dacă nu sunt observate variații ale nivelelor de apă.

Curgerea permanentă este un concept al minții ingineresti, ce poate uneori simplifica problemele fără să apară diferențe deosebite față de realitate. Totuși există pericolul ca inginerii să considere acest stadiu ca referință, astfel schematizarea realității fiind greșită, și această abordare să conducă la concluzii greșite.

Este importantă familiarizarea cu problemele ce prezintă mai multe variații importante în timp și spațiu. Problemele hidraulice în canale sunt guvernate de două concepte importante: capacitatea de stocare și convergență. Pentru curgerea incompresibilă, primul concept are de-aface cu conservarea volumului de apă. Al doilea concept are de-aface cu balanța forțelor de acțiune asupra masei de apă și a efectului acestora asupra echilibrului momentului.

Tipul de curgere este legat direct de natura modificărilor suferite de marginile ariei modelate sau descrise. În general atenția se lasă asupra unei părți specifice a unui sistem hidraulic. Spre exemplu, legătura cu partea amonte unui râu este precizată sub forma unei *condiții de margine amonte*, iar legătura cu partea aval sau cu o mare, este precizată prin *condiții de margine aval*. Atunci când partea studiată a sistemului de râuri adoptă încet schimbări ale condițiilor de margine, sistemul este considerat nepermanent. Unul din parametrii importanți ce influențează stadiul de curgere este capacitatea de stocare a sistemului.

Dacă capacitatea de stocare este mare în comparație cu diferențele dintre debitele de intrare și cele de ieșire, scara de timp pentru adaptarea sistemului este mare. În aceste cazuri se observă fenomene puternice de curgere nepermanentă.

Dacă, totuși, există puțină capacitate de stocare disponibilă între limitele sistemului, adoptarea unui stadiu de curgere a sistemului față de noile condiții de margine se poate face rapid și curgerea poate trece printr-o secvență de stadii aproape permanente de curgere. Adoptarea depinde și de facilitatea curgerii de a accelera sau decelera. Dacă adaptarea vitezei de curgere față de schimbările condițiilor de margine este rapidă, sistemul va trece printr-o serie de stadii aproape permanente, dar rezultatele vor fi evidente ale unei curgeri nepermanente.

În continuare vor fi prezentate câteva cazuri de curgere nepermanetă.

### **Undele de viitură în râuri**

Viiturile din râuri sunt rezultatul curgerii de suprafață și interfață generat în timpul unor ploi intense. Acest răspuns conduce de obicei la forma tipică a unui hidrograf al variațiilor de debit și nivelurilor de apă din râu, ce este mai pronunțat atunci când precipitațiile sunt uniform distribuite într-o perioadă de timp. Totuși, precum precipitațiile nu sunt în general uniform distribuite în timp, distribuția debitelor din bazin în spre râu este în general mai puțin neregulată. În timp ce undele de viitură se propagă înspre avalul râului, se transmit mai departe deformațiile cauzate de variațiile caracteristicilor de stocare și transport ale canalului râului, și cauzate de aportul adițional de debit al afluenților din alte bazine. Aceste procese formează un fenomen tipic de curgere nepermanentă, ce poate fi studiat prin simulări ce au la bază ecuațiile de curgere nepermanentă.

### **Curgerea prin sisteme de drenaj urbane sau sisteme combinate de alimentare**

Drenajul din zonele urbane se poate aborda ca un caz special al atenuării viturilor. Diferențele față de zonă rurală constau în răspunsul rapid față de precipitații, capacitatea de stocare disponibilă e mai mică și capacitatea de transport a canalului are un rol mai important, în comparație cu un canal sau bazin de stocare. În sistemele cu conducte de drenare, curgerea prin canalele cu suprafață liberă se poate schimba temporar cu o curgere sub presiune. Instabilitatea fenomenului, în acest caz, este foarte pronunțată. În ciuda acestor diferențe, modelele necesare simulărilor acestor cazuri vor avea nevoie de aceleași metode și tehnici de modelare ca și cele folosite în studierea inundațiilor cauzate prin revărsarea râurilor.

### **Curgerea peste sau printr-o structură hidraulică**

Descrierea curgerii printr-o structură hidraulică sau în interiorul unei breșe a unui râu este în general bazată pe presupunerea unei curgeri permanente. Debitul la fiecare pas de timp este direct dependent de condițiile de margine ale nivelurilor de apă. Chiar dacă aceste niveluri pot varia foarte repede, debitul generat va răspunde mai mult sau mai puțin în mod instantaneu.

Adaptarea imediată a regimului de curgere față de modificările condițiilor de margine este rezultatul insuficienței de stocare dintre secțiunile amonte și aval, și a prezenței unei mase relativ mici de apă ce poate fi accelerată sau decelerată. Posibilitatea de a lega un element al canalului în regim de curgere permanentă de elementele canalului în care regimul de curgere are o natură distinctă nepermanentă, depinde de importanța relativă a diferințelor termenilor ai ecuațiilor ce descriu problema de curgere.

#### **4.2.2.2 Metodele numerice**

Chiar dacă metodele numerice s-au dezvoltat deja de secole, posibilitățile oferite de calculatoare au dat un impuls puternic dezvoltării ulterioare a acestor metode. Cu metodele numerice se pot rezolva seturi de ecuații diferențiale, precum ecuațiile Saint Venant pentru curgerea nestaționară a râurilor sau în cazul sistemelor de canale.

În derivarea ecuațiilor diferențiale se începe cu volumele finite de control pentru definirea ecuațiilor de balanță, apoi se presupune că aceste volume se reduc până la o dimensiune infinit de mică. Sub aceste presupuneri, ecuațiile oferă o descriere corectă și validă a curgerii permanente.

Cu metodele numerice aceste procese sunt inversate și ecuațiile de balanță sunt derivate funcție de volumele finite de control, începând de la ecuațiile diferențiale. Din acest motiv se poate aștepta ca această procedură să ducă la aceleași rezultate ca și cele obținute prin rezolvarea directă a ecuațiilor diferențiale parțiale. Totuși, în majoritatea cazurilor aceste soluții nu există, în particular atunci când ecuațiile sunt neliniare. Acesta este, din păcate, în general, cazul când se rezolvă probleme practice în hidraulică.

În mod curent, pentru toate aplicațiile în hidraulică, metodele numerice s-au dezvoltat astfel încât să lucreze bine, și au potențialul de a limita diferențele dintre soluțiile exacte și cele aproximative.

#### **4.2.2.3 Modelarea matematică**

Modelarea a devenit un procedeu des utilizat pentru cercetările hidraulice și ale ingineriei mediului. Chiar dacă în trecut studiile se bazau pe modelarea fizică sau pe descrierea simplificată, creșterea disponibilității calculatoarelor personale și a dezvoltării puternice a graficii computerizate, a bazelor de date și a controlului direct, software-ul a adus suportul computerizat pe masa inginerilor consultanți. În rând cu aceste dezvoltări, au crescut puternic și disponibilitatea și utilizarea uneltelor software de modelare matematică.

Pentru o înțelegere mai bună a ceea ce reprezintă un model, se oferă o scurtă definiție a acestuia: „ Un model este o descrierea fizică sau matematică a unui sistem fizic, ce include interacțiunile cu mediul lui exterior, și poate fi utilizat pentru a simula efectele schimbărilor din sistem sau efectele schimbărilor în anumite condiții impuse asupra lui.”

În dezvoltarea modelelor matematice se pot distinge următoarele elemente principale:

- Definirea obiectivelor;
- Schematizare;
- Ecuații sau condiții;
- Algoritmii soluțiilor
- Colectarea datelor;
- Calibrarea modelului;
- Verificarea modelului;
- Simularea modelului.

### **Definirea obiectivelor**

Definirea obiectivelor este foarte importantă și adesea un element subestimat în procesele decizionale ce conduce la folosința unui model. Prima întrebare necesară este dacă un model poate sau nu să aducă informații importante pentru ceea ce este deja înțeles despre un sistem. Implica totodată estimarea posibilității de a salva costuri suplimentare prin utilizarea unui model și valoarea economică ce poate fi atribuită dezvoltării și folosinței modelului. Acest proces va conduce și la alegerea nivelului de complexitate a descrierii modelului.

Utilizarea modelului este în general asociată cu utilizarea lui pentru simulări. Totuși, un alt domeniu interesant de aplicație este cel al analizării diferitelor ipoteze asupra relațiilor empirice. În final, modelele definesc relațiile dintre diferite variabile ce descriu un stadiu al sistemului fizic și prin urmare modelele pot fi utilizate pentru verificarea consistenței datelor. Ca exemple tipice ale obiectivelor modelelor în domeniul mediului, ingineriei hidraulic și hidrologice, se pot menționa:

- Efectele lucrărilor hidrotehnice;
- Simulările pentru studiul impactului inundațiilor;
- Prognoza on-line a inundațiilor;
- Proiectarea sistemelor urbane de drenaj;
- Prezicerea inundațiilor;
- Simularea impactului ruperilor de baraj;
- Controlul intruziunii sării în estuare;
- Estimarea gradului de sedimentare în lacuri și acumulări;
- Studiarea potențialului de alimentare cu apă;
- Verificarea consistenței datelor de calitate a apei;
- Verificarea consistenței datelor hidrologice;

### **Schematizarea modelului**

Schematizarea unui sistem fizic e rezultatul unor procese complexe și al interesului economic asupra studierii acestor procese în detaliu. Utilizarea modelelor simplificate, bazată pe o descriere simplificată a proceselor fizice este doar justificată dacă rezultatele modelului pot fi încă folosite cu încredere în procesele de proiectare. Cu alte cuvinte, dacă rezultatele se încadrează încă în limitele acceptate ale datelor folosite de proiectant.

Toate fenomenele și procesele din natură sunt tri-dimensionale și au o natură nestaționară. Prima alegere în schematizarea unui model este:

- Alegerea numărului de dimensiuni spațiale;
- Alegerea numărului variabilelor funcție de timp.

Din dimensiunile spațiale și timp, modelatorul selectează una sau mai multe variabile independente  $x, y, z$  sau  $t$ , sau alte variabile independente dacă se aplică anumite transformări. Aceste alegeri sunt interconectate de obiectivele modelului.

### **Ecuatiile și condițiile de margine**

Un model matematic se bazează în primul rând pe alegerea ecuațiilor ce descriu stadiul sistemului fizic. Nivelurile de apă, debitele, vitezele, temperaturile, salinitatea sunt așa-numitele variabile dependente. O ecuație este necesară pentru fiecare dintre aceste variabile ce descriu stadiul sistemului fizic. Majoritatea acestor ecuații sunt ecuațiile conservării masei, sau simplificat a volumelor. Alte ecuații se bazează pe echilibrul altor cantități fizice, precum moment, energie sau turbulență.

Adeseori, totuși, formele simplificate ale acestor ecuații sunt utilizate pentru descrierea în spațiu și timp a fenomenelor din interiorul domeniului de calcul. În spațiu acest domeniu poate reprezenta axele unui râu ce curge de la orașul A la orașul B, și în timp perioada de timp a unei unde tipice de viitură, incluzând și perioada anterioară.

Condiții adiționale trebuie furnizate în limitele modelului, pentru a specifica interacțiunea dintre lumea exterioară și domeniul descris de model. Aceste condiții vor rezulta din natura fenomenelor fizice, translatate în condiții matematice prin intermediul ecuațiilor ce descriu sistemul.

### **Algoritmii de rezolvare**

Ecuatiile de echilibru în spațiu și timp ne oferă, în general, ecuații parțiale diferențiale. Aceste ecuații sunt transformate dintr-o formă continuă într-o formă discretizată prin scrierea lor ca relații între variabilele în punctele domeniului de calcul. Astfel de formulări se bazează pe diferențe finite, elemente finite sau integrale limite și oferă sisteme de ecuații liniare.

Completat cu o formulare liniară a condițiilor de margine și elemente speciale, precum structuri hidraulice, întregul sistem de ecuații liniare poate fi rezolvat cu o varietate de algoritmi, variind de la o simplă eliminare de tip Gaussian ca o matrice directă de rezolvare, până la tehnici iterative precum metoda gradientului conjugat. Algoritmii de rezolvare trebuie în general să urmărească o serie de operații specifice, ce conțin legăturile fizice ale sistemului.

### **Software**

Pentru majoritatea studiilor legate de mediu sunt disponibile diferite software. Pentru problemele legate de curgerea prin canale cu nivel de suprafață liberă prin rețele, lacuri de acumulare, curgerea prin rețele de conducte, rețele de alimentare, managementul costier, calculul valurilor, etc., sunt disponibile diferite produse software, realizate de instituții hidraulice de cercetare specializate. Utilizarea acestor pachete de software asigură un mediu flexibil de utilizare și soluții de încredere a diverselor probleme numerice.

### **Colectarea datelor**

În ultimii ani s-au depus tot mai multe eforturi în colectarea a tot felul de date și asupra procesării și stocării acestor date în baze de date. Totuși, pentru dezvoltarea modelului, datele disponibile dintr-o bază de date nu sunt întotdeauna suficiente, calibrarea modelelor necesitând adesea date măsurate de-a lungul unor perioade scurte

de timp, disponibile în locații simultane diferite. Din acest motiv, modelele sunt în general setate cu oricare din datele disponibile din baza de date standard, și completată cu date colectate în timpul unor campanii organizate.

### **Calibrarea și verificarea modelului**

Anumite date necesare unui model pot fi colectate direct din teren. Spre exemplu: gradul de salinitate, secțiunile transversale ale canalului, nivelurile de apă și concentrațiile unor substanțe. Anumite date pot fi colectate cu anumit grad de incertitudine, precum detaliile topografiei albiilor majore. Alte tipuri de date nu pot fi măsurate, precum coeficientul de rugozitate Manning și coeficienții de difuzie. Aceste date pot doar fi estimate pe baza unor judecăți ingineresti, bazate pe interpretarea valorilor înregistrate ale altor variabile și parametrii.

Cu cât există mai multe incertitudini în parametrii modelului, cu atât modelul depinde de o serie bună de date pentru calibrare. Legătura dintre măsurători și calcule și cunoștințele asupra fenomenelor permite ajustarea parametrilor până când se obține o stabilitate acceptată. Pentru calibrarea modelului se selectează în mod general un număr de evenimente ce sunt complementare între ele din punct de vedere al calibrării parametrilor.

Calibrarea modelului unui râu, spre exemplu, va începe cu o calibrare a unui regim de curgere lentă și se va încheia prin calibrarea unor evenimente tipice de viituri. Această procedură permite calibrarea parametrilor de rugozitate a canalului, prioritar calibrării capacității de transport a albiei majore și a parametrilor de stocare.

După finalizarea calibrării modelului, modelul trebuie verificat cu o serie de date ce nu au fost folosite încă în estimarea parametrilor. Totuși, în practică nu este ușoară rezervarea unui set de date, și chiar dacă verificarea este făcută în astfel de condiții, diferențele dintre model și performanța prototipului pot conduce la diferite incertitudini legate de calitatea datelor modelului.

### **Simularea**

Odată ce modelul e acceptat poate fi utilizat pentru simulările ce succed din definirea obiectivelor modelului. Trebuie reținut că utilizarea modelului cu parametrii modificați poate conduce la modificarea altor parametrii. Spre exemplu, îndiguirea unui râu poate conduce la modificarea rugozității albiei. Utilizarea acestor modele, trebuie acompaniată întotdeauna de o judecată și un raționament bazat pe cunoașterea fenomenelor fizice.

### 4.2.3 Considerații generale

Modelarea matematică a apei și a transportului sedimentelor a progresat mult de-a lungul ultimelor decade. Aceste tipuri de modele pot fi utilizate în estimarea proceselor morfologice cauzate de schimbări naturale și/sau intervenții umane. Dar aplicativitatea practică a acestor modele este încă limitată. Schematizarea problemelor studiate cu ajutorul acestor modele este necesară datorită complexității proceselor fizice.

Problemele fizice sunt tri-dimensionale și dependente de timp exprimate, fiind necesare un set mare de variabile. Sedimentul este neuniform și unele părți ale albiei pot fi neerodabile. În majoritatea cazurilor malurile canalelor sunt din materiale erodabile. Pe de altă parte datele măsurate și obținute în teren sunt limitate. Totuși sunt multe modele verificate în studiile de laborator. Calibrarea și verificarea modelelor matematice necesită un set amplu și complex de date din teren.

Bazat pe unele aplicații recente ale modelelor paturilor aluvionare mobile, în Olanda s-au făcut câteva afirmații decătre Vries, Klaassen și Struikma (1990):

- Modelele matematice sunt utilizate pentru problemele legate de topografia bi-dimensională a albiilor, unde modelele fizice la scară au fost aplicate în prealabil;
- Aspecte complexe ale granulometriei nu pot fi simulate în modelele matematice bi-dimensionale;
- Disponibilitatea datelor din teren este un aspect important în abordarea problemei. Lipsa datelor nu poate fi compensată de modele sofisticate și complexe.
- Modelele matematice pot fi utilizate pentru a extinde rezultatele obținute în laborator cu secțiunile complementare ale cursului de apă studiat.
- Modelele nu sunt mai mult decât niște instrumente în mâna inginerului ce are puterea decizională.

Evoluțiile viitoare ale calculatoarelor vor genera dezvoltarea unor modele matematice mult mai complexe. Aceste modele vor fi utilizate în loc de sau adițional modelelor la fizice la scară. Următoarele trei clase de modele sunt cele mai utilizate în studiul calculelor morfologice.

În văile naturale curgerea cursurilor de apă este neuniformă, nestaționară, turbulentă și lentă. Curgerea rapidă se produce în vecinătatea structurilor întâlnite și în cazul râurilor de munte.

Mișcarea în râuri este în general variabilă în timp și spațiu, este în esență tri-dimensională. Cunoștințele în amănunt despre structura curgerii tri-dimensionale sunt încă foarte limitate.



Pentru câteva aplicații în inginerie schimbările în timp pot fi considerate foarte încete, și astfel se poate considera situația curgerii staționare. Pe de altă parte, pentru multe probleme ingineresti sunt necesare doar anumite valori medii.

Astel, se consideră următoarele modele uni- și bi-dimensionale:

1. Modelul bi-dimensional vertical (2DV). Acest model se obține prin medierea în direcție laterală.
2. Modelul bi-dimensional orizontal (2DH). Acest model se obține prin media adâncimii râului într-un anumit punct. Toți parametrii se modifică în ambele direcții: lateral și longitudinal.
3. Modelul uni-dimensional (1D). Acest model se obține prin media asupra unei secțiuni transversale. Valorile depind de coordonatele longitudinale.

Datorită cunoștințelor limitate despre turbulență, toate metodele conțin parametri empirici. Astfel aceste modele trebuie verificate în fiecare situație practică.

\* În această lucrare sunt prezentate doar câteva aspecte de bază ale hidraulicii râurilor. Există numeroase cărți și lucrări în domeniu, precum: Ven Te Chow (1985), Cunge, Holly și Verwey (1990) ce acoperă acest subiect în amănunt.

### 4.2.4 Ecuații fundamentale

#### 4.2.4.1 Ecuațiile fundamentale ale curgerii în sistem uni-dimensional:

Curgerea apei se calculează prin rezolvarea ecuațiilor complexe De Saint Venant. Pentru curgerea uni-dimensională curgerea apei este definită de condițiile variabilelor sau a variabilelor dependente: debitul  $Q$ , și nivelul de apă  $h$  ca o funcție de variabilele independente  $t$  pentru timp și  $x$  pentru spațiu.

Presupuneri de bază sunt. (Cunge, 1980):

- Debitul este definit suficient de bine astfel încât vitezele dintr-o secțiune transversală sunt perpendiculare pe axa  $x$ .
- Nivelul de apă este constant de-a lungul secțiunilor transversale. Acest lucru presupune că nivelul de apă în toate punctele de-a lungul unei secțiuni transversale ar trebui să crească sau descrească sub același ordin de mărime.
- Panta nivelului de apă sau variația acesteia pe direcția  $x$  este constantă de-a lungul secțiunii transversale. Oricum, trebuie menționat că în cazul în care condițiile nu sunt satisfăcute se pot aplica factorii de corecție.
- Distribuția presiunilor în plan vertical este hidrostatică.
- Relațiile de rezistență pentru o curgere permanentă sunt aplicate și pentru curgerile nepermanente.
- Panta patului cursului de apă este moderat abruptă, astfel încât cosinusul înclinării se poate înlocui cu valoarea unitară.

Ecuțiile De Saint Venant exprimate în forma lor non-conservatoare pe unitatea de lățime a canalului:

**Ecuția de continuitate:**

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} = 0 \quad (4.1)$$

**Ecuția de moment:**

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + c_f \frac{u|u|}{h} = 0 \quad (4.2)$$

Unde:

$\zeta$  – nivelul de apă (față de nivelul de referință), definit ca:  $\zeta = h + z_b$  (m)

$h$  – adâncimea de apă locală (m)

$z_b$  – cota locală a talvegului (m)

$u$  – viteza de curgere (m/s)

$c_f$  – coeficientul de frecare (adimensional)

#### 4.2.4.2 Ecuțiile fundamentale ale curgerii în sistem bi-dimensional:

**Ecuția de continuitate bi-dimensională:**

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0 \quad (4.3)$$

**Ecuțiile de moment bi-dimensionale:**

1. Ecuția de moment pe direcția x:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + g \frac{u|V|}{c^2 h} + au|u| = 0 \quad (4.4)$$

2. Ecuția de moment pe direcția y:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + g \frac{v|V|}{c^2 h} + av|v| = 0 \quad (4.5)$$

Unde:

$\zeta$  – nivelul de apă (față de nivelul de referință), definit ca:  $\zeta = h + z_b$  (m)

$h$  – adâncimea de apă totală (m)

$z_b$  – cota locală a talvegului (m)

$u$  – viteza de curgere pe direcția x (m/s)

$v$  – viteza de curgere pe direcția y (m/s)

V – viteza:  $V = \sqrt{u^2 + v^2}$

C – Coeficientul Chezy ( $m^{1/2}/s$ )

d – adâncimea sub nivelul de referință (m)

$\alpha$  – coeficientul de frecare (1/m)

#### **4.2.4.3 Ecuțiile de bază ale curgerii în sistem tri-dimensional:**

Ecuțiile de bază tri-dimensionale descriu mișcarea apei după cum urmează:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(U^2) + \frac{\partial}{\partial y}(UV) + \frac{\partial}{\partial z}(UW) + g \frac{\partial z_w}{\partial x} = 0 \quad (4.6)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y}(V^2) + \frac{\partial}{\partial x}(UV) + \frac{\partial}{\partial z}(VW) + g \frac{\partial z_w}{\partial y} = 0 \quad (4.7)$$

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial z}(W^2) + \frac{\partial}{\partial x}(UW) + \frac{\partial}{\partial y}(VW) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} = -g \quad (4.8)$$

Ecuția de continuitate se poate scrie sub forma:

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (4.9)$$

## 4.3 Modelarea inundațiilor

### 4.3.1 Introducere

Peste tot în istorie, inundațiile au provocat oamenii de știință și inginerii să stăpânească acest fenomen, atât prin dezvoltarea descrierilor matematice și prin luarea unor măsuri de protecție împotriva inundațiilor. De-a lungul ultimelor decenii, aceste eforturi chiar au crescut.

În primul rând, datorită creșterii rapide a populației lumii și tendinței acesteia să se stabilească în zonele de coastă predispuse la inundații și în albiile majore ale râurilor. În plus, există o creștere a gradului de conștientizare cu privire la schimbările climatice, care par să aducă mai multe și mai multe precipitații în bazinele hidrologice.

Există, de asemenea, numeroase provocări intelectuale, precum evoluțiile științifice și tehnologice într-o gamă largă de domenii deschid multe modalități noi de a sprijini studiile legate de inundații. În special, progresele importante au fost făcute în viteza calculatorului și în tehnologiile noi de măsurare.

### 4.3.2 Cerințele modelului pentru simularea inundațiilor

Modelele de simulare a inundațiilor pot avea cerințe diferite, în funcție de obiectivul acestora. Criteriile de selecție a instrumentului adecvat se bazează adesea pe: timpul personalului ingineresc necesar pentru dezvoltarea modelului, timpul total de consultanță pentru livrarea produsului, viteza de calcul, timpul complet pentru o simulare, de precizia nivelului rezultatelor, de datele necesare, de robustețea numerică, și, eventual, de altele, în funcție de obiectivul modelului.

Aceste obiective pot fi legate de analiza riscului de inundație, de prognoza inundațiilor, de controlul inundațiilor, și se bazează pe o varietate de cauze, cum ar fi: furtunile, ruperea de diguri sau baraje, uragane, taifunuri sau fenomene atmosferice similare de presiune scăzute. O atenție recentă (Werner,2004) a fost coborâtă asupra efectelor devastatoare ale tsunami-urilor. Toate acestea domenii de aplicare a modelelor numerice au propriile cerințe, după cum se va discuta pe scurt în continuare.

În multe țări, companiile de asigurări folosesc hărțile de risc la inundații, uneori, bazate pe estimări relativ simple și rapide, obținute prin intermediul regulilor simple în GIS. În aceste cazuri, se presupune că valoarea bunurilor asigurate nu justifică legile mult mai complexe, de definire a fluxului detaliat de apă.

În cazul în care interesul economic este mai mare, o primă îmbunătățire se calculează prin aplicarea modelelor de simulare a curgerii permanente 1D (uni-dimensionale) cu post-prelucrare GIS pentru a dezvolta topografia bazată pe liniile de contur a frecvenței inundațiilor.

Cu toate acestea, acum există o tendință de a baza analizele de risc de inundații pe modelele combinate detaliate 1D și 2D ale curgerii nepermanente pentru zonele de valoare considerabilă și infrastructuri complexe, predispuse viiturilor. Guvernele federale și locale au devenit, de asemenea, mai conștiente de potențialul folosirii unor astfel de modele pentru efectuarea planului de evacuare.

În Olanda, de exemplu, mai mult de 60% din țară este supusă riscului de inundații, și pentru cele mai multe dintre aceste zone au fost dezvoltate modele hidrodinamice integrate 1D și 2D pentru a studia efectele potențiale ale ruperilor de dig, precum și de a oferi linii de îndrumare pentru autorități în crearea de planuri de evacuare. Pe lângă producerea de adâncimi de inundații, aceste modele trebuie să fie capabile să furnizeze estimări exacte ale celerității propagării undelor de viitură peste paturi uscate.

Prognoza inundațiilor stabilește cerințe destul de diferite. Viteza de producere a unei prognoze este unul dintre criteriile cele mai importante, în special în zonele în care apar viituri. Din acest motiv, modelele numerice din spatele unui sistem de prognozare a viiturilor într-un bazin hidrografic sunt de obicei modele 1D hidrodinamice, înlocuind treptat tehnicile hidrologice simple de propagare a viiturii.

Există o tendință de a include parțial modelele hidrodinamice 2D, ce e deja o practică comună în sistemele de prognozare a inundațiilor pentru zonele de coastă și mări. Modelele numerice de prognozare a inundațiilor sunt de obicei integrate într-o platformă de prognoză a viiturilor, cum ar fi sistemul Delft FEWS (Werner., 2004), care a fost recent instalat în Marea Britanie pentru a oferi prognozele de inundații pentru aproape toate bazinele hidrologice din țară.

Criteriile importante pentru modelele numerice ce sprijină controlul inundațiilor sunt: precizia, flexibilitatea opțiunilor de schematizare, robustețea numerică și timpul de consultanță pentru dezvoltarea și utilizarea modelului. În prezent, nivelul de dezvoltare pentru controlul inundațiilor este dat de utilizarea modelelor combinate 1D și 2D (Hesselink, 2003).

Utilizarea anterioară a celulelor de inundație a fost înlocuită prin descrieri complete 2D ale curgerilor, în timp ce curgerile sub-rețelelor canalelor sunt mai bine descrise în sistem uni-dimensional 1D. Modelele de control a inundațiilor ar trebui să se bazeze pe descrierile fizice și schematizări de încredere, deoarece o parte din utilizarea lor o reprezintă extrapolarea modelelor de calibrare în situații extreme, ce nu au mai avut loc.

Unul dintre motivele de construire a modelelor de control a inundațiilor este studiul de impact în aval, în special a efectelor transfrontaliere. Efectele în aval ale controlului inundațiilor sunt modificările cauzate celerității undelor de viitură și vârfului atenuării undelor de viitură.

Valorile mai mari ale celerităților se obțin datorită adâncirii cursului de apă și a construcțiilor de îndiguire. Construirea zonelor de retenție a inundațiilor are efecte opuse și poate fi utilizată pentru a compensa efectele negative. Criteriile de selectare a modelului necesită apoi, studierea în detaliu a impactului potențial economic, de mediu și social.

Analiza inundațiilor cauzate de ruperile de baraje sau de diguri necesită metode numerice extreme de puternice, în special pentru descrierea inundațiilor din zonele uscate și propagarea corectă a frontului undei. În plus, precizia modelului, în parte bazată pe capacitatea de a descrie ecuațiile complet hidrodinamice, este importantă, precum se va discuta în secțiunea cu privire la software-ul și validarea modelului. Așa cum simulările de ruperi de baraje sau diguri sunt aproape întotdeauna făcute pentru prognozarea efectelor lor potențiale, datele necesare pentru calibrarea modelului sunt rareori disponibile.

Calitatea modelului depinde în întregime de capacitățile sale descriptive ale sistemului fizic din punct de vedere al topografiei și a datelor rugozitate, de reprezentativitatea ecuațiilor și a metodelor numerice aplicate. Cu toate acestea, trebuie să fie păstrat în vedere faptul că precizia generală a modelului rezultă totodată din calitatea descrierii mecanismului de cădere a unui baraj și a ipotezelor făcute în acest caz.

Inundațiile generate de trecerea zonelor de presiuni atmosferice scăzute, cum ar fi uraganele, taifunurile și geologic induse tsunami-urile, necesită modelarea bi-dimensională 2D a curgerii în zonele de coastă, a mărilor și oceanelor și poate stabili cerințe, cum ar fi descrierea forțelor Coriolis, utilizarea coordonatelor sferice și a rețelelor curbilinii, precizarea deplasării câmpurilor de presiune atmosferică, modurile speciale de manipulare a datelor inițiale etc. O posibilă utilizare integrată a modelelor 1D, 2D și 3D poate să ofere avantaje în acest caz.

#### **4.3.3 Rolul noilor tehnologii de colectare a datelor**

Modele au nevoie de date de bună calitate, dacă se dorește să se obțină rezultate de încredere ca urmare a utilizării lor. În plus față de dezvoltarea metodelor numerice, noile tehnologii pentru colectarea datelor au condus recent la schimbări întregi în selectarea tipului de model numeric.

În special, dezvoltarea GPS și a tehnologiei DGPS au condus la metode mult mai ieftine de colectare a datelor batimetrice și topografice (Moglen și Maidment). La rândul său, aceasta a dus la înlocuirea treptată a hidrografului bazat pe modelele hidrologice, de către batimetrie și topografia bazate pe hidrodinamică sau modelele hidraulice. În mod similar, colectarea datelor digitale detaliate din teren în zonele inundabile fluviale și de coastă a condus la înlocuirea modelelor uni-dimensionale 1D de către modelele bi-dimensionale 2D.

Se ia în considerare, pentru început, impactul tehnologiei LIDAR. Utilizarea acestei tehnologii laser, de scanare a suprafeței pământului cu fascicule laser de la avioane sau elicoptere, a oferit motivul generării modelelor digitale ale elevației de înaltă precizie, la un cost relativ scăzut. Spre exemplu, întreaga suprafață a Olandei a fost recartată în ultimii ani, cu o precizie de aproximativ 10 cm pe verticală, cu o densitate de 1 punct pentru fiecare 16m<sup>2</sup>. Costul total al acestui proiect a fost de aproximativ 10 milioane de euro, sau aproximativ 250 de euro/km<sup>2</sup> (Verwey, 2001). Aceste noi informații topografice au fost esențiale pentru analizele de risc la inundații și pentru studiile de planificare în caz de evacuare menționate mai anterior.

De asemenea, datele batimetrice ale râurilor sunt obținute la un cost relativ scăzut, de către nave echipate cu sonde de ecou cu multifascine. De asemenea, aici, poziția navei este înregistrată prin intermediul DPGS, în timp ce sunetul semnalelor spațiale înregistrează adâncimile de fund raportate la poziția bărcii, cu o precizie de aproximativ 10cm pe verticală. La o viteză normală a bărcii de 4m/s și cu o lățime de lovire cu ordinul de mărime ca cel al adâncimii râului, batimetria râurilor de capacitate mare poate fi obținută în câteva zile. Experimentele sunt făcute, de asemenea, cu fascicule laser pe o plajă conform standardelor, deoarece acestea sunt în măsură să treacă prin apă curată și să permită aplicarea tehnologiei LIDAR, de asemenea, și pentru batimetria râurilor. În mod similar alte tehnologii avansează rapid, permițând colectarea unei cantități mari de date la costuri relativ scăzute.

Merita amintită tehnologia ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler), tehnologia pentru măsurătorile de descărcare de gestiune a mareelor și precizia crescută de distribuții spațiale măsurători precipitare cu radar.

#### 4.3.4 Natura propagării undei de viitură

Setul de ecuații (4.10) și (4.11) formează așa numita aproximare a undei cinematice pentru propagarea undei de viitură, în cazul în care panta  $I$  este considerată drept panta albiei.

$$\frac{\partial A_s}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_1 \quad (4.10)$$

$$\frac{1}{gA} \left\{ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) \right\} + \frac{\partial h_r}{\partial x} + \underbrace{I_0 r + \frac{Q|Q|}{K^2}}_{\text{unda cinematică}} = 0 \quad (4.11)$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_{\text{unda difuzivă}}$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_{\text{unda dinamică}}$$

Unde:  $A_s$  este aria secțiunii transversale reprezentative (m<sup>2</sup>);  $t$  este timpul (s);  $Q$  este debitul (m<sup>3</sup>/s);  $x$  este poziția de-alungul axei canalului (m);  $q_1$  este debitul lateral pe unitatea de lungime a canalului (m<sup>2</sup>/s);  $A$  este aria de curgere a secțiunii transversale convergente (m<sup>2</sup>);  $K$  este convergența canalului (m<sup>3</sup>/s).

După înlocuirea ecuației (4.11) în ecuația (4.10) și a neglijând fluxul lateral, se obține următoarea simplificare sub forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.12)$$

Cu celeritatea undei de viitură  $c$  (m/s) ce are expresia:

$$c = \frac{1}{b_s} \frac{\partial Q}{\partial h} \quad (4.13)$$

Este important să se conștientizeze faptul că, așa cum o presupunere esențială în derivarea acestei forme a undei cinematice, panta albiei canalului a fost utilizată în relația de transport. Ecuația (4.12) are forma unei ecuații de advecție care exprimă faptul că unda de viitură se propagă cu o celeritate  $c$ , care este invers proporțională cu lățimea disponibilă de stocare a canalului  $b_s$  (m) și o funcție liniară a derivatei curbei de debit local.

Celeritatea caracteristică a acestei unde cinematice este mai mică decât celeritatea undei dinamice caracteristice în aceeași direcție. Abbott (1979) a precizat, că acesta este mecanismul care duce învârtirea undelor la frontul undelor de viitură, limitând viteza lor de propagare (a se vedea, de asemenea, Stoker, 1957).

Ecuația diferențială parțială de gradul întâi (4.10) exprimă și faptul că de-a lungul celerității caracteristice  $c$ , debitul rămâne constant, și la fel rămâne și vârful undei de viitură. Cu alte cuvinte: nu există nici un efect inhibitor exercitat de vârful undei de viitură. Deși acest lucru este aproximativ adevărat pentru râurile cu pante abrupte, întinderi cu pante mai ușoare au nevoie de o simplificare mai mică a ecuațiilor De Saint Venant.

Chaudhry (1993) a obținut așa numita aproximare difuzivă a undei, prin definirea pantei  $I$  din ecuația (4.11) ca panta nivelului de apă  $\partial\zeta/\partial z$ , și substituind termenii în ecuația (4.10).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (4.14)$$

Cu un coeficient al undei difuzive de viitură,  $D$  (m<sup>2</sup>/s), definit:

$$D = \frac{K}{2b_s\sqrt{I}} \quad (4.15)$$

Incluzând termenul lateral de curgere, aproximarea undei difuzive devine:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + cq \quad (4.16).$$



#### 4.3.5 Legătura cu modelele hidrologice de atenuare a inundațiilor

În prezent, ecuațiile (4.12) și (4.14) sunt rar folosite într-o formă mai discretizată. Ele rămân însă utile, deoarece oferă o perspectivă asupra propagării undei de viitură. În plus, ele interconectează tehnici de dirijare a inundațiilor, atât hidrologice, cât și hidraulice.

Prin aplicarea unei expansiuni a seriei Taylor la ecuația Muskingum, Cunge (1969) a demonstrat că binecunoscuta tehnică de dirijare hidrologică a inundațiilor Muskingum emulează o soluție a difuziunii advecției (ecuația 4.14). Această perspectivă propune linii directe pentru alegerea adecvată a parametrilor Muskingum, pe baza expresiilor pentru  $c$  și  $D$  (ecuațiile 4.13, respectiv 4.15).

Metoda numerică Muskingum aparține clasei hidrologice de dirijare tehnică. Aceste metode se bazează pe ideea că toate caracteristicile propagării undelor de viitură derivă mai degrabă din măsurătorile efectuate de hidrografe de-a lungul cursului de apă, decât din informațiile topografice detaliate, așa cum s-a discutat în raportul WMO asupra modelelor de prognoză a inundațiilor, de Serban (2005).

Conform acestor metode, propagarea undelor de viitură și a comportamentului de difuzie pot fi reprezentate de un număr limitat de parametri, care pot fi calibrați de la hidrografele aflate sub observație. De obicei sunt luați în calcul doi parametri, așa cum se face și în cazul metodei Muskingum. Limitele unei astfel de ipoteze sunt clar demonstrate prin analiza coeficienților de viteză și difuzie în ecuațiile (4.13) și (4.15).

Deși metodele actuale de dirijare a inundațiilor sunt mult mai precise, există în continuare situații în care utilizarea tehnicilor de dirijare hidrologică a inundațiilor sunt încă justificate. În multe bazine hidrografice, mai ales în cazul afluenților, informațiile detaliate despre basimetria râului și topografie nu sunt întotdeauna justificate din punct de vedere economic, în ciuda apariției unor tehnologii noi și relativ ieftine.

O alternativă la metodele de prognoză hidrologică este furnizat recent de dezvoltatele concepte neuronale artificiale (RNA) (Minns & Hall). Această tehnologie se bazează tot pe hidrografe pentru a obține informațiile, deși, în practică, ANN sunt utilizate mai ales pentru dezvoltarea raportului dintre cantitatea de precipitații căzută și capacitatea bazinului de recepție.

Atât tehnicile de dirijare hidrologică, cât și ANN oferă o fiabilitate redusă, în cazul unor evenimente care au loc în afara celor utilizate pentru calibrare. Cu toate acestea, acesta este exact lucrul care îi interesează pe cei care au de-a face cu situații extreme, care apar rar și pentru care măsurătorile sunt și mai puțin disponibile. Deci, chiar dacă RNA și alte tehnici de modelare se pot dovedi destul de valoroase, de exemplu în determinarea relației ploaie/revărsare (Solomatine), descrierile de natură fizică, furnizate prin tehnici hidraulice de dirijare și bazate pe utilizarea integrală a ecuațiilor (4.10), oferă posibilități mai bune de extrapolare decât modelele bazate pe metodele de dirijare hidrologică sau ANN. Din acest motiv, ne vom concentra în continuare pe tehnicile hidraulice de modelare. Totuși, ecuațiile simplificate, de tipul ecuației 4.16, rămân în continuare utile, deoarece oferă o bună perspectivă asupra modului în care se propagă fizic inundația, în special în ceea ce privește vârful inundației și atenuarea deversărilor.

### 4.3.6 Modelarea bi-dimensională

În modelarea inundațiilor, cursurile de apă o iau, de multe ori, pe rute scurtate în zonele inundabile, caz în care descrierea 1D poate fi destul de inexactă. Acesta este mai ales cazul ruperilor sau cedărilor de baraje, diguri sau terasamente, când apa poate părăsi albia majoră și inunda terenurile naturale. Din acest motiv, vor fi introduse ecuațiile bidimensionale (2D) pentru apele de mică adâncime.

Urmărind același principiu ca și în cazul curgerii 1D, ecuațiile au forma:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0 \quad (4.17)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial(h+z_b)}{\partial x} + c_f \frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{h} = 0 \quad (4.18)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial(h+z_b)}{\partial y} + c_f \frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{h} = 0 \dots\dots\dots(4.19)$$

unde s-a introdus  $y$ , axele ortogonale față de axele  $x$ , cu viteza de curgere  $v$  (m/s) pe direcția  $y$ . Coeficientul de frecare  $c_f$  adimensional, are în fiecare ecuație de moment o componentă a efortului de forfecare. Presupunerile inițiale sunt similare cu cele ale ecuațiilor 1D, atâta timp cât sunt aplicabile pentru următoarea formă de schematizare (Fig.4-1).

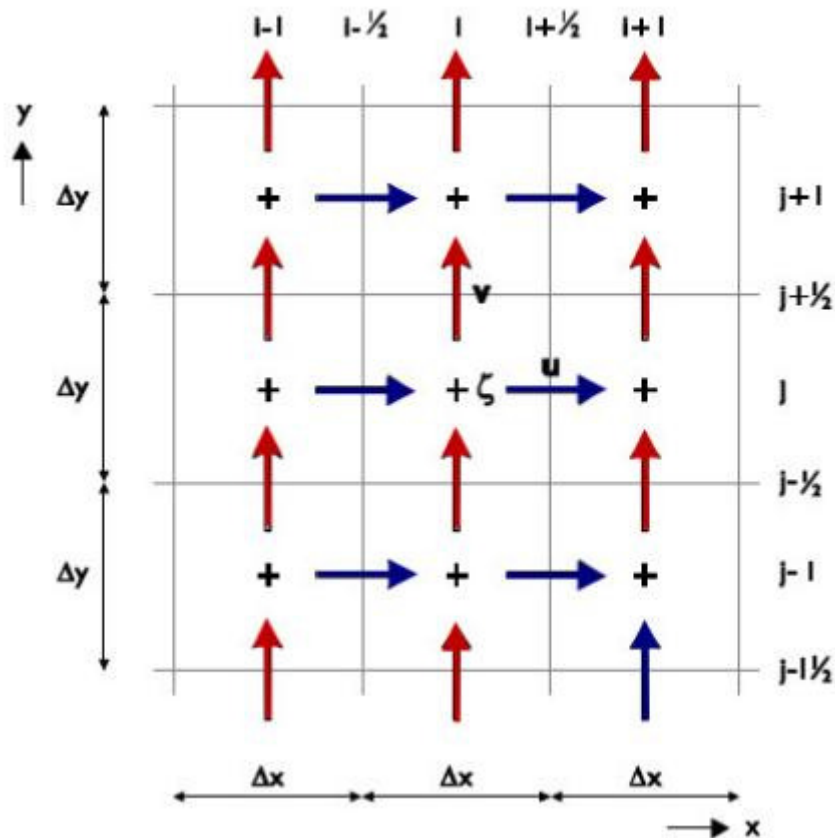


Fig. 4-1 Rețea în tablă de șah pentru simularea curgerii 2D

### **4.3.7 Modelare integrată 1D/2D**

În modelele de simulare a inundațiilor există numeroase exemple în care cursurile de apă sunt cel mai bine descrise de combinații ale unor scheme 1D și 2D. O situația clară în acest sens este inundarea zonelor de deltă, caracterizate, de cele mai multe ori, printr-o topografie plată, cu rețele de grinduri naturale, diguri polder, canale de drenaj, șosele și căi ferate, precum și variate structuri hidraulice. Inundația pe teren este cel mai bine descrisă de ecuațiile 2D, în timp ce canalul și rolul efectiv al structurilor hidraulice sunt descrise satisfăcător în 1D.

Inundațiile de pe zonele mai înalte, cum ar fi șoselele sau terasamentele, pot fi modelate rezonabil în sistem 2D, prin creșterea nivelului de jos al celulelor de calcul la nivelul terasamentelor. Totuși, pentru o mai mare acuratețe a descrierii numerice, trebuie aplicate formule adaptate, cum ar fi conservarea energiei amonte de locul de deversare peste cota coronamentului terasamentelor.

Un alt exemplu este propagarea inundațiilor pe un râu meandrat. În modelele pe scară largă, cursul de apă dintre maluri este descris satisfăcător de ecuațiile Saint Venant rezolvate 1D cu grile de câteva ori mai mari decât lățimea canalului. Un rezultat similar în sistem 2D ar necesita un număr sporit de celule ale grilei, la dimensiuni de doar o fracțiune din lățimea canalului. Din acest motiv, schematizări hibrid de tip 1D/2D sunt folosite în multe cazuri. Există două abordări: una cu interfețe definite între 1D și 2D în planuri verticale și una cu interfețe schematizate aproape în plan orizontal.

Asocierea planurilor verticale oferă o separare completă în spațiul orizontal al modelelor 1D și 2D. În 1D, cursul este modelat prin ecuații Saint Venant aplicate la adâncimea totală a apei. Direcția cursului în 1D se presupune că urmează axa canalului and în the model it carries its momentum în this direction, also above bank level. Fără dispoziții speciale, nu există niciun transfer între domeniile 1D și 2D.

Momentul și volumul intrând sau ieșind din domeniul 2D în aceste interfețe, sunt generate de compatibilitatea condițiilor aplicate. Ca rezultat, cuplarea nu poate fi conservarea momentului. Depinzând de soluțiile numerice aplicate, legătura poate face fie prin compatibilitatea nivelului de apă fie prin debit. Trebuie acordată multă atenție în aplicarea acestei forme de schematizare în cazul în care fenomenele de calitate a apei trebuie incluse în acest model.

Într-un model cuplat într-un plan aproape orizontal, celulele rețelei de discretizare 2D sunt plasate de-asupra domeniului 1D, după cum este prezentat în Fig.4.2. În această schematizare, ecuațiile De Saint Venant sunt aplicate doar până la nivelul coronamentului. De-asupra acestui nivel, descrierea curgerii este preluată de celulele 2D. Pentru canalele cu lățimi relativ mici comparate cu dimensiunea celulelor 2D, erorile rezultate de neglijarea efectului transferului de moment la nivelul interfeței, sunt minore. Pentru canale largi este recomandată modificarea adâncimii fiecărei celule 2D, folosite în ecuația momentului prin adăugarea unui strat definit de raza hidraulică locală pentru partea 1D a secțiunii transversale ce sublinează o celulă 2D. Se pot face

ajustări ulterioare, incluzând termenii ce descriu transferul de moment dintre domeniile 1D și 2D.

Soluțiile numerice se obțin prin discretizarea separată a domeniilor 1D și 2D. Presupunând că pentru ambele domenii se aplică schemele numerice implicite, condițiile de compatibilitate ale interfaței se pot modela fie printr-o legătură explicită fie printr-una implicită.

Aplicând legăturile explicite, se obțin mai întâi soluțiile domeniului 1D, iar apoi cele ale domeniului 2D. Totodată sunt calculate și diferențele de debit și adăugate ca debite laterale în următorul pas de timp. Legăturile implicite se bazează pe compatibilitatea nivelelor de apă. Aceste ecuații sunt adăugate apoi pentru completarea setului de ecuații generat separat pentru domeniile 1D și 2D. Există mai multe abordări pentru rezolvarea setului complet de ecuații.

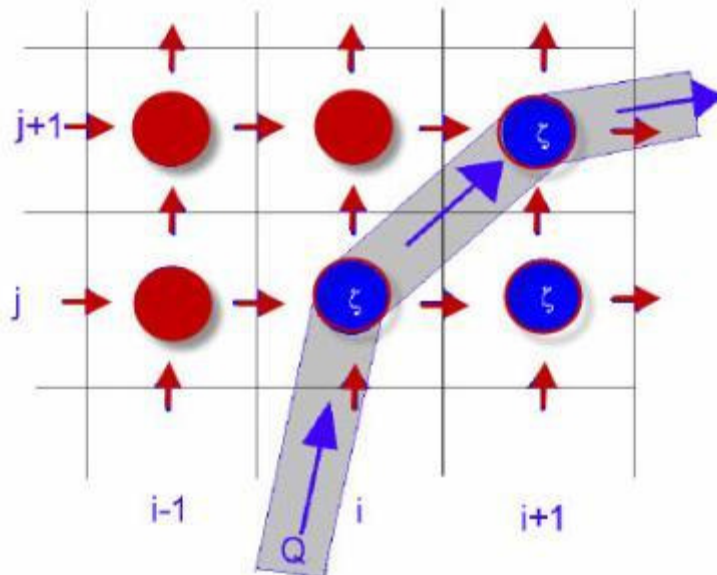


Fig. 4-2 Cuplarea domeniilor 1D și 2D în SOBEK

---

## 5 MODELAREA HIDRODINAMICĂ ÎN SISTEM UNI-DIMENSIONAL (1D). STUDIU DE CAZ

*„Cu fiecare picătură de ploaie adunată în fiecare zi, râurile se vor umple până la înundare”*

Proverb din Libia

### 5.1 Ecuațiile și algoritmi soluțiilor de calcul

Modelele uni-dimensionale (1D) sunt cele mai utilizate în modelarea cursurilor de apă. Modelele hidraulice de calcul sunt construite pe baza legilor de conservare (conservarea masei, conservarea energiei, conservarea momentului). În funcție de caracteristicile curgerii, modelele utilizează diferite ecuații.

Ecuațiile folosite pentru descrierea curgerii orizontale în sistem 1D sunt ecuațiile curgerii uniforme și cele ale curgerii uniform gradual variate. Aceste ecuații se bazează pe următoarele ipoteze:

- curgerea este uni-dimensională, viteza este uniformă de-a lungul secțiunii transversale;
- nu există accelerații verticale și distribuții ale presiunilor hidrostatice;
- nivelul de apă este orizontal în orice secțiune transversală;
- panta fundului canalului este mică;
- turbulențele și condițiile de margine de frecare pot fi înlocuite cu o forță de rezistență, prin utilizarea expresiilor curgerii uniforme.

#### 5.1.1 Curgerea uniformă

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - Fr^2} \quad (5.1)$$

$$Fr^2 = \frac{\alpha Q^2 T}{gA^2} \quad (5.2)$$

$$K = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \quad (5.3)$$

Unde:

- ***h***- adâncimea de apă (m);
- ***x***- distanța măsurată în lungul cursului de apă (m);
- ***S<sub>o</sub>***- panta fundului canalului;
- ***S<sub>f</sub>***- panta de frecare;
- ***Q***- debitul (m<sup>3</sup>/s);
- ***K***- capacitatea de transport (m<sup>3</sup>/s);
- ***Fr***- numărul lui Froude;
- ***A***- suprafața udată (m<sup>2</sup>);
- ***R***- raza hidraulică (m);
- ***n***- coeficientul de rugozitate (s/m<sup>1/3</sup>);
- ***g***- accelerația gravitațională (m/s<sup>2</sup>);

Ecuțiile pentru curgerea uniform gradual variată sunt ecuațiile de ordin diferențial. Singura variabilă de care depend este adâncimea apei (*h*), ce variază de-a lungul canalului. Metoda de calcul utilizată în rezolvarea acestui tip de ecuații este metoda lui Euler îmbunătățită, metodă ce necesită un punct pentru condițiile de margine (adâncimea de apă în punctual de control al finalului canalului) și discretizarea domeniului.

Domeniul este descris de secțiunile transversale ale cursului de apă. Din cauza cerințelor de stabilitate a metodei alse pentru determinarea soluției, este necesar în general să se facă interpolări între secțiunile transversale cunoscute, pentru determinarea unora adiționale pentru a asigura numărul de pași limitați ( $\Delta x$ ).

Nu în toate modelele hidraulice de calcul se presupun condițiile curgerii uniforme. În cazul modelării inundațiilor există discuții că în cazul în care se utilizează debitul maxim se pot considera condițiile curgerii uniforme, dar astfel se exclude orice tip de atenuare, respective nici un fel de considerent legat de măsurile de apărare împotriva inundațiilor ce au ca scop atenuarea viiturilor.

Un alt dezavantaj al acestui tip de modele, îl reprezintă sensibilitatea lor la condițiile de margine. Dacă sectorul considerat este aproape de una din limite, pentru același debit se pot obține diferite adâncimi de apă, în funcție de adâncimea în punctul de limită. Pe de altă parte, în zonele îndepărtate de limite, adâncimea de curgere tinde spre adâncimea uniformă de apă.

### 5.1.2 Curgerea neuniformă

Ecuțiile Saint Venant descriu curgerea neuniformă aproape orizontală în sistem uni-dimensional. Aceste ecuații sunt: ecuația de conservare a masei pentru fluidele incompresibile (ecuația de continuitate) și ecuația de conservare a momentului.

Ecuția de continuitate:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b_s \frac{\partial h}{\partial t} = q_L \quad (5.4)$$

Ecuția de conservare a momentului:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} - gAS_o + gA \frac{Q|Q|}{K^2} = 0 \quad (5.5)$$

Unde:

- $h$ - adâncimea de apă (m);
- $x$ - distanța măsurată în lungul cursului de apă (m);
- $t$ - timpul (s);
- $b_s$ - lățimea la suprafață;
- $q_L$ - debitul de intrare lateral;
- $\beta$  - coeficientul Bousinesque;
- $S_o$  - panta fundului canalului;
- $S_f$ - panta de frecare;
- $Q$  - debitul (m<sup>3</sup>/s);
- $K$ - capacitatea de transport (m<sup>3</sup>/s);
- $Fr$ - numărul lui Froude;
- $A$ - aria secțiunii transversale (m<sup>2</sup>);
- $R$ - raza hidraulică (m);
- $n$ - coeficientul de rugozitate (s/m<sup>1/3</sup>);
- $g$ - accelerația gravitațională (m/s<sup>2</sup>);

Aceste două ecuații sunt ecuații parțial diferențiale ale tipului parabolic. Ele au două variabile independente ( $x$  și  $t$ ) distanța de-a lungul canalului și timpul, și două variabile dependente debitul ( $Q$ ) și adâncimea de apă ( $h$ ).

### 5.1.3 Modelarea uni-dimensională a unui curs de apă

Presupunând că în canalul principal al uni curs de apă, curgerea urmărește doar variația elevației talvegului, aceasta se poate descrie pe baza ecuațiilor uni-dimensionale Saint Venant, respectiv pe baza simplificărilor acestora. Ecuațiile complexe ale momentului, Saint Venant, conțin forțele de gravitație, inerție și presiune.

Metodele conforme teoriei aproximării undei difuzabile neglijează forțele de inerție și sunt în mod particular adecvate modelelor mari, deoarece sunt foarte rezistente (Singh, 2004). În același timp modelele de propagare a undelor pot încă reprezenta efectele de remuu ale curgerii. Ecuația de continuitate pentru discretizarea uni-dimensională a râului prin secțiuni transversale, se găsește sub forma:

$$\frac{\partial a}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = q_r - q_s \quad (5.6)$$

unde  $a$  (m<sup>2</sup>) descrie suprafața de curgere a unei secțiuni transversale,  $q$  (m<sup>3</sup>/s) debitul în direcția principală de curgere,  $q_r$  (m<sup>2</sup>/s) provizii laterale,  $q_s$  (m<sup>2</sup>/s) pierderi laterale,  $x$  (m) direcția principală de curgere, și  $t$  (s) timpul.

Ecuțiile de moment corespunzătoare teoriei aproximării propagării undei se definește:

$$S_f = -\frac{\partial h}{\partial x} \quad (5.7)$$

unde  $S_f$  este gradientul de energie și  $h$  (m) este înălțimea nivelului de apă .

Gradientul energiei se poate explica și prin intermediul ecuațiilor Manning-Strikler. Atingerea soluției implicite se face cu ajutorul unei scheme de discretizare în 4 puncte (Akan și Yen, 1977).

### 5.1.4 Soluțiile algoritmice pentru un canal (curs de apă)

Acest tip de ecuații se poate rezolva prin diferite metode numerice.

#### 5.1.4.1 Scheme numerice și discretizarea rețelelor

În modelele bazate pe metoda diferențelor finite, cele două variabile dependente ( $Q$  și  $h$ ) se determină în punctele de discretizare. Datorită existenței celor două variabile independente, rețeaua de discretizare este bi-dimensională, cu o dimensiune de-alungul canalului și cea de-a doua în timp. Soluția de-alungulul domeniului se obține în pași de timp, un pas de timp precedând altui pas de timp.

În figura Fig.5-1. sunt prezentate cele două tipuri de grile: grila simplă și grila în tablă de șah.

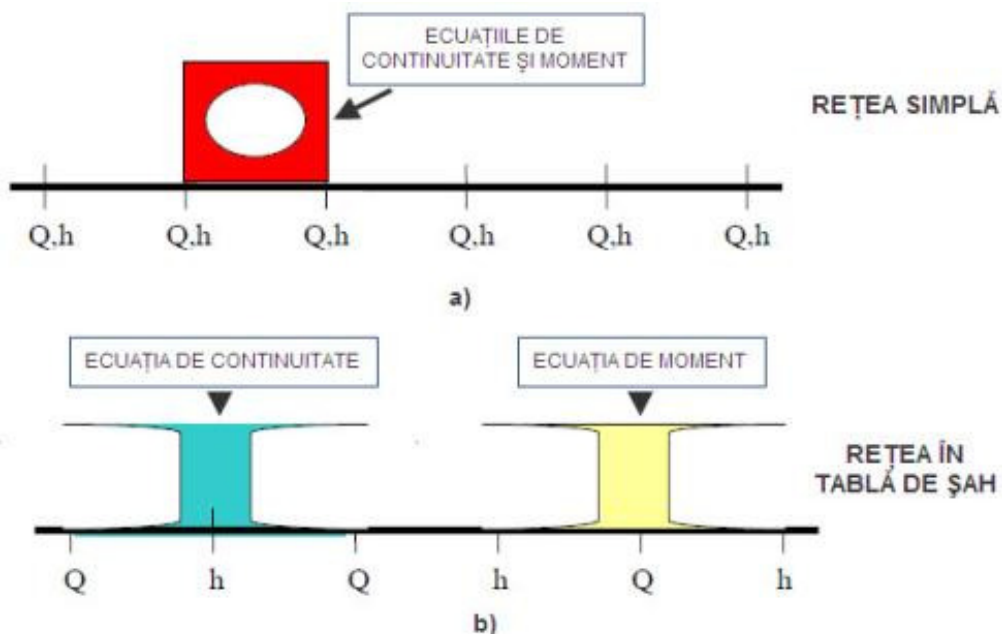


Fig. 5-1 Tipuri de rețele de discretizare: a) Rețea simplă; b) Rețea în tablă de șah



Există diferite scheme numerice ale diferențelor finite ce pot fi folosite drept soluții pentru ecuațiile Saint Venant. Ele pot fi împărțite în două categorii, în funcție de tipul de rețea de discretizare utilizată. Un tip de rețea de discretizare este rețeaua simplă, în care ambele variabile dependente sunt în același punct; iar al doilea tip de rețea este rețeaua în tablă de șah, aceea în care punctele variabilelor  $Q$  și  $h$  alternează.

În modelele ce utilizează rețelele simple, toate punctele de discretizare vor avea rezultate pentru ambele variabile dependente,  $Q$  și  $h$ . În celelalte modele, ce utilizează rețelele în tablă de șah, punctele de curgere ( $Q$ ) vor fi intercalate între punctele de adâncime a apei ( $h$ ).

Schemele numerice sunt seturi de aproximări ale diferențelor finite (de exemplu:  $\frac{\partial h}{\partial t} \rightarrow \frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{h_j^{n+1}}{\Delta t}$ ), utilizate pentru a înlocui derivatele parțiale în ecuațiile de control. Atunci când metodele numerice sunt aplicate asupra câtorva puncte de discretizare, se obține o ecuație algebrică, ce este o aproximare locală a ecuațiilor diferențiale parțiale. În timp ce ecuațiile diferențiale parțiale controlează întregul domeniu, aceste ecuații algebrice controlează doar local câteva puncte de discretizare.

Prin aplicarea repetitivă a schemelor numerice asupra întregului domeniu, se obține un set de ecuații algebrice ce aproximează ecuațiile diferențiale parțiale ale întregului domeniu.

În cazul *schemelor explicite*, fiecare din aceste ecuații conține doar o variabilă necunoscută, ce poate fi evaluată explicit.

În cazul *schemelor absolute*, fiecare din ecuații presupune câteva variabile necunoscute, astfel încât toate ecuațiile se vor rezolva simultan (prin inversarea sistemului matricial).

Schemele numerice ce utilizează rețelele simple utilizează un pas de calcul (4 variabile dependente) pentru a aproxima ecuațiile de continuitate și moment. Ambele ecuații se aplică aceluiași set de puncte, pentru a se obține două ecuații algebrice ce conțin aceleași variabile necunoscute.

Schemele numerice ce utilizează rețelele în tablă de șah, aproximează ecuațiile de moment de-a lungul a doi pași de calcul, incluzând trei variabile necunoscute (variabila  $Q$  fiind la mijloc). Acestea aproximează, totodată, ecuația de continuitate de-a lungul a doi pași de calcul, conținând trei variabile necunoscute, variabila  $h$  fiind cea de mijloc, în acest caz. În felul acesta, niciuna dintre cele două ecuații nu conțin aceleași variabile.

Astfel, schemele aplicate asupra rețelelor în tablă de șah, au ca și rezultat sisteme de ecuații simultane caracterizate de matrice tri-diagonale.

În timp ce schemele aplicate asupra rețelelor simple au ca și rezultat sistemele matriciale penta-diagonale. Indiferent de metoda aleasă, timpul și efortul de calcul pentru inversarea acestor matrici este același.

În Tabelul.5-1 sunt prezentate exemple de scheme numerice și programe ce utilizează aceste tipuri de rețele.

**Tabelul. 5-1: Tipuri de rețea corespondente unor scheme numerice și programe**

TIPUL DE REȚEA	SCHEMA NUMERICĂ	PROGRAME SOFTWARE
Rețea simplă	Schema Prissmann, Schema ‚Box‘	ISIS, HEC-RAS, CARIMA
Rețea în tablă de șah	Schema Abbot-Ionescu, Schema Delft Hydraulics	MIKE 11, SOBEK, NOAH1D

#### 5.1.4.2 Condițiile inițiale și de margine

Pentru a putea începe calculul este necesar să se cunoască valorile variabilelor dependente  $Q$  și  $h$  la începutul perioadei de simulare. Valorile variabilelor dependente la timpul  $t = 0$  sunt numite *condiții inițiale*. Acestea sunt necesare, dar influența lor asupra rezultatelor este resimțită doar pentru o perioadă scurtă de timp. Mărimea acestei perioade de timp este determinată în funcție de mărimea domeniului, de adâncimea de apă și viteza de curgere.

Condițiile inițiale corecte sunt dificil de estimat, astfel e bine ca perioada de influență a acestora să fie scurtă. În această situație, dacă calculul începe mai devreme față de perioada din care avem nevoie de rezultate, perioada ce este influențată de aceste condiții se poate neglija.

După perioada inițială, rezultatele sunt îndeosebi influențate de *condițiile de margine*. Condițiile de margine reprezintă influența sistemului ce nu este modelat asupra sistemului modelat. Condițiile de margine sunt fie variabilele dependente (debitul  $Q$  sau adâncimea de apă  $h$ ) exprimate ca și funcții de timp, fie relațiile dintre ele  $Q(h)$ .

#### 5.1.4.3 Eficiența

Majoritatea pachetelor comerciale de software utilizează scheme absolute, care sunt mult mai robuste decât schemele explicite. Aceste scheme necesită mai mult efort de calcul pentru fiecare pas de timp, dar deobicei acest lucru este compensat de posibilitatea de a utiliza un număr mai mare de pași de timp.

Nu există deosebiri majore între schemele menționate mai sus (Tabelul.5-1), din punct de vedere al preciziei sau eficienței. În orice caz, schema Delft Hydraulics (utilizată de SOBEK) este capabilă să lucreze cu curgeri supercritice, albiu uscate și alte cazuri care în general nu sunt asociate cu schemele diferențelor finite, dar acestea îi scad din eficiență.

Diferența între soluțiile algoritmilor apare în special din modul de prelucrare a termenilor neliniari din ecuațiile de moment. Dacă nu este efectuată nici o linearizare, pentru calculul în fiecare pas de timp, matricea sistemului de ecuații este neliniară și inversiunea ei necesită un efort și timp de calcul mare.

Pe de altă parte, dacă termenii neliniari sunt linearizați, atunci sistemul de ecuații este liniar și necesită mai puțin efort pentru a fi rezolvat. În acest caz, diferențele între soluțiile algoritmilor sunt datorate de metodele de calcul, directe sau iterative.

### 5.1.4.4 Erorile

Erorile esențiale ce se pot întâlni atunci când se utilizează aceste scheme sunt *instabilitatea* și *imprecizia*. Instabilitățile sunt de mai multe feluri, dar sunt mai ușor de identificat. Mulți utilizatori consideră apariția acestora ca, felul în care modelul ne zice dacă facem ceva greșit și cu aceasta explicație sunt mulțumiți. Dar atunci când utilizatorul nu știe de unde a pornit greșeala, acest lucru poate deveni frustrant.

Există multe cauze pentru instabilitatea modelelor în sistem uni-dimensional, precum:

- apariția curgerii supercritice;
- pante foarte abrupte;
- modificări bruște ai parametrilor secțiunilor transversale;
- albi uscate;
- parametrii numerici greșiți, etc.

Majoritatea (dar nu toate) cauzelor pot fi rezolvate prin reducerea numărului Courant ( $C_r = u \frac{\Delta t}{\Delta x}$ ), reducere obținută prin micșorarea pasului de timp ( $\Delta t$ ). Majoritatea pachetelor de software comerciale conțin opțiunea de modificare a pasului de timp. Impreciziile sunt mult mai greu de depistat, și de multe ori trec neobservate.

Principalele surse de producere a acestora sunt *erorile de deformare* și *difuziile numerice*. Erorile de deformare sunt consecințe ale discretizării și nu pot fi evitate total. Pentru fiecare schemă este necesară analiza erorilor de deformare, pentru a afla care sunt termenii ce agravează situația.

În orice caz, ca și regulă, un număr Courant mai mic și un pas de calcul mai mic ( $\Delta x$ ) conduc la o eroare de deformare mică. Difuzia numerică este în general influențată de numărul lui Courant, dar poate fi influențată de parametrii numerici pentru a balansa schemele absolute în pasul de timp (în general întâlnit în literatură cu notația  $\theta$ ).

Acest parametru ar trebui să aibe valori între 0.5 și 1, în care valoarea 0.5 pentru cazul cel mai precis, și valoarea 1 pentru cazul cel mai imprecis. În cazul în care  $\theta$  este mai mic decât 0.5, schema este instabilă. Prin urmare, în majoritatea pachetelor de software valoarea implicită a acestui parametru este între 0.6 și 0.75, ceea ce produce rezultate puțin difuze. Nu este avantajos ca acest domeniu al valorilor parametrului  $\theta$ , să fie considerat în cazul modelelor de simulare a unde de viitură.

Astfel, se poate concluziona faptul că modelele sunt mult mai stabile și precise dacă pașii de timp și calcul sunt mici. Acest lucru este în general adevărat, dar ridică întrebări legate de eficiența de calcul. Mai multe puncte de calcul și mai mulți pași de timp pentru rezolvare conduc la prelungirea timpului de calcul al simulării. Modelarea este defapt o negociere între precizie și eficiență. Singura metodă de a deveni un bun modelator, este de a înțelege rolul tuturor parametrilor și prin experiență de lucru.

### 5.1.5 Algoritmii soluțiilor pentru rețelele de canale

Toate sistemele de modelare uni-dimensionale comerciale furnizează soluții pentru curgerea în rețele de canale. Acest lucru permite utilizatorilor să modeleze rețele reale de râuri, și să modeleze inundația sub formă de curgere printr-o rețea de canale diferite, și să încerce să imite curgerea multidirecțională sau să rezolve problemele legate de dimensiunile diferite ale traiectoriei curgerii (curentului de lichid) în albia medie și în albia majoră.

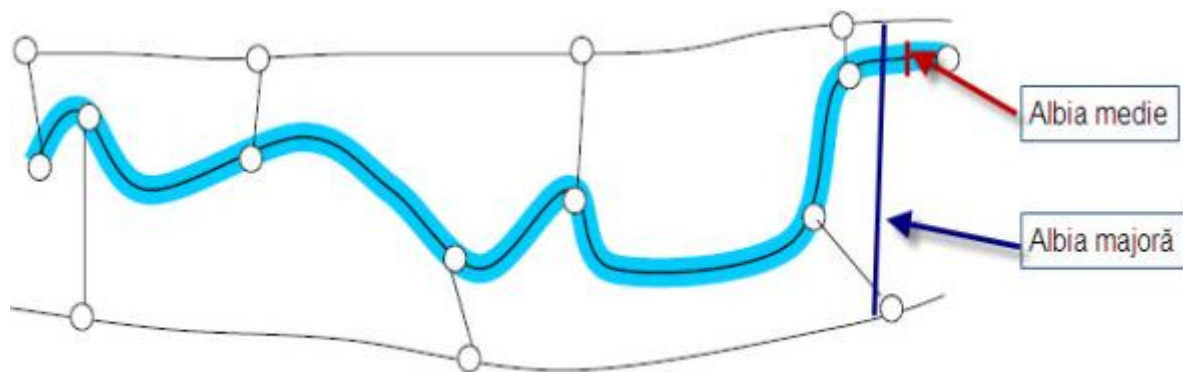


Fig. 5-2 Schematizarea unui tronson al unui curs de apă

În Figura.5-2 este prezentat un exemplu ce ilustrează schematizarea uni-dimensională a albiei majore și medii a unui tronson de râu.

Modelele de rețele sunt construite ca o extensie a modelelor unui singur canal, prin introducerea unor noduri de conexiune între canale. În canale, curgerea este descrisă de ecuațiile Saint Venant, în timp ce în noduri se aplică ecuațiile de continuitate.

În modelele construite pe baza rețelelor în șah, nodul de conexiune conține variabila nivelului de apă, în timp ce în modelele bazate pe rețelele simple, nodurile nu conțin doar o singură variabilă, ci primul punct al fiecărui canal are două variabile ( $Q$  și  $h$ ).

În figura Fig.5-3. sunt prezentate distribuția variabilelor în nodurile unei rețele de canale, pentru cele două tipuri de carioaje, carioaj simplu și carioaj în tablă de șah.

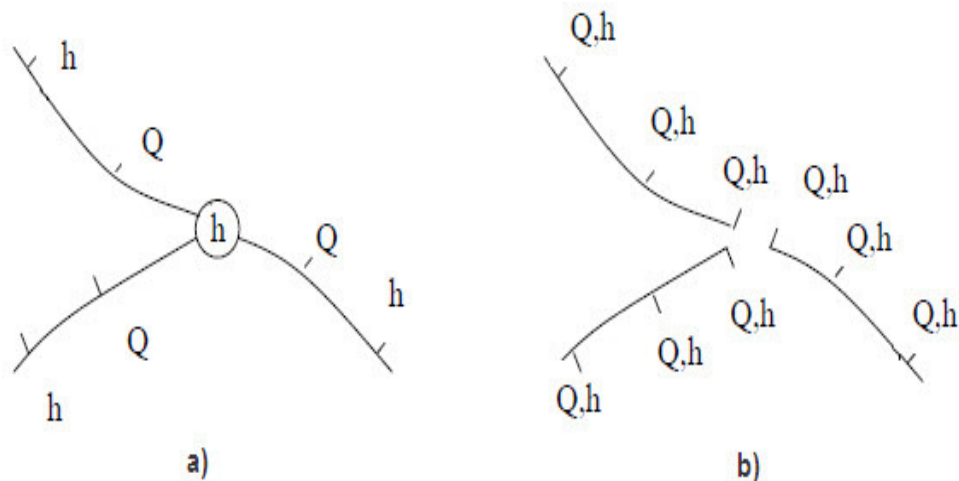


Fig. 5-3 Reprezentarea schematică a unui sistem de canale pe o  
a) rețea simplă; b) rețea în tablă de șah

Complementar ecuațiilor canalului și nodurilor, este nevoie de condiții de compatibilitate care să coreleze variabilele din fiecare canal cu cele din fiecare nod. Este ușor să se introducă un nivel de apă egal în toate rețelele, dar mult mai simplu este să se introducă nivelele de energie egală în rețelele simple. Unele pachete de software nu suportă condițiile de compatibilitate exprimate prin nivele egale de energie.

În principiu, sistemele de canale pot fi ramnificate sau în buclă. Algoritmii de calcul a soluțiilor pentru aceste două tipuri sunt foarte diferiți. Algoritmii sistemului de canale ramnificate este mult mai eficient, dar toate modelele suportă și sistemele de canale în buclă, algoritmul utilizat pentru acestea fiind mult mai uzual.

În ultimii ani, s-au dezvoltat algoritmi mult mai eficienți, ce pot identifica tipul de rețea și folosi cea mai eficientă soluție, astfel îmbunătățind eficiența modelului. Astfel de algoritmi au fost deja introduși în pachetele comerciale de software.

## 5.2 Datele modelului

### 5.2.1 Descrierea rețelei

În majoritatea pachetelor uni-dimensionale, rețelele sunt descrise print-o listă de noduri ce sunt conectate între ele prin diferite tipuri de legături (canale, conducte, etc.). Legăturile sunt definite printr-o listă de secțiuni transversale (conținând diferitele sturcturi) ce regăsesc de-a lungul acestora. Figura 5-4 prezintă reprezentarea modelului unei rețele de canale în sistem uni-dimensional.

Majoritatea pachetelor moderne includ posibilitatea introducerii de informații geografice ale nodurilor, legăturilor și secțiunilor transversale, astfel încât aceste informații să poată fi importate din date în format digital, ce pot fi vizualizate ca și hărți electronice.

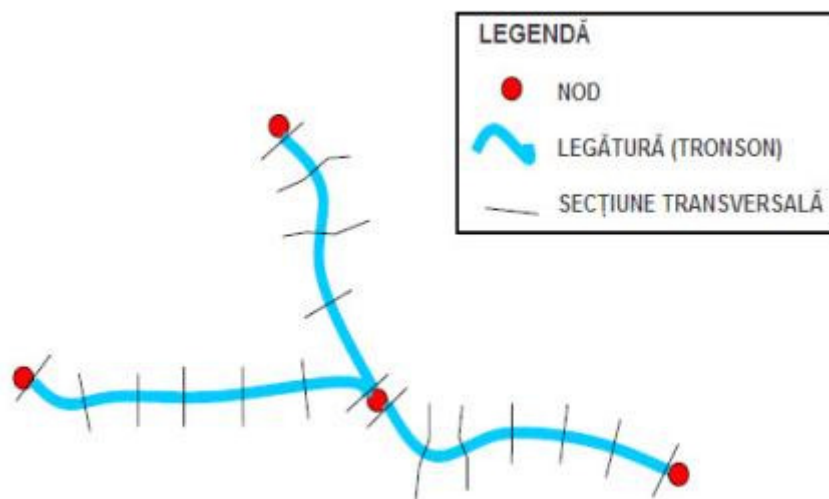


Fig. 5-4 Schematizarea unui model al unei rețele de canale în sistem 1D

#### 5.2.1.1 Nodurile

În majoritatea modelelor râurilor, nodurile reprezintă nodurile de confluență ale canalului. Acestea pot fi poziționate oriunde de-a lungul canalului, pentru a asigura poziționarea punctului de intrare a debitului afluent. Aceste puncte se poziționează și la capătul domeniului, unde trebuie asigurate condițiile de margine.

Datele, în general asociate cu nodurile, sunt: informațiile geografice, condițiile de margine, lista legăturilor de incidență, punctele de inflexiune.

#### 5.2.1.2 Legăturile

Legăturile pot fi tronsoane de râu sau canal, conducte, traiectoriile cursului de apă în timpul inundațiilor sau în bazine. Poziționarea acestora în rețea este determinată de nodurile din amonte și cele din aval. Direcția legăturilor este folosită pentru a defini sensul pozitiv al curgerii.

Mărimea unei legături este uneori definită ca un poligon (ex. SOBEK), în funcție de informațiile geografice existente, și uneori este determinată prin diferențele dintre deosebirile secțiunilor transversale extreme. Panta unei legături este în general definită local prin elevația talvegului în fiecare secțiune. Legăturile trebuie să conțină cel puțin câteva secțiuni transversale (SOBEK-o secțiune, NOAH-două secțiuni în extremități).

### 5.2.1.3 Secțiunile transversale

Secțiunile transversale sunt elemente foarte importante ale modelelor cursurilor de apă, deoarece ele definesc geometria canalului cursului de apă. Poziția secțiunilor transversale e dată fie de datele geografice, fie de schimbările de-alungul unei legături. Totodată, secțiunile transversale sunt poziționate acolo unde se definesc coeficienții de rugozitate.

Secțiunile transversale pot avea în general o formă predefinită (circulară, trapezoidală, triunghilară, dreptunghiulară, etc) sau neuniformă, ce se poate defini prin coordonatele  $y$  și  $z$ . Modalitățile de reprezentare în diferite programe de modelare, a unei secțiuni transversale este prezentată în Figura 5-5.

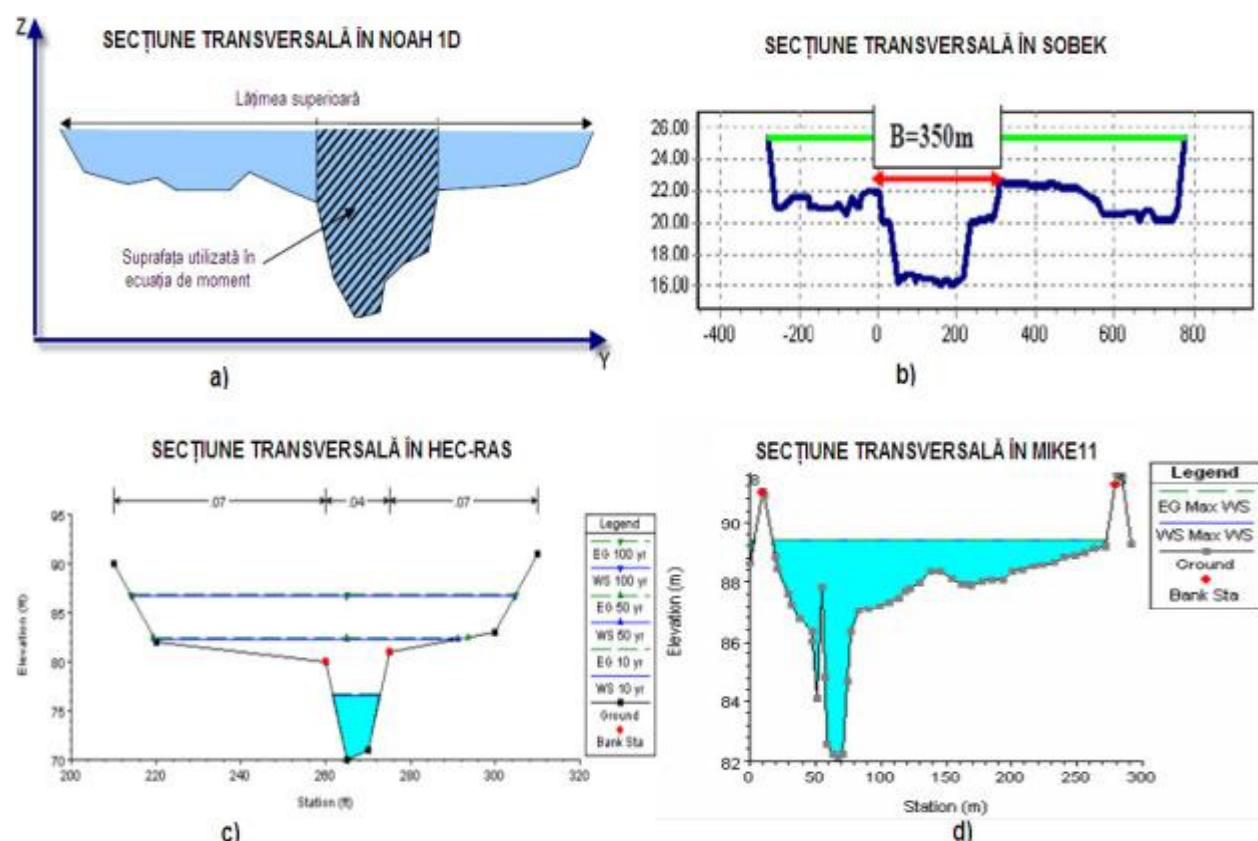


Fig. 5-5 Reprezentarea unei secțiuni transversale în diferite programe software

Parametrii secțiunilor transversale necesari (aria secțiunii udate, lățimea părții superioare și capacitatea de transport) în ecuațiile de control sunt calculați din geometria secțiunii transversale și rugozitate, în funcție de înălțimea de apă din fiecare secțiune.

În majoritatea pachetelor comerciale, capacitatea de transport se calculează aproximând curgerea drept uniformă. Unele pachete de software permit calculul capacității de transport și a altor parametrii pentru ecuația de moment a cananului principal, doar unde aria totală a secțiunii udate și lățimea părții superioare sunt utilizate în ecuația de continuitate. Această procedură permite modelarea efectelor diferitelor viteze de apă în albia medie și albia majoră.

#### 5.2.1.4 Structurile

Structurile hidrotactice se amplasează de-a lungul legăturilor și conțin date geometrice, și coeficienți de curgere calibrați. Modalitatea de reprezentare depinde de programul utilizat. Unele nu oferă posibilitatea utilizării explicite a acestora, ci doar sub forma unui obstacol.

### 5.2.2 Condiții inițiale

După cum a fost menționat anterior, condițiile inițiale sunt necesare, dar influența lor asupra rezultatelor este de scurtă durată; acest lucru oferă libertatea de alegere a condițiilor inițiale. În majoritatea pachetelor de modelare a cursurilor de apă, următoarele condiții inițiale sunt permise:

- adâncimea de apă în toate nodurile și un debit pentru fiecare legătură, definite de către utilizator;
- adâncimi de apă uniforme în toate secțiunile transversale pentru un debit inițial;
- rezultatele unei simulări în regim permanent cu debitul și nivelul de apă inițial considerate drept condiții de margine;
- rezultatele unui model anterior;
- albie uscată, fără curgere- valabil doar în pachetele ce asigură modelarea curgerii în regim uscat

### 5.2.3 Condiții de margine

Condițiile de margine reprezintă influența exercitată de partea sistemului nemodelat asupra celei modelate. Această etapă este necesară și foarte importantă în orice model, deoarece aceste condiții sunt forțele ce conduc aceste tipuri de modele. Toate nodurile dintr-un sistem ce au doar o legătură de conectare la ele, trebuie să aibă o condiție de margine definită.

În general, condițiile de margine ale modelelor cursurilor de apă sunt:

- Hidrograful de debit  $Q(t)$ 
  - Măsurători din evenimente speciale;
  - Derivate statistice dintr-o perioadă anume de regresie;
  - Rezultatul unui model de precipitații-scurgere de suprafață, model captării amonte;
  - Rezultatele altor modele;
  - Programul de proiectare a unui debit de control sau pompaj.



- Adâncimea de apă  $h(t)$ 
  - Nivelul de apă înregistrat la o stație de pompare;
  - Nivelul proiectat al unei structuri hidrotehnice;
  - Nivelele înregistrate sau așteptate ale mării.
  
- Hidrograful de atenuare a undei de viitură  $Q(h)$ 
  - Ecuația derivată din măsurători;
  - Tabelele de valori;
  - Ecuația bazată pe condițiile curgerii uniforme;
  - Ecuația bazată pe metoda caracteristică (limita de ieșire).

Majoritatea modelelor cursurilor de apă pot manevra diferite combinații ale condițiilor de margine în diferite puncte de capăt ale sistemului.

Condițiile de margine pot fi definite, față de sistemul modelat, atât în amonte, precum și în aval. Cu toate acestea, este foarte important faptul că oricare din condițiile de margine, gen curbă de atenuare a undei de viitură  $Q(h)$ , nu pot fi definite drept condiție de margine în amonte, deoarece duce la instabilitatea modelului. În amonte, în acest caz, în orice punct apa poate intra în domeniul studiat. În tabelul 5-2. este prezentată distribuția condițiilor de margine.

**Tabelul.5-2 Condiții de margine - Limita AVAL - Limita AMONTE**

Tipul Condiției de Margine	Limită Amonte	Limită Aval
$Q(t)$	OK	OK, dar cu atenție*
$h(t)$	OK	OK
$Q(h)$	NO!	OK

\*Atenție ca aceste condiții de margine date să nu depășească cantitatea de apă din întreg sistemul.

Unele hidrografe înregistrate (în nodurile de capăt sau oriunde în domeniu) ar trebui să fie folosite cu scopul de calibrare și validare a rezultatelor. În acest caz, acestea nu pot fi folosite în același timp drpet condiții de margine.

#### 5.2.4 Debitul afluent lateral sau într-un punct

Contribuția din curgerile de suprafață, bazine laterale sau alte conexiuni ce nu sunt modelate, poate fi introdusă în modele printr-un punct sau debite afluate lateral. Debitele afluate într-un punct sunt hidrografe de debit  $Q(t)$  definite în orice nod interior.

În unele modele există o convenție ce definesc curgerea pozitivă drept debit afluent, iar cea negativă drept debit defluent. În acest fel, utilizând valorile negative, punctele de debit afluent pot fi considerate drept puncte de pierderi, precum în situațiile extracției de apă din sistem.

Debitele afluate laterale sunt similare cu cele într-un punct, dar ele sunt distribuite pe întreaga lungime a unei legături (sau parțial, în unele modele). Prin urmare, ele se definesc în unitățile debitului specific ( $m^2/s$ ) și nu în ( $m^3/s$ ), precum debitele afluate dintr-un punct și condițiile de margine. Posibilitatea de a introduce valori negative ale debitelor afluate laterale, atunci când este posibil, permite interacțiunea dintre cursul de apă și acvifer.

### 5.2.5 Parametrii numerici

În modelele cursurilor de apă sunt în general necesari mulți parametrii numerici. În pachetele moderne de modelare, majoritatea parametrilor au valori inițiale, fapt ce poate periclita simularea în cazul în care aceste valori nu au fost înțelese de către utilizator. Mulți dintre acești parametrii sunt funcție de model, și nu pot declarați în mod generic.

Câteva dintre acești parametrii ce se regăsesc în orice model sunt:

- **Pasul de timp  $\Delta t$**  – foarte important în echilibrarea eficienței calculului pe de-o parte, și stabilitatea și precizia rezultatelor, pe de altă parte.
- **Pasul de calcul  $\Delta x$**  – definirea pasului de calcul maxim este esențial în interpolarea automată a punctelor de calcul de-alungul legăturilor. Pasul de calcul influențează totodată precizia rezultatelor, dar pașii prea mici de calcul măresc în mod inutil perioada de simulare.
- **Coeficientul de mărime de timp  $\theta$**  – este foarte un parametru foarte influent din punct de vedere al preciziei. Valoarea cea mai precisă este 0.5, dar este doar la limita stabilității, astfel majoritatea pachetelor de modelare au valori inițiale mai mari, ce duc la difuzie numerică.
- **Reducerea coeficientului Bousinesque  $\beta$**  – în unele pachete de modelare (NOAH 1D, MIKE 11) această opțiune este utilizată pentru reglarea problemei curgerii în regim suprecritic. Când numărul lui Froude ( $Fr = u/\sqrt{gh}$ ) se apropie de valoarea 1 (sau -1), coeficientul Bousinesque  $\beta$  se diminuează gradual la 0. Acest fapt reduce efectiv termenul de moment de convecție la 0, și astfel e suficient să se asigure stabilitatea calculului.

## 5.3 Modelarea în sistemul uni-dimensional (1D)

### 5.3.1 Elaborarea unui model hidrodinamic uni-dimensional (1D)

#### 5.3.1.1 Alegerea modelului adecvat

Atunci când se alege un model adecvat unei situații particulare, este recomandat ca modelatorul să ia în considerare mai multe probleme, chiar dacă nu toate sunt științifice, dar au o importanță majoră. Unele dintre aceste probleme sunt:

- relația dintre presupunerile modelului și problema studiată;
- metodele numerice utilizate în modele (viteză, precizie, datele disponibile);
- disponibilitatea procesorului și capacității de compilare a calculatorului;
- experiența și pregătirea echipei de lucru;
- limitele financiare și în timp, pentru colectarea datelor și pentru alte situații.

După revizuirea acestor considerente, alegerea unui anume model nu ar fi cea ideală, dar ar fi evident de ce a fost făcută.

#### 5.3.1.2 Domeniul

Alegerea domeniului de calcul depinde mai ales de problema studiată și de datele disponibile. Datorită cerințelor condițiilor de margine, modelele cursurilor de apă sunt încadrate între stații de pompare. Alegerea domeniului poate fi influențată și de posibilitatea adăugării unor noi date colectate.

#### 5.3.1.3 Schematizarea

Schematizarea domeniului și alegerea tipului de rețelei de discretizare, depind mai mult de metodele și de tehnologia aleasă pentru modelare, dar depinde și de datele disponibile.

#### 5.3.1.4 Prelucrarea datelor

După decizia asupra schematizării problemei, datele trebuie adunate și prelucrate pentru a fi utilizate de modelul ales. Acest fapt implică în general introducerea manuală a unor date inițiale, chiar dacă există tot mai multe facilități de transferare a datelor salvate în format electronic, direct în modele.

#### 5.3.1.5 Calibrarea

Calibrarea este un proces în care modelatorul ajustează parametrii modelului pentru a reproduce rezultatele înregistrate. Din punct de vedere al modelării cursurilor de apă, în general acest lucru înseamnă reproducerea unor evenimente (inundații) înregistrate.

Calibrarea poate fi făcută manual sau adăugată de programul însuși. Deocamdată, modelele cursurilor de apă nu sunt foarte puternice în calibrarea automată, dar în domeniul de cercetare există ustensile ce sunt dezvoltate prin utilizarea modelelor de direcționarea datelor spre a fi calibrate.

Principalul parametru de calibrare în modelarea cursurilor de apă este coeficientul de rugozitate. Există experimente calitative de ghidare ce ar putea ajuta, în calibrarea acestui parametru, dar în cea mai mare parte se face doar estimativ prin presupuneri. Problema devine mai complicată atunci când în fiecare (sau doar parțial) secțiune transversală a unui model coeficienții de rugozitate sunt diferiți, și în sistem există, în general, doar câteva puncte disponibile pentru calibrare. Prin urmare, cea mai bună opțiune e să se păstreze modelul cât mai simplu, și coeficientul de rugozitate să varieze cât mai puțin într-o secțiune transversală, doar atât cât se marcheze trecerea din albia medie în albia majoră.

O altă posibilitate ce ar trebui să se ia în considerare, mai ales calibrarea se dovedește a fi dificilă, este schimbarea felului de schematizare sau tipul secțiunilor transversale utilizate. Modelatorii sunt adesea reticenți la această idee, deoarece sunt obișnuiți cu un anumit gen de schematizare.

#### **5.3.1.6 Verificarea**

Pentru calibrare nu trebuie folosite toate datele înregistrate, astfel, unele dintre ele trebuie utilizate mai târziu pentru a verifica performanța modelului calibrat cu date 'neîntâlnite'. Acest proces este numit verificare. Dacă verificarea nu pare să fie satisfăcută, atunci se reia calibrarea. Una din cele mai întâlnite greșeli este aceea ca să nu fie utilizate toate datele pentru validare, și cele de vârf ale unui eveniment să se utilizeze pentru validare. Acest lucru trebuie evitat, și evenimentul pentru validare să fie în datele utilizate pentru calibrare.

#### **5.3.1.7 Utilizare**

O dată ce modelul a fost calibrat și validat cu date înregistrate, poate fi utilizat și ca un element de prognozare. Poate fi utilizat pentru stabilirea efectelor unor evenimente prezise sau ipotetice de inundație și /sau a unor diferite lucrări ce ar putea influența efectul curgerii.

Rezultatele oricărui model nu sunt 100% sigure. Ele sunt influențate de incertitudini aproape la fiecare pas al procesului de modelare, fără a fi menționate incertitudinile din datele hidrologice de intrare. Așadar, o practică mai bună în utilizarea modelelor cursurilor de apă, este aceea de a se determina cât mai devreme sursa incertitudinilor în procesul de modelare, decât ca rezultatul obținut să fie înfășurat în incertitudini. Acest tip de rezultat este mai aproape de realitate, dar din păcate, nu este întotdeauna favoritul utilizatorilor (cei cu factorul de decizie) rezultatului, deoarece aceștia din urmă au prea multe de considerat pentru a lua o decizie finală.

## **5.4 Studiu de caz**

În continuare este prezentat un studiu făcut asupra unui model hidrodinamic în sistem uni-dimensional al unui tronson al râului Clyde, Glasgow, Scoția. Pentru modelare și simulare s-a folosit programul ISIS. Scopul acestui studiu a fost observarea influenței modificărilor parametrilor numerici și hidraulici ai modelului asupra calității și preciziei generale a simulării modelului.

### **5.4.1 Introducere**

Râul Clyde, Glasgow, Scoția a fost un subiect luat de multe ori în atenție datorită recentelor revărsări și inundații, și a dezvoltărilor din zonă. Un model uni-dimensional a fost realizat pentru studierea riscului la inundații, utilizând programul ISIS. O secțiune a acestui model a fost considerat pentru evaluarea și studierea sensibilității unor diferiți parametri ai modelului. Tronsonul de râu studiat este în partea de nord a Middle Clyde, lângă Carluke.

Pentru început se vor prezenta câteva generalități legate de cursul de apă și o scurtă descriere a schematizării programului. Urmează apoi o analiză a sensibilității parametrilor hidraulici și parametrilor numerici de modelare cu accent pe rugozitatea hidraulică.

### **5.4.2 Generalități**

Inundarea a devenit un semn de creștere a schimbărilor climatice în Scoția. Schimbările climatice și ridicarea nivelului mării au crescut potențialul riscului de inundare. În anul 2000 au existat inundații grave în Inverness-shire, Perthshire, Glasgow și Borders. Cursul de apă Clyde înregistrează o istorie a inundațiilor cu câteva evenimente notabile petrecute în 1977, 1994/5 și cel mai recent în 2002. Problema riscului de inundație de-alungul cursului de apă e cauzată de diferite tipuri de inundare, de la cele cauzate de marea sau revărsări fluviale până la cele cauzate problemele urbane de drenare.

Modelul de simulare conține un tronson al râului Clyde, alături de unul din cei 5 afluenți ai săi. Există elemente de infrastructură ce pot fi afectate de inundații, structuri ce sunt construite de-alungul cursului de apă, spre exemplu șosele, case, fabrici, centre de îngrijire, clădiri comerciale și industriale, și terenuri destinate agriculturii.

Un studiu elaborat de modelare a întregului curs de apă a fost realizat pentru identificarea zonelor de risc la inundare, de-alungul râului Clyde între Carbarns și North Hillend, sector ce se află la risc de inundare din cauza revărsării fluviului, ilustrat în Fig.5-6. Zona de studiu întinsă pe 12.2km este în general o zonă rurală cu puține clădiri. Majoritatea zonelor din albia majoră sunt acoperite de terenuri deschise utilizate în special pentru agricultură. Tronsonul de 1.5km din amonte este relativ îngust și cu porțiuni în care albia majoră nu se dezvoltă, dar coborând valea se lărgeste, iar meandrele cursului de apă alternează prin albia majoră. De-alungul tronsonului cursului de apă studiat se găsesc amplasate șase poduri și un prag de joasă înălțime.

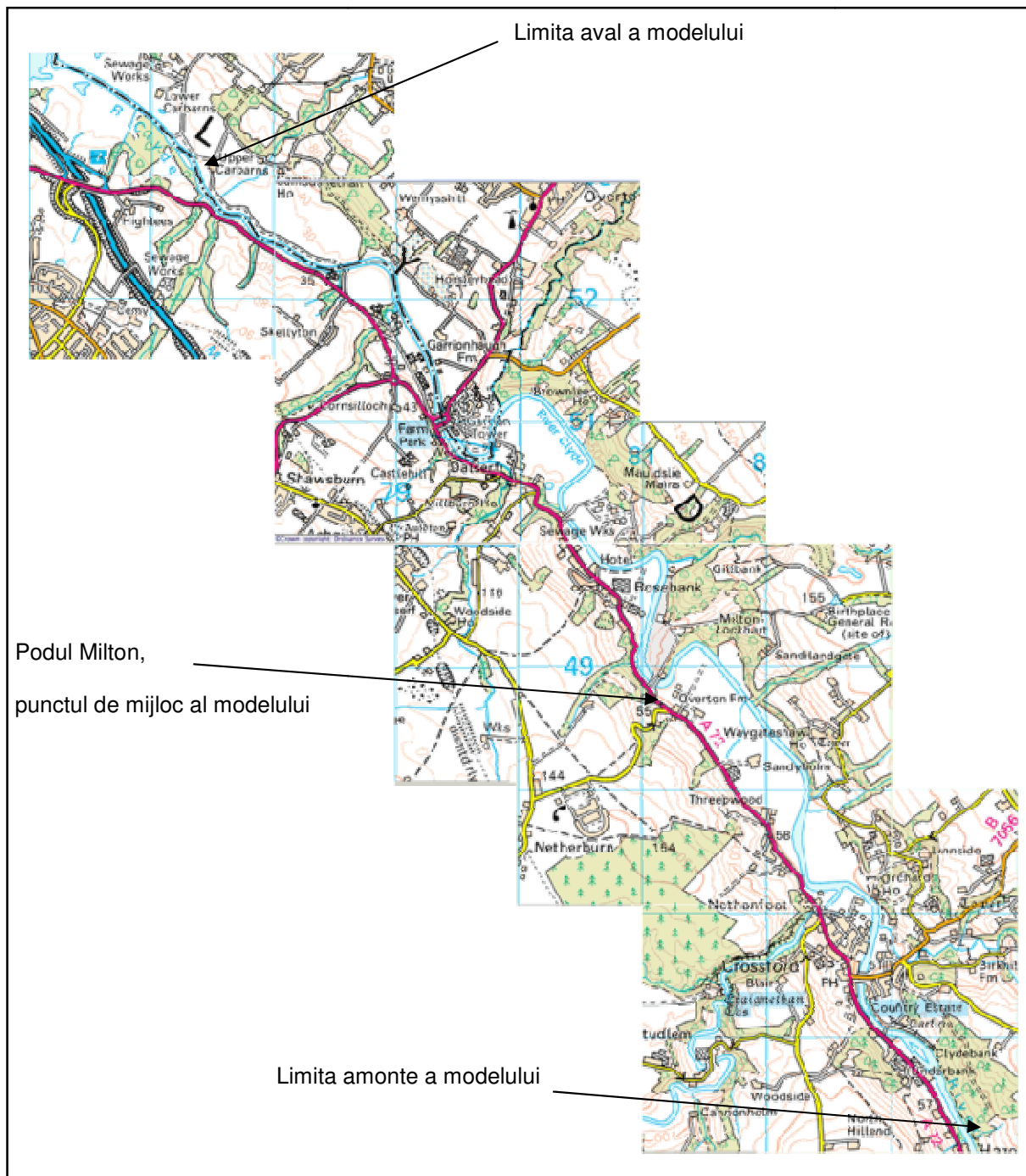


Fig. 5-6 Sectorul studiat al râului Clyde, între Carbarns și North Hillend

Modelul râului este un model hidraulic uni-dimensional elaborat cu ajutorul programului ISIS. În Fig.5-7 se regăsește schematizarea în modelul ISIS a cursului principal. Acesta include cele șase poduri de-a lungul cursului de apă și 29 de secțiuni transversale obținute prin măsurători, precum și cu alte secțiuni obținute prin interpolări, pentru a umple golurile rezultate din lipsa de date.

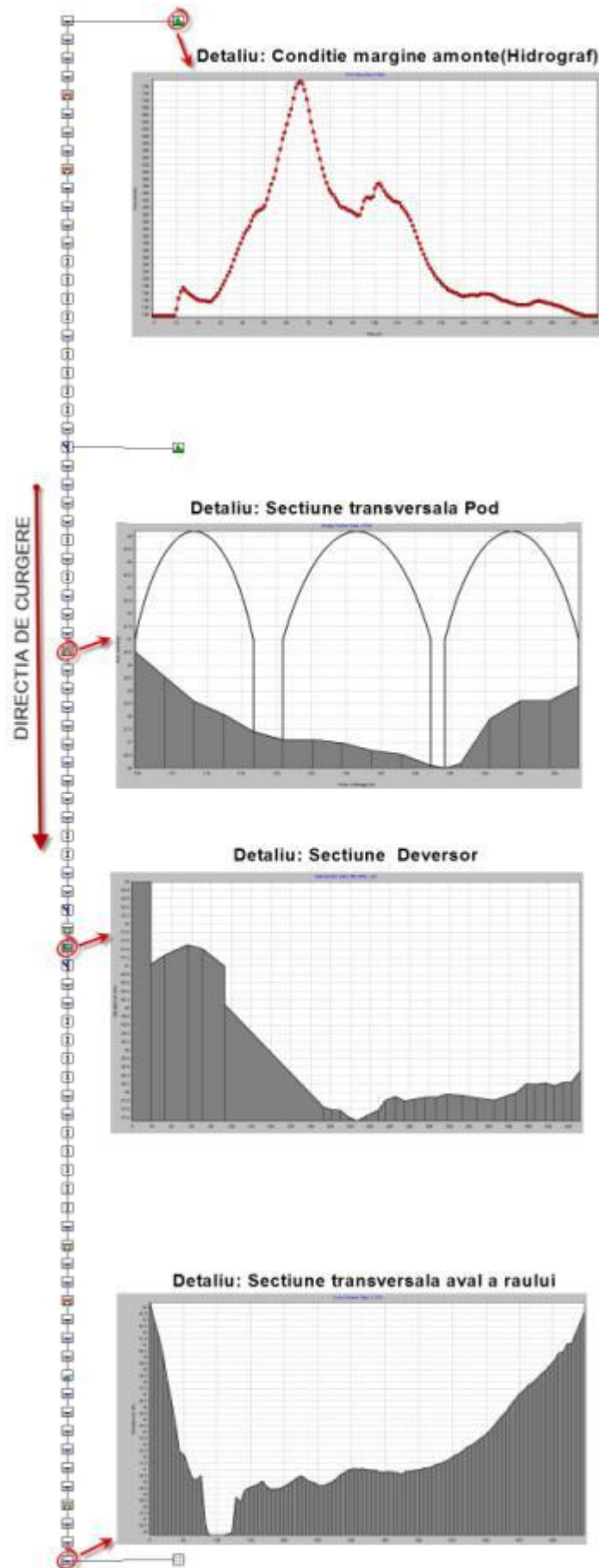


Fig. 5-7 Schema rețelei râului Cyde, în modelul ISIS

Hidrograful măsurat și rezultat în urma inundației din 1994/1995, eveniment clasificat cu factor de probabilitate 1:200, este folosit ca și condiție de margine amonte a modelului. În cazul condiției de margine aval, este considerată adâncimea normală determinată de panta fundului cursului de apă cunoscută din ipoteză.

Un afluent important, Nethan, se conectează cu râul Clyde în amonte de localitatea Crossford. Efectele debitului afluent din acest tributar nu sunt luate în considerare în modelul Clyde. Doar pentru complexitate, datele de intrare sunt modelate la  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 5.4.3 Parametrii numerici de modelare

Următorii parametri au fost studiați pentru a observa efectul acestora asupra stabilității și preciziei modelului. Fiecare parametru a fost testat independent, considerând simultan valorile neschimbate ale celorlalți parametri. În figura Fig.5-9 sunt prezentate valorile ce urmează a fi studiate. Apoi convergența modelului a fost atribuită funcție de graficul cu datele observate al timpului de desfășurare (Fig.5-8).

Precizia modelului a fost verificată de-a lungul încercărilor în anumite puncte, prin observarea rezultatelor al etapei maxime. S-a observat de-a lungul încercărilor faptul că mulți parametri ai modelului sunt interdependenți între ei, fapt ce a necesitat testarea lor simultană. În final performanța modelului a fost optimizată prin ajustarea tuturor parametrilor studiați pentru a obține cel mai stabil și precis model.

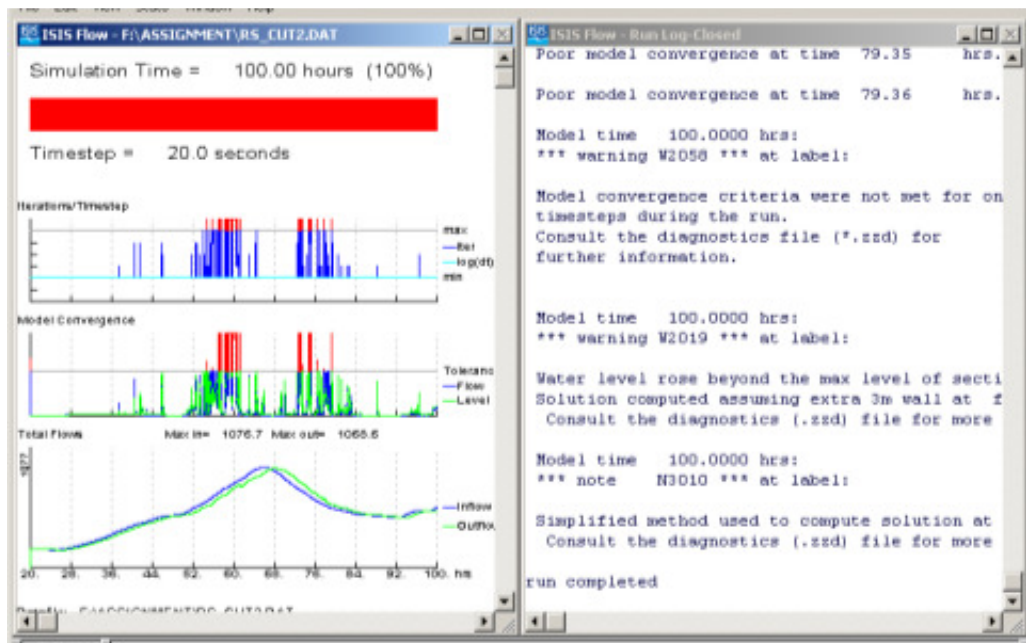


Fig. 5-8 Graficul de convergența inițială a modelului



### 5.4.3.1 Pasul de timp

Pasul de timp este unul dintre cei mai importanți parametri, deoarece are un efect important asupra preciziei și vitezei de rulare a simulării modelului. Viteza este deosebit de importantă în cazul modelelor mari sau complexe. Acest model este simplist, și astfel chiar și pașii de timp mici nu au rezultat din simulări excesive.

Pasul de timp este și un factor important în finețea sau rezoluția soluției, și astfel în precizia și acuratețea modelului. Datorită evoluției tehnologiei de calculatoarelor și a faptului ca acestea devin tot mai rapide, viteza și precizia simulării modelelor cresc, și astfel acest parametru devine tot mai puțin important deoarece simulările cu pași de timp foarte mici pot fi realizate mai rapid. Există o balanță necesară între timpul de simulare a modelului și precizia acestuia. În general pașii de timp mai mari au o stabilitate mai mare dar o precizie mai mică, dar pașii de timp foarte mici conduce la o nonconvergență.

Convergența modelului, acuratețea, precizia, numărul de iterații, și timpul total de simulare se iau în considerare pentru evaluarea pașilor de timp, rezultatele sunt prezentate în continuare.

5	20	60	200 secunde	
Slab	Echitabil	Bun	Echitabil	Slab

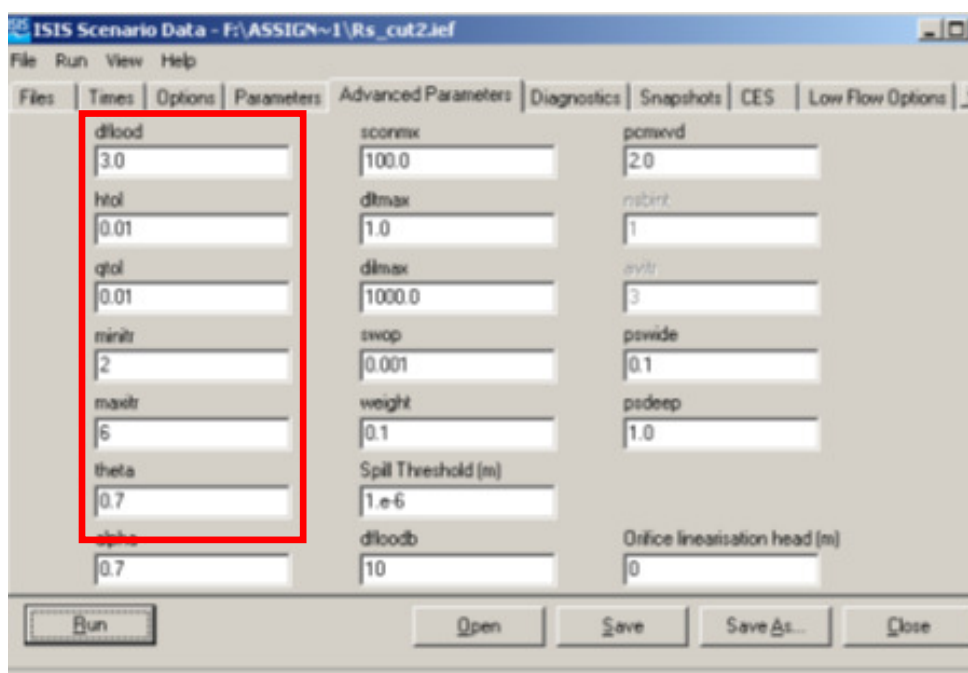


Fig. 5-9 Parametrii numerici analizați

### 5.4.3.2 Înălțimea peretilor artificiali ai inundației (dflood)

Parametrul numeric *dflood* este utilizat pentru a extinde artificial în plan vertical o secțiune transversală până la limitele sale. Acest fapt permite creșterea nivelului de apă doar în interiorul secțiunilor cunoscute. Valoarea inițială este 3,00m. Două limite vor fi considerate atunci când va fi stabilită această valoare: realitatea fizică și relevanța numerică.

Parametrul *dflood* simulează versanții văii sau pereți față de viitură atunci când datele topografice lipsesc. O valoare foarte mare este probabil o valoare ireală pentru majoritatea cazurilor. În părțile joase, adaptarea unui *dflood* apropiat sau mai mic decât înălțimea de toleranță (*htol*) a nivelului de apă, face nesemnificativă influența acestui parametru.

Valorile ce produc rezultatele cele mai stabile și instabile sunt prezentate în tabelul următor. În general se observă faptul că parametrul *dflood* nu are un efect prea mare asupra rezultatelor simulărilor, convergenței sau randamentului. S-a observat totodată faptul că modelul poate schimba această valoare automat atunci când nivelul apei depășește datele topografice cunoscute.

0.01	0.5	3.0	10 +	(m)
Echitabil	Bun	Echitabil	Slab	

### 5.4.3.3 Toleranța nivelului de apă (htol)

Toleranța nivelului de apă este folosită pentru a decide când să se încheie iterațiile fiecărui pas de timp. Toleranța *htol* reprezintă diferența admisă între două iterații succesive. Un număr mai mic crește precizia modelului, dar va crește totodată și timpul necesar simulării, deoarece necesită mai multe iterații. Uneori, modelul nu poate atinge precizia parametrului *htol*, astfel el se prăbușește. Valoarea inițială a parametrului este 0,01m, și poate varia până 1,00m.

Valoarea acestui parametru *htol* nu influențează prea mult rezultatele.

0.05	0.01	0.1+	(m)
Slab	Echitabil	OK	Bun

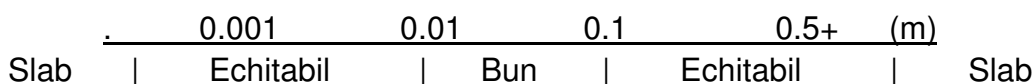
Valoarea asociată nu influențează prea mult rezultatele atunci când aceasta crește în mod independent; chiar și valorile cu o convergență slabă nu au afectat nivelele de apă. Acest lucru se datorează faptului că precizia modelului și convergența acestuia sunt dominate de pasul de timp și *qtol*. Totuși scăderea valorii lui *htol* duce la o importantă reducere a convergenței modelului.

### 5.4.3.4 Valoarea debitului specific tolerat qtol

În mod similar ca și *htol*, *qtol* este precizia admisă între iterații succesive în fiecare pas de timp și nod. Pentru debitul tolerat *qtol*, valorile folosite au fost de la un minim de 0,00001 la un maxim de 1. S-a observat că simularea modelului nu s-a realizat pentru valoarea minimă de 0,00001. Tabelul următor prezintă rezultatele corespunzătoare diferitelor valori ale debitului tolerat *qtol*.

Tabelul. 5-3 Sensibilitatea ' $q_{tol}$ '

Valoare	Descriere
1	În rezultate pașii de iterare sunt constanți. Debitul și nivelul de apă se află la extremitatea de jos a graficului de convergență, cu nici măcar un punct în afara toleranței admise. Precizia modelului a scăzut semnificativ. <b>SLAB</b>
0.5	S-au observat mici variații ale curgerii, dar în rezultatele finale nu s-au produs schimbări importante față de încercările anterioare. <b>ECHITABIL</b>
0,1	Rezultatele au început să se îmbunătățească. Nivelul rămâne același sau mai puțin stabil, dar curgerea variază între limitele de toleranță admisă, prezentând câteva variațiuni ale vârfului hidrografului. Convergența graficului arată un comportament bun. <b>BUN</b>
0,01	Rezultatele prezintă o convergență bună, ca și în cazul simulării pentru valoarea 0,1, dar cu o diferență minoră, și anume: debitul înregistrat a ieșit decâteva ori din domeniul de toleranță admis. <b>BUN</b>
0,001	Semnalele unui model slab au crescut. Datorită numărului de iterații modelul câștigă din punct de vedere al preciziei, dar pierde din punct de vedere al robusteții și al convergenței. Debitul iese în mod costant din limitele de toleranță admisă, și nivelurile fluctuează. <b>SLAB</b>



Toleranța debitului  $q_{tol}$  este legată de toleranța nivelului de apă  $h_{tol}$ , și astfel a fost realizată o altă analiză prin modificarea amilor parametrii în mod simultan. Rezultatele sunt prezentate în următorul tabel.

 Tabelul. 5-4 Senzitivitatea  $q_{tol}/h_{tol}$ 

$q_{tol}$	$h_{tol}$	Descriere
0,001	0,001	Modelul prezintă imediat în repetate rânduri mesajul corespunzător unei convergențe slabe. Debitul și nivelul de apă părăsesc în mod constant plaja de toleranță admisă (la vârfurile hidrografului), aceeași situație a fost observată în cazul graficului iterație/pas de timp. Robustețea modelului este proastă. <b>SLAB</b>
0,01	0,01	Rezultatele sunt aceleași ca și în cazul precedent, în zonele de vârf ale hidrografului. Convergența modelului nu este foarte bună, dar precizia modelului este mare. <b>ECHITABIL</b>
0,1	0,1	Cu acești parametrii convergența modelului s-a îmbunătățit. Fluctuațiile debitului și nivelului de apă în grafic sunt mari, în special în punctele de vârf, ceea ce face ca modelul să-și piardă din robustețe. <b>BUN</b>
0,1	1	Rezultatele modelului arată o toleranță și o robustețe bună, dar precizia rezultatelor a fost slabă, deoarece acuratețea rezultatelor a lăsat de dorit. Nivelul de apă rămâne constant și debitul fluctuează în zona vârfurilor hidrografului. <b>SLAB</b>

Pentru o toleranță mare a debitului  $q_{tol}$  și o toleranță mică a nivelului de apă  $h_{tol}$ , rezultatele au arătat o precizie și toleranță scăzută. Același lucru se întâmplă și în cazul unei toleranțe scăzute a debitului  $q_{tol}$  și o valoare mare a toleranței nivelului de apă  $h_{tol}$ .

Ca o concluzie, cea mai bună opțiune de a obține un model precis și robust cu o convergență acceptabilă este cazul în care toleranța nivelului de apă  $h_{tol}$  rămâne cu valoarea inițială de 0,01 și doar toleranța debitului  $q_{tol}$  este schimbată cu valoarea 0,1.

#### 5.4.3.5 Numărul de iterații

Senzitivitatea față de pasul de timp este dusă mai departe pentru un număr minim de iterații  $minitr$  și numărul maxim de iterații  $maxitr$ .

Numărul minim de iterații realizat la fiecare pas de timp are valoarea inițială utilizată de ISIS de 2.

Numărul maxim de iterații realizat la fiecare pas de timp poate fi crescut pentru a obține o acuratețe și o precizie a modelului cât mai bună. Dacă acest număr crește, un număr par este recomandat pentru a depista un comportament ciclic non-convergent. Valoarea inițială folosită de ISIS este 6.

Analizele au fost făcute pentru simulări cu pași de timp ficși și prin varierea valorilor numerelor de iterații  $minitr$  și  $maxitr$ . Acestea au fost derulate în 3 diferite încercări.

Prima încercare s-a executat prin varierea doar a valorii  $maxitr$  și a doua încercare doar prin varierea valorii lui  $minitr$ . În ultima încercare ambele valori  $maxitr$  și  $minitr$  au variat.

Rezultatele sunt prezentate în tabelul următor.

**Tabelul. 5-5 Senzitivitatea față de iterațiile numerice**

Încercare	$minitr$	$maxitr$	Convergența modelului	Timp rulare(sec)	Sugestie	
I	1	2	10	Echitabil	60	ECHITABIL
	2	2	15	Echitabil	55	ECHITABIL
	3	2	30	Echitabil	50	ECHITABIL
II	1	3	6	Slab	70	SLAB
	2	4	6	Slab	65	SLAB
III	1	1	30	Bun	45	SLAB
	2	1	35	Bun	40	SLAB
	3	1	40	Bun	38	F.BUN

Toate rezultatele simulărilor indică faptul că diferențele dintre numărul de iterații  $maxitr$  și  $minitr$  cresc convergența graficului, aceasta devenind bună. Astfel se poate zice că rezultatele sunt până la o anumită limită senzitive față de pasul de timp folosit.

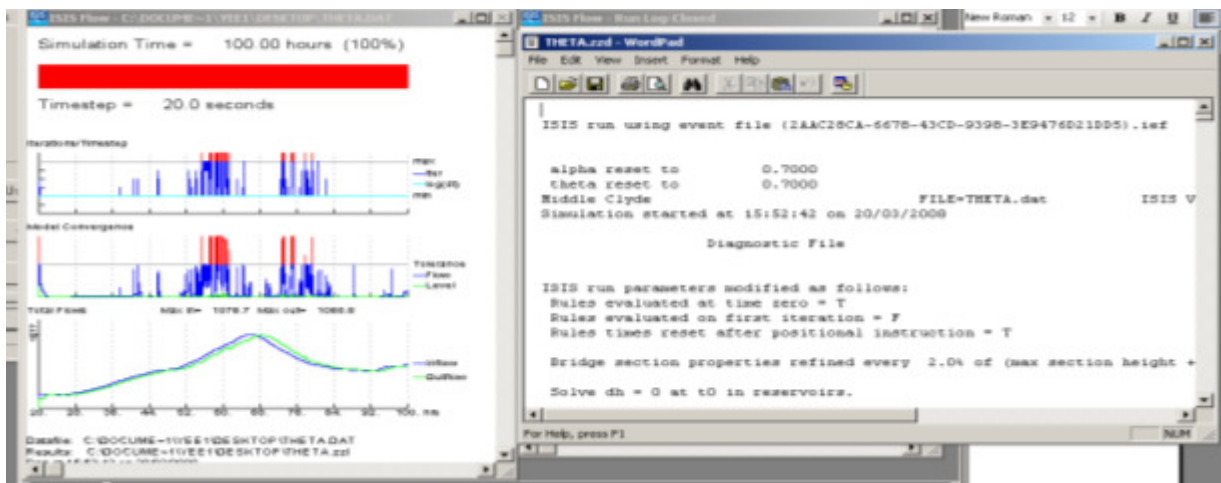
**5.4.3.6 Factorul de greutate tip Preissmann**

Un alt factor important în analiza sensibilității este theta ( $\theta$ ), factorul de greutate Preissmann, a căror valori au fost modificate pentru a obține o soluție optimă. Valoarea 1,0 oferă o schemă numerică implicită. Plaja de valori admisă este de la 0,5 la 1,0. Valoarea inițială utilizată de ISIS este de 0,7. În tabelul următor este prezentată convergența corespunzătoare pentru diferite valori theta.

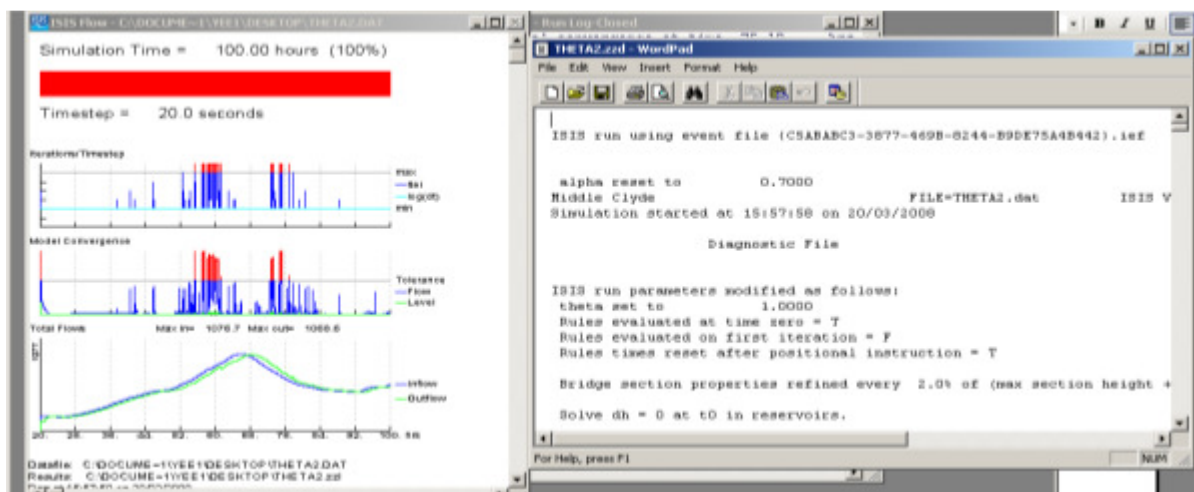
**Tabelul. 5-6 Sensitivitatea față de estimarea numerică implicită**

Theta	Vârf debit afluent	Vârf debit atenuat	Convergența
0.5	1076.7	1068.7	<b>SLAB</b>
0.6	1076.7	1068.7	<b>SLAB</b>
0.7	1076.7	1068.6	<b>SLAB</b>
0.8	1076.7	1068.9	<b>ECHITABIL</b>
1.0	1076.7	1068.6	<b>BUN</b>

Convergența modelului pentru factorul theta  $\theta = 0.7$  și  $\theta = 1$  e prezentată în următoarele grafice din Fig.5-10 și Fig.5-11.



**Fig. 5-10 Convergența modelului pentru factorul theta  $\theta = 0.7$**



**Fig. 5-11 Convergența modelului pentru factorul theta  $\theta = 1$**

### 5.4.3.7 Optimizarea numerică

S-au efectuat încercări cu diferite valori pentru fiecare parametru important, apoi s-au identificat valorile optime, iar mai târziu s-a efectuat simularea modelului cu valorile optime inițiale, și precum se aștepta interdependența dintre parametrii a oferit rezultate proaste.

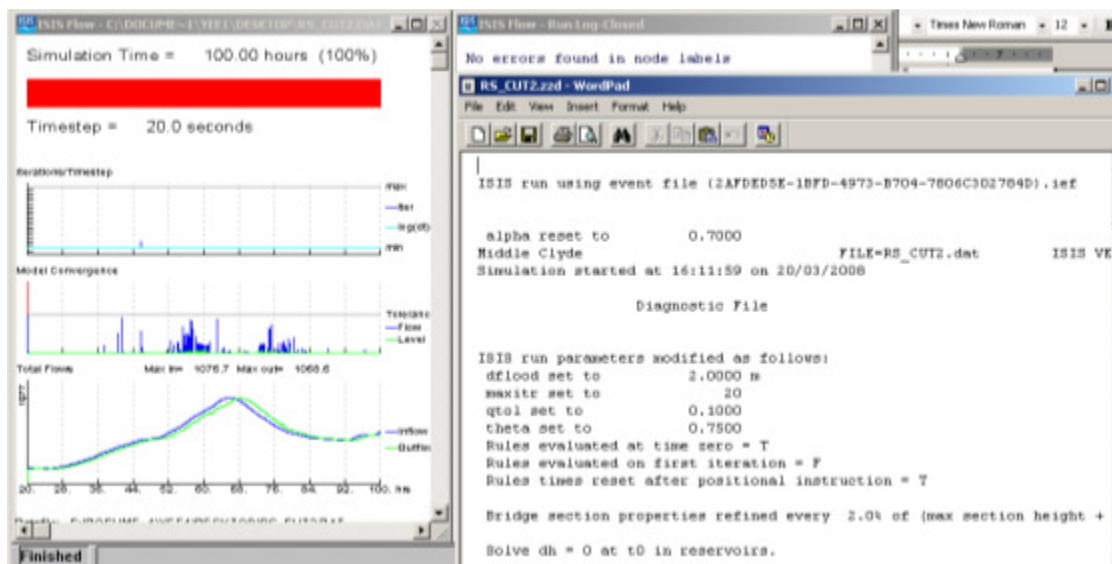
Analizând logica de lucru a fiecărui parametru și a comportamentului observat în prima etapă a analizei senzitivității, s-au efectuat diferite încercări prin mai multe combinații, obținându-se rezultate bune cu următoarele valori:

**Tabelul. 5-7 Optimizarea parametrilor numerici**

<i>dflood</i>	<i>htol</i>	<i>qtol</i>	<i>maxitr</i>	<i>minitr</i>	<i>theta</i>
2.0	0.01	0.1	2	20	0.75

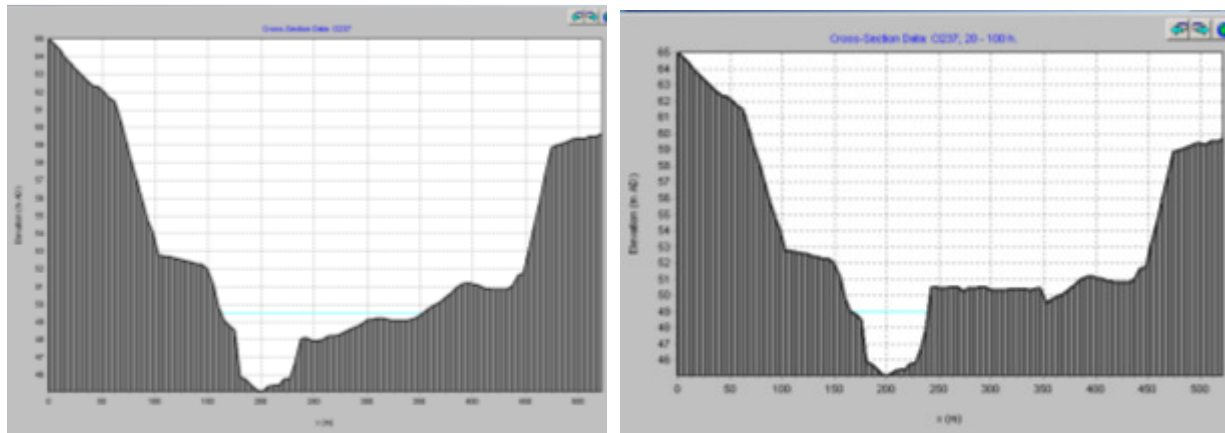
Reducerea parametrului *dflood* s-a realizat datorită creșterii nivelului de apă peste valoarea de 2m. Toleranța debitului *qtol* și toleranța de înălțime *htol* depind una de cealaltă, astfel s-a decis să se păstreze precizia de înălțime (cel mai import motiv considerat) prin nemodificarea valorii inițiale a acesteia.

Pentru debit, creșterea toleranței s-a produs datorită faptului că trebuia să asigure ulterior suficientă cantitate de apă, un debit va fi alocat unei extrageri de apă. Încercând să se aducă consistență modelului, precizia a fost mărită prin creșterea numărului de iterații. În Fig.5-12 este reprezentat graficul de convergență optimă a modelului cu parametrii optimi.

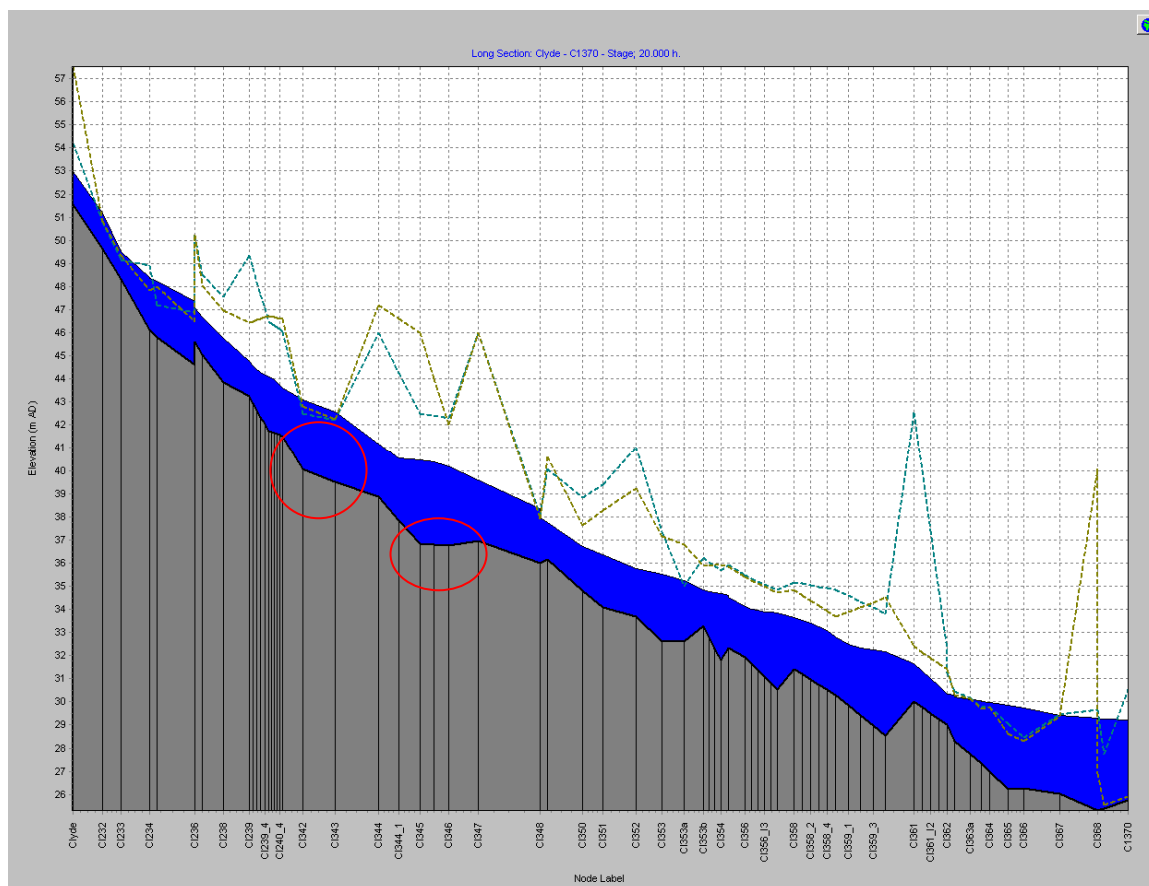


**Fig. 5-12 Graficul de convergență optimă a modelului cu parametrii optimi**

În Fig. 5-13a și Fig.5-13b sunt ilustrate starea inițială geometrică în secțiunea transversală și în profilul longitudinal, și modificările apărute în urma aplicării noilor valori în secțiunea transversală și în profilul longitudinal, în Fig.5-14 și Fig.5-15.



a) b)  
**Fig. 5-13 Secțiunea transversală: stadiul inițial (a) și stadiul după modificări (b)**



**Fig. 5-14 Profilul transversal înainte de modificări**

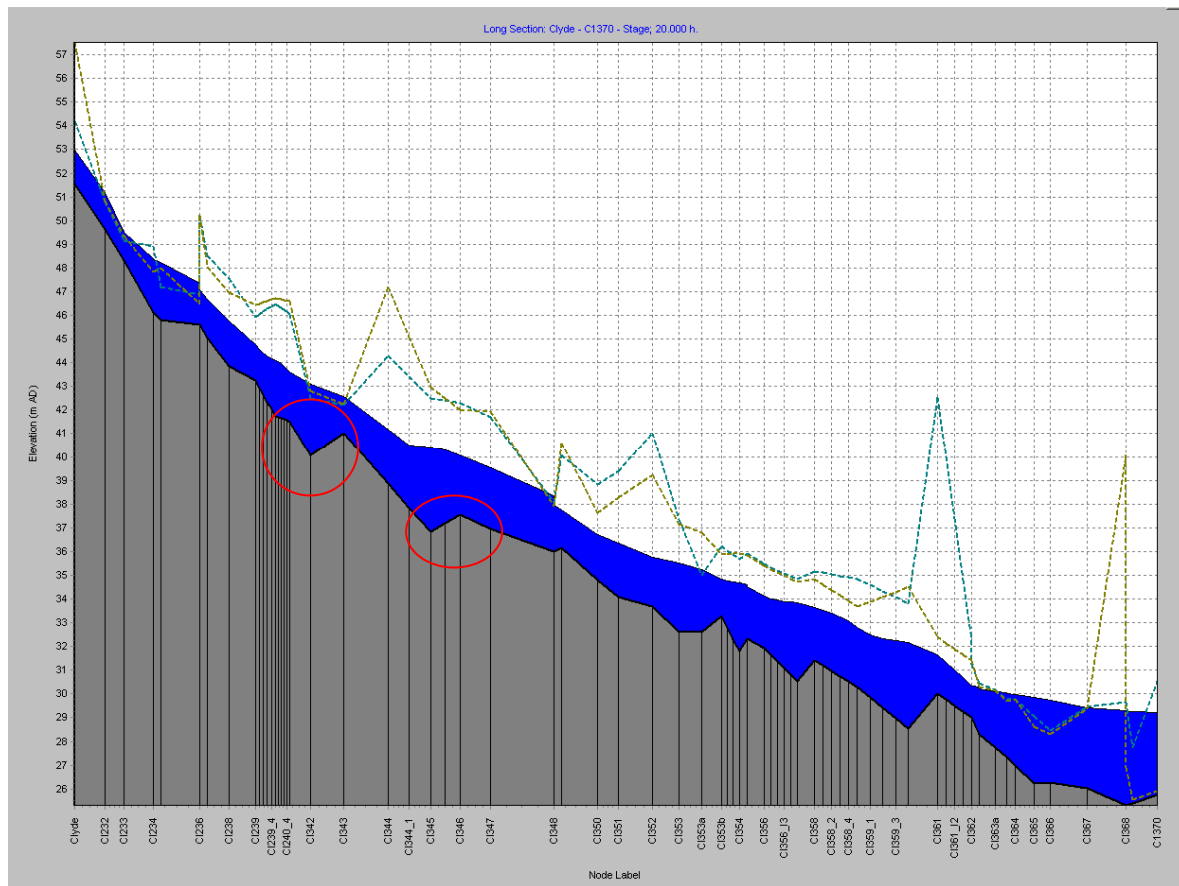


Fig. 5-15 Profilul transversal după modificări

## 5.4.4 Parametrii hidraulici de modelare

### 5.4.4.1 Rugozitatea

În analizele de sensibilitate a modelelor, rugozitatea este un parametru foarte important. Rugozitatea cursului de apă poate influența curgerea. Prin atribuirea diferitelor valori coeficientului de rugozitate Manning "n" în modelul ISIS, s-a încercat să se observe modificările nivelului de apă ce se produc în secțiunile transversale. Schimbările globale ale rugozității pot influența semnificativ nivelul de apă amonte față de podul din secțiunea C1236 și aval față de podul C1363.

Forma geometrică a secțiunilor transversale ale cursului de apă este diferită, și valorile inițiale ale coeficientului de rugozitate au fost diferite pentru fiecare secțiune transversală în parte. Au fost folosite panouri de marcaj în fiecare secțiune transversală pentru a evidenția trecerea din albia majoră cu rugozitate mare, în zona de albie minoră cu rugozitate mică. (Figura 5-16A-B).



Valorile inițiale ale coeficientului de rugozitate variază de la 0,03 în canal până la 0,1 în câteva zone ale albiei majore. Majoritatea valorilor din zona albiei minore se află între 0,03 și 0,035, în timp ce valorile din zonele inundabile se află între 0,04 și 0,07. S-au folosit până la cinci panouri de marcaj pentru a descrie secțiunile transeversale, dar în general s-au folosit doar trei astfel de panouri.

Analizele de sensibilitate s-au desfășurat în două etape. Au fost atribuite în aceste etape diferite valori pentru coeficientul de rugozitate Manning "n": în prima etapă a fost atribuită o valoare globală constantă și în a doua etapă s-a folosit un factor global de  $\pm 10\%$  față de valorile inițiale. Scopul acestor schimbări cauzate de valorile coeficientului de rugozitate este de a observa influența acestora asupra nivelelor de apă.

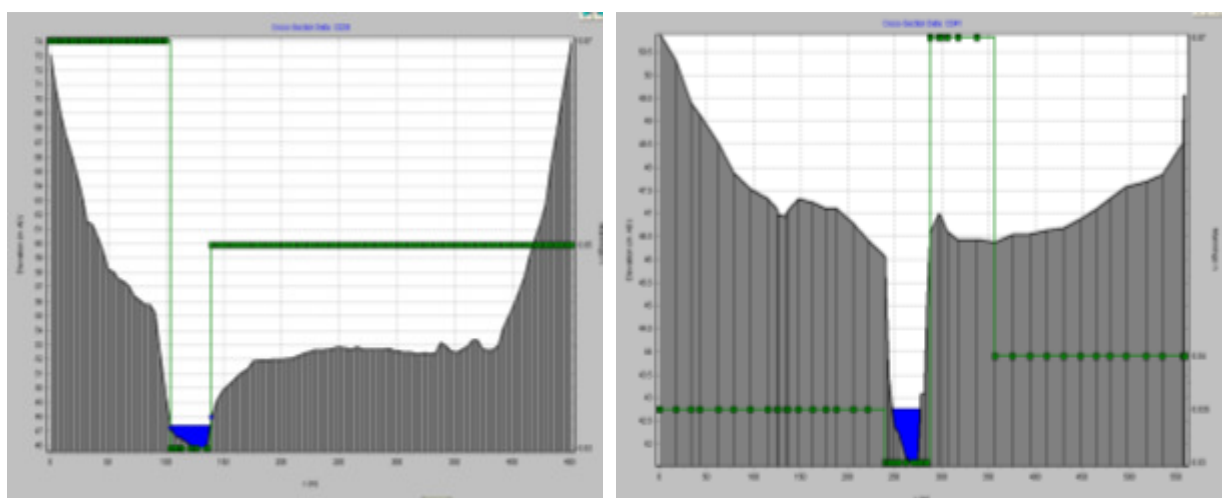


Fig. 5-16 Delimitarea prin panouri de marcaj a rugozității în secțiunile transversale caracteristice

În prima etapă a fost schimbată cu o singură valoare constantă rugozitatea globală a întregii secțiuni de râu. Valorile inițiale ale rugozității au fost înlocuite cu o valoare constantă pentru cazuri diferite, observându-se diferențele dintre nivelele inițiale de apă și cele rezultate.

Valorile coeficientului de rugozitate luate în considerare au fost: 0,03, 0,035, 0,04, 0,05, 0,06, 0,07, și 0,08. Modificările nivelelor de apă apărute au variat de la -0,58 până la 3,61 metri pentru valorile lui 'n' de la 0,03 până la 0,08. Nivelurile de apă s-au schimbat foarte puțin pentru valoarea de 0,035 a rugozității, indicând că această valoare este apropiată probabil de valoarea medie a rugozității cursului de apă.

În tabelul următor Tabelul 5-8, sunt prezentate nivelurile de apă pentru fiecare secțiune transversală în parte, rezultate pentru diferite valori ale coeficientului de rugozitate.

**Tabelul. 5-8 Nivelul de apă pentru diferite rugozități atribuite în secțiunile transversale**

Secțiunea	n=initial	n=0.03	n=0.035	n=0.04	n=0.05	n=0.06	n=0.07	n=0.08
Clyde	56.08	55.50	55.83	56.18	57.00	57.52	57.76	58.03
CI232	53.87	53.56	53.87	54.06	54.30	54.67	55.11	55.52
CI233	52.88	52.74	53.05	53.30	53.77	54.21	54.53	54.86
CI234	52.08	51.91	52.32	52.57	53.04	53.46	53.79	54.16
CI234D	52.00	51.82	52.26	52.53	53.01	53.43	53.77	54.13
CI235	51.58	51.45	51.67	52.09	52.78	53.29	53.61	53.97
CI236	50.38	50.31	50.55	50.64	50.73	50.89	51.20	51.49
CI236D	49.82	49.76	50.01	50.20	50.36	50.60	50.99	51.31
CI237	49.45	49.38	49.61	49.84	50.19	50.51	50.79	51.05
CI238	48.69	48.61	48.78	48.95	49.37	49.71	50.01	50.28
CI239	47.94	47.86	48.03	48.22	48.55	48.85	49.11	49.36
CI239_1	47.82	47.73	47.90	48.11	48.45	48.73	48.99	49.23
CI239_2	47.73	47.63	47.81	48.03	48.35	48.63	48.88	49.11
CI239_3	47.69	47.57	47.77	47.97	48.27	48.54	48.78	49.00
CI239_4	47.67	47.52	47.76	47.93	48.21	48.46	48.69	48.90
CI240	47.71	47.53	47.77	47.91	48.16	48.39	48.61	48.81
CI240I	47.61	47.43	47.70	47.85	48.10	48.33	48.54	48.75
CI240_2	47.50	47.34	47.62	47.78	48.03	48.26	48.48	48.68
CI240_3	47.42	47.28	47.51	47.69	47.95	48.18	48.40	48.60
CI240_4	47.35	47.20	47.41	47.57	47.86	48.10	48.32	48.52
CI341	47.27	47.12	47.33	47.45	47.74	48.00	48.23	48.44
CI341D	47.27	47.12	47.33	47.45	47.74	48.00	48.23	48.44
CI342	46.71	46.57	46.87	46.98	47.19	47.45	47.68	47.90
CI343	46.11	46.04	46.55	46.81	46.49	46.73	46.96	47.18
CI344	45.03	44.93	45.09	45.25	45.57	45.84	46.10	46.34
CI344_1	44.55	44.43	44.64	44.82	45.15	45.46	45.74	46.01
CI345	44.23	43.83	44.31	44.53	44.88	45.19	45.49	45.77
CI345I	44.08	43.85	44.15	44.33	44.68	45.01	45.32	45.62
CI346	43.84	43.62	43.87	44.07	44.47	44.82	45.15	45.46
CI347	43.55	43.01	43.57	43.77	44.16	44.53	44.87	45.21
CI348	41.69	41.68	41.75	41.98	42.39	42.79	43.15	43.51
CI348D	40.91	40.86	41.11	41.55	42.11	42.59	43.01	43.39
CI349	40.52	40.51	40.68	41.02	41.58	42.06	42.48	42.86
CI350	39.90	39.77	40.06	40.31	40.71	41.04	41.36	41.66
CI351	39.61	39.48	39.71	39.91	40.30	40.61	40.91	41.20
CI352	39.36	39.16	39.39	39.57	39.88	40.15	40.43	40.74
CI353	39.14	38.97	39.14	39.29	39.58	39.85	40.14	40.47
CI353a	38.95	38.79	38.94	39.07	39.34	39.58	39.88	40.23
CI353b	38.86	38.72	38.84	38.95	39.17	39.39	39.69	40.05
CI353b_I1	38.84	38.71	38.82	38.92	39.14	39.34	39.64	40.00
CI353b_I2	38.81	38.70	38.80	38.90	39.10	39.30	39.59	39.96
CI354	38.79	38.68	38.77	38.87	39.06	39.25	39.54	39.92

## MODELAREA HIDRODINAMICĂ ÎN SISTEM UNI-DIMENSIONAL (1D). STUDIU DE CAZ

<b>CI355</b>	38.69	38.60	38.69	38.78	38.98	39.16	39.46	39.85
<b>CI355D</b>	37.70	37.47	37.71	37.97	38.49	38.93	39.35	39.77
<b>CI356</b>	37.73	37.57	37.78	37.97	38.38	38.80	39.24	39.67
<b>CI356_I1</b>	37.66	37.52	37.73	37.92	38.33	38.76	39.20	39.64
<b>CI356_I2</b>	37.59	37.47	37.67	37.86	38.28	38.72	39.16	39.61
<b>CI356_I3</b>	37.52	37.41	37.62	37.81	38.23	38.68	39.13	39.58
<b>CI356_I4</b>	37.43	37.33	37.54	37.74	38.17	38.63	39.09	39.54
<b>CI357</b>	37.31	37.21	37.44	37.65	38.10	38.58	39.04	39.51
<b>CI358</b>	37.02	36.93	37.15	37.42	37.93	38.44	38.93	39.41
<b>CI358_1</b>	36.91	36.80	37.04	37.32	37.84	38.37	38.87	39.36
<b>CI358_2</b>	36.84	36.68	36.95	37.23	37.77	38.31	38.83	39.32
<b>CI358_3</b>	36.78	36.59	36.88	37.16	37.72	38.27	38.79	39.30
<b>CI358_4</b>	36.72	36.55	36.82	37.11	37.68	38.24	38.77	39.27
<b>CI359</b>	36.67	36.52	36.78	37.07	37.65	38.22	38.75	39.26
<b>CI359_1</b>	36.59	36.45	36.72	37.01	37.60	38.18	38.72	39.23
<b>CI359_2</b>	36.51	36.39	36.66	36.96	37.56	38.15	38.69	39.21
<b>CI359_3</b>	36.44	36.33	36.60	36.91	37.52	38.11	38.66	39.18
<b>CI360</b>	36.36	36.26	36.53	36.85	37.48	38.08	38.63	39.15
<b>CI361</b>	34.92	34.84	35.38	35.86	36.67	37.37	37.98	38.53
<b>CI361_I1</b>	34.75	34.67	35.22	35.69	36.49	37.18	37.79	38.32
<b>CI361_I2</b>	34.63	34.56	35.09	35.55	36.34	37.03	37.63	38.15
<b>CI361_I3</b>	34.55	34.48	34.98	35.44	36.21	36.89	37.48	37.99
<b>CI362</b>	34.50	34.42	34.90	35.35	36.10	36.77	37.35	37.86
<b>CI362D</b>	34.50	34.42	34.90	35.35	36.10	36.77	37.35	37.86
<b>CI363</b>	34.58	34.50	34.94	35.37	36.09	36.74	37.31	37.80
<b>CI363D</b>	34.33	34.24	34.76	35.22	36.00	36.65	37.19	37.67
<b>CI363a</b>	34.31	34.21	34.72	35.18	35.94	36.57	37.10	37.57
<b>CI363a_U</b>	34.30	34.20	34.70	35.14	35.89	36.51	37.04	37.50
<b>CI363a_D</b>	34.07	33.97	34.50	34.96	35.75	36.39	36.93	37.40
<b>CI364</b>	34.09	33.99	34.50	34.95	35.72	36.36	36.90	37.37
<b>CI365</b>	33.99	33.88	34.41	34.87	35.65	36.29	36.83	37.29
<b>CI366</b>	33.87	33.77	34.32	34.78	35.56	36.20	36.74	37.21
<b>CI367</b>	33.68	33.59	34.16	34.63	35.43	36.08	36.62	37.09
<b>CI368</b>	33.65	33.58	34.12	34.58	35.37	36.02	36.56	37.03
<b>CI368D</b>	33.07	33.02	33.41	33.75	34.36	34.89	35.35	35.77
<b>CI369</b>	33.08	33.03	33.41	33.75	34.36	34.88	35.34	35.76
<b>C1370</b>	33.04	33.00	33.38	33.72	34.32	34.85	35.31	35.73

Pentru o mai bună înțelegere a diferențelor, influența rugozității asupra adâncimilor de apă din secțiunile transversale, este ilustrată în figura Fig.5-17.

Graficul prezentat mai jos reprezintă corelația dintre fluctuațiile de curgere și valorile corespondente ale rugozității pentru fiecare secțiune transversală a tronsonului de râu. Rugozitatea inițială a fost considerată  $n=0,025$ , doar ca și referință. Dar precum s-a precizat anterior, valoarea reală inițială a rugozității nu a fost 0,025, ci a variat în funcție de panourile de marcaj. Tendința liniilor de curgere dintre valoarea inițială și cea dată prima dată,  $n = 0,03$ , ar trebui luată în considerare.

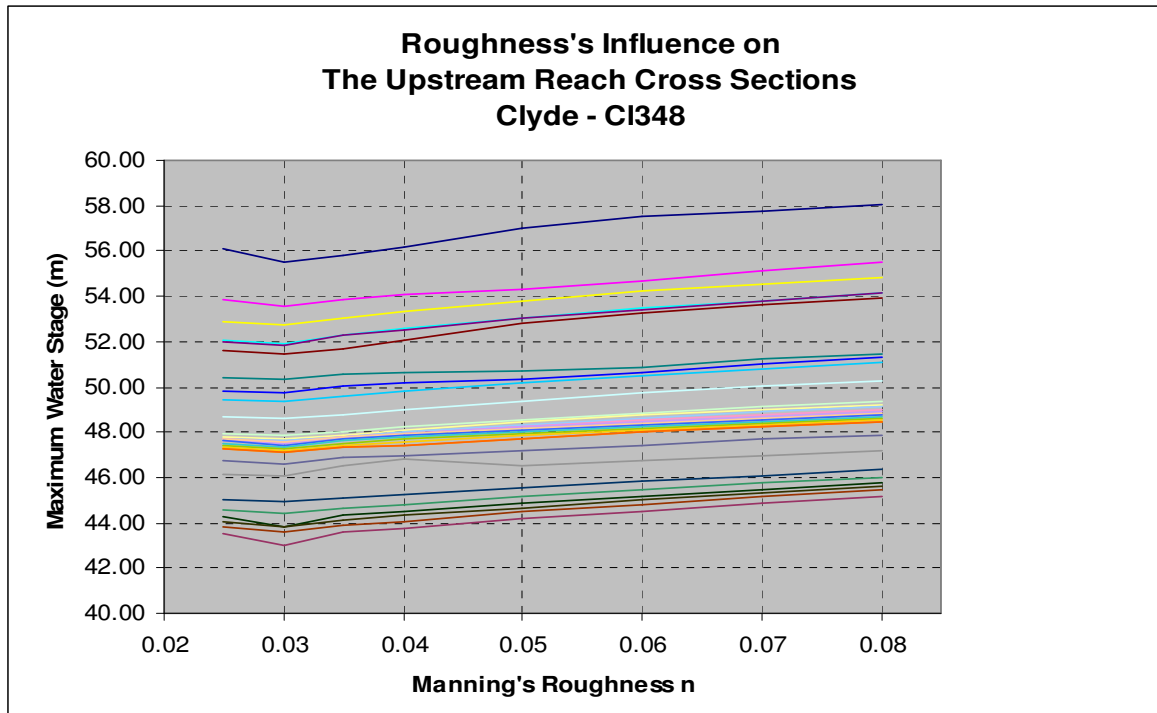


Fig. 5-17 Influența amonte a rugozității asupra adâncimilor de apă

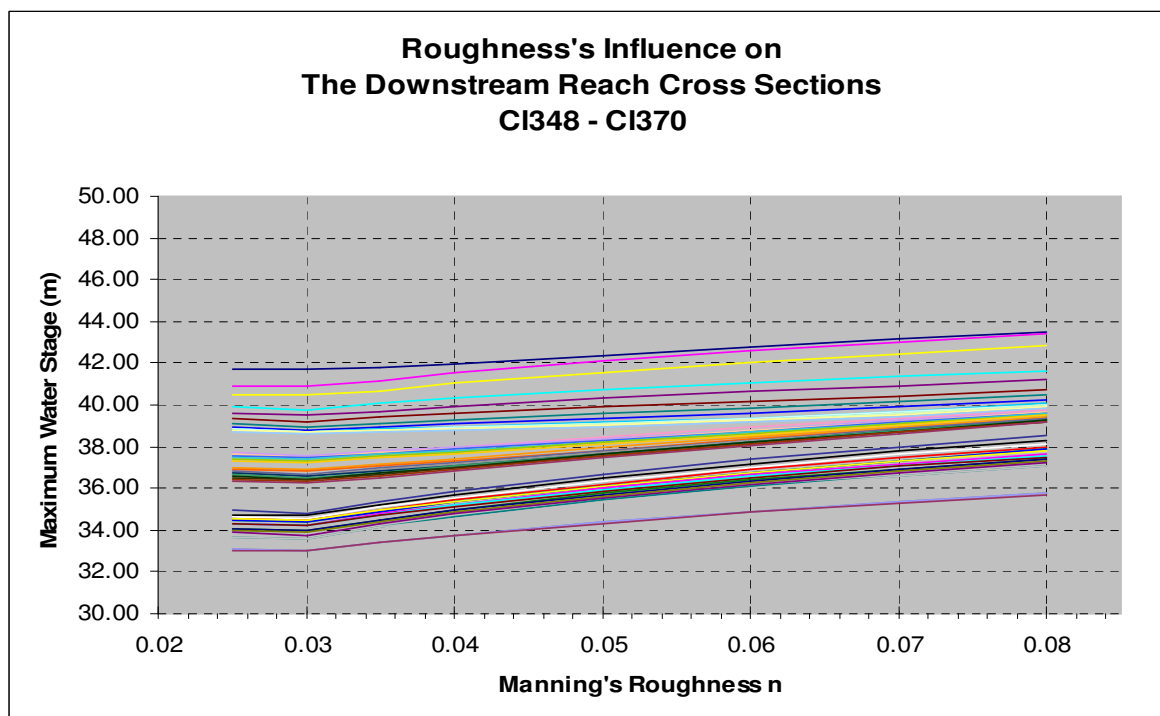


Fig. 5-18 Influența aval a rugozității asupra adâncimilor de apă

Din graficul prezentat în Fig.5-17 și Fig.5-18, evaluând fluctuațiile nivelelor de apă și sensibilitatea față de valorile atribuite rugozității, se poate observa ușor că există câteva secțiuni transversale foarte influențabile la schimbările produse valorilor rugozității. Nivelul de apă a scăzut pentru o valoare constantă a lui Manning “n” egală cu 0,03 pentru întregul sector de râu, dar pentru toate celelalte valori atribuite rugozității, nivelul de apă a crescut foarte mult ( pentru  $n = 0,07$  cu mai mult de 2m în fiecare secțiune transversală).

Majoritatea secțiunilor transversale sensibile la modificările făcute se regăsesc în zona aval a sectorului de râu studiat. Secțiunile de râu influențate sunt de la CI348 la CI350 (Fig.5-17) și de la CI356 la CI370 (Fig.5-18). Putem observa că secțiunile transversale de la CI351 la CI355 nu sunt afectate de schimbările valorilor coeficientului de rugozitate Manning “n”.

Sensibilitatea este un rezultat al formei geometrice al secțiunilor transversale și totodată a diferenței mari în geometrie dintre secțiunile transversale. Următoarele două figuri au rolul de a ilustra diferențele de formă geometrică în secțiunile transversale, una are o sensibilitate redusă (Fig.5-19) față de schimbările de rugozitate, și alta cu o sensibilitate mare (Fig.5-20).

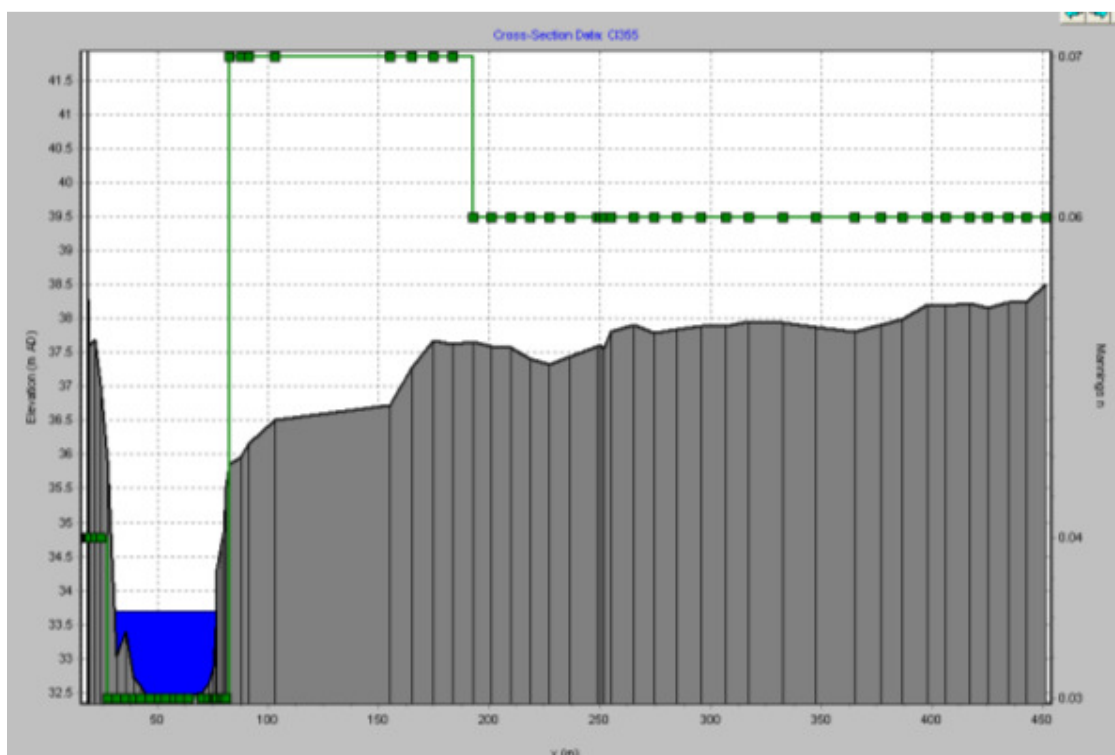


Fig. 5-19 Secțiunea transversală CI355-Sensibilitate redusă

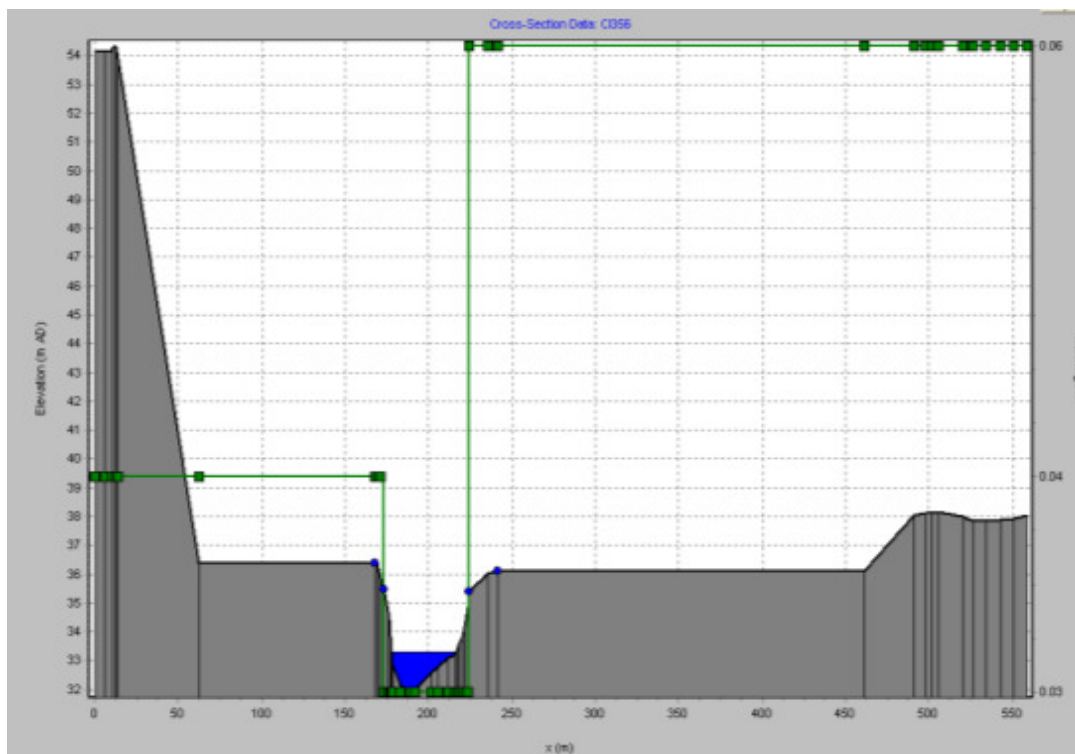


Fig. 5-20 Secțiunea transversală CI356-Sensibilitate mare

În a doua etapă a analizei s-au modificat rugozitățile inițiale cu un factor global de +/-10% pentru întregul sector de râu. În tabelul Tabelul sunt prezentate noile niveluri de apă și coeficientul Manning n pentru fiecare secțiune transversală a sectorului de râu studiat.

**Tabelul. 5-9 Nivelurile de apă corespunzătoare secțiunilor transversale în urma modificării rugozității**

Secțiunea	Nivelul de apă pentru <i>n</i> inițial	Nivelul de apă pentru <i>n</i> crescut cu 10%	Nivelul de apă pentru <i>n</i> scăzut cu 10%
Clyde	56.08	56.35	55.84
CI232	53.87	54.05	53.64
CI233	52.88	53.08	52.66
CI234	52.08	52.34	51.76
CI234D	52.00	52.28	51.66
CI235	51.58	51.72	51.41
CI236	50.38	50.54	50.19
CI236D	49.82	49.99	49.65
CI237	49.45	49.61	49.29
CI238	48.69	48.81	48.54
CI239	47.94	48.09	47.85
CI239_1	47.82	47.98	47.73
CI239_2	47.73	47.91	47.65
CI239_3	47.69	47.88	47.57
CI239_4	47.67	47.88	47.51

MODELAREA HIDRODINAMICĂ ÎN SISTEM UNI-DIMENSIONAL (1D). STUDIU DE CAZ

CI240	47.71	47.88	47.46
CI240I	47.61	47.80	47.38
CI240_2	47.50	47.71	47.32
CI240_3	47.42	47.60	47.25
CI240_4	47.35	47.50	47.18
CI341	47.27	47.42	47.10
CI341D	47.27	47.42	47.10
CI342	46.71	46.86	46.56
CI343	46.11	46.49	45.90
CI344	45.03	45.14	44.77
CI344_1	44.55	44.69	44.16
CI345	44.23	44.39	43.82
CI345I	44.08	44.22	43.88
CI346	43.84	43.95	43.55
CI347	43.55	43.73	42.99
CI348	41.69	41.73	41.66
CI348D	40.91	41.05	40.77
CI349	40.52	40.63	40.42
CI350	39.90	40.10	39.71
CI351	39.61	39.76	39.45
CI352	39.36	39.49	39.18
CI353	39.14	39.24	39.01
CI353a	38.95	39.02	38.84
CI353b	38.86	38.91	38.77
CI353b_I1	38.84	38.88	38.75
CI353b_I2	38.81	38.85	38.74
CI354	38.79	38.82	38.71
CI355	38.69	38.71	38.61
CI355D	37.70	37.77	37.50
CI356	37.73	37.87	37.57
CI356_I1	37.66	37.80	37.50
CI356_I2	37.59	37.74	37.43
CI356_I3	37.52	37.66	37.35
CI356_I4	37.43	37.58	37.26
CI357	37.31	37.47	37.11
CI358	37.02	37.20	36.88
CI358_1	36.91	37.11	36.73
CI358_2	36.84	37.03	36.59
CI358_3	36.78	36.96	36.43
CI358_4	36.72	36.90	36.28
CI359	36.67	36.84	36.13
CI359_1	36.59	36.76	35.93
CI359_2	36.51	36.68	35.73
CI359_3	36.44	36.61	35.50
CI360	36.36	36.53	35.32
CI361	34.92	35.28	34.61
CI361_I1	34.75	35.10	34.39
CI361_I2	34.63	34.98	34.28
CI361_I3	34.55	34.88	34.23

CI362	34.50	34.82	34.20
CI362D	34.50	34.82	34.20
CI363	34.58	34.87	34.31
CI363D	34.33	34.67	34.00
CI363a	34.31	34.65	33.99
CI363a_U	34.30	34.63	33.99
CI363a_D	34.07	34.42	33.74
CI364	34.09	34.43	33.76
CI365	33.99	34.33	33.65
CI366	33.87	34.23	33.51
CI367	33.68	34.05	33.29
CI368	33.65	34.01	33.29
CI368D	33.07	33.32	32.82
CI369	33.08	33.32	32.83
C1370	33.04	33.28	32.79

Ca o simplă observație, schimbările în nivelurile de apă sunt proporționale cu modificările făcute asupra rugozităților. În graficul următor din Fig.5-21 , sunt evidențiate fluctuațiile de curgere cu privire la schimbările de rugozitate.

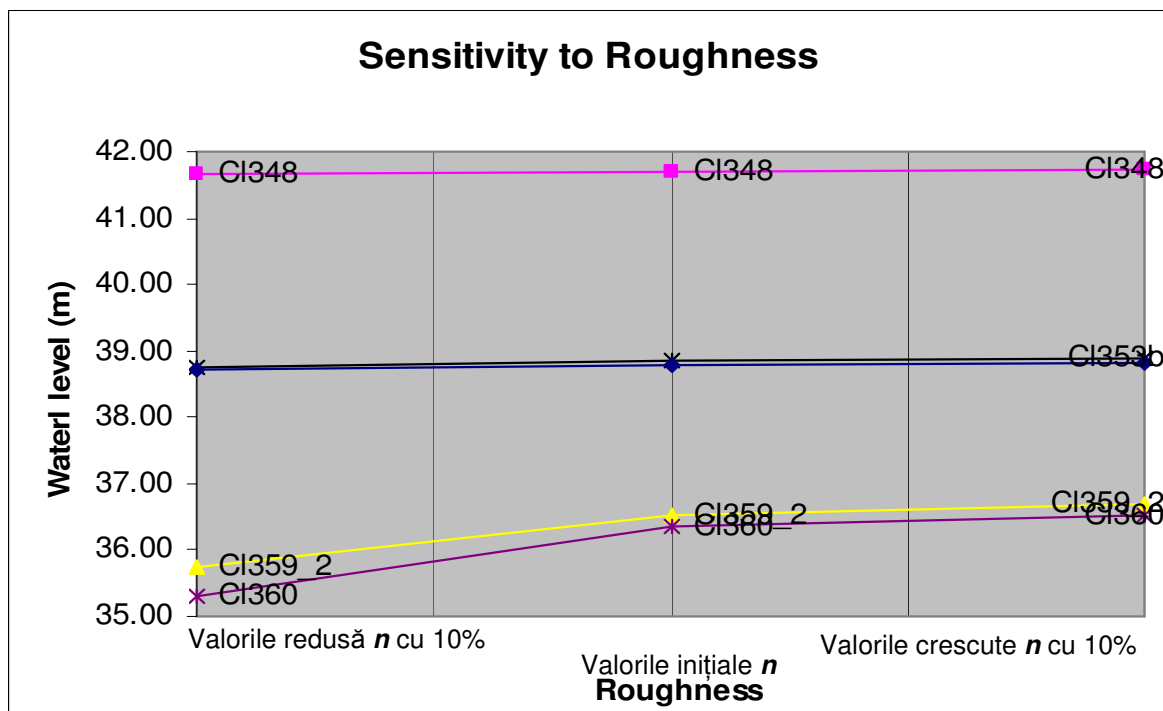


Fig. 5-21 Analiza sensibilității față de variațiile de rugozitate



În figura Fig.5-21 au fost prezentate fluctuațiile de curgere pentru câteva secțiuni transversale reprezentative. Sensibilitatea secțiunilor transversale față de modificările rugozității se poate observa foarte ușor. În grafic sunt reprezentate doar patru secțiuni transversale: CI348, CI53\_b, CI359\_2 și CI360.

Secțiunile transversale CI348 și CI53\_b prezintă o modificare nesemnificativă cauzată de schimbările produse în valorile rugozității, astfel se consideră că au o sensibilitate redusă. Secțiunile transversale CI359\_2 și CI360 sunt caracterizate de o cădere dinamică a nivelurilor de apă de la valoarea inițială a rugozității până la valoarea redusă cu 10%. Această tendință accentuează sensibilitatea acestora față de modificările suferite de rugozitate.

### 5.4.5 Concluzii

Modelul a demonstrat o sensibilitate crescută față de parametrul hidraulic de rugozitate. Se știe că în general că rugozitatea hidraulică este parametrul cel mai sensibil la modificări, și din păcate, unul dintre cel mai greu de reprezentat cu precizie. Este foarte important pentru model ca realitatea fizică să fie cât mai precis reprezentată.

Orice model este sensibil față de schematizarea cursului de apă și față de datele de intrare. Acest model nu reprezintă vreo excepție. Afluentul Nethan a fost modelat doar cu un debit de 1mc. Dacă acest râu ar fi fost aproape de pragul de revărsare atunci când râul Cyde a atins vârful undei de viitură, atunci s-ar fi înregistrat niveluri de inundație mult mai mari.

Drept recomandare se poate investiga, ca un studiu viitor, relația de timp și propagare între aceste două brațe, pentru a înțelege care curgere sau revărsare este posibilă, și riscul asociat acestora. Parametrii numerici au arătat diferite grade de sensibilitate a preciziei și convergenței modelului. Este de înțeles că toți acești parametri sunt interconectați și astfel trebuie avută multă grijă atunci când se modifică vreunul dintre ei, nu contraatacând unul dintre ei.

## 6 MODELAREA HIDRODINAMICĂ ÎN SISTEM BI-DIMENSIONAL (2D). STUDII DE CAZ

*„Râurile se mută de pe pământ pe apă pe pământ, înăuntrul și afara organismelor, reamintindu-ne ceea ce strămoșii noștri nu au uitat niciodată: că nu putem separa pământul de apă, precum oamenii de pământ”*

Lynn Noel,  
autoare canadiană

### 6.1 Modelarea hidrodinamică în sistem bi-dimensional (2D)

Modelarea cursurilor de apă în sistem bi-dimensional se utilizează în cercetare și în aplicațiile ingineresti de câțiva ani. În orice caz, recenta sa popularitate își are originea mai ales, din îmbunătățirile semnificante în cantitatea și calitatea datelor disponibile, în special în datele geografice și geologice. Dar dacă disponibilitatea datelor și tehnicile de bună vizualizare nu se potrivesc cu modelul adecvat, se ajunge la rezultate deosebite văzute din exterior, dar ce pot fi nu atât de bune pe cât par.

Modelele bi-dimensionale, în ultimul timp, ce sunt folosite în modelarea cursurilor de apă, pot fi împărțite în trei categorii: modele quasi 2D, modele complet 2D și modele combinate 1D2D.

#### 6.1.1 Modelele quasi 2D

Există două tipuri de modele quasi 2D, cum sunt: modele compartimentate și modele bazate pe raster. Chiar dacă ambele tipuri fac parte din aceeași categorie, dezvoltarea lor a început din puncte diferite. Modelele compartimentate s-au dezvoltat ca extensii ale modelelor complet uni-dimensionale (1D), în timp ce modelele compartimentate ignoră debitul cursului de apă, fie prin scăderea debitului mediu ( $Q_{med}$ ), fie modelarea acestuia se face într-o manieră simplistă.

### 6.1.1.1 Modelele compartimentate

În aceste modele curgerea prin albia medie este modelată cu ajutorul ecuațiilor complete Saint Venant. Albia majoră este împărțită în compartimente (fig. 6-1), datorită obstacolelor naturale sau artificiale (drumuri, diguri, etc.). Primele modele de acest tip au fost realizate cu 30de ani în urmă.

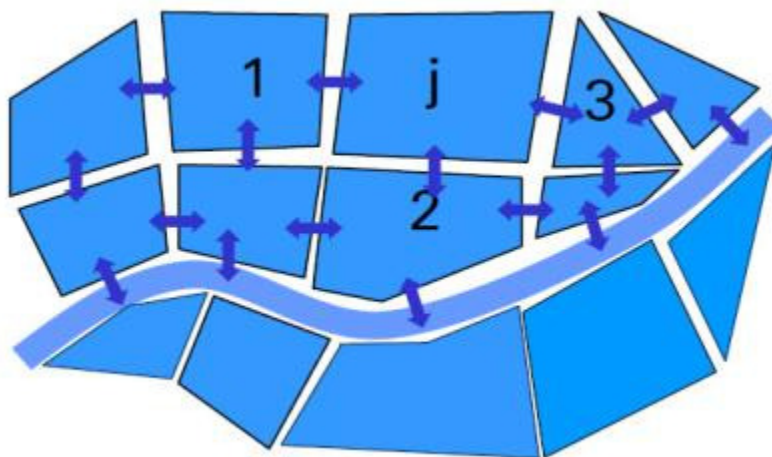


Fig. 6-1 Împărțirea schematică a albiei majore a unui curs de apă

Nivelul de apă în fiecare compartiment se determină conform ecuației de continuitate, în timp ce curgerea de-alungul marginilor compartimentului este calculată conform unor ecuații de calcul pentru pragurile hidraulice, utilizând nivelele de apă din două compartimente adiacente și caracteristicile obstacolelor dintre ele.

Una din marile probleme ale acestor tipuri de modele este alegerea coeficientului ecuațiilor pentru pragul hidraulic. Dacă sunt date disponibile suficiente, calibrarea modelului este posibilă.

Aceste modele folosesc în general, calculul implicit ce face rezolvarea dificilă, în special dacă compartimentele fără apă nu sunt excluse din calcul la fiecare pas de timp. În orice caz, pașii de timp nu trebuie micșorați. Aceste modele redau rezultate bune atunci când albia majoră poate fi împărțită evident în compartimente.

### 6.1.1.2 Modelele bazate pe raster

Modelele quasi bi-dimensionale bazate pe raster, sunt recent dezvoltate, în ultimii 5-7ani, și se bazează pe aceeași idee ca și modelele quasi 2D compartimentate, prin reducerea dimensiunii compartimentului la dimensiunea unui element raster. Dezvoltarea acestor modele a fost condusă de tipul de date disponibile. Acestea conțin elemente importate direct din modelul terenului în format digital (DTM).

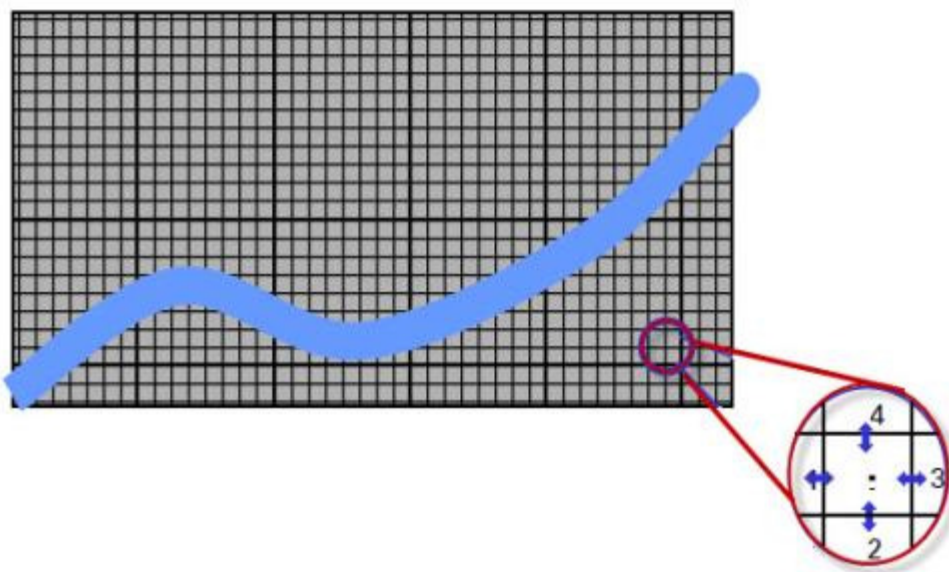


Fig. 6-2 Reprezentarea unei rețele în sistem RASTER

Trecerea (curgerea) de la o celulă la alta se estimează cu ajutorul nivelelor de apă și prin aplicarea uneia din următoarele ecuații: curgerea uniformă sau aproximarea de difuzie a unei valului. Ecuațiile de continuitate sunt folosite, apoi, pentru actualizarea nivelului de apă în celule, prin integrarea tuturor afluenților.

Principalele deficiențe ale acestor tipuri de modele sunt:

- Limitarea aproximării curgerii uni-dimensionale și a fluxului curgerii dintre celule.
- Probleme de stabilitate cauzate de calcule explicite. Pașii de timp mici sunt necesari pentru a îndeplini condițiile numărului lui Courant.
- Dificultățile cauzate de influența asupra modelării a caracteristicilor lineare ce obstrucționează curgerea (diguri, drumuri, etc.), dar acestea sunt prea „subțiri” pentru a fi modelate prin ridicarea nivelelor unor celule.
- Există probleme cu prelucrarea și pregătirea datelor, precum și cu recunoașterea căror obstacole ar putea fi permeabile.

### 6.1.2 Modelele compet bi-dimensionale

În ultimii 35 de ani, modelele complet bi-dimensionale s-au dezvoltat ca rezultat al interacționării dintre ingineria costieră și cea a cursurilor de apă. Majoritatea aplicațiilor modelării cursurilor de apă au fost în domeniul transportului sedimentar și morfologic, unde exista nevoia investigării caracteristicilor curgerii complexe și se limitau la domenii mici.

Unul dintre motivele pentru care modelele bi-dimensionale bazate pe raster a devenit mai popular, este din cauza faptului că aceste modele 2D nu sunt suficient de flexibile sau eficiente din punct de vedere a calculului pentru a trata domenii largi de studiu.

Modelele bi-dimensionale se bazează pe ecuațiile Navier-Stokes

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hv_x)}{\partial x} + \frac{\partial(hv_y)}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial(hv_x)}{\partial t} + \frac{\partial(hv_x^2 + gh^2/2)}{\partial x} + \frac{\partial(hv_y v_x)}{\partial y} = gh(So_x - Sf_x)$$

$$\frac{\partial(hv_y)}{\partial t} + \frac{\partial(hv_y^2 + gh^2/2)}{\partial y} + \frac{\partial(hv_y v_x)}{\partial x} = gh(So_y - Sf_y)$$

Unde. **h** – adâncimea de apă (m)  
**x** – coordonata x (m)  
**y** – coordonata y (m)  
**t** – timpul (s)  
**g** – accelerația gravitațională (m/s<sup>2</sup>)  
**v<sub>y</sub>, v<sub>x</sub>** - vitezele în direcțiile y și respectiv x (m/s)  
**So<sub>x</sub>, So<sub>y</sub>** - pantele talvegului în direcțiile x și respectiv y  
**Sf<sub>x</sub>, Sf<sub>y</sub>** - pantele de frecare pe direcțiile x și respectiv y.

Metodele de calcul pentru ecuațiile Saint Venant se pot împărți în funcție de tipul de rețea de discretizare folosită: **rețele structurate** și **rețele nestructurate**. În Fig.6-3 sunt schematizate cele două feluri de rețele. Ambele tipuri de rețele sunt utilizate în formă de tablă de șah, cu adâncimea de apă în centrul fiecărei celule și cu debitul specific unei celule situat pe partea opusă interfeței acesteia cu celula alăturată. Singura excepție o face metoda volumelor finite, în care toate cele trei variabile (adâncimea de apă și cele două componente ale vitezei) sunt situate în centrul celulei.

**Rețelele structurate** sunt în general asociate cu metoda diferențelor finite, dar se pot utiliza și prin metoda volumelor finite; acestea sunt:

- Simplu de creat și dezvoltat;
- Au nevoie de mai puțină memorie de stocare;
- Pot proveni direct din DTM;
- Vizualizarea rezultatelor este strică și directă;
- Au dificultăți în descrierea domeniilor iregulare, în special în cazul obstacolelor.

**Rețelele nestructurate** sunt asociate cu metoda volumelor finite și cu metoda elementelor finite:

- Necesită algoritmi de generare;
- Au nevoie de un transfer mai mare de date;
- Necesită mai multă capacitate de memorie;
- Vizualizarea rezultatelor e mult mai complicată;
- Mai exigent din punct de vedere al calculelor.

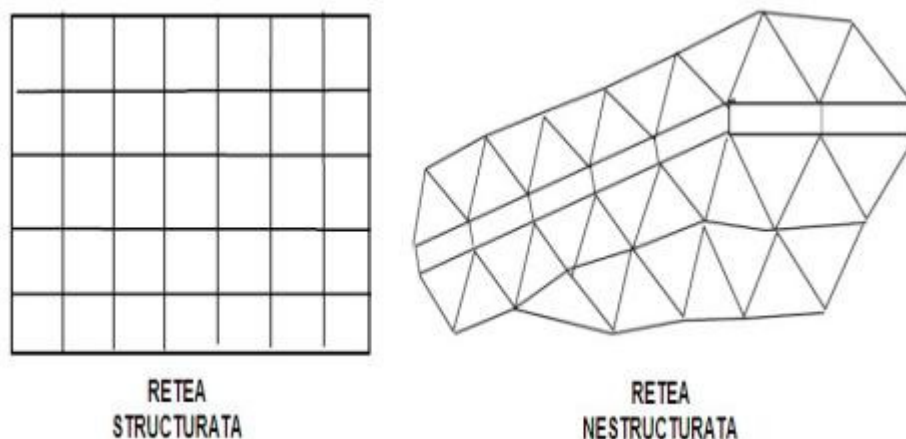


Fig. 6-3 Reprezentarea rețelelor de discretizare

Metodele de rezolvare care sunt în general asociate cu ecuațiile Saint Venant, sunt: metoda diferențelor finite, metoda elementelor finite și metoda volumelor finite.

**Metoda diferențelor finite** este utilizată de majoritatea pachetelor comerciale, fiind cea mai eficientă din punct de vedere al calculului. Această metodă se poate regăsi în două variante: algoritmi ADI (alternarea implicită a direcției) sau algoritmi complet implicați. Algoritmii ADI sunt mai eficienți din punct de vedere al calculului.

**Metoda elementelor finite** nu a devenit atâta de populară, mai ales datorită faptului că sunt prea multe cerințele de calcul și, precum se regăsește și în literatură, are probleme cu conservarea masei.

**Metoda volumelor finite**, cunoscută sub numele de determinanții Riemman, este o metodă recentă de rezolvare, utilizată mai mult în cercetare. Aceasta permite modelarea curgerii rapid variate, precum curenții tranzitorii și salturile hidraulice. În modelarea cursurilor de apă această metodă este asociată cel mai des cu studiile în cazul ruperilor de baraje. Principala problemă este necesitatea explicită a unor pași extrem de mici de calcul și timp.

Ca o concluzie, dezavantajul modelelor hidraulice bi-dimensionale atunci când sunt utilizate în modelarea cursurilor de apă, este rezolvarea dificilă, ce limitează studiul amănunțit doar pentru tronsoane de râu, și nu pe întreaga lungime.

#### 6.1.2.1 Modelarea în sistem bi-dimensional a albiei majore

Deversarea în albia majoră și curgerea în zonele de retenție se calculează prin utilizarea unui model bi-dimensional, ținându-se cont doar de ecuația de continuitate, în timp ce schimbul de moment dintre celulele rețelei de discretizare e reprezentat prin formulele empirice ale curgerii. Această simplificare a ecuațiilor de curgere în regim de mică adâncime este în mod particular adecvată situațiilor cu condiții inițiale în regim uscat (Bates și De Roo, 2000).

Modelul bi-dimensional de propagare a undei de viitură consideră fiecare celulă ca un volum de stocare pentru care modificările înălțimilor ed apă sunt egale cu fluxurile înăuntru-afară din celulă în timpul unui pas de timp (ecuația ).

$$\frac{\partial V_i}{\partial t} = b^2 \frac{\partial h_i}{\partial t} = \sum_i Q_{i,j} + Q_{BC,i}$$

unde  $V_i$  din celula  $i$  descrie volumul existent de apă ( $m^3$ ),  $t$  este timpul (s) și  $Q_{i,j}$  reprezintă fluxurile ( $m^3/s$ ) dintre două celule  $i$  și  $j$ .  $Q_{BC,j}$  reprezintă debitul ( $m^3/s$ ) din celula  $i$  dinafara domeniului modelului. Lățimea fiecărei celule cuadratice este  $b$  (m) și  $h$  este înălțimea nivelului de apă (m).

Conservarea momentului se neglijează, atunci când vitezele de curgere sunt foarte mici. Aceste metode de stocare sunt mult mai rapide decât orice metodă disponibilă RANS (Reznolds-avaraged Navier-Stokes). Pe de altă parte metodele celulelor de stocare se bazează pe soluția unui set de ecuații diferențiale ordinare rigide (ODE), unde anumite metode implicite au o performanță mult mai bună decât cea a metodelor explicite. Astfel, metodele explicite nu sunt în general convenabile pentru metodele de stocare în celule (Kamrath, 2008).

### 6.1.2.2 Modelarea curgerii d.p.d.v. morfologic în sistem bi-dimensional

Două tipuri de modele bi-dimensionale se utilizează:

1. modelele bi-dimensionale verticale (2DV)
2. modelele bi-dimensionale orizontale (2DH).

Modelele bi-dimensionale verticale se aplică pentru predicția cantităților de transport și eroziune în râuri, estuare și zonele maritime.

În cazul cursurilor de apă, aplicațiile acestor modele sunt mult legate de depozitele de nisip în sistemele de conducte, în tranșeele tunelurilor și denisipatoarelor pentru canalele de irigație.

În cazul condițiilor de depuneri de nisip, este folosită o abordare quasi-permanentă. Astfel de modele sunt folosite în mod frecvent undele transportul sedimentelor suspendate este concentrat.

În multe cazuri de apă de mică adâncime, variația verticală a cantității curgerii este de interes redus. În aceste cazuri distribuția orizontală a mediei cantităților verticale, trebuie determinată. Aceste valori ale adâncimii medii se pot defini precum urmează:

$$U = \frac{1}{h} \int_{z_w}^{z_b} u dz$$

$$\Phi = \frac{1}{h} \int_{z_w}^{z_b} \Phi dz$$

Modelele bi-dimensionale orizontale se bazează integrarea adâncii în ecuațiile de mișcare a apei asociată cu formulele de transport sedimentar. Aceste modele se folosesc pentru prognozarea:

1. Topografiei fundului râurilor aluvionare curbiliniu;
2. Dezvoltarea meandrelor împreună cu modelele de eroziune a malurilor;
3. Caracteristicilor canalului și clasificarea aspectului planimetriei;
4. Clasificarea fenomenelor din derivațiile cursului de apă;
5. Undelor inițiale din teren, situația inițială și nivelurile fundului în cazul apelor maritime.

În Tabelul 6-1 sunt prezentate câteva modele (2D) cu pat mobil. Modelele sunt concepute diferit, după cum urmează:

- Modele topografiei fundului cursului de apă;
- Modele pentru simularea fenomenului de meandrare;
- Criteriul de clasificare în funcție de planimetrie;
- Modele pentru sortarea granulometriei în derivații.

**Tabelul 6-1 Prezentarea unor modele (2D) cu pat mobil**

NR	REFERINȚĂ	TIPUL	CURGERE	COMENTARII
1	Engelund (1974)	2DH (s,r)	Permanentă	<b>Model al curgerii și topografiei fundului unui canal curbiliniu cu maluri neerodabile. Rezultatele sunt comparabile cu experimentele de laborator.</b>
2	Engelund (1975)	2DH (s,r)	Permanentă	<b>Model al curgerii și topografiei fundului unui canal curbiliniu de mică adâncime. Analizarea stabilității s-a folosit pentru prognozarea geometriei fundului cursului de apă la scara mare. Rezultatele sunt comparabile cu experimentele de laborator.</b>
3	Olesen (1983)	2DH (x,y)	Permanentă	<b>Model al curgerii și topografiei fundului râurilor aluvionare drepte, cu încărcări aluvionare dominante.</b>
4	Ikeda și Nishimura (1985)	2DH (s,r)	Permanentă	<b>Model al topografiei fundului derivațiilor cursurilor de apă aluvionare. Include efectele sedimentelor în suspensie. Modelul a fost aplicat pe derivația Helm a râului Wabash.</b>
5	Przedwojski (1988,1990)	2DH (s,r)	Permanentă	<b>Este prezentat modelul curgerii și a topografiei albiei. Sunt obținuți diferiți parametri ai deformării albiei și numărului relativ de undede propagare.</b>
6	Bognar (1987, 1989)	2DH (x,y)	Nepermanentă	<b>Un model morfologic quasi 2D este prezentat pentru prognoza variațiilor longitudinale și transversale ale topografiei albiei în canalele ramificate natural</b>



### 6.1.3 Modelele combinate 1D2D

Modelele bazate pe o descriere uni-dimensională (1D) a canalului de curgere și o descriere bi-dimensională (2D) a albiei majore combină benefic și eficient conceptele celor două tipuri de modele. Modelele combinate 1D2D s-au dezvoltat în ultimii ani, fiind utilizate în special în cazul studiului inundațiilor.

Din punct de vedere al eficienței de calcul, acestea se regăsesc între cerințele modelelor 1D și cele 2D. Și aceste modele se împart în categorii, în funcție de felul în care se face distribuția pe grilă, precum este prezentat în Fig. 6-4.

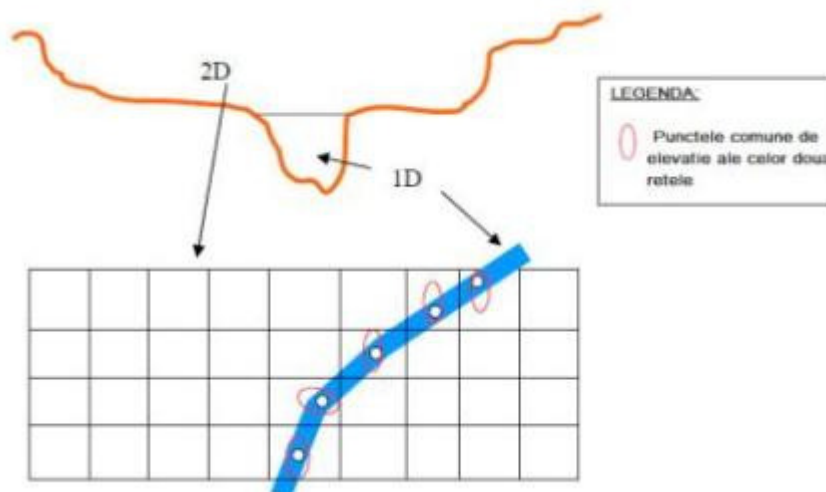


Fig. 6-4 Reprezentarea schematică unui model combinat 1D2D prin abordarea SOBEK

Spre exemplu, principalele avantaje ale abordării în SOBEK (Fig.6-4) sunt că problemele cauzate de discretizarea domeniului de curgere în grile rectangulare sunt evitate, și apa urmărește în sistem bi-dimensional traiectoria de curgere atât în albia minoră cât și mai ales în albia majoră. Dezavantajele sunt date de dimensiunile pașilor a două celule ale grilei trebuie să fie corelate și astfel inundația doar dintr-o parte a cursului de apă este mult mai dificil de modelat.

În Fig. 6-5 este reprezentat schematic un model combinat 1D2D printr-o altă abordare (gen ISIS )

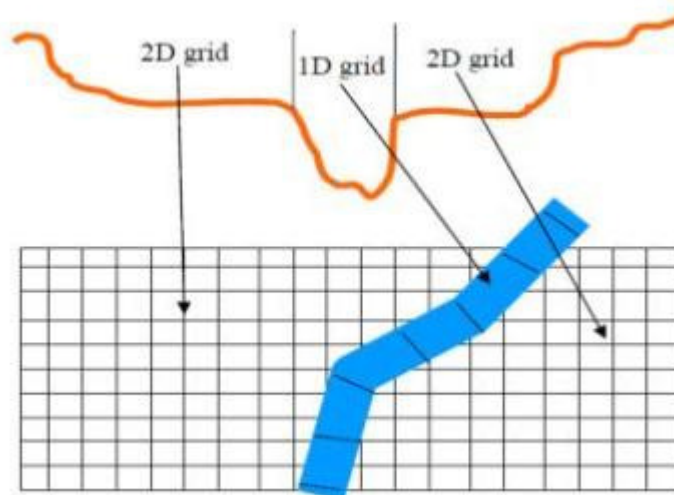


Fig. 6-5 Reprezentarea schematică unui model combinat 1D2D printr-o altă abordare

Avantajele acestui model sunt date și de ușurința cu care se poate modela viitura propagată din ambele părți ale malurilor la timpi diferiți.

Principalul dezavantaj în cazul modelării combinate uni- bi- dimensionale, este că apa de-asupra nivelului albiei minore urmărește întotdeauna direcția traiectoriei uni-dimensionale.

Abordarea hibridă combină modele de diferite dimensiuni prin cuplare. Mecanismul de cuplare este responsabil de schimbările de informații dintre sub-modele sub forma condițiilor de margine. O soluție decuplată este imposibilă atâta timp cât condițiile de margine schimbate devin din nou condiții de margine ale modelului schimbat cu el însuși și invers.

Spre exemplu: dacă nivelul apei dintr-un modelul cursului de apă crește de-asupra înălțimii digurilor de protecție, atunci curgerea peste diguri depinde atât de nivelul de apă din râu cât și de cel din albia majoră. În următorul pas de timp nivelul de apă din râu depinde din nou de debitul deversat anterior peste diguri. Deci cuplarea dintre modele trebuie să fie bidirecțională.

Cu scopul de a evita interații costisitoare de calcul și de a menține erorile la un nivel mic, la frontierele de cuplare este aplicată o metodă de predicție-corecție. Relația dintre nivelul de apă și debit se poate stabili fie prin valorile comune ale elementelor cuplate (Dhondia și Stelling, 2002), fie prin intermediul unei ecuații de transformare.

#### **6.1.4 Condițiile de margine în modelele bi-dimensionale (2D)**

Condițiile de margine în cazul modelelor bi-dimensionale sunt similare cu cele în cazul modelării uni-dimensionale. Principala diferență între cele două tipuri de abordări este aceea că hidrograful de atenuare este înlocuit de margine deschisă.

Aceste margini deschise utilizează câteva informații adiționale din domeniu pentru a determina relația dintre curgere și adâncimea de apă ce nu cauzează reflecția.

În modelele combinate 1D2D există câteva condiții de margine speciale interne, ce conectează capetele rețelelor uni-dimensionale cu grilele bi-dimensionale, în cazul în care nu sunt legate printr-un singur nod de asociere.

Modelele 2D necesită și ele condiții inițiale, influența acestora dispărând după un anumit timp, și în acest caz.

#### **6.1.5 Calibrarea modelelor bi-dimensionale (2D)**

Pentru modelarea bi-dimensională a cursurilor de apă nu există niciodată suficiente date pentru calibrare. Astfel, majoritatea modelelor bi-dimensionale calibrate parțial pot fi considerate drept aproximări (cum ar trebui să fie toate modelele) și pot fi îmbunătățite dacă sunt disponibile mai multe date.

Dacă calibrarea (modelelor 1D și 2D) se face fără succes, nu doar parametrul coeficientului de rugozitate este singurul ce a dus la acest rezultat. Alte motive sunt:

- Pașii prea mari de discretizare conduc la erori de trunchiere prea mari și difuzii numerice
- Date inadecvate
- Simplificarea problemei studiate prin presupunerile făcute în ecuațiile de bază
- Date hidrologice de intrare inadecvate
- Fenomene importante n-au fost luate în calcul (infiltrația, variațiile de rugozitate sezoniere, eroziunea patului albiei, etc.)

### 6.1.6 Concluzii

Modelele bi-dimensionale se vor utiliza tot mai mult în modelarea cursurilor de apă. Acest lucru este condus de disponibilitatea datelor despre teren și de dezvoltarea programelor software. Pericolul este că evoluția software nu urmărește întotdeauna cele mai avansate metode de calcul, și devin complicate și inutile. Acest lucru apare datorită faptului că ușurința de utilizare și de vizualizare a rezultatelor este preferată mai mult de utilizatori decât performanța modelului din punct de vedere al eficienței și preciziei de calcul.

Este bine de reținut ca modelarea bi-dimensională să se facă între anumite limite ale incertitudinii, ținându-se cont de parametrii cunoscuți, și evitându-se prea multe aproximări și alegerea termenilor arbitrară, fapt ce ar crește nesiguranța rezultatelor și a modelului.

## 6.2 Studiul de Caz 1

În primul studiu este prezentat cazul modelării hidrodinamice bi-dimensionale a ruperii unui baraj ce are ca efect inundarea unui „oraș ideal”. Pentru această situație au fost create, și apoi simulate două modele bi-dimensionale realizate cu două programe diferite, SOBEK 2D și Brezo2D. Rezultatele simulărilor au fost comparate cu rezultatele modelării fizice ale aceluiași caz. Motivul abordării acestui studiu de caz a fost cel de a studia dacă prin utilizarea modelării matematice a inundației unui mediu urban, se poate obține ca rezultat al simulării traiectoria de propagare a undei de viitură comparabilă cu cea reală.

### 6.2.1 Descrierea cazului “Orașul Ideal”

În cazul inundațiilor din mediul urban o importanță majoră o are faza severă ce implică anume particularități precum vitezele mari și regimul de curgere transcritic, impactul valurilor asupra structurilor, sau creșterile nivelurilor de apă ce urmăresc reflecția valurilor împotriva unei structuri (Sandra Soares-Fraza, 2008). Experimentele de rupere de baraj sunt adeseori folosite pentru simularea inundațiilor urbane. În mod experimental au fost studiate cazurile de inundații urbane în special pentru condițiile de curgere permanent, fie în regim subcritic, fie în regim supercritic. A fost investigat faptul că, în timpul inundațiilor, în condiții de curgere rapidă, faza severă de curgere tranzitorie este urmată de o curgere liniștită tranzitorie ce e aproape din anumite aspect de condițiile de curgere permanentă.

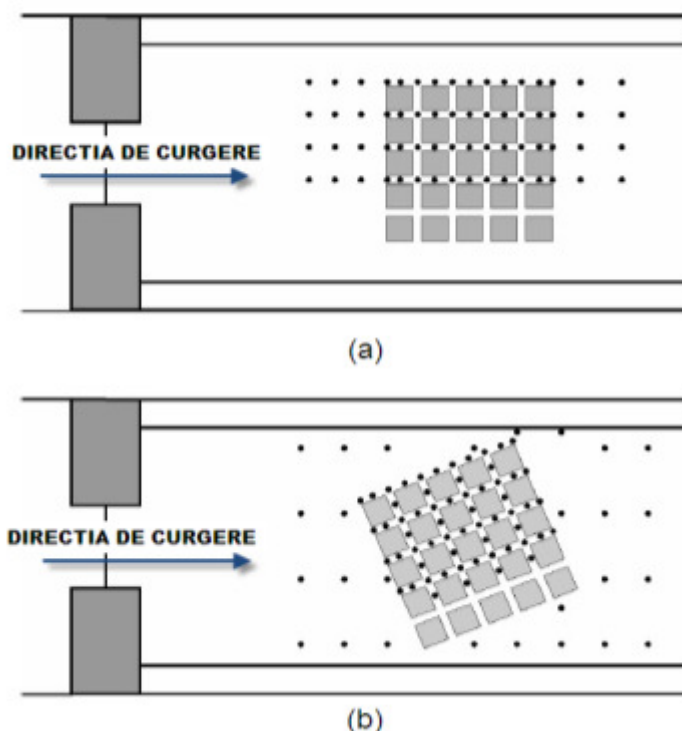


Fig. 6-6 Schematizările “Orașului Ideal” și poziționarea punctelor de stație  
(a) Cazul 1 și (b) Cazul 2 (Sandra Soares-Franza, 2008)

În acest studiu experimental de simulare a unei rupei de baraj este prezentat sub forma a două schematizări ideale de oraș: (1) O schemă pătratică de 5x5 clădiri aliniată în lungul direcției de curgere (Cazul1, Fig.6-6a)), și (2) aceeași schemă a orașului ideal, dar nu alineat în lungul direcției de curgere (Cazul2, Fig.6-6b)). Datele au fost înregistrate de nivelmetre ce au măsurat nivelurile medii de apă și prin tehnici de imagistică digitale.

Experimentele au fost elaborate în laboratorul hidraulic al Departamentului de Inginerie Civilă și de Mediu al Universității Catolice din Louvain, Belgia. Canalul pentru teste a avut o lungime de 36m și o lățime de 3.6m, cu un talveg orizontal și o secțiune transversală trapezoidală (Fig.6-7). O stavilă (poartă) a fost poziționată între două pile (blocuri) impermeabile, pentru simularea unei breșe.

Nivelul inițial al apei în lac a fost de 0,4m; secțiunea aval a fost inițial udată cu un strat subțire de 0,011m de apă. Motivul acestei udări inițiale a fost dat de imperfecțiunea etanșeității porții și de imposibilitatea de a usca complet albia canalului înainte de începerea unui experiment.

Coeficientul Manning de rugozitate al canalului a fost stabilit la  $n = 0,010\text{sm}^{-1/3}$  prin experimente în cazul curgerii permanente fără blocuri și poartă. Raportul dintre clădire și lățimea străzilor a fost ales în urma unor vizualizări aeriene ale Bruxellesi, Belgia.

Două scheme ale unui oraș simplificat au fost alese și studiate într-un canal din laborator, și anume un oraș schematizat pătratic de 5x5 clădiri: (1) aliniat în lungul direcției de curgere ( Cazul 1, Fig.6-8 a ), și (2) orientarea străzilor s-a răsucit cu  $22^\circ$  față de direcția de curgere ( Cazul 2, Fig.6-8 b ). Figura Fig.6-9 arată localizarea punctelor de stație pentru ambele cazuri.

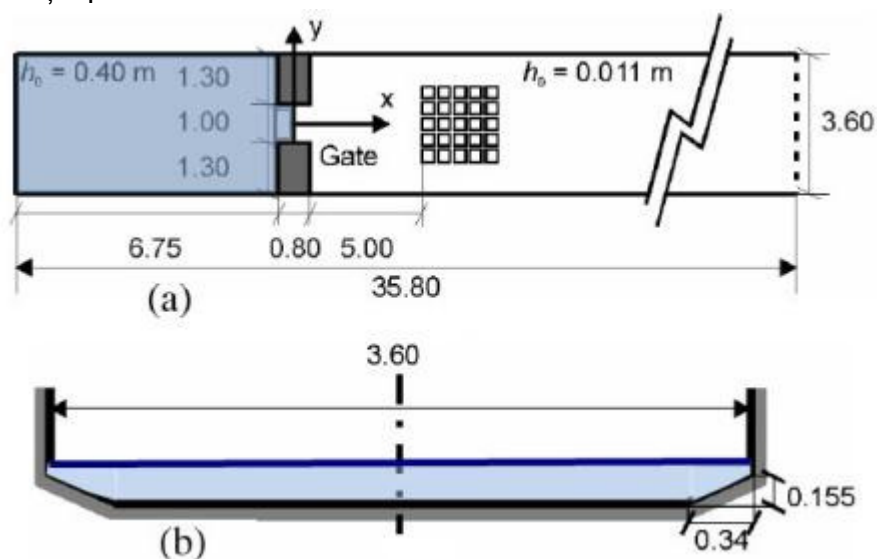


Fig. 6-7 Amplasarea experimentală și dimensiunile canalului (m). (a) vederea în plan, (b) secțiunea hidraulică (Sandra Soares-Franzao, 2008)

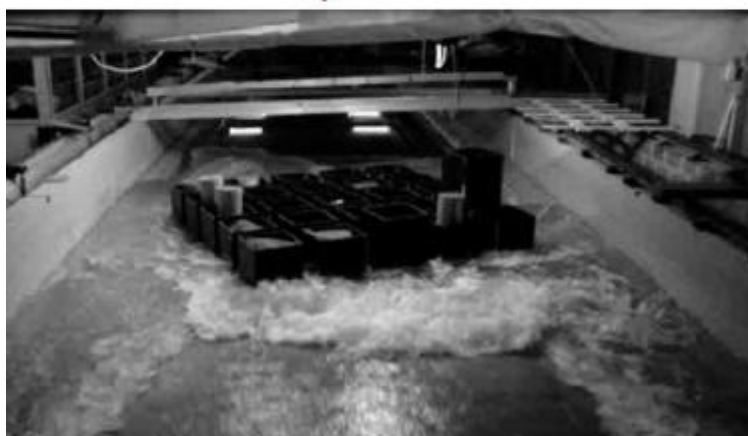
Configurația districtului urban este diferită pentru cele două cazuri: simetrică (cazul1) și asimetrică, în forma unui diamant (cazul2). “Orașul” este realizat din blocuri de lemn de dimensiuni 0,3mx0,3m, în timp ce străzile au o lățime de 0,10m. Clădirile au fost fixate pe fundul canalului prin aplicarea unor încărcări grele asupra blocurilor.

Fiecare rulare experimentală a fost filmată într-un ritm de 40 de cadre pe secundă timp de 10secunde. Întinderea vitezei de suprafață a fost înregistrată prin utilizarea tehnicilor de imagistică digital (Capart, 2002). Au fost obținute 22 de rezultate în urma experimentelor rulate pentru vitezele de suprafață și 16 rulări experimentale pentru efectuarea măsurătorilor nivelelor de apă în toate cele 64 de puncte de stație.

Observațiile au indicat faptul că nivelul apei se ridică în fața orașului înainte de a intra pe străzi. Se formează un salt hidraulic în secțiunea de impact cu un nivel local de apă mai mare decât cel în lipsa prezenței clădirilor, și este ilustrat acest fapt în Fig.6-8 pentru ambele cazuri (cazul 1, Fig.6-8a) și cazul 2, Fig.6-8b)).



a)



b)

Fig. 6-8 Saltul hidraulic amonte față de districtul urban pentru: a) Cazul 1, b) Cazul 2 (Sandra Soares-Franzao, 2008)

Combinând datele obținute ale adâncimii de curgere cu măsurătorile vitezelor de suprafață s-a obținut o estimare locală a numărului Froude, rezultat ilustrat în Fig.6-9.

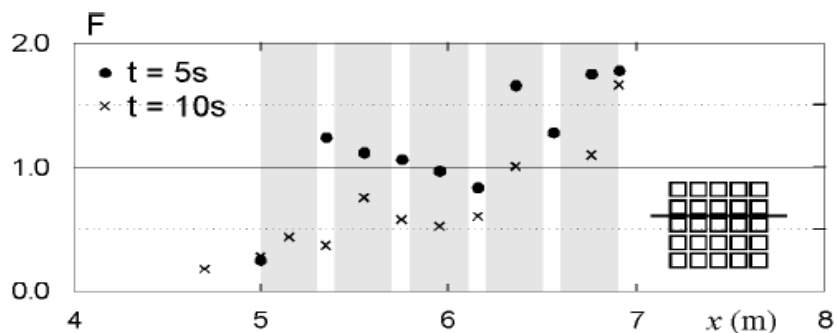


Fig. 6-9 Numărul Froude estimat în lungul străzii ( $y=0.20\text{m}$ ) (Sandra Soares-Franza, 2008)

Evoluția profilului suprafeței libere de-a lungul străzii centrale din stânga ( $y=0.20\text{m}$ ), și a vectorilor vitezei de suprafață la doi pași de timp ( $t=5\text{s}$  and  $t=10\text{s}$ ) sunt prezentate în figurile Fig.6-10 și Fig.6-11.

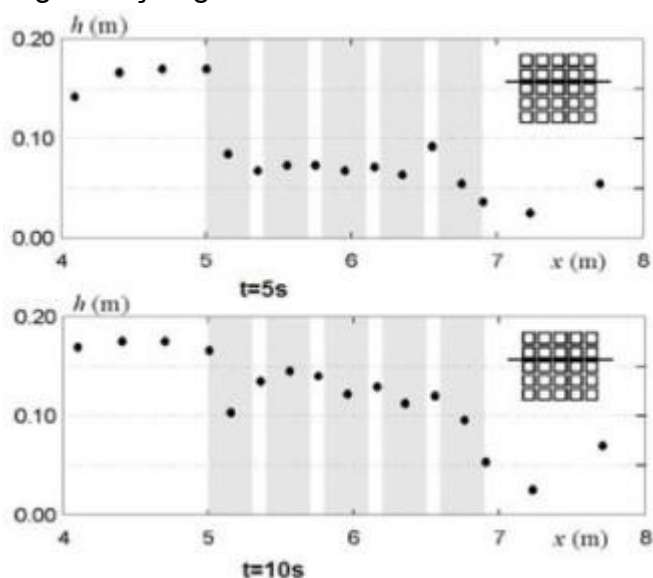


Fig. 6-10 Profilul suprafeței libere determinate experimental în lungul străzii centrale ( $y=0.20\text{m}$ ) (Sandra Soares-Franza, 2008)

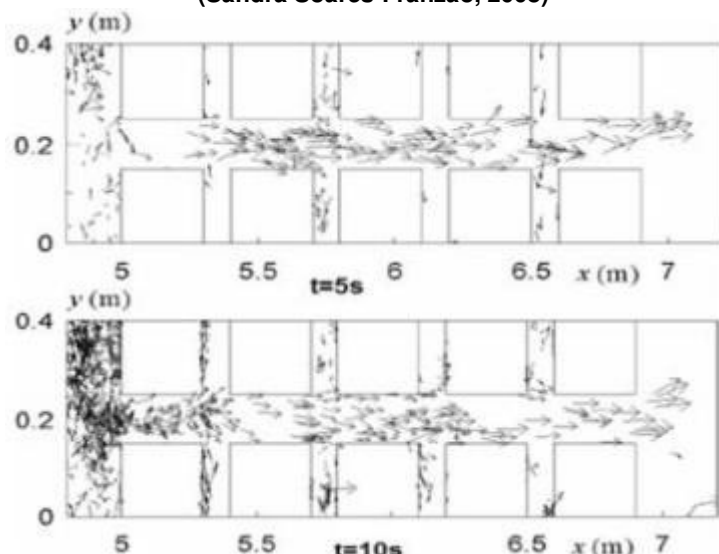


Fig. 6-11 Vectorii vitezelor de suprafață în profilul longitudinal al străzii ( $y=0.20\text{m}$ ) (Sandra Soares-Franza, 2008)

## 6.2.2 Metodologie

Pentru acest studiu de caz, metodologia, abordarea modelării și dezvoltarea modelelor ce stau la baza acestei cercetări, sunt descrise în mod detaliat pas cu pas. Construcția, datele de intrare și unele caracteristici particulare necesare modelelor hidraulice pentru cele trei cazuri studiate sunt prezentate aici pentru o mai bună înțelegere. **Abordarea modelării**

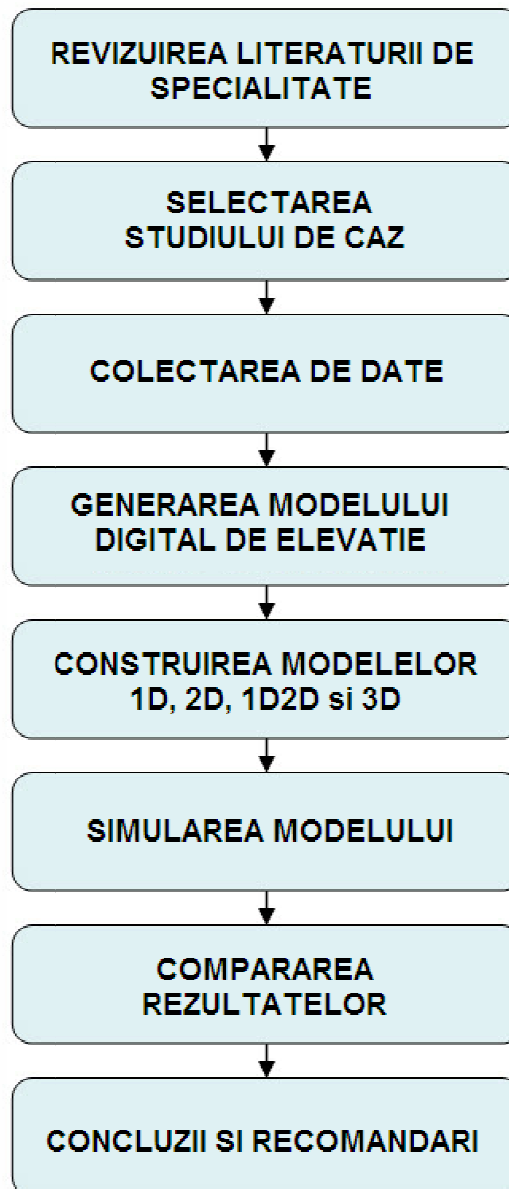


Fig. 6-12 Diagrama de metodologie

Studiul de caz a fost selectat dintr-un experiment într-un laborator hidraulic, prezentat în lucrarea Sandra Soares-Franzao, (2008) “ Dam-break flow through an idealized city”.



### 6.2.2.2 Colectarea și disponibilitatea datelor

Partea practică este foarte importantă pentru atingerea scopului oricărui proiect, și are ca scop colectarea de date esențiale pentru studiu. Instrumentele ce vor fi utilizate și rezultatele viitoarelor simulări se bazează pe selectarea datelor.

Datele de intrare au fost furnizate din lucrarea de referință (Soares-Franzao, 2008). Datorită experimentelor ce au avut loc în laboratorul de hidraulică al Departamentului de Inginerie Civilă și de Mediu, din cadrul Universității Catolice de Louvian, Belgia, caracteristicile geometrice (lățime, înălțimi, pante, secțiuni transversale), caracteristicile hidraulice (niveluri de apă, regimul de curgere) și caracteristicile fizice (rugozitate, tipul materialelor) ale întregului sistem au fost luate în considerare.

### 6.2.2.3 Modelul de elevație digitală

Modelul de elevație digitală (DEM) este foarte important pentru orice modelare hidrodinamic bi-dimensională (2D) sau quasi bi-dimensională (1D2D). Întinderea inundației este interdependentă de precizia datelor oferite de modelul digital de elevație. În mod particular în acest caz, caracteristicile geometrice ale elevațiilor modelului fizic au fost introduse manual de mine într-un fișier de format ASCII, ce a fost creat prin utilizarea unui cod în Matlab.

Fișierul cu datele DEM rezultat a fost folosit în crearea unui model hidrodinamic 2D în SOBEK. În cazul modelului hidrodinamic 2D în BreZo, s-au folosit alte metode, metode ce sunt descrise în următoarele paragrafe.

### 6.2.3 Construirea modelelor 2D

Următoarea diagramă (Fig.6-13) prezintă pașii și metodele adoptate pentru construirea celor două modele hidrodinamice.

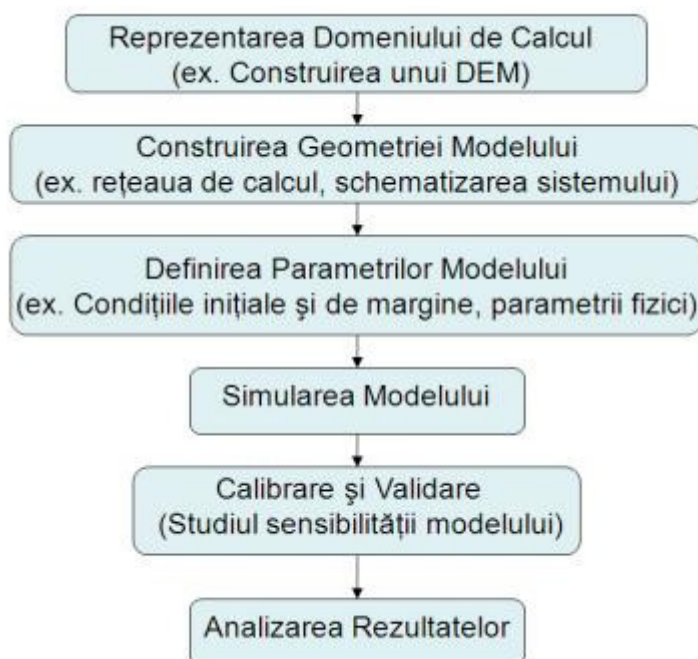


Fig. 6-13 Etapele pentru elaborarea unui model

### 6.2.3.1 Construirea unui model 2D hidrodinamic în BreZo

BreZo rezolvă ecuațiile Saint Venant prin utilizarea algoritmului de volume finite de tip Godunov optimizat pentru udarea și uscarea în cazul aplicațiilor ce implică topografia naturală, și rulează pe o rețea nestructurată triunghiulară (sursa: <http://sanders.eng.uci.edu/brezo.html>).

Formatul final al fișierelor pentru rețea a fost generat cu Triangle, un generator de rețele de discretizare 2D, conceput de Jonathan Shewchuk, format ce este acceptat de BreZo. Fișierele de intrare solicitate de BreZo sunt : *.node*, *.ele*, *.edge*, *.neigh*, *.input* (principalii parametri de intrare), și *.bc* (condițiile de margine).

Pentru a realiza simularea unui model în BreZo au fost create fișierele necesare acestuia. Fig.6-14 prezintă ordinea de construire a fișierelor.

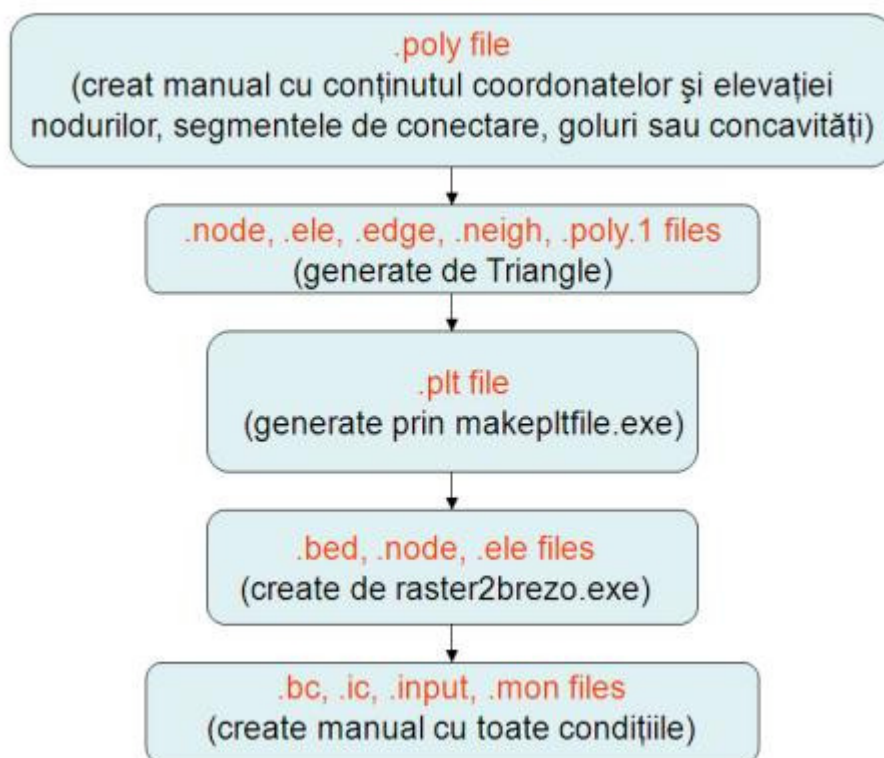


Fig. 6-14 Fișierele necesare pentru simularea în BreZo

Pentru început a fost creat un fișier *.poly* cu coordanatele nodurilor și elevațiile corespunzătoare, segmentele de conexiuni informații adiționale despre goluri și concavități, împreună cu atributele regionale și limitările asupra ariilor triunghiurilor, precum marcajele de margine și atributele acestora.

Un fișier *.poly* reprezintă „Planar Straight Line Graph (PSLG)”, graficul unei linii drepte planare, precum câteva informații adiționale. Blocurile clădirilor au fost considerate drept goluri pentru acest model.

Figura Fig.6-15 ilustrează planul de general al „orașului ideal”.

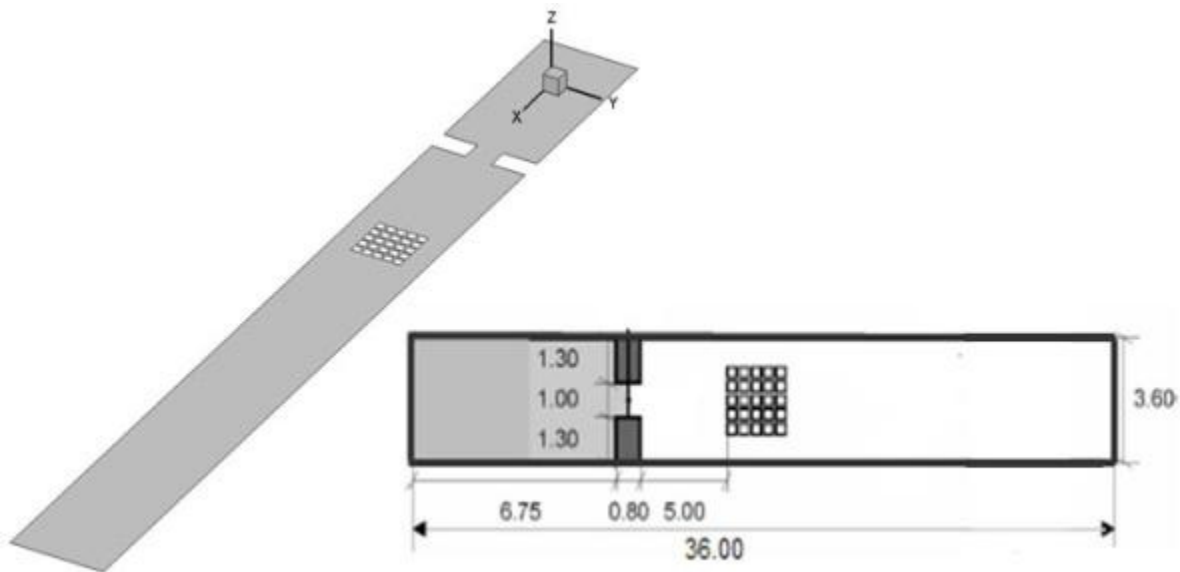


Fig. 6-15 Vedere în plan al canalului studiat (nu e la scară)

Fig.6-16 prezintă poziția și tipul marcajelor de margine, ce au fost incluse în fișierul .poly.

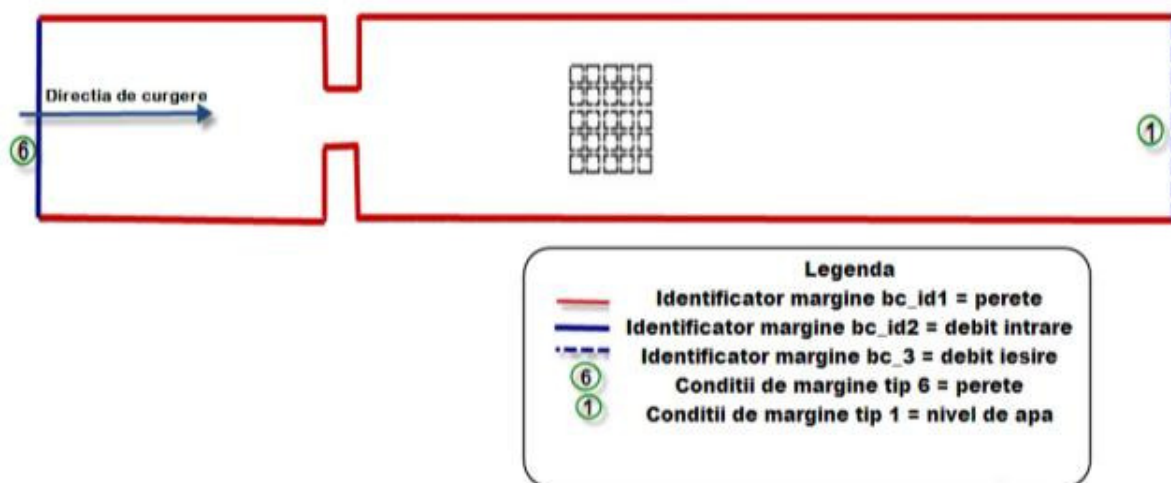


Fig. 6-16 Poziționarea și tipul marcajelor de margine

Fișierul .poly a fost folosit ca date de intrare pentru programul Triangle. Pentru generarea rețelei de discretizare au fost necesare date adiționale, după cum urmează: unghiul minim (-q) și aria maximă a triunghiului (-a). Numărul de triunghiuri obținute în urma discretizării a fost 4159.

Suprafața rezultată a celulelor triunghiulare a fost de  $A = 0,01\text{m}^2$ , cu o rețea de rezoluție aproximată de  $0,001\text{m}$  și un unghi minim admis de  $30^\circ$ . În Fig.6-17 este prezentată a privire de ansamblu asupra rețelei rezultate.

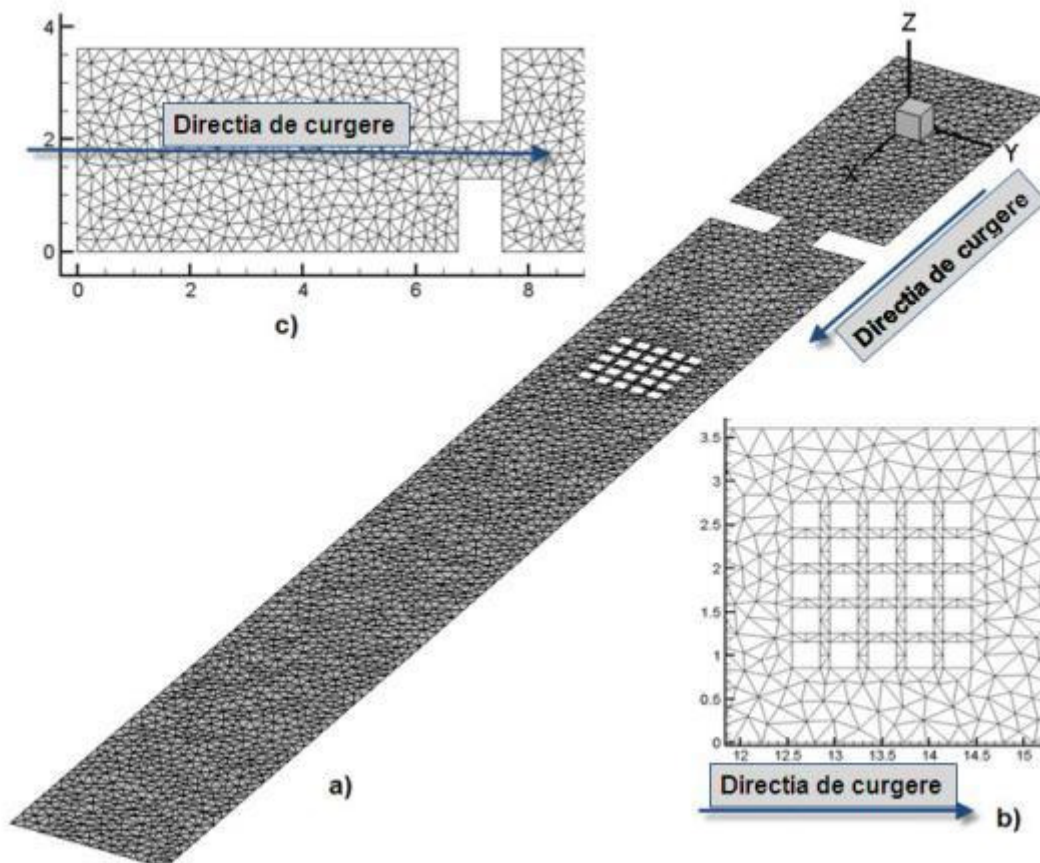


Figure 6-17 Rețea triunghiulară generată de Triangle: a) Vederea în plan a canalului; b) Detaliu al rețelei din zona urbană; c) Detaliul rețelei din zona amonte (lacul de acumulare)

Ca rezultat al generării rețelei s-au obținut fișierele: *.node*, *.ele*, *.edge*, *.neigh* și *.poly.1*. Fișierul *makepltfile.exe* a fost apoi utilizat pentru a crea fișierele *.plt* (în format Tecplot) și pentru a include elevația terenului pentru fiecare zenit al rețelei într-un nou fișier rezultat *.node*.

Un fișier *.bc* a fost creat manual, luând în considerare poziția și tipul marcajelor de margine ce au fost specificate în fișierul *.poly*. Astfel s-au stabilit o condiție de margine de „debit specific” (*tip\_bc = 3*) pentru extremități cu un marcaj de margine 2 (*bc\_id = intrare*); și o condiție de margine „un nivel anumit de apă” pentru extremitățile cu un marcaj de margine 3 (*bc\_id = ieșire*). În acest caz, valoarea debitului de intrare a fost stabilit  $Q=0m^3/s$ , și un nivel de apă la ieșire de  $h = 0,1m$ .

Un fișier cu conținutul condițiilor inițiale a fost folosit pentru a stabili nivelul de apă inițial din lac, pentru acest scop, întreaga zonă din amonte a fost considerată separat.

Principalul fișier de date pentru BreZo, date ce conțin și se referă la toate cele menționate mai sus, este *.input*. Pasul de timp, pasul de timp de calcul și perioada de simulare se pot modifica prin utilizarea fișierului *.input*. Tipul și valoarea rugozității au fost stabilite în același fișier, drept un coeficient Manning  $n = 0,011$ , valoare uniformă.

### 6.2.3.2 Construirea unui model 2D hidrodinamic cu SOBEK

Crearea unui model de elevație digitală (DEM) este primul pas spre efectuarea simulărilor. În Fig.6-18 este prezentat DEM canalului, incluzând districtul urban, fără rețeaua de discretizare. În detaliul prezentat în Fig.6-18 se pot observa dimensiunile geometrice ale clădirilor și numărul stațiilor de măsură.

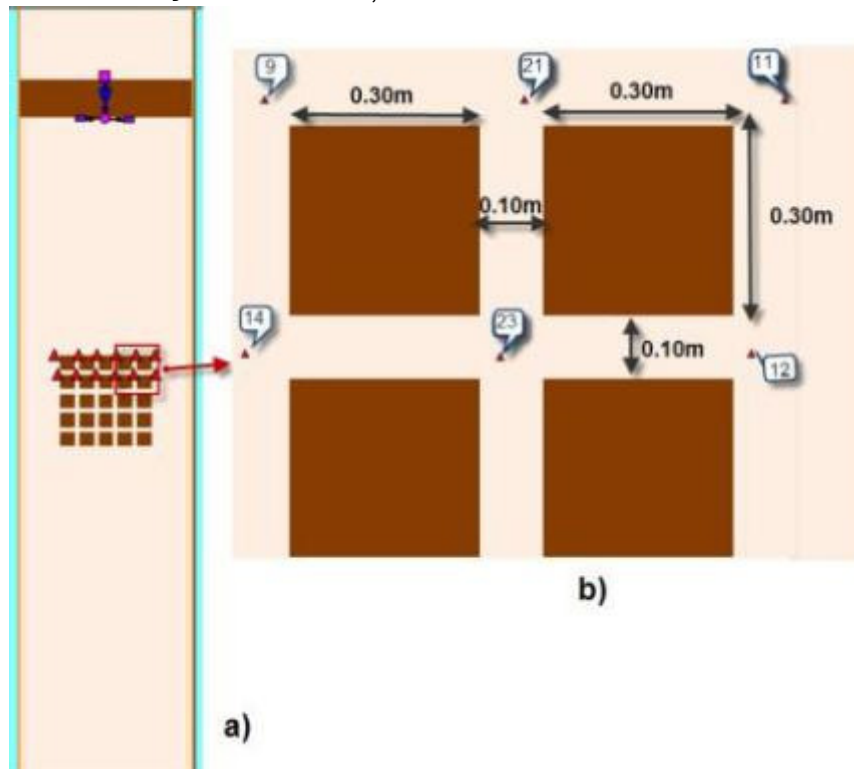


Fig. 6-18 Modelul de elevație digitală (DEM) al canalului cu zona districtului urban:  
a) Vederea în plan a canalului cu zona urbană; b) Detaliu DEM în zona urbană (nu e la scară)

Dimensiunea celulelor rețelei de discretizare a fost stabilită la 0,05m, ținându-se cont lățimea unei străzi de 0,1m. În Fig.6-19 se poate observa o vedere în plan a DEM cu rețeaua aplicată, și un detaliu al rețelei.

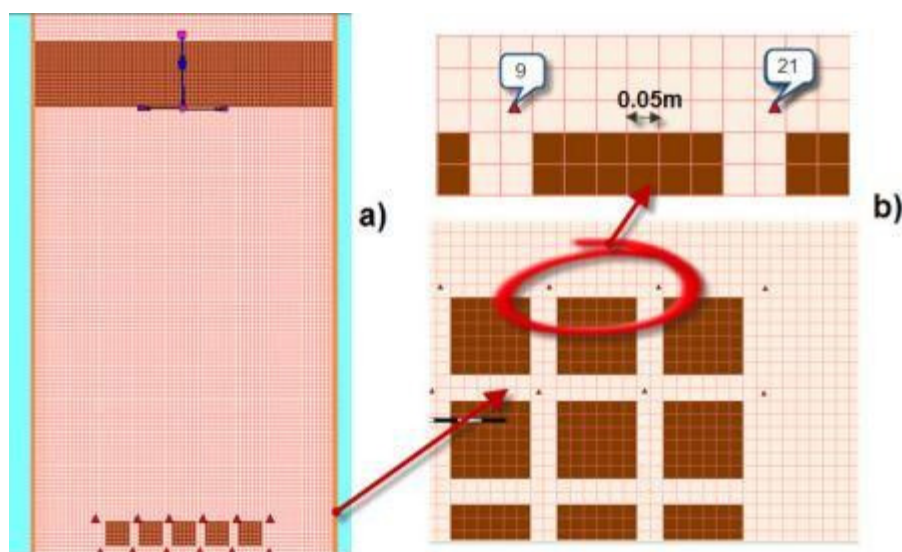


Fig. 6-19 DEM al canalului cu rețeaua de discretizare:  
a) Canalul, vedere în plan; b) Detaliu al celulelor rețelei în zona urbană (nu e la scară)

Pasul următor pentru începerea simulării modelului a fost crearea unei scheme: un nod al condițiilor de margine, un 1D canal „dummy” și un segment de conectare de margine 1D2D, susținut de noduri de colț 2D. Rețeaua hidrolică este ilustrată în Fig.6-20, pentru a putea realiza o simulare a unui model 2D hidrolic în SOBEK este absolut necesar să se creeze un canal 1D „dummy” cu secțiunile transversale. Segmentul de margine 1D2D a fost ales pentru a simula deschiderea porților (1,00m lățime), și astfel să se simuleze inundația.

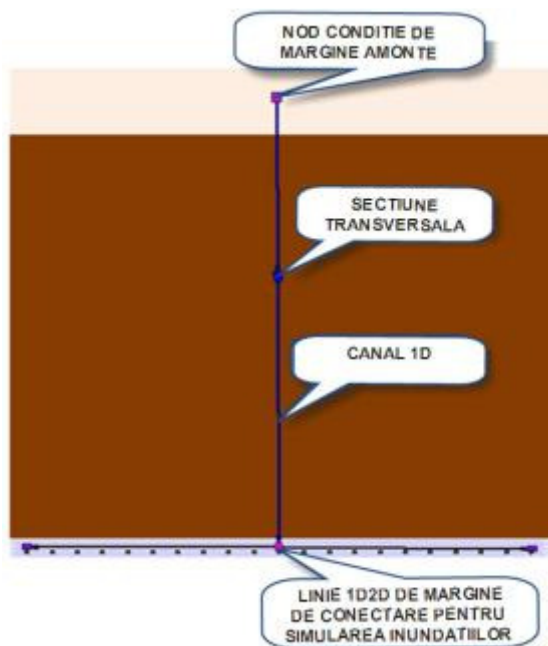


Fig. 6-20 Rețeaua modelului SOBEK

Pentru întregul canal a fost stabilit un nivel inițial de apă de  $h = 0,011\text{m}$  și o valoare uniformă a rugozității Manning  $n = 0,011\text{m}$ .

### 6.2.3.3 Pasul de timp și perioada de simulare

Perioada de simulare considerată, datorită datelor disponibile pentru următoarele comparații, a fost de 30 de secunde. Pasul de timp ales, ținând cont de importanța menținerii stabilității modelului. BreZo este un model stabil condiționat. Pasul de timp trebuie selectat să satisfacă condiția globală de CFL asupra întregii perioade de simulare. Datorită acestor considerații, valoarea pasului de timp pentru modelul în BreZo a fost fixată la 0,1sec., și pentru modelul SOBEK la 1sec.

### 6.2.3.4 Condițiile de margine

Datele asupra condițiilor de margine au fost furnizate din lucrarea științifică de referință. Condițiile de margine amonte s-au stabilit ca o acumulare de apă cu un nivel inițial de apă de  $h = 0,4\text{m}$ , și condițiile de margine aval s-au stabilit ca o curgere de suprafață cu nivel liber, cu un nivel de apă  $h = 0,01\text{m}$ . A fost stabilit un nivel inițial de apă  $h = 0,011\text{m}$  în zona aval a canalului, la fel ca și în experimentele modelării fizice. Toate condițiile mai sus menționate au fost stabilite pentru ambele modele 2D hidrodinamice, în BreZo și SOBEK.

## 6.2.4 Rezultate și discuții

În experimentele fizice nu există mențiuni legate de deschiderea porții pentru simularea ruperii barajului, cu privire la durata și modalitatea de manevrare a acesteia. Datorită acestui fapt a fost considerat amonte o serie a nivelelor de apă funcție de timp drept condiție de margine amonte în cazul simulării în SOBEK. Luând în considerare aceste presupuneri, s-a observat că evenimentele prezentate în măsurătorile de laborator nu au loc în același timp ca și cele simulate cu ajutorul modelelor hidraulice. Rezultatele măsurătorilor sunt luate la un timp  $t$  și  $t_1$ , timpi ce corespund cu  $T = 5s$  și  $T = 10s$  din măsurătorile experimentale fizice. Timpul  $t$  este egal cu timpul în care apa pătrunde în districtul urban și se produce un salt hidraulic în secțiunea de impact. Timpul  $t_1$  reprezintă timpul în care se obține situația de curgere în regim supercritic, atunci când saltul hidraulic este încă prezent, dar nivelul apei în zona străzilor a crescut în mod semnificativ.

Simulările cu modelul BreZo au fost efectuate pe o rețea triunghiulară nestructurată, în timp ce simulările modelului SOBEK s-au desfășurat pe o rețea rectangulară.

### 6.2.4.1 Comparațiile cu experimentele

Rezultatele numerice obținute de cele două modele 2D sunt comparate aici cu rezultatele experimentale. Au fost poziționate stații de măsură în districtul urban, cu scopul de colectare a datelor. În figurile Fig.6-21 și Fig.6-22 sunt prezentate locațiile acestor puncte de stație pentru ambele modele hidrodinamice, SOBEK 2D și BreZo 2D.

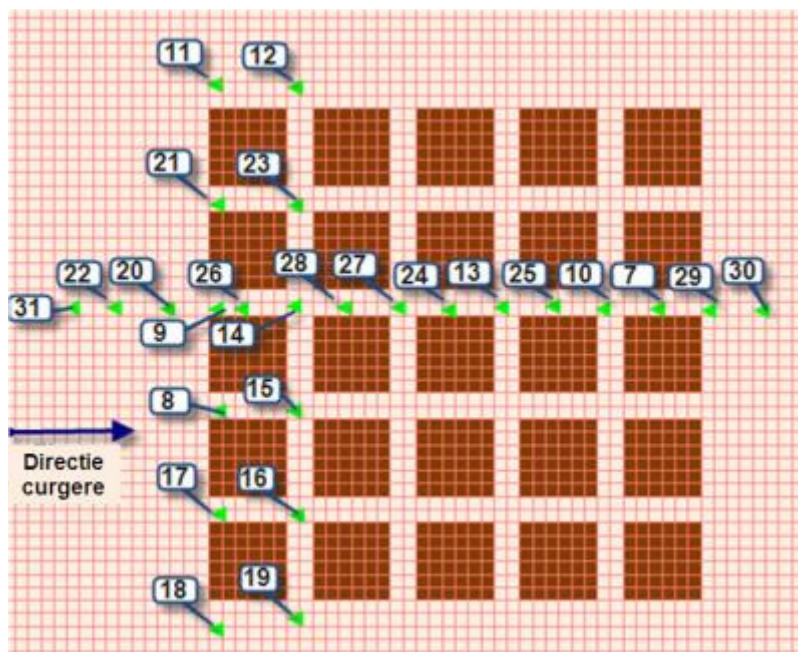


Fig. 6-21 Poziția punctelor de stație în modelul SOBEK

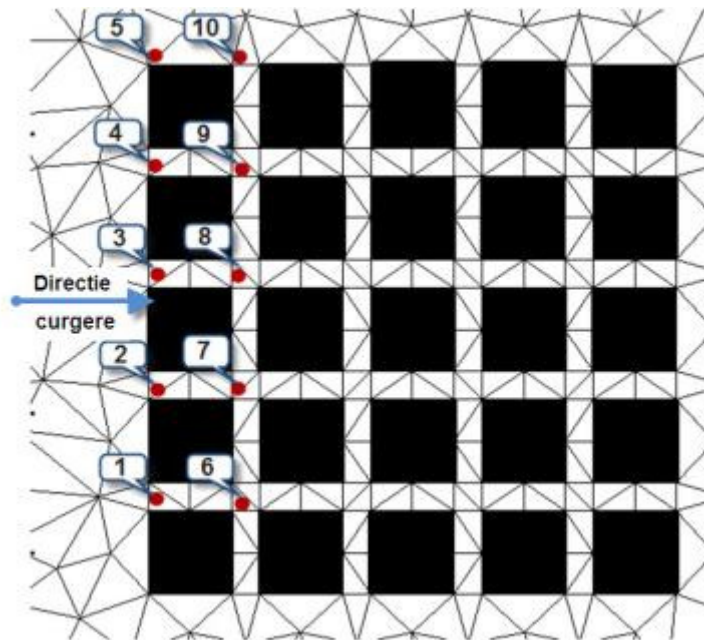


Fig. 6-22 Poziția punctelor de stație în modelul BreZo

Figurile Fig 6-23a),b),c),d) prezintă profilele nivelurilor de apă calculate pe strada apropiată axului canalului ( $y=0,2m$ ) din experimentele fizice și din rezultatele celor două modele hidraulice. În modelul fizic, profilele la cei doi pași de timp  $T = 5s$  și  $T = 10s$  sunt comparate cu timpii corespondenți ai modelelor hidraulice. Se poate observa cu ușurință că nivelul de apă crește în dreptul orașului, înainte să intre pe străzi, și că se formează un salt hidraulic. Nivelul de apă din zona în care nu sunt prezente clădirile este mai mare decât în zona districtului urban.

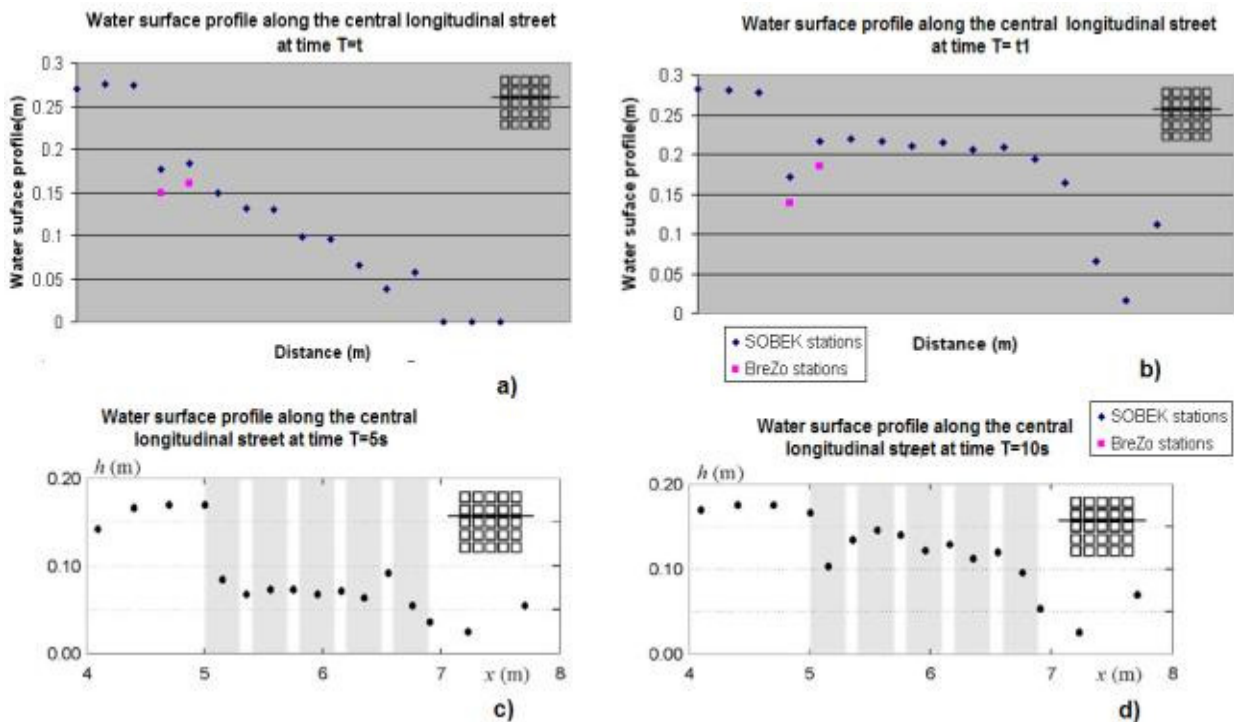


Fig. 6-23 Profilele nivelelor de suprafață rezultate de-a lungul străzii centrale longitudinale  
 a) numerice la timpul  $T = ts$ ; b) experimentale la timpul  $T = 5s$   
 c) numerice la timpul  $T = t1s$ ; d) experimentale la timpul  $T = 10s$ .



O discrepanță în tendința de curgere a apei, dintre experimente și modele, apare după ce apa a intrat în zona districtului urban, și ar putea fi din cauza modului în care s-au stabilit amonte condițiile de margine.

În Fig.6-23 sunt prezentate relațiile dintre distanțe și adâncimi la anumiți timpi pentru modelele SOBEK și BreZo. Adâncimile de calculate aici sunt mai mari decât valorile măsurate în modelarea fizică. Poziția punctelor de măsură din BreZo și SOBEK este ilustrată în Fig.6-22 , respectiv în Fig.6-21.

După studierea curgerii pentru ambele secvențe de timp, se poate menționa faptul că de la curgerea supercritică, aceasta a evoluat la un regim subcritic.

În Fig.6-24a),b),c) se observă comparația vectorilor vitezelor între cele două modele hidraulice și modelul fizic experimental.

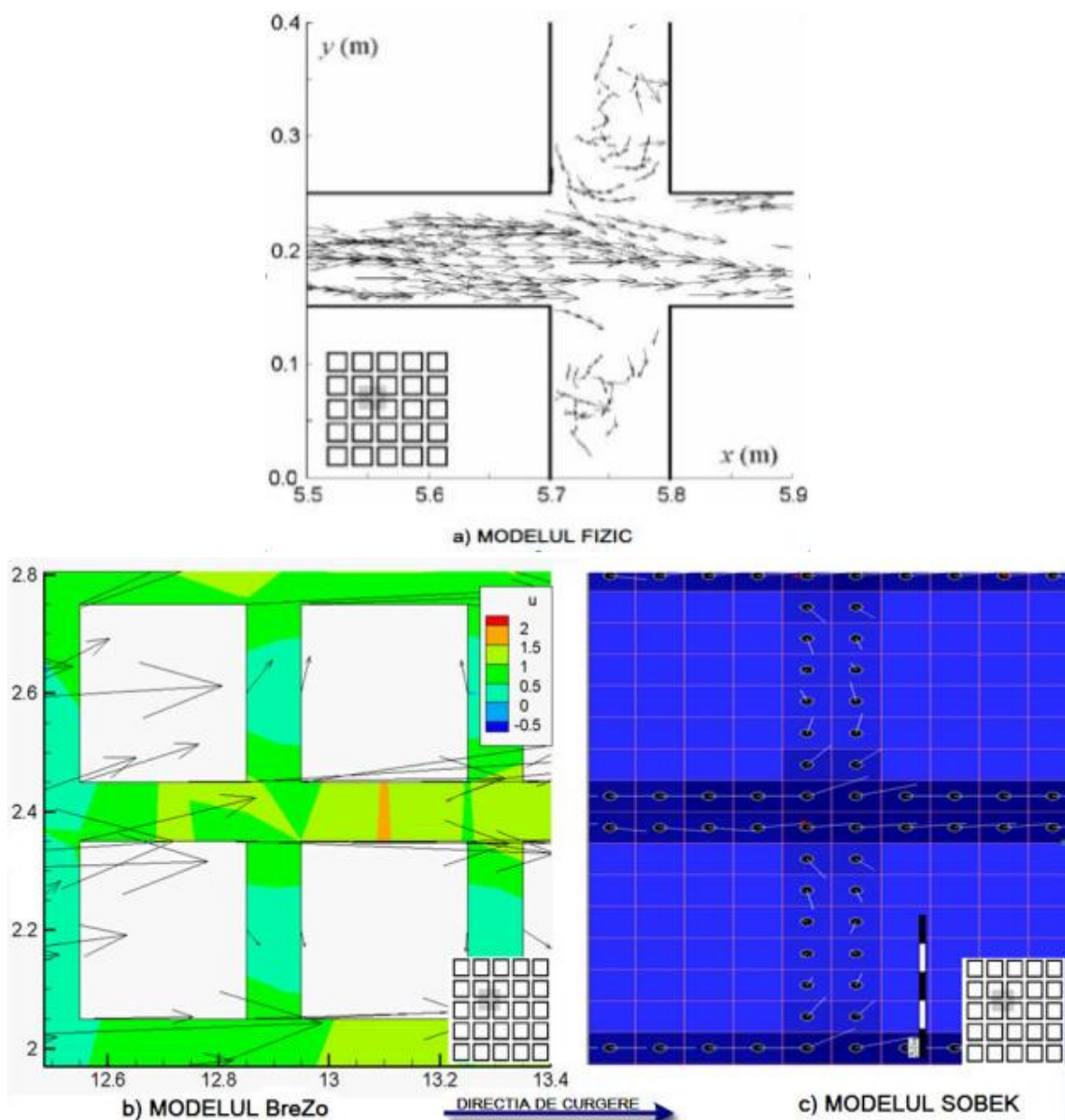


Fig. 6-24 Compararea vectorilor vitezelor

Ambele modele hidraulice reprezintă grafic direcția și amploarea vectorilor vitezelor, ce pot fi observate în Fig.6-24b) și Fig.6.24c). Magnitudinea vitezelor este dată de lungimea vectorilor, și direcția este dată de direcția orientării săgeților în BreZo, și de orientarea liniilor vectorilor în SOBEK.

În BreZo adâncimile de apă și vitezele sunt calculate în nodurile rețelei triunghiulare, și aceste puncte sunt localizate de-o parte a strazii, precum e ilustrat în Fig.6-24b). Aceste valori ale vectorilor nu sunt complet comparabili cu valorile măsurate, deoarece dimensiunea rețelei este mai mare în zona străzilor din „orașul ideal”. Dar manifestă aceeași tendință precum vectorii vitezelor măsurate.

În SOBEK vectorii și valorile vitezelor sunt calculate în centrul celulelor rectangulare ale rețelei de discretizare, și din cauza formei rectangulare în zona străzilor celulele sunt mai bine distribuite, după cum se arată în Fig.6-24c). Datorită acestui fapt oferă o precizie mai bună a distribuției vitezelor și un comportament mai precis al propagării undei.

Diferențele dintre valorile măsurate și cele calculate ale profilelor de suprafață ale apei pot avea loc din următoarele cauze:

- Punctele de calcul din fiecare diagramă nu au exact aceleași coordonate cu cele măsurate
- Influența rugozității clădirilor nu a fost luată în considerare în nici unul din cele două cazuri.
- Modelele hidraulice folosesc metode diferite pentru rezolvarea ecuațiilor 2D.

Diferențele între comparații se datorează modalității de construcție a modelelor, dar valorile obținute au același ordin de mărime ca și cele măsurate. Corelația generală dintre modelele fizice și experimentale este bună, astfel aceste modele bi-dimensionale se pot folosi în estimarea caracteristicilor de curgere, respectiv a direcției și mărimii de propagare a undei de viitură

## 6.3 Studiul de Caz 2

Obiectul celui de-al doilea studiu de caz este simularea unei inundații din Ianuarie 2005, în zona urbană Carlisle, Anglia, prin modelarea unui tronson al râului Caldew. Pentru această situație au fost realizate șase modele hidrodinamice (1D, 2D, 1D2D), utilizând 4 programe diferite (SOBEK, BreZo, Hec-Ras, MIKE11). Rezultatele simulărilor au fost comparate cu măsurători reale. Au fost studiate sensibilitățile modelelor la diferitele modificări ale parametrilor acestora.

### 6.3.1 Descrierea cazului Carlisle

#### 6.3.1.1 Râul Caldew

Râul Eden este cel mai lung râu din Cumbria și este unul dintre puținele râuri largi din Anglia, ce se revărsa înspre nord. În figura Fig.6-25 este ilustrată locația zonei de studiu. Râul izvorăște din înaltă zonă calcaroasă și sălbatică de-asupra Mallerstang Common, în apropiere de granița cu partea nordică a Yorkshire, și își croiește drumul traversând estul Cumbriei, având în partea estică dealurile North Pennines, și în partea vestică zona pustie a Lake District, spre Carlisle. Aici fuzionează cu alți afluenți (Caldew și Petteril) și formează marele estuar Solway Firth, înainte de a se revărsa în mare, la 90de mile (145km) de punctual de izvorâre. Bazinul hidrografic al râului Eden are o arie de 2286.5km<sup>2</sup>, cu o populație de 167000 de oameni.



Fig. 6-25 Râul Eden, Cumbria, UK  
([http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Cumbria\\_outline\\_map\\_with\\_UK.png](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Cumbria_outline_map_with_UK.png))

Partea de est a bazinului este străbătută de brațe scurte și relativ abrupte ale râului Pennies; partea de vest cuprinde afluenții sistemului Eamont ce izvorăște din dealurile zonei Lake District, și din lacurile importante Ullswater și Haweswater. Bazinul este în mare parte rural, agricultura fiind principală activitate industrială. Există așezări de o deosebită importanță în partea amonte a râului, la Kirkby Stephen, Appelby-in-Westmorland și Carlisle.

Aria râului Eden și a tributariilor lui (Fig. 6-26) este considerată drept o zonă specială de conservare (SAC- Special Area of Conservation). În 1997, zona "Râul Eden și afluenții acestuia" a fost declarată o zonă de un interes științific deosebit (SSSI- Site of Special Scientific Interest), de către British Wildlife și Countryside Act, datorită calității și varietății faunei descoperite de-a lungul cursului râului. Nivelele de apă în râu pot varia dramatic, în mod special în lunile de iarnă, datorită precipitațiilor abundente și a topirii zăpezilor de pe cele 6 lanțuri muntoase ce înconjoară zona. Principalii afluenți ai râului Eden sunt râul Peterill și râul Caldew.

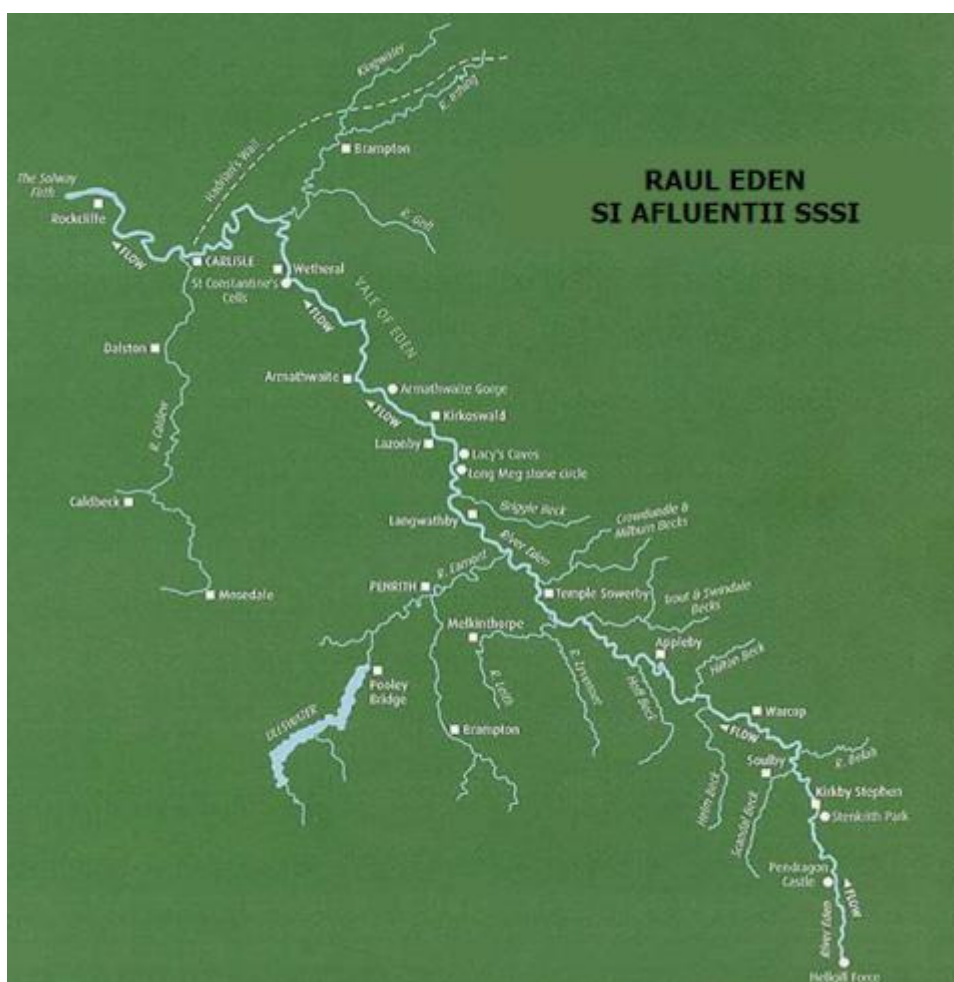


Fig. 6-26 Râul Eden și afluenții săi  
(<http://www.visitcumbria.com>)

Râul Caldew este râul ce străbate Cumbria. Sursa de izvorâre a râului Caldew este chiar în culmile muntelui Skiddaw, între vârf și Sale How, în Parcul Național Lake District, de unde se scurge spre est prin valea dintre Bowscale Fell și Carrock fell.

La Hutton Roof, râurile se revarsă din vale și se întoarce brusc spre nord, creeându-și cursul printre așezările de la Hesket Newmarket, Sebergham, Gaitsgill, Buckabank și Dalston. ([http://en.wikipedia.org/wiki/River\\_Caldew](http://en.wikipedia.org/wiki/River_Caldew) ). Râul intră în suburbiile orașului Carlisle în apropiere de Cummersdale. În Carlisle, râul Caldew împrejmuieste castelul înainte de a se deversa în râul Eden în partea opusă, în Stanwix. Râul Caldew este unul dintre cele mai curate râuri ale Angliei, și este protejat pentru speciile de somon și știucă, al căror habitat îl găzduiește. Pescuitul este una dintre principalele activități desfășurate în zonă, datorită varietății de specii de pești existente.

### 6.3.1.2 Localizarea zonei de studiu

Carlisle, locația selectată pentru acest studiu de caz, este cea mai mare localitate din Cumbria, situată în partea de N-V a Angliei, prezentată în Fig. 6-27.

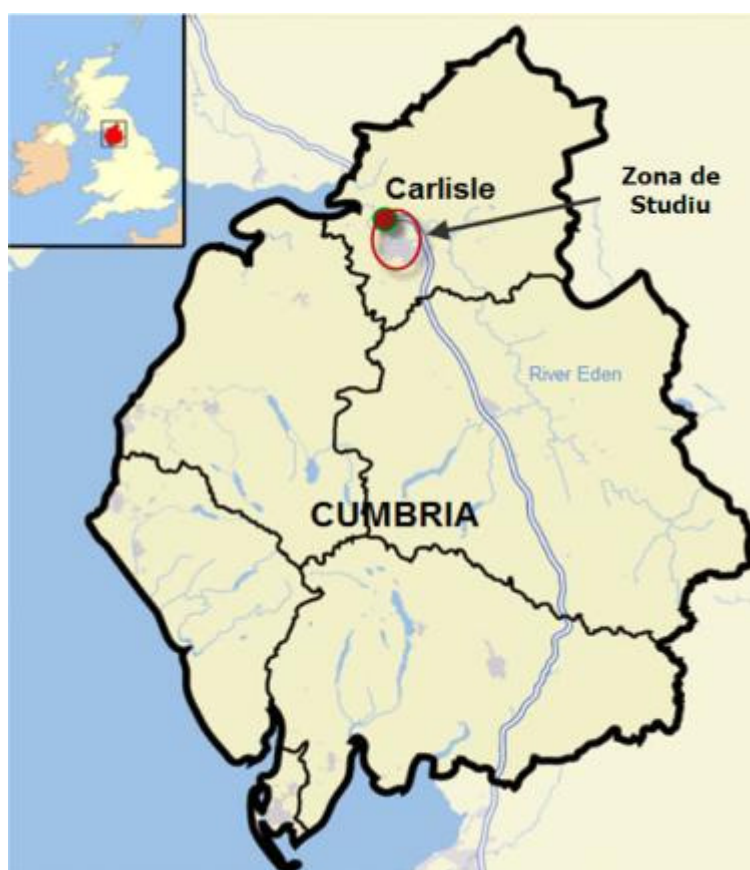


Fig. 6-27 Localizarea zonei de studiu Carlisle, N-V-ul Angliei

Localizarea precisă a tronsonului de studiu al râului Caldew, este zona în care acesta intră în suburbiile orașului Carlisle, în apropiere de Cummersdale, fiind ilustrat în Fig. 6-28, Coordonatele locației sunt  $x=555037,91\text{m}$  și  $y=339939,35\text{m}$ .

Întreaga arie a zonei ce este luată în considerare pentru studiu are o valoare de  $A=1400\text{m}\times 280\text{m}$ , cu o lungime a tronsonului de râu de 1380m.

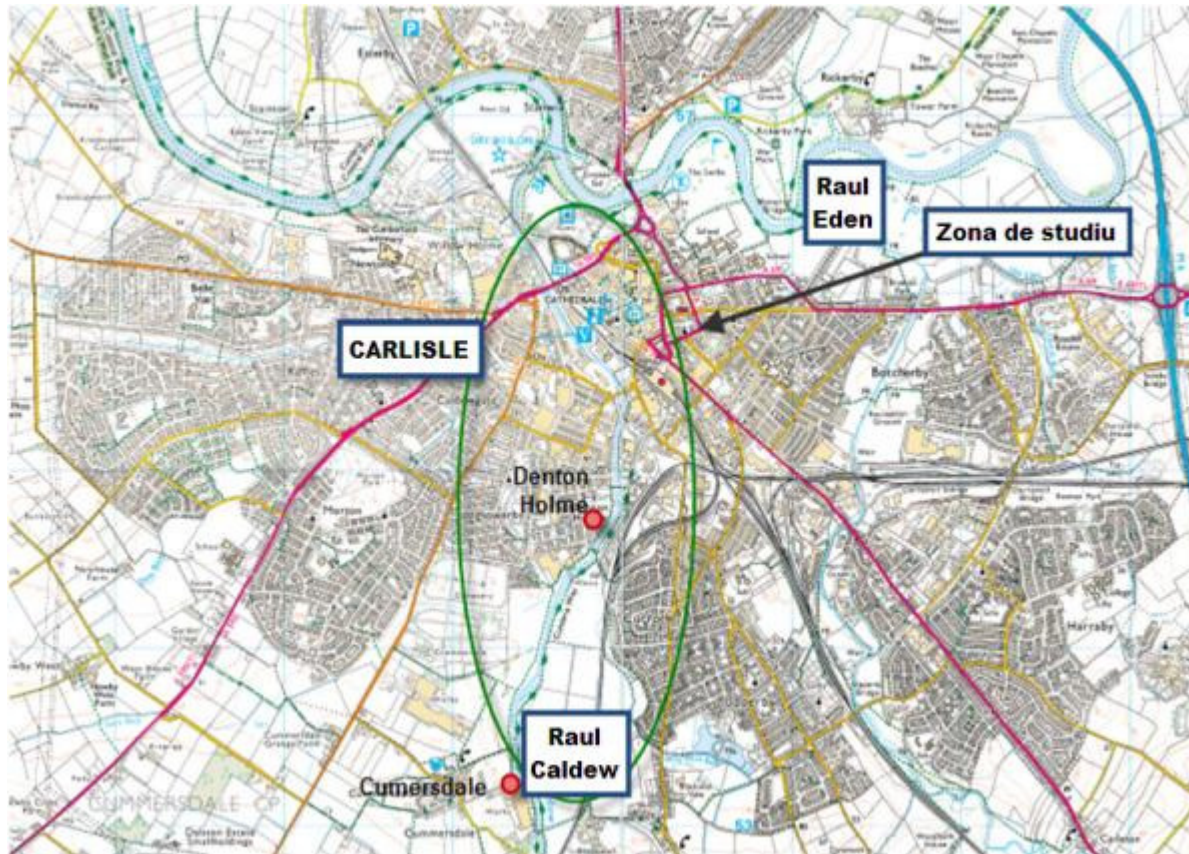


Fig. 6-28 Locația zonei de test Caldew, Carlisle, Anglia

### 6.3.1.3 Caracteristicile hidrologice

Mulți afluenți se revarsă în râul Eden dinspre ambele părți ale dealurilor: Caldew, Petteril, Irthing, Eament, etc. Fluviul Eden acumulează precipitațiile din Lake District în S-V și din Pennines în partea de N-E.

Precipitațiile anuale în bazinul hidrologic cu o arie de 2286.5 km<sup>2</sup>, variază de la 800 până la 2800 mm per an, după cum este ilustrat în figura Fig.6-29. Agenția de Mediu deține o rețea impresionantă de stații de măsură precipitațiile, debitele sau nivelurile de apă fluviului în toată zona Cumbria.

Stațiile de măsurare a precipitațiilor sunt stații de acumulare și tip găleată, ce funcționează manual sau/și automat. Stațiile de măsură ale fluviului înregistrează nivelurile de apă ale acestuia, în general, la fiecare interval de 15 minute. Pentru stațiile de măsură ale debitelor, valorile debitului se obțin din nivelurile măsurate medii cu ajutorul ecuațiilor sau a curbei de remuu.

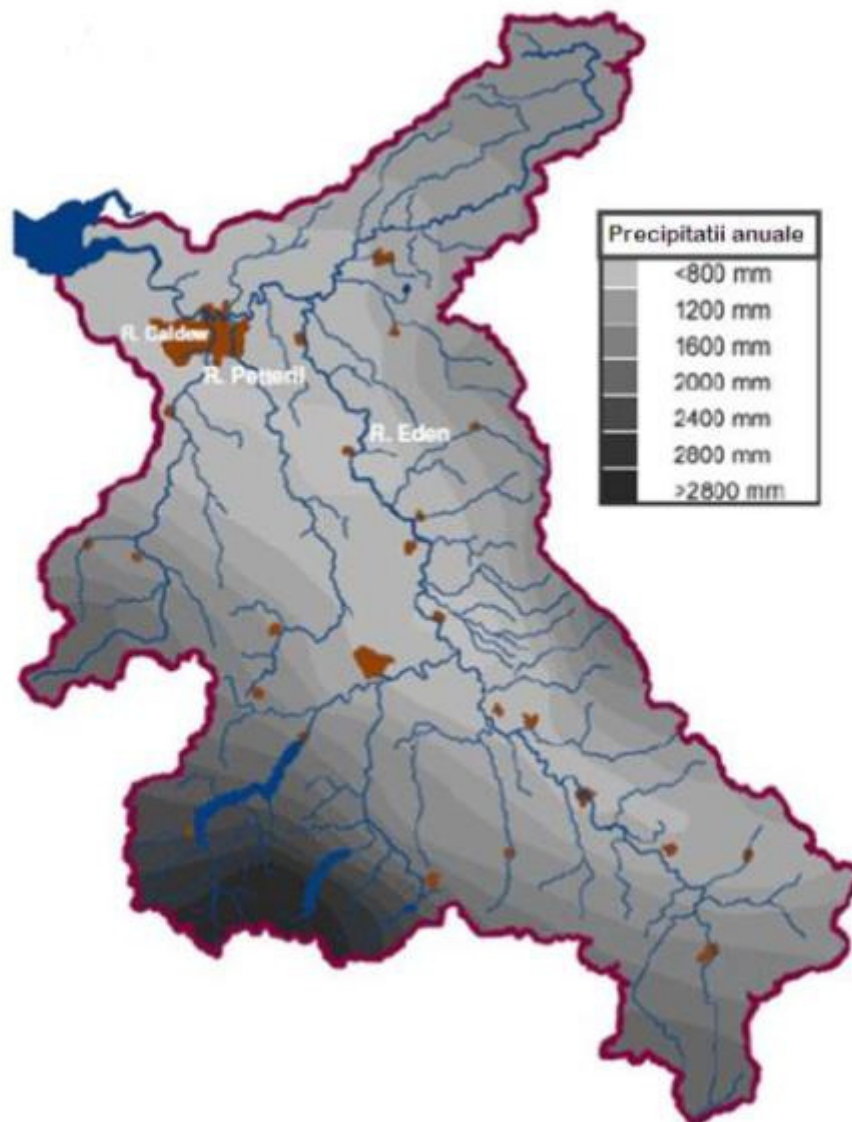


Fig.6-29 Harta precipitațiilor anuale din bazinul Cumbria  
(Sursă: [http://www.cleo.net.uk/index.php?category\\_id=391](http://www.cleo.net.uk/index.php?category_id=391))

Majoritatea stațiilor de măsurare, și multe din stațiile de măsurare a precipitațiilor sunt conectate prin intermediul telemetriei cu oficiile Agenției de Mediu, și astfel datele sunt disponibile în „timp real”.

În ciuda gravității evenimentului petrecut în data de 5 Ianuarie 2005, majoritatea stațiilor funcționează și operează corect. Inundația sau furtunile asociate au împiedicat funcționalitatea și operaționalitatea doar al unui număr mic de stații, precum Willowholme, din Carlisle.

Hidrografele și curbele de Remuu generate la Sheepmount, de stațiile de măsură Cummersdale și Harraby Green ale râurilor Eden, Caldew și Petteril, sunt redată în figura Fig.6-30 și au fost disponibile de pe website-ul HiFlows UK. Debitul maxim măsurat în aceste stații a fost de: 988 m<sup>3</sup>/s, 126,56 m<sup>3</sup>/s și 55,4 m<sup>3</sup>/s, pentru nivelurile maxime înregistrate de 5,51m, 2,46m și respectiv 1,43m.

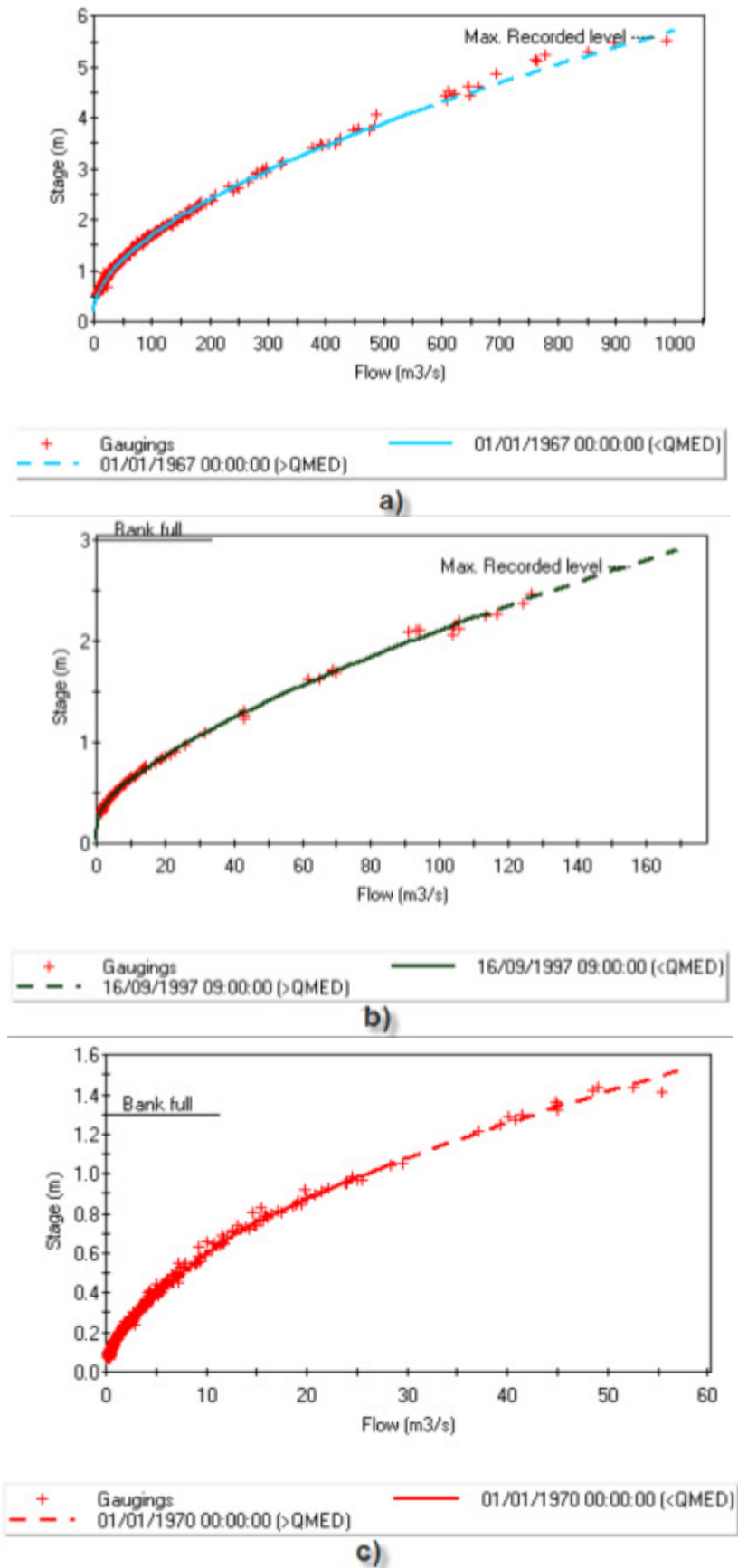


Fig.6-30 Curba cheie pentru Eden, Caldew și Petteril măsurate în stațiile:  
 a) Sheepmount; b) Cummersdale și c) Harraby Green (Sursă: Agenția de Mediu,UK)



### 6.3.1.4 Inundația din 2005

În 6 Ianuarie 2005, au fost emise numeroase avertizări în regiunea de N-V a Cumbriei, ploi abundente și furtuni puternice au alertat orașul de viitoarea inundație. Ploile au început peste munții Cumbriei noaptea și au continuat până în jumătatea zilei de 8 Ianuarie 2005. Câteva stații de măsură au înregistrat valori ale precipitațiilor de peste 200mm. Ploile au fost provocate de un curent de aer puternic neobișnuit de cald, aer umed tropical, ce a fost forțat să se deplaseze spre nord de un front rece Atlantic. Spre finalul evenimentului, ploile au fost consolidate de o ridicare și convecție puternică frontală în timp ce depresiunea a trecut spre nord.

Orașul Carlisle a fost afectat sever de evenimentul din Ianuarie 2005. Autoritățile locale au menționat că inundațiile s-au produs ca un efect al revărsării fluviului Eden și al efectului de remuu produs pe râurile Caldew și Petteril. Debitul de curgere măsurat a fost de 1520 m<sup>3</sup>/s la stația Sheepmount de pe râul Eden, din Carlisle, cu o perioadă de întoarcere de la 175 la 200 de ani. Precum a fost comunicat de Agenția de Mediu, a fost cel mai mare eveniment înregistrat din 1771, și au fost afectate aproximativ 3500 de locuințe, din care 1934 au fost inundate direct.

Primele rapoarte despre inundații au venit în seara de 7 Ianuarie 2005 și multe au fost clasificate ca rezultat al acumulării apei de suprafață decât al sistemului de cursuri ed apă. Acesta a fost în mod particular cazul orașelor Carlisle și Keswick. La primele ore ale zilei de 8 Ianuarie 2005, inundații importante au început în Applebz, Cockermouth, Carlisle, Kendal, Keswick, Penrith și alte localități.

Primele inundații cauzate de revărsările râurilor au avut loc în localitățile amonte, precum Appleby. La orele 06:00, rapoartele indică că au existat deja sute de proprietăți inundate în Cumbria. La orele 08:30, digurile și protecțiile realizate împotriva inundațiilor de-alungul râului Eden, au fost depășite și Centrul Civic și Stația de Poliție din Carlisle au fost inundate. Revărsarea s-a produs mai mult din cauza creșterii bruște a nivelurilor de apă din râu, decât din cauza ruperii vreunui dig sau a nefuncționării corespunzătoare a vreunui sistem de apărare împotriva inundațiilor. Situația s-a înrăutățit datorită unor furtuni puternice de vânt și ploi care au făcut impracticabile multe din drumurile țării.

La orele 10:45 din ziua de 8 Ianuarie 2005, Agenția de Mediu a emis numeroase alarme cu privire la intensele inundații din Carlisle. Evacuările oficiale ale populației din oraș au început la scurt timp după aceste alarmări. La orele 11:00, o cădere de tensiune majoră a afectat aproape 250000 de proprietăți din Cumbria și Lancashire. În Carlisle, acest lucru a fost urmat de o cădere în lanț a sistemului de telefonie la orele 18:00. Sistemul de telefonie urbană căzuse deja cu odată cu căderea de tensiune. Mai târziu, în ziua următoare, Agenția de Mediu a realizat breșe în sistemele de protecție din Carlisle pentru a permite apelor să se scurgă.



Fig. 6-31 Imagini din Carlisle din tipul inundațiilor din Ianuarie 2005

Inundațiile au afectat mai mult de 2500 de proprietăți din Cumbria. Aproape  $\frac{3}{4}$  din acestea s-au aflat în Carlisle, iar cele rămase au fost în general din localitățile Appleby, Keswick, Kendal, Penrith, Eamont Bridge și Cockermouth. Din punct de vedere al pagubelor, a fost una dintre cele mai importante inundații fluviale din UK, din ultimii 50 de ani. Pagubele totale s-au ridicat la ordinul a 500 milioane de lire sterline. În Fig.6-31 sunt prezentate câteva imagini cu inundațiile din Carlisle, mai precis în zona porții Carlisle din ziua de 8 ianuarie 2005 (Agenția de Mediu UK).

### 6.3.2 Metodologia

Pentru a studia capacitatea și limitele de modelare ale unor diferite modele în cazul unei situații de inundație urbană, a fost aleasă pentru acest scop o zonă urbană din orașul Carlisle, de-a lungul râului Caldew, Cumbria, Anglia.

Partea practică este foarte importantă pentru atingerea scopului oricărui proiect, și are ca scop colectarea de date esențiale pentru studiu. Instrumentele ce vor fi utilizate și rezultatele viitoarelor simulări se bazează pe selectarea datelor.

Agenția de Mediu a Angliei și Wales (EA) a furnizat secțiuni transversale ale canalului la intervale de 200m de-a lungul râului Eden și la intervale de 50m de-a lungul râului Caldew. Secțiunile transversale ale râului Caldew se regăsesc în ANEXA. Pentru zona studiată au fost folosite datele a 29 de secțiuni transversale. Întreaga zonă de studiu și poziția secțiunilor transversale sunt prezentate în Fig.6-32. Poziționarea stațiilor de măsurare sunt prezentate în ANEXA.



Fig. 6-32 Zona Caldew cu pozițiile secțiunilor transversale

Totodată Agenția de Mediu a Angliei a furnizat valorile nivelelor de apă măsurate la intervale de 15 minute de către șase stații de măsurare, și de la trei stații de măsurare valorile estimate ale debitelor. Aceste date conțin informații de la data de 01/01/2005 până la 19/01/2005. Hidrografele înregistrate pentru evenimentul din Ianuarie 2005, în diferite puncte de stație, sunt prezentate în Fig.6-33.

Hidrograful masurat in diferite statii in Zona Carlisle, Ianuarie 2005

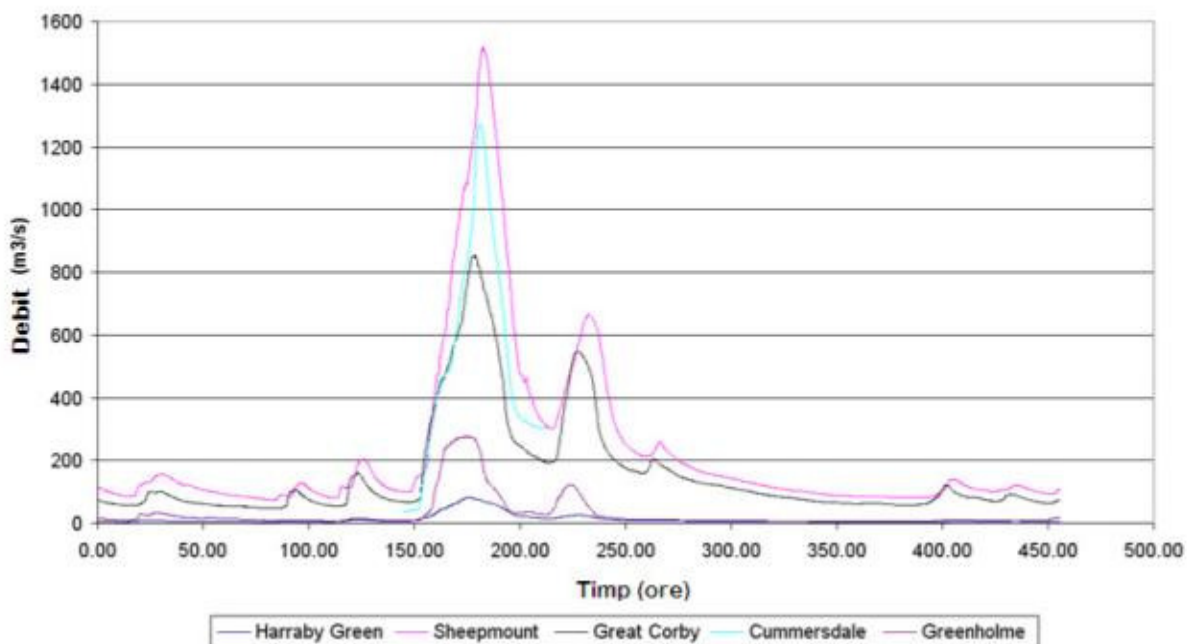


Fig. 6-33 Hidrografurile înregistrate în diferite stații de măsură, din zona Carlisle, Ianuarie 2005

O altă dată importantă disponibilă a fost harta în care este prezentată extensia și propagarea undei de viitură, respectiv a inundației, și este prezentată în Fig.6-34. Această hartă va fi folosită cu scopul de a face comparații între harțile oferite de modelele hidraulice în urma simulărilor.

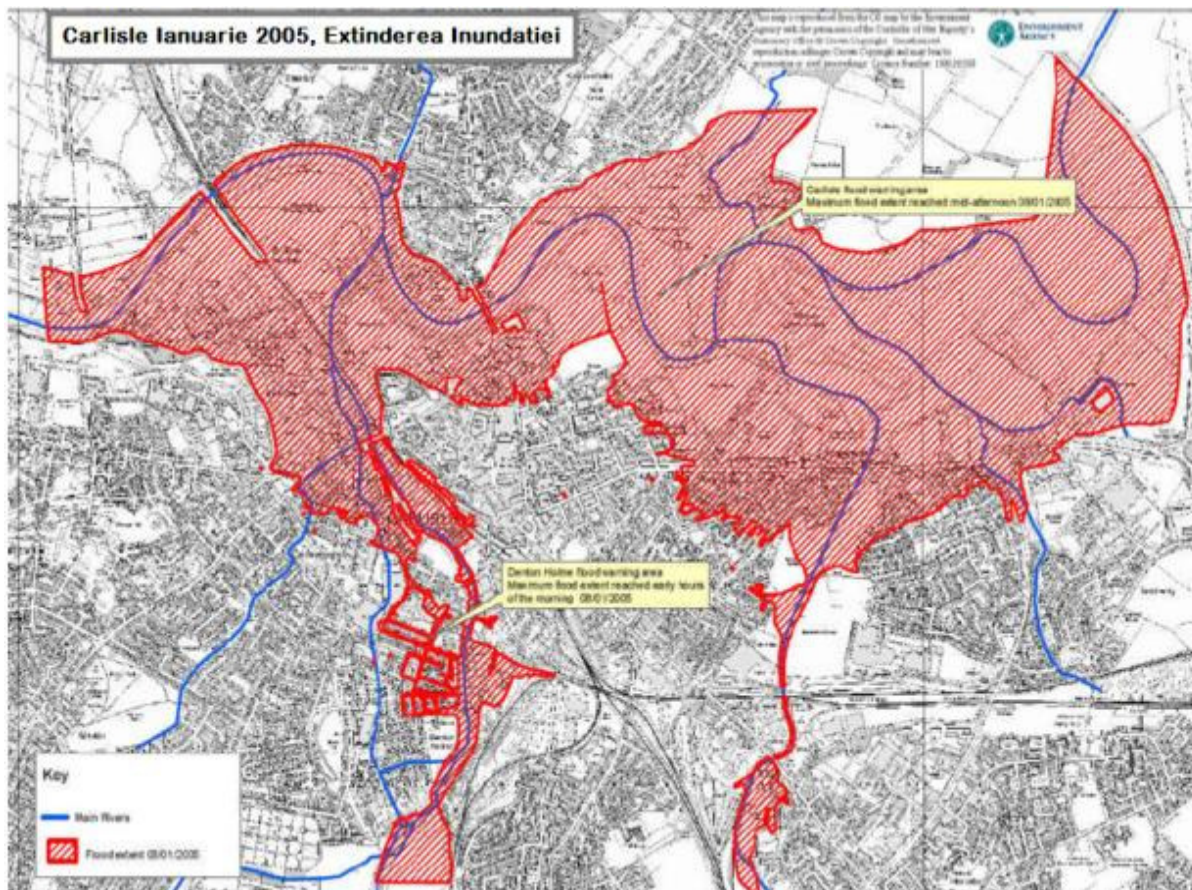


Fig. 6-34 Harta de extindere a inundației din Ianuarie 2005 (Sursă: EA)

Un model digital al suprafeței (DSM) al zonei de studiu a fost furnizat de Agenția de Mediu a Angliei și Wales (EA), generat prin utilizarea tehnologiei LiDAR (Light Detection and Ranging), măsurători efectuate în martie 2002 și actualizate în noiembrie 2005 de-a lungul râului Caldeu, oferind date filtrate și nefiltrate la o rezoluție spațială de 2m.

Modelul de elevație digitală (DEM) este foarte important pentru orice modelare hidrodinamic bi-dimensională (2D) sau quasi bi-dimensională (1D2D). Întinderea inundației este interdependentă de precizia datelor oferite de modelul digital de elevație.

Două modele de elevație digitale de rezoluții diferite: 1mx1m, 10mx10m, au fost folosite pentru montarea modelelor hidrodinamice 2D și quasi 2D (1D2D). Datele batimetrice măsurate au fost introduse manual pentru a genera un model digital de elevație de rezoluție 1mx1m, prin utilizarea programului Matlab.

### 6.3.3 Dezvoltarea modelelor

Pentru a studia caracteristicile unei inundații au fost elaborate 6 concepte de modele hidrodinamice:

- Un model hidrodinamic uni-dimensional realizat cu HEC-RAS
- Un model hidrodinamic uni-dimensional realizat cu MIKE11
- Un model hidrodinamic bi-dimensional realizat cu BreZo
- Un model hidrodinamic bi-dimensional realizat cu SOBEK
- Un model hidrodinamic uni-bi-dimensional realizat cu SOBEK
- Un model hidrodinamic uni-dimensional realizat cu SOBEK.

#### 6.3.3.1 Construcția unui model hidrodinamic 1D cu MIKE11

Lungimea sectorului de râu studiat este de 1,38km, cu o lățime ce variază între 12m și 45m, și cu o pantă hidraulică medie de  $i = 0,0016$ . Au fost furnizate datele a 29 de secțiuni transversale a cursului principal de apă. Secțiunile transversale cu forme geometrice iregulare au fost definite independent cu datele din măsurători, și au fost poziționate de-a lungul cursului de apă în locațiile definite de coordonatele măsurate.

Coeficientul de rugozitate Manning „n” s-a considerat de valoare constantă a talvegului pe tot tronsonul de râu studiat, valoarea alocată fiind  $n = 0,035$ , valoarea a fost aleasă prin intermediul Agenției de Mediu (EA). Condițiile de margine s-au introdus amonte și aval.

Întreaga schematizare a rețelei 1D este prezentată în Fig.6-35 și în Fig.6-36 este redat profilul transversal al canalului principal.

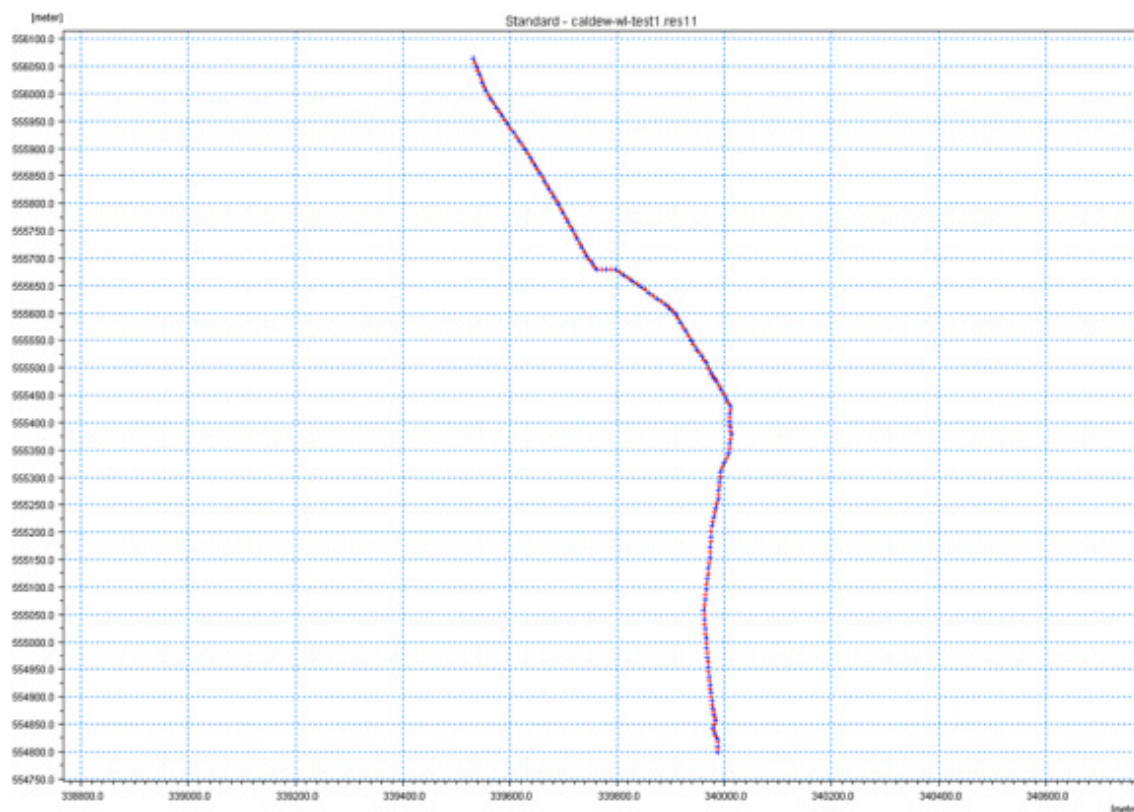


Fig. 6-35 Schematizarea rețelei în modelul 1D MIKE11

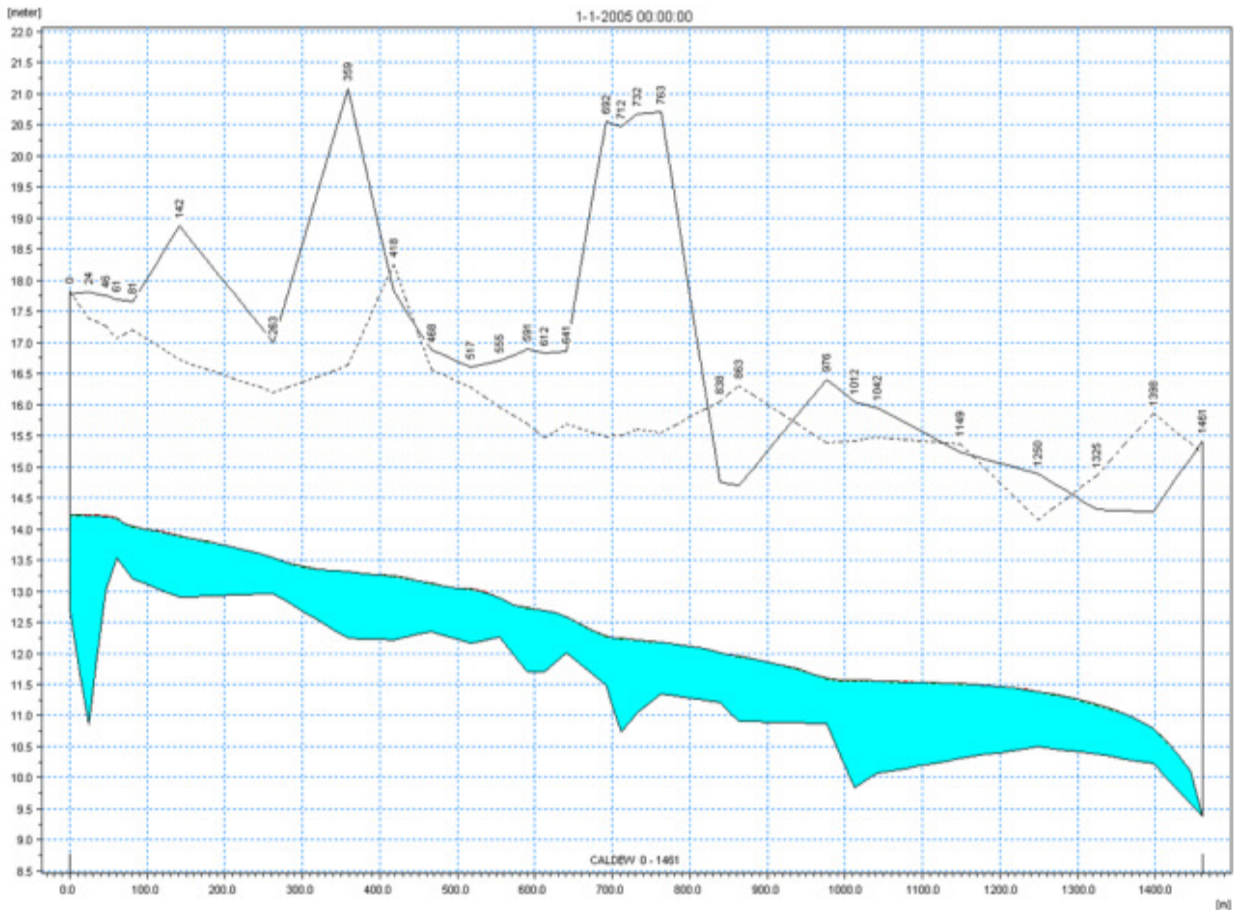


Fig. 6-36 Profilul longitudinal al canalului 1D în MIKE11

Modelul hidrodinamic uni-dimensional realizat în MIKE11 a fost folosit ca punct de referință pentru a putea fixa condițiile de margine din aval (nivelurile de apă) pentru toate celelalte modele hidraulice folosite.

### 6.3.3.2 Construcția unui model hidrodinamic 1D cu SOBEK

Lungimea sectorului de râu studiat este de 1,38km, cu o lățime ce variază între 12m și 45m, și cu o pantă hidraulică medie de  $i = 0,0016$ . Au fost furnizate datele a 29 de secțiuni transversale a cursului principal de apă. Secțiunile transversale cu forme geometrice iregulare au fost definite independent cu datele din măsurători, și au fost poziționate de-a lungul cursului de apă în locațiile definite de coordonatele măsurate.

Coeficientul de rugozitate Manning „n” s-a considerat de valoare constantă a talvegului pe tot tronsonul de râu studiat, valoarea alocată fiind  $n = 0,035$ , valoarea a fost aleasă prin intermediul Agenției de Mediu (EA). Condițiile de margine s-au introdus amonte și aval.

Întreaga schematizare a modelului 1D în SOBEK este prezentată în Fig.6-37.

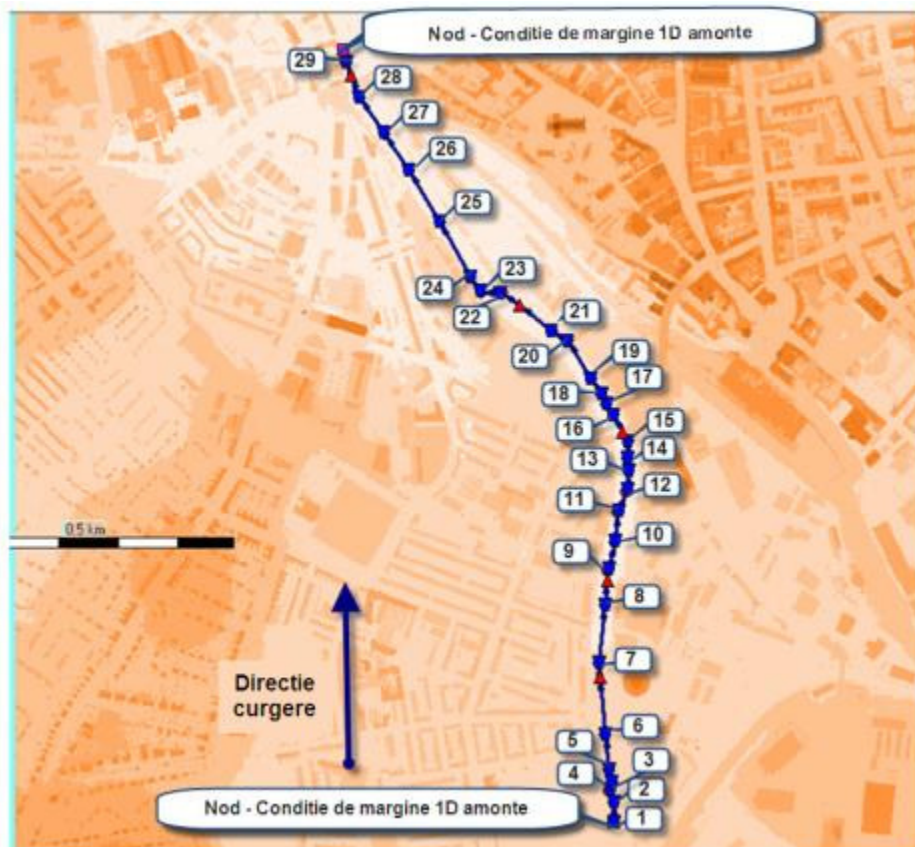


Fig. 6-37 Schematizarea rețelei 1D a canalului în SOBEK, cu poziționarea celor 29 de secțiuni transversale

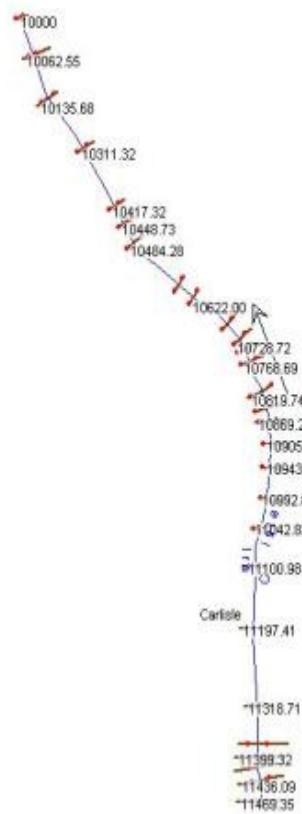
### 6.3.3.3 Construcția unui model hidrodinamic 1D cu HEC-RAS

Lungimea sectorului de râu studiat este de 1,38 km, cu o lățime ce variază între 12 m și 45m, și cu o pantă hidraulică medie de  $i = 0,0016$ .

Au fost furnizate datele a 29 de secțiuni transversale a cursului principal de apă. Secțiunile transversale cu forme geometrice iregulare au fost definite independent cu datele din măsurători, și au fost poziționate de-a lungul cursului de apă în locațiile definite de coordonatele măsurate.

Coeficientul de rugozitate Manning „n” s-a considerat de valoare constantă a talvegului pe tot tronsonul de râu studiat, valoarea alocată fiind  $n = 0,035$ , valoarea a fost aleasă prin intermediul Agenției de Mediu (EA). Condițiile de margine s-au introdus amonte și aval.

Întreaga schematizare a modelului 1D în HEC-RAS este prezentată în Fig.6-38, și în Fig.6-39 este ilustrat profilul longitudinal al sectorului studiat al cursului de apă Caldew.



None of the XS's are Geo-Referenced ( — Geo-Ref user entered XS — Geo-Ref interpolated XS — Non Geo-Ref user entered XS — Non Geo-Ref Interpolated XS)

Fig. 6-38 Schematizarea canalului 1D în modelul HEC-RAS

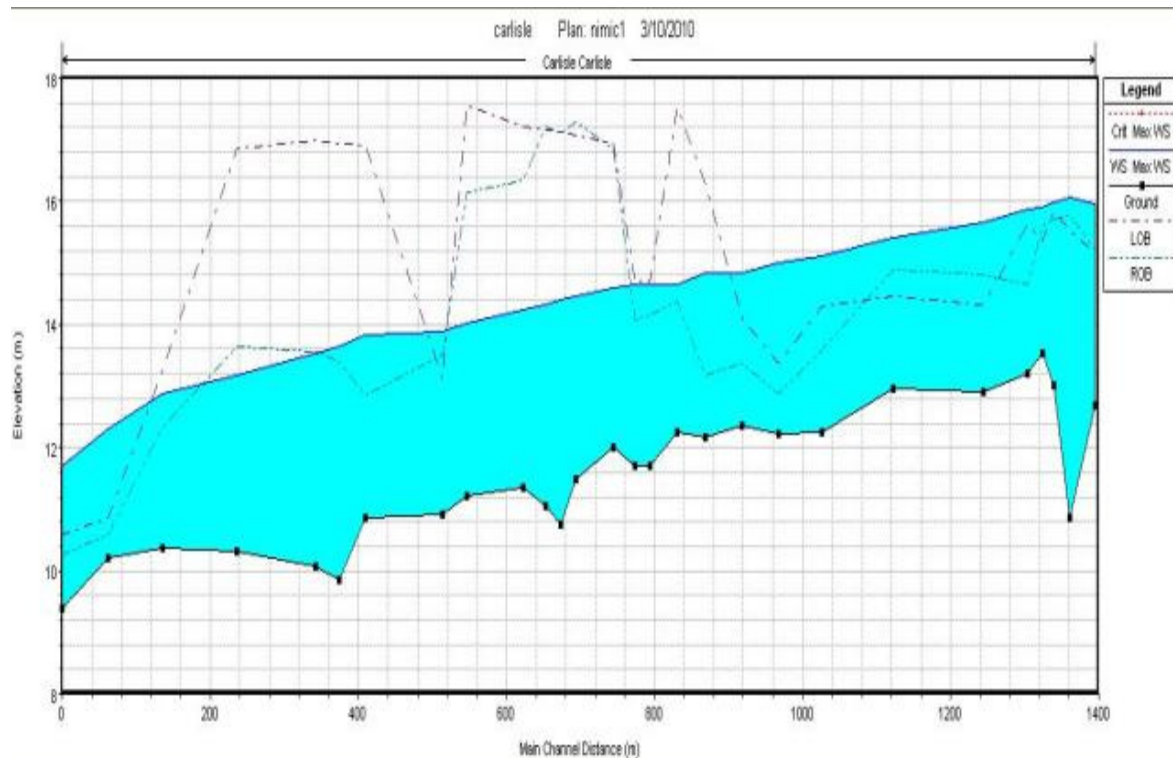


Fig. 6-39 Profilul longitudinal al canalului în HEC-RAS



### 6.3.3.4 Construcția unui model hidrodinamic 2D cu BreZo

Precum s-a specificat anterior, a fost necesară realizarea unui set de fișiere pentru a face posibilă simularea modelului BreZo. A fost creat un fișier *.poly* cu coordonatele zonei rectangulare studiate, cu marcajele de limită și atributele acestora.

În Fig.6-40 sunt ilustrate pozițiile și tipul marcajelor de limită, marcaje ce au fost introduse în fișierul *.poly*.

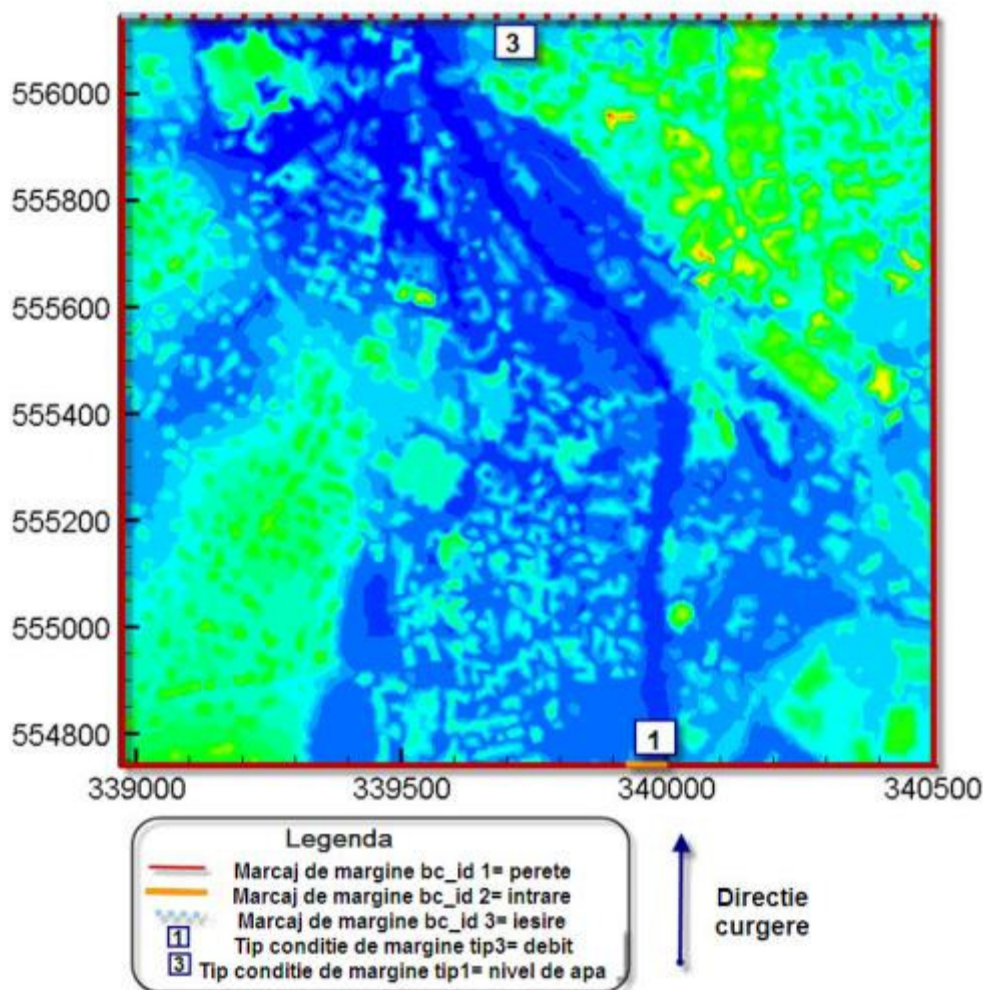


Fig. 6-40 Poziționarea marcajelor pentru condițiile de margine, și a tipului acestora, în BreZo

Fișierul *.poly* a fost utilizat apoi, ca date de intrare pentru Triangle. Pentru generarea unei rețele de discretizare, au fost nevoie de date adiționale, precum: unghiul maxim admis  $(-q) = 30^\circ$  și aria minimă a triunghiului  $(-a)$ . Datorită diferitelor limitări ale programului BreZo, numărul maxim de celule triunghiulare permise este de 200 000, aria minimă a triunghiului  $(-a)$  aleasă a fost de  $20 \text{ m}^2$ , cu un număr total de celule triunghiulare  $N = 170776$ .

În acest studiu au fost folosite diferite rețele de discretizare pentru simulări, începând de la o rezoluție slabă (20m) până la una mai fină (6m). Ariile triunghiurilor rețelelor de discretizare au fost considerate uniforme și au fost folosite diferite valori pentru simulări, precum:  $200 \text{ m}^2$ ,  $100 \text{ m}^2$ ,  $50 \text{ m}^2$  și  $20 \text{ m}^2$ .

În Tabelul 6-2 sunt prezentate numărul total de celule triunghiulare și rezoluția corespunzătoare ariilor minime considerate ale celulelor triunghiulare.

**Tabelul 6-2: Caracteristicile rețelei triunghiulare de discretizare pentru arii triunghiulare diferite**

Nr.	Aria (m <sup>2</sup> )	Rezoluția aproximativă (m)	Numărul de celule triunghiulare
1	200	60	17108
2	100	30	34293
3	50	15	103 193
4	20	6	170 776
5	10	3	340 000 (nepermis)

Modelul de elevație digitală (DEM) cu o arie de discretizare cu o rezoluție de 1m (dimensiunea unei celule a rețelei de 1m x 1m) a fost folosit pentru a crea un fișier *.bed*, cu conținutul elevației punctelor. Fișierul *raster2BreZo.exe* a fost utilizat pentru această conversie în toate cele patru cazuri.

În Fig.6-41 este ilustrată imaginea 3D a rețelei triunghiulare de discretizare (~60m rezoluție) rezultată. Ca rezultat al generării rețelei de discretizare, s-au obținut câteva fișiere importante: *.node*, *.ele*, *.edge*, *.neigh* și *.poly*.

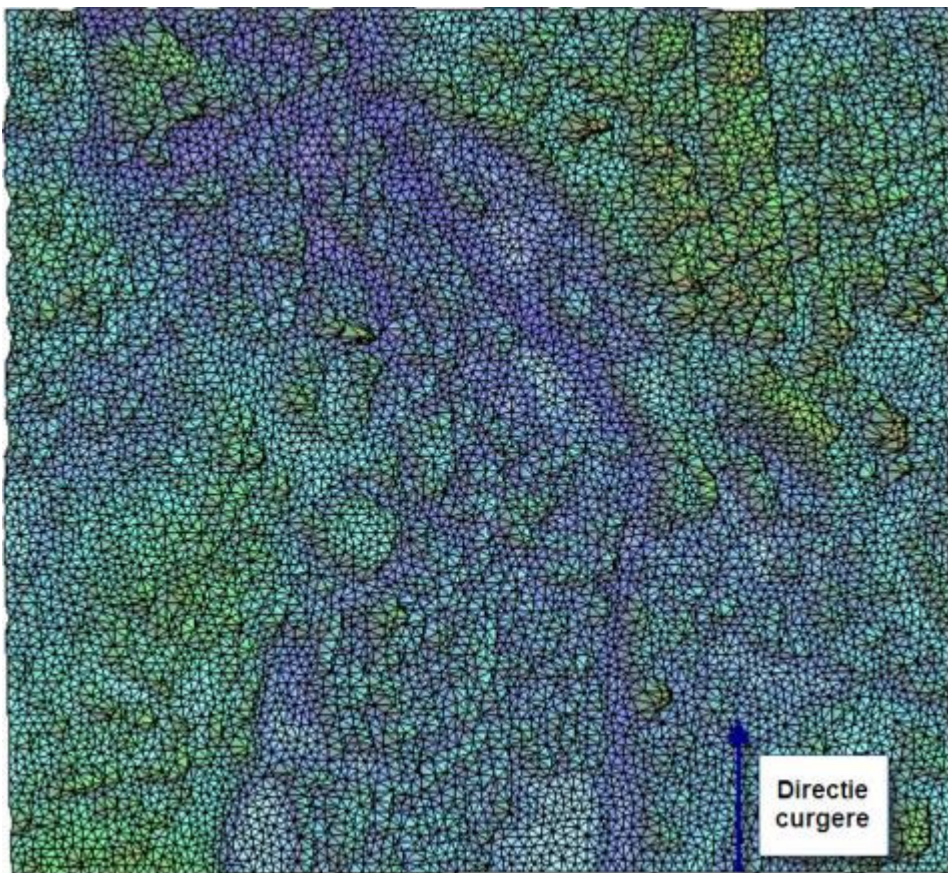


Fig. 6-41 Rețeaua triunghiulară generată după utilizarea Triangle, vedere 3D în plan

Un fișier *.bc* a fost creat manual, ținându-se cont de poziția și tipul condițiilor de margine ce au fost specificate în fișierul *.poly*. Fișiere comandă programului BreZo să aplice o condiție de margine „debit specific” (tip  $bc = 3$ ) pentru marcajele de margine 2 ( $bc\_id = 2$ , date de intrare, amonte); și să impună drept condiție de margine „nivel specific de apă” (tip  $bc = 1$ ) pentru marcajele de margine 3 ( $bc\_id = 3$ , date de ieșire, aval). În acest caz, un hidrograf a fost stabilit ca și condiție de margine de intrare, și drept condiție de margine de ieșire, a fost stabilit un nivel de apă  $h = 2m$ , în condiții normale de curgere liberă.

Principalul fișier de intrare pentru BreZo, ce conține date și se referă la toate fișierele mai sunt aminte, este fișierul *.input*. Pasul de timp de calcul, pasul de timp pentru rezultate și timpul de simulare au putut fi modificate din acest fișier. Tipul și valoarea coeficientului de rugozitate s-a putut configura tot prin intermediul fișierului *.input*, fiind stabilit ca o valoare uniformă a coeficientului de rugozitate Manning,  $n = 0,035$ .

### 6.3.3.5 Construcția unui model hidrodinamic 2D cu SOBEK

Modelul de elevație digitală disponibil cu o rezoluție a celulelor rețelei de  $10m \times 10m$ , a fost aplicat pentru modelul 2D realizat în SOBEK. Pentru a se simula curgerea într-un model hidrodinamic 2D SOBEK, au fost folosite două linii de condiții de margine 2D, susținute prin noduri de colț 2D, (una amonte și una aval). Coeficientul de rugozitate a fost stabilit coeficientul de rugozitate Manning  $n = 0,035$ , valoare uniformă pe tot tronsonul de râu studiat. Schematizarea modelului este prezentată în Fig.6-42.

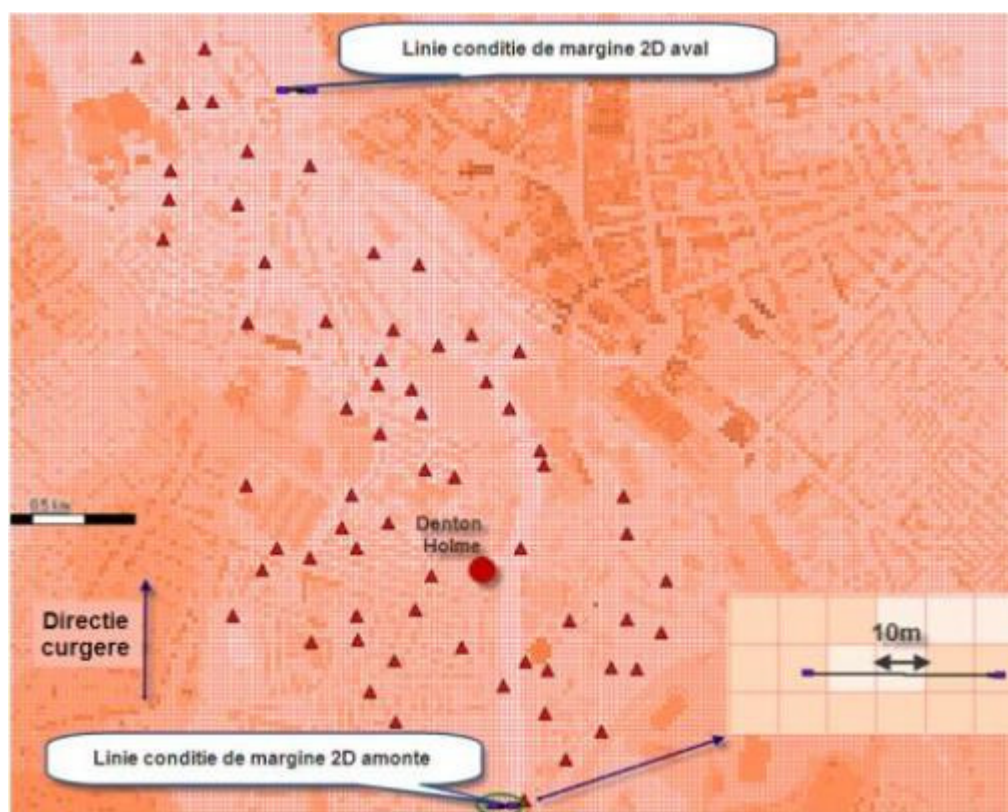


Fig. 6-42 Schematizare 2D a modelului SOBEK, deliu mărime celulă

Au fost incluse două stații de măsură 2D în schemă, pentru a putea stoca rezultatele simulării. Măsurătorile disponibile de la stația Denton Holme vor fi comparate cu datele înregistrate în punctele istorice ale modelului.

### 6.3.3.6 Construcția unui model hidrodinamic 1D2D cu SOBEK

Pentru construcția modelului hidrodinamic 1D2D SOBEK, un schema 1D a unui canal a fost combinată cu modelul de elevație digitală. Lungimea canalului este de 1,38km, cu lățimea variabilă între 12m și 45m, cu o pantă medie de  $i = 0,0016$ . Au fost introduse datele a 29 de secțiuni transversale de-a lungul canalului principal, locațiile fiind definite de coordonatele GPS măsurate. Coeficientul de rugozitate Manning „n” s-a considerat de valoare constantă pe tot tronsonul de râu studiat, valoarea alocată fiind  $n = 0,035$ , valoarea a fost aleasă prin intermediul Agenției de Mediu (EA). Rezoluția DEM spațial folosit a fost de 10m.

Pentru a efectua simularea inundației au fost utilizate doar nodurile 1D de condiție de margine, și nu au fost considerate posibilitățile de îndiguire ale canalului în secțiunile transversale.

Schematizarea rețelei 1D2D SOBEK este prezentată în Fig.6-43.

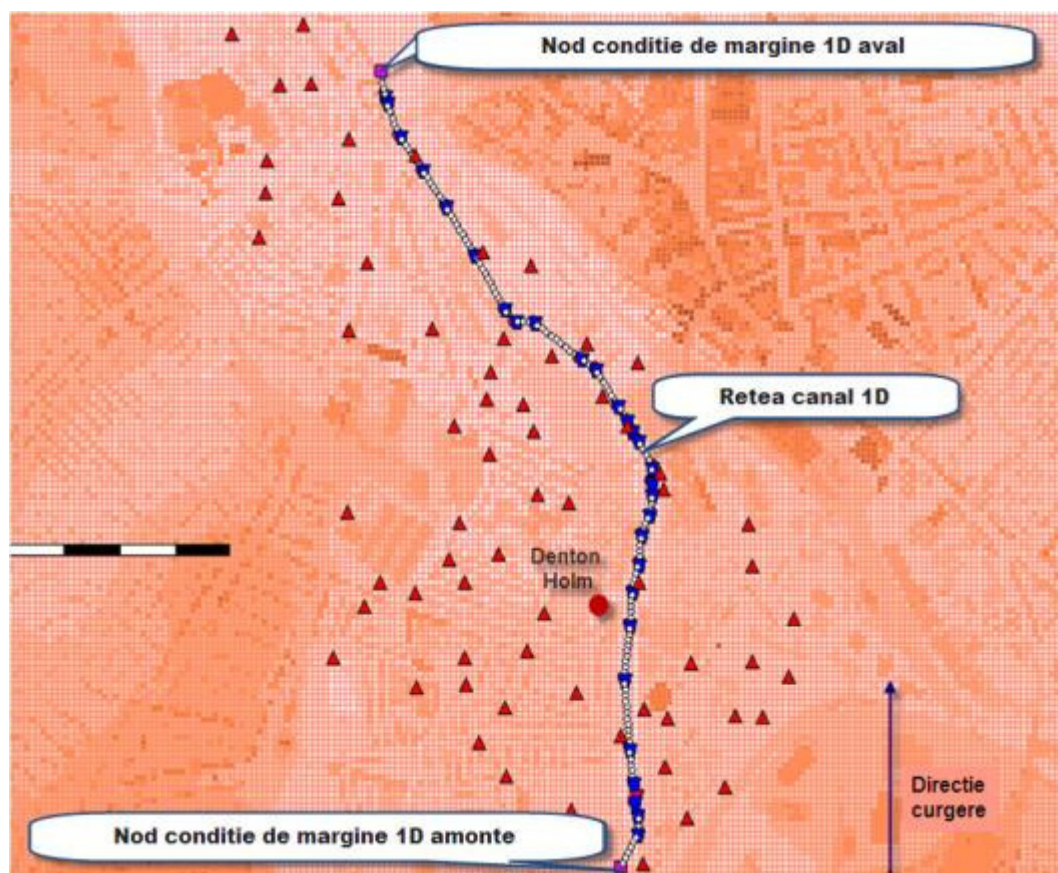


Fig. 6-43 Schematizarea 1D2D a modelului SOBEK

### 6.3.3.7 Pasul de timp și perioada de simulare

Pentru comparațiile ulterioare, și ținând cont de datele disponibile, perioada de simulare a fost considerată pentru întregul eveniment de inundare, de la orele 00:00:45 din data de 7 Ianuarie 2005, până în data de 9 Ianuarie 2005, orele 21:00:00. Pasul de timp a fost ales ținând cont de importanța menținerii stabilității modelului. BreZo este stabil condiționat. Pasul de timp trebuie selectat astfel încât să satisfacă condițiile globale de CFL (vezi ANEXA) pentru întreaga perioadă de simulare. Datorită acestor considerații, pentru toate modelele, pasul de timp stabilit pentru BreZo a fost de 0,1sec. și pentru SOBEK a fost de 1sec. Fiecare model a necesitat o perioadă de timp deferită pentru compilarea simulărilor. Modelele hidrodinamice 1D au avut nevoie de mai puțin timp de calcul decât modelele hidrodinamice 2D.

### 6.3.3.8 Datele condițiilor de margine

Evenimentul inundației simulat în aceste analize se bazează pe inundațiile reale petrecute în zona de studiu în Ianuarie 2005. Condițiile de margine de intrare pentru toate modelele studiate au fost stabilite prin datele oferite de hidrograful prezentat în Fig.6-44. Condițiile de margine au fost asigurate de Agenția de Mediu (EA), Anglia.

Condițiile de margine amonte au fost fixate ca hidrograful debitelor afluențe, ale cărui valori s-au considerat de la orele 00:00:45 din data de 7 Ianuarie 2005, până în data de 9 Ianuarie 2005, orele 21:00:00. Datele furnizate au fost măsurate la fiecare interval de 15minute la stația de măsură Cummersdale.

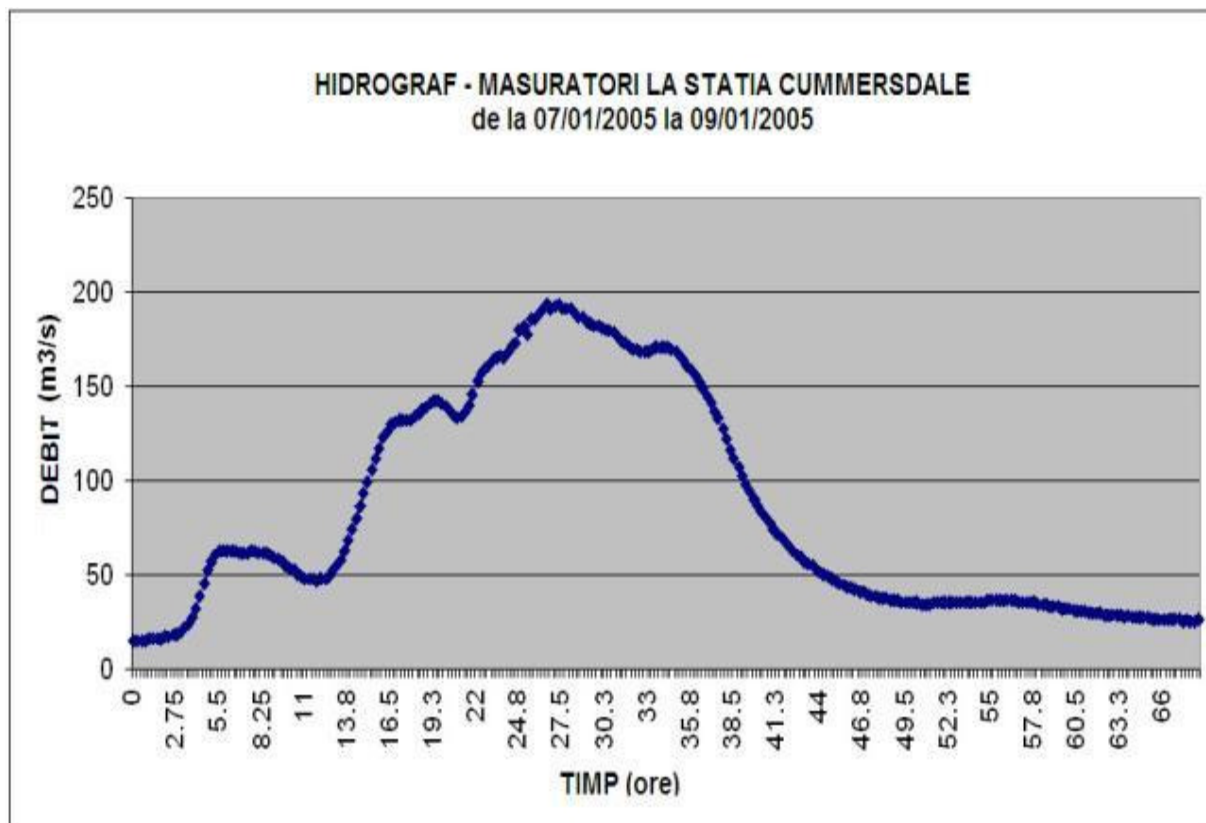


Fig. 6-44 Hidrograful măsurat la stația Cummersdale, bazat pe debite înregistrate

Condițiile de margine aval au fost stabilite ca o curgere de suprafață cu nivel liber, cu nivelul de apă  $h = 2m$  (de-asupra datum).

Toate condițiile enumerate au fost stabilite pentru toate modelele hidrodinamice: 1D MIKE11, 1D HEC-RAS, 1D SOBEK, 2D BreZo, 2D SOBEK, 1D2D SOBEK.

### 6.3.3.9 Calibrarea și validarea modelelor

După relațiile lui Cunge (2003), aplicarea modelelor ar trebui să urmeze în mod consecutiv patru etape: instanțierea, calibrarea, validarea și exploatarea. Calibrarea este fără sens și susține consolidarea etapei de validare, aceasta se concentrează asupra găsirii „unor motive fizice logice pentru diferențele dintre rezultatele simulate și cele măsurate” și asupra explorării impactului incertitudinilor în etapa de exploatare. (Cunge, 2003)

Werner (2004) a menționat faptul că, există două provocări întâlnite în etapa de calibrare a modelelor. Prima, atunci când sunt disponibile doar câteva date spațiale despre extinderea inundației; a doua, atunci când calibrarea necesită extrapolări cu privire la faptul că evenimentele proiectate sunt mai mult ca probabil de magnitudine mai mare decât evenimentele observate disponibile. În abordările de calibrare, cercetătorii modifică local sau global câțiva parametri ai modelelor, (ex. Coeficientul de rugozitate Manning „n”), pentru a obține rezultate acceptabile ce să coincidă cu datele „de antrenament”.

Calibrarea și validarea au necesitat date din evenimente ulterioare evenimentului studiat; în acest studiu etapele de validare și calibrare în modelarea inundațiilor au fost omise datorită faptului că numărul de date observate din seriile evenimentelor post-inundație a fost limitat, doar un punct a fost localizat în zona de interes; astfel o calibrare fără sens nu a mai avut loc.

### 6.3.4 Rezultate și discuții

Șase modele hidrodinamice au fost concepute și testate pentru inundația din Carlisle Ianuarie 2005, pentru a analiza și compara rezultatele obținute, cu privire la adâncimile de apă, exactitatea redării hărților de extindere a inundațiilor.

Câteva caracteristici ale simulărilor modelelor sunt prezentate în Tabelul 6-3.

**Tabelul.6-3 Caracteristicile simulărilor modelelor studiate**

MODEL	SOFTWARE	TIPUL MODELULUI	PASUL DE TIMP	PERIOADA DE SIMULARE
1	MIKE11	1D hidrodinamic	0,5 sec.	7 min.
2	HEC-RAS	1D hidrodinamic	sec.	
3	SOBEK	1D hidrodinamic	1 sec.	8 min.
4	SOBEK	2D hidrodinamic	1 sec.	8,5 ore
5	SOBEK	1D2D hidrodinamic	1 sec.	7,2 ore
6	BreZo	2D hidrodinamic	0,1 sec.	2,50-35,30 ore

În acest studiu de caz modelele hidrodinamice HEC-RAS 1D, SOBEK1D și SOBEK 1D2D au fost calibrate după modelul hidrodinamic MIKE11.

Comportamentul nivelelor de apă din interiorul canalului a fost studiat cu ajutorul modelului 1D. Evoluția în timp a nivelelor de apă pentru modelul 1D SOBEK și modelul 1D Hec-RAS pentru fiecare secțiune transversală măsurată se regăsește în ANEXA.

Condițiile de margine de intrare pentru fiecare model conțin hidrograful prezentat în graficul din Fig.6-44. Evenimentul studiat a durat 70 de ore, și perioada de simulare a fost diferită pentru fiecare model în parte.

#### 6.3.4.1 Compararea rezultatelor modelelor hidrodinamice SOBEK2D și BreZo versus extinderea reală măsurată a inundației

Extinderea măsurată a undei de viitură și adâncimile de inundație măsurate la stația Denton Holme vor fi comparate cu rezultatele obținute pentru cele două modele hidraulice 2D SOBEK și BreZo.

După cum s-a menționat anterior, un DEM cu o rezoluție de 10mx10m a fost introdus în modelul SOBEK 2D. În cazul BreZo 2D, modelul a folosit rezoluții diferite pentru simulări.

**Tabelul.6-4 Caracteristicile modelelor hidraulice 2D**

Cazul	Software	Rezoluția (m <sup>2</sup> )	Tipul de rețea	Pasul de timp (sec.)	Perioada de simulare (ore)
1	SOBEK	100	Rectangulară	1	8,50
2	BreZo	200	Triunghiulară	0,1	2,50
3	BreZo	100	Triunghiulară	0,1	6,20
4	BreZo	50	Triunghiulară	0,1	9,40
5	BreZo	20	Triunghiulară	0,1	35,30

Din Tabelul 6-3 se poate observa faptul că rețelele mai fine de discretizare de o rezoluție mai bună necesită mai mult timp de calcul, în timp ce o rețea mai grosieră consumă mai mult, și faptul că softul BreZo salvează mai mult timp de calcul în comparație cu SOBEK pentru aproximativ aceeași rezoluție. Diferențele între rețelele triunghiulare ale cazurilor de simulare în BreZo sunt prezentate în Tabelul.6-4. În acest tabel este prezentat fiecare caz cu rezoluția corespunzătoare.

În ANEXA sunt ilustrate modelele digitale de elevație folosite de diferite rezoluții. Poate fi observat cu ușurință faptul că o rezoluție mai fină ( $A_{triunghi} = 20m^2$ ) este mult mai precisă și mai apropiată față de DEM inițial cu o rezoluție de 1mx1m, în timp ce o rezoluție mai grosieră ( $A_{triunghi} = 200m^2$ ) este mult mai difuză și mai puțin precisă. Primul pas în prezentarea rezultatelor va fi compararea datelor măsurate ale adâncimilor de apă cu cele obținute în urma simulărilor modelelor.

În Fig.6-45 sunt comparate hidrografurile de atenuare prognozate de fiecare model pentru fiecare DEM, pentru stația Denton Holme.

Datele măsurate la stația Denton Holme sunt singurele ce pot fi folosite pentru comparație, deoarece este singurul punct poziționat în zona de interes.

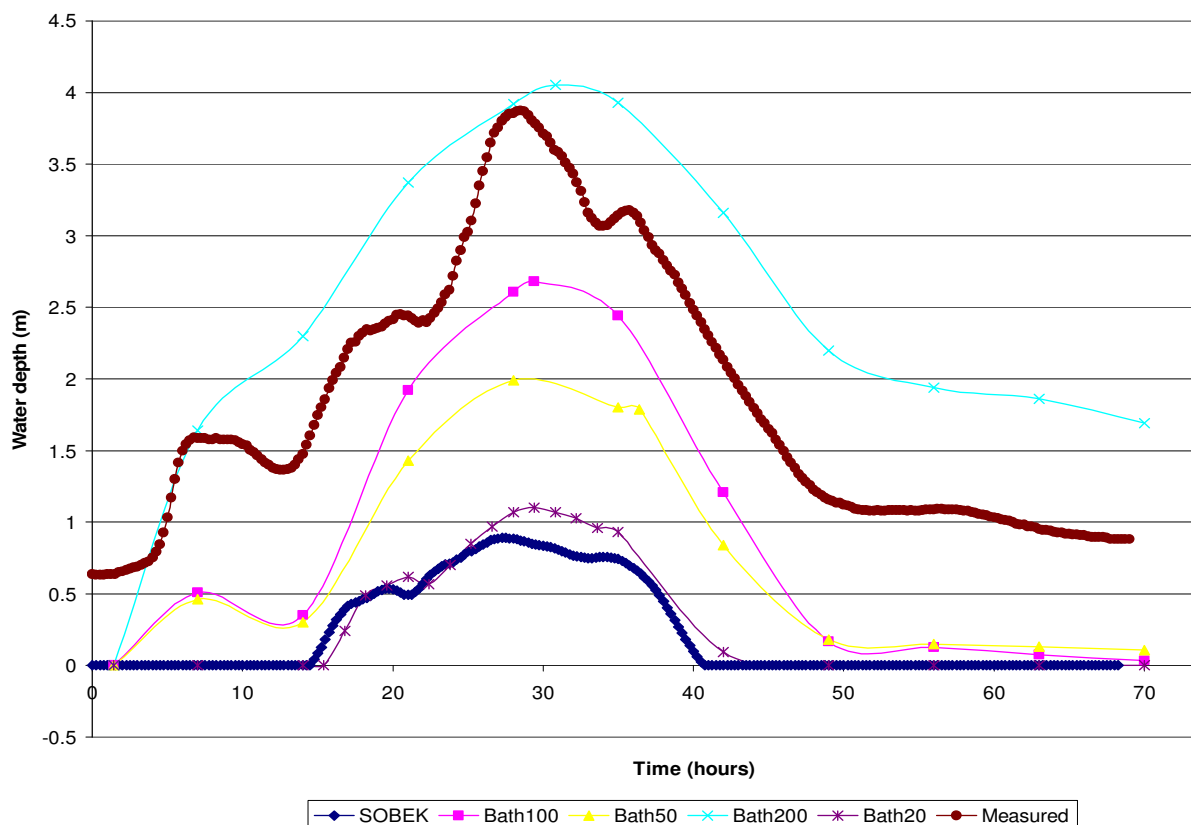


Fig. 6-45 Seriile de timp pentru adâncimile de apă simulate de fiecare model, și măsurate de EA la stația Denton Holme

Seriile de timp simulate ale înălțimilor de apă de suprafață pentru toate modelele studiate urmează aceeași direcție, după cum poate fi observat în Fig.6-45. Chiar și în același interval orar tendința nu se schimbă, și este similară cu cea măsurată:

- Orele: 0-10 – o creștere abruptă este urmată de o cădere;
- Orele: 10-15 – o cădere e urmată de o urcare;
- Orele: 15-25 – o urcare graduală, atingerea unui platou, și apoi urmată de o cădere ușoară;
- Orele: 25-30 – hidrograful atinge vârful graficului
- Orele: 30-40 – o cădere, urmată de o ușoară urcare;
- Orele: 45-70 – căderea finală.



Se poate observa clar faptul că punctul de pornire al hidrografului modelelor ( $h = 0,01m$ ) este diferit de cel al celui măsurat ( $h = 0,632m$ ). Diferența dată de rezultatele adâncimilor de apă prognozate de modele este cauzată de faptul că adâncimea de apă considerată inițial pentru toate modelele a fost de  $0,01m$ , în condiții aproape uscate de curgere, în timp ce în mod evident, pentru datele măsurate valorile adâncimilor de apă inițiale au fost mai mari.

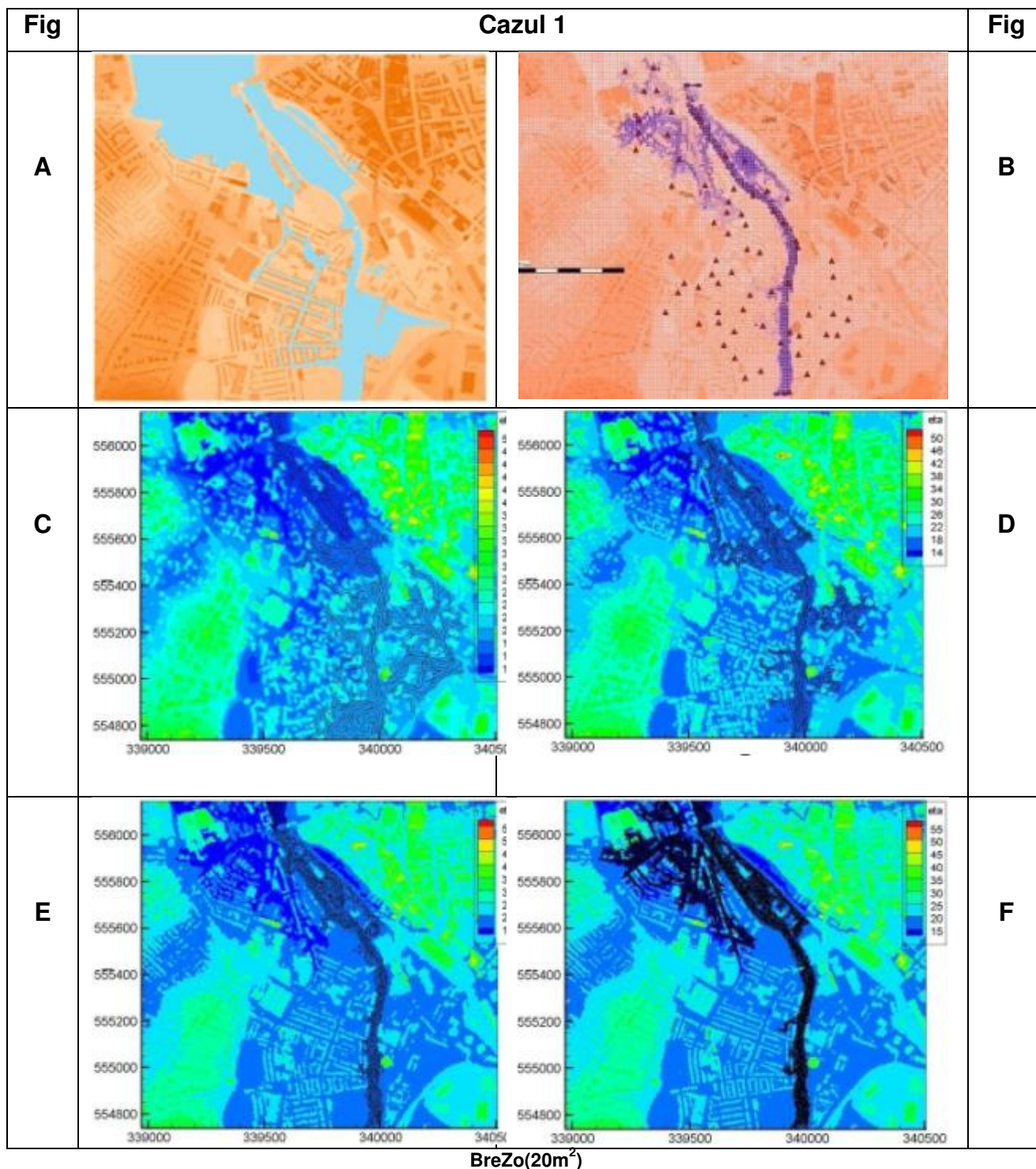
Totodată se poate observa că în general valorile măsurate real sunt mai mari decât cele obținute în urma simulărilor. Cauza acestor discrepante între valori, este lipsa valorilor inițiale ale adâncimilor de apă, și presupunerea că nivelurile de apă inițiale la stația Denton Holme erau deja ridicate.

Dependența dintre rezoluția rețelei de discretizare și valorile adâncimilor de apă se poate observa din graficul din Fig.6-45. Valorile înălțimilor suprafețelor de apă sunt mai mari pentru ariile mai mari ale celulelor rețelelor.

Modelele SOBEK și BreZo  $20m^2$  au obținut rezultate similare, considerând valorile și tendința graficului. Trebuie menționat faptul că ambele modele au avut o rezoluție mai mare în comparație cu celelalte modele prezentate în grafic. O altă modalitate de vizualizare a acestor rezultate este prin investigarea vectorului maxim al extinderii inundației prognozată de fiecare model.

În Fig.6-46(a,b,c,d,e,f), Fig.6-47(a,b,c,d,e,f) și Fig.6-48(a,b,c,d,e,f), harta de propagare a undei de viitură pentru inundația din Ianuarie 2005, înregistrată de EA, este comparată cu harta inundației maxime rezultată a fiecărui model simulat, la pași de timp diferiți:  $t_1 = 8,30h$ ,  $t_2 =$  timpul corespunzător propagării maxime a inundației, și în final  $t_3 = 75 h$ .

Fig. 6-46 Cazul1: Ordinul de mărime al nivelului apei (eta) prognozat de fiecare model la timpul  $t_1 = 1,4h$  prezentat prin hărțile de extindere a inundației în cazurile: a) Măsurători reale(EA); b) Modelul SOBEK(10mx10m); c) Modelul BreZo(200m<sup>2</sup>); d) Modelul BreZo(100m<sup>2</sup>); e) Modelul BreZo(50m<sup>2</sup>); f) Modelul



Pentru hărțile de inundare rezultate din simulările modelelor BreZo, Eta reprezintă elevația măsurată de-asupra datum (m). Pentru o vizualizare și o înțelegere mai bună, extinderea inundației a fost ilustrată cu ajutorul vectorilor extinderii maxima prognozate de fiecare model.

Scopul acestei comparații este de a observa propagarea undei de inundație în zona urbană și a diferențelor de precizie dintre modelele simulate.

Cazul 1 ilustrat în Fig.6-46 este considerat la  $t_1 = 8,30h$ , după ce a început evenimentul. Poate să se observe ușor că viitura se propagă la început, pentru majoritatea modelelor, în partea aval a zonei studiate, excepție făcând modelul BreZo  $200m^2$  (Fig.6-46c), pentru care prima zonă inundată este cea amonte. Modelele SOBEK (Fig.6-46b) și BreZo  $20m^2$  (Fig.6-46f) prezintă rezultate similare, cu privire la timpul de propagare al viiturii și comportamentul acestuia, rezultate ce sunt foarte apropiate de cele reale (Fig.6-46a).

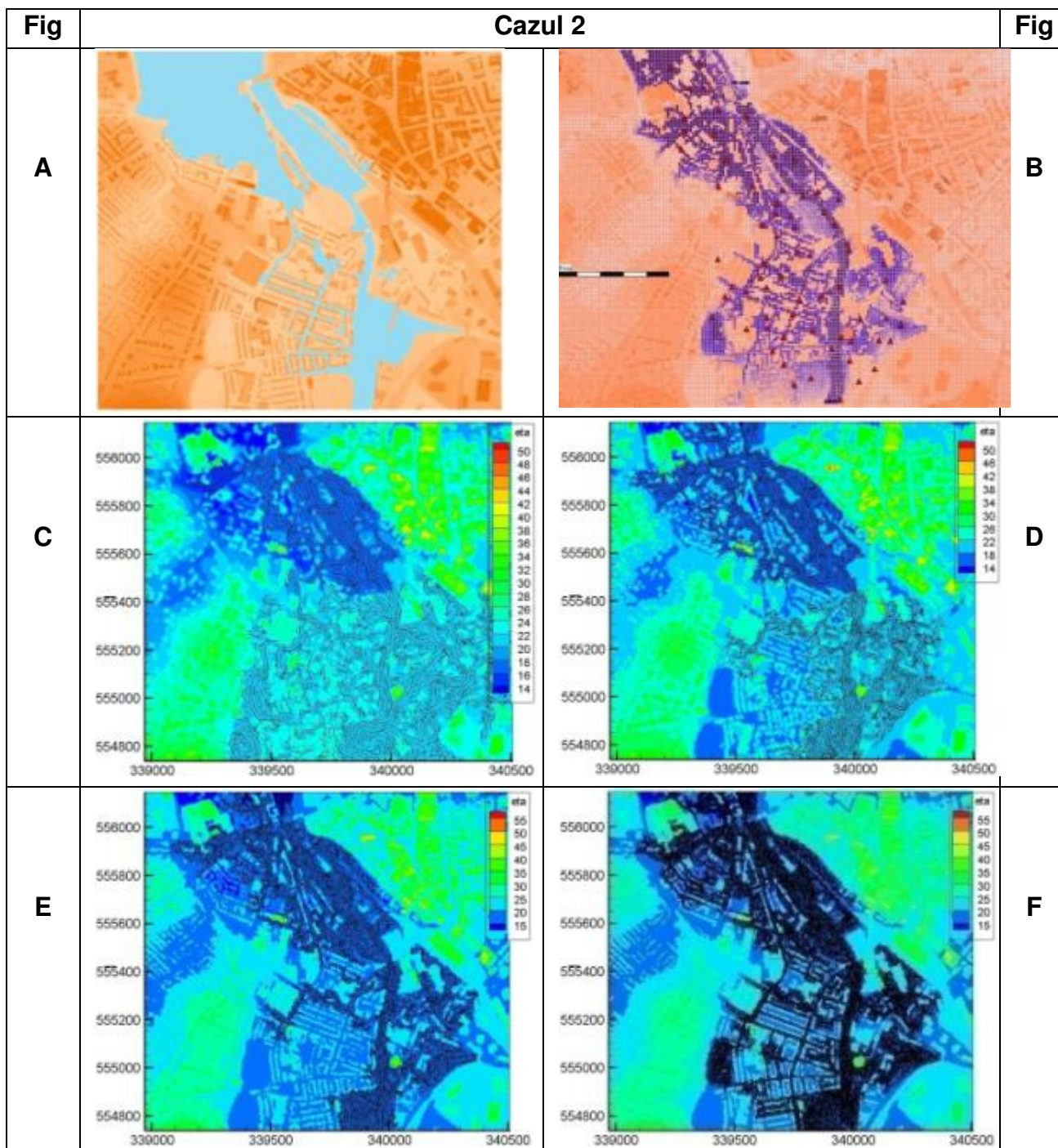


Fig. 6-47 Cazul2: Ordinul de mărime al nivelului apei (eta) prognozat de fiecare model la timpul  $t_2$  prezentat prin hărțile de extindere a inundației în cazurile: a) Măsurători reale (EA); b) Modelul SOBEK ( $10m \times 10m$ ) la  $t_2=30,8h$ ; c) Modelul BreZo ( $200m^2$ ) la timpul  $t_2=30,8h$ ; d) Modelul BreZo ( $100m^2$ ) la timpul  $t_2=29,4h$ ; e) Modelul BreZo ( $50m^2$ ) la timpul  $t_2=36,4h$ ; f) Modelul BreZo ( $20m^2$ ) la timpul  $t_2=30,8h$

Fig.6-47 și Fig.6-48 prezintă magnitudinea plajei valorilor posibile ale adâncimilor de apă din fiecare celulă a rețelei din fiecare model, la un pas de timp dat, și totodată cum diferențele în rezoluție și în viteza de propagare a undei de viitură simulate conduc la comportamente dinamice diferite în fiecare model.

Diferența de rezoluție are un impact mare asupra vitezei de propagare și asupra direcției de curgere. Acest lucru poate fi ilustrat prin comparația între harta de extindere a inundației a modelului 2D BreZo 200m<sup>2</sup> (Fig.6-47c) și cea a modelului 2D BreZo 20m<sup>2</sup> (Fig.6-47f).

Datorită unei rezoluții imprecise, în Fig.6-47c, zona amonte este inundată în mod aleator, fără o bună înțelegere a topografiei districtului urban. În cazul prezentat în Fig.6-47f, se poate observa cu ușurință direcția de propagare a inundației printre străzile urbane, acestea fiind bine delimitate.

Acuratețea și precizia modelului de elevație digital (DEM) sunt foarte importante pentru viteza de propagare a undei de inundație într-un model hidraulic.

Extinderea maximă a inundației se produce în aceleași perioade de timp  $t_2 = 30,8\text{h}$  pentru modelele de rezoluție înaltă și precizie a DEM, modelele SOBEEK (Fig.6-47b) și BreZo20m<sup>2</sup> (Fig.6-47f). Iar pentru DEM cu o precizie mai slabă, acestea se produc la timpi diferiți:  $t_2 = 29,4\text{h}$  pentru BreZo 100m<sup>2</sup> (Fig.6-47d) și  $t_2 = 36,4\text{h}$  pentru BreZo 50m<sup>2</sup> (Fig.6-47e).

Modelele SOBEEK (Fig.6-47b) și BreZo 20m<sup>2</sup> (Fig.6-47f) au furnizat rezultate foarte asemănătoare, cu privire la timpul și comportamentul de propagare al inundației, rezultate ce sunt foarte apropiate de harta reală de extindere a inundației. (Fig.6-47a).

Fig.6-48(a,b,c,d,f) ilustrează, pentru fiecare model, magnitudinea ordinului de mărime al valorilor posibile ale adâncimilor de apă în fiecare celulă a rețelei prognozate de fiecare model în parte, la timpul  $t_3 = 75\text{h}$ .

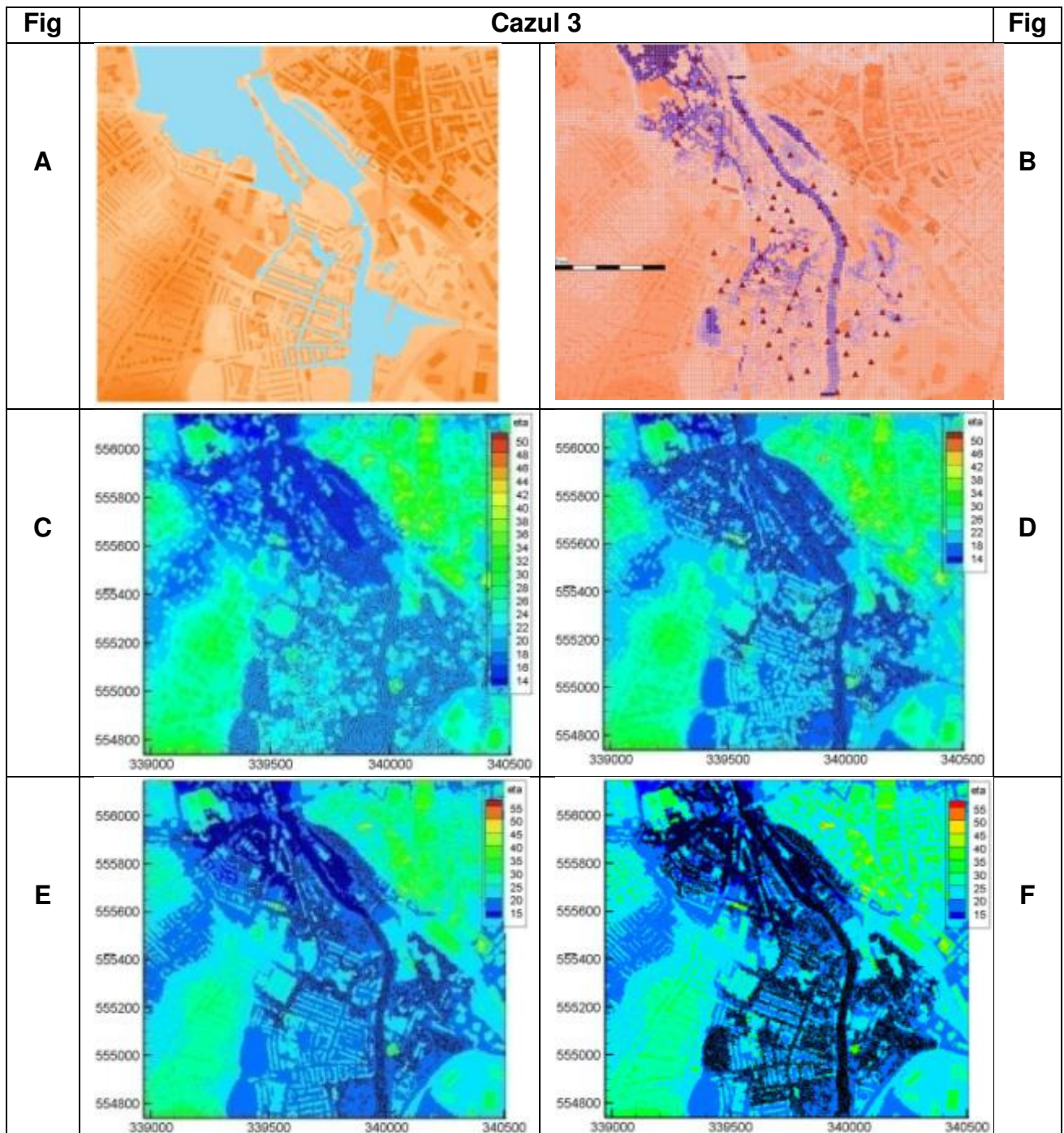


Fig.6-48 Cazul3: Ordinul de mărime al nivelului apei (eta) prognozat de fiecare model la timpul  $t_3=75h$  prezentat prin hărțile de extindere a inundației în cazurile: a) Măsurători reale (EA); b) Modelul SOBEK (10m x 10m); c) Modelul BreZo (200m<sup>2</sup>); d) Modelul BreZo (100m<sup>2</sup>); e) Modelul BreZo (50m<sup>2</sup>); f) Modelul BreZo (20m<sup>2</sup>)

Caracteristicile curgerii din fiecare caz nu suferă nici o schimbare datorită trecerii timpului, aceleași diferențe dintre modele observate în cazurile prezentate mai sus se pot întâlni și în ultimul caz (Fig.6-48).

Ca o concluzie asupra comparațiilor prezentate, precizia și acuratețea modelului de elevație digital are o influență mare asupra rezultatelor simulărilor. Rezoluțiile înalte (SOBEK și BreZo 20m<sup>2</sup>) au dat de fiecare dată rezultatele cele mai apropiate de valorile măsurate, dar au necesitat mai mult timp de calcul.

Modelele SOBEK (A = 10mx10m) și BreZo (A = 20m<sup>2</sup>) au furnizat rezultate similare, având aceeași tendință și aflându-se în același ordin de mărime, cu privire la timpul de propagare a inundației și a comportamentului acesteia, rezultatele fiind comparate cu datele reale (Fig.6-46a).

#### 6.3.4.2 Comparația rezultatelor modelelor 1D2D versus modelelor 2D

Rezultatele simulării inundației cauzate de viitura din Ianuarie 2005 de pe cursul de apă Caldeu sunt comparate și analizate, din ambele abordări (1D2D și 2D). Diferite rezultate ale inundației modelate în SOBEK 1D2D și SOBEK 2D vor fi luate în considerare, precum: nivelurile de apă de-a lungul tronsonului de râu studiat, extensia inundației, adâncimile de inundație și vitezele de curgere din zona inundată.

Figurile Fig.6-49, Fig.6-50 și Fig.6-51 oferă o imagine asupra extinderii inundației la timpuri diferite de propagare.



Fig. 6-49 Harta de inundație după 21h de la începerea fenomenului, modelată în SOBEK 1D2D (stânga) și SOBEK 2D (dreapta)

În Fig.6-49 se poate observa că inundația din modelul 1D2D s-a produs în special de-a lungul cursului principal de apă, în timp ce, pentru același pas de timp, inundația din modelul 2D s-a răspândit în albia majoră și printre străzi.

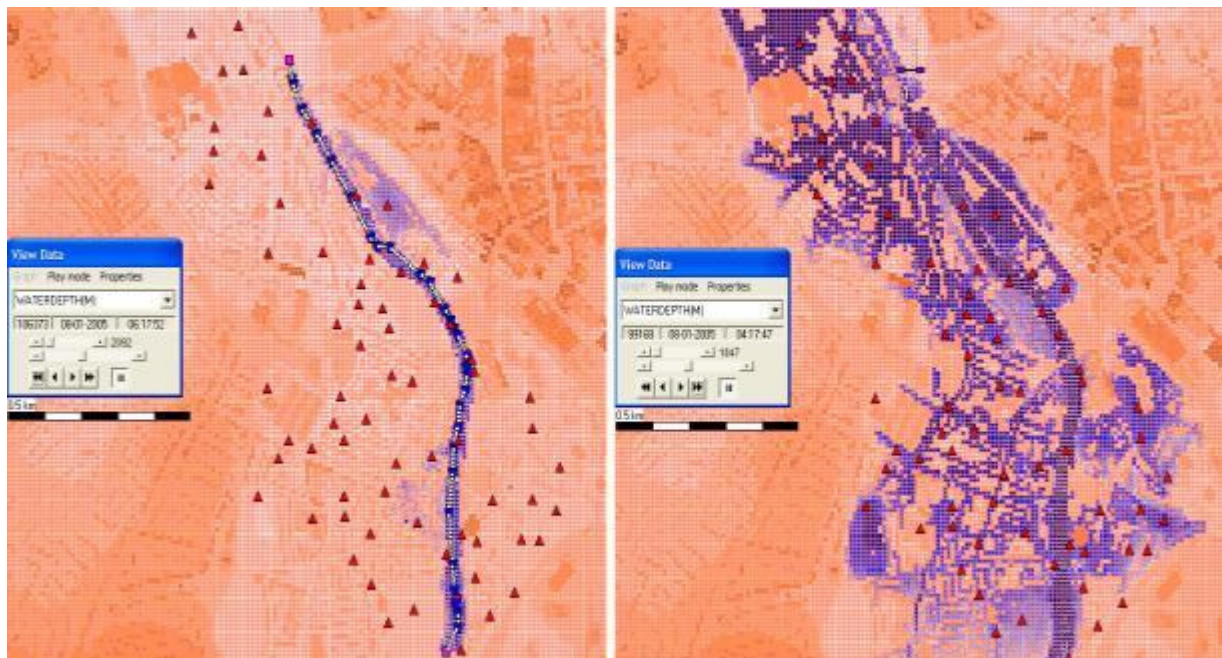


Fig. 6-50 Harta de extindere maximă a inundației la 08/01/2005 la orele 04:17:00, modelată în SOBEK 1D2D (stânga) și SOBEK 2D (dreapta)

Harta de extindere maximă a inundației s-a obținut în același moment pentru ambele modele studiate (08/01/2005, ora 04:17:00), și este prezentată în Fig.6-50a,b.

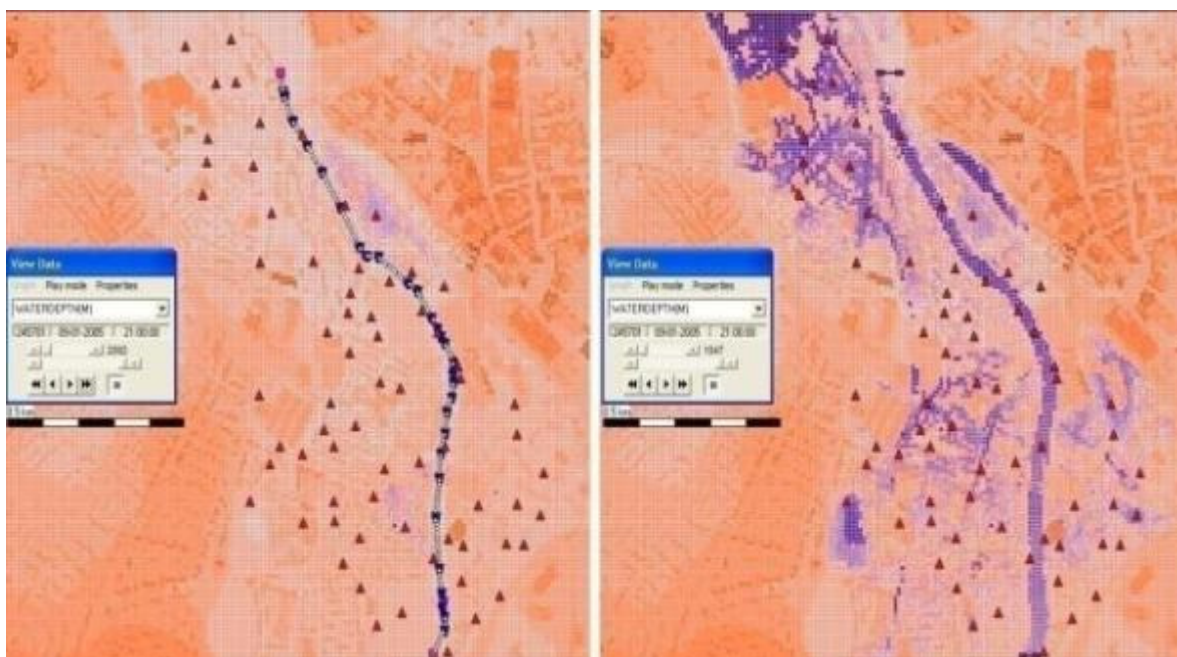


Fig. 6-51 Harta de inundație după 70h de la începerea fenomenului, modelată în SOBEK 1D2D (stânga) și SOBEK 2D (dreapta)

După 70 de ore, când unda de inundație a trecut, hărțile de inundație arată ca în Fig.6-51, pentru modelul 1D2D (stânga) și modelul 2D (dreapta).

După cum se poate observa, în toate cele trei momente ale inundației din cazul simulării modelului 1D2D, prezentate în Fig.6-49, Fig.6-50 și Fig.6-51, inundația se propagă și desășoară doar de-alungul cursului principal de apă.

Explicația pentru reprezentarea curgerii în modelarea 1D2D în SOBEK este aceea că lățimea secțiunilor transversale ale râului Caldew sunt în general mai mari (cel puțin dublul lățimii celulei rețelei) decât lățimea unei celule a rețelei de discretizare. În această situație, după ce canalul a fost inundat, în interiorul secțiunilor transversale apa începe să se reverse în interiorul următoarelor celule din părțile secțiunii transversale, în loc să se reverse în interiorul celulelor vecine secțiunilor transversale.

Unul din dezavantajele majore ale sistemului 1D2D este că nu poate fi aplicat cu succes în cazul în care mărimea celulelor rețelei este semnificativ mai mică decât lățimea secțiunilor transversale, din cauza erorilor realizate prin neglijarea schimbului de moment între 1D și 2D (Delft Hydraulics, SOBEK Manual). Pentru a evita această situație și a obține rezultate mult mai precise, este necesar să se aplice un sistem de cuplare 1D2D îmbunătățit pentru râuri largi.

### 6.3.5 Studiul sensibilității modelelor

O problemă majoră în modelarea simulărilor este numărul mare de parametri și de date de intrare necesare. Analiza sensibilității unui model ne permite să vedem unde trebuie să ne concentrăm calibrarea și îmbunătățirea modelelor, și să investigăm efectele schimbărilor parametrilor modelului, pentru a optimiza rezultatele modelului și să îmbunătățim calitatea acestuia. Această parte a studiului se va concentra asupra identificării, măsurării și comunicării sensibilității modelului, și asupra incertitudinilor din rezultatele modelului.

În acest studiu analizele de sensibilitate au fost efectuate pentru a explora efectele schimbărilor coeficientului de rugozitate Manning „n” și a dimensiunii celulei rețelei de discretizare, asupra rezultatelor simulărilor. Trebuie menționat că incertitudinile legate de topografie au și ele un impact mare asupra dinamicii modelării inundațiilor.

#### 6.3.5.1 Analiza sensibilității modelului față de coeficientul de rugozitate

Rezultatele obținute în urma simulărilor au fost studiate în comparație pentru diferite valori ale coeficientului de frecare. Coeficientul de rugozitate Manning „n” = 0,035, rugozitatea patului râului Caldew, a fost valoarea folosită inițial în simulări, și aplicată uniform în toate modelele. Valorile lui Manning „n” pentru care s-au efectuat simulările, precum și modelele asupra cărora s-au făcut analizele de sensibilitate sunt prezentate în Tabelul 6-5.

**Tabelul.6-5 Caracteristicile simulărilor pentru diferite rugozități**

Cazul	Model	Rezoluție (m <sup>2</sup> )	Tipul de rețea	Manning „n”
1	SOBEK	100	Rectangulară	0,01; 0,03; 0,035; 0,04; 0,05
2	2D BreZo	200	Triunghiulară	0,03; 0,035; 0,04; 0,05
3	2D BreZo	100	Triunghiulară	0,03; 0,035; 0,04; 0,05
4	2D BreZo	50	Triunghiulară	0,01; 0,03; 0,035; 0,04; 0,05
5	2D BreZo	20	Triunghiulară	0,03; 0,035; 0,04; 0,05



Prin modificările aduse coeficientului de rugozitate între valorile prezentate în Tabelul 6-5, influența acestor schimbări asupra hărților de extensie a inundațiilor sunt ilustrate în figurile Fig.6-52 până la Fig.6-56.

Timpul necesar pentru atingerea extinderii maxime a inundației al fiecărei simulări este menționat pentru fiecare rezultat prezentat.

Fig.6-52 și Fig.6-53 prezintă hărțile de extindere a inundației pentru cazul 1 (SOBEK 2D) și cazul 2 (BreZo 200m<sup>2</sup>).

**Fig.6-52 Hărțile de inundație pentru modelul SOBEK 2D pentru diferite valori ale coeficientului de rugozitate**

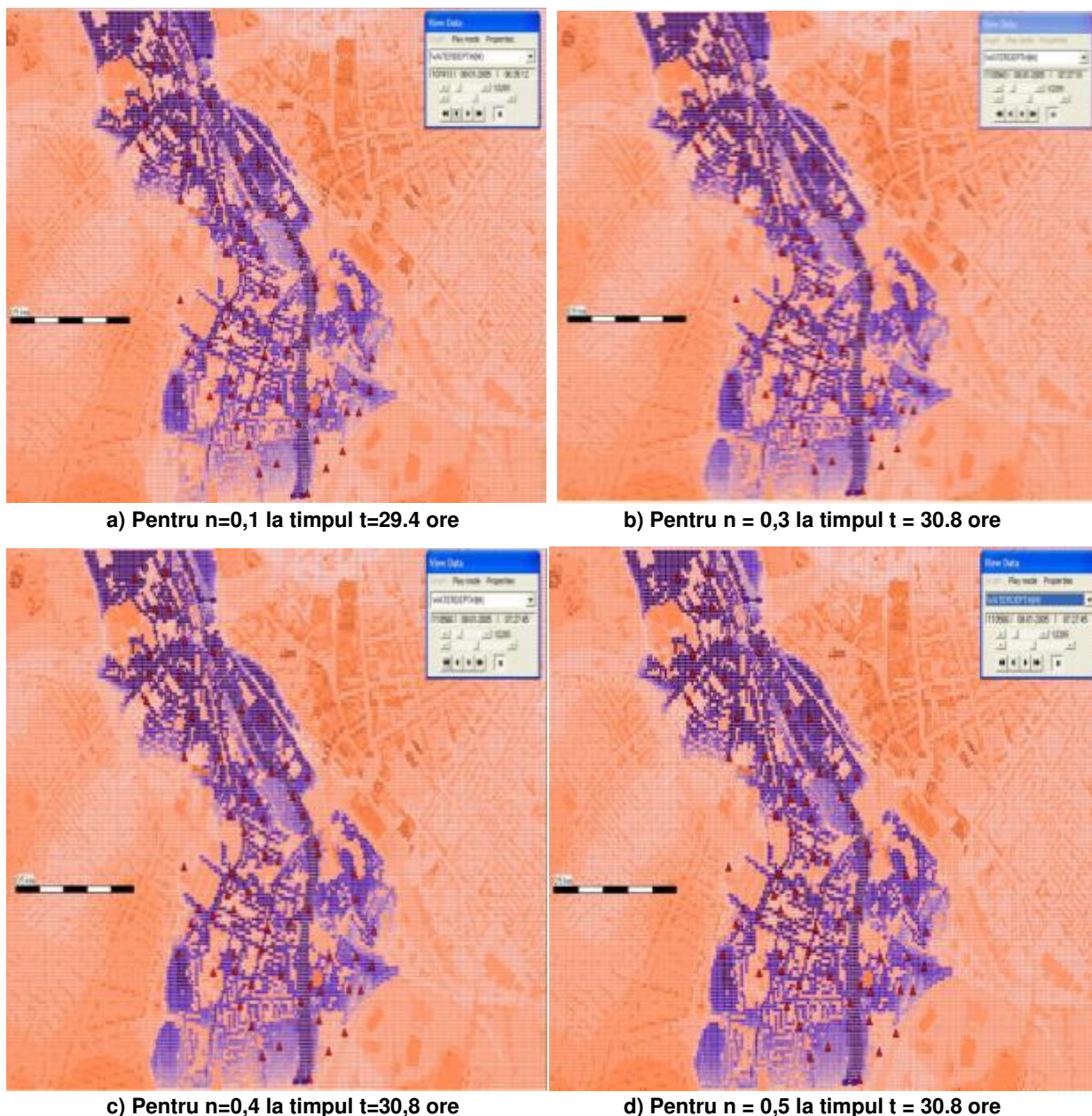


Fig. 6-53 Hărțile de inundație pentru modelul 2DBreZo 200m<sup>2</sup> pentru diferiți coeficienți de rugozitate

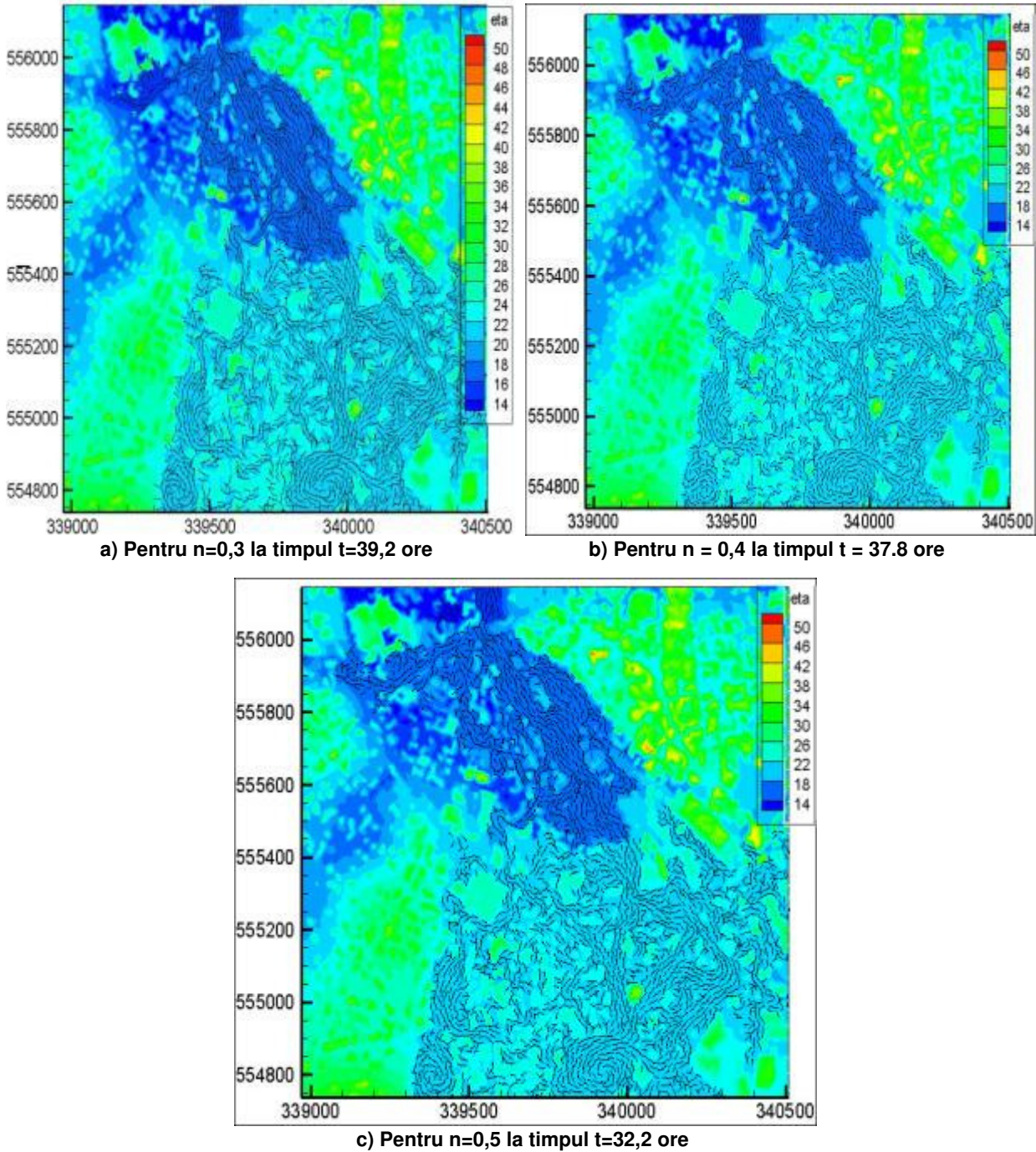
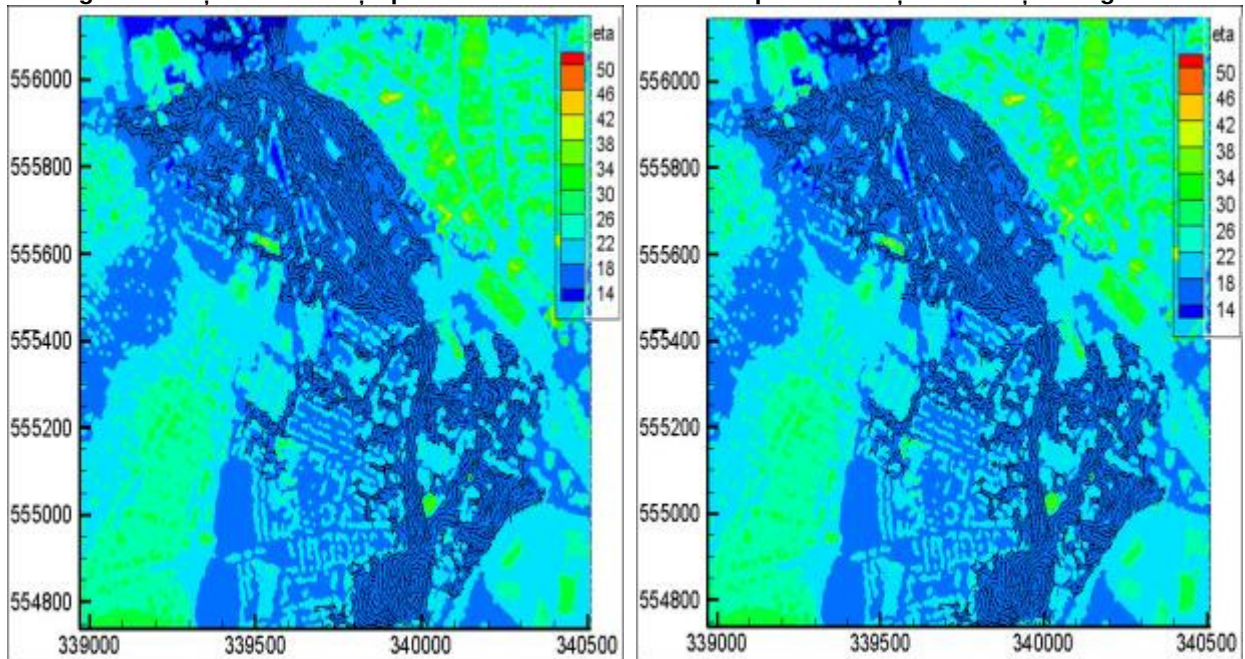
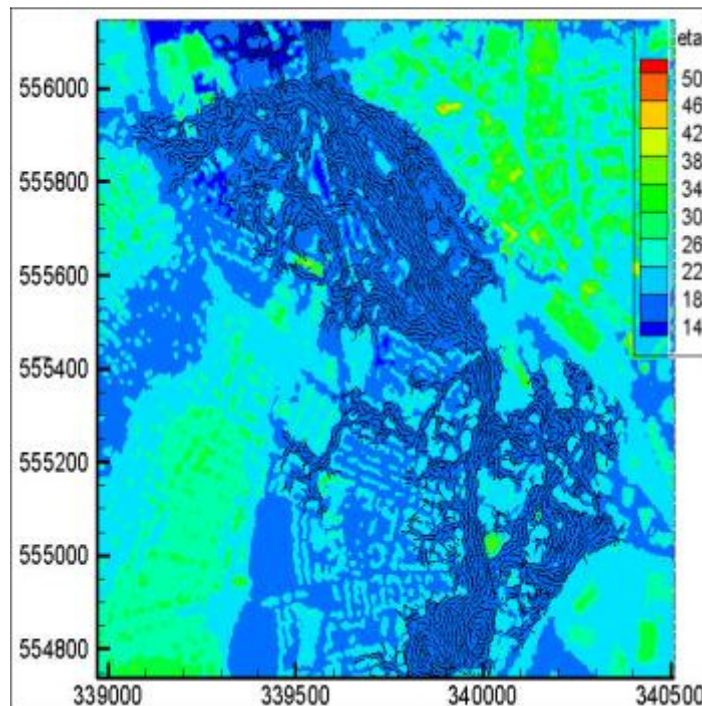


Fig.6-54 și Fig.6-55 prezintă schimbările din hărțile de extindere a inundației cauzate de modificările coeficientului de rugozitate din cazul3 (BreZo 100m<sup>2</sup>) și cazul 4 (BreZo 50m<sup>2</sup>).

Fig. 6-54 Hărțile de inundație pentru modelul 2DBreZo 100m<sup>2</sup> pentru diferiți coeficienți de rugozitate

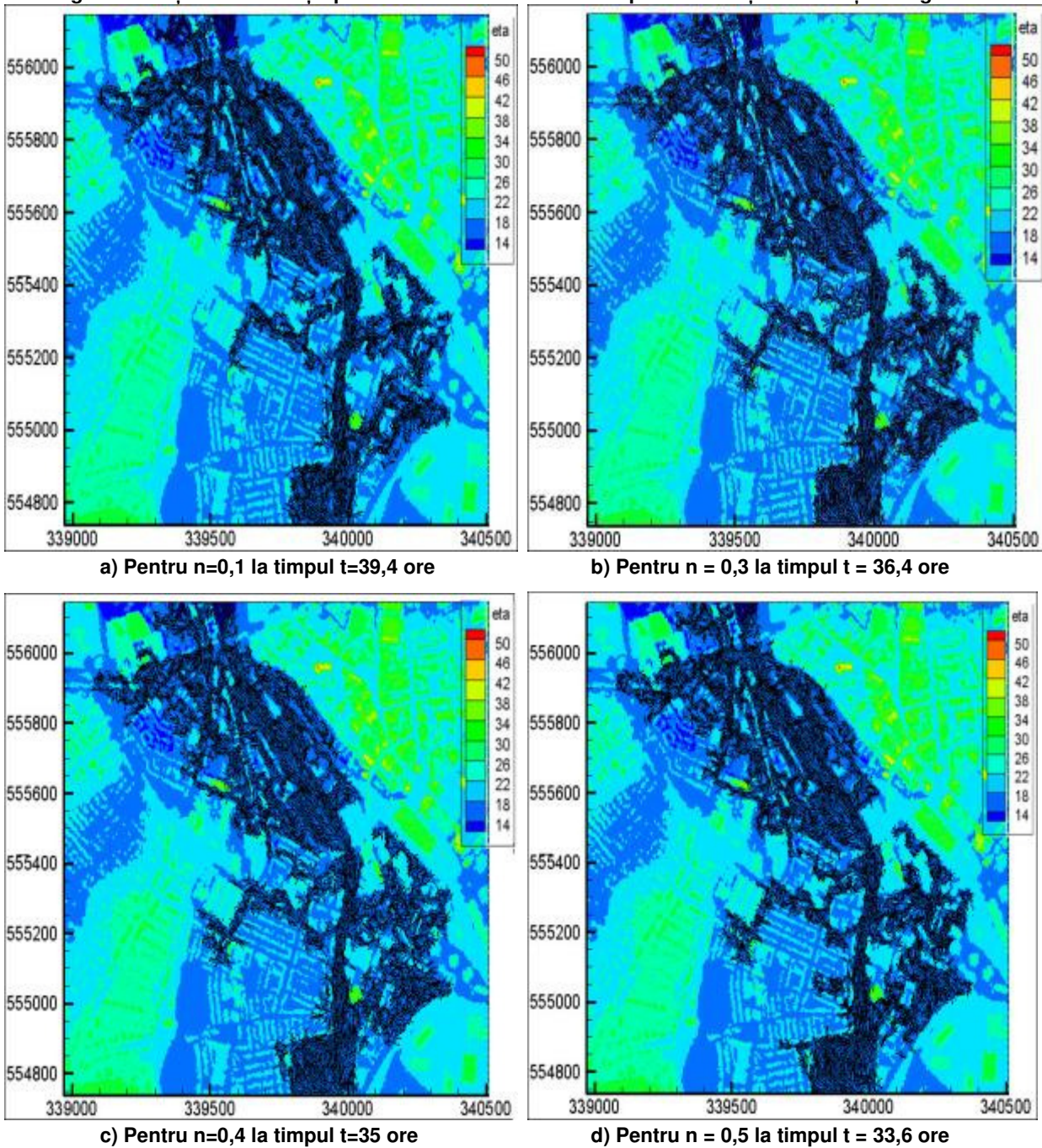


a) Pentru  $n=0,3$  la timpul  $t=32,2$  ore    b) Pentru  $n = 0,4$  la timpul  $t = 30.8$  ore



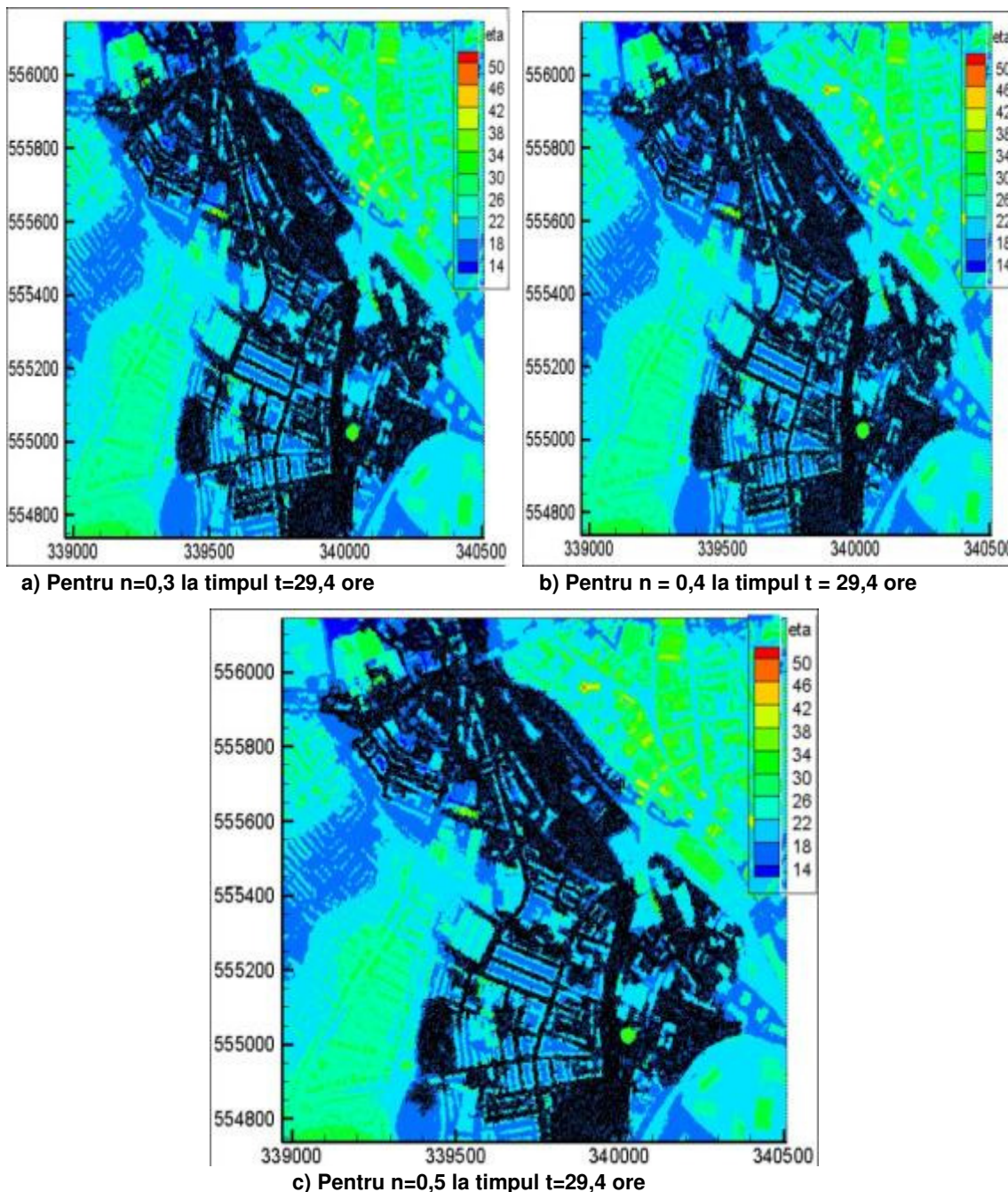
c) Pentru  $n=0,5$  la timpul  $t=28$  ore

Fig. 6-55 Hărțile de inundație pentru modelul 2DBreZo 50m<sup>2</sup> pentru diferiți coeficienți de rugozitate



Schimbările din cazul 5, modelul cu rezoluția cea mai fină folosit în BreZo, sunt prezentate în Fig.6-56.

Fig. 6-56 Hărțile de inundație pentru modelul 2DBreZo 20m<sup>2</sup> pentru diferiți coeficienți de rugozitate



Creșterea rezistenței din zonele inundabile scade extinderea inundației și crește timpul necesar propagării undei de viitură.

S-a observat faptul că modelele cu o rezoluție mai grosieră a DEM sunt influențate în același mod de schimbările coeficientului de rugozitate. În timp ce valorile coeficientului de rugozitate Manning „n” cresc, unda de viitură se propagă mult mai rapid în zona urbană. În cazul unei rezoluții mai fine a modelului digital de elevație (SOBEK 2D și BreZo 20m<sup>2</sup>), modificările suferite de coeficientul de rugozitate nu influențează în mod semnificativ rezultatele. Propagarea undei de viitură este prea puțin influențată de modificarea coeficientului de rugozitate.

### 6.3.5.2 Influența dimensiunilor rețelelor de calcul în simularea rezultatelor

Datele topografice sunt supuse unei filtrări în două etape, ce au efect și asupra aplicabilității într-un model. Datele nemodificate sunt filtrate mai întâi sub forma unui model de elevație digital, și apoi efectul secundar de filtrare este aplicat atunci când aceste date sunt incluse într-o rețea numerică de o rezoluție diferită (Bates, 1996). Datorită acestor filtrări, datele ce sunt utilizate în model devin mai grosiere, detaliile sunt înlăturate și precizia suprafeței rezultate este scăzută.

Procesul de filtrare este ilustrat în Fig.6-57. Aceasta este o problemă particulară a variațiilor albiilor majore sau a zonelor inundabile. Astfel erorile verticale și de adâncime de 50cm pot realiza ușor erori horizontale de 5m. (Bates, 1996).

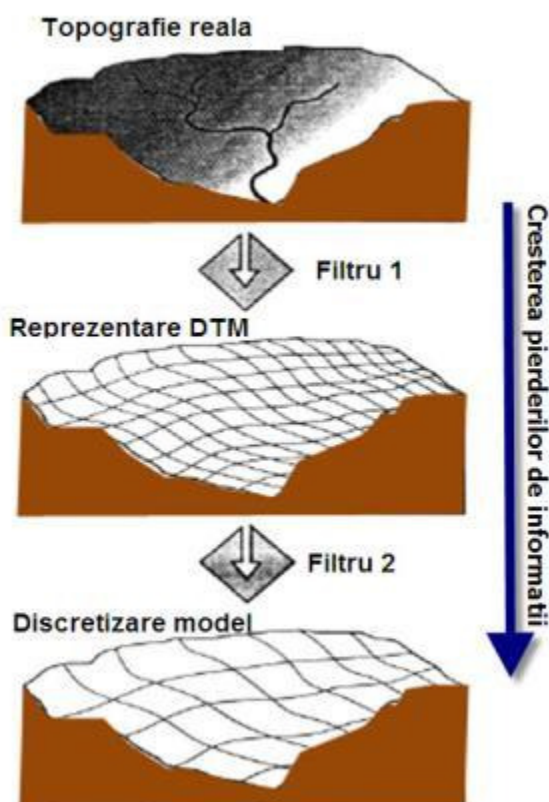


Fig.6-57 Procesele de filtrare a topografiei (Bates,1998)

Investigând hărțile de extindere a inundațiilor prezentate în figurile Fig.6-52 până la Fig.6-56, se poate sublinia faptul că o rezoluție mai fină oferă mai multă precizie și acuratețe a rezultatelor, comparativ cu o rezoluție mai brută a modelului de elevație digital, cu privire la propagarea undei de viitură și a hărților de extindere a inundațiilor.

În continuare sunt ilustrate hărțile de extensie maximă a inundațiilor pentru diferite rezoluții ale modelului de elevație digital (Fig.6-58 și Fig.6-59), ale simulărilor cu programul BreZo2D. Acestea sunt prezentate pentru a susține observația că datele și rezoluția modelelor de elevație digitale influențează rezultatele obținute în urma simulărilor.

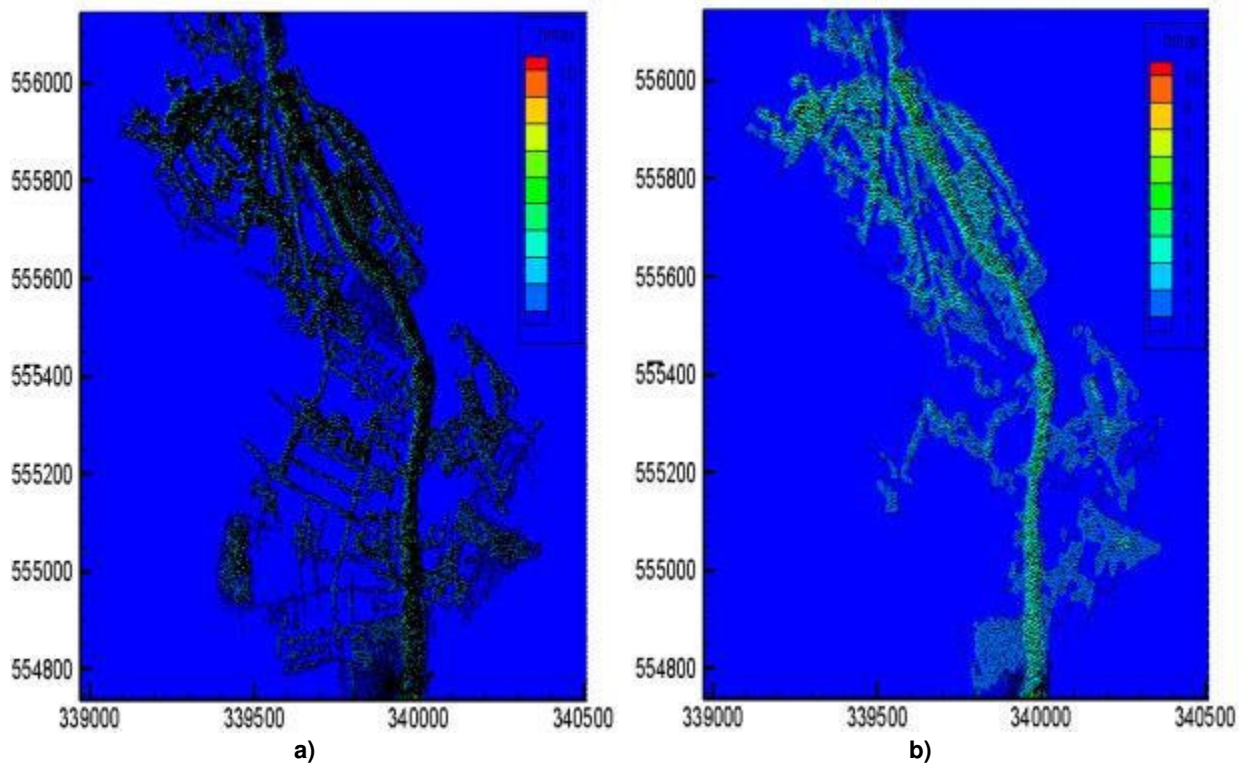


Fig.6-58 Hartă de maximă extindere a inundației în 2D BreZo 20m<sup>2</sup>(a) și 2D BreZo 50m<sup>2</sup>(b)

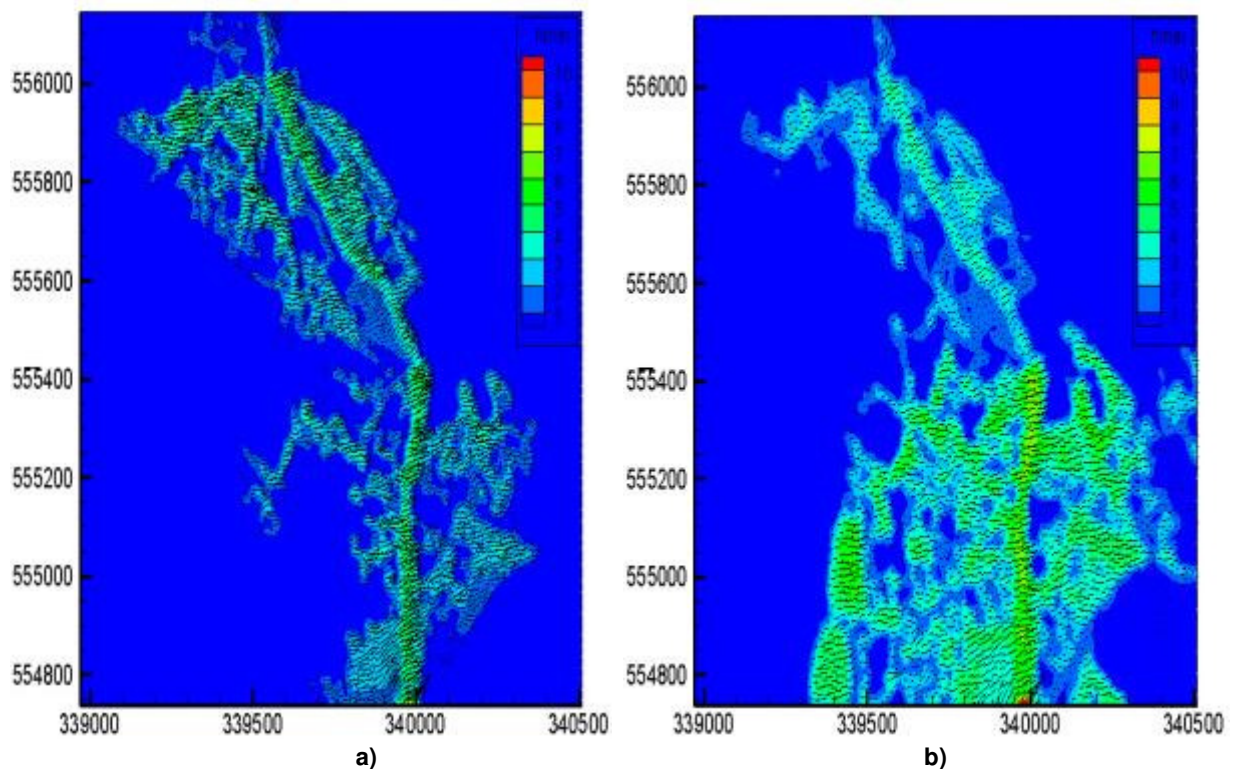


Fig.6-59 Hartă de maximă extindere a inundației în 2D BreZo 100m<sup>2</sup>(a) și 2D BreZo 200m<sup>2</sup>(b)

## 7 MODELAREA HIDRODINAMICĂ ÎN SISTEM TRI-DIMENSIONAL (3D). STUDIU DE CAZ

*„Este fascinant și provocator gândul că un corp de apă are tot dreptul să fie considerat organism”.*

Lyall Watson,  
publicat în *Supernature*

### 7.1 Introducere

Modelele quasi 3D sunt utilizate de câțiva ani în cercetare, în special pentru modelarea lacurilor și a terenurilor mlăștinoase. La baza acestor modele stau modelele bi-dimensionale cu elemente de turbulență, fapt ce permite calculul distribuției verticale a vitezelor și eforturilor de forfecare. Modelele complete tri-dimensionale (modelele CFD) se utilizează și în modelarea cursurilor de apă, pentru studiile în detaliu a curgerii în jurul structurilor hidraulice. Factorul ce limitează aceste modele este lipsa echipelor experimentate în acest fel de modelare, care să le poată utiliza.

Exemple tipice sunt: reprezentarea tri-dimensională a terenului (realitate virtuală) cu nivel semitransparent orizontal de apă hașurat peste teren, sau vizualizarea bi-dimensională a simulării undei de viitură, unde modelul produce rezultate uni-dimensionale (iar acest lucru nu este clar). Deci este recomandat ca și vizualizarea rezultatelor să se facă în același sistem în care au fost prelucrate și procesate datele (modelul).

Ecuțiile de bază tri-dimensionale descriu mișcarea apei după cum urmează:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(U^2) + \frac{\partial}{\partial y}(UV) + \frac{\partial}{\partial z}(UW) + g \frac{\partial z_w}{\partial x} = 0 \quad (7.1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y}(V^2) + \frac{\partial}{\partial x}(UV) + \frac{\partial}{\partial z}(VW) + g \frac{\partial z_w}{\partial y} = 0 \quad (7.2)$$

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial z}(W^2) + \frac{\partial}{\partial x}(UW) + \frac{\partial}{\partial y}(VW) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} = -g \quad (7.3)$$



Ecuția de continuitate se poate scrie sub forma:

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots(7.4)$$

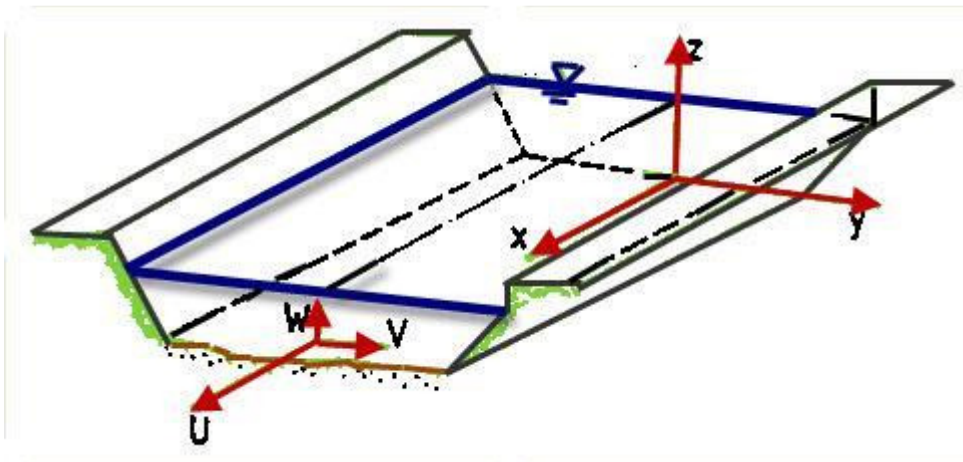


Fig. 7-1 Coordonatele sistemului cartezian

Coordonatele carteziane ale sistemului sunt prezentate în Fig.7-1,  $U$ ,  $V$ ,  $W$  sunt componentele vitezelor în direcțiile  $x$ ,  $y$  și  $z$ ;  $g$  este accelerația gravitațională;  $z_w$  este nivelul apei de+asupra nivelului de referință orizontal. În aceste ecuații s-au introdus următoarele aproximări:

1. Densitatea fluidului  $\rho$  se presupune constantă.
2. Termenii vâscozității au fost omiși
3. Accelerația geostrofică rezultată de rotația pământului a fost neglijată
4. Datorită topografiei cu pante line a albiilor normale ale râurilor, este suficient să se asume faptul că accelerația verticală și forțele verticale pe unitatea de masă sunt mici în comparație cu accelerația gravitațională, astfel încât ecuația mișcării ( ) este bine aproximată prin expresia hidrostatică. Aceleași accelerația gravitațională este echilibrată de gradientul vertical al presiunii  $P$ :  $\frac{\partial P}{\partial z} = -\rho g$ .

Ca o observație, integrând ecuațiile tri-dimensionale ale curgerii funcție de adâncimea de curgere folosind condițiile de margine se obține un model bi-dimensional al curgerii orizontale:

$$\frac{\partial(hU)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\alpha_1 hU^2) + \frac{\partial}{\partial y}(\alpha_2 hUV) + gh \frac{\partial z_w}{\partial x} + \frac{\tau_{x0}}{\rho} = 0 \quad (7.5)$$

$$\frac{\partial(hV)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y}(\alpha_3 hV^2) + \frac{\partial}{\partial x}(\alpha_2 hUV) + gh \frac{\partial z_w}{\partial y} + \frac{\tau_{y0}}{\rho} = 0 \quad (7.6)$$

$$\frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial(hU)}{\partial x} + \frac{\partial(hV)}{\partial y} = 0 \quad (7.7)$$

Unde:  $U$  și  $V$  sunt vitezele medii de curgere:  $U = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_w} u dz$ ;  $V = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_w} v dz$

$h = z_w - z_b$ , adâncimea de curgere;

$\tau_{x0}, \tau_{y0}$  sunt componentele eforturilor de fund;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  reprezintă corecțiile datorate faptului că media produsului a două variabile nu este egal cu produsul mediei acestor valori. Acești coeficienți depind de profilele vitezelor și valorile lor variază între 1 și 1,1.

În cazul unei secțiuni transversale simple o a doua integrare pe direcție laterală oferă un model uni-dimensional al curgerii.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \alpha' \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial z_w}{\partial x} + \frac{\tau_0 P}{\rho} = 0 \quad (7.8)$$

Și ecuația de continuitate se poate scrie sub forma:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \text{ sau } B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

unde:  $A$  este aria secțiunii transversale,  $Q$  este debitul de curgere;  $B$  este lățimea canalului la suprafața apei,  $\tau_0$  este efortul mediu al albiei și  $P$  este perimetrul udat. Pentru viteze uniforme coeficientul  $\alpha'$  este unitar.

Pentru râuri largi cu lățime constantă  $B$ , și cu rezistența la curgere datorită frecării exprimată prin formula lui Chezy, ecuația de moment se poate scrie după cum urmează:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z_b}{\partial x} + g \frac{|U|U}{C^2 h} = 0 \quad (7.9)$$

și ecuația de continuitate, presupunând că  $\alpha' = 1$ , se poate scrie sub forma:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + U \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial U}{\partial x} = 0 \quad (7.10)$$

unde  $C$  este coeficientul Chezy și adâncimea de curgere  $h = z_w - z_b$ .

În cazul secțiunilor transversale compuse, aria secțiunii transversale  $A_s$  se definește ca:

$$\frac{\partial A_s}{\partial x} = \left( B_s \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial A_s}{\partial x} \right) h \quad (7.11)$$

unde  $B_s$  este lățimea unei părți.

### 7.2 Modelele hidrodinamice tri-dimensionale ale curgerii

Felul în care modelele tri-dimensionale sunt utilizate în modelarea transportului sedimentelor este prezentat de van Rijn (1989), prezentându-le sub forma a două abordări:

- Adâncimea medie;
- Tri-dimensional.

Aplicațiile primului tip de abordare, al adâncimii medii, este limitat la situațiile în care diferența între sedimentele locale transportate în suspensie și starea de echilibru local al transportului este relativ mică, altfel rezultatele obținute sunt eronate. În general modelele tri-dimensionale sunt doar aplicate ca să prezică raportul inițial de sedimente și eroziune pentru o situație anume. Motivul este datorat limitării cauzate de timpul mare necesar rulării.

Modelele inițiale oferă o bună înțelegere a efectelor de scurtă durată produse de structura hidrotehnică considerată (un port nou, îngustarea unui canal). În orice caz acestea sunt limitate în cazul perioadelor morfologice de evaluare lungi, cel puțin fără interpretarea rezultatelor (van Rijn, 1989), care ar trebui să se bazeze pe cazuri cu probleme similare și noțiuni fundamentale despre fenomenele morfologice.

Modelele tri-dimensionale ale transportului sedimentar sunt aplicate pentru a se determina concentrația sedimentară din teren într-un canal de laborator, și pentru a determina limitele de transport, și schimbările inițiale într-o zonă cu marea.

Shimizu(1990) a aplicat modelarea 3D pentru a determina curgerea liberă într-un canal meandrat simplu, și într-un alt caz pentru a determina topografia fundului râului într-un canal simetric meandrat, ale cărui rezultate au fost comparate cu rezultatele obținute în laborator. Modelele 3D ale paturilor mobile se folosesc pentru simularea curgerii și determinarea topografiei fundului. Câteva exemple de astfel de modele sunt prezentate în Tabelul 7-1.(Przedwojski B., și alții, 1995)

**Tabelul 7-1 Prezentarea unor modele (3D) cu pat mobil**

NR	REFERINȚĂ	TIPUL	CURGERE	COMENTARII
1	Yang (1988)	3D (s,r,z)	Nepermanentă	Este prezentată ideea unui model general și flexibil, ce conține modelele uni-, quasi bi- și quasi tri- dimensionale, Se poate folosi ca și condiții de margine fixe sau mobile. Acest model poate lucra în condiții de curgere supercritică, critică și subcritică. Rezultatele obținute sunt în concordanță cu datele măsurate în teren.
2	Zheng și Song (1989)	3D (s,r,z)	Nepermanentă	Un model quasi tri-dimensional dezvoltat pentru curgerea, topografia fundului râului, și rearanjarea sedimentelor de-alungul curburilor canalului. Rezultatele sunt comparabile cu cele ale canalului din laborator
3	Wang (1989)	3D (s,r,z)	Nepermanentă	Un model ce combină sistemul de dimensiuni, conține modulele: uni-, bi- și tri-dimensional.
4	Shimzu (1990)	3D (s,r,z)	Nepermanentă	Un model quasi-tri-dimensional al curgerii și topografiei fundului în cazul unui canal meandrat; rezultatele sunt comparabile cu datele experimentale.

### 7.2.1 Modelele curgerii în sistem quasi-tri-dimentional

Modelele tri-dimensionale complete necesită un timp relativ mare de calcul, precum și costuri ridicate. Din punct de vedere practic ingineresc, este necesar un model tri-dimensional simplificat pentru a reduce timpul și costurile de calcul.

În loc de modelele complet tri-dimensionale, s-au dezvoltat modelele quasi-tri-dimensionale. Aceste modele sunt prezentate în Tabelul 7-1. Într-un model quasi-tri-dimensional curgerea reală este simulată printr-un model matematic al adâncii medii a curgerii în combinație cu profilul vitezei de-alungul adâncimii. Acest tip de model este valabil pentru variațiile graduale ale fundului.

În modelele quasi tri-dimensionale recent dezvoltate următoarele profile ale vitezelor empirice sunt acceptate:

1. Profilul logaritmic al vitezei (Rozovskii, 1957; Shimizu, 1990):

$$\frac{u}{U} = 1 + \frac{1}{k} \frac{u_*}{U} \left[ 1 + \ln \left( \frac{z-z_b}{h} \right) \right] \quad (7.12)$$

2. Profilul logaritmic al vitezei aproximat prin formularea polinomială a lui Ikeda și Nishimura (1987):

$$\frac{u}{U} = 1 + \frac{1}{k} \frac{u_*}{U} G(\xi) \quad (7.13)$$

În care:  $\xi = \left(\frac{z-z_b}{h}\right)$ , unde  $z_b$  este elevația albiei, și  $G(\xi)$  are formula:

$$G(\xi) = 6,64(\xi)^3 - 13,9(\xi)^2 + 10,6(\xi) - 2,32 \quad (7.14)$$

3. Legea profilului puterii (Odgaard, 1986, 1989):

$$\frac{u}{u_*} = \frac{U}{u_*} \frac{m+1}{m} \left(\frac{z}{h}\right)^{\frac{1}{m}} \quad (7.15)$$

4. Profilul parabolic (Gottlieb, 1976; Engelund, 1974):

$$\frac{u}{u_*} = \frac{U}{u_*} + \frac{u_* h}{\xi} \left[ \frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{h}\right)^2 - \frac{1}{3} \right] \quad (7.16)$$

## 7.2.2 Transportul încărcărilor din albie

Pentru a prognoza schimbările deformației albiei în regim de curgere curbiliniu, transportul aluvionar al albiei în direcție longitudinală este calculat prin media diverselor formule. Aceste formule

Cantitatea încărcărilor transportate în albie în direcție transversală se calculează cu următoarele formule:

1. Formula lui Engelund (1974):

$$s_{br} = s_{bs} \left( \frac{v}{U} - \alpha \frac{h}{r} + \frac{1}{\tan\phi} \frac{\delta h}{\delta r} \right) \quad (7.17)$$

2. Formula lui Hasegawa (1984):

$$s_{br} = s_{bs} \left( \frac{u_b}{v_b} - \sqrt{\frac{\zeta_c}{\mu_s \mu_k \zeta}} \frac{\delta z_b}{\delta r} \right) \quad (7.18)$$

În care  $S_{bs}$ ,  $S_{br}$  reprezintă componentele cantității volumetrice longitudinale și transversale ale transportului sedimentar pe unitatea de lățime;

$\zeta = (u_*)^2 / [(\rho_s / \rho - 1)gD]$  este efortul de forfecare adimensional al albiei;

$D$  este diametrul materialului albiei;

$\mu_s = 1,0$  este factorul de frecare statică;

$\mu_k = 0,45$  este factorul de frecare cinematică;

$\tau_c$  Efortul de forfecare critic;

$\alpha = 7$  constanta în modelul lui Engelund;

$\Phi$  unghiul de frecare dinamică;

$h$  adâncimea de apă;

$R$  este raza de curbură.

Primul termen din partea dreaptă a ecuației reprezintă direcția de curgere în albia canalului, și al doilea termen reprezintă efectul gravitației asupra particulelor granulometrice. Vitezele de curgere  $u$  și  $v$  sunt calculate din ecuațiile de moment direcția normală și laterală de curgere.

### 7.2.2.1 Transportul sedimentelor în suspensie

Într-un sistem ortogonal de coordonate curbilini, ecuația adâncimii medii într-un regim de curgere permanent, pentru transportul sedimentelor în suspensie are forma (Shimizu, 1990):

$$\begin{aligned} & \frac{1}{1-N} \frac{\delta}{\delta s} \int_{z_b}^{z_w} (uC) dz - \frac{1}{(1-N)R_C} \int_{z_b}^{z_w} (vC) dz + \frac{\delta}{\delta r} \int_{z_b}^{z_w} (vC) dz \\ & = \frac{\delta}{\delta s} \int_{z_b}^{z_w} \left( \epsilon_s \frac{\delta C}{\delta r} \right) dz + \frac{\delta}{\delta s} \int_{z_b}^{z_w} \left( \epsilon_r \frac{\delta C}{\delta r} \right) dz + s_{su} - \omega C_b \end{aligned} \quad (7.19)$$

În care  $C$  este concentrația volumetrică a sedimentelor în suspensie;

$Z_b$  este elevația nivelului albiei;

$z = z + h$  este elevația la suprafața de apă;

$\epsilon_s$  și  $\epsilon_r$  sunt coeficienții de difuzie ai sedimentelor în suspensie în direcțiile  $s$  și  $r$

$\omega$  este viteza de cădere a sedimentelor;

$C_b$  este concentrația de referință

$s_{su}$  este rata de antrenare a sedimentelor suspendate pe unitatea de arie a suprafeței albiei.

Se formulează următoarele presupuneri:

- 1) Distribuția verticală a lui  $C$  se poate scrie sub forma:

$$C = C_b \exp(-\beta \xi)$$

În care:  $\beta = \omega h / \bar{\epsilon}$

- 2)  $\epsilon_s$  și  $\epsilon_r$  sunt aproximativ egale cu  $\bar{\epsilon}$  și respectiv,  $2\bar{\epsilon}$ .
- 3) Componentele nonlineare în direcția  $z$  din ecuația se neglijează. Shimizu (1990) reduce ecuația sub forma:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{1-N} \frac{\delta}{\delta s} (hU\bar{C}) - \frac{hV\bar{C}}{(1-N)R_C} + \frac{\delta}{\delta r} (hV\bar{C}) \\ & = \frac{\delta}{\delta s} \left( \bar{\epsilon} h \frac{\delta \bar{C}}{\delta s} \right) + \frac{\delta}{\delta s} \left( \bar{\epsilon} h \frac{\delta \bar{C}}{\delta r} \right) + (s_{su} - \omega C_b) h \end{aligned}$$

În care  $\bar{C}$  este adâncimea medie  $C$ , descrisă prin formula:

$$\bar{C} = \frac{C_b}{\beta} [1 - \exp(-\beta)]$$

În extremitatea amonte, se presupune că sedimentele în suspensie se află în echilibru dinamic, și  $C_b = s_{su} / \omega$  se definește drept condiții de margine.

### 7.3 Studiu de caz. Modificările morfologice ale bancurilor de nisip de-alungul unui curs de apă

Modelarea acestui studiu de caz s-a realizat cu ajutorul programului Delft3D. Ulterior sunt prezentate câteva informații legate de metodele de calcul utilizate de programul Delft3D, precum și noțiunile despre parametrii folosiți.

#### 7.3.1 Datele inițiale

Spre modelare s-a ales un sector de râu meandrat de lungime  $L = 25\text{km}$  și lățime maximă  $B = 2\text{km}$ . De-alungul râului se întâlnesc insule de nisip cu dimensiuni variabile între  $0,5\text{m}$  și  $1,5\text{m}$  de-asupra nivelului apei.

În Fig.7-2 este reprezentată schematizarea în modelul Delft3D a sectorului de râu considerat spre analiză.

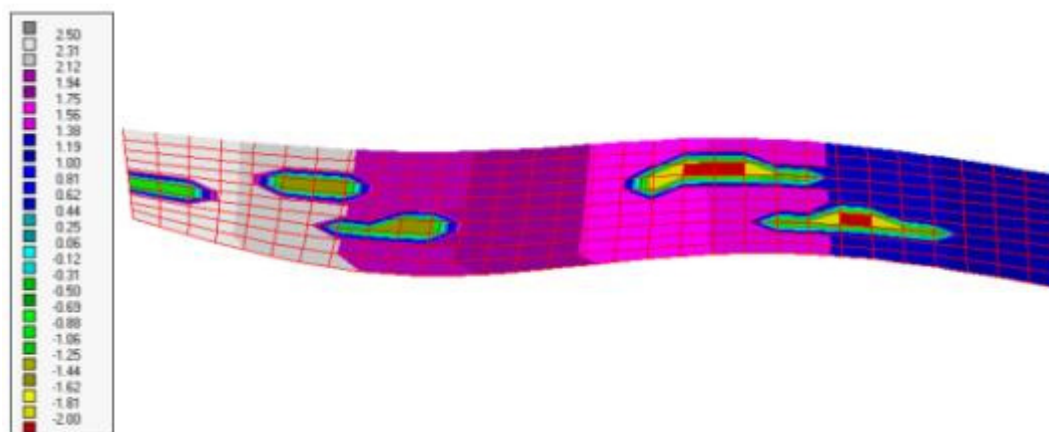


Fig. 7-2 Schema morfologică a sectorului de râu studiat

#### 7.3.1.1 Parametrii modelului

Aria sectorului de râu a fost discretizată într-o rețea de dimensiune  $50 \times 50\text{m}$ , cu o lățime de  $0,2 \cdot 10^4\text{m}$  și o lungime de  $2,5 \cdot 10^4\text{m}$ . Rețeaua de discretizare se poate observa în Fig.7-2 și Fig.7-3.

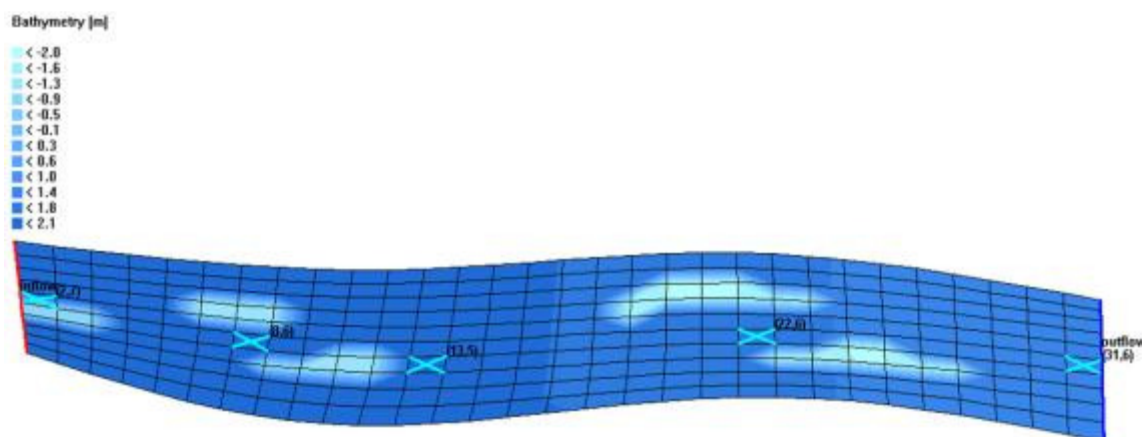


Fig. 7-3 Schema batimetrică a sectorului de râu studiat

Datele batimetrice (Fig.7-3) conțin adâncimile de apă de-alungul tronsonului cursului de apă, valorile adâncimilor de apă variază liniar între -2.5m și -1m. Insulele de depuneri sedimentare întâlnite pe tronsonul de râu (Fig.7-2) au înălțimea de depozitare între 1m și 2m. Nivelul de apă inițial s-a stabilit la 0m.

Diametrul mediu considerat al sedimentelor râului  $D_{50} = 200\text{mm}$ . S-a utilizat un factor de multiplicare morfologică de 50.

Coeficientul de rugozitate a fost considerat coeficientul C Chezy, ținându-se cont și de ecuațiile ce stau la baza simulării în sistem tri-dimensional.

### 7.3.1.2 Condițiile de margine

S-a stabilit drept condiție de margine amonte un debit total de  $Q=3000\text{m}^3/\text{s}$ , iar aval o nivel de apă de  $h=0\text{m}$ . În figura Fig.7-2 este reprezentată rețeaua de discretizare 2D cu poziționarea punctelor condițiilor de margine, datelor de intrare și ieșire.

### 7.3.1.3 Pasul de calcul și perioada de simulare

Pasul de timp ales a fost  $t = 0,5\text{min}$ . Perioada toată de simulare considerată a fost de 30 de zile, începând de la data 18.09.2008, și finalizându-se la data: 18.10.2008.

## 7.3.2 Cazurile considerate

Scopul acestui studiu de caz este de a observa impactul amplasării unei construcții de retenție pe un curs de apă, asupra morfologiei râului, respectiv, în mod particular asupra insulelor de depuneri sedimentare. Pentru a analiza modificările morfologice, s-au considerat trei cazuri.

### 7.3.2.1 Cazul1:

Se proiectează un baraj de pământ de înălțime  $H = 5\text{m}$ .

Debitul operațional considerat este de:

- $Q_{\text{amonte}} = -1500\text{m}^3/\text{s}$  (debit de intrare)
- $Q_{\text{aval}} = 1500\text{m}^3/\text{s}$  (debit de ieșire)

Diametrul mediu al sedimentelor este ales  $D_{50}=200\text{mm}$ . Factorul de eroziune stabilit este  $F_e = 1$ . În Fig. este prezentată batimetria sectorului de râu în condițiile prezentate, împreună cu rețeaua de discretizare a acestui caz.

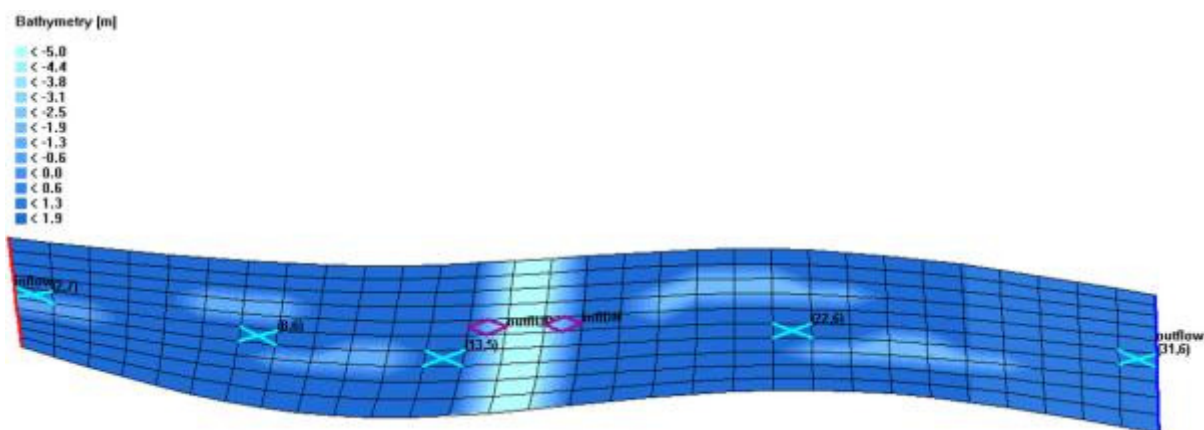


Fig. 7-4 Schema batimetrică a sectorului de râu pentru Cazul1



### 7.3.2.2 Cazul2:

Se proiectează un baraj de pământ de înălțime  $H = 5m$ . La care se adaugă opțiunea „thin dam”, adică se adaugă un perete cu aceleași proprietăți ca și cele ale barajului de pământ, dar de înălțime nedefinită.

Debitul operațional consierat este:

- $Q_{amonte} = -1500m^3/s$  (debit de intrare)
- $Q_{aval} = 1500m^3/s$  (debit de ieșire)

Diametrul mediu al sedimentelor ales  $D_{50}=200mm$ . Factorul de eroziune este  $Fe=1$ .

În Fig.7-5 este prezentată batimetria sectorului de râu în condițiile prezentate, împreună cu rețeaua de discretizare a acestui caz.

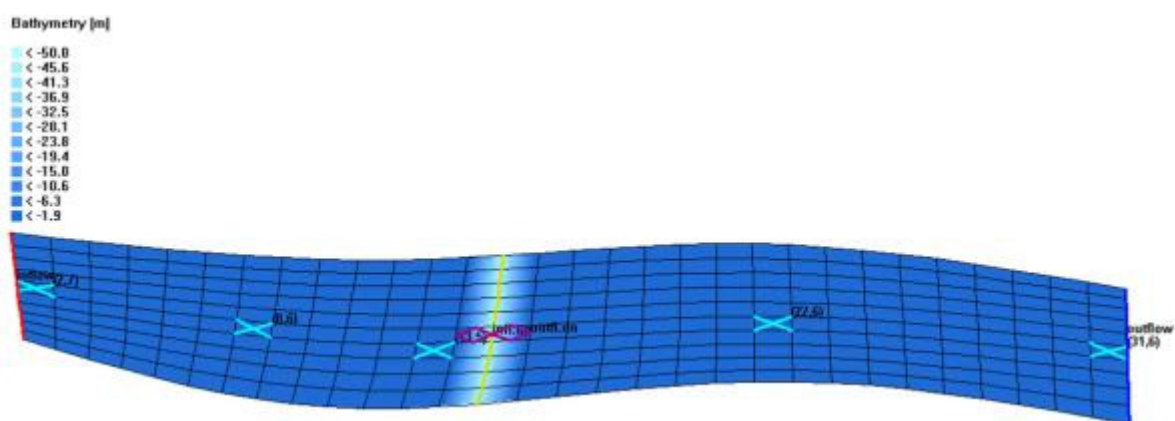


Fig. 7-5 Schema batrimetrică a sectorului de râu pentru Cazul2

### 7.3.2.3 Cazul3:

Se proiectează un baraj de pământ de înălțime  $H = 10m$ . La care se adaugă opțiunea „thin dam”, adică se adaugă un perete cu aceleași proprietăți ca și cele ale barajului de pământ, dar de înălțime nedefinită.

Debitul operațional consierat este:

- $Q_{amonte} = -1500m^3/s$  (debit de intrare)
- $Q_{aval} = 1500m^3/s$  (debit de ieșire)

Diametrul mediu al sedimentelor ales  $D_{50}=200mm$ . Factorul de eroziune  $Fe = 1$ .

În Fig. este prezentată batimetria sectorul de râu în condițiile prezentate, împreună cu rețeaua de discretizare a acestui caz.

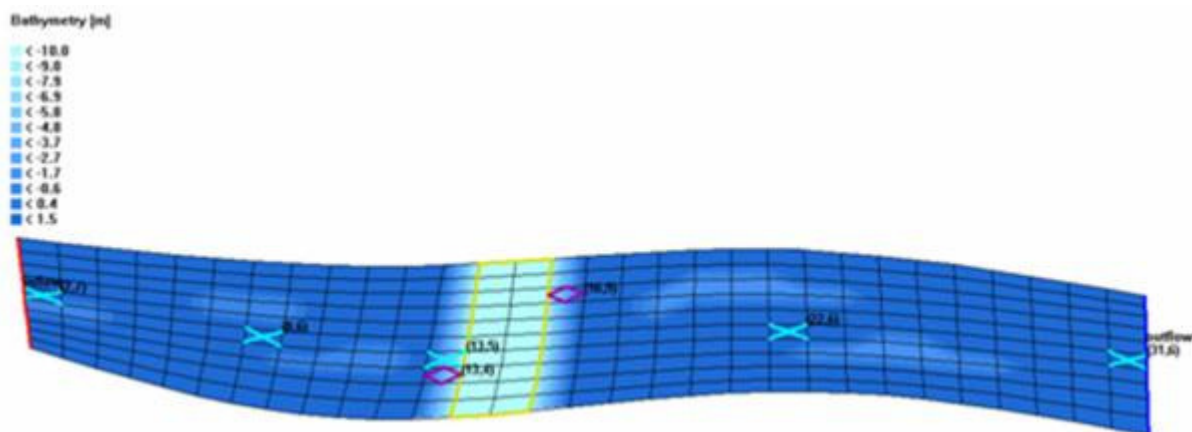


Fig. 7-6 Schema batrimetrică a sectorului de râu pentru Cazul3

### 7.3.3 Rezultate, discuții și interpretări

S-au efectuat simulările aferente fiecărui studiu de caz. Perioada totală de simulare considerată a fost de 30 de zile, începând de la data de 18.09.2008, și finalizându-se la data de: 18.10.2008. Timpul real de simulare a fost diferit pentru fiecare caz, 5 ore pentru cazul inițial; 7,40 ore pentru primul caz; 12,10 ore pentru cazul al doilea, iar cazul al treilea s-a oprit înainte de finalizarea perioadei de simulare, simularea efectuându-se doar pe perioada: 18.09.2008 – 10.10.2008.

Reprezentările rezultatelor au fost furnizate pentru fiecare caz pe structura inițială a acestora, prin palete de culori aferente valorilor obținute.

Rezultatele obținute pentru fiecare caz au fost comparate cu situația inițială, a cărei simulare a fost de-asemeni întocmită.

Rezultatele considerate semnificative unei comparații sunt nivelurile de apă, nivelurile fundului râului măsurate prin intermediul punctelor de nivel al apei („water level points”), și evoluția morfologică: determinarea apariției și evoluției fenomenelor de eroziune sau sedimentare.

#### 7.3.3.1 Valorile nivelurile de apă ale pe sectorul de râu studiat

În figurile 7-7 și 7-8 sunt ilustrate rezultatele cu valorile nivelurilor de apă în situația inițială, înainte (în Fig.7-7) și după simulare (în Fig.7-8).

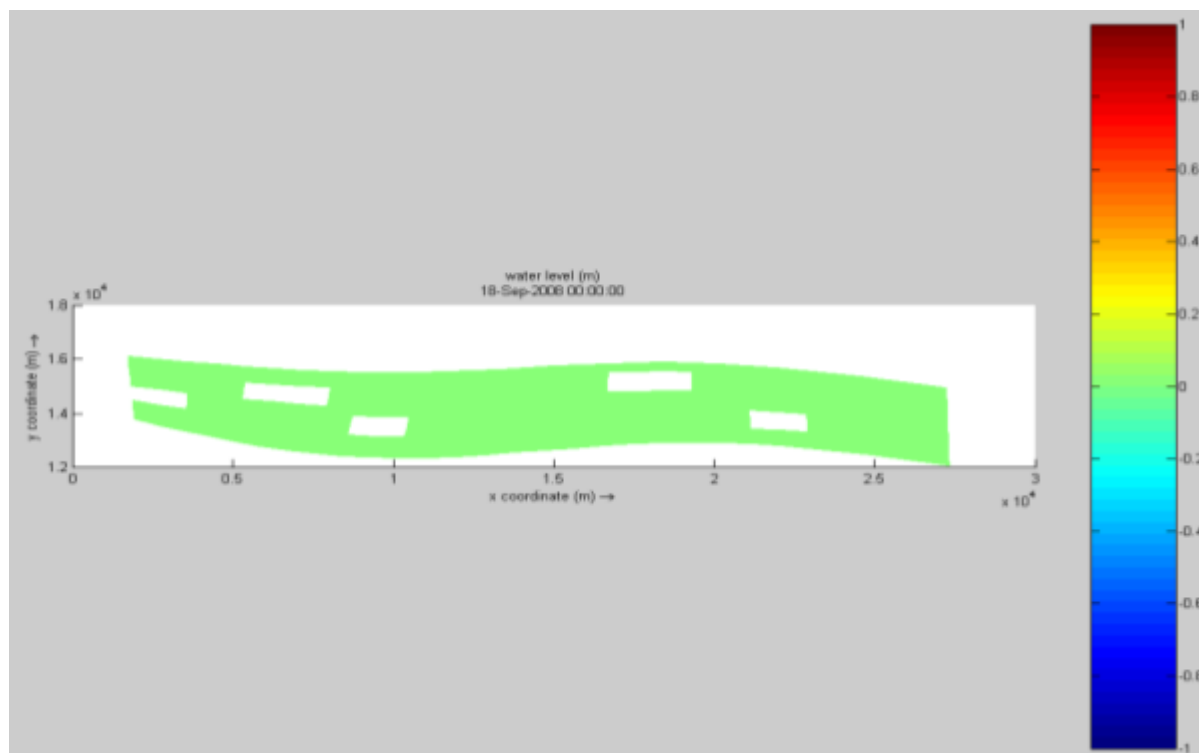
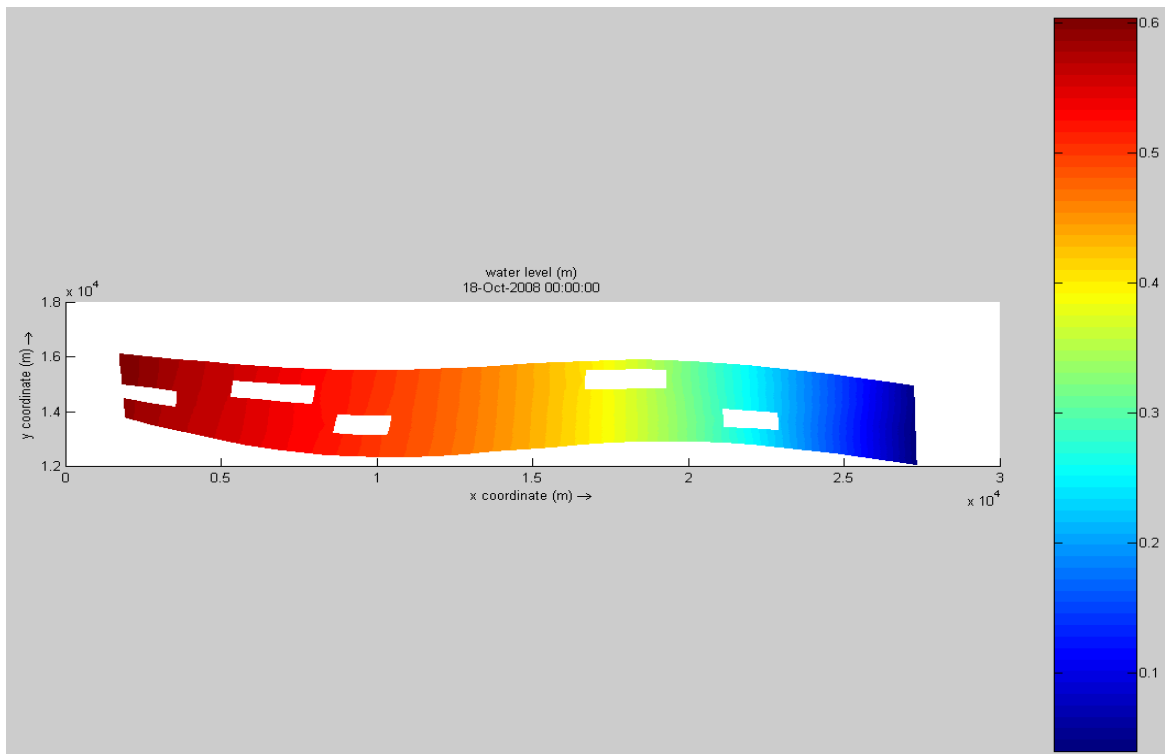
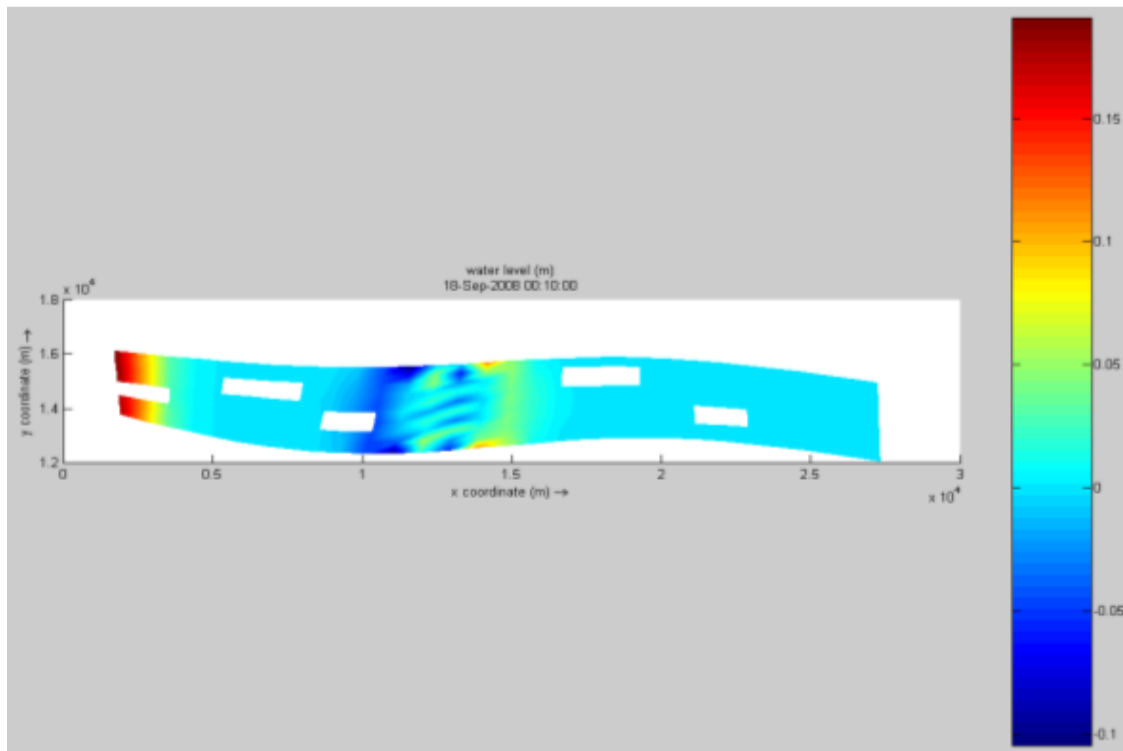


Fig. 7-7 Cazul inițial-valorile nivelurilor de apă, înainte de simulare



**Fig. 7-8 Cazul inițial-valorile nivelurilor de apă, după simulare**

Valorile nivelurilor de apă pentru Cazul 1 sunt prezentate în figurile Fig.7-9, în situația inițială, și în Fig.7-10 după simulare.



**Fig. 7-9 Cazul 1 - valorile nivelurilor de apă, înainte de simulare**

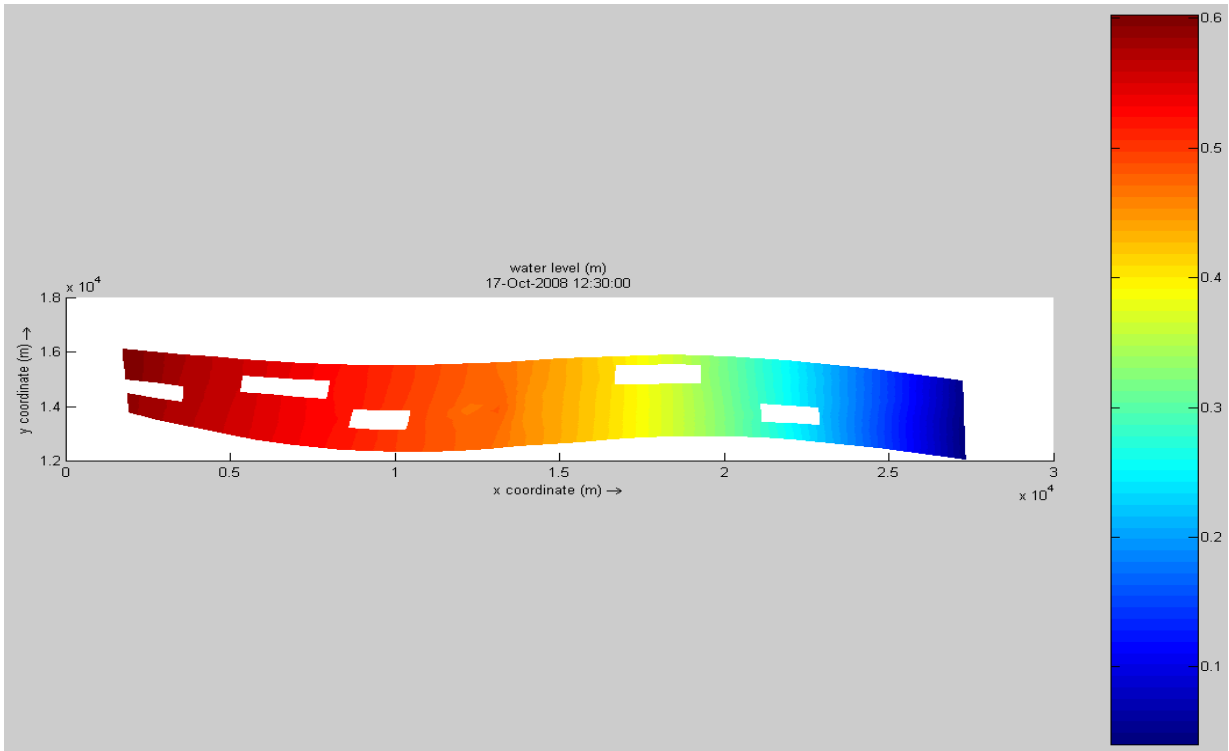


Fig. 7-10 Cazul 1 - valorile nivelurilor de apă, după simulare

În Fig.7-11 și Fig.7-12 sunt reprezentate rezultatele cu valorile nivelurilor de apă pentru cazul 2, în situația inițială (în Fig.7-11) și după simulare (în Fig.7-12).

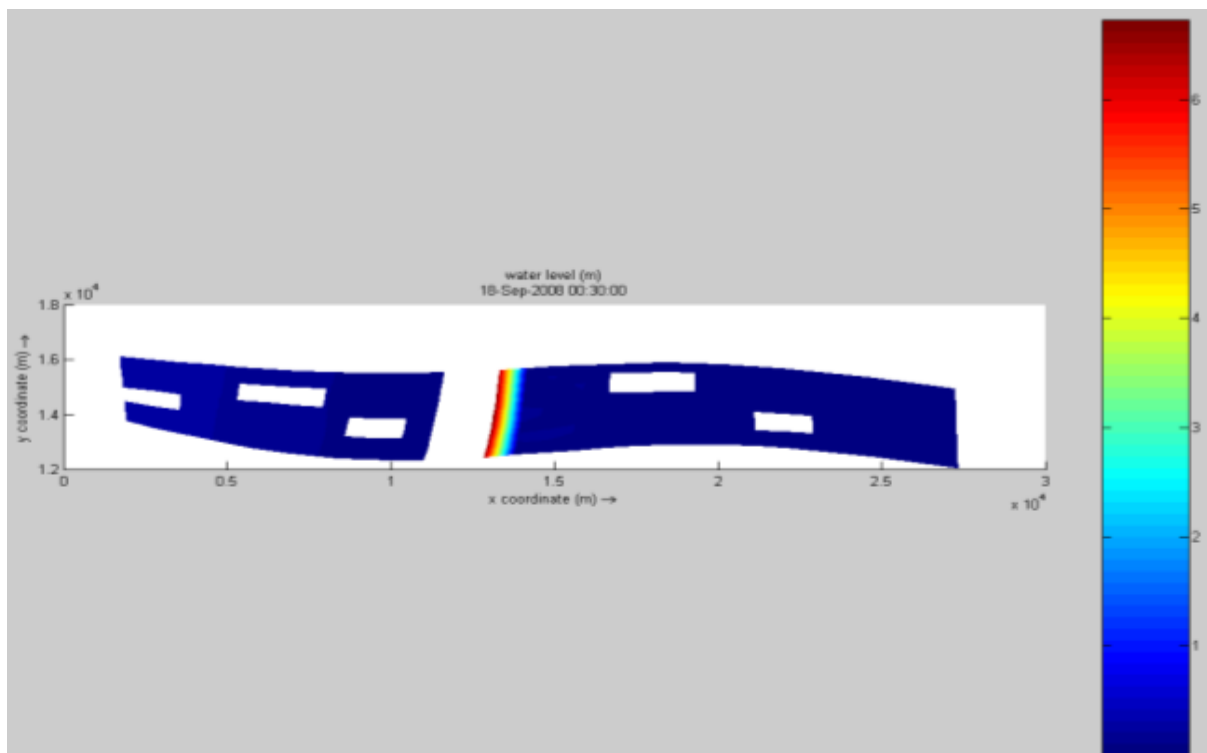


Fig. 7-11 Cazul 2 - valorile nivelurilor de apă, înainte de simulare

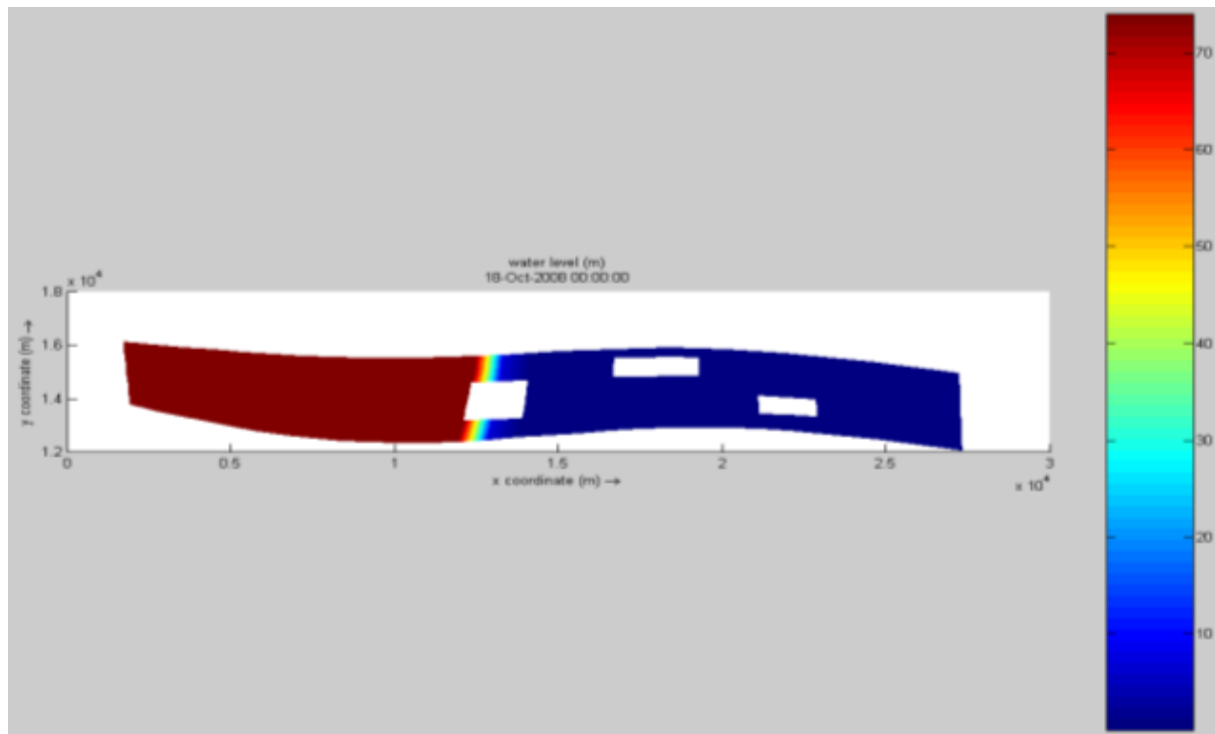


Fig. 7-12 Cazul 2 - valorile nivelurilor de apă, după simulare

În Fig.7-13 și Fig.7-14 sunt reprezentate rezultatele cu valorile nivelurilor de apă pentru cazul 3, în situația inițială (în Fig.7-13) și după simulare (în Fig.7-14).

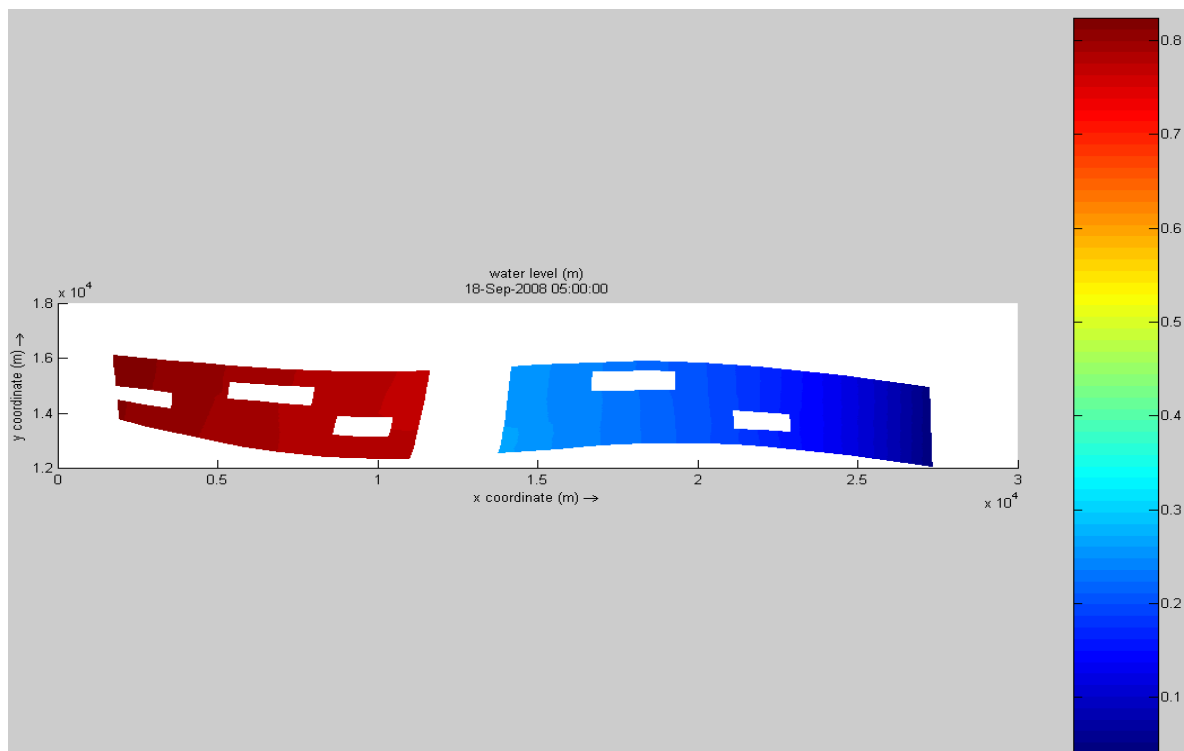


Fig. 7-13 Cazul 3 - valorile nivelurilor de apă, înainte de simulare

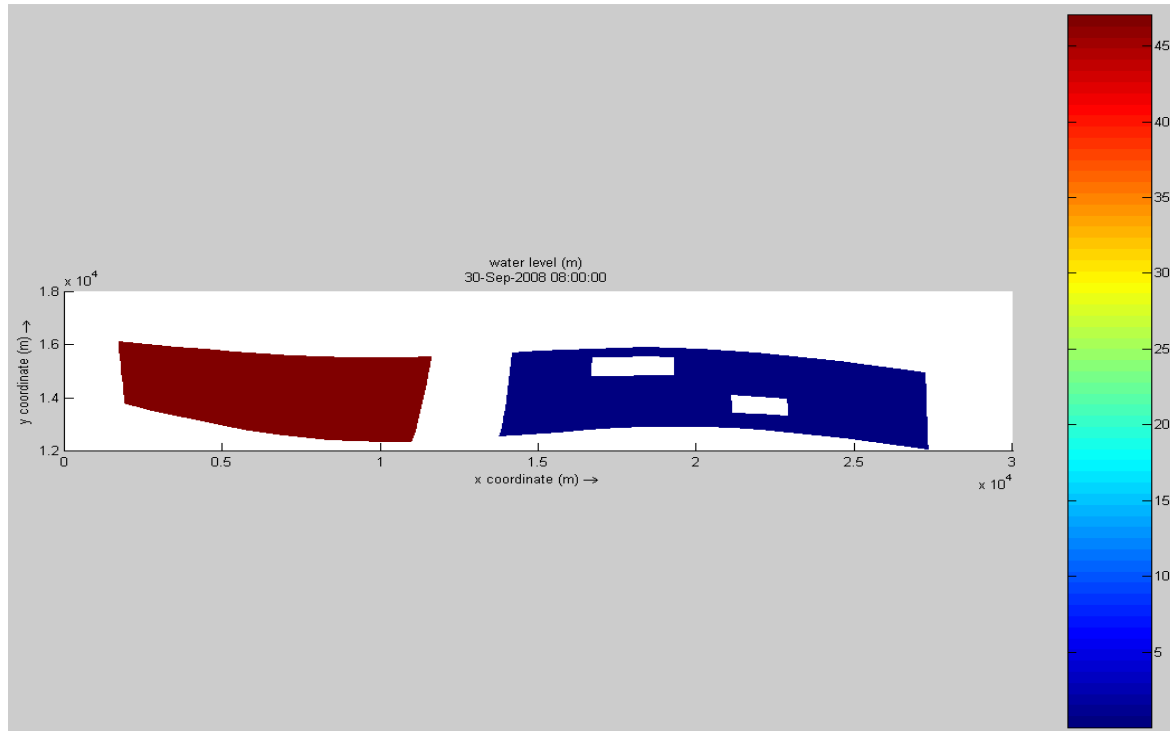


Fig. 7-14 Cazul 3 - valorile nivelurilor de apă, după simulare

### 7.3.3.2 Nivelul fundului râului exprimat în punctele de măsurare a nivelului apei

Cotele fundului sectorului de râu studiat, obținute în urma simulării se pot determina prin amplasarea unor puncte de măsurare a nivelurilor de apă. În Fig.7-15 (înainte de simulare) și Fig.7-16 (după simulare) sunt prezentate valorile în aceste puncte pentru cazul inițial.

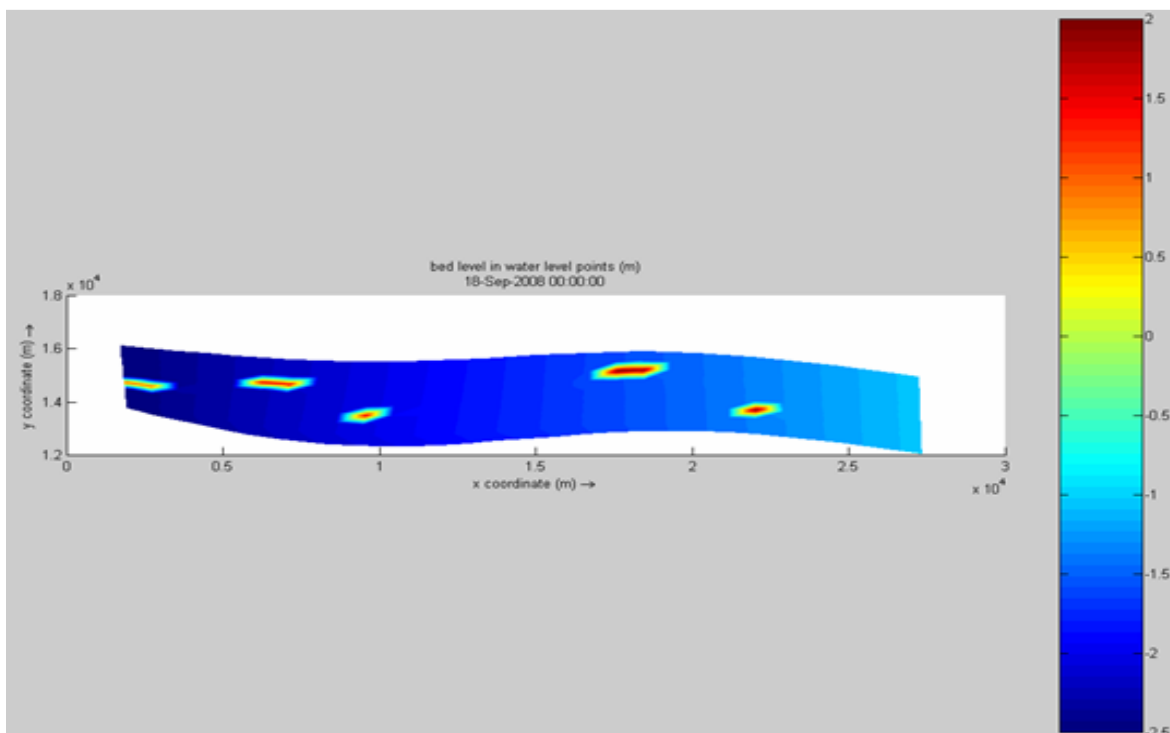


Fig. 7-15 Batimetria înainte de simulare, cazul inițial

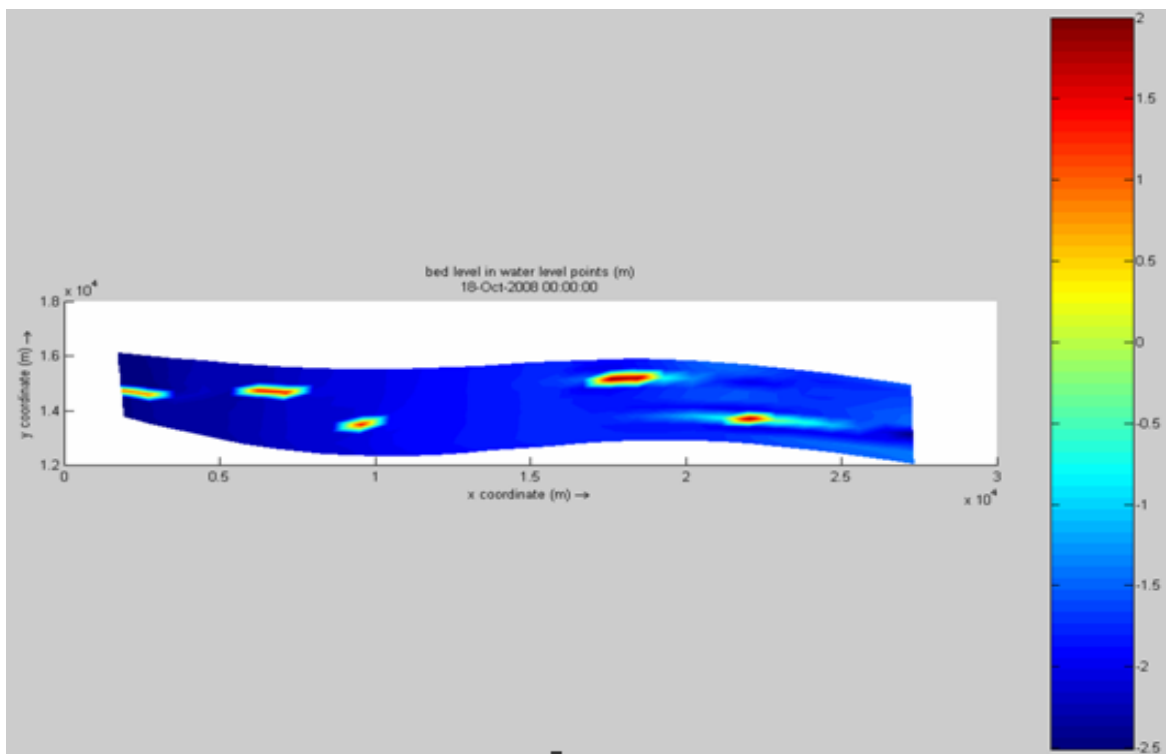


Fig. 7-16 Batimetria după simulare, cazul inițial

În Fig.7-17 (înainte de simulare) și Fig.7-18 (după simulare) sunt prezentate valorile în aceste puncte pentru Cazul1.

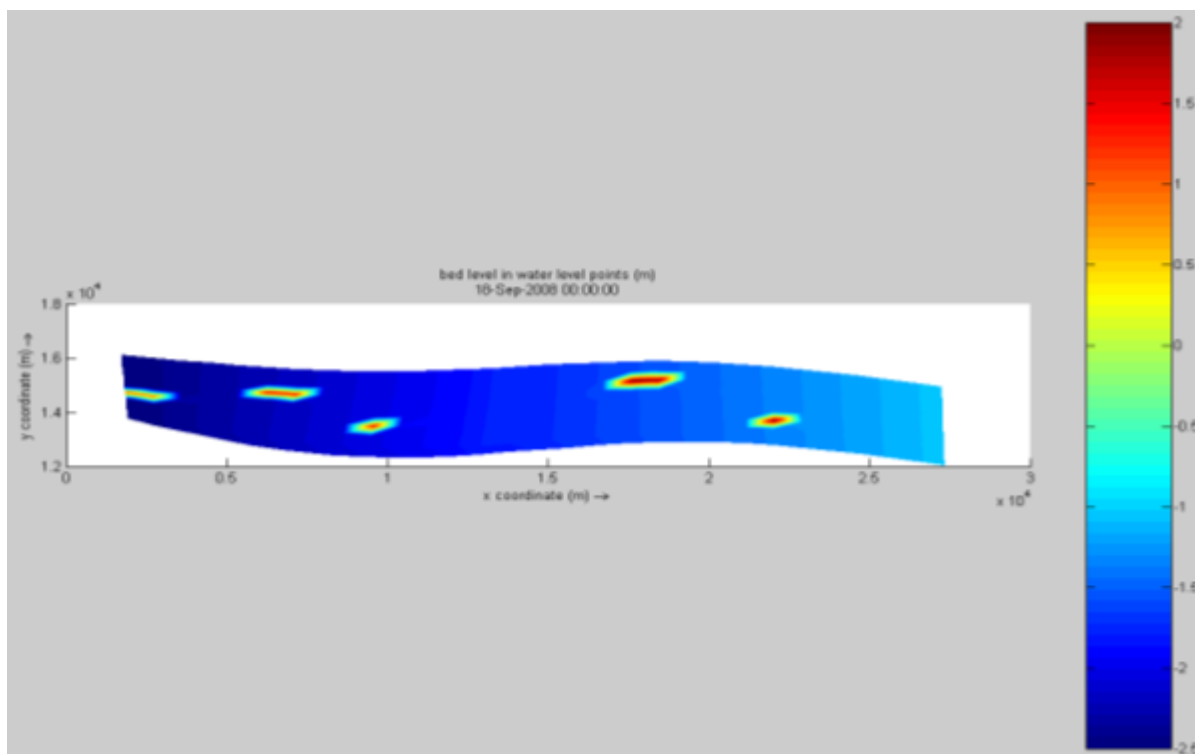


Fig. 7-17 Batimetria înainte de simulare, Cazul1

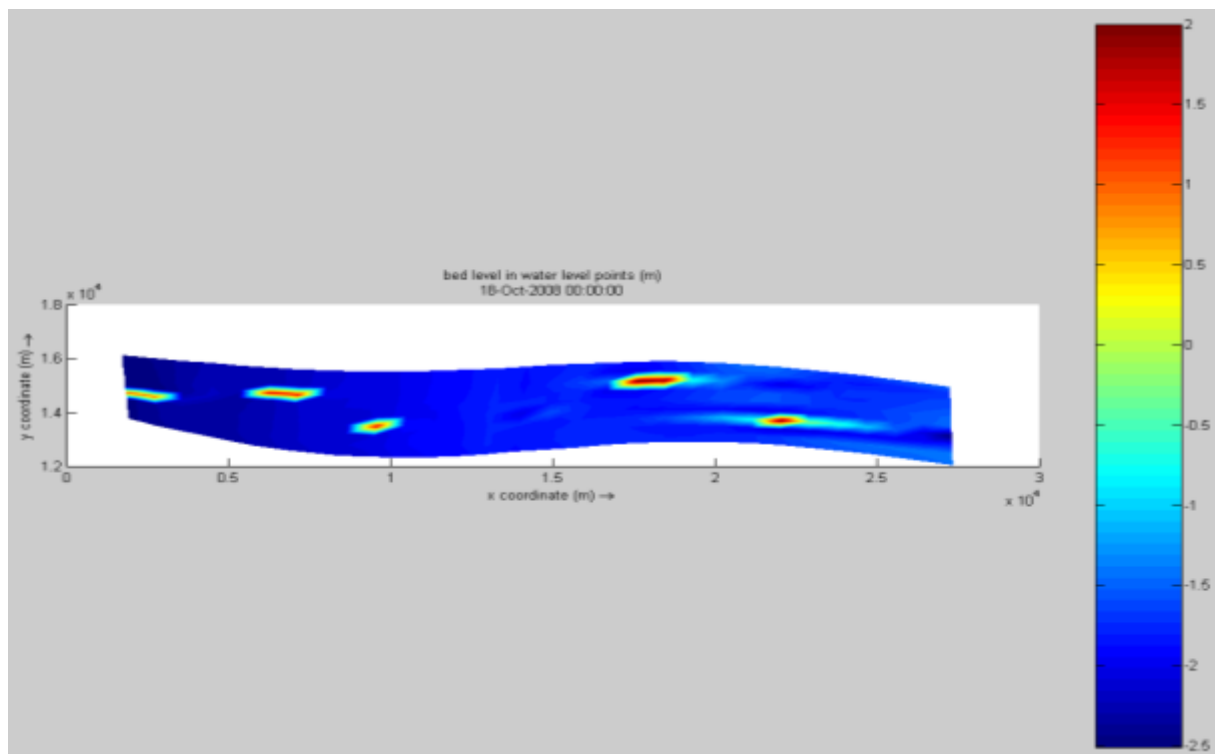


Fig. 7-18 Batimetria după simulare, Cazul1

În Fig.7-19 (înainte de simulare) și Fig.7-20 (după simulare) sunt prezentate valorile în aceste puncte pentru Cazul 2.

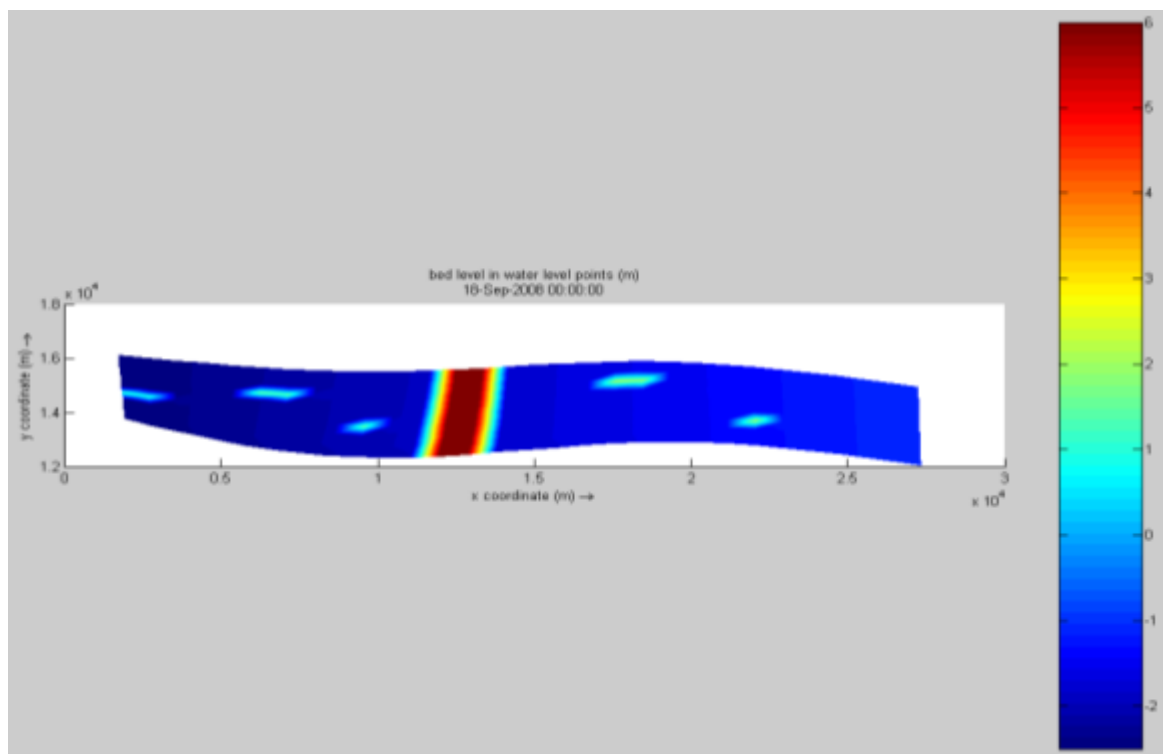


Fig. 7-19 Batimetria înainte de simulare, Cazul2



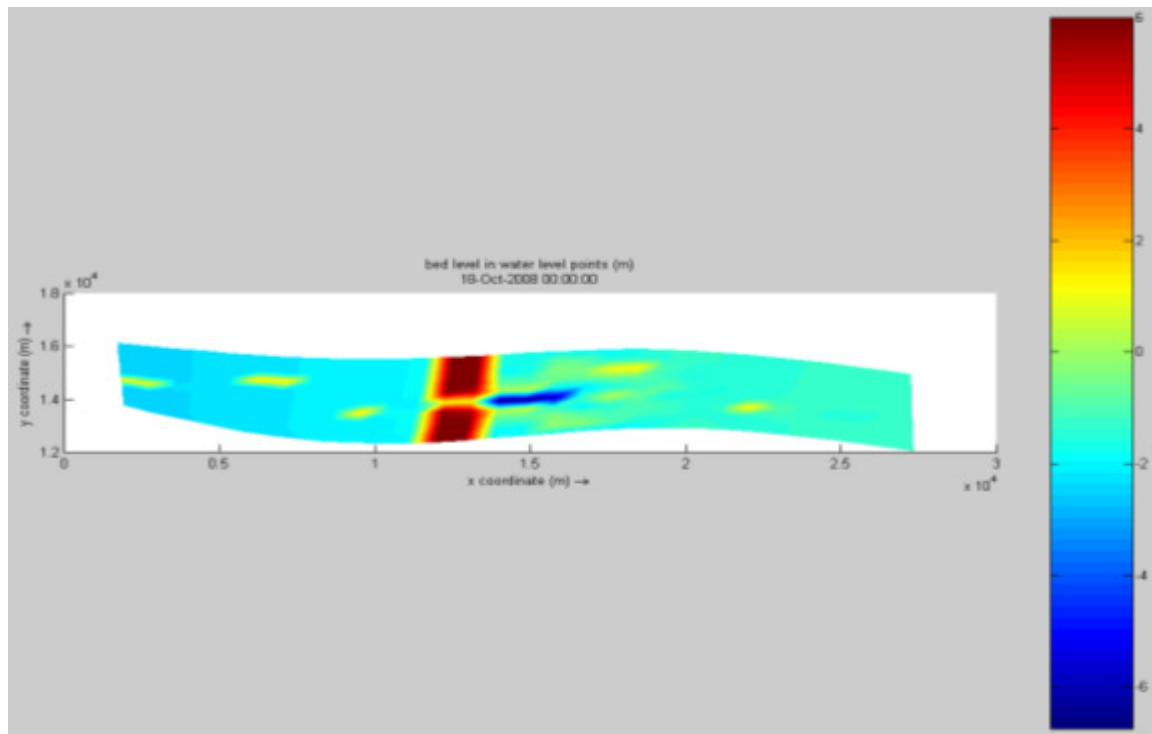


Fig. 7-20 Batimetria după simulare, Cazul2

În Fig. 7-21 (înainte de simulare) și Fig.7-22 (după simulare) sunt prezentate valorile în aceste puncte pentru Cazul 3. Se poate observa cu ușurință faptul că rezultatele nu diferă de starea inițială. Acest fapt se datorează timpului de simulare prea mic, schimbările morfologice neavând timp să se producă, și totodată a întreruperii simulării înainte de termen.

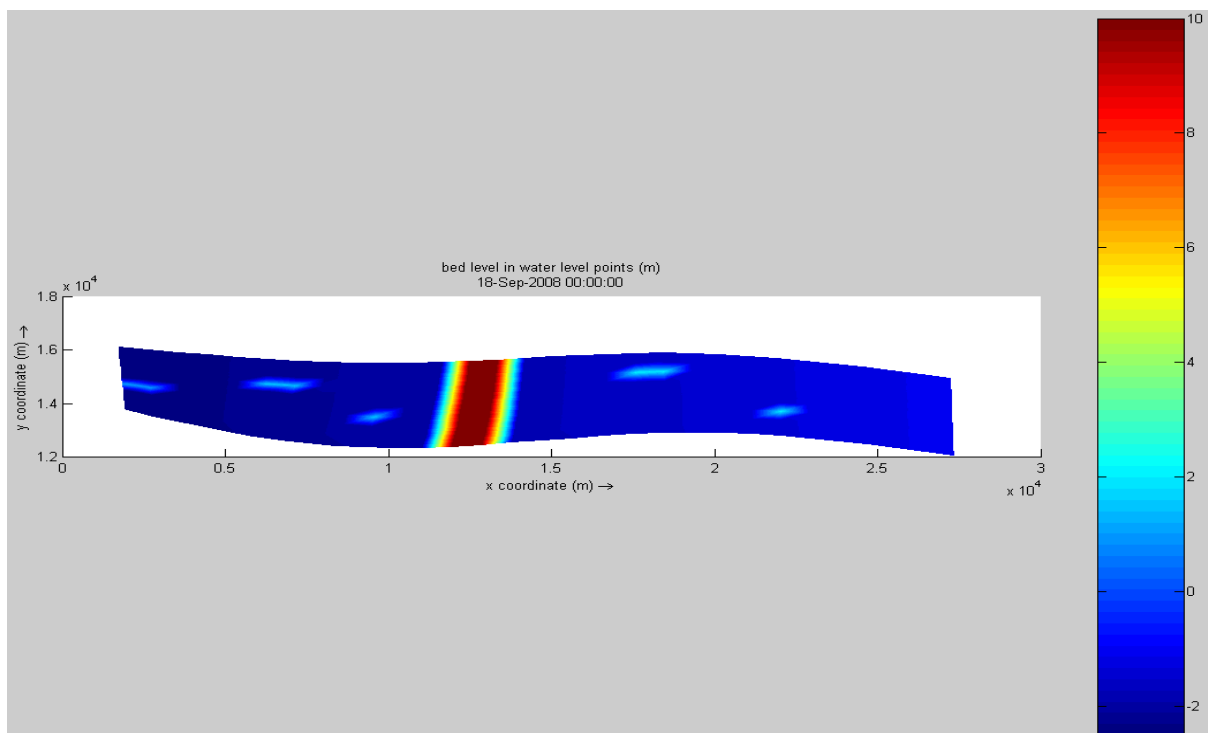


Fig. 7-21 Batimetria înainte de simulare, Cazul3

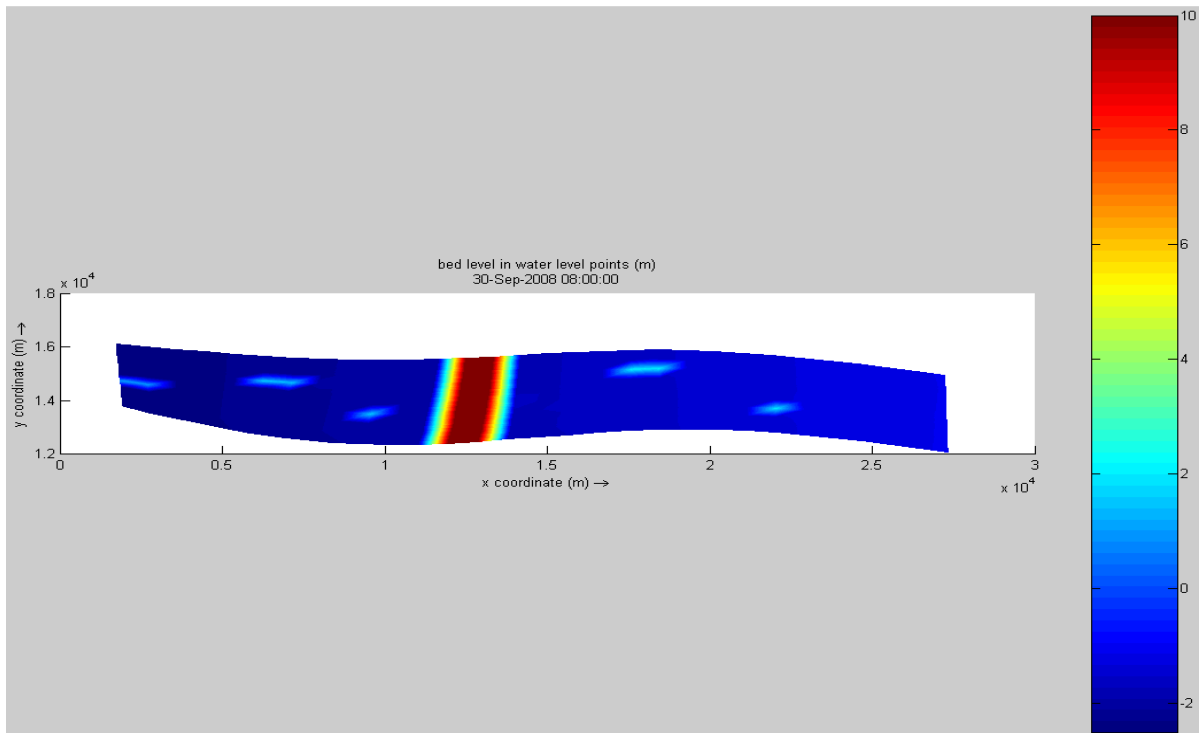


Fig. 7-22 Batimetria după simulare, Cazul3

### 7.3.3.3 Eroziune și sedimentare

În Fig.7-23(cazul inițial), Fig.7-24 (cazul1), Fig.7-25 (cazul2) și Fig.7-26 (cazul3) sunt ilustrate stadiile fiecărui caz din punct de vedere morfologic, rezultate în urma simulării.

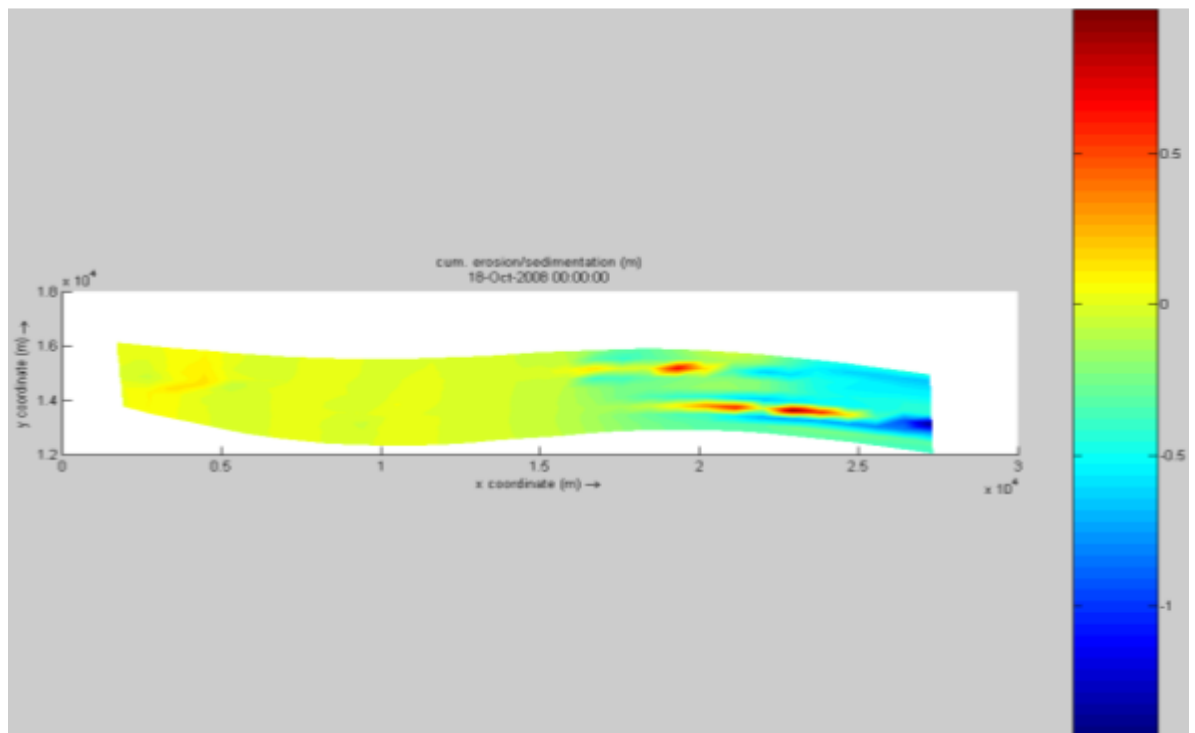


Fig. 7-23 Morfologie- cazul inițial, după simulare

În Fig.7-23 se observă încă depunerile sedimentare din zona bancurilor inițiale de nisip, și faptul că se produce o ușoară zonă de eroziune în extremitatea aval a sectorului de râu studiat.

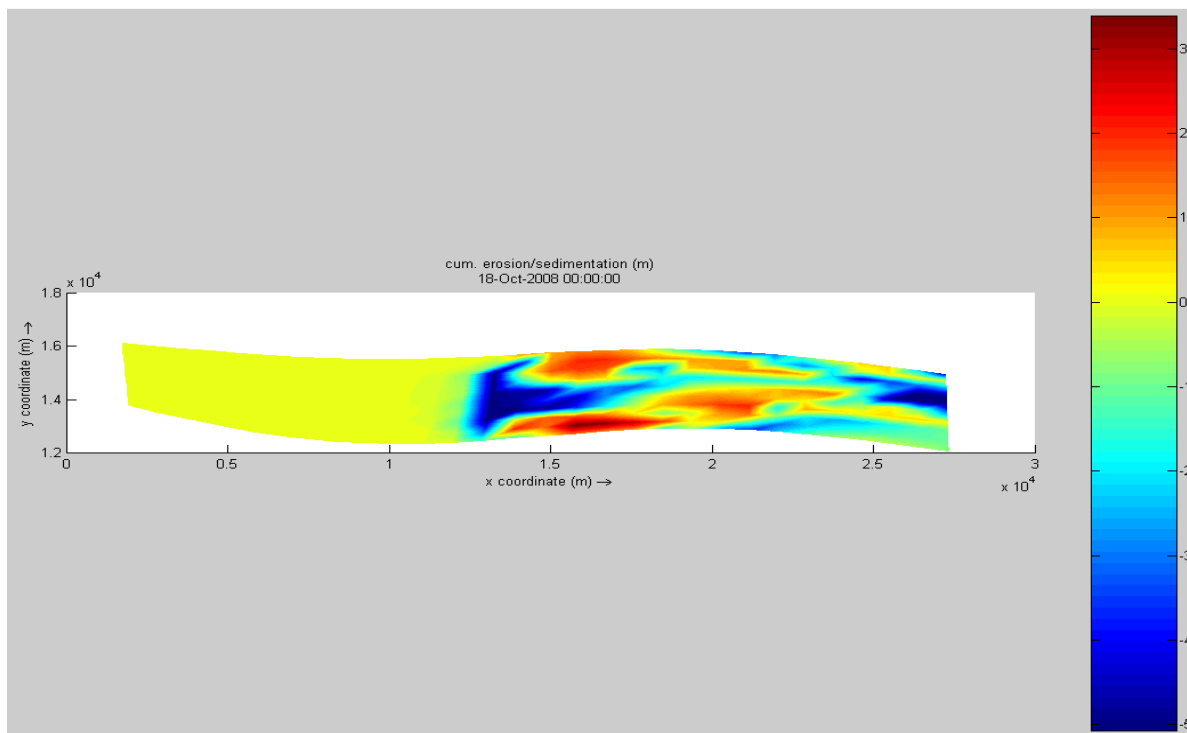


Fig. 7-24 Morfologie- Cazul1, după simulare

În Fig.7-24 se observă ruperea barajului printr-o zonă pronunțată de eroziune în zona amplasamentului barajului de pământ, iar în zonele alăturate se pot remarca depunerile sedimentare mult mai mari (peste 3m) decât înălțimea bancurilor inițiale de nisip. Se observă crearea unor zone de sedimentare ce curind bancurile inițiale de sedimente din aval, acest fapt ilustrează todată traiectoria apei. Se mai poate remarca o altă zonă puternică de eroziune în extremitatea aval a sectorului de râu studiat.

În Fig.7-25 se observă o zonă pronunțată de eroziune în zona de extracție (deversare) a debitului, iar în zonele alăturate se pot remarca depuneri sedimentare mai mari decât înălțimea bancurilor inițiale de nisip, fiind ilustrată astfel și ruperea barajului. Se observă uniformizarea nivelului bancurilor inițiale de nisip cu nivelul fundului râului.

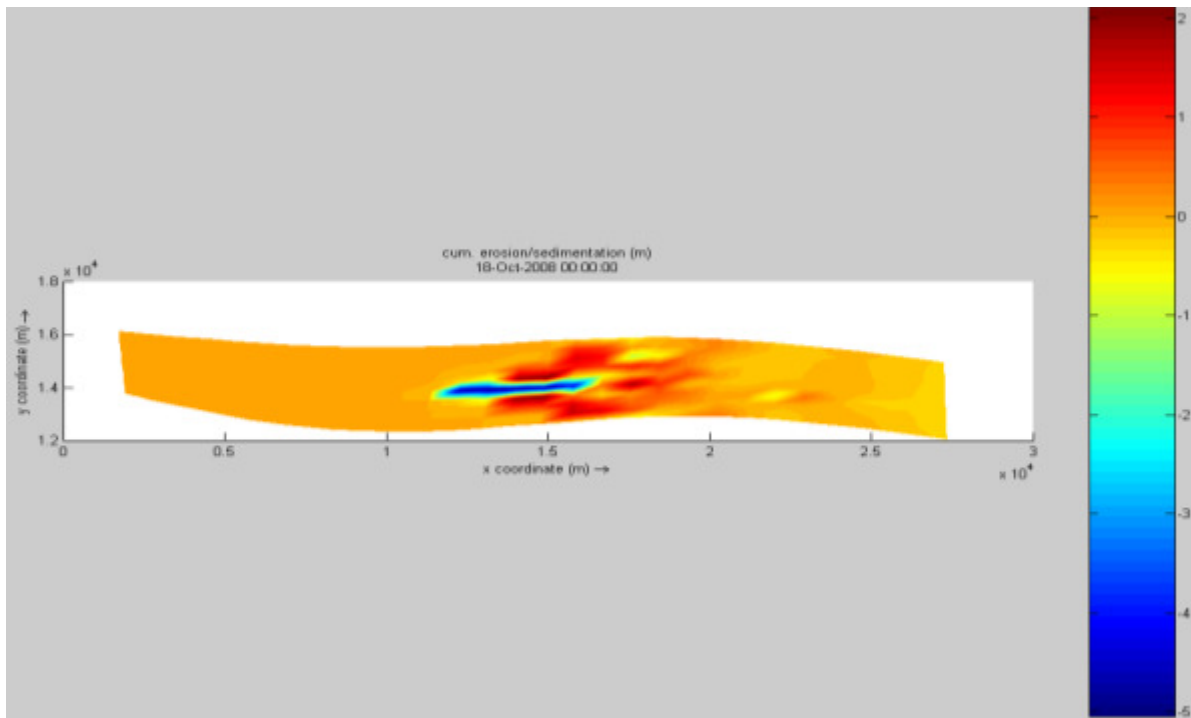


Fig. 7-25 Morfologie- Cazul2, după simulare

Fig.7-26 nu este foarte concludentă pentru acest studiu, deoarece nu prezintă stadiul final al influenței fenomenului asupra morfologiei. Acest fapt se datorează instabilității modelului, și din cauză că simularea s-a intrerupt după 10 ore de simulare, putând să redea doar evoluția morfologică după 12 zile. Trebuie în continuare analizați parametrii modelului și stabilit motivul cedării simulării, respectiv reluată simularea.

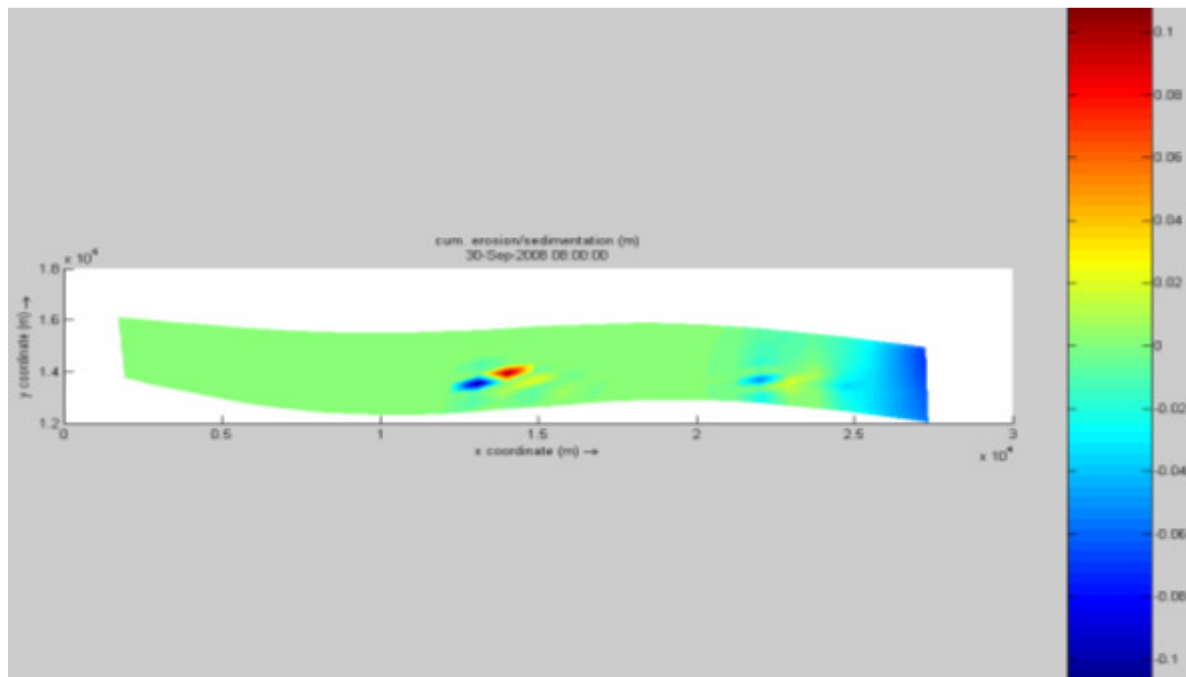


Fig. 7-26 Morfologie- Cazul3, după simulare

---

## 8 CONTRIBUȚII PERSONALE

*„Atunci când bagi mâna într-un curs de apă, îl atingi pe ultimul ce a fost înainte și pe primul ce va fi să apară.”*

Leonardo da Vinci,  
artist și om de știință italian

Teza de doctorat prezentată este structurată pe 9 Capitole, referințe bibliografice și Anexe, din care primele 7 capitole includ contribuțiile personale ale autorului.

În *Capitolul 1* intitulat „ **Introducere**” sunt prezentate în mod sintetic definiții și noțiuni introductive din domeniul modelării cursurilor de apă, este făcută o scurtă introducere a modelărilor și aplicabilității acestora, o relevare a câtorva tipuri de modele de simulare a curgerilor existente, sub prezentarea Stadiului actual al cercetărilor. Am conturat apoi Tehnicile de modelare a inundațiilor urbane, obținute ca rezultat al unui studiu bibliografic amănunțit. Am ilustrat necesitatea unor modele de simulare a curgerilor de suprafață a apelor mari, precum și impactul inundațiilor asupra societății, și am identificat și descris problemele în acest capitol prin stadiul actual.

Tot în acest capitol sunt prezentate sintetic obiectivele studiilor și cercetărilor, și metodologia abordată pentru îndeplinirea acestora, întreprinse în teza de doctorat, vizând în principal determinarea cerințelor, posibilităților și limitelor de utilizarea a modelelor hidrodinamice uni-, bi- și tri- dimensionale pentru simularea curgerilor, stabilirea tipului de model utilizat în funcție de datele disponibile și de problema ce trebuie rezolvată, studierea necesității și rezultatele unor diferite modele de simulare a inundațiilor din mai multe surse de software pentru o mai bună înțelegere a fenomenului.

Acestea se bazează pe abordarea unor studii de caz sugestive și complexe, utilizând tehnici și criterii de modelare diferite, atingând toate probleme ridicate, fiind abordat fiecare gen de modelare hidrodinamică: 1D, 2D, 1D2D și 3D dimensional. Am aplicat programe de calcul de performanță existente în literatura de specialitate și nu numai, care permit efectuarea unor analize complexe, cărora se alătură interpretarea personală.

În *Capitolul 2* intitulat „**Elemente de hidrodinamică a râurilor**”, elementele geometriei albiei cursurilor de apă și prezentarea tipurilor de curgeri de suprafață cu nivel liber, fac obiectul de studiu al acestui capitol. Totodată, descrierea regimurilor de curgere și ecuațiile caracteristice ale acestora sunt abordate și redate în capitolul respectiv. O contribuție proprie importantă se conturează prin metodică de abordare, documentare, extensie și cuprindere a domeniului larg al hidrodinamicii râurilor și curgerilor.

*Capitolul 3* intitulat „**Descrierea generală a metodelor de modelare**” cuprinde descrierea noțiunilor legate de modele și modelare, clasificarea aplicațiilor modelelor; elaborarea modelelor, alături de o scurtă detaliere a principalelor etape de elaborare a modelelor și a tipurilor de rețele ce stau la baza acestora. Aici sunt prezentate metodele folosite pentru rezolvarea ecuațiilor de mișcare și transport; metode precum: metoda diferențelor finite, metoda elementelor finite, metoda volumelor finite și metoda caracteristicilor. Aici am realizat o sinteză a metodelor de modelare și de calcul existente la ora actuală.

În *Capitolul 4* intitulat „**Modelarea hidrodinamică a curgerii. Modelarea matematică**” sunt prezentate la început câteva noțiuni introductive despre inundații: definiții, clasificări și factorii ce stau la baza producerii acestora. Sunt prezentate apoi noțiuni strâns legate de modelarea hidrodinamică curgerilor de suprafață; sunt prezentate ecuațiile fundamentale ale curgerii în sistem uni-, bi- și tri- dimensional; modelarea matematică efectivă a curgerilor și metodele matematice de calcul. Ultima parte a acestui capitol este atribuită modelării inundațiilor.

Aici sunt atinse anumite puncte cheie în modelare, precum: cerințele modelului pentru simularea inundațiilor; rolul noilor tehnologii de colectare a datelor; natura propagării undei de viitură (sunt prezentate ecuațiile acesteia); legătura cu modelele hidrologice de atenuare a inundațiilor; modelarea 2D a inundațiilor (a curgerilor de ape mari); și modelarea integrată 1D2D. În acest capitol se evidențiază contribuția personală în realizarea unei sinteze și a prezentării tuturor elementelor și etapelor ce stau la baza modelării hidrodinamice a curgerii, respectiv a curgerilor de ape mari.

Conținutul *Capitolului 5* intitulat „**Modelarea hidrodinamică în sistem 1D. Studiu de caz**” poate fi împărțit în două, îmbinându-se astfel partea teoretică cu cea practică. În prima parte a capitolului este prezentată partea teoretică a modelării curgerilor 1D, prin ecuațiile fundamentale și algoritmi soluțiilor de calcul, pentru diferite regimuri de curgere. Sunt enunțate și descrise datele necesare elaborării unui model pentru o simulare 1D (datele de teren, tipurile de reprezentare grafică, structuri, rețele, noduri, condiții de margine inițiale și de margine, debite, niveluri și parametrii numerici), și pașii pentru construirea unui model hidrodinamic uni-dimensional.

A doua parte a capitolului găzduiește un studiu de caz al modelării hidrodinamice uni-dimensionale. Este prezentat un studiu făcut asupra unui model hidrodinamic în sistem uni-dimensional al unui tronson al râului Clyde, Glasgow, Scoția. Pentru modelare și simulare am folosit programul ISIS. Pentru început am prezentat

câteva generalități legate de cursul de apă și o scurtă descriere a schematizării programului, urmată de analiza sensibilității parametrilor hidraulici (rugozitate) și parametrilor numerici (pasul de timp, nivelul de apă, înălțimea malurilor fictive, numărul de interații, debitul specific) de modelare cu accent pe rugozitatea hidraulică. Scopul acestui studio a fost cel de a observa influența modificărilor parametrilor numerici și hidraulici ai modelului asupra calității și preciziei generale a simulării modelului.

Ca și contribuții personale, pot menționa: realizarea simulărilor, interpretarea rezultatelor, și mai ales identificarea modificărilor suferite de diverși parametri, și stabilirea valorilor optime ce conferă stabilitatea modelului analizat.

*Capitolul 6* intitulat „**Modelarea hidrodinamică în sistem 2D. Studii de caz**” este cel mai extins, în care se prezintă pe larg metodologia de calcul și simulare a unui model hidrodinamic, în care am utilizat multe programe de modelare existente la ora actuală, cum ar fi: SOBEK, MIKE11, Hec-Ras, BreZo. Menționez și includerea unor alte programe pe care le-am studiat și învățat, respectiv utilizat pentru a face posibile simulările respective: Window Commander, ArcGIS, MATLAB, C++, Fortran, Scilab.

În partea teoretică a capitolului se regăsește aceeași structură ca și în capitolul 5, dar sunt adăugate și câteva noțiuni despre tipurile de rețele de discretizare ce stau la baza simulărilor 2D, și elemente de modelare combinată 1D2D. În a doua parte, cea practică, am prezentat două studii de caz: „Orașul Ideal” și „Cazul Carlisle”.

În primul studiu am prezentat cazul modelării hidrodinamice bi-dimensionale a ruperii unui baraj ce are ca efect inundarea unui „oraș ideal”. Pentru această situație am construit și realizat simulările a două modele bi-dimensionale cu două programe diferite, SOBEK 2D și Brezo2D. Pentru construirea modelelor, am construit manual (prin intermediul unor funcții de calcul) rețelele de discretizare. Am întocmit numeroase fișiere de calcul pentru a face posibile simularea cu BreZo, iar pentru vizualizarea rezultatelor am utilizat un alt program, Tecplot, care a necesitat și el date în plus.

În această cercetare am urmărit cu atenție atingerea scopului abordării acestui studiu de caz, fiind cel de a studia dacă prin utilizarea modelării matematice a inundării unui mediu urban, se poate obține ca rezultat al simulării traiectoria de propagare a unde de viitură comparabilă cu cea reală.

Totodată, am prezentat cercetările asupra unui alt studiu de caz, obiectul acestuia fiind simularea unei inundații din Ianuarie 2005, în zona urbană Carlisle, Anglia, prin modelarea unui tronson al râului Caldew. Pentru această situație am realizat șase modele hidrodinamice (1D, 2D, 1D2D), și am utilizat 4 programe software diferite (SOBEK, BreZo, Hec-Ras, MIKE11):

- un model hidrodinamic uni-dimensional (1D) realizat cu HEC-RAS
- un model hidrodinamic uni-dimensional (1D) realizat cu MIKE11
- un model hidrodinamic bi-dimensional (2D) realizat cu BreZo
- un model hidrodinamic bi-dimensional (2D) realizat cu SOBEK
- un model hidrodinamic uni-bi-dimensional (1D2D) realizat cu SOBEK
- un model hidrodinamic uni-dimensional (1D) realizat cu SOBEK.

În această cercetare rezultatele simulărilor (hărțile de extindere și extindere maximă a inundației) au fost comparate cu măsurători reale (furnizate de Agenția de Mediu a Angliei), precum și comparate între ele. Totodată am studiat sensibilitățile modelelor la diferitele modificări ale parametrilor acestora (rugozitate și rezoluția modelului de elevație digitală a terenului).

Menționez că am construit toate aceste modele, fără a avea nici un model conceput anterior. Am conceput și realizat toate modelele de elevație digitală pentru BreZo, utilizând numeroase coduri și limbaje de programare și calcul (Matlab, C++, Fortran), precum și pentru realizarea modelelor de elevație digitală a terenului la rezoluția de 1x1m și 2x2m pentru programul SOBEK.

Ca o inovație, pot sublinia faptul că prin această cercetare, s-a realizat pentru prima dată o simulare a inundației în mediu urban cu ajutorul codului BreZo, precum și faptul că s-a folosit pentru prima dată programul SOBEK în simularea inundației din 2005 Ianuarie, de pe râul Caldew, localitatea Carlisle, existând câteva tentative anterioare, deoarece modelele realizate anterior au dovedit probleme de instabilitate (această inundație a mai fost studiat în repetate cazuri, cu diverse programe: Lis-Flood, codul TRENT, ISIS 2D).

În *Capitolul 7* intitulat „**Modelarea hidrodinamică în sistem 3D. Studiu de caz**” am prezentat o sinteză a noțiunilor și elementelor de modelare în sistem tri-dimensional, și am analizat impactul amplasării unui baraj de pământ asupra morfologiei bancurilor de nisip dintr-un sector de râu, prin abordarea unui nou studiu de caz.

Am realizat un model hidrodinamic tri- dimensional, și am făcut cercetări în trei cazuri diferite, a căror rezultate le-am comparat cu ipoteza în care nu exista amplasat barajul.

Aici am conceput, utilizat și simulat un model hidrodinamic 3D, cu programul Delft3D, cu rezultate semnificative cuprinse în acest capitol, și am făcut o analiză a impactului potențial pe care amenajările hidrotehnice le pot avea asupra morfologiei albiilor și a bancurilor de nisip, respectiv asupra mediului înconjurător.

În *Capitolul 9* intitulat „**Concluzii și Recomandări**” sunt prezentate o serie de concluzii și propuneri referitoare la limitele și posibilitățile modelării curgerilor în sistem uni-, bi- și tri- dimensional, pledând cu argumente teoretice tehnico-științifice actuale, dar mai ales cu argumente susținute de rezultatele practice obținute prin numeroasele studii complexe abordate în această lucrare. Aici am făcut o analiză pertinentă a rezultatelor obținute, evidențiind astfel contribuțiile proprii, precum și dezvoltările viitoare posibile.



În completarea rezultatelor prezentate, sunt redate o serie de anexe ce conțin informații legate de diferite metode și tehnici de modelare; prezentarea caracteristicilor programelor de modelare folosite, și nu numai; definirea modelului digital de elevație; ilustrarea principalelor caracteristici ale secțiunilor transversale din cazul „Carlisle”, precum și ilustrarea hărților la care se face referire în acest studiu; definirea condiției Courant.

În finalul lucrării este sintetizată bibliografia care conține doar lucrările semnificative consultate în vederea realizării tezei de doctorat. În munca de elaborare a acestei lucrări de cercetare am studiat o mare cantitate de informații din diferite surse, în special în limba engleză, deoarece în România au fost editate prea puține lucrări în domeniu.

Ca și concluzie a contribuțiilor personale, pot enumera:

- Sintetizarea și analizarea bibliografiei;
- Prezentarea stadiului actual și evidențierea noilor cercetări din domeniu;
- Sistematizarea ecuațiilor fundamentale și a metodelor de modelare a curgerilor;
- Aplicarea metodelor de modelare în studiile de caz;
- Utilizarea, testarea și analizarea în mod comparativ a diferitelor software existente (SOBEK, BreZo, Hec-Ras, MIKE11, Deflt3D, ISIS);
- Utilizarea a numeroase programe de calcul adiacente (Tecplot, ArcGIS, MATLAB, C+, Fortlan, Triangle) pentru a crea modelele hidrodinamice;
- Adaptarea unui cod de modelare hidrodinamică la datele disponibile pentru cercetare;
- Crearea unor coduri, respectiv programe pentru a transforma datele de teren disponibile în date ce pot fi utilizate de software-urile folosite;
- Prima utilizare a codului Brezo într-o simulare de inundație urbană, cu date reale;
- Analiza elaborată a unor studii de caz complexe.

## 9 CONCLUZII ȘI RECOMANDĂRI

*„Nu este posibil să cazi de două ori în același râu, sau să te atingi a doua oară de o substanță mortală; prin rapiditatea și viteza propriei schimbări, apa se risipește și se adună înapoi.”*

Heraclit,  
filozof grec

### 9.1 CONCLUZII

Cercetarea prezentată pentru a îndeplini obiectivele stabilite, a fost împărțită în patru studii de caz, și anume: cazul uni-dimensional ISIS, cazul „Orașul ideal”, cazul „Carlisle” și cazul tri-dimensional Delft3D.

În primul caz, 1D ISIS, s-au testat parametrii modelului, independent de natura rezultatelor, verificându-se și ținându-se cont doar de robustețea și stabilitatea modelului. În urma diverselor simulări s-au găsit cu succes valorile optime ale parametrilor testați. Modelul a demonstrat o sensibilitate crescută față de parametrul hidraulic de rugozitate. Ca recomandare se poate investiga, ca un studiu viitor, relația de timp și propagare între aceste două brațe, pentru a înțelege care curgere sau revărsare este posibilă, și riscul asociat acestora. Parametrii numerici au arătat diferite grade de sensibilitate a preciziei și convergenței modelului. Este de înțeles că acești parametri sunt toți interconectați și astfel trebuie avută multă grijă atunci când se modifică vreunul dintre ei.

În al doilea studiu de caz, „Orașul ideal”, au fost aplicate două abordări de modelare bi-dimensionale (2D SOBEK și BreZo 2D) pentru a simula inundarea printr-un oraș ideal, cauzată de ruperea unui baraj. Pentru acest caz s-a putut stabili doar faptul că cele două modele oferă rezultate comparabile cu cele oferite de simularea fizică a aceluiași experiment, dar cu recomandarea de a se relua aceste simulări în care ipoteza ruperii unui baraj să poate fi reprezentată în mod diferit.

În al treilea studiu de caz, „Carlisle”, au fost aplicate trei abordări de modelare pentru simularea evenimentului din Ianuarie 2005, de pe râul Caldew, din Carlisle, Anglia. Prima abordare a fost cea uni-dimensională, aplicată asupra canalului principal al râului Caldew, cu scopul de urmări și înțelege comportamentul cursului de apă. A doua abordare a fost modelarea complet bi-dimensională, în care atât râul cât și albia majoră au fost modelate în sistem bi-dimensional. Ultima abordare de modelare a fost cea 1D2D aplicată prin construirea unui model 1D pentru cursul de apă, și 2D pentru albia majoră, respectiv zona inundabilă. Rezultatele au arătat că modelul s-a comportat în mod apropiat cu cel fizic relativ la propagarea undei de viitură în zona urbană studiată a orașului Carlisle.

Modelele hidrodinamice în Brezo și SOBEK au oferit estimări bune ale propagării undei de viitură în zonele urbane. Modelele au furnizat hărți ale vectorilor vitezelor, nivelurilor de apă și adâncimilor de apă, ce pot fi folosite pentru a urmări circuitul și mișcarea apei în interiorul zonelor urbane.

Modelele 2D și 1D2D reprezintă o mai bună abordare a fenomenului fizic. Acestea iau în considerare variațiile topografice ale terenului, precum și rugozitatea, în timp ce calculează adâncimile și vitezele pe două direcții, fapt ce reprezintă un factor cheie în definirea traiectoriei preferențiale a curgerii în cazul unui eveniment extrem.

Se aștepta ca modelul 1D2D să ofere rezultate mult mai precise datorită faptului că avea o descriere mult mai bună a datelor topografice. Există și o explicație a acestui insucces, în cazul SOBEK 1D2D: atunci când lățimea canalului este mai mare decât lățimea celulei rețelei, se crează o conectivitate slabă între abordarea 1D și cea 2D, și erorile cauzate de transferul de moment nu mai pot fi neglijate. Modelele 2D și 1D2D pot fi utilizate în definirea traiectoriei preferențiale a undei de viitură

Lipsa sau insuficiența datelor sunt unul din principalele motive pentru obținerea unor rezultate slabe. SOBEK 2D și BreZo 2D au fost capabile să simuleze inundațiile și să furnizeze rezultate de încredere. Abordarea 2D necesită mai mult timp de calcul datorită numărului mare de celule ale rețelei de calcul, dar are nevoie de mai puțin timp pentru realizarea modelului, deoarece se bazează doar pe descrierea rețelei de discretizare.

În ciuda cantității de timp de calcul necesare, modelele hidrodinamice 2D sunt ustensile puternice de calcul, și pot fi utilizate ca și unelte pentru suportul deciziilor de sprijin pentru planurile de reducere a riscului la inundații

Modelul de elevație digital și coeficientul de rugozitate au fost identificați ca cei mai sensibili parametri de intrare pentru modelarea curgerilor de ape mari. Rezultatele au dovedit că rezoluția optimă a DEM este foarte importantă în obținerea unor rezultate corecte și de încredere.

Codul BreZo poate fi utilizat ca o alternativă a programelor de modelarea 2D a inundațiilor, gen SOBEK. Totodată trebuie menționat faptul că versiunea folosită, BreZo2008 a condus la câteva limitări de modelare: nu are interfață grafică; extragerea datelor de ieșire este dificilă, precum și manipularea și vizualizarea; necesită mult timp pentru construirea unui model și nu are posibilitatea utilizării unor rețele triunghiulare mai fine, deoarece este limitat la o rețea triunghiulară de maxim 200000 de celule.

Modelele uni-dimensionale au avantajul, față de modelele bi-dimensionale, că pot avea de-a face cu perioade lungi de timp, cu suprafețe mari și cu sisteme de complexitate amplă. Dar modelele uni-dimensionale duc lipsă de multă precizie a descrierii interacțiunii dintre cursul de apă și zona inundabilă, spre deosebire de modelele bi-dimensionale ce oferă mai multă corectitudine a descrierii fizice a zonei modelate.

Problema de atingere a balanței dintre cerințele de calcul ale procedurilor bi-dimensionale și parametrizarea puternică a reprezentării geometriei în cazul abordării uni-dimensionale, poate fi dezamorsată prin abordări hibride. Albia minoră a cursului principal de apă este reprezentată printr-un model uni-dimensional, în timp ce deversarea în albia majoră este tratată ca o problemă bi-dimensională (Fig.9-1).

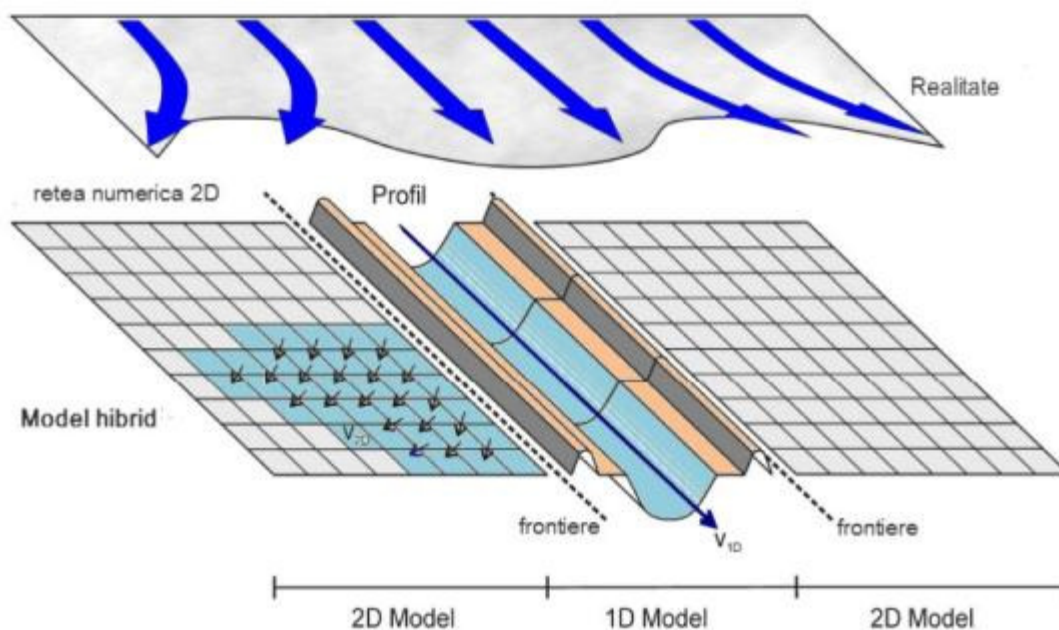


Fig. 9-1 Model hibrid. Râul reprezentat ca un sub-model uni-dimensional; terenul din spatele digurilor este reprezentat printr-un model bi-dimensional. (Kamrath, 2008)

O altă limitare a abordării uni-dimensionale este aceea că nu poate fi aplicată în simularea scenariilor de rupere a digurilor în cazurile în care sunt inundate și văile adiacente.

Calitatea modelului depinde în întregime de capacitățile sale descriptive ale sistemului fizic din punct de vedere al topografiei și a datelor rugozitate, de reprezentativitatea ecuațiilor și a metodelor numerice aplicate.

Cantitatea și calitatea datelor cursului de apă natural, atât pentru geometria canalului cât și pentru albia majoră, și modelul de elevație digitală sunt alți factori importanți în alegerea unui model de simulare. Magnitudinea și variabilitatea lățimii albiei majore de-alungul cursului de apă, prezența digurilor în cursul de apă, ruperea sau/și deversarea peste dig sunt și ele importanți factori ce trebuie considerați înainte de alegerea unui model de simulare.

Un dezavantaj al modelelor complet bi-dimensionale, în comparație cu modelele uni-dimensionale, este că ele nu descriu foarte bine curgerea printre structurile hidraulice, decât dacă este folosită o rețea foarte complexă. Pentru a avea o reprezentare solidă a topografiei albiei minore, este nevoie de cel puțin o rezoluție de 10 puncte de rețea de-alungul lățimii canalului principal, ce necesită un număr mare de celule de rețea bi-dimansională, ce conduce la un timp de simulare mai mare.

## 9.2 RECOMANDĂRI

Este nevoie de o versiune a sistemului de cuplare 1D2D SOBEK pentru râuri cu lățimi mai mari în raport cu lățimea celulelor de calcul, și se recomandă utilizarea în simulări similare a inundațiilor în zone urbane.

În cazul modelărilor inundațiilor în zonele urbane, coeficientul de frecare are un rol foarte important. Pentru cercetări viitoare sunt necesare mai multe date legate de coeficientul de rugozitate Manning din zona albiei majore și din interiorul orașelor.

Se recomandă utilizarea abordării de modelare 1D în modelarea inundațiilor urbane cu scopul de a identifica traiectoria de curgere în zona urbană. Acest lucru se poate realiza prin construirea de-alungul străzilor a unor rețele (tronsoane) conectate cu canalul principal al cursului de apă, pentru a produce propagarea undei de viitură în districtul urban. Se poate folosi și o abordare 2D pentru a valida și verifica abordarea 1D, ce poate fi apăsarea ca un bun compromis pentru limitarea efortului și timpului de calcul.

Predicțiile precise ale extensiei unei inundații sunt de un mare interes practic de actualitate. O deosebită atenție ar trebui acordată colectării datelor hidraulice, precum vitezelor de curgere din timpul unei inundații, observațiilor directe ale extinderii unei inundații. În această cercetare etapele de calibrare și validare în modelarea inundațiilor au fost omise. Astfel, este important să se colecteze mai multe serii de date observate și măsurate după un eveniment important, pentru ca aceste etape să poată fi îndeplinite.

Ar trebui realizate mai multe simulări pentru cazul Carlisle, utilizând a rezoluție mai fină și îmbunătățită a DEM. Efectul de Remuu al inundației ce are loc pe râul Eden trebuie considerat în cercetări viitoare

E recomandat să se investigheze performanța modelelor cu dimensiuni diferite a rețelelor de discretizare în varii locații pentru același caz.

## 10 REFERINȚE BIBLIOGRAFICE

ABBOTT, M.B. (1979) "*Computational Hydraulics – Elements of the Theory of Free Surface Flows*", Pitman, Londra/San Francisco/Melbourne.

AHMAD, S., SIMONOVIC, S.P. (1999) "*Role of a coupled GIS-2-D hydrodynamic model in a decision support systems for flood management.*" Proceedings for CWRA conference on Red River Flooding-Decreasing Our Risks, October 27-28, Winnipeg, Manitoba.

ANASTASIOU, K., CHAN, C.T. (1997) "*Solution of the 2D shallow water equations using the finite volume method on unstructured triangular meshes.*" Int. J. Numer. Methods Fluids, 24, 1225–1245.

ARDUINO G., R.P., TODINI E., (2005) "*Recent advance in flood forecasting and flood risk assessment*" Hydrology and Earth System Sciences 9(4): 280-284.

BARREDO, J.I. (2007) "Major flood disasters in Europe: 1950–2005." Natural Hazards and Earth System Science 42(1): 125-148.

BATES, P.D., DE ROO, A.P.J. (2000) "*A simple raster-based model for flood inundation simulation*". Journal of Hydrology 236, 54-77

BATES, P.D., HERVOUET, J.M. (1999) "*A new method for moving boundary hydrodynamic problems in shallow water.*" Proc. R. Soc. London, Ser. A, 455, 3107–3128.

BATES, P.D., WILSON, M.D., HORRITT, M.S., MASON, D.C., HOLDEN, N., CURRIE, A. (2006) "*Reach scale floodplain inundation dynamics observed using airborne synthetic aperture radar imagery: Data analysis and modeling.*" J. Hydrol., 328, 306–318.

BEGNUDELLI, L., SANDERS, B.F. (2006) "*Unstructured grid finite volume algorithm for shallow-water flow and transport with wetting and drying.*" J. Hydraul. Eng., 132(4), 371–384.

BEGNUDELLI, L., SANDERS, B.F. (2007) "*Conservative wetting and drying methodology for quadrilateral grid finite volume models.*" J. Hydraul. Eng., 133(3), 312–322.

BLACKBURN, J. (2002) "*Combined flood routing and flood level forecasting.*" Canadian Journal of Civil Engineering 29: 64-75.

- BLÖSCHL, G., SIVAPALAN, M. (1995) "Scale issues în hydrological modelling", Hydrological Processes Special Issue, Vol. 9, Issue 3-4, pag. 251–290, Aprilie – Mai 1995
- BOGNAR, S. (1987) „Quasi -2D mathematical modelling of natural river bed changes.” Proc. Of XXIIInd Congress of IAHR, Technical Session B. 31VIII-4IX, Lausanne: 150-155
- BRADFORD, S.F., KATOPODES, J. (1999) "Finite volume model for non level basin irrigation." J. Hydraul. Eng., 127(4), 216–223.
- BRADFORD, S.F., SANDERS, B.F. (2002) "Finite-volume model for shallow water flooding of arbitrary topography." J. Hydraul. Eng., 128(3), 289–298.
- BRADFORD, S.F., SANDERS, B.F. (2005) "Performance of high resolution, non-level bed, shallow-water models." J. Eng. Mech., 131(10), 1073–1081
- BRUK. S., MILORADOV, V. (1971) „Bed deformation due to silting of non-uniform sediment în backwater affected rivers" XIVth Congress of IAHR, Vol.3, Subj. 6, 29 Aug.-3 Sept.:229-238.
- BUCHELE, B.K., KRON, A., THIEKEN, A.; IHRINGER, J.; ORBERLE, P.; (2006) "Flood-risk mapping: contributions towards an enhanced assessment of extreme events and associated risks." Natural Hazards and Earth System Science 6(4): 485-503.
- CARSELL, M.K. (2004) "Quantifying the benefit of a flood warning system" Natural Hazard Review 5(3).
- CHANSON, H. (2004) "The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction". Elsevier Science and Technology, Oxford.
- CHAUDRY, H.M. (2008) "Open Channel Flow. Second Edition". Springer Science+Business Media, LLC.
- CHOW, V.T. (1988) "Applied Hydrology". New York, NY, McGraw-Hill Book Co.
- CREȚU, Gh., PRELUSCHEK, E. (1980) "Economia apelor. Probleme". Institutul Politehnic "Traian Vuia" Timișoara, Timișoara.
- CROSATO, A. (1990) „Simulation of meandering river evolution”, Delft Univ.of Technology, Civil Engineering, Delft, The Netherlands
- CUNGE, J.A., HOLLY, F.M., JR., VERWEY, A. (1980) "Practical Aspects of Computational River Hydraulics", Pitman
- DAVID, I. (1990) "Hidraulică", Vol.II, Institutul Politehnic "Traian Vuia" Timișoara, Timișoara.
- DAVID, I. (1990) "Hidraulică. Mecanica Fluidelor", Vol.I, Institutul Politehnic "Traian Vuia" Timișoara, Timișoara.



DAVID, I. (2005) "*Matematisch Numerische Modellierung Technischer Systeme im Bauwesen.*", Cuvillier Verlag Gottingen.

DE SAINT VENANT, B. (1871) "*Théorie du Mouvement NonPermanent des Eaux avec Application aux Crues des Rivières et à l'Introduction des Marées dans leur Lit*", Comptes Rendus de l'Académie des Sciences, 73, pp. 148-154, 237-240.

DIACONU, S. (1999) "*Cursuri de apă. Amenajare, Impact, Reabilitare.*". Editura \*H\*G\*A\*, București

DOUBEN, N. (2007) "*Flood Management*", Delft, The Netherlands

ENGELUND, F. (1974) „*Flow and bed topography in channel bends*”, J.of Hydrolics Div., ASCE 100, No. HY11:1631-1648.

ENGELUND, F. (1975) „*Instability of flow in a curved alluvial channel*”, J.Fluid Mech. 72, part 1:145-160

ENVIRONMENT AGENCY (2006) "*Cumbria floods Technical report – factual report on meteorology, hydrology and impacts of January 2005 flooding Cumbria*", UK, Environment Agency

GHIȚESCU A. (2009) „*An Investigation of Inundation Modelling for Urban Areas*”, MSc Thesis, UNESCO-IHE Institute for Water Education, Delft, The Netherlands

GOTTLIEB, I. (1976) „*Three-dimensional flow pattern and bed topography in meandering channels.*” Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, Technical Univ. Of Denmark, Ser. Pap.11

GUINOT, V. (2003) "*Godunov-Type Schemes: An introduction for Engineers*". Vol.I Elsevier Science B.V., Oxford

HÂNCU, S. (1967) "*Modelarea hidraulică în curenți de aer sub presiune*". Editura Academiei Republicii Socialiste România

HESSELINK, A.W., STELLING, G.S., KWADIJK J.C.J., MIDDELKOOP, H. (2003) "*Inundation of a Dutch river polder, sensitivity analysis of a physically based inundation model using historic data.*” Water Resources Res., 39(9)

HOLZBECHER, E. (2007) "*Environmental modelling: using MATLAB*". Springer Berlin Heidelberg New York

HORRITT, M.S., BATES, P.D. (2001) "*Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite element approach*". Hydrological processes (15): 825-842.

HORRITT, M.S., BATES, P.D. (2001) "*Effects of spatial resolution on a raster based model of flood flow.*” J. Hydrol., 253(1–4), 239–249.

HORRITT, M.S., BATES, P.D., MATTINSON, M.J. (2006) "Effects of mesh resolution and topographic representation în 2D finite volume models of shallow water fluvial flow." J. Hydrol., 329(1–2), 306–314.

<http://sanders.eng.uci.edu/brezo.html> - Brezo

<http://www.apeprut.ro/dirue.htm> - Directiva Cadru a Apei 2000

<http://www.cs.cmu.edu/~quake/triangle.html> - Triangle

<http://www.environment-agency.gov.uk/> - Agentia de Mediu a Angliei

<http://www.visitcumbria.com>

[http://www.cleo.net.uk/index.php?category\\_id=391](http://www.cleo.net.uk/index.php?category_id=391)

[http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Cumbria\\_outline\\_map\\_with\\_UK.png](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Cumbria_outline_map_with_UK.png)

HUNTER, N.M., BATES, P.D., HORRITT, M.S., WILSON, M.D. (2006) "Improved simulation of flood flows using storage cell models." Proc. Inst. Civ. Eng.-Wat. Mgmt., 159(1), 9–18.

HUNTER, N.M., (2008) "Benchmarking 2D hydraulic models for urban flood simulations." Proc. Inst. Civ. Eng.-Wat. Mgmt., 161(1), 13–30.

ICHIM, I., BĂTUCĂ, D., RĂDOANE, M., DUMA, D. (1989) "Morfologia și dinamica albiilor de râuri". Editura Tehnică București.

IKEDA, S., NISHIMURA, T. (1985) „Bed topography în bends of sand-silt rivers”. Proc. ASCE J. Of Hydr. Eng. 111, No.11:1397-1411

IKEDA, S., PARKER, G., SAWAI, K. (1981) „Bend theory of river meanders. Part 1, Linear development.” J. Fluid Mechanics 112.363-377

ION M., LAZAR G. (2005) "Feasibility approach of the high waters management în the Timis River low basin". Conference proceedings.

ION, M. (1982) "Caluclul structurilor hidrotehnice. Curs", Institutul Politehnic "Traian Vuia" Timișoara, Timișoara.

KALKWIJK, J.P.Th. (1980) „Computation of the flow în shallow river bends”. J of Hydr. Res. 18, No.4: 327-342

KANETKAR, Y.P. (2008) "LET US C". Infinity Science Press LLC, New Delhi

KIAUSALAAS, J. (2005) "Numerical Methods în Engineering with MATLAB". Cambridge University Press, U.S.A.

KISELEV, P. G. (1988) "Îndreptar pentru calcule hidraulice". Editura Tehnică București.

- KLAASSEN, G.J. (1988) „*On time scales of transient processes în rivers*”. Supplementary Volume to the Proc. Of the Int. Conf. On Fluvial Hydraulics'88 Budapest, Hungary, 30May-3June:343-360
- KNIGHTON, D.(1980) „*Fluvial form and processes*”, Lonon:Edward Arnold,(Publishers) Ltd.
- KOLSKY, P., (1998) "*Storm drainage*" Intermediate Technology Publications, London.
- LAZĂR, Gh. (2007) "*Modelarea numerică asistată de calculator a curenților cu nivel liber în regim amenajat*". Editura Politehnică Timișoara.
- LIN, B., WICKS, J.M., FALCONER, R.A., ADAMS, K.A. (2006) "*Integrating 1D and 2D hydrodynamic models for flood simulation*" Proceeding of the Institution of Civil Engineers, 159, 19-25
- LOUCKS, D.P., VAN BEEK, E., STEDINGER, J.R., DIJKMAN, J.P.M., VILLARS, M.T. (2005) "*Water Resources Systems Planning and Management: An Introduction to Methods, Models and Applications*", UNESCO, Paris
- LYSHEVSKI, S.E. (2003) "*Engineering and Science Computations using MATLAB*". John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.
- MASON, D.C., COBBY, D.M., HORRITT, M.S., BATES, P.D. (2003) "*Floodplain friction parameterization în two-dimensional river flood models using vegetation heights derived from airborne scanning laser altimetry.*" Hydrolog. Process., 17, 1711–1732.
- MASON, D.C., HORRITT, M.S., HUNTER, N.M., BATES, P.D. (2007) "*Use of fused airborne scanning laser altimetry and digital map data for urban flood modelling.*" Hydrolog. Process., 21(11), 1436–1447.
- MOSSELMAN, E. (1989) „*Theoretical investigation on discharge-induced river-bank erosion*" Communications on Hydraulic and Geotechnical Eng. Delft univ. Of Technology, July
- MOSSELMAN, E. (1992) „*Mathematical modelling of morphological processes în rivers with erodible cohesive banks.*"Comunications on Hydraulics and Geotechnical Eng., Delft Univ. Of Technology, Report No.92-3
- NEAL, J.C., BATES, P.D., FEWTRELL, T.J., WRIGHT, N.G., VILLANUEVA, I., HUNTER, N.M., HORRITT, M.S. (2008) „*Modelling the 2005 Carlisle flood event using LISFLOOD-FP and TRENT*". Flood Risk 2008, Oxford, UK.
- NEAL, J., BATES, P., FEWTRELL, T., HUNTER, N., WILSON, M., HORRITT, M. (2008) "Hydrodynamic modelling of the Carlisle 2005 urban flood event and comparison with validation data"

- NEELZ, S., PENDER, G., VILLANUEVA, I., WILSON, M., WRIGHT, N., BATES, P., MASON, D., WHITLOW, C. (2006) "Using remotely sensed data to support flood modeling" Proceeding of the Institution of Civil Engineers, 159, 35-43
- NICOARA S., ION M. (2005) "Aspects regarding the crisis management during the flood period în Banat province", April 14-July 5, 2005. Conference proceedings.
- ODGAARD, J. (1986) „Meander Flow Model II: Applications”, J. Of Hydr. Eng. 112, No.12, Dec.:1137-1150.
- OSMAN AKAN, A. (2006) "Open Channel Hydraulics". Elsevier Science and Technology, Oxford.
- OTTO, S.R., DENIER, J.P. (2005) "An Introduction to Programming and Numerical Methods în MATLAB". Springer - Verlag London Limited.
- PARKER, G. (1976) „On the cause and characteristics scales of meandering and braiding în rivers” J. Fluid mechanics 76, No.3: 457-480
- PASCHE, E., ROUVÉ, G. (1985) "Overbank Flow with Vegetatively Roughened Flood Plains". Journal of Hydraulic Engineering, 111(9): 1262-1278.
- POPA, R. (1995) "Elemente de hidrodinamica râurilor", Editura Didactică și pedagogică, R.A., București.
- POPA, R. (1998) "Modelarea calității apei din râuri". Editura \*H\*G\*A\*, București
- PREZEDWOJSKI, B., BLAZEJEWSKI, R., PILARCZYK, K.W. (1995) "River Training Techniques. Fundamentals, Design and Applications". Rotterdam, Brookfield
- PRZEDWOJSKI, B. (1990) „Bed topography and bankfull discharge în the Warta River”, Roczniki Nauk Rolniczych, tom 82, zeszyt ¾: 85-94
- RIJN, L.C.van (1989) „The state of the art în the sediment transport modeling. Sediment Transport Modeling.” Proc. Of the Int. Symposium, New Orleans, Louisiana, Aug. 14-18:13-32,
- RODI, W. (1984) „Turbulence models and their application în hydraulic-A state of the art review.” Rotterdam:Balkema.
- ROE, P.L. (1981) “Approximate Riemann solvers, parameter vectors, and difference schemes.” J. Comput. Phys., 43, 357–372.
- ROȘU, C., CREȚU, Gh. (1998) "Inundații accidentale". Editura \*H\*G\*A\*, București
- ROZOVSKIJ, L.L. (1957) „Dvizenie vody na povorote otkrytogo rusla”, Kiev: Izd. AN USSR.
- SANDERS, B.F. (2007) “Evaluation of on-line DEMs for flood inundation modeling.” Adv. Water Resour., 30(8), 1831–1843.

- SANDERS, B.F., BRADFORD, S.F. (2006) "Impact of limiters on accuracy of high-resolution flow and transport models." J. Eng. Mech., 132(1), 87–98.
- ȘERBAN, P., STĂNESCU, AL., ROMAN, P. (1989) "Hidrologie dinamică". Editura Tehnică București.
- SHIMIZU, Y., ITALKURA, T., YAMAGUCHI, H. (1987) „Calculation of two-dimensional flow and bed deformation în rivers”, XXIIInd Congress of IAHR, Proc. Of Technical Session A: Fluvial Hydraulics, Lausanne, 31.VIII-4IX:201-205
- SHIMIZU, Y., ITALKURA, T., YAMAGUCHI, H. (1990) "Three-dimensional computation of flow and bed deformation". J of Hydr.Eng., ASCE 116, No.9, Sept.:1090-1108.
- SOARES-FRAZÃO, S., ZECH, Y. (2002) "Dam-break în channels with 90\_ bend". J. Hydr. Eng. 128(11), 956–968.
- SOARES-FRAZÃO, S., ZECH, Y. (2008) "Dam-break flow thorough an idealized city". J. Hydr. Eng. 46(5), 648-658.
- SOARES-FRAZÃO, S., ZECH, Y. (2007) "Experimental study of dambreak flow against an isolated obstacel". J. Hydr. Res. 45(Extra Issue), 27–36.
- SOBEK 1D2D User Manual (2003), WL|DELFT HYDRAULICS, Delft, The Netherlands.
- SOBEK-Rural 1DFLOW (2007) "Manual on hydrodynamics în open water". Delft Hydraulics.
- STEMATIU, D. (1988) "Calculul structurilor hidrotehnice prin metoda elementelor finite". Editura Tehnică București, 374 pag.
- STRIKSMA, N. KLAASSEN, G.J. (1986) „Experimental comparison of scaling with sand and bakelite as bed material”. IAHR Symosium on Scale Effects în Modelling Sediment Transport Phenomena, Toronto: 398-405.
- SZYMKIEWICZ, R. (2010) "Numerical Modeling în Open Channel Hydraulics". Springer Science+Business Media B.V.
- TORO, E.F. "Shock-capturing methods for free-surface shallow flows". Chichester, UK: Wiley; 2001.
- TORO, E.F., GARCÍA-NAVARRO, P. (2007) "Godunov-type methods for freesurface shallow flows: a review." Journal of Hydraulic Research 45(6): 736-751.
- TORO, E.F. (1997) "Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics". Springer, Berlin, Germany.
- TROFIN, E. (1974) "Hidraulică și hidrologie". Editura Didactică și Pedagogică, București.

- VASQUEZ-LARA, C. (2008). "*Risk Based Flood Model Selection: A case study of Carlisle, UK*". Department of Water Engineering. Delft, UNESCO-IHE Institute for Water Education. MSc.
- VERWEY, A. (2006) "*Computational Hydraulics*", Lecture Notes, Version 2006-1, LN0093/06/2.
- VERWEY, A. (2001) "*Latest Developments în Floodplain Modelling 1D/2D Integration*", Proceedings of the 6th Conf. on Hydraulics în Civil Engineering, Hobart, Australia.
- VILLANUEVA, I., N.G. WRIGHT (2006). "*An Efficient Multi-Processor Solver for the 2D Shallow Water Equations*". Hydroinformatics 2006, Nice, France.
- VILLANUEVA, I., N.G. WRIGHT (2006). "*Linking Riemann and Storage Cell Models for Flood Prediction.*" ICE Journal of Water Management 159(1): 27-33.
- VILLANUEVA, I., WRIGHT, N. (2007) "*Multi-block Computation for Flood Inundation Studies*" Delft, The Netherlands
- VILLANUEVA, I., WRIGHT, N.G. (2006) "*Performance of several hybrid numerical schemes to determine flooding extent*". River Flow 2006, Lisbon, Portugal, 343 – 350
- VOJINOVIC, Z., TUTULIC, D. (2008) "*On the use of 1D and coupled 1D-2D modelling approaches for assessment of floods în urban areas.*" Journal of Hydrology.
- WERNER, M. (2005) „*Identifiability of distributed floodplain roughness values în flood extent estimation*”. Journal of Hydrology (314): 139-157.
- WERNER, M. (2001) „*Impact of grid size în GIS based flood extent mapping using a 1D flow model*”. Journal of Phys. Chem. earth (B), 26(7-8): 517-522.
- WERNER, M. (2007) „*Comparison of modelling approaches used în practical flood extent modelling*”, Journal of Hydrology, 45, 202-215.
- WERNER, M., van DIJK, M., SCHELLEKENS, J. (2004). "*DELFTFEWS: An open shell flood forecasting system*", în Proceedings of the 6th International Conference on Hydroinformatics, Liong, Phoon și Babovic (Eds.), World Scientific Publishing Company, Singapore.
- WRIGHT, N., VILLANUEVA, I. (2008) "*Modelling urban flood inundation în parallel computing environment*", World Environmental and Water Resources Congress 2008 Ahupua'a
- WRIGHT, N.G., VILLANUEVA, I., BATES, P.D., MASON, D.C., WILSON, M.D., PENDER, G., NEELZ, S. (2008) "*A Case Study of the Use of Remotely-sensed Data for Modelling Flood Inundation on the River Severn, UK,*" Journal of Hydraulic Engineering 134(5): 533-540.

## 11 ANEXE

### 11.1 Studiul de caz Carlisle

Localizarea zonei de studiu pe harta de extensie maximă a inundației din Ianuarie 2005, precum și poziționarea stațiilor hidrometrice, se găsește ilustrată în Fig.11-1.



Fig. 11-1 Amplasamentul zonei de studiu și al secțiunilor transversale

Una din cele mai importante date de intrare pentru simularea unei modelări, este batimetria râului. Pentru cazul Carlisle, au fost furnizate datele măsurate a 29 de secțiuni transversale de-a lungul râului Caldew, în zona de studiu. Poziția acestor secțiuni transversale e prezentată în Fig.11-2, iar geometria acestora în Fig.11-3 până la Fig.11-10.



Fig. 11-2 Localizarea secțiunilor transversale

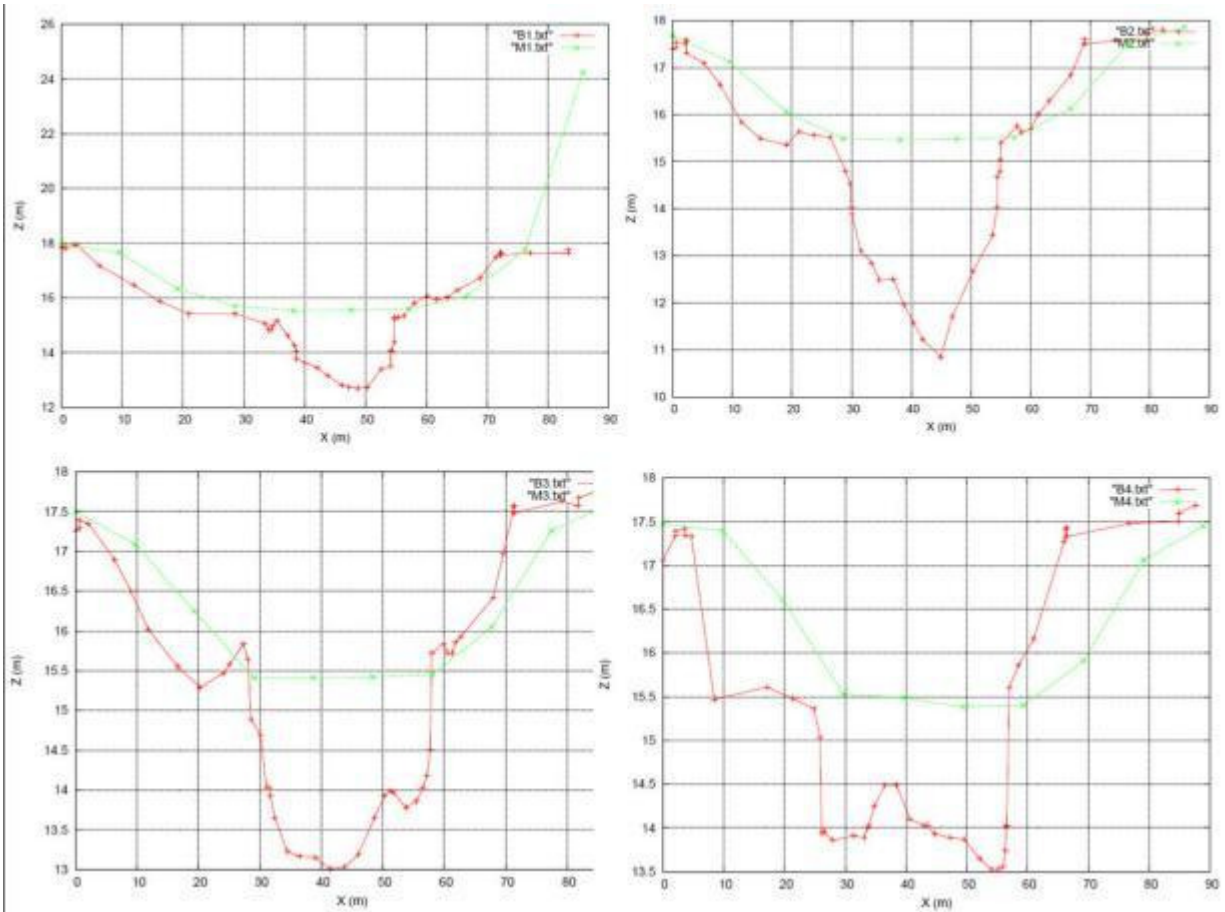


Fig. 11-3 Secțiunile transversale de la 1 la 4

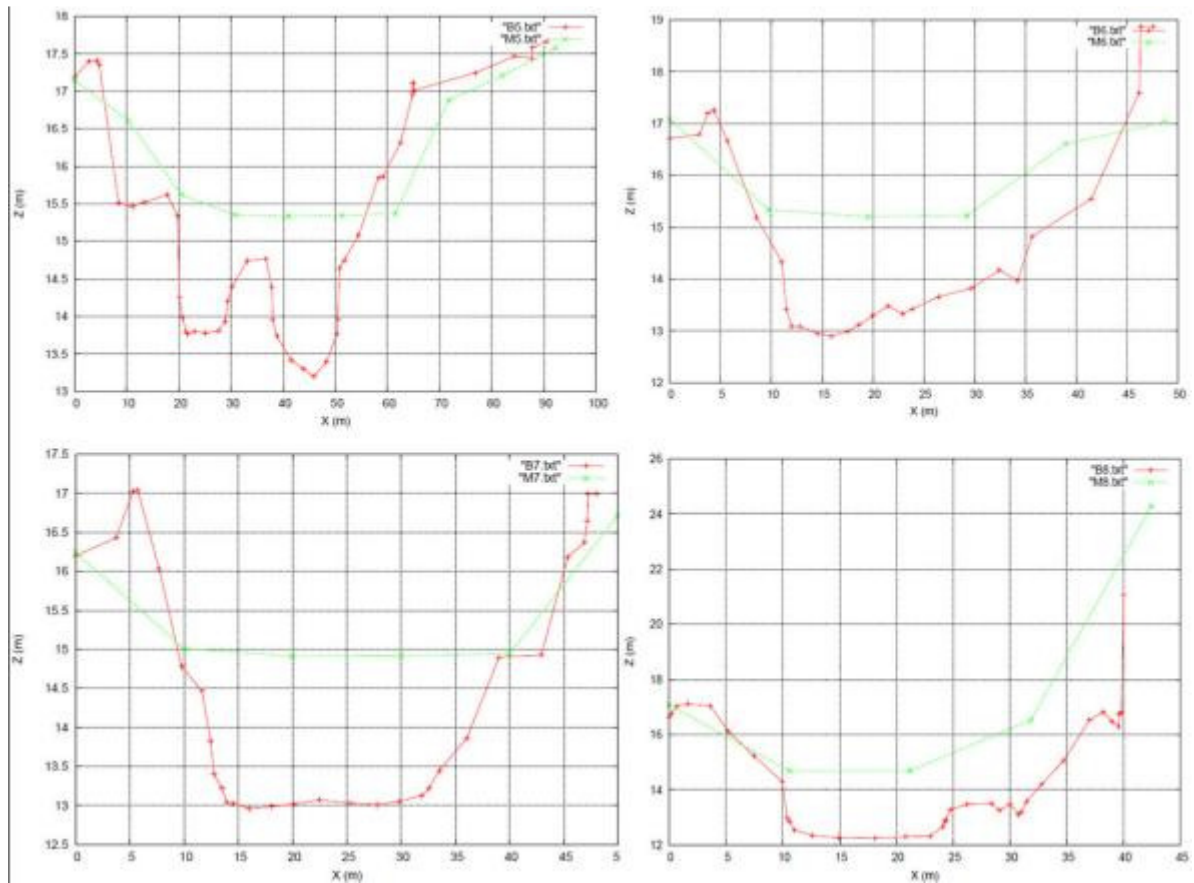


Fig. 11-4 Secțiunile transversale de la 5 la 8



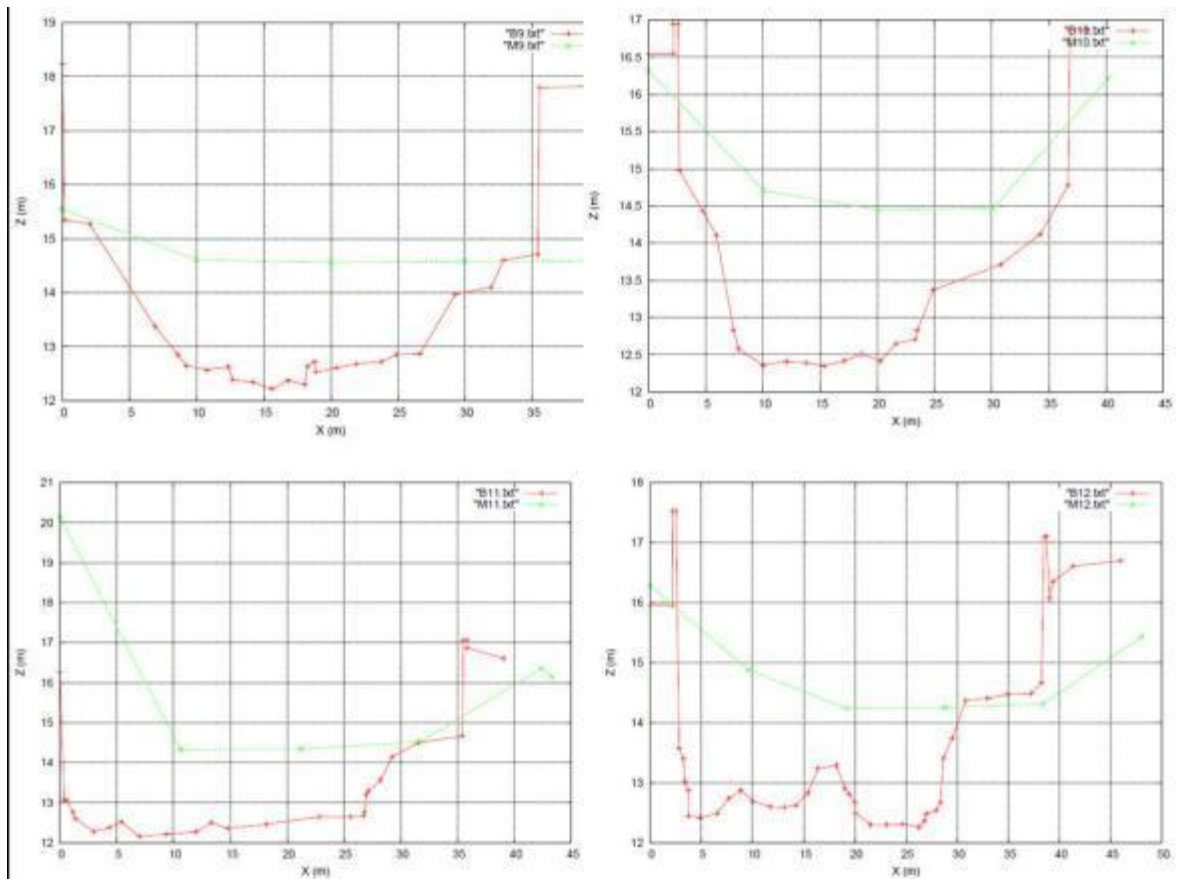


Fig. 11-5 Secțiunile transversale de la 9 la 12

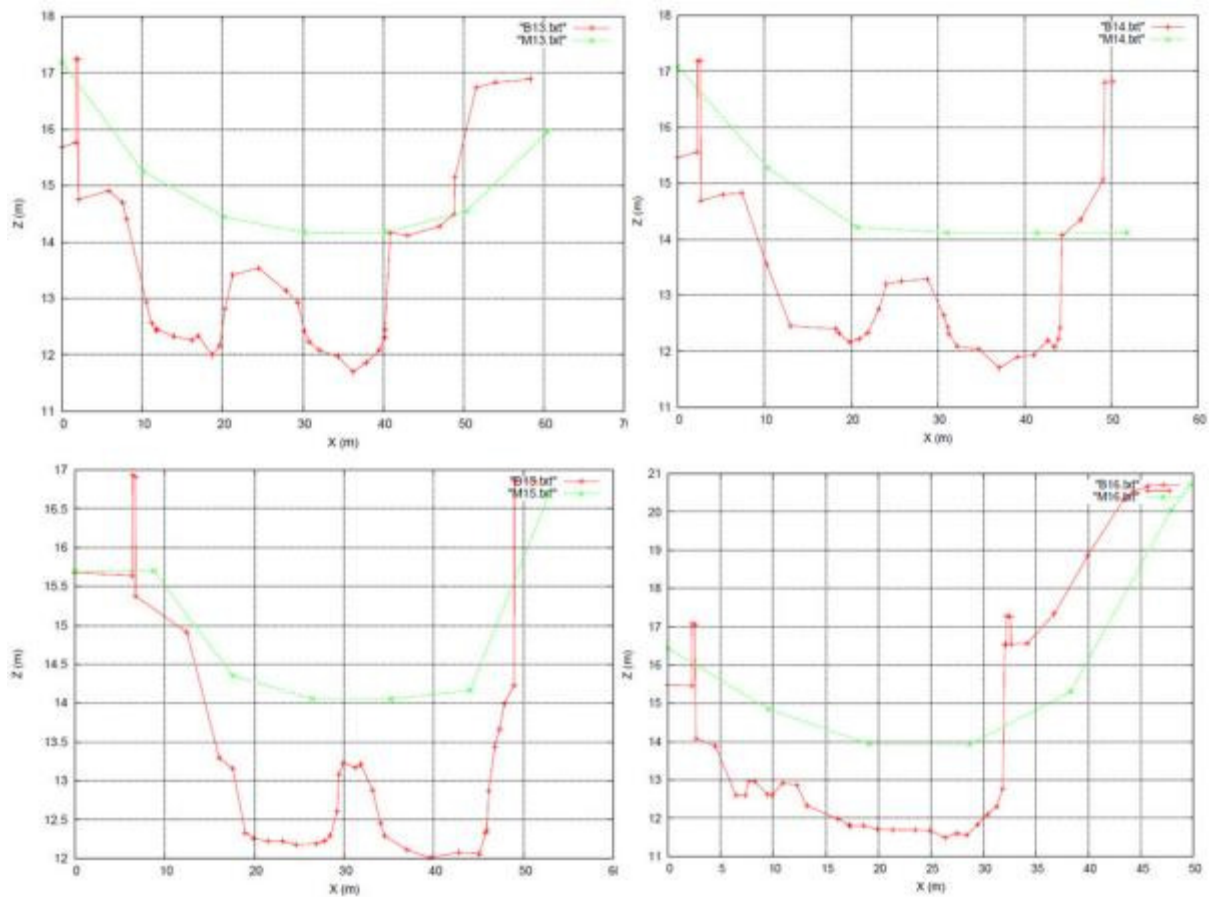


Fig. 11-6 Secțiunile transversale de la 13 la 16

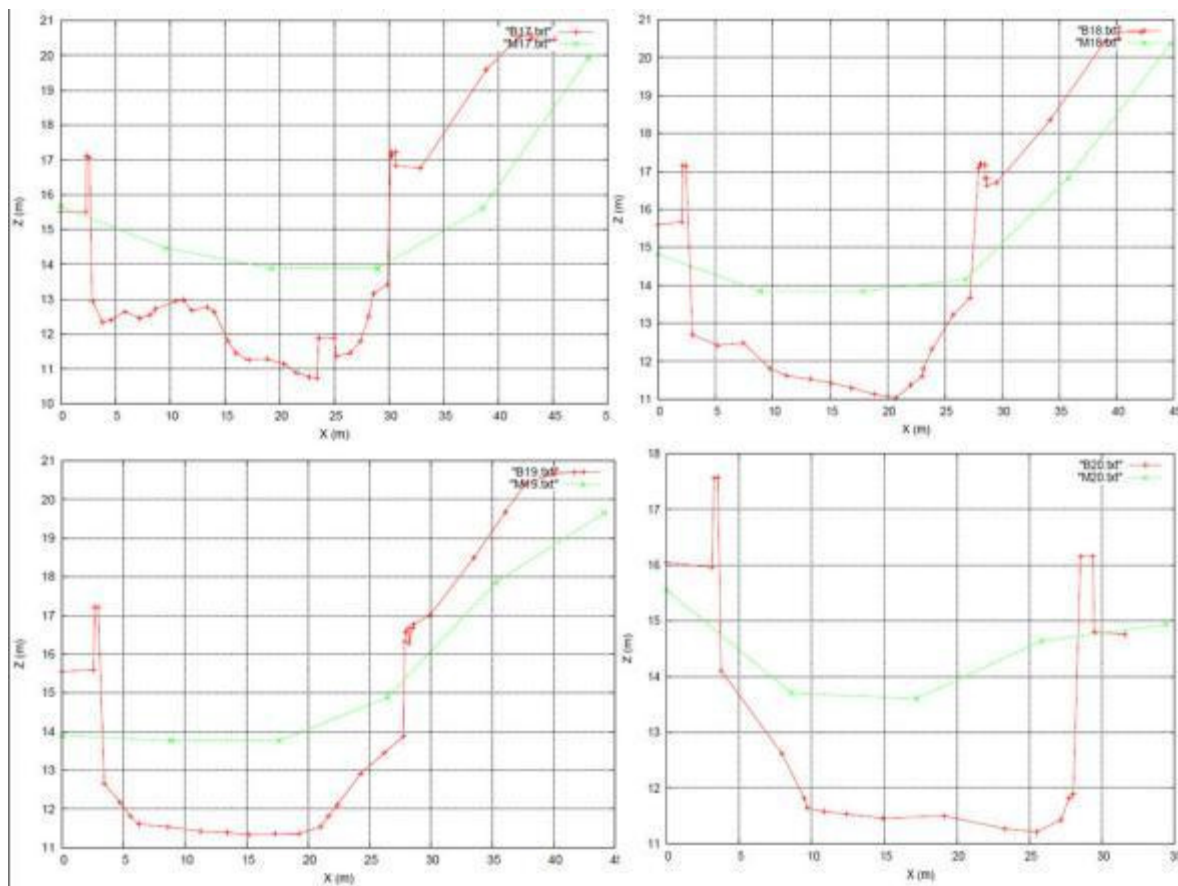


Fig. 11-7 Secțiunile transversale de la 17 la 20

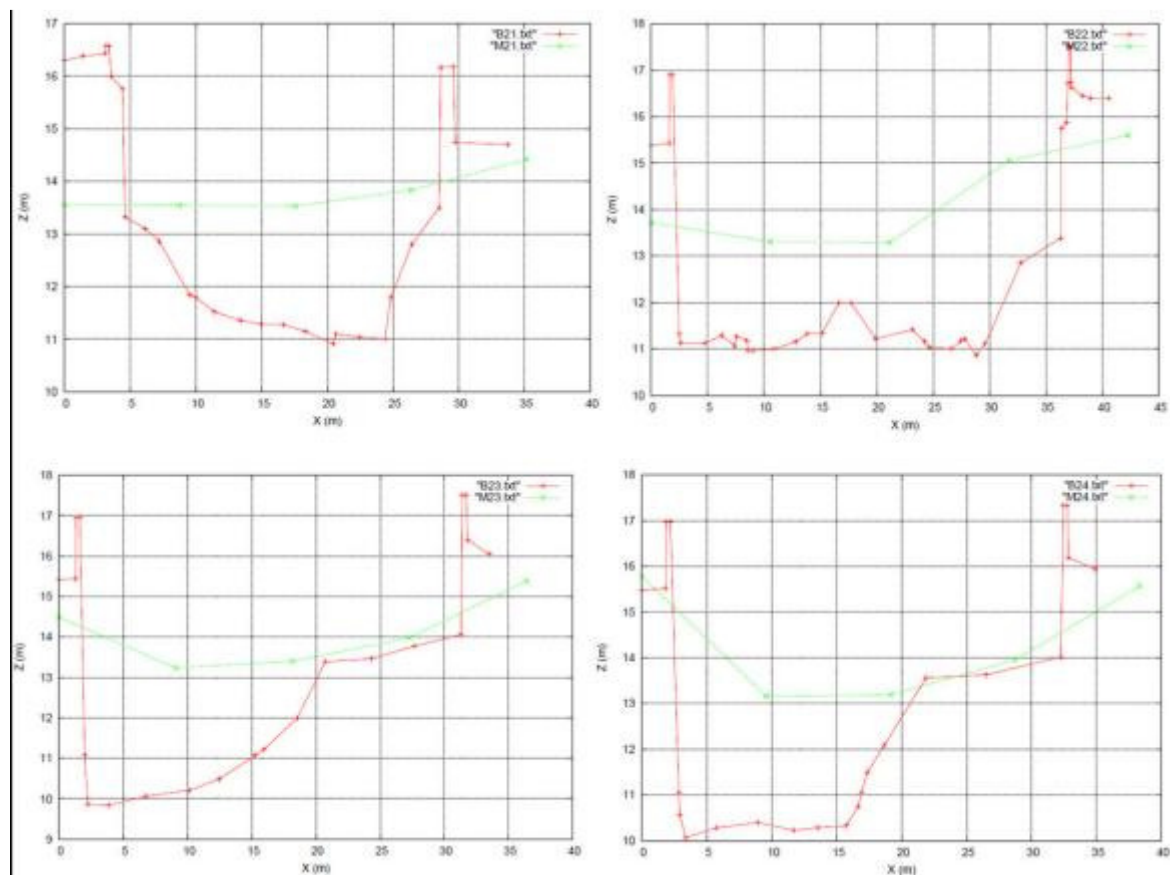


Fig. 11-8 Secțiunile transversale de la 21 la 24

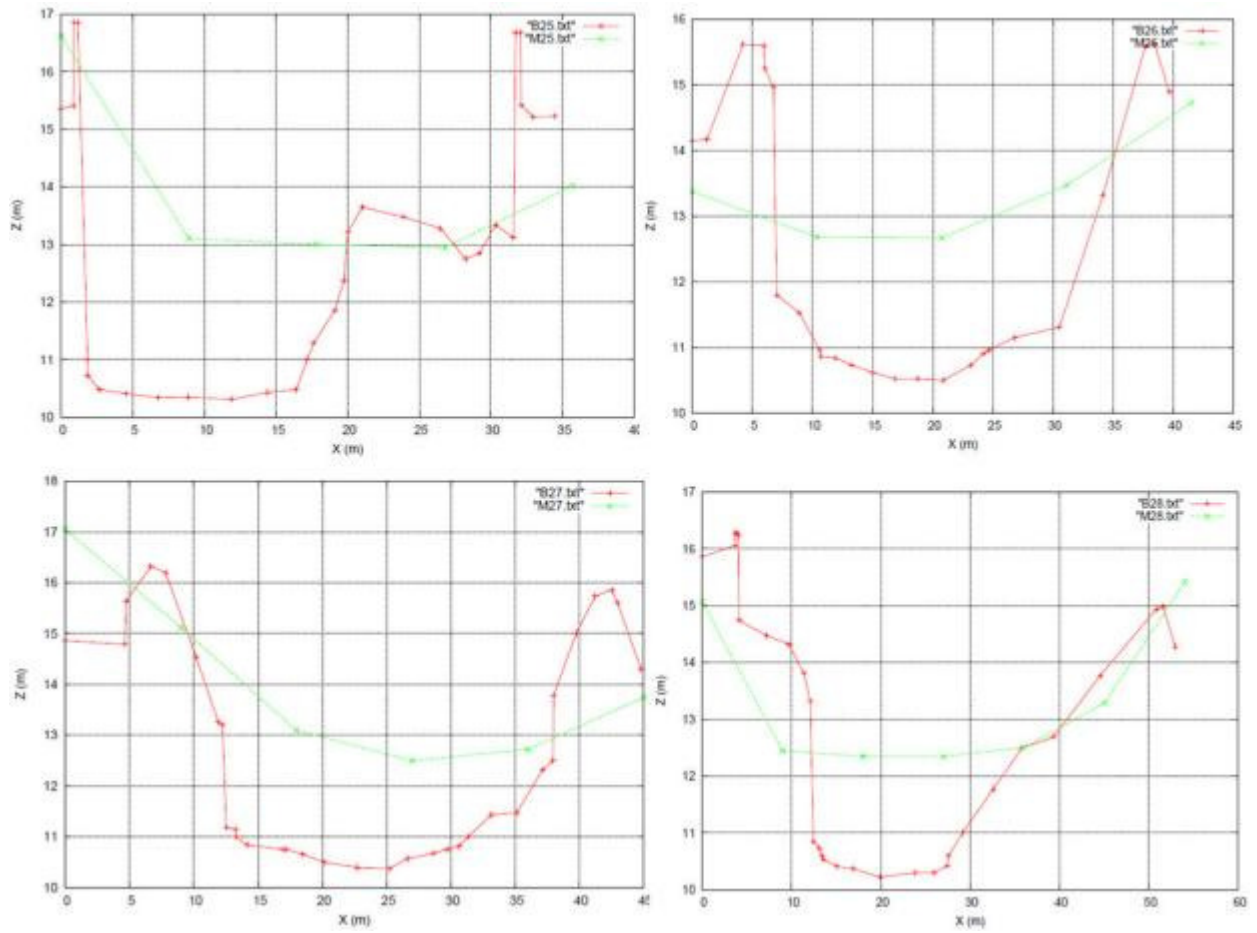


Fig. 11-9 Secțiunile transversale de la 25 la 28

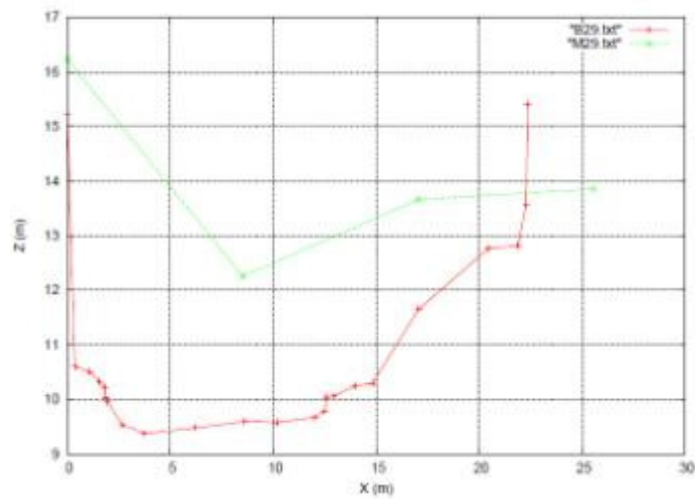
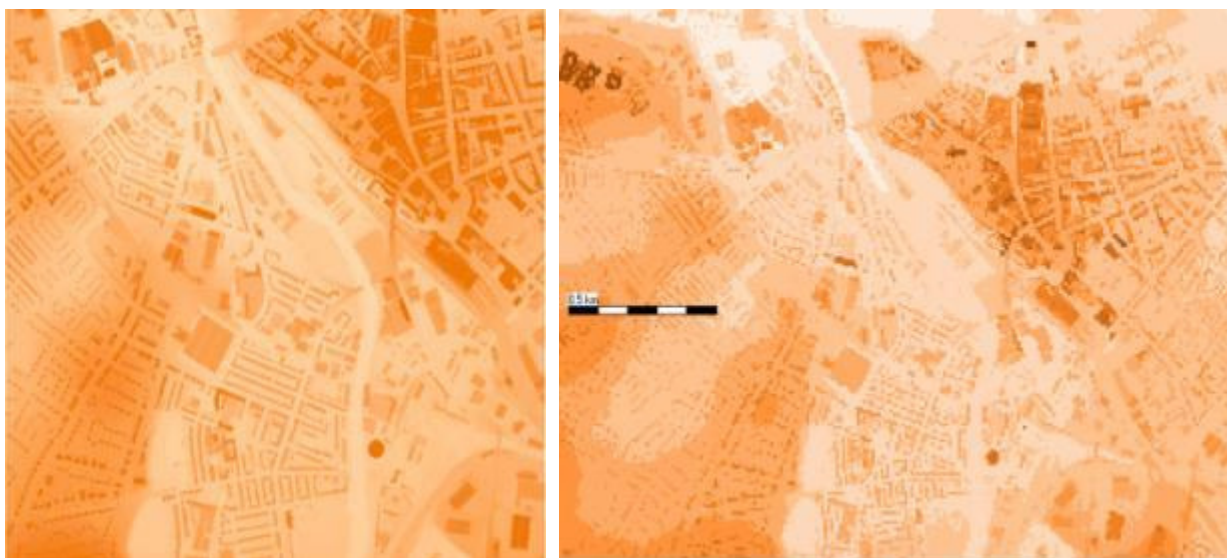
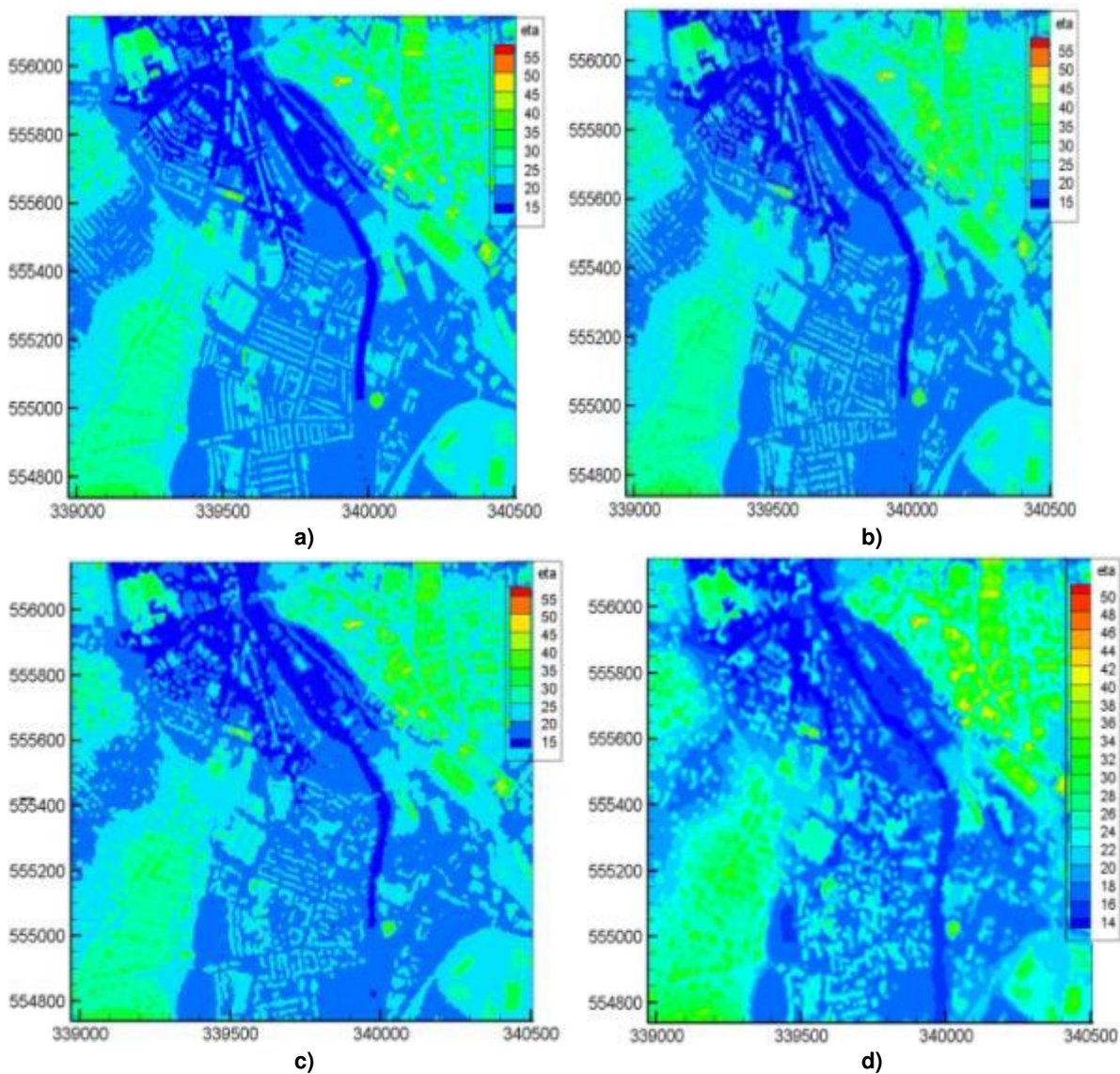


Fig. 11-10 Secțiunea transversală 29

Modalitatea de vizualizare a modelului de elevație digitală configurat pentru rezoluții diferite este ilustrată în Fig.11-11, și în Fig.11-12



a) b)  
 Fig. 11-11 Vedere în plan a DEM folosit pentru SOBEC  
 a) cu rezoluție de 1m<sup>2</sup>; b) cu rezoluție de 10m<sup>2</sup>



a) b) c) d)  
 Fig. 11-12 Vedere în plan a DEM folosit pentru BreZo  
 a) rezoluție A=20m<sup>2</sup>; b) rezoluție A=50m<sup>2</sup>; c) rezoluție A=100m<sup>2</sup>; d) rezoluție A=200m<sup>2</sup>

În Fig 11-13 până la Fig. 11-16 sunt ilustrate diferențele între forma și distribuția rețelelor de discretizare pentru diferite rezoluții ale modelului de elevație digitală (DEM) folosite în modelele hidrodinamice 2D configurate în BreZo.

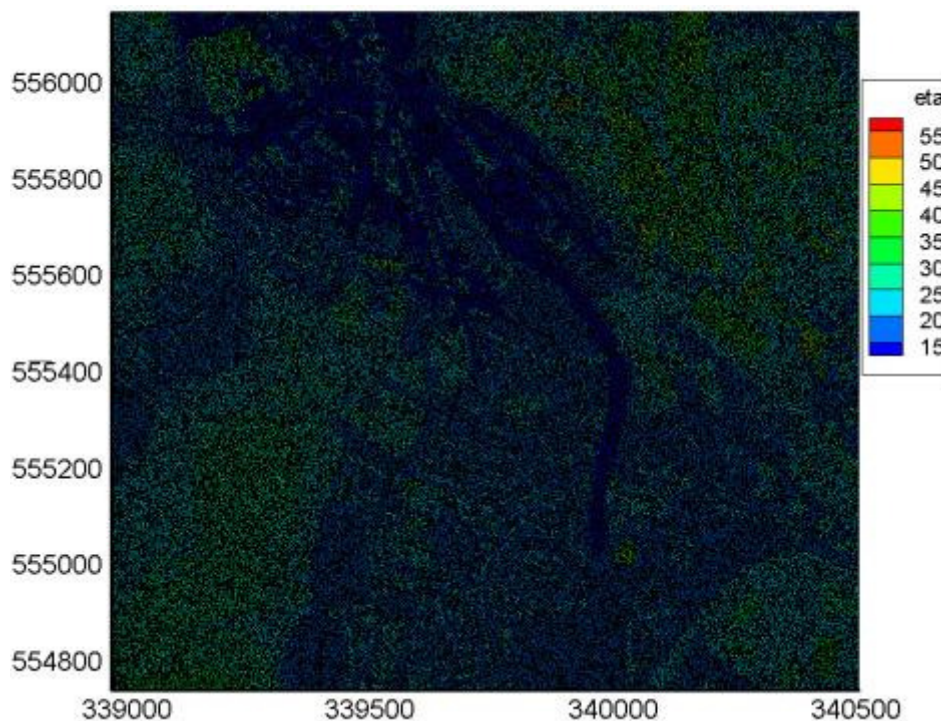


Fig. 11-13 Vedere a DEM discretizat triunghiular folosit pentru BreZo, rezoluție  $A=20m^2$

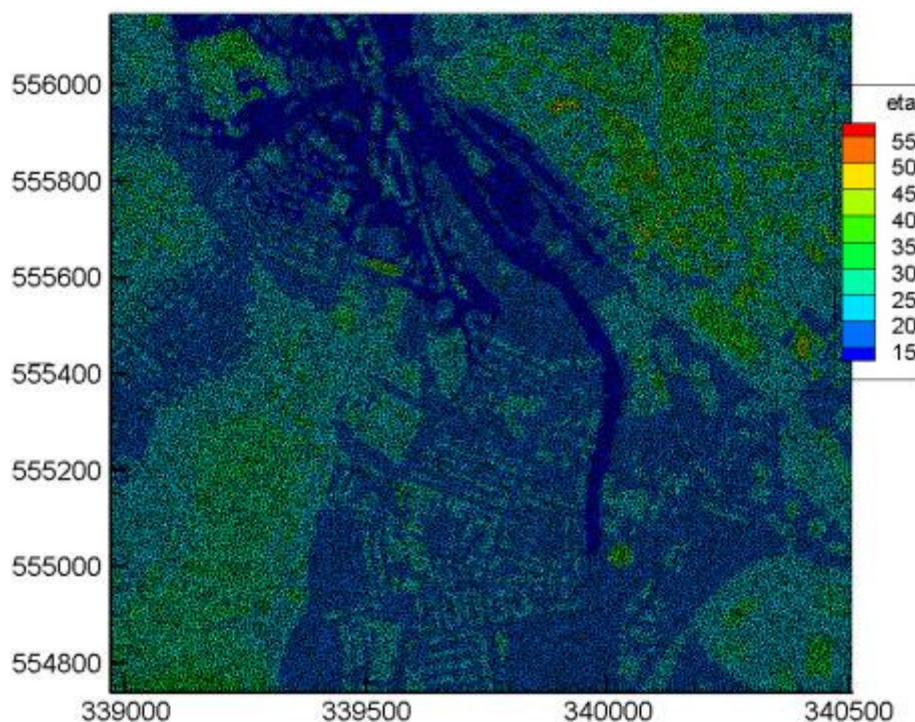


Fig. 11-14 Vedere a DEM discretizat triunghiular folosit pentru BreZo, rezoluție  $A=50m^2$

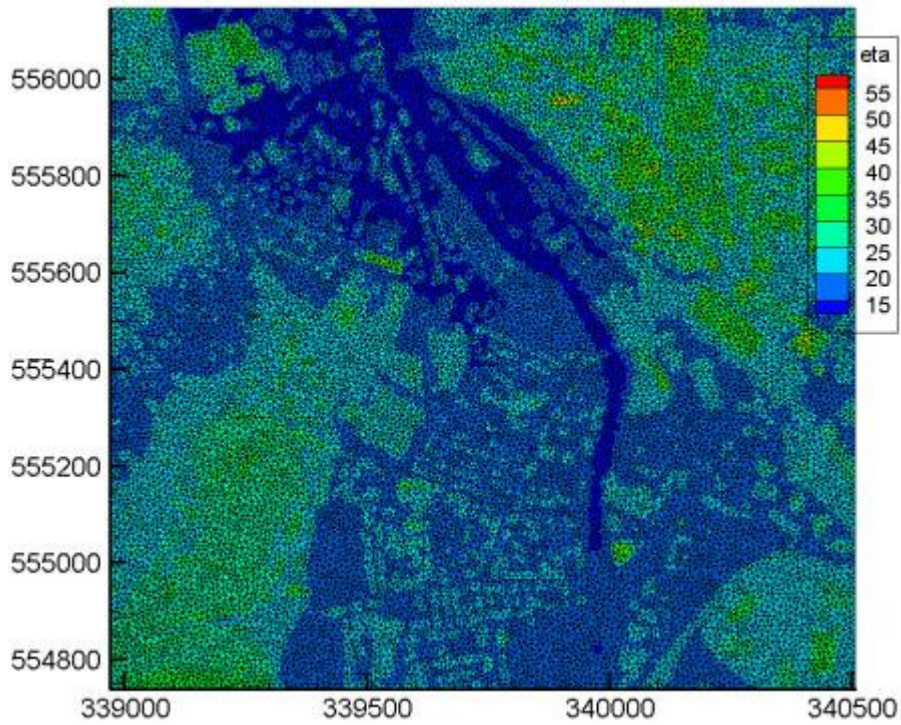


Fig. 11-15 Vedere a DEM discretizat triunghiular folosit pentru BreZo, rezoluție  $A=100m^2$

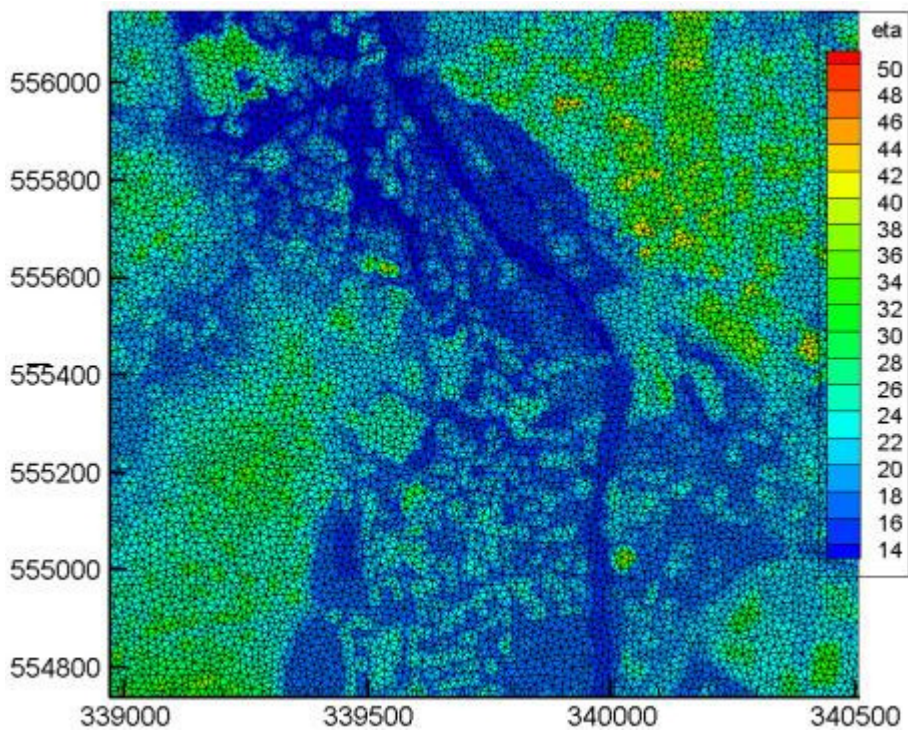


Fig. 11-16 Vedere a DEM discretizat triunghiular folosit pentru BreZo, rezoluție  $A=200m^2$

## 11.2 Modelul digital al elevației (DEM)

Modelul digital al elevației (DEM) reprezintă datele de elevație ale terenului, ce sunt importante în estimarea volumelor de inundație pe arii de suprafață. În mod adițional, prezentarea rezultatelor sub forma unei hărți de inundație se bazează pe nivelurile de apă din simularea modelului îmbinată cu DEM. Astfel, calitatea rezultatelor depinde de calitatea DEM. Pentru a genera un DEM sunt necesare elevațiile punctelor (coordonatele x,y și înălțimea z) ce acoperă întreaga suprafață de studiu. Datele pentru un DEM se pot obține fie prin sondarea datelor din teren, prin digitizarea unei hărți de contur sau prin alte metode (Hale, 2003). Intervalul punctelor de elevație pentru studierea inundațiilor urbane ar trebui să fie între 10-40cm pentru a obține o rezoluție suficient de precisă pentru a acoperii toate detaliile importante dintr-o zonă urbană (Mark O., 2004). Pentru datele achiziționate din teren este în special important să se obțină date din zonele expuse inundațiilor (albia majoră a unui curs de apă), Fig.:

- altitudinea fundului și nivelul marginii unui sistem de drumuri
- elevația și topografia generală a fiecărui bazin
- înălțimea punctelor joase și înalte.

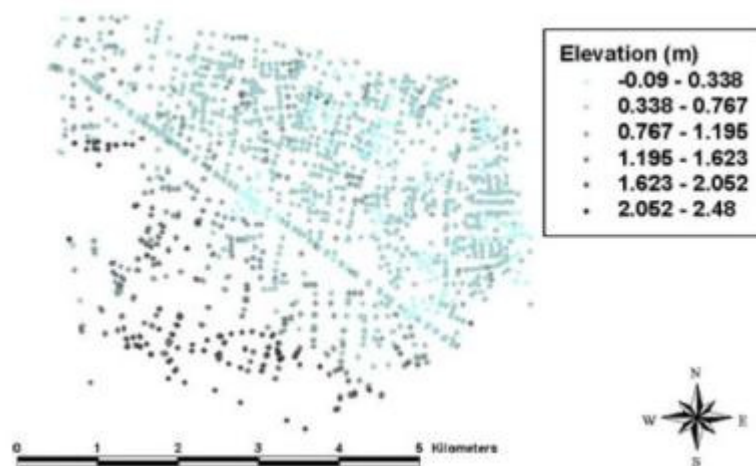
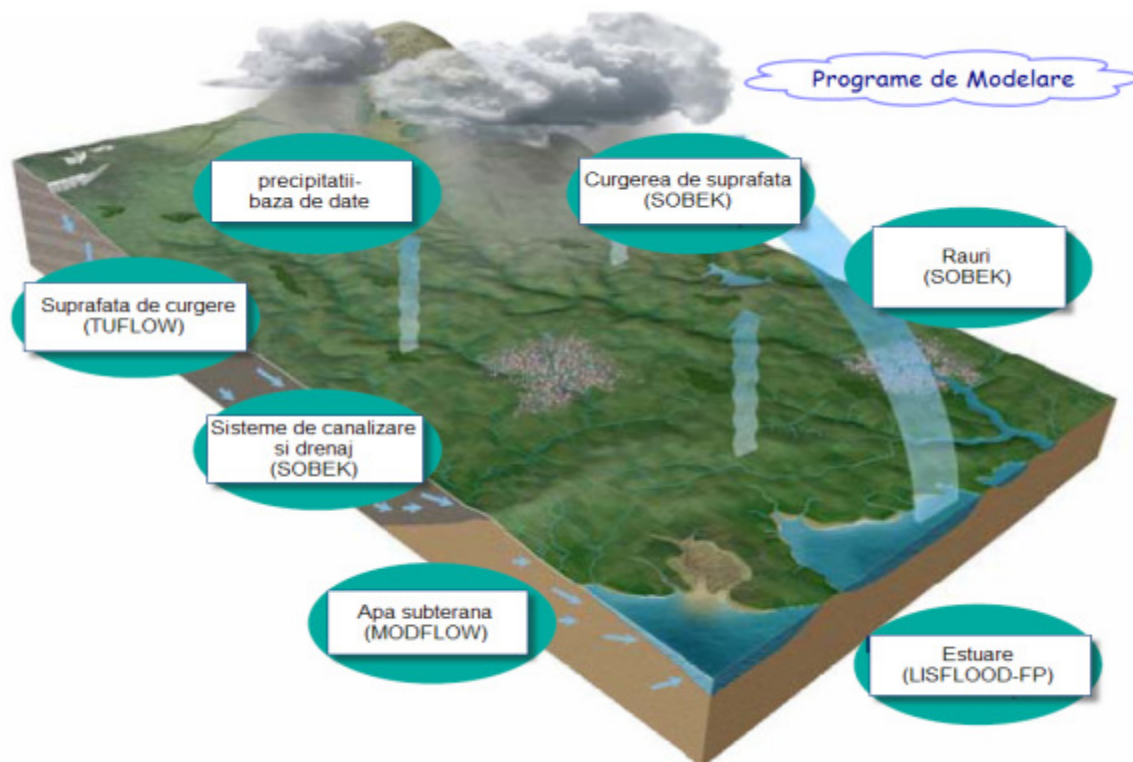


Fig. 11-17 Harta punctelor de elevație folosită pentru generarea unui DEM (Mark O., 2004)

DEM se poate crea pe baza interpolării distanțelor funcție de pondere. Acest lucru înseamnă că coordonatele z sunt interpolate din punctele x,y,z adiacente pentru fiecare celulă a rețelei. Rezoluția unui DEM ar trebui să fie suficient de fină pentru a acoperi detaliile importante astfel încât DEM să poată oferi o reprezentare suficient de precisă a elevațiilor de-alungul străzilor și în zonele expuse inundațiilor. Dimensiunile rezoluției de 1x1 – 5x5m sunt recomandate pentru a cuprinde lățimea unui drum, lățimea zonelor pietonale, cladirile și casele. Totuși, utilizarea unei rezoluții mai fine precum 1m nu furnizează în mod necesar rezultate mult mai precise din punct de vedere al nivelelor de inundație, dar oferă o prezentare vizuală mult mai bună a extinderii inundației. O rezoluție mai grosieră 5x5m a unui DEM se poate folosi pentru obținerea mai rapidă a rezultatelor unei simulări, în timp ce analizele mai detaliate ar trebui să se bazeze pe o rezoluție de 1x1m a unui DEM. Are un sens să se realizeze ambele DEM unul fin și unul grosier, pentru a fi utilizate în scopuri diferite.

## 11.3 Programe utilizate în modelarea curgerii



### 11.3.1 Introducere

Utilizarea diferitelor tehnici de modelare a cursurilor de apă s-a dovedit adesea decisivă în indentificarea zonelor predispuse la inundații, și prin urmare și managementului și evoluției controlului în situație de inundare. Modelele hidrodinamice oferă totodată și baza pentru găsirea unor soluții inginerești mai bune, și pentru atingerea nivelului de înțelegere în aplicabilitatea planurilor. Mai mult, modelarea poate fi aplicată în zone ample și să ofere factorilor decizionali oportunitatea de considera soluții hidraulice ce țin cont de întregul bazin și să evalueze rezultatele diferitelor secenarii de tipul "dacă...".

Alegerea unui model optim pentru simularea unei viituri este indicată de scopul întregului proiect. Spre exemplu, dacă o clădire va fi construită în zona albiei majore, astfel încât clădirea nu va afecta semnificativ caracteristicile revărsării râului, dar va fi ea însăși susceptibilă efectelor unor posibile inundații, autoritățile ar trebui să ia în considerare creșterea nivelelor de apă din zona de construcție. Aceștia ar putea fi totodată interesați de timpul în care nivelul de apă se menține peste o anumită cotă, caz în care au nevoie să știe stadiul și forma hidrografului. În acest caz, o modelare uni-dimensională poate fi de folos autorităților.

Pentru informații mai ample despre viitură, de-a lungul cursului de apă, precum și în zona albiei majore, atunci trebuie să aibe încredere pe modele de simulare ce au la bază ecuațiile Saint Venant 2D (ecuațiile de scurgere liberă de suprafață).



Un altă particularitate importantă a informațiilor obținute din simularea unui model este precizia rezultatelor. Precizia poate fi o funcție de exactitatea și veridicitatea datelor de intrare și a metodei de obținere. Dacă se presupune că precizia datelor de intrare se poate considera separat, atunci erorile rezultatelor depind în primul rând de ecuațiile ce descriu fenomenul de propagare a undei de viitură.

În mod curent, erorile ce apar din cauza instabilității termenilor din ecuații, sunt cel mai greu de eliminat: analizele numerice sunt suficient de evaluate încât erorile generate de rezultatele diferitelor tehnici- inclusiv schemele diferențelor finite pentru ecuații, condițiile de margine și tehnici de manevrare a datelor- nu sunt o problemă.

Abordarea tradițională în modelarea inundațiilor este modelarea uni-dimensională, în care ecuațiile Saint Venenant 1D simplificate sau complete sunt aplicate. Modelele uni-dimensionale sunt utilizate pentru o diversitate de studii în domeniul managementului apelor și în analize politice. În majoritatea cazurilor curgerea se face pe traseul cursurilor de apă, și astfel curgerea poate fi caracterizată ca predominant curgere uni-dimensională.

În mod periodic revărsarea de râuri are loc datorită unor debite mari. Fenomenele adiționale, ce nu pot fi descrise printr-o abordare uni-dimensională, încep să acționeze de-asupra nivelului maxim de exploatare, precum: vitezele ce acționează la interfață datorită turbulențelor din zona de interacțiune dintre canalul principal(albia minoră) și albia majoră, transferul de moment între canalul principal și zona inundată.

În abordarea uni-dimensională zona inundabilă este inclusă în proprietățile de transport ale canalului principal. Capacitatea de transport a întregului canal este estimat prin metoda secțiunilor, unde secțiunea transversală uni-dimensională este împărțită în zone de rugozitate similară, viteză și adâncime de apă (albia minoră și albia majoră).

Datorită evoluției tehnicilor de achiziționare a datelor, modelele bi-dimensionale ale cursurilor de apă sunt acum disponibile. Modelele bi-dimensionale, în contrast cu modelele uni-dimensionale sunt concepute special pentru simularea comportării dinamice a revărsării cursurilor peste zone inițial uscate. Modelele bi-dimensionale se bazează pe modele de elevație digitale de înaltă calitate pentru a putea defini sistemul fizic din punct de vedere al datelor topografice de calitate.

În mod uzual, arta constă în utilizarea modelelor combinate uni-bi-dimensional în controlul inundațiilor, unde curgerea de suprafață și curgerea printre structurile hidraulice sunt descrise de modelele uni-dimensionale, iar curgerea în albia majoră, respectiv zonele inundate este descrisă de modelele bi-dimensionale. Acest tip de abordare oferă o descriere complexă a curgerii libere prin canal și a curgerii printre structurile hidraulice, utilizând totodată o rețea deasă pentru domeniul bi-dimensional.

### 11.3.2 Programul SOBEK

Sistemul SOBEK, dezvoltat de WL/Delft Hydraulics, este un pachet software complex pentru cursurile de apă, managementul urban și rural al apei. Integrarea modulului de scurgere de suprafață și modulul 2D Delft-FLS face posibilă realizarea sistemului complex implicit uni-bi-dimensional. Principalele caracteristici și trăsături ale acestui software sunt:

- Se bazează pe ecuațiile complexe Saint Venant, incluzând și fenomenul de curgere tranzitară și profilele de remuu.
- Folosește scheme numerice robuste, ce permit simularea curgerilor subcritice și supercritice, și simularea ruperilor de baraje sau diguri.
- Este potrivit pentru simularea comportamentului dinamic al revărsării cursurilor de apă peste suprafețe inițial uscate, precum și pentru fenomenele de inundare și uscare pentru orice tip de geometrie, incluzând zonele joase și cele muntoase.
- Are un estimator automat al pasului de timp, ce reduce sau crește pasul de timp de calcul ce se selectează de utilizator conform caracteristicilor curgerii în fiecare moment al simulării.
- Interfața GIS facilitează utilizarea programului, în special pentru rețele complexe.
- Distribuția spațială a rezultatelor simulărilor, precum adâncimile de apă și vitezele, pot fi prezentate în format GIS.

În sistemul complex SOBEK 1D2D, ce este utilizat cu scopul de simulare a inundațiilor, un domeniu bi-dimensional este adăugat unei rețele uni-dimensionale. Pentru nivelurile de apă ale canalului principal, mai mici decât elevația celulelor rețelelor bi-dimensionale, SOBEK rezolvă ecuațiile uni-dimensionale Saint Venant utilizând o rețea eșalonată. Ecuațiile de conservare a masei sunt aplicate în punctele de calcul și punctele de conexiune ( noduri 1D), și ecuațiile de moment sunt aplicate la intersecția între două noduri de calcul sau ed conexiune.

Un pachet de programe generale integrante, de simulare a proceselor într-o singură dimensiune, și anume, într-un râu, un estuar, un canal sau într-o rețea de canalizare. Este un instrument puternic pentru prognoză de inundații, optimizare a sistemelor de drenaj, controlul sistemelor de irigații, proiectarea sistemelor de canalizare, controlul nivelului de apă, morfologia râului. Acesta a fost dezvoltat și este în curs de dezvoltare de institutul public olandez și consultanți privați.

SOBEK este echipat cu un sistem numeric foarte robust, care se ocupă eficient de uscarea și de inundarea și de curgerile sub-si super-critice. Există o legătură flexibilă cu diferitele sisteme GIS.

SOBEK are trei linii de produse de bază (ilustrate în Fig.11-18) care acoperă orice situație de management al apei în cazul râurilor, zonelor rurale și urbane. Fiecare linie de produse este alcătuită din module diferite pentru a simula aspecte legate de

sistemul de apă. Aceste module pot fi exploatate separat sau în combinație. Transferul de date între module este complet automat, și modulele pot fi difuzate în succesiune sau simultan, pentru a facilita interacțiunea fizică.

Module / feature	SOBEK-Rural	SOBEK-Urban	SOBEK-River
Hydrodynamics			
1DFLOW	✓	✓	✓
Overland Flow module (2D)	✓	✓	
Hydrology			
RR	✓	✓	
Morphology			
1DMOR (incl Sediment Transport)			✓
Water Quality			
1DWAQ	✓		✓
2DWAQ	✓		
Emission module	✓		
Real Time Control			
RTC simulation module	✓	✓	

Fig. 11-18 Produsele de baza SOBEK

Interfața este utilizată pentru a vă pregăti schematizarea, controlul datelor de intrare, verificarea posibilelor erori de schematizare, și ajută în analizarea datelor de intrare, cât și a tuturor parametrilor de calcul.

SOBEK- River- este proiectat pentru sisteme simple și complexe de râri și estuare.. Se simulează curgerile de apă, calitatea apei și schimbările morfologice în sistemele de râuri, estuare și în alte tipuri de rețele de canal. Rețele pot fi ramificate sau în bucla.

Este capabil de a lucra cu secțiunii transversale complexe formate din diferite sub-secțiuni. În fig.11-19 este prezentat modul de vizualizarea programului, iar în Fig.11-20 vizualizarea paginii de lucru, unde se pot defini diferiți parametri.

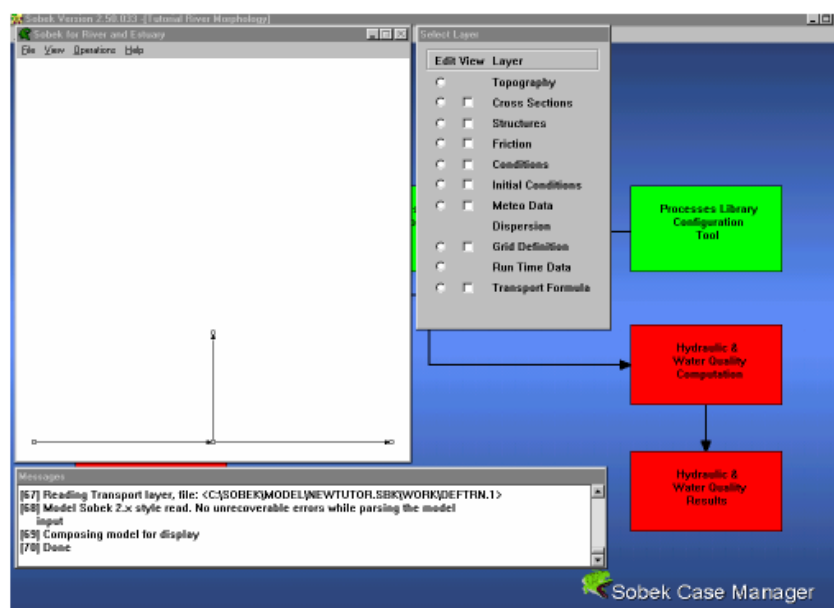


Fig. 11-19 Interfața SOBEK

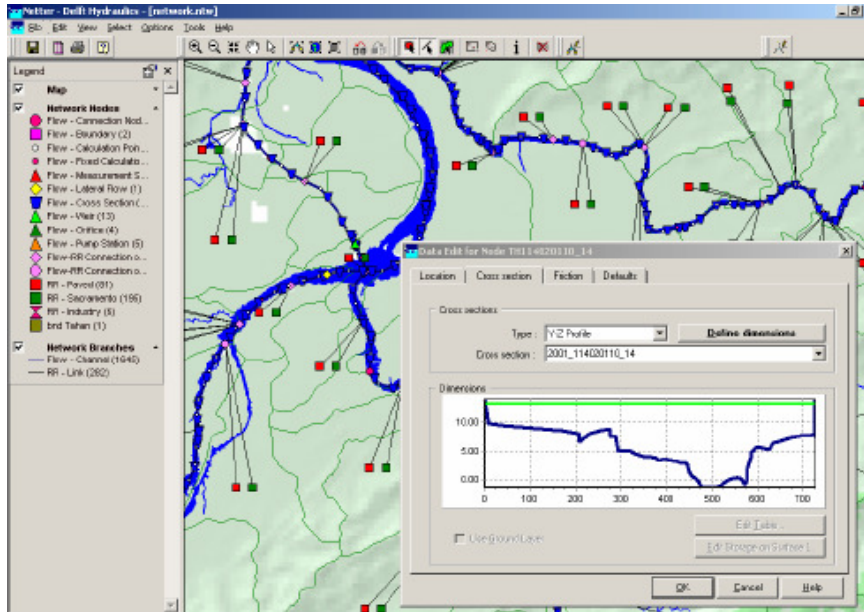


Fig 11-20 Reprezentarea unei secțiuni transversale în SOBEK

SOBEK-River- funcționează cu unul sau mai multe din următoarele module:

**Hidrodinamica**

- 1DFLOW
  - Salinitate
  - Curgerea pe uscat (2D - rectilie)
- 2DFLOW\*
- 3DFLOW\*

**Morfologie**

- 1DMOR, inclusiv transportul sedimentelor
- 2DMOR\*

**Calitatea Apei**

- 1DWAQ
- 2DWAQ\*

## SOBEK-River-1DFLOW

- Pe baza ecuatiilor Saint Venant
- Modele ale oricarei secțiuni transversale și profile longitudinale

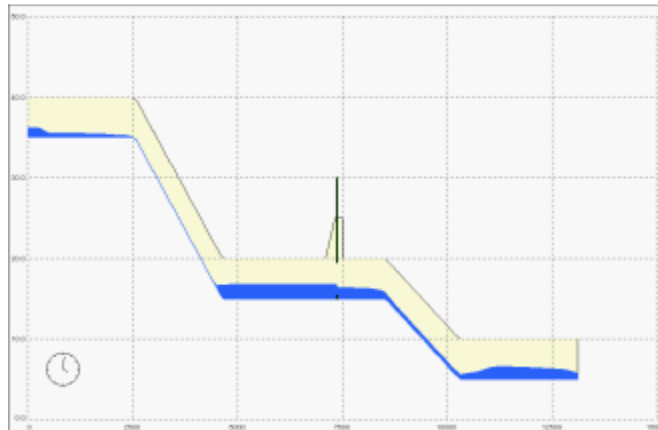


Fig. 11-21 Schematizarea unui profil longitudinal

- Se pot defini diferite sub-secțiuni într-o secțiune transversala, de exemplu în cazul albiilor majore

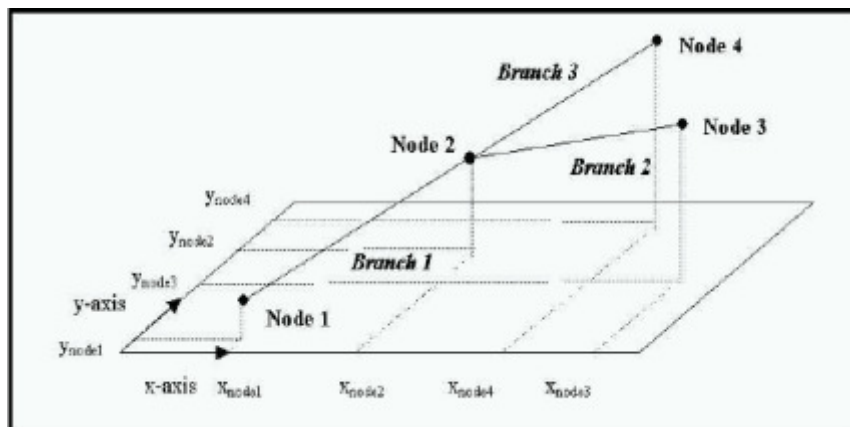


Fig. 11-22 Reprezentarea unei rețele

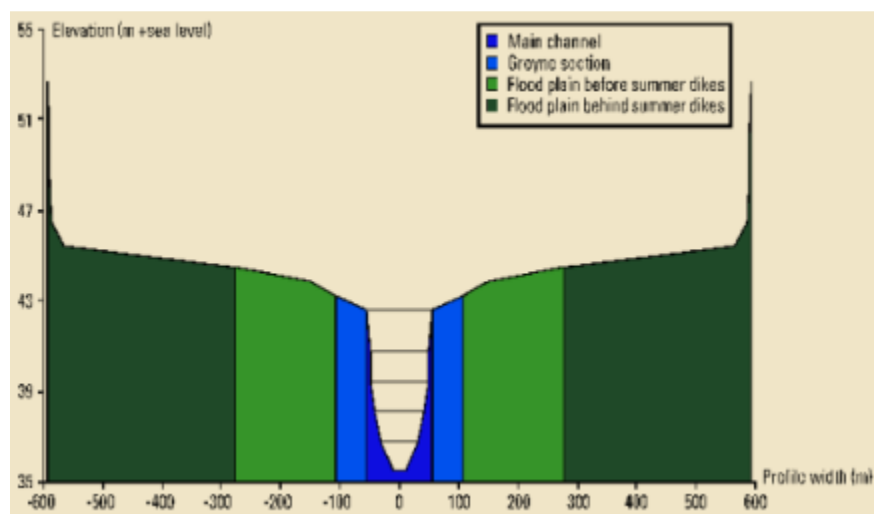


Fig. 11-23 Schematizarea secțiuni transversale

- Are o procedură automată de uscare și de inundare în modelare.
- Complexul de rețele interne de orice dimensiune, cu buclele și sucursalele sunt ușor de manipulat fără probleme

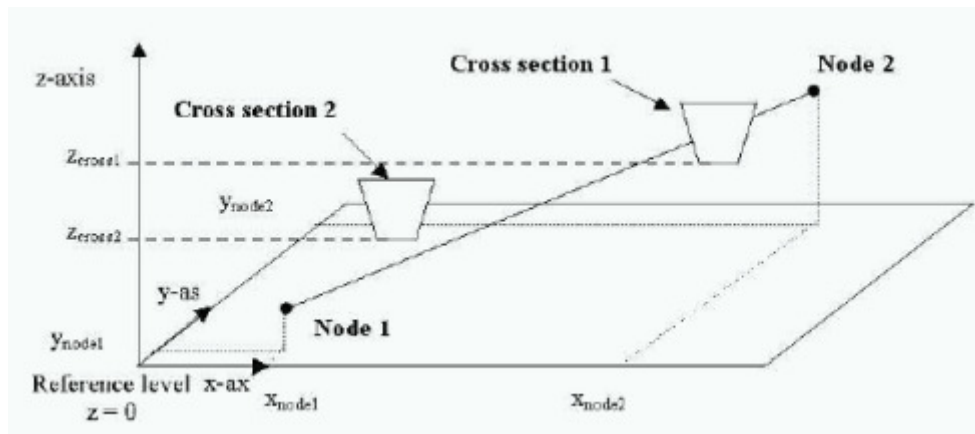


Fig. 11-24 Reprezentarea caracteristicilor unei rețele

- Se pot specifica orice tip de structura hidraulică (pompe, praguri, deversoare, porți și poduri ,de orice formă și dimensiune)
- Diverse opțiuni pentru controlul automat al structurilor sunt disponibile, incluzând timpul de control, controlul hidraulic
- Efectele vântului asupra nivelelor de apă poate fi modelat, prin specificarea vitezei și direcției vântului constante sau ca serii de timp
- Pot fi alipcate toate condițiile de margine
- Interfețe interactive cu modulele de sedimente, morfologie și intruziunea de sare

### SOBEK-River-2D FLOW

- Complet integrat cu 1DFLOW pentru simularea a inundațiilor în rauri
- Conceput special pentru a simula ruperi de baraje și de diguri
- Pe baza ecuațiilor Saint Venant

$$\frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \alpha_B \frac{Q^2}{A_f} \right) + gA_f \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 R A_f} = 0$$

- Simulează fronturi abrupte, procese de udare și de uscare
- Curgeri sub-critice și super-critice

### 11.3.3 Programul BreZo

Utilitarul BreZo rezolvă ecuațiile Saint Venant prin utilizarea algoritmului tip Godunov-volum finite, ce a fost optimizat pentru udarea și uscarea în cazul aplicațiilor ce implica topografia naturală a terenului și rulează pe rețele de discretizare nestructurate cu celule triunghiulare.

Evoluția programului BreZo poate fi urmărită prin intermediul unor lucrări științifice publicate în diverse jurnale. Begnudelli și Sanders (2006) prezentau schema numeric de ordin doi de precizie, precum și metoda unică folosită de BreZo de udare și uscare. Begnudelli și Sanders (2007) au prezentat o aplicație a programului BreZo într-un studio de modelare a ruperii unui baraj. Sanders (2007) raportează asupra utilității modelelor de elevație digitale (DEM) în sistem on-line ne digital elevation models, pentru modelarea inundațiilor.

Begnudelli, Sanders și Bradford (2008) prezentau o schemă nouă pentru a îmbunătăți precizia prin alegerea variabilelor ce conduc la reconstruirea fațetelor celulelor (necesare pentru aplicarea soluției aproximative Riemann) conform numărului local al lui Froude. Sanders (2008) prezenta a nouă schemă a paților de timp locali, ce îmbunătățește eficiența timpului de rulare.

Schemele Godunov – volume finite presupun porțiuni ale soluțiilor pentru variabilele de curgere ce sunt discontinue la nivelul fațetelor celulelor. Discontinuitățile sunt utilizate în general de metoda aproximativă de calcul Riemann, creată de Roe (1981), pentru calculul fluctuațiilor de masă și moment, și să actualizeze soluția în timp. Aceste modele sunt populare, deoarece sunt precise în curgerea subcritică și supercritică, capturând salturile hidraulice și găurile nespecificate, conservarea masei, iar predicțiile nu țin cont de oscilații.

Există câteva versiuni ale programului BreZo, ca rezultat al numeroaselor procese de cercetare. Schimburile dintre schemele ce sunt formal de ordin de precizie întâi și secund în spațiu și timp, precum și schemele ce rezolvă ecuațiile de transport scalar în completarea ecuațiilor de conservare a masei și balanță a momentului, ce au fost explorate cu succes. Schema de simulare a curgerii utilizate de BreZo este în mod formal de ordin prim de precizie, și modelul reține o reprezentare a terenului de gradul doi, ceea ce duce mai aproape de convergența de gradul doi în aplicațiile simulărilor inundațiilor ce includ topografia naturală.

Modelul de curgere se bazează pe ecuațiile în sistem bi-dimensional saint Venant, ce sunt ecuații de integrare a mișcării ce conțin ecuațiile de continuitate a unui fluid și două ecuații de moment, una pentru fiecare coordonată orizontală din fiecare direcție. Pentru consistență cu metoda volumelor finite, ce implică o discretizare directă a ecuațiilor guvernamentale într-o formă integrală (Anderson 1995), ecuațiile St.Venant se scriu după cum urmează:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} U d\Omega + \oint_{\partial\Omega} (F dy - G x) = \int_{\Omega} S d\Omega$$

Unde:

- $\Omega$  reprezintă un domeniu 2D (ex. o celulă de calcul) cu o limită  $\partial\Omega$
- $U$  este vectorul pentru variabilele de curgere,  $U = (h \quad hu \quad hv)^T$

Termenii de flux  $F$ ,  $G$  și termenul sursei  $S$  se definesc după cum urmează:

$$F = \begin{pmatrix} hv \\ hu^2 + \frac{1}{2} gh^2 \\ huv \end{pmatrix} \quad G = \begin{pmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{1}{2} gh^2 \end{pmatrix}$$

$$S = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh \frac{\partial z}{\partial x} - c_D u \sqrt{u^2 + v^2} \\ -gh \frac{\partial z}{\partial y} - c_D v \sqrt{u^2 + v^2} \end{pmatrix}$$

Unde:

- $h$  este adâncimea de curgere (m);
- $g$  este accelerația gravitațională ( $m/s^2$ );
- $u$  este viteza medie verticală pe direcția  $x$  (m/s);
- $v$  este viteza medie orizontală pe direcția  $y$  (m/s);
- $z$  este înălțimea talvegului (m);
- $c_D$  este coeficientul de rezistență, ce în general este considerat ca o constantă sau calculat cu ajutorul formulei lui Manning  $c_D = gn^2 / h^{1/3}$ ;
- $n$  este coeficientul de rugozitate manning al albiei minore.

Ecuțiile guvernamentale sunt rezolvate pe o rețea nestructurată de celule triunghiulare. Rețeaua este caracterizată prin noduri  $N_n$  (sau verticale), celule  $N_c$  și fațete  $N_f$ . Topografia este definită de înălțimea albiei râului,  $z_b$  în nodurile de coordonate  $(x_i, y_i)$ ,  $i=1..N_n$ . Organizând vecinii celulelor, nodurilor și fațetelor din interiorul rețelei, este critică reușita asupra modelelor cu rețele nestructurate.



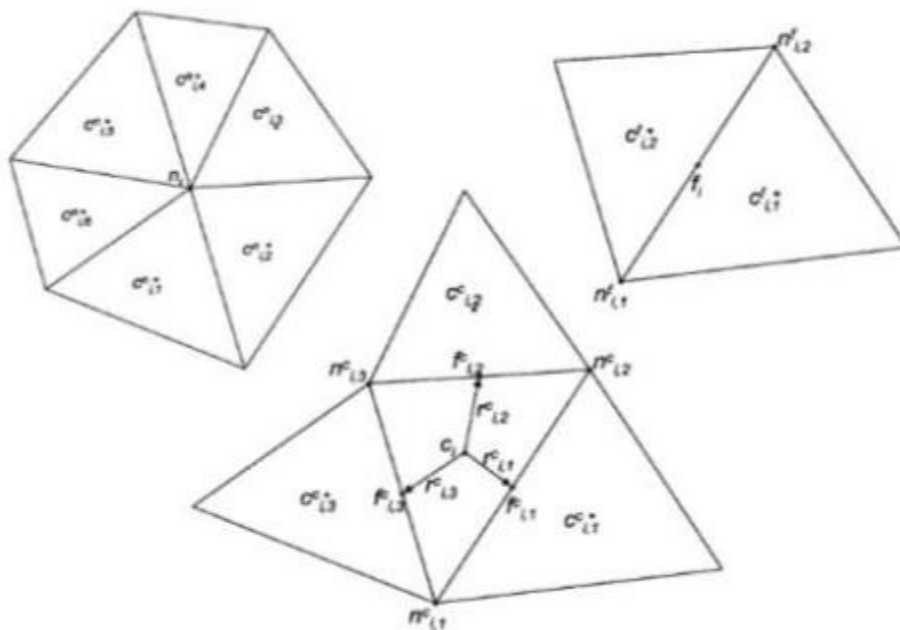


Fig. 11-25 Schema unor  $i$  celule de calcul și a funcțiilor învecinateților

Precum este ilustrat în Fig.11-25, o hartă matriceală definește vecinătatea nodurilor, fațetelor și a celulelor ce înconjoară fiecare celulă. Rețeaua de discretizare a modelului poate reprezenta terenul în diferite feluri, dar aici terenul este reprezentat în coordonate  $x$ - $y$ - $z$  conectate printr-o rețea bi-dimensională (2D) triunghiulară de celule  $N_c$  cells cu verticale  $N_n$ . Înălțimea este definită în nodurile verticale ale rețelei, ducând la o precizie  $O(2)$  raportată la erorile de truncație ale terenului.

Mulți cercetători au adoptat formulările rețelelor triunghiulare, nestructurate de tipul Godunov pentru modelele de curgere în sistem bi-dimensional (e.g. Brufau and Garcia-Navarro 2003; Yoon and Kang 2004; Begnudelli and Sanders 2006, 2007). Aceasta este și abordarea folosită în BreZo, deoarece triunghiurile permit redefinirea rețelelor localizate și ușurință de abordare a domeniilor cu forme neregulate.

În studiile recente de modelare a inundațiilor urbane s-au utilizat rețelele triunghiulare pentru rezolvarea clădirilor. (Mason. 2007), și ultima versiune a software-ului InfoWorks pentru drenarea urbană (Wallingford Software, Wallingford, U.K.) adoptă o rețea triunghiulară pentru a modela inundarea de-a lungul străzilor și din jurul clădirilor, folosind o metodă Godunov (D. Fortune).

### 11.3.4 Programul MIKE11

MIKE 11 este o utilitară de modelare hidrodinamică uni-dimensională dezvoltată de grupul DHI din Danemarca (DHI Group) pentru simularea curgerii și a nivelelor de apă, calității apei și transportului de sedimente în râuri, albiile majore, canale de irigare, lacuri și alte tipuri de corpuri de apă de suprafață. Este un model elaborat pe principiul diferențelor finite implicite pentru calculul uni-dimensional al curgerii nepermanente.

Modelul a fost proiectat să producă modelarea în detaliu a râurilor, incluzând tratarea în mod special a albiilor majore, deversarea, respectiv inundarea drumurilor, canalele de scurgere, operaționarea porților și a pragurilor. Adăugarea unui model al sistemului geografic de informații (GIS) oferă o interfață pentru vizualizarea rezultatelor modelării râului pentru managementul zonelor inundabile.

Modelul hidrodinamic operează pe baza informațiilor despre cursul de apă și a topografiei albiei majore, incluzând măsurile umane de control asupra viiturilor, precum îndiguiri, scheme de drenaj și bazine de retenție a viiturilor.

MIKE11 este capabil să utilizeze ecuațiile Saint Venant, ținând cont de ecuațiile de moment, ecuațiile undei cinematice, de difuzie. Soluția ecuațiilor de continuitate și de moment se bazează pe schemele diferențelor finite implicite, ce sunt astfel structurate pentru a fi independente de descrierea unui tip specific de undă (unda cinematică, de difuzie sau dinamică)(Ahmad și Simonovic, 1999).

Ecuațiile complete non-liniare pentru curgerea de suprafață deschisă sunt rezolvate numeric între toate punctele rețelelor la intervale specificate de timp pentru anumite condiții de margine.

Datele generale pentru a construi un model uni-dimensional se pot împărți în două categorii: condițiile de margine și datele topografice. Seriile debitelor și ale nivelelor de apă din frontierele amonte și aval ale modelului, sunt necesare pentru a satisface condițiile de margine ale modelului, în timp ce secțiunile transversale ale canalului principal și albiei majore sunt necesare să definească construcția modelului din punct de vedere topografic (Ahmad și Siminovic, 1999). Datele de ieșire ale modelului conțin date ale nivelelor de apă și ale debitelor în fiecare secțiune transversală.

### 11.3.5 Programul HEC-RAS

Prin River System Analysis, HEC-RAS calculează în sistem uni-dimensional curgerea permanentă și nepermanentă. Poate modela un singur sector de râu, un sistem dendritic de cursuri de apă sau o rețea completă de canale (se poate modela un număr infinit de sectoare de râu).

HEC-RAS este în general utilizat în asociere cu HEC-HMS pentru determinarea răsândirii inundației și a adâncimilor de apă în cazul viiturilor, într-un anumit bazin hidrografic. Este capabil să modeleze profilele apelor de suprafață în regim de curgere subcritic, supercritic sau mixt. Pentru anumite cerințe speciale poate include optimizarea curgerilor pe deversoare, calibrarea automată a rugozității, și analize în cazurile de deschideri multiple de poduri și canale de scurgere.

În datele curgerii, condițiile de margine pentru diferite condiții de curgere ar trebui selectate ținând cont de regimul de curgere fie că e subcritic, supercritic sau mixt, pentru a determina care din condițiile de margine să fie utilizate, cele amonte, sau aval sau amândouă. Totuși, pentru studiul inundațiilor, ambele tipuri de condiții de margine se utilizează, condițiile de margine aval jucând un rol important în special în zonele cu efect de remuu.

Următoarele ecuații (1) și (2) sunt rezolvate pentru cazul curgerii subcritice în HEC-RAS.

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

$$h_e = L\bar{S}_f + C\left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right) \quad (2)$$

Unde:

- $WS_1$  și  $WS_2$  sunt înălțimile apei de suprafață amonte și aval la extremitățile sectorului de râu.
- $V_1, V_2$  sunt vitezele medii (m/s)
- $h_e$  prezintă pierderile de energie (m)
- $L$  este lungimea sectorului de râu (m)
- $S_f$  reprezintă panta de frecare a sectorului de râu studiat
- $C$  este coeficientul pierderilor de contracție sau expansiune.

Lungimea sectorului de râu studiat se calculează după formula:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (3)$$

Unde:

- **lob** – albie majoră stânga (left overbank);
- **rob** – albie majoră dreapta (right overbank);
- **ch** – canalul hidraulic principal (hydraulic chanel)
- $L_{lob}, L_{ch}, L_{rob}$  sunt lungimile secțiunilor transversale specifice curgerii în zona albiei majore (lob și rob) și cea a canalului principal (ch).
- $\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$  sunt mediile aritmetice ale debitelor dintre secțiunile transversale pentru canalul principal, respectiv pentru albia majoră stânga și dreapta.

### 11.3.6 Programul ISIS

Halcrow au dezvoltat programul ISIS gratuit, astfel încât acesta oferă un pachet software de modelare printr-un sistem integrat 1D și 2D. ISIS gratuit are aceleași caracteristici ca și ISIS Professional și 2D ISIS care permit aplicarea cu încredere în proiectele de modelare a râurilor mai mici și abordarea unor diferite tipuri de condiții hidraulice (de exemplu evaluările riscurilor de inundații, hărți de inundații și proiecte de design), și dar are restricția la un număr fix de 250 de noduri 1D și 2500 celule 2D.

ISIS Free poate fi descărcat fără nici un cost și utilizat pe proiecte atât comerciale, cât și non-comerciale. ISIS este capabil să ofere o gamă largă de metode pentru simularea curgerilor, inundațiilor și nivelurilor în canale deschise, albiile majore, rezervoare și estuare

Programul poate fi aplicat cu încredere diferitelor cerințe variind de la curgerea în canale abrupte la curgerea prin estuare influențate de regimul valurilor, și metodele de calcul pentru regimurile permanente sau nestaționare se potrivesc regimurilor de curgere subcritic, supercritic și de tranziție. Conține totodată un algoritm de rezolvare a metodei integrate Muskingum-Cunge, precum și o gamă completă de structuri hidraulice, inclusiv porți, extracții și pompe acționate de reguli logice.

ISIS include o gamă largă de metode de diagnosticare și control ale erorilor și un sistem cuprinzător de ajutor on-line, ce este îmbunătățit în mod constant pe baza feedback-ului utilizatorilor și extinderea capacităților programului ISIS.

Metoda Pseudo-Timestepping utilizează o schemă de tip Preissmann în 4 puncte și este deseori utilizată pentru a dezvolta condițiile inițiale ale cazurilor nestaționare sau în cazul în care curgerea se desfășoară inițial înafara malurilor canalului principal. Solverul pentru simularea cazului de curgere nestaționară utilizează sistemul Preissmann implicit (schema celor 4 puncte) pentru a rezolva ecuațiile curgerii cu suprafață liberă, bazată pe ecuațiile Saint-Venant pentru curgerea în canale cu nivel liber. Acestea sunt utilizate împreună cu ecuațiile hidraulice care guvernează pentru fiecare unitate hidraulică (structură).

Aceste ecuații sunt, inevitabil, o combinație de ecuații empirice și teoretice, multe dintre ele fiind non-lineare. Ecuațiile non-liniare sunt în primul liniarizate și iar apoi se determină soluția formei liniare a problemei.

Cu scopul de a efectua simulări instabile, o estimare a condițiilor inițiale (curgere și stadiu) e necesară la fiecare nod al modelului. Aceasta este cel mai adesea obținută prin realizarea unei stări de echilibru care să ruleze la ora de începere propusă.

Caracteristicile principale ale programului ISIS sunt:

- Fixează și adaptează pasul de timp;
- Conectarea dinamică la sistemele de rezolvare 2D;
- Opțiuni scăzute de curgere;
- Specifică variațiile pe unitatea de timp în fișiere exterioare de date;
- Utilizarea condițiilor inițiale alternative;
- Oferă facilitate de a oferi rezultate instantanee în orice moment de simulare;
- Stabilirea unor variabile de ieșire suplimentare.

Un punct forte al ISIS este abilitatea de a modela o gamă largă de structuri hidraulice, inclusiv toate tipurile comune de poduri, stăvilare, podețe, pompe și baraje. Ori de câte ori este posibil, ecuațiile sau metodele standard sunt încorporate în software, astfel încât calculul nivelului și relațiile de descărcare și debite este complet gestionat de software. Pentru structurile cu funcționare automată, cum ar fi pompele și ecluzele, programul ISIS permite utilizatorului să includă reguli logice de control.

### 11.3.7 Programul Delft3D

WL Delft Hydraulics a realizat un software unic și complet integrat, compatibil pentru o abordare multi-disciplinară și calcule 3D pentru zona costieră, râuri și zonele estuare. Poate efectua simulări ale curgerilor, transportului sedimentar, ale valurilor, calității apei, evoluțiilor morfologice și ecologice. A fost proiectat pentru experți și totodată, pentru novici. Sistemul Delft3D este compus din mai multe module, grupate într-o interfață comună, în timp ce acestea au capacitatea de a interacționa una cu alta. Delft3D-FLOW, este unul dintre aceste module. Acest modul a fost utilizat și pentru realizarea studiului de caz din această lucrare de cercetare.

Delft3D-FLOW este un program hidrodinamic (și de transport) de simulare multi-dimensională (2D sau 3D), ce calculează curgerile nepermanente și procesele de transport ce rezultă din valuri sau acțiunea meteorologică asupra unei rețele rectilinie sau curbilinie, definită prin condițiile de margine. În simulările 3D, rețeaua verticală definită de abordarea coordonatelor sigma.

Aria de aplicație:

- Curgerile dirijate de valuri și vânt (ex. furtuni)
- Curgerile conduse de stratificații și densități;
- Simulările cursurilor de apă;
- Simulările în lacuri adânci și acumulări;
- Simulările unor Tsunami, salturi hidraulice, unde de viitură și inundații;
- Deversarea unor râuri de apă dulce în medii saline;
- Intruzii saline;
- Stratificațiile termale în lacuri, mări și acumulări;
- Răcirea apei în sistemele de colectare și deversarea apelor menajere;
- Transportul poluanților și al materialelor dizolvate;
- Sistemul online al transportului sedimentar și morfologie
- Valurile dirijate de curenți;
- Curgeri nehidrostatice.

Formulările matematice ale ecuațiilor 3D ale curgerilor de mică adâncime și transportului sedimentar în cazul modelului Delft3DFLOW, se bazează pe ecuațiile parțial diferențiale. Pentru rezolvarea ecuațiilor parțial diferențiale trebuie transformate în spațiu discretizat. Discretizarea se face în sistem vertical de coordonate  $\sigma$  (rețea  $\sigma$ ) și siste vertical de coordonate Z (rețea Z)

Delft3D-FLOW se aplică pentru modelarea unei varietăți largi a condițiilor de curgere: curgeri turbulente în canale de laborator, curgerea în estuare și mări, curgerea rapidă gradual variată în râuri, densitatea cauzată de debitele termale ale curgerii, vântul ce acționează asupra dinamicii curgerii în cazul lacurilor și oceanelor. Pentru toate aceste tipuri de aplicații, (cu scări de mărime complet diferite) ar trebui să ofere o soluție. Pentru alegerea metodelor numerice, robustețea modelului a avut o prioritatea mai mare.

### 11.3.8 Alte programe de specialitate

#### 11.3.8.1 LISFLOOD-FP

LISFLOOD-FP este un modelul hidrodinamic bidimensional proiectat special pentru a simula și măsura o inundație într-o manieră eficientă și complexa topografic.

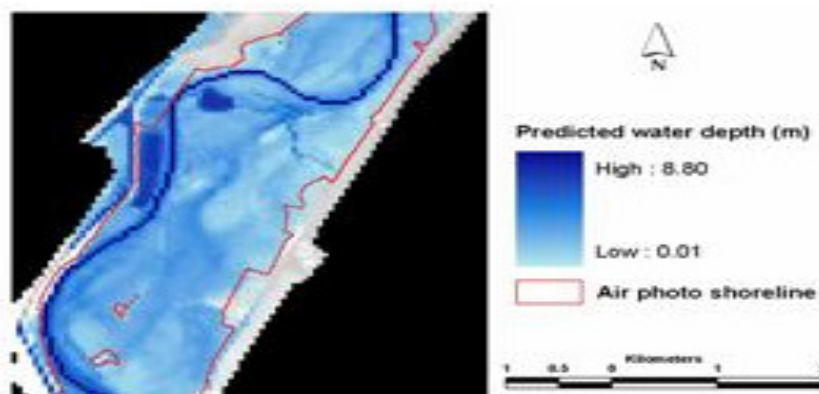


Fig. 11-26 Reprezentarea unei harti de inundatie cu LISFLOOD-FP

Este capabil de a simula dinamic rețele de până la  $10^6$  celule pentru inundații, și poate profita de noi surse de informații din teren de la distanță. În fig5 se poate observa distribuția în celule, precum și gradele de miscare.

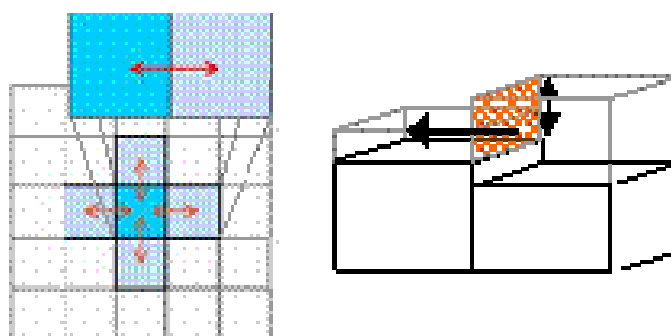


Fig. 11-27 Definirea celulelor pentru inundatie cu LISFLOOD-FP

Modelul prezice adâncimi de apă în fiecare celulă de rețea la fiecare pas de timp, și, prin urmare, poate simula dinamic de propagarea undelor de viitura în albiile majore, în zonele de coastă și de estuar. It is a non-commercial, research code developed as part of an effort to improve our fundamental understanding of flood hydraulics, flood inundation prediction and flood risk assessment.

Este un cod de cercetare non-comercial, dezvoltat ca parte a unui efort de a îmbunătăți înțelegerea fundamentală a hidraulicii inundațiilor, a predicției inundațiilor și a riscului de inundație.

#### **Introducere**

LISFLOOD-FP este un program de modelare hidraulica 1D/2D bazata pe un sistem de rețea raster. În mod eficient, inundațiile sunt tratate utilizând un inteligent proces de umplere- volum bazat pe principii hidraulice și incorporare a noțiunilor fizice de conservare masei și de conectivitate hidraulica.

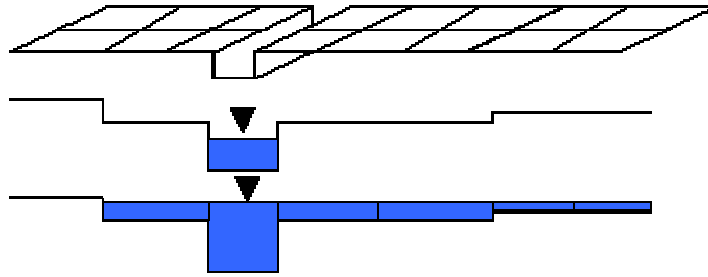


Fig. 11-28 Reprezentarea grafica a nivelelor de apa

### ***Curgerea de Suprafata***

Curgerea de suprafata este manipulată, folosind o abordare ce este capabila să prezinte de propagarea în aval a unei unde de viitura și reacția fluxul pe suprafața libera de pantă, ce pot fi descrise în ecuațiile de continuitate și de moment:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$S_0 - \frac{n^2 P^{4\beta} Q^2}{A^{10\beta}} - \left[ \frac{\partial h}{\partial x} \right] = 0$$

Unde: - Q este debitul volumetric în canale, rauri,

- A aria secțiunii transversale a curgerii,
- q debitul deversant în canal din alte surse (ex: din albia majora sau posibil din afluenții raului) ,
- $S_0$  panta talvegului,
- n coeficientul Manning de frecare,
- P în perimetrul udat,
- h adâncimea de apa.

În cazul problemelor cu canale nu prezent această funcție pur și simplu poate fi neglijată.

Termenul din paranteze al ecuației: este termenul undei de difuzie, care forțează curgerea să influențeze atât panta talvegului cât și panta suprafeței libere. Acest lucru poate fi neglijat sau nu în model, pentru a permite atât undelor cinematice și undelor de difuzie să fie testate. Ecuațiile 1 și 2 sunt discretizate utilizând diferențele finite, și un sistem implicit pentru dependența de timp.

### ***Discretizarea canalului***

Legături multiple ale afluenților raurilor pot fi modelate și fiecare este discretizată ca un singur vector de-a lungul centrului său de greutate, separată de grid-ul raster al albiei majore. Aceste canale pot fi legate pentru a simula întregi rețele de canalizare. La fiecare punct de pe fiecare vector al canalului sunt necesari diferiți parametri, precum: lățimea canalului (raului), valoarea coeficientului Manning n și altitudinea talvegului. Apoi se obține panta raului și adâncimea apei în canal, atunci când vectorul este combinat cu digitizarea elevației albiei majore (DEM). Fiecare parametru al canalului poate fi specificat pentru fiecare punct de-a lungul vectorului și a modelului interpolatează liniar între acestea.

### **Curgerea în albia majora**

Când adâncimea albiei minore este depășită, apa este transferată din canal în albia majora. În mod similar, curgerile în albiile majore sunt descrise în termeni ai ecuațiilor de continuitate și de impuls, discretized peste o rețea de celule pătrate, care permite modelului o reprezentare dinamică a domeniilor 2-D al albiei majore.

Este estimat că fluxul între două celule este pur și simplu o funcție de diferența de înălțime a suprafeței libere dintre aceste celule:

$$\frac{dh^{ij}}{dt} = \frac{Q_x^{i-1,j} - Q_x^{i,j} + Q_y^{i,j-1} - Q_y^{i,j}}{\Delta x \Delta y}$$

$$Q_x^{i,j} = \frac{h_{flow}^{5/3}}{n} \left( \frac{h^{i-1,j} - h^{i,j}}{\Delta x} \right)^{1/2} \Delta y$$

unde: h i, j este înălțimea suprafeței libere de apă la nodul (i, j),

D și D x y sunt dimensiunile celulelor,

n este coeficientul de frecare Manning,

Qx și Qy descriu debitul volumetric între celule.

Adâncimea de apă, h, reprezintă o adâncimea prin care apa poate curge între două celule, și este definit ca diferența dintre cea mai mare suprafață de apă liberă în cele două celule și cea mai mare altitudine de pat.

### **Ipoteze**

- Curgerea poate fi reprezentată fie prin unde de difuzie, fie prin unde cinematice. Se presupune ca albia minoră e largă și mai puțin adâncă, astfel ca perimetrul udat este aproximat de lățimea canalului (raului);
- Pentru inundarea zonelor plane și pentru deversarea în albia majoră se va utiliza o serie de celule de depozitare discretizate într-o rețea de tip raster;
- Curgerea, între celulele de depozitare poate fi calculată prin formulele analitice ale curgerii uniforme.
- Nu există nici un schimb de impuls între curgerea în canalul principal și cea în albia majoră, numai în masă.
- Se presupune curgerea gradual variată.
- Modelul folosește unitățile și pentru lungime (metri), timp (secunde), debit (volum în timp pe  $m^3 \cdot s^{-1}$ ) etc

### **Pasul de timp**

Pasul de timp al modelului este stabilit de utilizator. Cu toate acestea, un pas de timp prea mare poate duce soluțiile în oscilații de tip "tablă de șah", care răspândesc rapid și pot face simularea inutilă. Ironic, aceste oscilații apar cel mai ușor în zonele cu un nivel scăzut al gradientilor de suprafață liberă, când s-ar putea obține o soluție mai simplă. Pentru acest motiv mai recente versiuni (Versiunea 2.0 și mai sus) include o opțiune de pas adaptiv timp, bazate pe o analiză a ecuațiilor de mai sus și o analogie la un sistem de difuzie (Hunter et al., 2005) pentru a determina pasul de timp optim pentru a menține stabilitatea.



În continuare sunt prezentate câteva programe de modelare a cursurilor de apă. Datorită Directivei Cadru a Apei EU (CEC 2000), simularea calitativă a cursurilor de apă devine tot mai importantă.

### **11.3.8.2 AQUASIM**

Acest instrument de simulare a sistemelor acvatice poate fi utilizat deasemenea pentru modelarea cursurilor de apă.

### **11.3.8.3 Modelarea cu ATV**

Pachetul programului este destinat utilizării pe o platformă PC în instituții ale autorităților și firmelor de consultanță în domeniul apelor. Datorită structurii modulare, utilizatorul poate selecta procese și combina modulele adecvate pentru simularea fenomenelor ce prezintă interes pentru un caz particular.

Modelul conține module de curgere și 17 module de calitate, simulând diferite aspecte ale calității apei (ex. balanța de oxigen, nitrogen, fosfor, diferite clase de alge, metale grele, dizolvarea poluanților, conservarea poluanților, temperatura, iradierea, valoarea Ph-ului). Curgerea (presupusă în sistem uni-dimensional) se modelează prin soluțiile ecuațiilor Saint Venant, ce se rezolvă utilizând metoda implicită a caracteristicilor. Ecuația ce descrie transportul masei este rezolvată printr-un algoritm fără împingeri.

### **11.3.8.4 DUFLOW**

Pachetul programului DUFLOW s-a dezvoltat prin diverse colaborări între instituțiile olandeze: IHE/Delft, Rijkswaterstaat/The Hague, Delft Institute of Technology, Agricultural University of Wageningen, Stichting Toepast Onderzoek Waterbeheer (STOWA/Utrecht).

## 11.4 Condiția COURANT – FRIEDRICHS – LEWY (CFL)

În matematică condiția Courant – Friedrichs – Lewy (CFL) este o condiție necesară pentru advecția în timpul rezolvării unor ecuații numerice parțial diferențiale (în general hiperbolica PDE).

Această condiție este necesară atunci când se aplică scheme explicite funcție de timp, pentru obținerea unor soluții numerice. Ca o consecință, pasul de timp considerat trebuie să fie mai mic decât un anumit timp, în multe cazuri de simulare explicită computerizată funcție de timp; altfel simulările pot produce rezultate haotice eronate.

Condiția este denumită după numele Richard Courant, Kurt Friederichs și Hans Lewy, autori ce au descris această condiție într-o lucrare în anul 1928.

Condiția CFL este în general definită prin termenii unei ecuații parțial diferențiale (PDE), și reprezintă advecția (partea hiperbolică a unei PDE).

Pentru cazul 1D, condiția CFL este următoarea:

$$\frac{u \cdot \Delta t}{\Delta x} \leq C$$

unde:  $u$  - viteza (m/s);  
 $\Delta t$  – pasul de timp (s);  
 $\Delta x$  – lungimea unui interval (m).

Constanta C depinde în mod direct de rezultatul particular al ecuației, și nu de valorile variabilelor  $\Delta t$  și  $\Delta x$ . Numărul lui Courant este definit:  $\gamma = \frac{u \cdot \Delta t}{\Delta x}$

Pentru cazul 2D, condiția CFL este următoarea:

$$\frac{u_x \cdot \Delta t}{\Delta x} + \frac{u_y \cdot \Delta t}{\Delta y} \leq C$$

unde:  $u_x, u_y$  – vitezele descrise pe direcțiile x și, respectiv y (m/s);  
 $\Delta t$  – pasul de timp (s);  
 $\Delta x, \Delta y$  – lungimea unui interval pe direcția x, respectiv y (m).

Condiția CFL poate fi o constrângere pentru pasul de timp  $\Delta t$ , limitându-i plaja de valori admise; condiția CFL se poate extinde până la ecuațiile parțiale diferențiale non-lineare de gradul 4, sub forma:  $\frac{\Delta t}{\Delta x^4} < C$ .