

: Inv.: **634.646**

Clap: **369** Lit: **B**

LA "POLITEHNICA" DIN TIMIȘOARA
CATEDRA DE HIDROTEHNICĂ

CONTRIBUȚII LA STUDIUL ÎNĂLȚIMII OPTIME A PROTECȚIEI COSTIERE

Teză de doctorat

elaborată de:
ing Adrian Popescu

Conducător științific:
Prof.dr.ing. Cornel Jura

634.646
369 . B

Timișoara, 2002

Cuprins

1. Introducere	1
1.1. Generalități	1
1.2. Obiectivele studiului.....	3
1.3. Conținutul lucrării.....	4
2. Noțiuni generale de definire a elementelor proceselor costiere	7
2.1. Introducere	7
2.2. Definiere elemente hidraulice componente	8
2.2.1. Valuri	8
2.2.2. Terminologie	9
2.2.3. Ecuația de mișcare a valului	10
2.2.4. Clasificarea valurilor	12
2.2.5. Teoria valurilor	13
2.2.6. Procese costiere. Valuri în apropierea coastei ...	15
2.2.7. Încărcări datorate valurilor.	19
2.2.8. Fenomene asociate	23
2.3. Definiere elemente structurale componente	25
2.3.1. Structuri de apărare portuare.	26
2.3.2. Structuri de apărare a coastei	26
3. Considerații privind calculul structurilor sparge-val	29
3.1. Procesul fizic.	30
3.2. Parametri de calcul	31
3.3. Metoda de calcul a forței valurilor asupra structurilor verticale	32
3.3.1. Valul pentru determinarea presiunii de calcul	33
3.3.2. Presiunea valurilor	36
3.3.3. Forța arhimedică și subpresiunea la talpa structurii	38
3.3.4. Presiunea valurilor și ridicarea sub influența valurilor staționare ...	39
3.3.5. Condiții de stabilitate ale structurii	40
3.3.6. Forța impulsivă a valului	40
3.4. Concluzii	42
4. Stadiul actual în calculul hidraulic al structurilor verticale sparge-val din punct de vedere al fenomenelor speciale	43
4.1. Formule de calcul pentru overtopping.....	43
4.1.1. Metoda Goda.....	43
4.1.2. Metoda Saville.....	46
4.1.3. Metoda Van der Meer.....	48
4.1.4. Metoda Silvester.....	53

4.2. Siguranța persoanelor pe structuri sparge-val-promenadă.....	54
4.2.1. Pericole la care este expusă o persoană aflată pe promenadă.....	54
4.2.2. Modelarea echilibrului persoanelor sub acțiunea overtopping-ului...55	
4.2.3. Târârea corpului de către curentul deversării valului.....57	
4.2.4. Înălțimea de proiectare a valurilor pentru siguranța persoanelor.....57	
4.3. Acțiunea gheții asupra structurilor sparge-val.....	59
4.3.1. Introducere.....	59
4.3.2. Descrierea fenomenului.....	60
4.3.3. Ecuațiile generale ale fenomenului.....	61
4.3.4. Determinarea lungimii maxime a unui sloi.....	62
4.3.5. Fenomenul de împingere al gheții.....	64
4.3.6. Fenomenul de îngrămădire al gheții.....	65
4.3.7. Înălțimea de îngrămădire a gheții.....	66
4.3.8. Limitarea înălțimii de ridicare a grămezii pentru proiectare.....	69
4.3.9. Încărcări pentru proiectare.....	70
4.3.10. Concluzii și recomandări.....	71
5. Analiza diferitelor formule pentru overtopping.....	73
5.1. Unificarea formulelor.....	73
5.2. Compararea rezultatelor obținute pentru diguri.....	76
5.3. Compararea rezultatelor obținute pentru structuri verticale.....	77
5.4. Influența parametrilor din formulele overtopping-ului.....	78
5.4.1. Influența înălțimii semnificative a valului.....	78
5.4.2. Influența înălțimii relative a coronamentului.....	79
5.4.3. Influența adâncimii relative a apei, pantei fundului mării și înclinarea valului.....	80
5.5. Studiul influenței diferiților parametri din formula overtopping-ului prin teste de laborator.....	81
6. Modelarea matematică a structurilor costiere.....	93
6.1. Aplicabilitatea metodelor.....	93
6.2. Modele matematice existente.....	94
6.2.1. Considerații generale.....	94
6.2.2. Programul CRESS.....	95
6.2.3. Programul TELEMAT.....	96
6.3. Modelarea matematică a forței din valuri folosind metoda rețelelor neuronale.....	97
6.3.1. Considerații generale.....	97
6.3.2. ANN – principiul metodei.....	98
6.3.3. Arhitectura unei rețele neuronale.....	99
6.3.4. Descrierea modelului ANN al lucrării.....	102

6.4. Modelarea matematică a fenomenului de overtopping	
folosind metoda volumelor finite.....	105
6.4.1. Ecuații diferențiale în hidraulică.....	105
6.4.2. Noțiunea de caracteristică a unei ecuații diferențiale.....	105
6.4.3. Sisteme de ecuații liniare hiperbolice.....	109
6.4.4. Principiul metodei volumelor finite.....	113
6.4.5. Condiții de margine.....	115
7. Aplicarea metodei ANN pentru determinarea forțelor orizontale	
ce acționează asupra structurilor costiere.....	117
7.1. Considerații generale.....	117
7.2. Descrierea datelor care au fost folosite pentru modelarea ANN.....	118
7.2.1. Cazurile studiate.....	118
7.2.2. Datele de intrare.....	118
7.2.3. Parametrii calculați.....	120
7.2.4. Analiza datelor de intrare și a rezultatelor.....	121
7.3. Antrenamentul și testarea rețelei ANN.....	122
7.4. Configurațiile ANN testate.....	124
7.5. Analiza acurateței modelului ANN creat.....	125
7.6. Rezultatele obținute prin aplicarea modelului ANN.....	127
7.6.1. Cazul AN1- Modelul ANN cu setul original de date	127
7.6.2. Cazul AN2	131
7.6.3. Cazul ANR – Influența parametrilor date de intrare.....	132
7.6.4. Cazul AN3 – Setul de date extins.....	133
7.6.5. Cazul AN4 – Date inițiale adimensionale	134
7.7. Compararea cazurilor ANi cu metoda Goda	135
8. Aplicarea metodei volumelor finite la calculul overtopping-ului.....	137
8.1. Introducere	137
8.2. Ecuațiile care guvernează fenomenul	138
8.3. Schema numerică	139
8.3.1. Termenii omogeni	139
8.3.2. Termenii sursă, operatori de divizare și condiții de stabilitate	141
8.3.3. Condiții de margine	141
8.4. Teste și rezultate	144
8.4.1. Reflecția valurilor care deferlează	144
8.4.2. Curgerea peste un prag	145
8.4.3. Reflectarea valurilor staționare la un perete vertical	147
8.4.4. Folosirea modelului pentru calculul run-up-ului	148
8.4.5. Overtopping pentru pereți verticali	158
8.4.6. Overtopping pentru structuri complexe	161
8.4.7. Teste pentru overtopping în cazul valurilor solitare	166

8.5. Discuții și concluzii	169
9. Metodă de proiectare integrată a structurilor sparge-val	171
9.1. Cauzele accidentelor produse la structuri	
sparge-val verticale - motivație pentru proiectarea integrată	172
9.2. Necesitatea pentru o metodă integrată de proiectare	177
9.3. Implementarea diferiților pași în metoda integrată de proiectare	180
9.4. Metodă pentru proiectarea structurilor sparge-val verticale	181
9.4.1. Determinarea probabilității optime a cedării	181
9.4.2. Compararea codurilor existente	182
9.4.3. Optimizarea economică	183
10. Considerații finale	187
10.1. Contribuții aduse	187
10.2. Concluzii și recomandări	189
10.2.1. Promenade	189
10.2.2. Calculul structurilor la acțiunea gheții	189
10.2.3. Concluzii și recomandări privind metodele numerice de calcul ...	191
10.3. Direcții viitoare de cercetare	193
Bibliografie	195
Anexe	207
Anexa A – Ecuații pentru teoria liniară a valului	207
Anexa B – Graficele Goda	209
Anexa C – Programele de calcul pentru modelarea matematică a structurilor ...	213
C1 – Metoda rețelelor neuronale - programul FANN	213
C2 – Metoda volumelor finite - programul VOFO	219
Anexa D – Caracteristici de val pentru Marea Neagră	229

Lista notațiilor și simbolurilor

B	= lățime bermă	[m]
D	= diametrul anrocamentelor la nivelul apei SWL	[m]
d	= adâncimea apei	[m]
d _h	= adâncimea bermei relativ la nivelul apei SWL	[m]
f _b	= lățimea elementelor rugoase (perpendicular pe axa digului)	[m]
f _h	= înălțimea elementelor rugoase	[m]
f _l	= distanța dintre centrele elementelor rugoase	[m]
f _i	= lungimea elementelor rugoase (paralel cu axa digului)	[m]
g	= accelerația gravitațională 9.81	[m/s ²]
H	= înălțimea valului	[m]
H ₀ ⁷	= echivalența adâncime apă – înălțime val	[m]
H _{ms}	= înălțimea semnificativă a valului în spectru $4\sqrt{m_0}$	[m]
H _s	= înălțimea semnificativă a 1/3 dintre valuri	[m]
h	= adâncimea apei	[m]
h _d	= înălțimea finală a crestei	[m]
h _m	= adâncimea apei la baza structurii	[m]
k	= numărul de valuri	[-]
L	= lungimea valului	[m]
L _{op}	= lungimea valului în apă adâncă în baza Tp ($L_{op} = g / 2\pi \cdot T_p^2$)	[m]
m ₀	= aria densității spectrului de energie	[m ²]
m ₀₍₁₎	= m ₀ pentru primul vârf în spectru cu doua vârfuri	[m ²]
m ₀₍₂₎	= m ₀ pentru al doilea vârf în spectru cu doua vârfuri	[m ²]
N _w	= numărul de valuri	[-]
N _{ow}	= numărul de valuri ce deversează	[-]
P _v	= probabilitatea deversării volumului \underline{V} mai mică sau mai mare ca V	[-]
P _{ow}	= probabilitatea deversării unui anumit val	[-]
Q ₀ [*]	= coeficient ce depinde de caracteristicile valului	[-]
Q _b	= overtopping adimensional pentru valuri deferlante $\xi_{op} < 2$	[-]
Q _n	= overtopping adimensional pentru valuri nedeferlante $\xi_{op} > 2$	[-]
q	= overtopping mediu pe unitatea de lungime	[m ³ /s·m]
R	= înălțarea valului pe structură măsurat față de nivelul apei SWL	[m]
R _b	= înălțime adimensională a crestei pentru valuri deferlante $\xi_{op} < 2$	[-]
R _c	= înălțimea crestei structurii relativ la nivelul apei SWL	[m]
R _n	= înălțime adimensională a crestei pentru valuri nedeferlante $\xi_{op} > 2$	[-]
R _{u2%}	= înălțarea maximă a valului pe structură cu probabilitatea de 2%.	[m]
r _B	= factor de reducere pentru lățimea bermei	[-]
r _{dh}	= factor de reducere pentru poziția bermei	[-]

s_{op}	= panta valului cu L_0 cu perioada T_p ($s_{op}=H_s/L_{op}$)	[-]
T	= perioada valului	[s]
T_m	= perioada medie a valului	[s]
T_p	= perioada vârfului valului	[-]
T_{1eq}	= perioada echivalentă pentru spectru cu două vârfuri	[-]
T_s	= perioada semnificativă, medie a 1/3 din valorile maxime	[-]
V	= volumul deversat pe unitatea de lățime de creastă	[m ³ /m]
α	= gradientul de pantă	[o]
α_{eq}	= gradientul de pantă echivalent pentru pantă cu bermă	[o]
β	= unghiul de atac al valurilor	[o]
γ_b	= factor de reducere pentru bermă	[-]
γ_r	= factor de reducere pentru rugozitate	[-]
γ_h	= factor de reducere pentru țărături cu pantă mică	[-]
γ_β	= factor de reducere pentru unghiul de atac al valului	[-]
ξ_{op}	= parametru de similitudine pentru deferlare pentru T_p ($\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{s_{op}}$)	[-]
ξ_{eq}	= echivalent al parametrului de similitudine pentru deferlare ($\xi_{eq} = \gamma_b \xi_{op}$)	[-]
σ	= frecvența valurilor	[Hz]
η	= elevația suprafeței apei	[m]

Abrevieri și notații internaționale consacrate

Overtopping – debit care deferlează peste creasta unei structuri

Run-up - nivelul maxim de ridicare a unui val deferlant pe o structură costieră

Run-down – nivelul minim de coborâre al valului pe o structură costieră

Training – calare a unui model matematic cu un set de date de calcul

SWL – Nivelul normal al apei

ANN – Metoda rețelelor neuronale

PDE – Ecuatii diferențiale cu derivate parțiale

Lista figurilor

Figura 2.1. Transformarea și acțiunea valurilor cu metodele lor de calcul	8
Figura 2.2. Terminologie valuri	9
Figura 2.3. Clasificarea valurilor după frecvență	13
Figura 2.4. Principiul Le Mehaute de clasificarea al valurilor	14
Figura 2.5. Împrăștierea frontului valurilor	15
Figura 2.6. Spectrul frecvențelor valurilor	16
Figura 2.7. Refracția valurilor	27
Figura 2.8. Mișcarea orbitală a particulelor valului	19
Figura 2.9. Încărcarea din valuri asupra structurilor	21
Figura 2.10. Definierea valurilor în zona de costă	22
Figura 2.11. Încărcarea din val	23
Figura 2.12. Run-up și run-down	24
Figura 2.13. Construcții de apărare a coastei cu palplanșe	27
Figura 2.14. Lucrări de protecție a coastei amplasate în mare	27
Figura 3.1. Elementele de stabilitate ale unei structuri verticale	30
Figura 3.2. Traectoria unei particule de apă în fața unei structuri verticale	31
Figura 3.3. Parametri de calcul ai structurilor verticale	31
Figura 3.4. Diagrama de estimare a înălțimii valului în zona de surf	34
Figura 3.5. Distribuția presiunii din încărcarea valurilor	36
Figura 3.7. Diagrama presiunii valului	39
Figura 4.1. Debitul deversat din overtopping	45
Figura 4.2. Caracteristicile structuri	46
Figura 4.3. Schema de calcul	48
Figura 4.4. Overtopping pentru valuri deferlante	51
Figura 4.5. Overtopping pentru valuri nedeferlante	51
Figura 4.6. Funcția de distribuție a probabilității overtopping-ului pe val	52
Figura 4.7. Relația dintre overtopping-ul mediu și volumul maxim deversat de un val	52
Figura 4.8. Debitul mediu deversat pe unitatea de lungime de dig	53
Figura 4.9. Stadii ale pericolelor pentru o persoană aflată pe o structură sparge-val	54
Figura 4.10. Schema de calcul pentru pericole	55
Figura 4.11. Modelul pierderii echilibrului datorită overtopping-ului	56
Figura 4.12. Relația înălțimea persoanei-înălțimea valului pentru pierderea echilibrului	57
Figura 4.13. Grămezi de gheață formate în Danemarca 1929	60
Figura 4.14. Gheața în contact cu panta	61
Figura 4.15. Ruperea gheții din excentricitatea componentei orizontale a forței motrice	62
Figura 4.16. Lungimea adimensională a blocului de gheață	63
Figura 4.17. Schema statică a ridicării sloiului pe pantă	65
Figura 4.18. Schema geometrică la micșorarea pantei taluzului	65

Figura 4.19. Instabilitatea la o denivelare a taluzului	66
Figura 4.20. Procesul de îngrămădire al sloiurilor conform Kovacs și Sodhi	67
Figura 4.21. Procesul de îngrămădire al sloiurilor conform lui Allen	68
Figura 5.1. Valori overtopping pentru diguri	76
Figura 5.2. Valori overtopping pentru pereți verticali	77
Figura 5.3. Comparația între valorile calculate cu formula Goda și Van der Meer	78
Figura 5.4. Influența înălțimii semnificative a valului pentru overtopping	78
Figura 5.5. Influența înălțimii relative a coronamentului	79
Figura 5.6. Influența înălțimii relative a coronamentului, funcții liniare	79
Figura 5.7. Influența înălțimii relative a coronamentului pentru c_1 constant	80
Figura 5.8. Influența pantei fundului mării, a adâncimii relative a apei.....	80
Figura 5.9. Influența înălțimii relative a coronamentului asupra overtopping-ului	81
Figura 5.10. Influența înălțimii relative a coronamentului pentru overtopping (cont.).....	82
Figura 5.11. Influența înclinării valului asupra overtopping-ului	83
Figura 5.12. Influența înclinării valului asupra overtopping-ului (continuare).....	84
Figura 5.13. Influența înclinării valului asupra overtopping-ului (continuare).....	85
Figura 5.14. Influența înclinării valului asupra overtopping-ului (continuare).....	86
Figura 5.15. Influența adâncimii relative a apei asupra overtopping-ului	87
Figura 5.16. Influența adâncimii relative a apei asupra overtopping-ului (continuare)	88
Figura 5.17. Influența adâncimii relative a apei asupra overtopping-ului (continuare)	89
Figura 5.18. Influența adâncimii relative a apei asupra overtopping-ului (continuare)	90
Figura 5.19. Influența înclinării valului asupra înălțimii semnificative a valului	91
Figura 5.20. Influența adâncimii relative a apei asupra înălțimii semnificative a valului ..	91
Figura 6.1. Clasificarea metodelor de calcul al structurilor	93
Figura 6.2. Procesul de antrenament al unei rețele neuronale	99
Figura 6.3. Funcțiile unui neuron	100
Figura 6.4. Configurația unei rețele neuronale	101
Figura 6.5. Ponderile unui nod al rețelei neuronale	102
Figura 6.6. Funcția sigmoid	103
Figura 6.7. Propagarea unui șoc	108
Figura 6.8. Deplasarea șocului	109
Figura 6.9. Valori proprii	112
Figura 7.1. Parametrii structurii sparge-val	119
Figura 7.2. Distribuția forței orizontale măsurate	119
Figura 7.3. Tipuri de coronamente folosite și coeficienții de formă aferenți	120
Figura 7.4. Distribuția datelor de intrare	121
Figura 7.5. Configurația ANN cu trei neuroni pe stratul ascuns	124
Figura 7.6.a. Comparația grafică pentru aplicația ANI – cazul svv 811	127
Figura 7.6.b. Comparația grafică pentru aplicația ANI – cazul svv 831.....	128
Figura 7.6.c. Comparația grafică pentru aplicația ANI – cazul svv 861	128
Figura 7.7.a. Performanțele training-ului pentru aplicația ANI-cazul svv 811	129
Figura 7.7.b. Performanțele training-ului pentru aplicația ANI-cazul svv 831	129

Figura 7.7.c. Performanțele training-ului pentru aplicația AN1-cazul svv 861	130
Figura 7.8. Abaterea medie pătratică pentru diferite configurații	131
Figura 7.9. Configurația pentru testul AN2	132
Figura 7.10. Configurația AN4	135
Figura 7.11. Comparația rețelei AN4 cu metoda Goda	136
Figura 8.1. Schema de calcul a celulelor în interiorul și exteriorul marginii	142
Figura 8.2. Schena de derivare a caracteristicilor de margine	143
Figura 8.3. Calculul profilului apei la $t=200s$	144
Figura 8.4. Viteza apei la $x=5000m$	145
Figura 8.5. Calculul suprafeței apei la $t=600s$ pentru panta 1:10	145
Figura 8.6. Calculul vitezei la $t=600s$ pentru panta 10:1	146
Figura 8.7. Calculul valurilor staționare reflectate de pereții verticali	147
Figura 8.8. Calculul adâncimii apei la $x=500m$	148
Figura 8.9. Elevația suprafeței apei, structură impermeabilă, la jumătate de perioadă	148
Figura 8.10. Elevația suprafeței apei, structură impermeabilă, la jumătate de perioadă	149
Figura 8.11. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=0.60$, structură impermeabilă	149
Figura 8.12. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.40$, structură impermeabilă	149
Figura 8.13. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=2.20$, structură impermeabilă	150
Figura 8.14. Run-up și run-down pentru structură impermeabilă	150
Figura 8.15. Viteze minime și maxime într-o perioadă de val, structură impermeabilă	150
Figura 8.16. Elevația suprafeței apei, structură permeabilă la jumătate de perioadă	151
Figura 8.17. Elevația suprafeței apei, structură permeabilă la jumătate de perioadă cont.	151
Figura 8.18. Elevația suprafeței apei în structură permeabilă	151
Figura 8.19. Elevația suprafeței apei în structură permeabilă continuare	152
Figura 8.20. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=0.80$, structură permeabilă	152
Figura 8.21. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.40$, structură permeabilă	152
Figura 8.22. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=2.20$, structură permeabilă	153
Figura 8.23. Run-up și run-down pentru structură permeabilă	153
Figura 8.24. Viteze minime și maxime într-o perioadă de val, structură permeabilă	153
Figura 8.25. Elevația suprafeței apei, structură impermeabilă submersată	154
Figura 8.26. Elevația suprafeței apei, structură impermeabilă submersată continuare	154
Figura 8.27. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.00m$, structură imp. submersată	154
Figura 8.28. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.70m$, structură imp. submersată	155
Figura 8.29. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=2.30m$, structură imp. submersată	155
Figura 8.30. Viteze minime și maxime, structură impermeabilă. submersată	155
Figura 8.31. Elevația suprafeței apei, structură permeabilă submersată	156
Figura 8.32. Elevația suprafeței apei, structură permeabilă submersată continuare	156
Figura 8.33. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.00m$, struct. perm. submersată	156
Figura 8.34. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.70m$, struct. perm. submersată	157
Figura 8.35. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=2.30m$, struct. perm. submersată	157
Figura 8.36. Viteze minime și maxime, structură permeabilă. submersată	157
Figura 8.37. Schema de calcul pentru overtopping peste pereții verticali	158

Figura 8.38. Compararea overtopping-ului măsurat cu cel calculat pt. pereți verticali	159
Figura 8.39. Schema de calcul pentru structuri verticale protejate tip 1	162
Figura 8.40. Schema de calcul pentru structuri verticale protejate tip 2.	162
Figura 8.41. Schema de calcul pentru structuri verticale protejate tip 3	162
Figura 8.42. Comparație overtopping calculat cu modelul numeric și alte formule	163
Figura 8.42. Comparație overtopping calculat cu modelul numeric și alte formule cont.	164
Figura 8.43. Compararea datelor măsurate și calculate pentru diferite discretizări	165
Figura 8.44. Comparație debitului măsurat cu cel calculat	166
Figura 8.46. Schema punctelor în care s-au făcut măsurători	166
Figura 8.47. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată test 1 (punctele 13-17)	167
Figura 8.48. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată test 2 (punctele 13-17)	167
Figura 8.49. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată test 3 (punctele 13-17)	167
Figura 8.50. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată test 4 (punctele 13-17)	168
Figura 8.51. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată test 5 (punctele 13-17)	168
Figura 8.52. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată test 6 (punctele 13-17)	168
Figura 8.53. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată test 7 (punctele 13-17)	169
Figura 9.1. Principalele tipuri de chesoane sparge-val	171
Figura 9.2. Principalele moduri de cedare ale structurilor sparge-val verticale	173
Figura 9.3. Principalele cauze ale cedării structurilor verticale sparge-val	174
Figura 9.4. Efectul spălării terenului de fundare asupra stabilității structurii	174
Figura 9.5. Presiunea de impact, presiunea capilară și deformația terenului de fundare ..	176
Figura 9.6. Înclinarea paramentului dinspre mare	176
Figura 9.7. Deformația în lungul structurii după furtună	177
Figura 9.8. Implementarea metodei de proiectare integrală	180
Figura 9.9. Costurile unei structuri verticale (Voortman și alții 1998)	186

Introducere

1.1. Generalități

Zona de coastă se schimbă în timp, unele dintre aceste schimbări sunt majore (cum ar fi apariția unor noi zone de locuit sau hoteluri cu facilitățile aferente, acolo unde înainte nu exista decât țărmul mării) sau alte schimbări, mai puțin vizibile, plaja a devenit mai mare sau mai mică, cu nisip mai fin sau cu mai mult pietriș. Multă lume observă aceste schimbări și se întreabă de ce și cum se întâmplă acestea? De aceea această lucrare își propune să prezinte și să analizeze aceste schimbări, pe de o parte, iar pe de altă parte să aducă contribuții la calculul fenomenelor asociate acestora, cu scopul de a clarifica o parte dintre fenomenele care pot influența zona de coastă.

Coastă este locul de întâlnire al apei, pământului și aerului. Această triplă conjugare este complicată de faptul că apa este sărată sau dulce în zonele estuarelor. Ca o definiție mai mult sau mai puțin formală se poate spune că :

“Zona de coastă este acel spațiu unde mediul terestru influențează mediul marin (sau lacustru) și viceversa”.

Zona de coastă variază în lățime și totodată variază în timp. O delimitare zonală nu este posibilă, deoarece, pentru o singură zonă pot interveni (în paralel sau succesiv) fenomene morfologice, fizice, biologice și culturale.

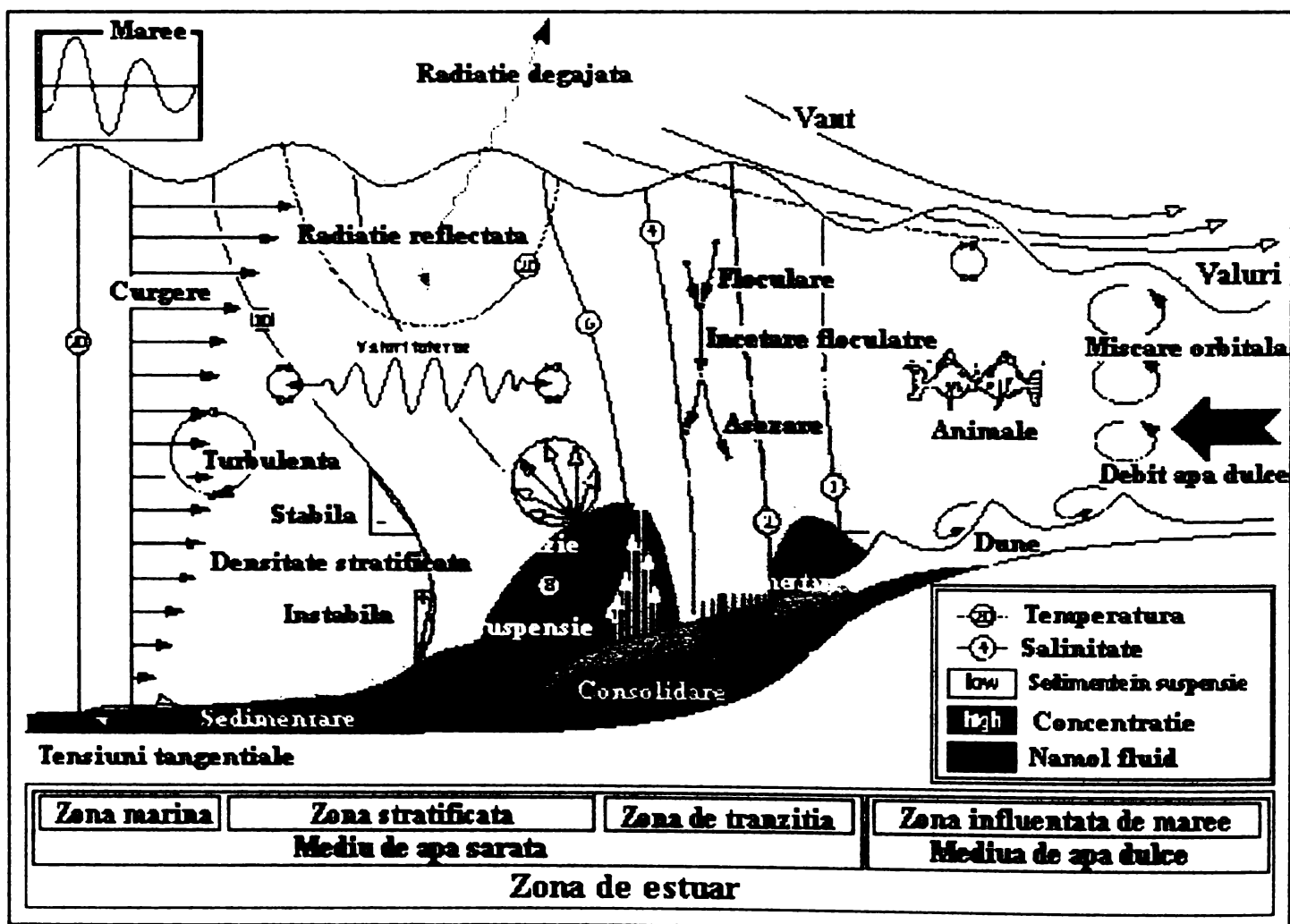
Zona de coastă este foarte complexă, greu de definit și din acest motiv chiar și măsurile de stabilizare și rezolvare a unor fenomene sunt greu de luat fără o cunoaștere profundă a tuturor parametrilor implicați. Din punct de vedere istoric, omul a fost întotdeauna într-o relație de interdependență cu zona de coastă, la malul mării găsind baza traiului zilnic, securitatea și apoi, mai târziu, a dezvoltat centre de comerț, industriale și de turism, cu mari aglomerări urbane. Din acest motiv diferitele interese dau naștere la conflicte între diferiții utilizatori ai zonei de coastă: între cei care doresc dezvoltarea zonei și ecologiști, între ingineri și geologi, între proprietarii de terenuri și economiști.

La baza tuturor problemelor economice se adaugă și următoarele fenomene naturale:

- *nivelul mărilor și oceanelor este în creștere*, ceea ce va duce la înmulțirea furtunilor și la creșterea pagubelor în lungul zonelor intens populate ale coastelor. Creșterea preconizată a nivelului apei va fi de aproximativ 1.0m până în anul 2050. Cauzele acestei creșteri sunt complexe, dar cel mai important factor este creșterea conținutului de bioxid de carbon și a gazelor arse din atmosferă, ceea ce conduce la încălzirea climei prin așa numitul “efect de seră”. Rezolvarea problemelor ce decurg din acest fenomen în zonele de coastă este unul dintre subiectele de cercetare fundamentală al timpului actual.
- *eroziunea zonelor de coastă* pentru care testele și studiile dezvoltă noi strategii de tehnici flexibile de tratare a fenomenului.

Datorită celor două fenomene enunțate anterior, la ora actuală a fost elaborată o nouă strategie de protecție a zonei de coastă împotriva inundațiilor mareelor și a transportului aluviunilor, având la bază noi inovații și proiecte de protecție a mediului. În acest sens, au fost recent finalizate proiecte majore de protecție în Olanda și sud-estul Angliei.

O reprezentare schematică a proceselor și fenomenelor complexe ce au loc în zona țărmului, este prezentată în *figural.1.*



Figural.1. Procese și fenomene caracteristice zonei de estuar

Inginerii construiesc diferite tipuri de structuri marine, diguri și cheiuri pentru porturi, diguri și jetti-uri pentru protecția coastei, diguri pentru protejarea incintelor împotriva inundațiilor, platforme și instalații pentru exploatarea petroliere. Structurile trebuie să își îndeplinească funcționalitatea în mediu natural care devine ostil datorită efectelor vânturilor, valurilor, curenților mareici, cutremurelor, etc. Pentru a asigura structurilor calitățile necesare, trebuie efectuate cercetări pentru înțelegerea deplină a acestor fenomene. Valurile sunt cele mai importante fenomene care afectează structurile maritime, deoarece ele exercită cele mai mari acțiuni asupra acestora. Datorită prezenței valurilor proiectarea structurilor maritime este total diferită de cea a structurilor de pe uscat. Deoarece valurile sunt unul dintre cele mai complexe și variabile fenomene din natură, ele sunt dificil de înțeles în amănunțimea caracterului lor fundamental și al comportamentului. Valurile au multe aspecte, ele apar când vântul începe să bată, cresc până la dimensiuni mari în timpul furtunilor și dispar complet după ce vântul încetează. Forma valurilor neregulate este un important aspect al valurilor.

Generarea valurilor și profilul suprafeței apei au fost studiate din cele mai vechi timpuri dar formularea matematică a mișcării valurilor a fost introdusă numai în secolul XIX. În 1802 Gerstner a publicat teoria trochoidală a valurilor pentru valuri în apă adâncă, iar în 1844 Airy a dezvoltat teoria valurilor cu amplitudine mică, care este valabilă pentru valuri atât în apă adâncă cât și mică. În 1847, Stokes prezintă teoria amplitudinilor finite pentru valuri în apă adâncă, care apoi a fost aplicată și pentru adâncime intermediară. Această soluție este astăzi cunoscută ca teoria Stokes a valurilor. Existența valurilor solitare care se propagă fără modificarea formei în apă mică a fost prezentată de Russell în 1844. Mai târziu în 1871 Boussinesque și Rayleigh în 1876 au dezvoltat această teorie. În 1895, Korteweg și Vries prezintă teoria valurilor permanente cu amplitudini finite în apă mică, care este cunoscută ca teoria cnoidală a valurilor. Astfel teoriile fundamentale ale valurilor au fost stabilite în secolul XIX, excepție făcând teoria valurilor staționare a lui Saint-flour în 1928. Trebuie menționat că aplicarea teoremelor matematice în practica inginerescă a fost aplicată începând din perioada celui de-al doilea război mondial. În anul 1952 un grup de oceanografi americani, condus de Pierson, a recunoscut că valurile neregulate sunt fundamentale pentru studierea valurilor și a introdus acest concept în metoda P-N-J de prognozare. Odată cu avansarea cercetărilor, inginerii au început să înțeleagă tot mai mult importanța valurilor neregulate și importanța lor în aplicațiile ingineresti. De aceea conceptul aleator al valurilor este aplicat în procedurile de proiectare ale structurilor maritime.

1.2. Obiectivele studiului

Această teză prezintă rezultatele aplicării modelării matematice la calculul structurilor costiere de tip sparge-val verticale. Aceste rezultate sunt parte a cercetării efectuate de autor cu scopul de a aduce contribuții la aplicarea unei metode de proiectare integrată a acestor structuri. În fapt teza în sine se constituie într-o pledoarie pentru aplicarea unei metodologii

de proiectare integrată a acestor tipuri de structuri. Motivul care a stat la baza acestei idei de proiectare integrată sunt lecțiile învățate în ultimul secol din accidentele suferite de structurile realizate. Principalele probleme care apar în proiectare sunt prezentate în capitolele tezei.

În Europa interesul și importanța structurilor sparge-val verticale sunt în continuă creștere. Un punct central al calculului de proiectare al acestor structuri, îl constituie alegerea geometriei optime, astfel încât raportul lățime înălțime a structurii verticale, în sensul costurilor totale a perioadei de exploatare, să fie minime. Pentru un nivel de siguranță este posibil să fie alese lățimea și înălțimea în așa fel încât costurile de construcție să fie minimizate.

În general există două condiții de margine pentru un nivel acceptabil al siguranței:

- Riscul acceptabil individual - probabilitatea acceptată ca un singur individ să moară la cedarea structurii;
- Riscul acceptabil social - probabilitatea apariției unui număr de cazuri de deces în cazul colapsării unei structuri.

În completare la aceste limite, este posibil ca în unele cazuri să se obțină o probabilitate optimă a cedării în baza unei analize economice. În acest caz, structura, fără amintita probabilitate a pierderii de vieți omenești, ca urmare a cedării, este foarte mică dar pierderile economice pot fi severe. De aceea punctul de vedere al optimizării economice a structurii este suficient pentru determinarea nivelului apropiat de siguranță și al geometriei optime. În finalul tezei, în capitolul 9 va fi prezentată detaliat necesitatea pentru o nouă abordare a proiectării incluzând și un calcul economic de proiectare fictiv al acestor tipuri de structuri.

1.3. Conținutul lucrării

Teza de doctorat este structurată în 10 capitole care sunt prezentate succint în cele ce urmează.

Capitolul 1 intitulat "*Introducere*"- prezintă considerații generale asupra problematicii abordate de lucrare și face o scurtă prezentare a capitolelor conținute în teză.

Capitolul 2 intitulat "*Noțiuni generale de definire a elementelor proceselor costiere*" prezintă elementele fundamentale care stau la baza proceselor din zona de coastă precum și modul lor de interferare.

Capitolul 3 intitulat "*Considerații privind calculul și proiectarea structurilor sparge-val*" prezintă considerații asupra modului actual de calcul al structurilor și a parametrilor care o influențează, cu metoda Goda care reprezintă procedura standard actuală de calcul. Sunt

prezentate încărcările și modurile de cedare ale structurii precum și procesele și fenomenele care duc la apariția acesteia.

Capitolul 4 intitulat *“Stadiul actual în calculul hidraulic al structurilor verticale sparge-val din punct de vedere al fenomenelor speciale”* prezintă fenomenele asociate cu structurile sparge-val verticale. Aceste fenomene speciale au un aport considerabil la noua metodă de proiectare integrală a structurilor. Calculul clasic al acestor structuri nu include aceste fenomene, dar un inginer proiectant nu poate în condițiile actuale, să nu țină cont de acestea. În acest capitol sunt prezentate principalele formule de calcul pentru determinarea overtopping-ului (debitului deversat de valuri peste structuri). Aceste formule sunt diferite de la autor la autor. Datorită faptului că siguranța persoanelor aflate pe structurile sparge-val verticale în timpul furtunilor este un factor determinant în dimensionarea acestora, în acest capitol sunt prezentate și formulele de calcul care intervin în cuantificarea acestui aspect al proiectării. În ultimul subcapitol este prezentată acțiunea gheții asupra structurilor costiere și modul de calcul al încărcărilor ce apar.

Capitolul 5 intitulat *“Analiza diferitelor formule pentru overtopping”* prezintă valorile calculate cu formulele considerate în capitolul 4 și comparația rezultatelor obținute. Formulele folosite pentru compararea rezultatelor sunt aduse în acest capitol la o formă unitară. Capitolul prezintă o analiză a influenței diferiților parametri ai formulelor asupra valorii de calcul a overtopping-ului. În final aceste influențe sunt comparate cu date experimentale.

Capitolul 6 intitulat *“Modelarea matematică a structurilor costiere”* cuprinde considerații asupra metodelor de modelare matematică folosite în teza de față, precum și prezentarea unor programe existente de calcul care sunt folosite pentru calculul structurilor costiere de apărare. Metodele matematice de modelare alese pentru a studiul actual sunt două și anume metoda rețelelor neuronale și metoda volumelor finite. Metoda rețelelor neuronale este folosită pentru calculul forței hidrodinamice ce acționează asupra structurilor sparge-val. În acest capitol se face o prezentare a principiului metodei urmând ca aplicarea efectivă a metodei să fie descrisă într-un capitol separat. Analog pentru calculul volumului de apă deversat de valuri peste coronamentul unei structuri se folosește metoda volumelor finite, aplicarea acestei metode fiind realizată în capitolul 8.

Capitolul 7 intitulat *“Aplicarea metodei ANN pentru determinarea forțelor orizontale asupra structurilor costiere”* cuprinde prezentarea unui model numeric de modelare prin aplicarea metodei “Rețelelor neuronale” pentru determinarea forțelor care apar în structurile costiere verticale din acțiunea valurilor. Capitolul face prezentarea datelor care au fost folosite pentru modelarea ANN (date de intrare și parametri calculați) precum și analiza datelor de intrare și a rezultatelor. Este prezentat modul de „antrenare” al rețelei și testarea acesteia. Capitolul mai cuprinde prezentarea configurațiilor rețelelor testate, rezultatele obținute prin aplicarea modelului, precum și comparația acestora cu valori

valori obținute ca urmare a unor măsurători efectuate în laborator. Programul de calcul realizat și utilizat, denumit FANN este listat în anexa C.

Capitolul 8 intitulat "*Aplicarea metodei volumelor finite la calculul overtopping-ului*" prezintă un model numeric cu volume finite, denumit VOFO, realizat pentru determinarea debitului deversat de valuri peste structuri de apărare costieră. Sunt prezentate scurte considerații asupra problemei precum și studiile ce se găsesc în literatura de specialitate. În continuare sunt prezentate ecuațiile care guvernează fenomenul precum și schema numerică adoptată. Pentru schema de calcul sunt prezentate modurile de calcul al termenilor omogeni, termenilor sursă, operatorilor de divizare, condițiilor de stabilitate și al condițiile de margine. Capitolul mai cuprinde testele și rezultatele obținute prin aplicarea modelului numeric. Pentru calibrarea modelului au fost folosite date ale unor tipuri de experimente pentru care se cunoaște soluția exactă și care poate fi relativ ușor de utilizat. Testele folosite sunt reflexia valurilor deferlante, curgerea peste un prag, reflectarea valurilor staționare la un perete vertical, ridicarea valurilor pe structuri (run-up), deversarea valurilor peste pereți verticali și deversarea valurilor peste structuri cu parapeti verticali. Pentru testele realizate au fost folosite și date de valuri specifice Mării Negre. În ultimul paragraf al capitolului sunt prezentate concluziile și considerațiile privind metoda aplicată.

Capitolul 9 intitulat "*Metodă de proiectare integrată a structurilor sparge-val*" prezintă necesitatea realizării și aplicării unei metode integrate de proiectare a structurilor de apărare costieră, deoarece costurile de realizare al unei astfel de structuri și pierderile care pot apărea în urma avarierii acestora sunt foarte mari și cu implicații social-economice majore. Acest capitol prezintă modurile principale care duc la cedarea structurilor și încearcă să prezinte modul de calcul pentru un raport optim între risc și costuri de investiție. Capitolul cuprinde și un exemplu de calcul al pierderilor și costurilor în cazul avarierii unei astfel de structuri.

Capitolul 10 intitulat "*Considerații finale*" conține concluziile finale asupra elementelor prezentate și a modelelor folosite precum și o trecere în revistă a elementelor originale ale lucrării. Sunt de asemenea prezentate unele limitări atinse în studiile efectuate și aspecte considerate ca fiind abordabile în viitor.

Noțiuni generale de definire a elementelor proceselor costiere

2.1. Introducere

Val este termenul generic pentru orice fluctuație cu caracter periodic a suprafeței apei. Valurile se formează atunci când suprafața apei este perturbată de anumiți factori ca acțiunea vântului, cutremure sau forțele gravitaționale terestre. În timpul acestor perturbații energia și momentul masei de apă sunt transmise în direcția forțelor ce acționează. Este important de precizat că ceea ce se transmite este forma valurilor și nu masa apei. O parte din energia valului este dispersată radial, inerțial și convectiv, dar o mare parte nu este disipată până ce valul ajunge în zone adiacente coastei. Energia valurilor este "motorul" proceselor ce acționează asupra zonei costiere și de aceea studiul hidrodinamic al valurilor stă la baza evaluării mai multor fenomene care influențează transportul sedimentelor, protecția costieră, navigația și amplasarea porturilor. În cele ce urmează sunt prezentate pe scurt câteva caracteristici importante ale valurilor.

Propagarea valurilor se face în oceane în mediu vâcos peste un teren neregulat și cu permeabilități diferite. Pentru simplificare se poate considera că fluidul este irotațional și vâscozitatea care produce rotația este neglijabilă. De asemenea se poate considera că apa este incompresibilă și ca urmare viteza potențială și funcțiile de curgere poate fi aplicate pentru propagarea valurilor. Problemele asociate cu propagarea valurilor sunt dificile datorită complexității naturii proceselor. Dificultatea apare datorită neregularității mișcării valurilor, a deferlării și a disipării energiei datorită frecărilor, turbulențelor, etc. Orice model matematic este abordat necesită unele simplificări. Aplicarea oricărui model matematic depinde de numărul dimensiunilor spațiului implicat în problemă. În cazul modelelor 2D sau 3D formulele matematice sunt reduse la cele rezolvabile cu teoria liniară a armonicilor valului.

2.2. Definiere elemente hidraulice componente

2.2.1. Valuri

Un aspect important al înțelegerii comportamentului valurilor este înțelegerea modului cum acestea se transformă pe parcursul propagării spre țărm după ce acestea au fost generate de vânt. Principalele transformări sunt schematizate în figura 2.1.

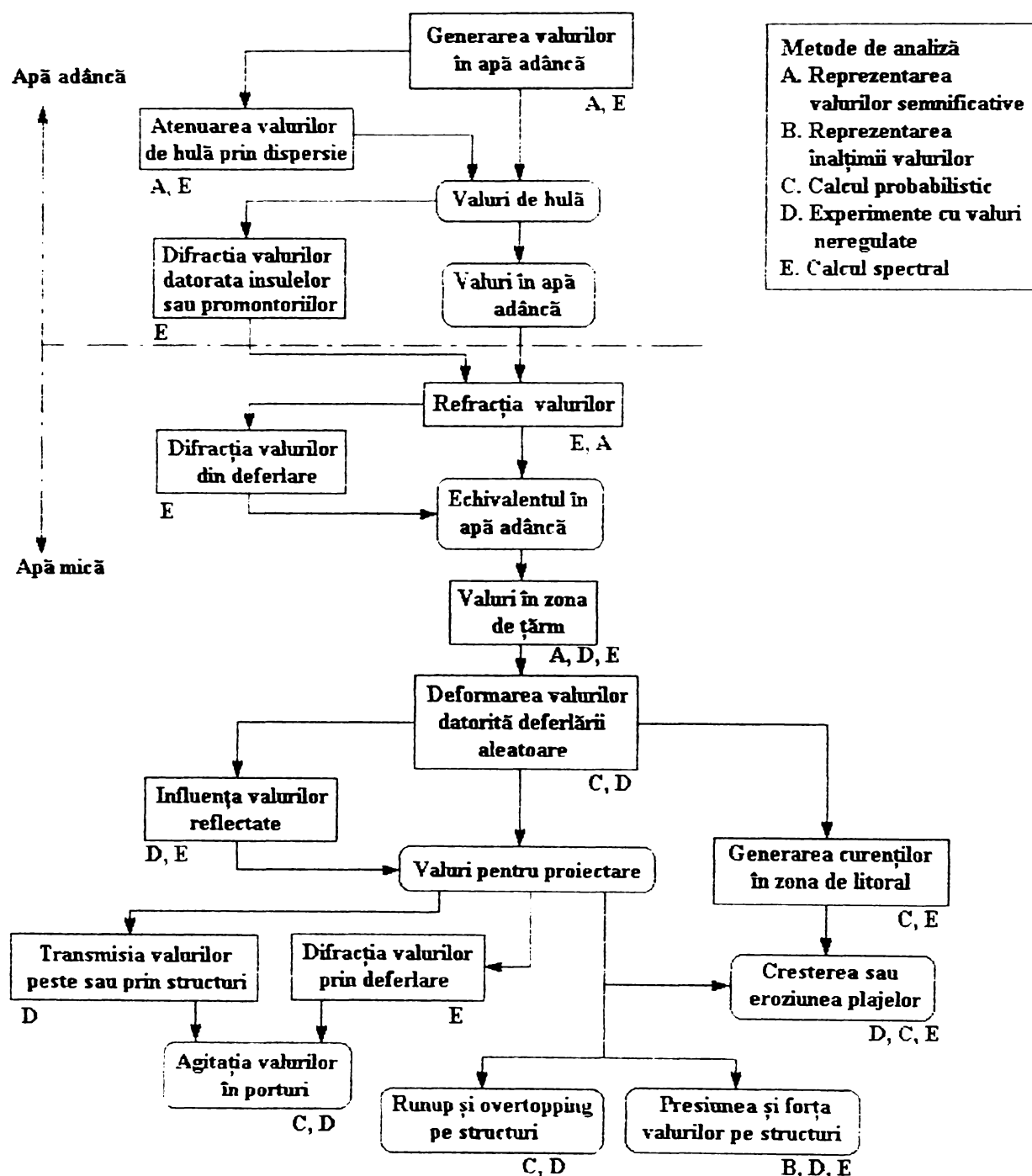


Figura 2. 1. Transformarea și acțiunea valurilor cu metodele lor de calcul

2.2.2. Terminologie

Terminologia valurilor este definită și ilustrată în figura 2.2. Sistemul de coordonate este x, z . În figură este reprezentată mișcarea simplă armonică progresivă a unui val în direcția pozitivă a axei x

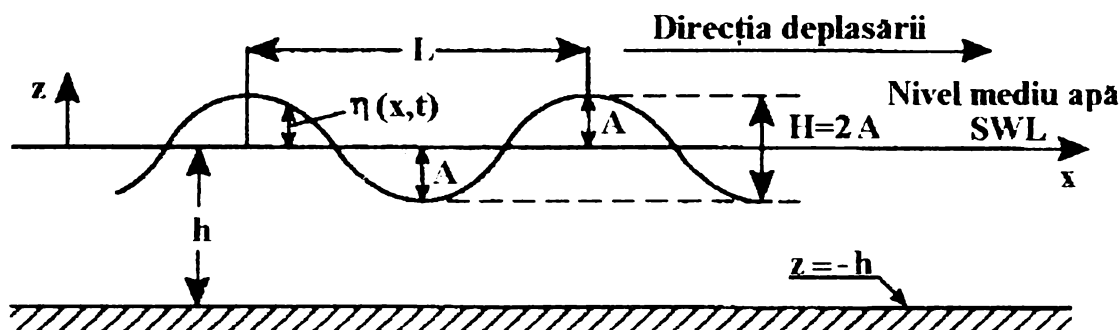


Figura 2.2 Terminologie valuri

Simbolurile definite au următoarea semnificație: h este adâncimea apei (de la nivelul mediu al apei până la fundul mării), $\eta(x,t)$ este deplasarea suprafeței apei peste nivelul mediu (SWL), A este amplitudinea valului, $H=2A$ este amplitudinea totală, L este lungimea valului, T este perioada valului, C este viteza de propagare a valului sau faza vitezei $C=L/T$, k este numărul valurilor $k=2\pi/L$, σ este frecvența unghiulară $\sigma=2\pi/T$.

În figura 2.1 valul se deplasează spre stânga cu viteza C . Ecuația diferențială ce trebuie satisfăcută pe domeniul $-h \leq z \leq \eta$ și $-\infty < x < \infty$ este ecuația Laplace:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (2.1)$$

Condițiile de margine aplicate în ecuația (2.1) trebuie să corespundă cu tipul mișcării valului. Dacă fundul mării este considerat fix, orizontal și impermeabil, atunci condiția care trebuie satisfăcută este:

$$w = -\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{pentru } z = -h \quad (2.2)$$

Condiția de margine pentru suprafață poate fi obținută prin aplicarea ecuației la suprafață, $z = \eta$, și prin presupunerea că $P=0$. Dacă suplimentar se face liniarizarea prin neglijarea termenilor de ordinul doi, rezultă:

$$\eta = \frac{1}{g} \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{z=\eta} \quad (2.3)$$

Pentru a aplica condiția de margine, este necesar de făcut presupunerea că amplitudinea valurilor este suficient de mică astfel încât ecuația (2.3) să fie satisfăcută de condiția de margine:

$$\eta = \frac{1}{g} \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{z=0} \quad (2.4)$$

care este cunoscută ca fiind condiția dinamică de margine la suprafața liberă.

În completare la condițiile (2.2) și (2.4) este necesar ca soluția fizică trebuie să fie periodică în timpul t și în spațiul x .

2.2.3. Ecuația de mișcare a valurilor

Pentru tratarea mișcării valurilor se pornește de la ecuațiile lui Euler și Bernoulli pentru mișcarea bidimensională. În ecuația mișcării va fi considerată în lungul axei x accelerația orizontală și în lungul axei z accelerația verticală. Componenta orizontală a accelerației în lungul axei y este considerată mică și de aceea este neglijată.

Pentru fluid incompresibil, mișcare bidimensională în planul (x,z) , este de forma:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.5)$$

Dacă curgerea este irotațională, atunci viteza potențială este de forma $V = \pm \text{grad} \phi$ și se obțin vitezele:

$$u = -\frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \text{și} \quad w = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (2.6)$$

și prin substituția ecuației (2.6) în (2.5) rezultă:

$$\nabla^2 \phi(x, z) = 0 \quad (2.7)$$

care este ecuația Laplace unde $\nabla^2 = \partial^2 / \partial x^2 + \partial^2 / \partial z^2$.

Ecuația mișcării lui Euler:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + (V \cdot \text{grad})V = F - \frac{1}{\rho} \text{grad} P \quad (2.8)$$

poate fi scrisă explicit în coordonate xOz :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + X \quad (2.9)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} + Z \quad (2.10)$$

Presupunând că asupra particulelor fluidului acționează numai forța externă gravitațională atunci $X=0$, $Z=-g$, unde g este accelerația gravitațională. Deoarece forța gravitațională se

obține din formula potențialului se poate scrie $Z = -g = -[\partial(gz)/\partial z]$. Datorită presupunerii că mișcarea este irotațională rezultă că $\partial u/\partial z = \partial w/\partial x$ și conform ecuației (2.6) $-(\partial u/\partial t) = \partial^2 \phi/\partial x \partial t$, $-(\partial w/\partial t) = \partial^2 \phi/\partial z \partial t$. Atunci ecuațiile mișcării devin:

$$-\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} \quad (2.11)$$

$$-\frac{\partial^2 \phi}{\partial z \partial t} + u \frac{\partial u}{\partial z} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial z}(gz) \quad (2.12)$$

Prin integrare se obține:

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{P}{\rho} = F_1(z, t) \quad (2.13)$$

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{P}{\rho} + gz = F_2(x, t) \quad (2.14)$$

Prin substituirea ecuației (2.13) în (2.14) rezultă că $gz = F_2(x, t) - F_1(z, t)$, $F_2 = F_2(t)$ și $F_1 = F_2(t) - gz$. Astfel Ecuațiile (2.13) și (2.14) pot fi reduse la forma:

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{P}{\rho} + gz = F_2(t) \quad (2.15)$$

care este ecuația lui Bernoulli pentru curgerea bidimensională.

Pentru repaus ecuație poate fi scrisă:

$$\frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{P}{\rho} + gz = \text{constant} \quad (2.16)$$

$F_2(t)$ poate fi combinată cu formula vitezei potențiale și ecuația (2.15) devine:

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{P}{\rho} + gz = 0 \quad (2.17)$$

Teoria amplitudinilor mici se bazează pe presupunerea că mișcarea este infinit mică, ceea ce permite neglijarea componentelor vitezei u^2 și w^2 . Astfel ecuația (2.17) poate fi redusă la:

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{P}{\rho} + gz = 0 \quad (2.18)$$

care este ecuația generală a mișcării care se aplică în dezvoltarea teoriei amplitudinii mici a valurilor.

2.2.4. Clasificarea valurilor

Valurile se clasifică în raport cu diferite criterii, astfel:

- *Energetic*: Din punct de vedere energetic valurile pot fi împărțite în două tipuri “valuri de mare” și “de hulă”. “Valurile de mare” („Sea”) sunt acele valuri care primesc energie de la vânt. Este de notat că termenul de “valuri de mare” nu este valabil numai pentru valurile în bazinele marine dar și pentru oceane, lacuri și bălți. Valuri (swell) de hulă se referă la valurile care nu mai primesc energie de la vânt, ele reprezentând dispersia și descompunerea valurilor “de mare”.
- *Frecvența*: Munk (1951) stabilește o clasificare simplă a valurilor funcție de raportul perioadă – magnitudine, *figura 2.3*. Aceste tipuri de valuri sunt: capilare, gravitaționale și lungi. Cele mai mici, valurile capilare, sunt redactate de tensiunile superficiale și rareori depășesc 2mm în înălțime și 20mm în lungime. Cele mai importante valuri pentru studiul fenomenelor în zona de coastă sunt valurile gravitaționale, generate de acțiunea vântului asupra suprafeței apei. Acestea în condiții extreme pot ajunge la 50m înălțime și 1000 m lungime. Valurile infra-gravitaționale rezultă din raportul valuri/interacțiunea valurilor, au înălțime mică, perioadă lungă și sunt greu de detectat. Acestea sunt de o importanță considerabilă pentru procesele din zona costieră. Valurile lungi sunt generate de fenomene cu perioade mici (maree) și aperiodice (furtuni).
- *Fizic*: Hidrodinamica valurilor poate să grupeze valurile pe baza proprietăților fizice, în particular după modul de oscilație și după rotația particulelor. De aceea din punct de vedere fizic, valurile sunt oscilatorii, irotaționale și translatorii. Valurile oscilatorii pot fi complet progresive sau statice. Valurile progresive au viteza maximă la creasta valului, iar valurile statice la nivelul mediu al apei. Valurile statice sunt importante în zona de țărm sau în lacuri, lagune și estuare. După cum valurile ajung în zona de apă mică caracterul oscilatoriu al valului se schimbă din circular în eliptic, eventual elipsa nu se închide și masa de apă se deplasează înainte. Acestea sunt cunoscute ca valuri translatorii.
- După *adâncimea relativă a apei*: Valurile sunt clasificate în trei categorii în conformitate cu adâncimea relativă a apei. Această adâncime relativă este definită ca fiind raportul h/L , unde h este adâncimea apei și L este lungimea valului. Dacă adâncimea relativă $h/L < 1/20$, atunci adâncimea este considerată

mică în comparație cu lungimea valului și valul este considerat în apă mică (“shallow water” waves) sau valuri lungi. Dacă raportul $h/L > 1/2$ atunci valurile sunt considerate în apă adâncă (“deep water” waves) sau valuri scurte. Pentru $1/20 < h/L < 1/2$ atunci valurile sunt considerate în apă intermediară (“intermediate depth” waves) și normal în acest domeniu ecuațiile nu sunt simplificate.

- *Tip de manifestare:* în zona costieră valurilor se clasifică în: deferlante (care se sparg) și nedeferlante (care nu se sparg).

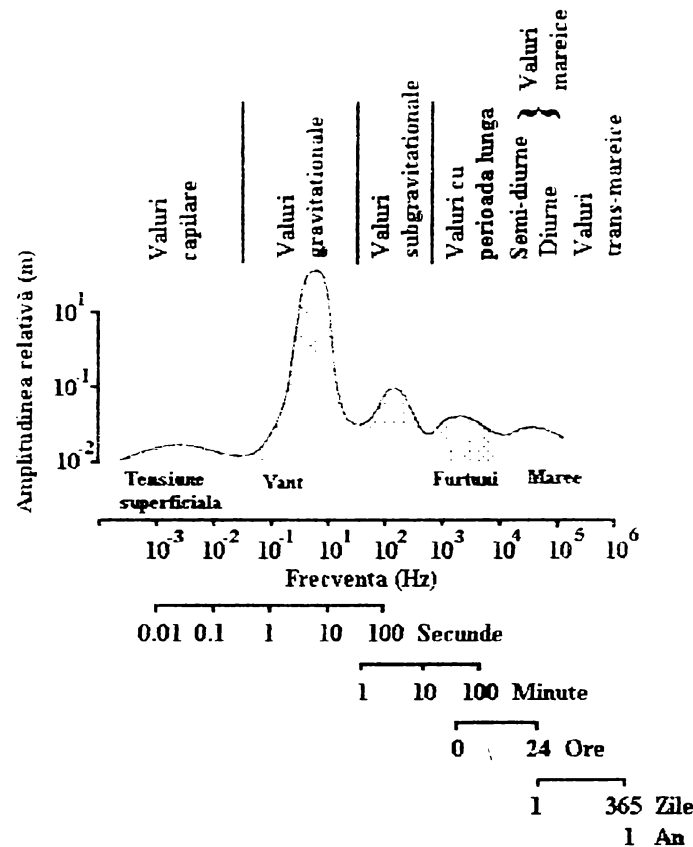


Figura 2.3. Clasificarea valurilor după frecvență

2.2.5. Teoria valurilor

Nu există nici o teorie care să prezinte o descriere fizică a mișcării valurilor. În locul acestora există numeroase teorii cu diferite grade de aplicabilitate. Aceste teorii se împart în două grupuri, cele ale valurilor cu mică amplitudine și cele ale valurilor lungi. Teoria valurilor cu amplitudine mică este folosită pe larg pentru a descrie valurile gravitaționale în ape adânci. Teoria valurilor lungi este folosită pentru descrierea valurilor în ape puțin adânci. Toate teoriile valurilor se bazează pe ipoteze simplificatoare pentru proprietățile fluidului, ignorând factori ca vâscozitatea, tensiunea superficială, presiunea de suprafață și

vorticitatea. Teoria valurilor are ca scop calculul schimbării elevației suprafeței apei (η), lungimea valului (L), viteza valului (C), diametru orbital orizontal și vertical (x , z), viteza orizontală și verticală (u , v) și presiunea potențială pentru orice punct Lagrangian sau distanța Euleriană în interiorul valului. Teoria simplificată a valurilor este dată de ecuații liniare sau de tip Airy, care sunt prezentate în anexa A. Teoria Airy implică funcții de ordinul întâi, ceea ce este inadecvat pentru apele puțin adânci, unde procesele sunt în majoritate neliniare. Numărul mare de date culese până în anii '40-'50, arătat că majoritatea valurilor în natură sunt neregulate și este necesar să se îmbunătățească metodele de descriere a acestora. Longuet-Higgins (1952) nota că rădăcina medie pătratică (deviația standard) a înregistrărilor este:

$$\sigma_a = \left(\frac{\sum \eta^2}{N} \right)^{0.5} \quad (2.19)$$

unde η este elevația (deviația) suprafeței apei de la nivelul mediu măsurat la N intervale fixe de timp. Arătând că numărul total al nivelelor măsurate aproximează distribuția Rayleigh, Longue-Higgins a determinat relația dintre σ_a , energia și înălțimea valului:

$$E = 2 \sum \eta^2 / N \quad \text{sau} \quad E = (2\sigma_a)^{0.5} \quad (2.20)$$

$$\bar{H} = 1.77(E)^{0.5}, \quad H_s = 2.83(E)^{0.5}, \quad H_{10} = 3.60(E)^{0.5} \quad (2.21)$$

unde \bar{H} este înălțimea medie a valului, H_s este înălțimea semnificativă a valului sau înălțimea a 1/3 dintre valuri și H_{10} este înălțimea semnificativă a 1/10 dintre valuri. În prezent, înregistrarea datelor valurilor se face digital pe benzi sau discuri și pot fi analizate rapid. Distorsiunile spectrului valurilor din zona de apă adâncă la trecerea în zona de apă puțin adâncă arată interacțiunea valurilor și reacțiunea la transferul de energie. Validitatea diferitelor teorii este dată de Le Mehaute și este prezentată în figura 2.4.

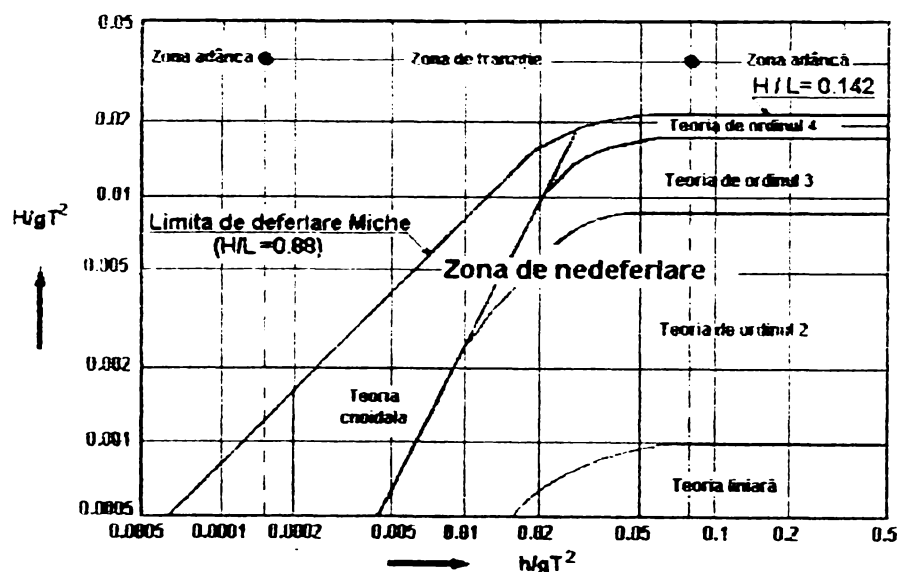


Figura 2.4. Principiul Le Mehaute de clasificare al valurilor

2.2.6. Procese costiere. Valuri în apropierea coastei

2.2.6.1. Scăderea înălțimii valurilor în ape adânci.

Din momentul în care părăsesc zona de formare, valurile sunt denumite valuri de hulă sau "swell". Frontul valurilor se împrășteie radial și circumferențial, figura 2.5, astfel că, cantitatea de energie pe unitatea de lățime a crestei valului scade în spațiu și timp. Rata scăderii este proporțională cu puterea negativă a fetch-ului.

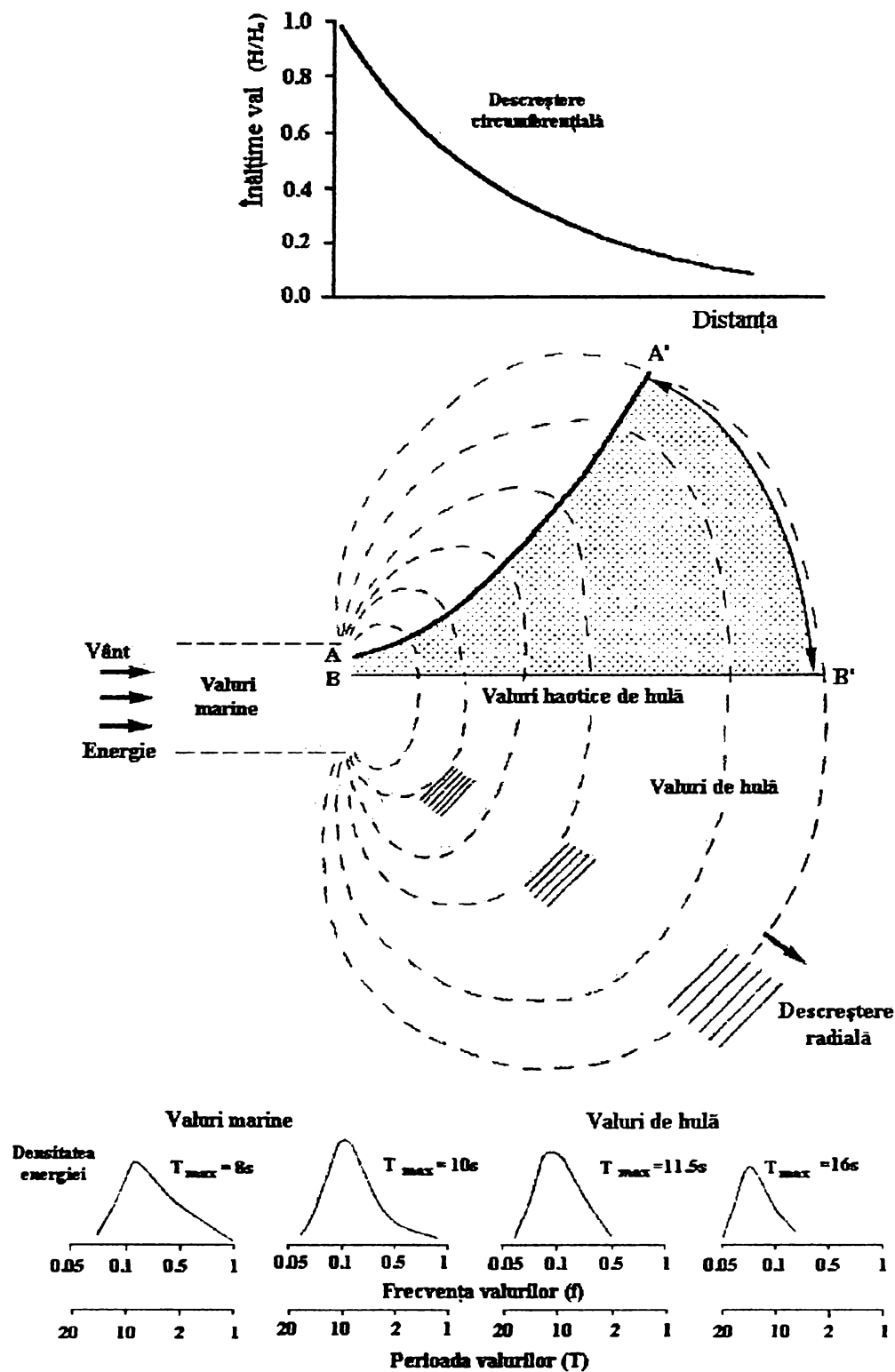


Figura 2.5. Împrăștierea frontului valurilor

Energia valului din fața frontului de valuri este consumată pentru inițializarea mișcării. Jumătate din energia lui se pierde pe o distanță egală cu lungimea valului, astfel că energia primului val este complet disipată după o distanță de câteva lungimi de val. Locul acestuia este luat de alt val care devine valul din fața frontului și care repetă procesul anterior. Un fenomen invers are loc la sfârșitul grupului de valuri. Aici jumătate din energia ultimului val este lăsată în urmă pentru fiecare lungime de val străbătută. De aici apare impresia că viteza grupului (C_g) este mai mică decât viteza unui val individual (C), care se mută gradual în câmpul de valuri. Valurile lungi sunt mai rapide decât valurile scurte și astfel trec înaintea valurilor mici și scăderea radială este marcată de o fază de modificare către o bandă largă de joasă frecvență, figura 2.6. În plus valurile mici se diminuează cu o viteză mai mare prin faptul că ele folosesc proporțional mai multă energie pentru compensarea vâscozității. Ca urmare valurile lungi swells ajung primele la coastă, urmate de cele scurte.

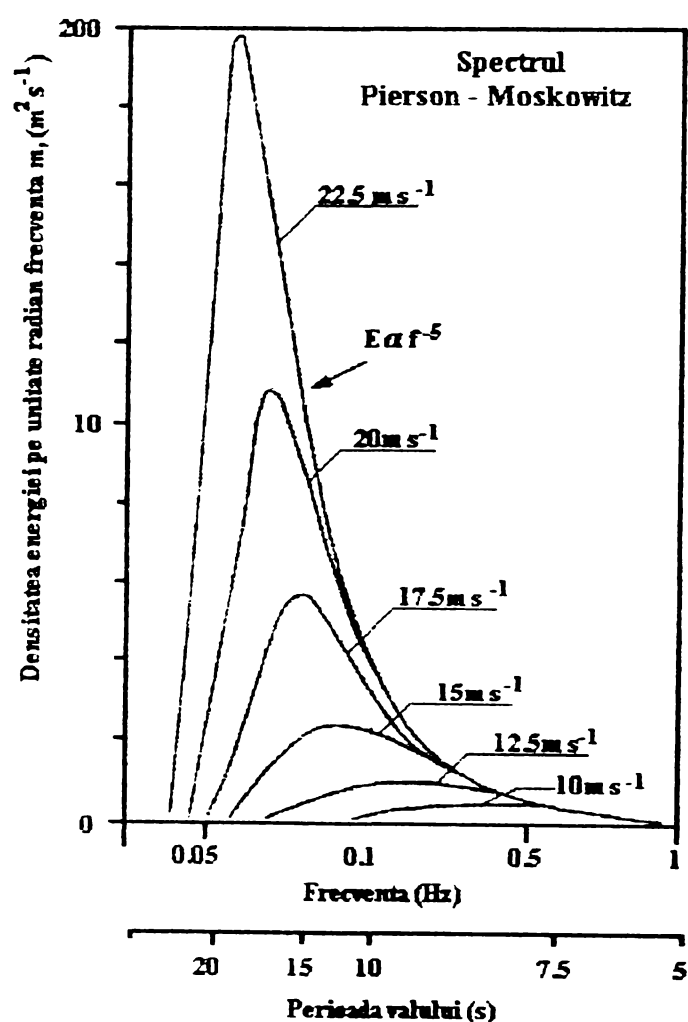


Figura 2.6. Spectrul frecvențelor valurilor

Distribuția de lungă durată a valurilor oceanice este de mare importanță, deoarece acestea prezic apariția valurilor de cea mai mare înălțime și perioada de revenire a acestora. Isaacson și Mackenzie (1981) au fixat o marjă pentru distribuția probabilităților extreme, cu informațiile sinoptice ale valurilor.

2.2.5.2. Modificarea valurilor în apropierea coastei.

Mare parte din energia valurilor este cedată zonei de coastă. Interacțiunea dintre valuri și morfologia coastei, când $d/L < 0.5$, duce la modificarea, transformarea și filtrarea valurilor incidente, astfel încât uneori procesele de modificare ale țărmului se datorează în mică măsură condițiilor din zonele de apă adâncă. Modurile în care valurile sunt diminuate și alterate în interacțiunea primară sunt refracție, reflexie și difracție.

Refracția valurilor

Refracția valurilor reprezintă reorientarea graduală a propagării valurilor cu un unghi față de piciorul pantei sau a unui curent. Analiza și interpretarea modelului refracției se face recurgând la “perpendicularitate”, figura 2.7.

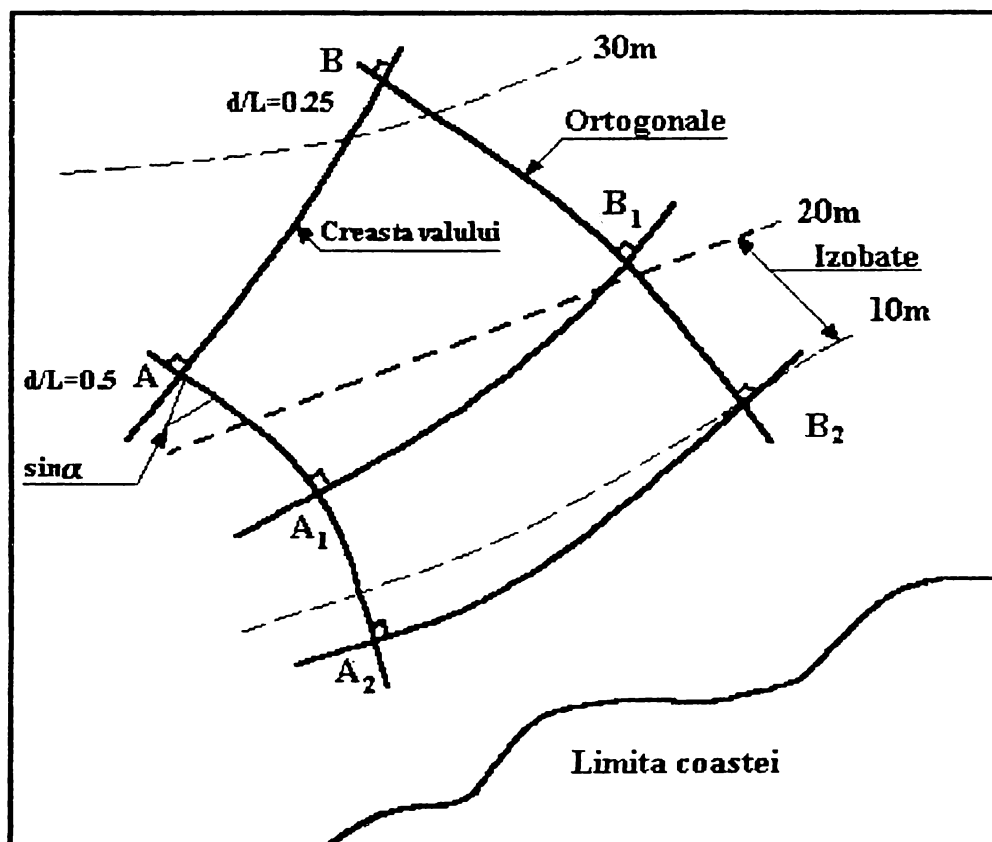


Figura 2.7. Refracția valurilor

2007
17

Considerând un val de hulă părăsește zona de apă adâncă, traversează izobata (conturul submarin) cu un unghi, și ajunge în zona de apă puțin adâncă, acesta își va schimba înălțimea (H), lungimea (L) și viteza (C), aceasta depinzând în mare măsură de adâncimea apei (d). Conform *figurii 2.7*, nu toate punctele de pe creasta valului sunt în același timp la aceeași adâncime, de aceea H , L și C pot varia în lungul valului. Astfel folosind teoria Airy: dacă la punctul A, $d/L=0.25$, rezultă $c=14\text{m/s}$, la distanța B, dacă $d/L=0.5$ rezultă $C=19\text{m/s}$. Astfel valul în punctul A se deplasează mai încet decât în punctul B și pentru fiecare unitate de timp m va parcurge un spațiu mai mare. Această diferență apare datorită devierii valului către izobată, proces care va continua până ce creasta valului va fi paralelă cu conturul fundului apei, și va avea aceeași viteză C în fiecare punct.

Un fenomen asemănător se petrece când valul întâlnește un curent care se deplasează sub un anumit unghi față de direcția lor, de exemplu la gurile de vărsare ale râurilor.

Reducerea vitezei este dată de raportul C/C_0 , unde C este viteza valului în oricare punct al câmpului și C_0 este viteza acestuia în zona cu apă adâncă.

Difracția valurilor

Difracția este fenomenul de transfer de energie în lungul crestei valurilor și apare în două situații, când valurile traversează o zonă de surf sau când o urmăresc. În punctul respectiv de pe suprafața mării, valurile cresc rapid și se pot sparge. Mai există și posibilitatea ca surplusul de energie să fie transferat lateral prin difracție, prin curenți locali puternici. O asemenea situație apare în zona insulelor, unde valurile traversează zona de ape puțin adânci și deferlează, ducând la crearea unor condiții periculoase. Difracția apare în zonele de urmărire, în cazul promontoriilor, picioarelor și a jettie-urilor.

Reflexia valurilor

Valurile incidente pot fi reflectate de faleze, plaje, de bare și creste submarine, jettie-uri și diguri. Valurile reflectate pot fi de aceeași dimensiune cu valurile incidente și dacă se deplasează în direcția exact opusă apar valuri staționare (clopotis). Dacă valurile reflectate au alt unghi de reflexie atunci se formează valuri parțial staționare. Valurile reflectate pot fi împrăștiate astfel încât perioada valurilor incidente trece în componente cu frecvență mare care radiază energia. Reflexia valurilor cauzată de plajă și de forma fundului mării au o mare importanță pentru stabilitatea țărmului.

Valuri în ape puțin adânci

Punctul unde $d/L=0.5$ este cunoscut sub denumirea de bază a valului. În acest punct mișcarea suprafeței valului ajunge la fundul mării. Această valoare este doar convențională unele valuri ajungând până la $d/L=0.84$. La orice adâncime sub $L/2$ valul este în contact cu fundul apei și este influențat de acesta.

Procese în ape puțin adânci

Interacțiunea valului cu fundul apei nu apare decât dacă $d/L < 0.25$. Prezența fundului mării exercită o forță de frecare care creează pierderi de energie pentru mișcarea valului. Această pierdere se manifestă prin modificarea formei valului și prin deformarea mișcărilor oscilatorii orbitale de adâncime. Cu cât d/L scade, teoria liniară a valurilor devine inadecvată. Valurile încep să aibă creste scurte comparativ cu lungimea, iar viteza orbitală a particulelor devine mai asimetrică, *figura 2.8*. Această creștere a asimetriei este importantă pentru stabilitatea țărmlui și pentru transportul sedimentelor.

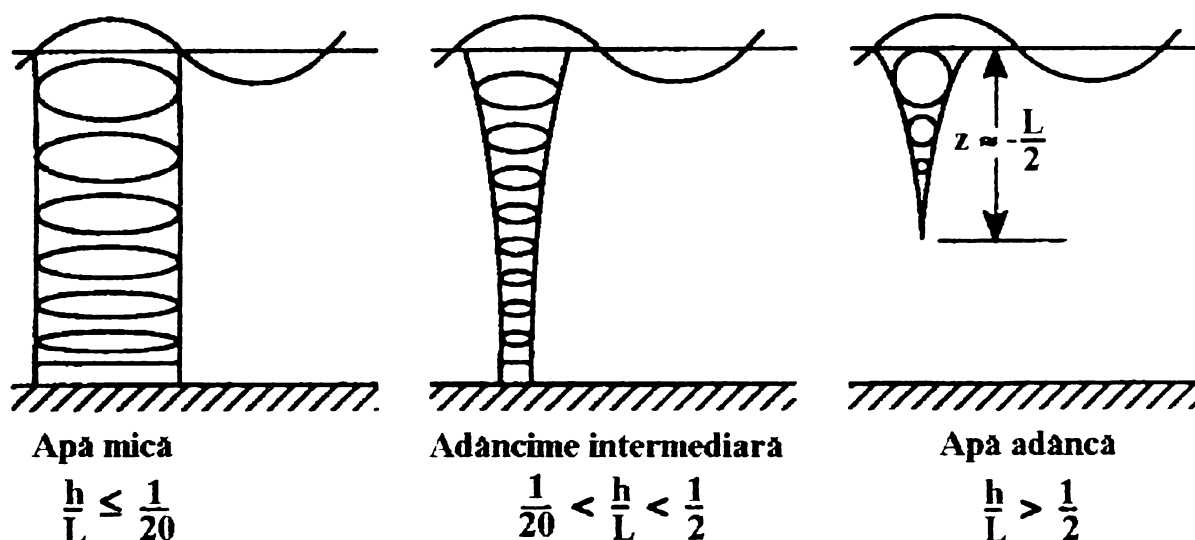


Figura 2.8. Mișcarea orbitală a particulelor valurilor

După cum au loc schimbări în zona de țarm, câmpul de valuri tinde să conserve energia, masa și momentul prin mecanisme independente sau interconectate, multe dintre acestea neliniare, incluzând turbulența, defelarea, descompunerea armonică etc.

2.2.7. Încărcări datorate valurilor

Tratarea tehnică a valurilor (din vânt) se face în trei categorii:

- *Generare* - Generarea valurilor de către vânt este descrisă cu relații de tipul:
 $H, T_{\text{caract}} = f(u_{\text{vânt}}, h, \text{fetch})$. Pentru proiecte la care nu există date măsurate și nu poate fi folosit un software care să producă date, atunci se folosesc relațiile de tipul de mai sus. Un set de astfel de relații este prezentat în anexa A.

- *Hidrodinamica* - Viteza și forța valurilor sunt importante în cazul tratării problemelor de eroziune și protecție. Parametrii implicați sunt descriși de relații de tipul: $u, p, \tau = f(H, T, h)$. Forțele care au generat valul nu mai sunt importante în acest moment, elementele importante devenind înălțimea și perioada valului. Fenomene ca refracția și difracția sunt părți componente ale hidrodinamicii valului.
- *Statistica* - Suprafața valurilor este neregulată datorită faptului că sunt generate de forța vântului, care este un fenomen turbulent. Din această cauză este necesar ca pentru caracterizarea câmpului de valuri să se utilizeze parametrii medii statistici. Pentru a determina probabilitatea unei anumite valori a înălțimii valului, din câmpul de valuri, se folosesc relații de tipul: $p(H) = f(H_{\text{caracteristica}}, \text{funcție de distribuție})$. Spectrul valurilor este cea mai importantă descriere a corelării distribuției înălțimilor valului și perioadele câmpului de valuri.

Hidrodinamica nu este limitată la valuri regulate, de aceea multe relații au fost formulate pentru fluctuații periodice. Statistica valurilor neregulate nu înlocuiește hidrodinamica, este doar un mod matematic de descriere a fluctuației suprafeței apei. *Astfel pentru fiecare val din câmpul neregulat de valuri poate fi obținută valoarea forței valului din relații hidrodinamice, iar statistica poate oferi doar probabilitatea de apariție a acestor forțe.*

În *figura 2.9* se prezintă modul de încărcare a protecțiilor costiere din acțiunea valurilor. Interacțiunea dintre val și structură are un rol important. În *figura 2.9.a* este prezentat un perete vertical, care reflectă un val progresiv, rezultând un val staționar, și care exercită o presiune fluctuantă asupra peretelui și a fundului mării, datorită vitezei valului. În *figura 2.9b*, este prezentat un val pe o pantă mică, așa numitul “bore”, care seamănă foarte mult cu un salt hidraulic. Datorită spargerii, mișcarea valului devine foarte turbulentă. Valul din *figura 2.9c*, se sparge pe o pantă abruptă, producând un gradient accentuat al presiunii și posibile impacturi din coliziunile dintre valuri și protecție.

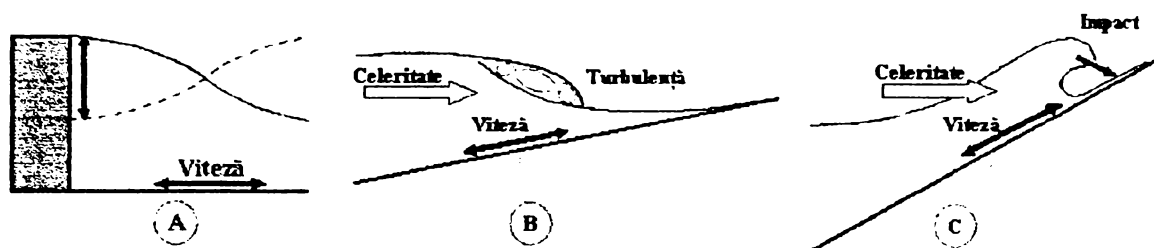


Figura 2.9. Încărcarea valurilor asupra structurilor:

În studiul încărcărilor datorate valurilor, cele mai importante valuri sunt acelea care deferlează. Un val deferlează ca rezultat al instabilității care apare atunci când el nu mai poate exista, deoarece viteza particulei u este mai mare decât celeritatea c , iar particula “părăsește profilul valului”. Deferlarea apare deoarece un val este foarte înclinat (în apa adâncă) sau deoarece apa este foarte mică. Acest fenomen apare și ca urmare a combinării celor două aspecte. Ambele limite au fost descrise cu criteriile de deferlare de către Miche (vezi figura 2.4):

$$H_b = 0.142l \tanh\left(\frac{2\pi}{L}h\right) \quad (2.22)$$

Pentru apă adâncă, această formulă devine: $H_b / L = 0.142(h / L > 0.5 \rightarrow \tanh(2\pi h / L) \approx 1$

Tipuri de deferlare

Pentru valurile care deferlează pe o pantă, numărul adimensional Irribarre, sau parametru de similitudine a surf-ului este de o mare importanță în orice problemă de protecție a țărmului. Acest parametru este definit ca:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H / L_0}} \quad (2.23)$$

unde α este unghiul pantei. $\sqrt{(H / L_0)}$ poate fi privit ca o înclinare a valului (o evaluare aproximativă, deoarece H este înălțimea locală a valului și L_0 este lungimea valului în apă adâncă). ξ reprezintă raportul înclinării pantei și a înclinării valului. L_0 influența perioadei valului, deoarece $L_0 = gT^2 / 2\pi$. Pentru diferite deferlări ale valului, ξ , i-a diferit valori. În figura 2.10. sunt prezentate aceste tipuri. Zona de tranziția dintre valurile care deferlează și cele care nu deferlează este caracterizată de valori ale lui $\xi \approx 2.5 \div 3$. Pentru valori mai mari valul se “scurge” în sus și în jos pe pantă cu antrenări minore de aer.

Comportamentul valurilor, pentru $\xi \approx 3 \div 5$, este adesea numit “deferlare răbufnită”. Un val care colapsează este un val al cărui comportament este între cele care deferlează și cele care nu deferlează. Cele mai impresionante valuri sunt valurile care deferlează “plonjând” ($\xi \approx 0.5 \div 3$). La valurile care deferlează plonjând, creasta devine foarte asimetrică, se buclează, închide un volum de aer în interior și acționează asupra pantei ca un jet de apă. Cu scăderea unghiului pantei, creasta valurilor care plonjează devine puțin asimetrică și jetul de apă proiectat înaintea de creasta valului devine tot mai puțin pronunțat. Acesta conduce la tipul valuri care deferlează prin răsturnare ($\xi < 0.3$). Tranziția dintre modurile diferite de deferlare se face gradat și aceste valori ale lui ξ sunt orientative. După deferlare, valurile călătoresc cu o celeritate egală cu aproximativ \sqrt{gh} și valul se comportă ca un “bore” sau ca un salt hidraulic în mișcare.

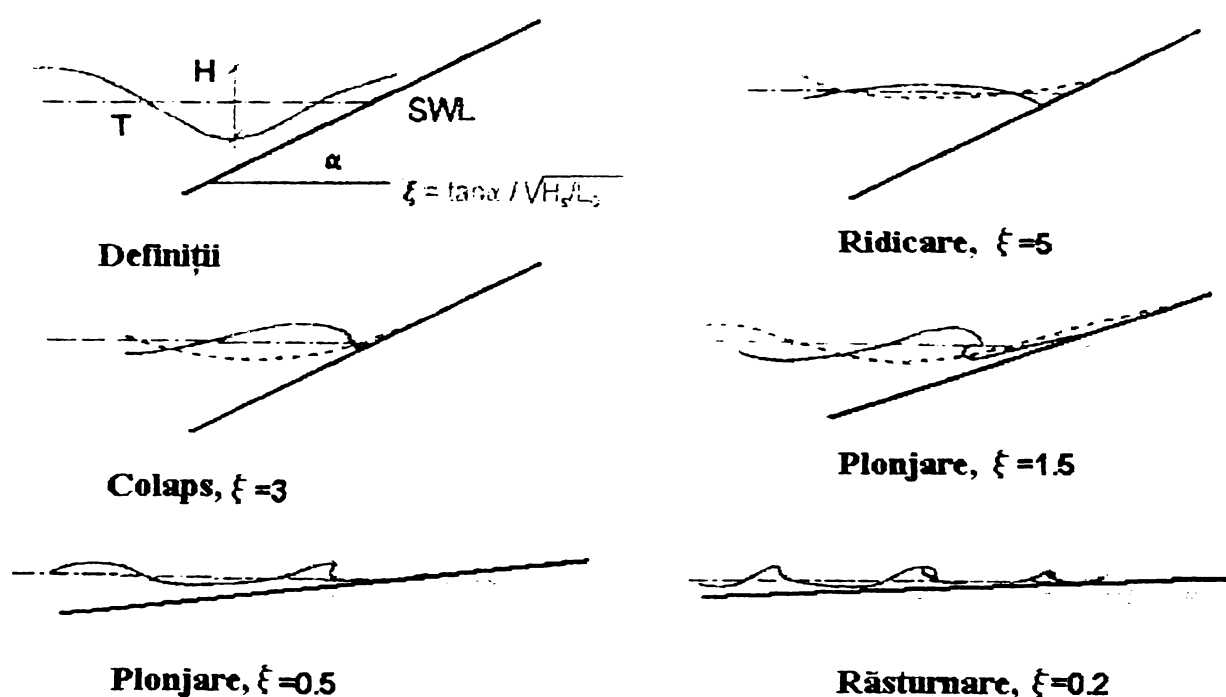


Figura 2.10. Definierea valurile în zona de coastă

Parametrul ξ arată că, pentru o pantă, noțiunea de “înclinat” sau “mai puțin înclinat” este relativă. O pantă de 1:100 este în mod obișnuit o pantă foarte mică, dar pentru valurile provocate de maree, poate fi la fel de înclinată ca un perete vertical pentru un val cu o perioadă de câteva secunde. Aceasta se datorează faptului că marea pe plajă nu deferlează și este complet reflectată (fenomenul descris aici este complet diferit de valurile marelui ocean, exemplul prezentând relativitatea noțiunilor din hidrodinamică). ξ reprezintă de asemenea faptul că un val care vine cu o înclinare deja mare va deferla foarte ușor, chiar și pe o pantă

foarte înclinată. Deferlarea valurilor reprezintă în aceeași măsură transformarea energiei, prin turbulență, și frecare în căldură.

Impactul valurilor

Presiunea din acțiunea unui val crește sau descrește cu ciclul valului atâta timp cât apa este în contact cu punctul unde se determină presiunea. Aceasta este denumită încărcarea quasi-statică a valului. Ea este reprezentată de punctul 1 în figura 2.11. Când apa unui val intră în coliziune cu suprafața structurii, va apare un foarte scurt și puternic șoc de impact, de încărcare dinamică din val, care este definită ca încărcare din șoc sau de impact. O primă aproximare și reprezentare a acestui fenomen o reprezintă punctul 2 din figura 2.11.

$$p_{\max 50\%} \approx 8\rho_w gH_s \tan \alpha \quad p_{\max 0.1\%} \approx 16\rho_w gH_s \tan \alpha \quad (2.24)$$

în care $p_{\max 0.1\%}$ este presiunea maximă depășită de 1 din 1000 de valuri. Această expresie dă valori de câteva ori mai mari decât cea din încărcări quasi-statice. Forma distribuției presiunii de impact se presupune a fi un triunghi având ca lungime a bazei înălțimea H.

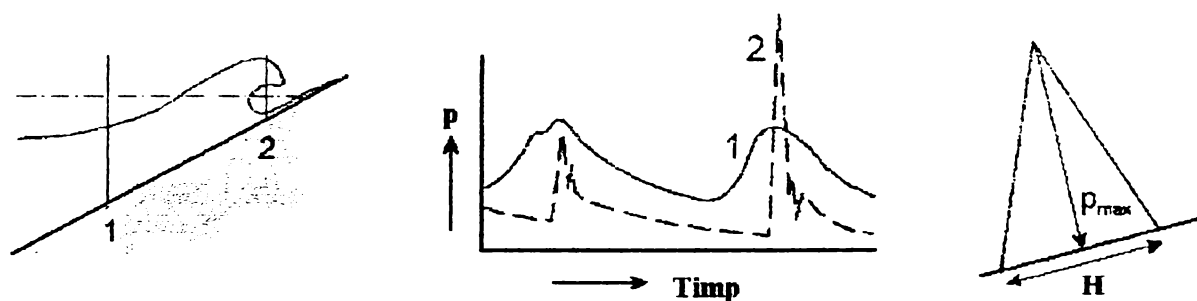


Figura 2.11. Încărcarea din val

2.2.8. Fenomene asociate

2.2.8.1. Run-up

Valuri regulate

Run-up (R_u) este definit ca nivelul maxim la care ajunge apa pe o pantă în timpul unei perioade a valului iar run-down (R_d) este nivelul minim al apei, ambele fiind măsurate de la nivelul liber al mării SWL, figura 2.12. Pentru valuri care deferlează ($\xi < 2.5-3$) pe o pantă lină, se poate calcula conform cu formula lui Hunt:

$$\frac{R_u}{H} = \xi \quad (2.25)$$

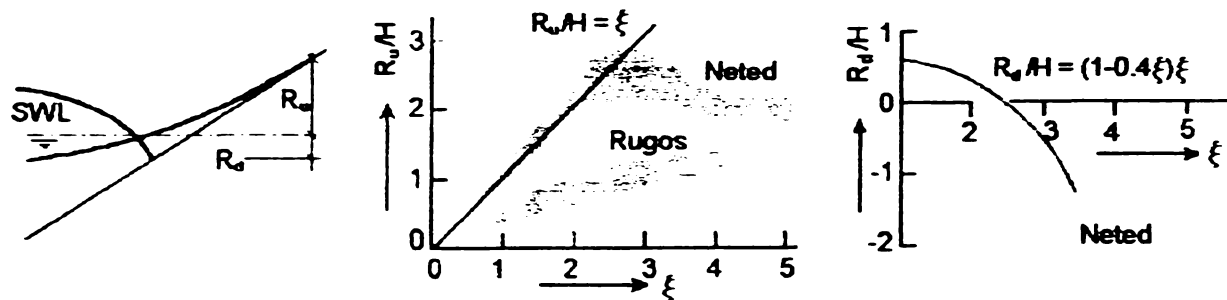


Figura 2.12. Run-up și run-down

Pantele cu rugozitate foarte mare (rip-rap) rezultă valori pentru run-up cu până la 50% mai mici decât pentru pantele cu rugozitate mică, așa cum se vede din figura 2.12. Fenomenul de run-up are valoare maximă pentru $\xi \approx 2.5 \div 3$, care este chiar limita dintre valurile care deferlează și cele care nu deferlează. Pentru $\xi \rightarrow \infty$ valoarea teoretică este $R_u/H=1$ (valuri staționare). Așadar momentul mișcării valului pe pantă conduce la atingerea unui nivel de apă ridicat față de cel normal.

Valuri neregulate

Cele mai multe formule utilizate pentru run-up-ul valurilor neregulate folosesc o valoare pentru distribuție care este depășită de un număr mic de valuri, deoarece se consideră că panta este folosită pentru a proteja un obiectiv și nu trebuie să treacă multă apă dincolo de ea. De exemplu în Olanda, pentru proiectarea digurilor este folosit criteriul $R_u 2\%$, determinat empiric ca fiind:

$$R_{u2\%} = 1.5 \gamma_r \gamma_\beta \gamma_B \gamma_f H_s \xi_p \quad (R_{u2\% \max} = 3H_s) \quad (2.26)$$

Pentru valori mari ale lui ξ , run-up-ul prezintă un maxim la fel ca în cazul valurilor regulate.

2.2.8.2. Run-down

Valuri regulate

În 1974, Battjes definește pentru run-down relația:

$$R_d = R_u (1 - 0.4\xi) = H (1 - 0.4\xi) \xi \quad (2.27)$$

Această formulă arată că pentru valuri reale, nivelul apei nu coboară sub nivelul normal al apei SWL, deoarece apa valului care curge în jos pe pantă, se întâlnește cu apa următorului val care urcă panta. Pentru pante foarte mici, ca cea a plajelor, acest fenomen poartă denumirea de set-up.

Valuri neregulate

Formula pentru run-down în cazul valurilor neregulate este:

$$R_{d2^{\circ}} = -0.33H_s \xi_p \quad (R_{d2^{\circ} \max} = -1.5H_s) \quad (2.28)$$

În cazul valurilor neregulate run-down-ul coboară întotdeauna sub nivelul normal al apei SWL. În acest caz nu sunt luate în considerare reduceri din cauza rugozității.

2.2.8.3. Overtopping deversarea valurilor peste structură.

Prin "overtopping" se înțelege fenomenul de deversare a valului peste o structură, atunci când nivelul pe care îl atinge run-up-ul valului depășește înălțimea structurii. Dimensiunile acestui fenomen influențează caracteristicile geometrice ale structurilor de apărare de tip sparge-val, datorită faptului că acesta are un rol major în stabilitatea structurii, condițiilor din incinta portului precum și a inundațiilor produse în zonele protejate de către acestea.

2.3. Definire elemente structurale componente

Lucrările clasice de apărare a zonelor costiere, porturilor și a oglinzii apei contra valurilor, sunt digurile cu taluz, pereții verticali sau digurile mixte. Acestea împiedică distrugerea de către valuri a coastei și a facilităților costiere, prin disiparea locală a energiei valului în cazul digurilor cu taluz, sau prin reflectarea valului către larg în cazul pereților verticali.

Digurile cu taluz sunt alcătuite din material pietros sau blocuri de beton, iar pereții verticali sunt structuri verticale din beton blocuri mari de beton sau chesoane din beton. Structurile mixte sunt constituite prin pozarea unui perete vertical deasupra unui prism de anrocamente în taluz, care este în general protejat înspre larg cu o protecție în taluz de anrocamente, blocuri de beton sau tetrapozi din beton.

2.3.1. Structuri de apărare portuare

2.3.1.1. Diguri verticale

Acțiunea valurilor are o putere foarte mare de erodare a fundului mării în fața digurilor de acest fel. De aceea, este necesar un volum mare de material pentru stabilizarea acestui tip de structură. În condițiile actuale, nu este economică folosirea acestor structuri decât în cazul valurilor cu înălțime de maxim 6-7 metrii.

2.3.1.2. Diguri cu taluz

Aceste tipuri de structuri sunt alcătuite dintr-un prism de anrocamente sau din blocuri de beton care urcă până la suprafața liberă a apei și care sunt terminate cu un coronament din dale de beton mai mult sau mai puțin monolit. Blocurile din piatră naturală nu depășesc în general 10 tone, greutate care este insuficientă pentru asigurarea stabilității masivului de anrocamente. Din acest motiv, masivul este protejat cu blocuri artificiale din beton. Acestea pot avea forma paralelipipedică (care au zeci de tone) sau forme particulare, cum ar fi tetrapozii (care au până la 40 tone)

2.3.2. Structuri de apărare a coastei

În acest paragraf sunt prezentate pe scurt lucrările destinate protejării coastelor contra acțiunii distructive a valurilor mării, spre deosebire de cele descrise anterior care aveau ca scop asigurarea unei oglinzi de apă calmă în porturi. Aceste construcții rezistă fie prin propria lor greutate fie dissipând o parte din energia valurilor, fie schimbând tendințele hidraulice ale valului. Construcțiile de acest gen sunt de doua tipuri:

- construcții paralele cu coasta;
- construcții perpendiculare pe coastă.

2.3.2.1. Construcții paralele cu coasta

Construcțiile paralele cu coasta, sunt dispuse pe înălțimea plajei și formează practic un baraj între uscat și mare. Acestea fixează linia coastei, în locul în care se află. Fixarea plajei are dezavantajul că acest lucru se produce în detrimentul acesteia și al fundului mării, mobil, aflat în fața structurii. Dacă valul se reflectă pe structura se produce așa numitul val staționar sau clopotis, crește agitația din dreptul structurii și implicit apare eroziunea nisipului de la piciorul structurii. Acest fenomen poate duce la micșorarea sau dispariția plajei din dreptul structurii, producând uneori chiar afundarea sau răsturnarea

structurii. Un mod de a proteja aceste structuri împotriva scufundării, constă în amplasarea unui rând de palplanșe atât în fața, cât și în spatele structurii, *figura 2.13.*

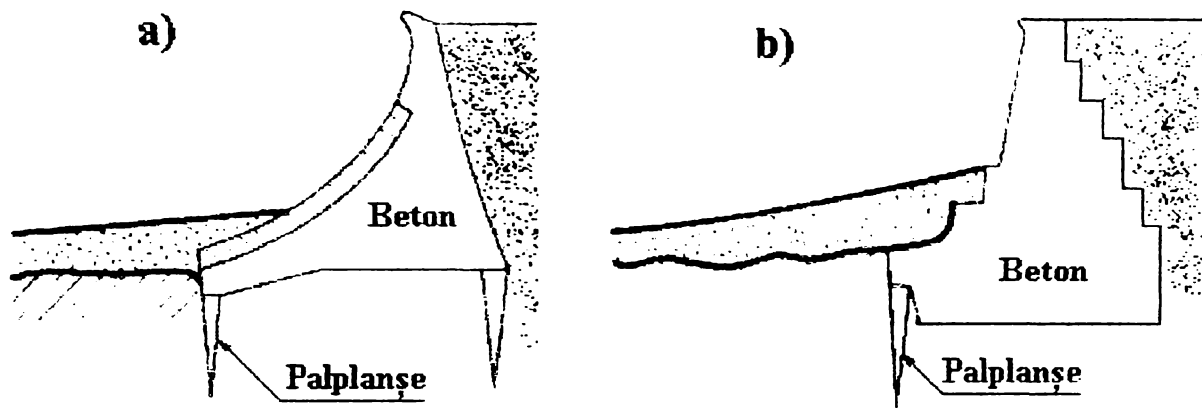


Figura 2.13. Construcții de apărare a coastei prevăzute cu palplanșe

Lucrările care sunt dispuse în fața liniei coastei, formează un baraj contra curenților perpendiculari pe mal. Acestea pot fi submersate sau de suprafață.

În cazul în care lucrările ies deasupra nivelului apei, creează în spatele lor o zonă de calm relativ unde se pot depune sedimente, *figura 2.13.a.* În cazul în care aceste lucrări sunt submersate, acestea produc deversări ale valului peste creasta lor. Ele au dezavantajul că poziția lor în mare trebuie foarte bine studiată pentru că, în cazul în care sunt foarte departe de mal, pot produce probleme de navigație, iar dacă sunt prea aproape de mal, pot da naștere la noi insule de nisip între ele și mal, care pot fi spălate în caz de furtună, *figura 2.14.*

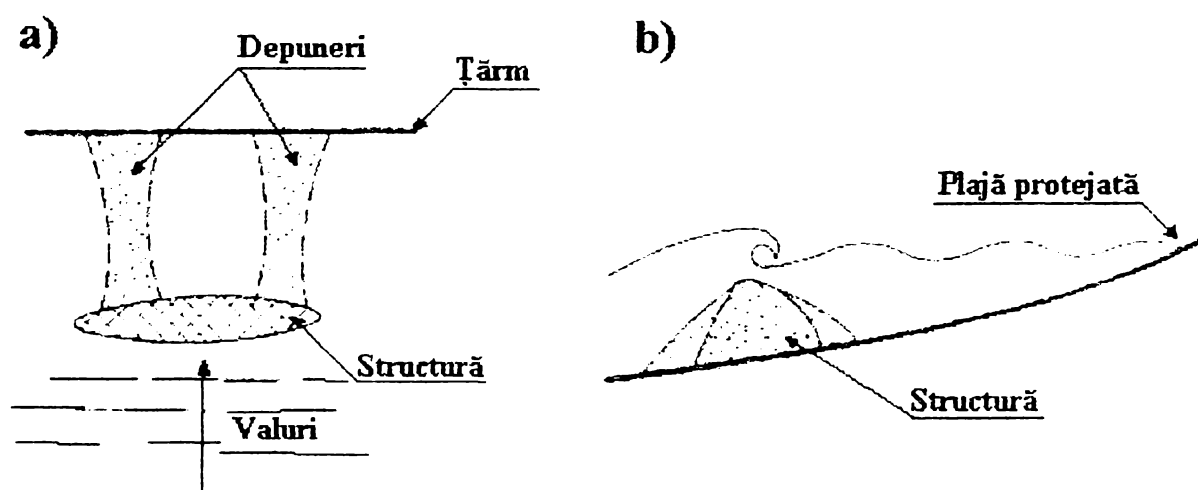


Figura 2.14. Lucrări de protecție a coastei amplasate în mare

Eficacitatea acestor structuri depinde în mod esențial de modul de transport al sedimentelor predominant în lungul coastei .

2.3.2.2. Lucrări perpendiculare pe coasta

Lucrările perpendiculare pe coastă se numesc epiuri și au ca scop reducerea transportului de sedimente. Epiurile nu pot împiedica eroziunea produsă de curenții normali pe coastă. Ca structuri, acestea produc depuneri mari într-un capăt al lor și eroziuni în cealaltă parte. Din acest motiv acestea se dispun mai multe în serie în aval de zona care trebuie protejată, în sensul transportului de sedimente dominant. Ca regulă generală, spațierea lor trebuie să fie între 1,5 până la de două ori lungimea lor.

Considerații privind calculul structurilor sparge-val

Creșterea populației în țările în curs de dezvoltare duce la mărirea necesarului de apă în general, și la schimbări în zonele costiere. Dezvoltările și schimbările nu sunt strict specifice zonelor costiere, aplicându-se și la malurile lacurilor cu dimensiuni mari. Toate modificările atrag după sine și riscul inundării unor zone populate. Din acest motiv orice structură administrativă investită să aprobe realizarea unor construcții costiere sau pe malul lacurilor foarte mari, trebuie să cunoască nivelul de ape acceptat în spatele acestor construcții și gradul de inundare acceptat.

Scopul principal în apărarea zonelor costiere a mărilor, prin realizarea de diguri, este acela de a asigura buna funcționare a porturilor și de a preveni inundarea terenurilor și a construcțiilor. În condiții de furtună, aceste structuri trebuie să reziste acțiunii combinate a forțelor dinamice datorate valurilor și vânturilor puternice și în același timp să-și îndeplinească funcțiunea lor principală, de apărare a unei incinte de efectul apei și a valurilor înalte. Pentru diguri de exemplu, înălțimea structurii H_s este unul dintre parametrii cei mai importanți care trebuie determinați, relativ la apariția runup-ului, la deferlarea valurilor în caz de furtună. În general, în proiectare se acceptă un overtopping q în incinta protejată, în condiții de furtună.

Efectul acțiunii valurilor asupra structurilor este determinat de analiza stabilității la alunecare, răsturnare și la cedarea fundației. Fenomenele menționate anterior sunt reprezentate schematic în *figura 3.1*. Aceste trei elemente sunt influențate atât de forța exercitată de val asupra structurii, cât și de overtopping.

Problema overtopping-ului în interiorul incintei protejate, datorat caracterului oscilatoriu al valurilor, a fost studiată de către diferiți cercetători, începând cu anii '60. Investigațiile

inițiale sunt bazate pe experiențe de laborator și pe modele fizice. În ultimul timp, datorită avansării cercetărilor matematice în privința propagării valurilor, s-au realizat și modele matematice ale deformării valurilor pe paramenții înclinați ai structurilor costiere de apărare (Kobayashi și Wurjanto, 1989).

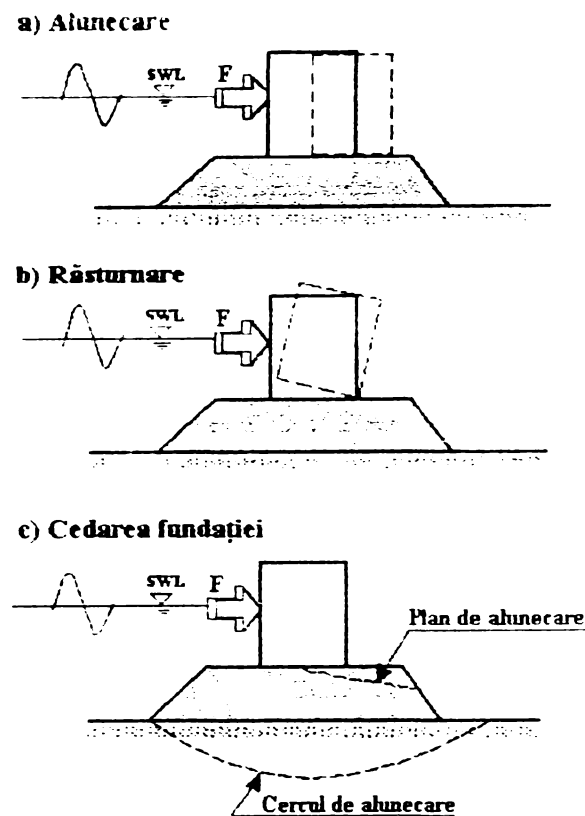


Figura 3.1. Elementele de stabilitate ale unei structuri verticale

În continuare în acest capitol este prezentat procesul fizic, parametrii geometrici și fizici de calcul ce determină ecuațiile fenomenelor și metodele de calcul actuale.

3.1. Procesul fizic

Acțiunea valului care deferlează pe diguri este un fenomen complex deoarece particulele de apă ale valului care urcă pe structură ajung la o presiune de maxim 7 bar într-un timp de 0.01secunde. Ca rezultat al acestei acțiuni se formează unde elastice care se propagă în interiorul structurii și care dau naștere la suprapresiuni și depresioni importante. Imediat după ridicarea valului apare fenomenul de coborâre al acestuia și implicit un fenomen de antrenare al apei de la interior spre exterior, fenomen ce duce la rostogolirea blocurilor de protecție la piciorul taluzului. Apar de asemenea subpresiuni dirijate de la interior spre exterior, subpresiuni ce tind să ridice particulele superficiale ale structurii.

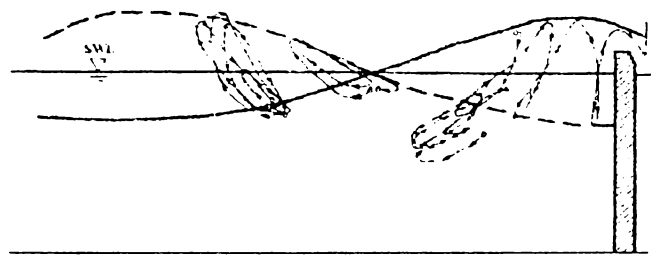


Figura 3.2. Traiectoria unei particule de apă în fața unei structuri verticale

În figura 3.2. este reprezentată traiectoria unei particule de apă în fața unei structuri verticale ceea ce demonstrează complexitatea fenomenului și necesitatea studierii caracteristicilor tipurilor de valuri ce acționează asupra structurilor.

3.2. Parametrii de calcul

Parametrii geometrici de calcul ai unei structuri verticale, reprezentată în figura 3.3, sunt:

h' = distanța de la nivelul normal al apei (SWL) până la baza structurii verticale;

h_c = înălțimea coronamentului peste nivelul apei SWL;

h = adâncimea apei în fața structurii;

d = adâncimea apei până la nivelul bermei;

$\tan\theta$ = panta fundului mării în fața structurii;

φ = coeficient de formă al suprastructurii, valorile acestuia variind de la 1 pentru coronament vertical și până la valori mai mici ca 1 pentru alte forme.

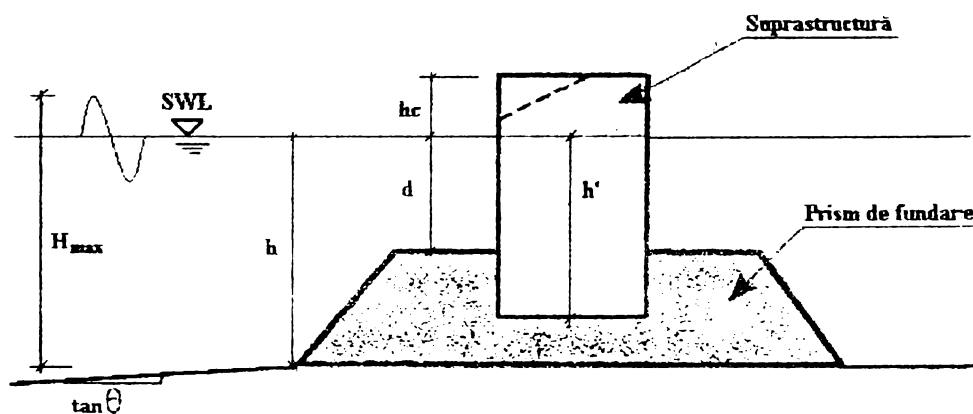


Figura 3.3 Parametri de calcul ai structurilor verticale

Parametri de calcul ai șirului de valuri ce acționează asupra structurii sunt:

H'_o = înălțimea de val echivalentă pentru apă adâncă;

T_p = perioada de vârf a valului în apă adâncă.

Când șirul valurilor se apropie de zona de defrlare a acestora, parametrul H'_o este afectat de forma geometrică a structurii și a fundului mării, precum și de fenomenul de defrlare.

Metodele standard de calcul, iau în considerare acești factori prin introducerea noțiunii de înălțime maximă, H_{\max} , a valului în secțiunea imediat în fața structurii. Acest parametru fizic, este greu de estimat datorită complexității problemei. Una dintre cele mai răspândite metode de calcul, semiempirică, este metoda Goda, descrisă în paragraful următor.

3.3. Metoda de calcul a forței valurilor asupra structurilor verticale

În lunga experiență de proiectare a structurilor sparge-val verticale, specialiștii au utilizat până la sfârșitul anilor '70 un sistem dual de formule pentru determinarea presiunii valurilor. Hioroi (1912) a fost interesat de cunoașterea intensității presiunii valului exercitată pe paramentul unei structuri sparge-val verticale și a făcut măsurători în teren, utilizând o gamă largă de instrumente care au furnizat o serie de forțe înregistrate în perioada furtunilor de iarnă. Unele dintre instrumente au înregistrat presiuni care au depășit 500kPa (50tf/mp), datorate unor valuri de câțiva metri înălțime. Presupunând presiunea jetului de apă creat de deferlarea valului, și pe baza experienței sale de inginer, prof. Hiroi a propus următoarea formulă pentru determinarea presiunii valului:

$$p = 1.5 \rho g H \quad (3.1)$$

unde peste densitatea apei de mare (1030kg/m^3), g accelerația gravitațională și H este înălțimea valului incident. Intensitatea presiunii valului p este considerată uniformă pe întreaga înălțime a structurii sau până la înălțimea de $1.25H$ peste nivelul apei (SWL).

Adunarea generală a "Congresului Asociației Internaționale a Navigatorilor" (PIANC) în 1935, recomandă folosirea formulei lui Sainflou pentru estimarea presiunii valurilor staționare (clopotis). De asemenea același for definește limita între valuri staționare și deferlante în așa fel încât adâncimea apei în fața structurii este minim egală cu de două ori înălțimea valului. Formula Sainflou este o versiune simplificată a distribuției presiunii derivată din teoria sa a valului trocoidal. Distribuția presiunii este trapezoidală iar intensitatea presiunii și creșterea nivelului apei δ_0 sunt date de formula:

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= (p_2 + \varphi h) \frac{H + \delta_0}{h + H + \delta_0} \\ p_2 &= \frac{\varphi g H}{\cosh kh} \\ \delta_0 &= \frac{\pi H^2}{L} \coth kh \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

unde h este adâncimea apei, L lungimea valului, k numărul de valuri, $2\pi/L$, p_1 și p_2 sunt intensitatea presiunii la nivelul mediu al apei (SWL) și respectiv la fund.

Odată cu creșterea volumului de cunoștințe în acest domeniu s-a pus întrebarea care definiție a înălțimii semnificative a valului să fie luată în considerare \bar{H} , $H_{1/3}$, $H_{1/10}$ sau H_{\max} pentru proiectarea? A fost aleasă înălțimea valului semnificativă $H_{1/3}$, care reprezintă media înălțimii treimii celor mai înalte valuri.

În 1973, Goda a propus o nouă formulă a presiunii valurilor, care folosește o singură formulă ce acoperă întreaga marjă de valuri, de la cele care nu deferlează până la presiunea ce apare în urma valului ce deferlează. Goda specifică că înălțimea maximă a valului H_{\max} trebuie să fie folosită în calcule. Formula a fost calibrată cu datele a 21 de cazuri de structuri avariate și a 13 cazuri de structuri care nu au fost afectate în urma unor furtuni violente. Formula Goda a fost adoptată în 1979 ca formulă recomandată în procedura de calcul a presiunii valurilor pentru proiectarea structurilor sparge-val verticale.

3.3.1. Valul pentru determinare presiunii de calcul

Principiul de proiectare al unei structuri sparge-val este acela de a rezista la cea mai mare forță, a unui val, ce poate apare în timpul exploatării structurii. Aceasta se face prin abordarea deterministică. Cea mai mare forță va fi exercitată de cel mai mare val dintr-un șir de valuri neregulate corespunzând condițiilor de proiectare. Este așa zisă medie statistică, deși un val individual poate produce o forță mai mare decât cel mai mare val al unui șir de valuri. Astfel pentru calculul presiunii valului este luat în considerare cel mai înalt val. Înălțimea sa H_{\max} este estimată ca fiind de 1.8 ori înălțimea semnificativă a valului în afara zonei de surf, dacă nu sunt impuse alte condiții specifice. Perioada T_{\max} este aceeași cu perioada semnificativă $T_{1/3}$ deoarece T_{\max} este statistic egală cu $T_{1/3}$:

$$H_{\max} = 1.8H_{1/3} \quad (3.3)$$

$$T_{\max} = T_{1/3} \quad (3.4)$$

Dacă nu este cunoscută perioada $T_{1/3}$ dar sunt cunoscute perioada de vârf T_p și perioada \bar{T} medie, atunci:

$$T_{1/3} = \begin{cases} (0.90 - 0.95)T_p \\ (1.2 - 1.3)\bar{T} \end{cases} \quad (3.5)$$

Interdependența dintre \bar{T} , $T_{1/3}$ și T_p este în general guvernată de spectrul de frecvențe. Cu cât forma spectrului este mai ascuțită cu atât raportul se apropie mai mult de 1.0.

Recomandare $H_{\max} = 1.8 H_{1/3}$ se bazează pe calibrarea unor prototipuri performante. Aceasta este echivalentă cu faptul că înălțimea medie a celui mai înalt val 1/250 după distribuția Rayleigh și cel mai înalt val din înălțimea a 663 de valuri. O îndepărtare a lui H_{\max} de la relația sa va produce unele modificări în mărimea celei mai mari forțe. Oricum modificările în valoarea rezultată pentru forța valurilor vor fi acoperite de coeficientul de siguranță la lunecare și răsturnare care este 1.2.

3.3.1.1. Estimarea înălțimii valului în ape mici (surf)

Înălțimea semnificativă a valurilor în zona de surf trebuie să fie evaluată luând în considerare zona de apă mică, refracția și difracția. Este recomandat ca estimarea înălțimii valurilor în zona de apă mică să se facă conform teoriei amplitudinilor finite a lui Shuto (1974). Când amplasamentul structurii sparge-val este poziționat în zona de surf corespunzătoare cu valul de calcul, trebuie luată în calcul corect deformarea valurilor datorată defelării aleatoare. Pentru aceasta este folosit modelul probabilistic Goda (1975). În figura 3.4. este prezentată diagrama modificărilor pentru H_{\max} și $H_{1/3}$ pe o pantă uniformă de 1:100.

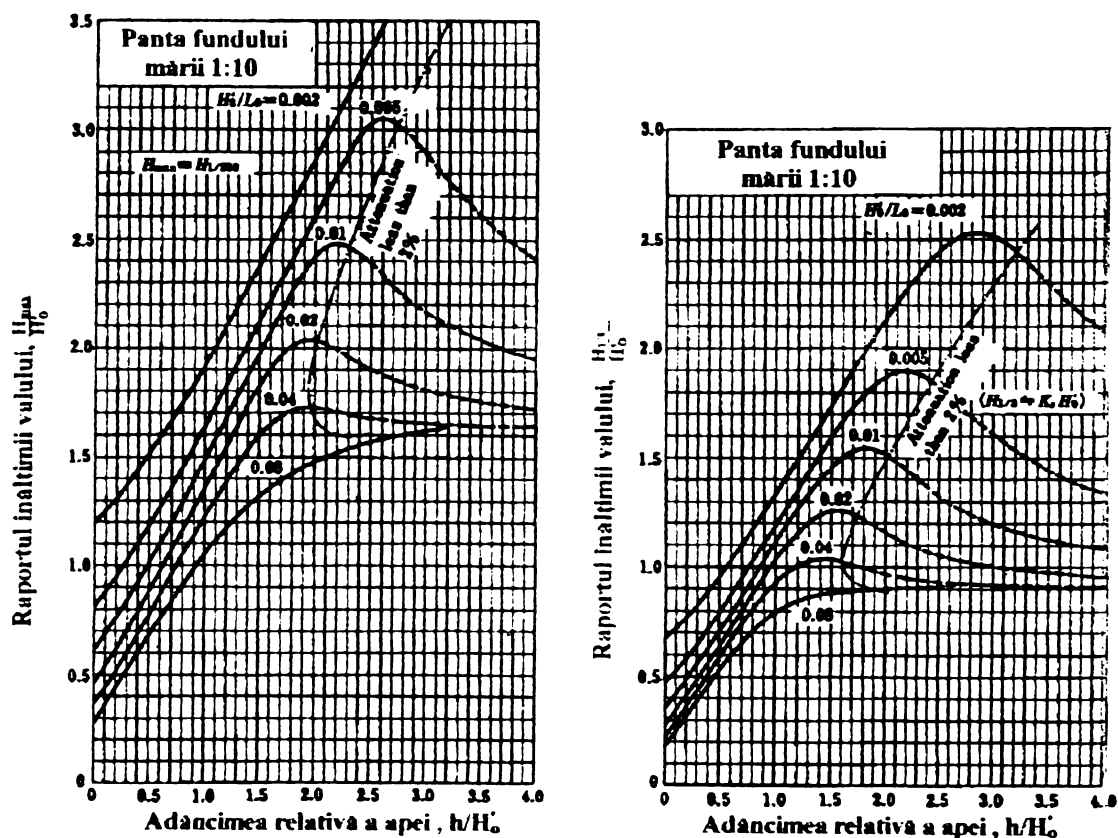


Figura 3.4. Diagrama de estimarea înălțimii valului în zona de surf

Rezultatul calculelor numerice așa cum sunt prezentate în figura 3.4 au fost transformate într-un set de formule empirice pentru evaluarea rapidă a înălțimii valurilor în zona de surf:

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_0' & h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H_0' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_0', K_s H_0'\} & h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (3.6)$$

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 H_{1/3} & h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_0', 1.8 H_{1/3}\} & h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (3.7)$$

unde simbolul {a, b, c, } este minimum valorilor a, b, c și H_0' este înălțimea semnificativă a valurilor în apă adâncă, iar coeficientul $K_s = H/H_0'$. Valoarea L_0 a lungimii valului în apă adâncă, trebuie calculată cu $T_{\max} = T_{1/3}$. Coeficientul β_0 și ceilalți au fost definiți ca:

$$\left. \begin{aligned} \beta_0 &= 0.028(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta] \\ \beta_1 &= 0.52 \exp[4.2 \tan \theta] \\ \beta_{\max} &= \max\{0.92, 0.32(H_0'/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\} \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_0^* &= 0.052(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta] \\ \beta_1^* &= 0.63 \exp[4.2 \tan \theta] \\ \beta_{\max}^* &= \max\{1.65, 0.53(H_0'/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\} \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

unde simbolul $\max\{a, b\}$ reprezintă cel mai mare dintre a și b iar $\tan\theta$ este panta fundului mării. Pentru evaluarea lui H_{\max} din a doua expresie din partea dreaptă a ecuației (3.7), sau valoarea pentru zona de surf, trebuie considerată adâncimea apei la distanța $5H_{\max}$ față de structură. Această ajustare a adâncimii apei a fost introdusă deoarece forța maximă a unui val deferlant apare la o distanță oarecare de punctul de deferlare.

3.3.1.2. Reglarea unghiului incident al valurilor la structura sparge-val

Este cunoscut că valurilor incidente oblice exercită o forță mai mică decât valurile cu unghi normal de incidență, ceea ce este valabil și pentru valurile deferlante. Unghiul de incidență β este măsurat ca unghiul dintre direcția de apropiere a valului și perpendiculara pe axa structurii sparge-val. Pentru aceasta a fost introdusă o corecție a direcției valului cu aproximativ 15° spre direcția normală la axa structurii. Această măsură a apărut ca o compensare a erorii de estimare a direcției valului, care este definită ca un sector din cele 16 ale unghiului de 360° , fiecare sector având 22.5° .

3.3.2. Presiunea valurilor

Formula lui Goda pentru determinarea presiunii valurilor se bazează pe rezultatele seriilor sale de măsurători în laborator, (Goda 1972). În figura 3.5 este prezentată variația presiunii valului p_1 la nivelul mediu al apei cu schimbarea înălțimii relative a valului H_i/h , unde H_i este înălțimea valului incident măsurat pe poziția chesonului înainte de instalarea acestuia. Presiunea valului este normalizată cu valoarea de vârf a presiunii $\rho g H_D$, unde H_D este înălțimea valului pentru proiectarea structurii în aceleași condiții ca și pentru H_i .

Intensitatea relativă a presiunii variază cu creșterea înălțimii relative a valului până la o anumită valoare. Valoarea medie scade cu cât perioada devine mai scurtă sau adâncimea relativă a apei h/L crește. Această variație ca o funcție de adâncimea relativă a apei, este un factor cheie în modul de calcul al presiunii valurilor.

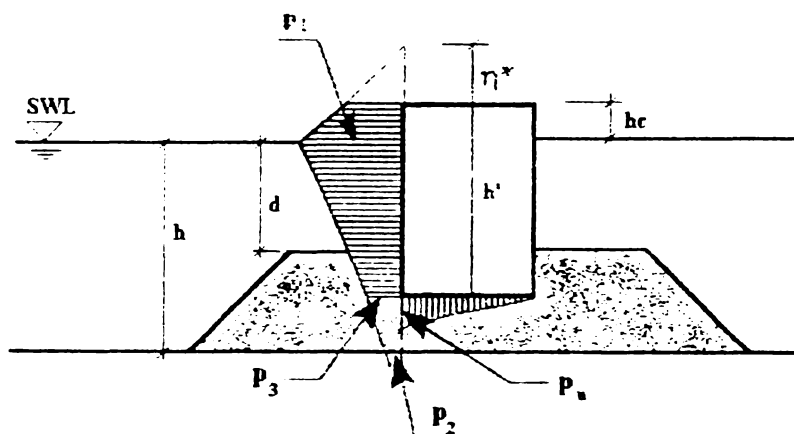


Figura 3.5. Distribuția presiunii din încărcarea valurilor

Schimbarea presiunii valului odată cu creșterea înălțimii acestuia nu a fost luată în calcul în formule pentru a simplifica expresia empirică utilizată.

Presiunea valurilor se presupune că are formă trapezoidală ca în figura 3.5. Ea are cea mai mare valoare p_1 la nivelul normal al apei SWL și descrește liniar în partea de sus și în partea de jos. Intensitatea presiunii la piciorul peretelui vertical deasupra prismului de fundare este p_3 , este mai mare decât cea de la fundul mării p_2 .

Aceste intensități ale presiunii sunt calculate cu expresiile:

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho g H_{\max} \\ p_2 &= \frac{p_1}{\cosh kh} \\ p_3 &= a_3 p_1 \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$

unde:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{2kh}{\sinh 2kh} \right]^2 \\ \alpha_2 &= \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{\max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\max}} \right\} \\ \alpha_3 &= 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh kh} \right] \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

unde $\min \{a,b\}$ este cel mai mic dintre a și b , h_b este adâncimea apei la distanța $5H_{1/3}$, în corelare cu evaluarea lui H_{\max} în zona de surf.

Coeficientul α_1 are valoarea 0.6 pentru apă adâncă și valoarea maximă 1.0 pentru valuri în apă foarte mică. Expresia funcțională a fost aleasă empiric astfel încât să se suprapună cu valoarea medie. Coeficientul α_2 a fost introdus pentru a exprima creșterea intensității presiunii valului datorată prezenței prismului de fundare. Expresia lui funcțională este o altă valoare empirică determinată din datele de laborator. Coeficientul α_3 este derivat din relația liniară a distribuției presiunii. Aceste valori ale intensității presiunii rămân neschimbate în cazul în care apare fenomenul de overtopping datorită înălțimii relativ reduse a coronamentului structurii. Extinderea presiunii exercitate de val este dată de formula:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H_{\max} \quad (3.12)$$

Înălțimea crestei valului în fața structurii verticale este o funcție ce depinde de adâncimea relativă a apei, înclinarea valului, rugozitatea suprafeței și alți factori. Ecuația anterioară prezentată este o estimare mult simplificată, dar este o aproximare suficient de bună pentru evaluarea forței valului exercitată asupra peretelui vertical.

Pentru valuri cu un unghi de incidență normal, ecuația (3.12) conduce la relația pentru calculul înălțimii valului:

$$\eta^* = 1.5H_{\max} \quad (3.13)$$

Efectul unghiului de atac al valului este incorporat în η^* și p_1 cu factorul de multiplicare $0.5(1+\cos\beta)$ și a modificării cu termenii α_2 și p_1 cu factorul $\cos^2\beta$.

3.3.3. Forța arhimedică și subpresiunea în talpa structurii

După modelele vechi de proiectare o structură verticală este supusă plutirii corespunzător cu întregul său volum, atunci când înălțimea coronamentului este sub nivelul crestei valului. Astfel, aceasta are valoarea $1.25 H_{1/3}$ în formula Hiroi și $H_{1/3} + \delta_0$ în formula modificată Sainfoa, deasupra nivelului SWL. Măsurătorile de laborator au arătat că subpresiunea are o distribuție triunghiulară fără a lua în calcul fenomenul de overtopping. În practica curentă de proiectare, efectul de plutire este evaluat pentru volumul secțiunii verticale situate sub nivelul SWL, iar presiunea de ridicare are o distribuție triunghiulară și este aplicată la baza secțiunii ca în *figura 3.5*.

Valoarea maximă a presiunii de ridicare p_u este dată de formula:

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)\alpha_1\alpha_3\rho g H_{\max} \quad (3.14)$$

unde $H_{\max} = 1.8H_{1/3}$

Această valoare este considerată mai mică decât presiunea p_3 de la partea cea mai de jos a structurii. Acest artificiu a fost introdus pentru a îmbunătăți stabilitatea structurii, aceasta deoarece calibrarea formulei presiunii valului, indică supraestimări ale forței valului, dacă p_u are aceeași valoare cu p_3 . Aceasta conduce la ideea că distribuția subpresiunii are o alură ușor concavă. O reducere a valorii presiunii împreună cu presupunerea distribuției triunghiulare este o bună reprezentare a forței de ridicare.

Când înălțimea coronamentului h_c este mai mică decât înălțimea crestei valului η^* , valul poate trece peste structură. Fenomenul de plutire și subpresiunea nu sunt afectate de apariția fenomenului de overtopping.

Având aceste elemente definite, se poate deduce presiunea totală de împingere și momentul de răsturnare al structurii:

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)h' + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h_c^* \quad (3.15)$$

și

$$M_p = \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h'h_c^* + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)h_c^{*2} \quad (3.16)$$

unde:

$$p_s = \begin{cases} p_1(1 - h_c / \eta^*) & \eta^* > h_c, \\ 0 & \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (3.17)$$

$$h_c^* = \min\{\eta^*, h_c\} \quad (3.18)$$

Forța totală de ridicare și momentul total se calculează cu formulele:

$$U = \frac{1}{2} p_u B \quad (3.19)$$

$$M_U = \frac{2}{3} UB \quad (3.20)$$

unde B este lățimea structurii la partea inferioară

3.3.4. Presiunea valurilor și ridicarea sub influența valurilor staționare.

Când un perete vertical este situat în apă relativ adâncă, există posibilitatea ca presiunea exercitată de valuri să fie mai mică decât presiunea hidrostatică SWL. Ca urmare structura este supusă presiunii exercitate dinspre țarm. Acest tip de presiune poate să devină un factor critic al proiectării, mai important decât presiunea din valuri creastă.

O creștere a forței valurilor în apă adâncă apare datorită afectului amplitudinilor finite a valurilor staționare. Goda (1976) a efectuat calculul de ordinul patru pentru aceste împingeri. Diagramele obținute sunt prezentate în figura 3.6.

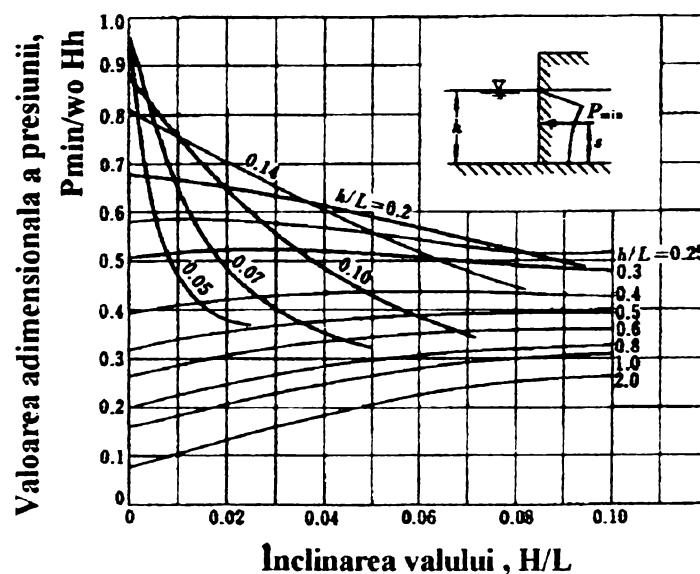


Figura 3.6. Diagrama presiunii valului

Când o structură sparge-val verticală este amplasată direct pe fundul mării fără prism de fundare, adâncimea relativă a apei $h/L = 0.25 - 0.3$, este pragul la care presiunea valului

incident dinspre larg este mai mare decât presiunea valului dinspre țarm. Prin prezența prismului de fundare acest prag devine greu de poziționat. În aceste condiții tendința de creștere în apă adâncă a presiunii valului cu creșterea adâncimii apei trebuie avută în vedere la alegerea poziției structurii sparge-val în apă relativ adâncă.

3.3.5. Condiții de stabilitate ale structurii

Partea superioară a unei structurii sparge-val verticale trebuie să aibă asigurată stabilitatea la alunecare și răsturnare. În același timp trebuie să fie asigurată și stabilitatea prismului și terenului de fundare. Factorul de siguranță pentru alunecare și răsturnare este definit de relațiile:

$$F.S._{\text{alunecare}} = \frac{\mu(Mg - U)l}{P} \quad (3.21)$$

$$F.S._{\text{răsturnare}} = \frac{Mgt - M_C}{M_p} \quad (3.22)$$

unde M este masa suprastructurii pe unitatea de lungime în apă, μ este coeficientul de frecare dintre suprastructură și fundație și t este distanța orizontală dintre centrul de greutate și punctul de răsturnare. Capacitatea portantă a terenului de fundare în punctul de răsturnare se calculează cu relația:

$$P_e = \begin{cases} \frac{2W_e}{3t_e} & t_e \leq \frac{1}{3}B \\ \frac{2W_e}{B} \left(2 - 3\frac{t_e}{B}\right) & t_e > \frac{1}{3}B \end{cases} \quad (3.23)$$

unde:

$$t_e = \frac{M_e}{W_e}, \quad M_e = Mgt - M_C - M_p, \quad W_e = Mg - U \quad (3.24)$$

3.3.6. Forța impulsivă a valului

Condițiile în care se exercită presiunea impulsivă a valurilor asupra structurii este un fenomen foarte complex și dificil de definit. Această presiune poate fi de 10 ori mai mare decât presiunea hidrostatică a valului, dar durează foarte puțin. Presiunea impulsivă este exercitată pe un perete vertical atunci când valul incident începe să deferleze în fața structurii pe care o lovește. Valul își transferă momentul structurii, într-un timp foarte scurt pe durata impactului.

Definind momentul de deflexiune pe unitatea de lungime ca fiind M_v , presiunea totală impulsivă pe perete ca P_I și durata acestei ca τ , ecuația momentului presiunii poate fi scrisă

$$M_v = \int_0^{\tau} P_I dt \quad (3.25)$$

Pentru a estima mărimea momentului se consideră un volum de apă semi-circular cu diametrul H_b care avansează cu viteza C_b . Atunci se poate scrie ecuația momentului:

$$M_v \cong \frac{\pi \rho g}{8g} C_b H_b^2 \quad (3.26)$$

Se presupune că presiunea impulsivă crește liniar din momentul inițial al coliziunii ($t=0$) până la valoarea $t = \tau$ și devine zero pentru $t > \tau$. Valoarea maximă a presiunii impulsive se calculează cu:

$$(P_I)_{\max} \cong \frac{\pi \rho g C_b H_b^2}{4g\tau} \quad (3.27)$$

Presiunea impulsivă maximă apare în condițiile în care interacțiunea se produce între un perete perfect vertical plan și un val care are suprafața plană și verticală. Oricum o mică reducere a acestei se produce deoarece suprafața valului incident este puțin curbată și la contactul cu structura include un volum de aer care acționează ca un amortizor. Un alt factor care influențează valoarea presiunii impulsive este unghiul de incidență al valului, β . Aceasta scădere este proporțională cu scăderea componentei normale a momentului forței de împingere care este proporțională cu $\cos^2 \beta$ și timpul de acțiune al presiunii crește proporțional cu $\sin \beta$ datorită incidenței oblice a valului. Conform studiilor unghiul de 20° este pragul de la care forța impulsivă scade foarte mult. Următorul factor care influențează presiunea impulsivă este existența prismului de fundare, dar acesta este dependent de panta fundului mării în fața structurii. Astfel pentru o pantă de 1:30 poate apare presiunea impulsivă. În baza experiențelor de laborator pentru a clarifica aceste condiții pentru o structură verticală așezată pe un prism de fundare a fost determinată formula de calcul a presiunii impulsive:

$$p_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha^* \cos^2 \beta) \rho g H_{\max} \quad \alpha^* = \max \{ \alpha_2, \alpha_1 \} \quad (3.28)$$

unde coeficientul α^* este maximul lui α_2 din ecuația (4.7) sau noul coeficient α_1 pentru presiunea impulsivă a valului:

$$\alpha_1 = \alpha_{IH} \alpha_{IB} \quad (3.29)$$

unde:

$$\alpha_{IH} = \min \{ H/d, 2.0 \} \quad (3.30)$$

$$\alpha_{IB} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cos \delta_1} & \delta_2 \leq 0 \\ 1 & \delta_2 > 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \cosh^{1/2} \delta_2} & \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (3.31)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (3.32)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22} & \delta_{22} \leq 0 \\ 3.0\delta_{22} & \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (3.33)$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(0.4 - \frac{d}{h} \right) \quad (3.34)$$

$$\delta_{22} = -0.36 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(0.4 - \frac{d}{h} \right) \quad (3.35)$$

Coeficientul α_1 a fost astfel ales ca să aibă valoarea maximă 2 pentru condițiile $B/L=0.12$, $d/h=0.4$ și $H/h \geq 0.7$. Coeficientul α_1 este întotdeauna aproape nul și mai mic decât α_2 când $d/h \geq 0.7$. În concluzie este neeconomic și irațional să fie proiectate structuri verticale sparge-val în condițiile în care apariția presiunii impulsive a valului pare inevitabilă. În aceste condiții trebui avută în vedere luarea unor măsuri de modificare a amplasamentului, modificarea formei fundației, realizarea unor protecții suplimentare din blocuri de beton, care să absoarbă energia valurilor, precum și alte măsuri care să ducă la îmbunătățirea condițiilor de stabilitate.

3.4. Concluzii

Proiectarea și construirea de structuri verticale sparge-val verticale este o muncă de rutină pentru inginerii. Atât de multe structuri din chesoane din beton armat au executat încât la ora actuală această muncă se face cu ajutorul manualelor de proiectare care prezintă un număr mare de cazuri de structuri existente. Bine înțeles multe caracteristici rămân încă empirice, cum ar fi lățimea bermei, dimensiunile piciorului blocurilor de protecție, detaliile de structură ale chesoanelor și altele care sunt dificil de cuantificat în standarde, recomandări sau ghiduri de proiectare.

Actuala formulă Goda pentru determinarea presiunii valurilor a fost obținută pentru structuri sparge-val cu înălțimea relativă mică a coronamentului. Există temerea că intensitatea presiunii din deflerare a valurilor obișnuite ar putea crește în cazul creșterii înălțimii coronamentului până la un anumit nivel. O foarte mare înălțime a coronamentului structurii care ar opri apariția overtopping-ului poate conduce la cedări ale structurii pentru o intensitate a presiunii valurilor relativ scăzută. În același timp, o înălțime moderată poate fi supusă jetului de impact al deflerării valului.

Stadiul actual în calculul hidraulic al structurilor verticale sparge-val din punct de vedere al fenomenelor speciale

În acest capitol sunt prezentate cercetări în domeniul fenomenelor speciale asociate calculului structurilor verticale de apărare costieră. Parte din acest capitol, a fost prezentată ca și referat în timpul studiului doctoral. Fenomenele speciale considerate în această lucrare sunt: overtopping-ul (deversarea valurilor peste coronamentul structurilor), siguranța persoanelor aflate pe structurile verticale sparge-val de tip promenadă și acțiunea gheții asupra structurilor.

4.1. Formule de calcul pentru overtopping

4.1.1. Metoda Goda

Formulele de calcul a debitului deversat din valuri sunt determinate pe baza experimentelor realizate și sunt specifice zonei și condițiilor în care s-au făcut măsurătorile. Cele mai recente cercetări în domeniu, au fost făcute în Japonia, Olanda, Italia Anglia și Statele Unite. În cele ce urmează sunt prezentate o parte dintre aceste cercetări și o analiză a rezultatelor obținute.

Fenomenul de overtopping este guvernat de înălțimea maximă a unui val individual relativ la înălțimea coronamentului structurii. Acesta, așa cum a fost explicat în capitolul 3, nu este un fenomen continuu ci intermitent și apare datorită acțiunii valurilor înalte singulare în timpul furtunilor. Estimarea overtopping-ului se face prin măsurarea cantității de apă deversată în incinta apărată, ca volum pe val și pe unitatea de lungime de structură sau ca valoare medie a volumului deversat pe unitatea de lungime a structurii pe parcursul unei furtuni. Overtopping-ul mediu pe durata unei furtuni este notat cu q . Această mărime este calculată ca suma medie a debitului deversat de fiecare val $Q(H_i, T_i)$ ca:

$$q = \frac{1}{t_0} \sum_{i=1}^{N_0} Q(H_i, T_i) \quad (4.1)$$

unde:

$$t_0 = \sum_{i=1}^{N_0} T_i - \text{durata unei furtuni} \quad (4.2)$$

N_0 este numărul total de valuri, H_i și T_i sunt înălțimea și perioada unui val singular i .

Valoarea overtopping-ului trebuie determinată prin măsurători de laborator sau în teren pentru valuri neregulate. Dacă se dispune de un set de măsurători de laborator q_0 determinat pentru valuri regulate și diferite combinații ale înălțimii și perioadei valurilor, o valoare aproximativă a overtopping-ului poate fi determinată cu relația:

$$q = \frac{1}{T} \sum_{i=1}^N T_i q_0(H_i, T_i) \quad (4.3)$$

Formula anterioară nu are acuratețe mare deoarece estimarea neglijează procesul aleator al deferiării, efectul interferenței valurilor și efectele din zona de surf. Cu toate acestea ecuația (4.3) este bună pentru calculul ingineresc al overtopping-ului. O simplificare a ecuației amintite poate fi făcută prin adoptarea perioadei valului egală cu o perioadă reprezentativă, $T_{1/3}$.

Atunci:

$$q \cong q_{EMF} = \int_0^{\infty} q_0 \left(\frac{H}{T_{1/3}} \right) p(H) dH \quad (4.4)$$

unde $q_0(H, T_{1/3})$ este overtopping-ul pentru valuri regulate cu înălțimea H și perioada $T_{1/3}$ și $p(H)$ este probabilitatea densității funcției înălțimii valului. Pentru funcția $p(H)$ poate fi folosită distribuția Rayleigh dacă datele sunt date în corelația adâncime echivalentă de apă-înălțime val.

Conform comparațiilor efectuate de Goda cu măsurători de laborator și de teren ecuația (4.4) dă rezultate bune exceptând cazul în care structura se află în zona de surf și unde deferiarea valurilor este fenomenul dominant.

Datorită caracterului dominant aleator al fenomenului de overtopping, dacă se folosesc direct pentru proiectare date pentru valuri regulate ca echivalent pentru înălțimea semnificativă, rezultatele pot fi total eronate. Astfel pentru structuri cu o înălțime relativ mare a coronamentului, estimarea overtopping-ului va fi sub estimată în cazul valurilor regulate, deoarece estimarea ignoră existența valurilor individuale mai înalte decât înălțimea semnificativă. O astfel de estimare va permite un overtopping inacceptabil de mare pentru siguranța structurii.

Goda (1985) prezintă 12 grafice pentru calculul overtopping-ului, la ora actuală fiind cea mai utilizată metodă de calcul. Aceste grafice sunt prezentate în *Anexa B*. Graficele au fost realizate pe baza testelor realizate pentru valuri neregulate și prin calcularea deformației valurilor în zona de surf. Ele sunt diferite pentru două tipuri de structuri verticale (cu protecție și fără protecție de anrocamente), două pante ale fundului mării în fața structurii (1:10 și 1:30) și pentru trei înclinări ale valului H_0 / L_0 (0.5, 0.017, 0.036). În *figura 4.1* este prezentat un grafic pentru o structură verticală simplă fără prism de fundare, cu panta fundului mării de 1:10. Simbolul H_0 din figură reprezintă înălțimea echivalentă a valului,

h adâncimea apei, h_c elevația coronamentului structurii peste SWL și g accelerația gravitațională (9.8m/s^2). Fiecare grafic conține două componente, un grafic care pe axa verticală are reprezentat overtopping-ul adimensional în scară logaritmică iar pe axa orizontală adâncimea relativă a apei H_0/L_0 și conține curbele înălțimii relative a coronamentului h_c/H_0 , iar celălalt grafic are ca axă orizontală overtopping-ul (m^3/ms), pe axa verticală este overtopping-ul adimensionalizat și conține curbele de înălțime echivalentă a valului în apă adâncă. Pentru determinarea valorii overtopping-ului se face citirea în cele două grafice. Conform acestor grafice valoarea overtopping-ului scade odată cu creșterea înălțimii relative a coronamentului h_c/H_0 . În cazul în care citirile nu coincid cu curbele trasate se face interpolarea acestora. Pentru structurile cu protecție din anrocamente și blocuri de beton (care sun mai des folosite), fenomenul de overtopping mai este influențat și de panta armurii. Graficele prezentate au luat în considerare o pantă de 1:1.5. Înălțimea parapetului vertical peste armură este $0.1 H_0$

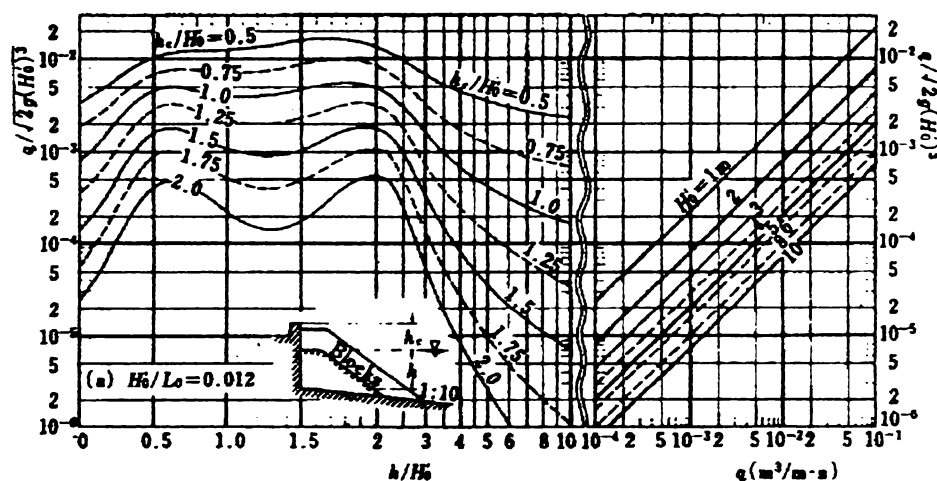


Figura 4.1. Debitul deversat din overtopping.

Comparația valorilor măsurate în teren și a celor calculate este prezentă în tabelul 4.1. Marja de eroare este mai mare pentru structurile cu armură. Variația este relativ mare pentru estimarea overtopping-ului pentru structuri cu dimensiuni specifice, și este mică când înălțimea coronamentului este determinată pentru o anumită valoare a overtopping-ului. Aceste variații sunt mai mici de $\pm 20\%$.

Tabelul 4.1. Variația estimării overtopping-ului

$q = \sqrt{2g(H_0)^3}$	Perete vertical	Perete cu armură
10^{-2}	0.7~1.5	0.5~2
10^{-3}	0.4~2	0.2~3
10^{-4}	0.2~3	0.1~5
10^{-5}	0.1~5	0.05~10

4.1.2. Metoda Saville (1984)

Structura considerată de autor pentru calcul este reprezentată în figura 4.2.

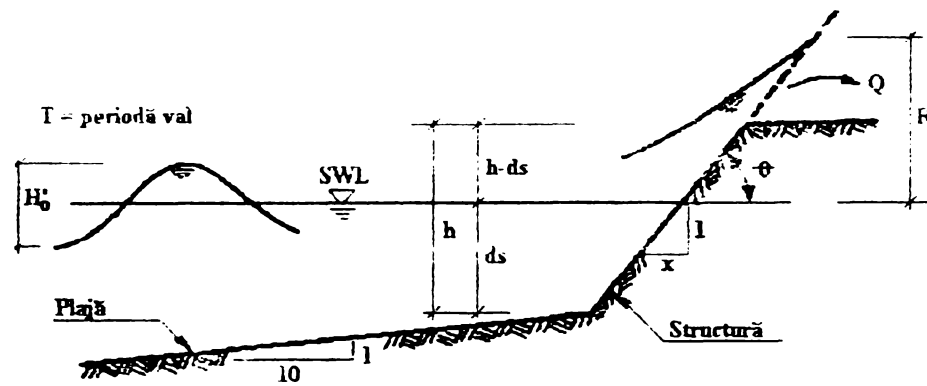


Figura 4.2. Caracteristicile structurii.

Saville (1955) și Caldwell (1953) au studiat valoarea overtopping-ului și înălțimea rup-up-ului pe modele de laborator la scară mică. De asemenea au studiat fenomenele menționate anterior la scară mare în lacul Okeechobee. Studiile au fost efectuate pentru valuri regulate și valuri neregulate, ca urmare și formulele deduse sunt diferite pentru cele două tipuri de valuri considerate.

4.1.2.1. Valuri regulate

Saville prezintă pentru calculul overtopping-ului în cazul valurilor regulate următoarea formulă de calcul:

$$Q = \sqrt{gQ_0^* H_0'^3} \exp \left\{ -\frac{0.217}{\alpha} \tanh^{-1} \left[\left(\frac{h-d_s}{R} \right) \right] \right\} \quad (4.5.)$$

Dacă:

$$\tanh^{-1} \left(\frac{a}{b} \right) = \frac{1}{2} \log_c \left(\frac{b+a}{b-a} \right), \quad (4.6.)$$

atunci:

$$Q = \sqrt{gQ_0^* H_0'^3} \exp \left\{ -\frac{0.217}{\alpha} \log_c \left[\left(\frac{R+h-d_s}{R-h+d_s} \right) \right] \right\} \quad (4.7.)$$

pentru:

$$0 \leq \frac{h-d_s}{R} < 1.0 \quad (4.8.)$$

unde Q este valoare overtopping-ului (volum/unitatea de timp) pe unitatea de lungime de structură, g accelerația gravitațională, H_0' este înălțimea echivalentă a valului în apă adâncă, h este înălțimea coronamentului de la fundul apei, d_s este adâncimea apei la

picioarul structurii, R este run-up-ul pe structură, iar Q_0^* și α sunt coeficienți empirici care depind de caracteristicile valului incident și de geometria structurii. Valori aproximative pentru α și Q_0^* ca funcții de înclinarea valului H_0'/gT^2 și înălțimea relativă d_s/H_0' pentru diferite pante și tipuri de structuri sunt prezentate în grafice.

Acțiunea vântului mărește valoarea overtopping-ului, această creștere depinzând de viteza și direcția vântului față de axa structurii de panta și înălțimea acesteia. Pentru cuantificarea acestor elemente este introdus coeficientul de corecție:

$$k' = 1.0 + w_f \left(\frac{h - d_s}{R} + 0.1 \right) \sin \theta \quad (4.9.)$$

unde w_f este un coeficient depinzând de viteza vântului și θ este panta structurii.

4.1.2.2. Valuri neregulate

În cazul valurilor neregulate pentru determinarea valorii overtopping-ului se folosește distribuția Rayleigh pentru determinarea înălțimii ru-up-ului care apoi este introdusă în formula utilizată pentru determinarea overtopping-ului în cazul valurilor regulate. Ca urmare din ecuația (4.9) se obține formula:

$$Q = \sqrt{gQ_0^*H_0'^3} \exp \left\{ -\frac{0.217}{\alpha} \log_e \left[\left(\frac{R+h}{R-h} \right) \frac{R_s}{R_p} \right] \right\} \quad (4.10)$$

unde:

$$0 \leq \left(\frac{h - d_s}{R_s} \right) \frac{R_s}{R_p} < 1.0 \quad (4.11)$$

unde Q_p este valoarea overtopping-ului asociată cu R_p care este run-up-ul cu probabilitatea p și R_s este run-up-ul valului cu înălțimea echivalentă în apă adâncă, $(H_0')_s$. Termenul $h - d_s / R_s$ va fi raportat la înălțimea relativă a coronamentului. Relația dintre R_p , R_s și P este:

$$\frac{R_p}{R_s} = \sqrt{\frac{-\ln P}{2}} \quad (4.12)$$

Ecuația este valabilă pentru o înălțime particulară de val. Pentru analiza volumului deversat peste structură din valurile neregulate, este în general necesar să se determine valoarea extremă (probabilitate mică $-Q_{0.005}$) și debitul mediu deversat \bar{Q} .

4.1.3. Metoda Van der Meer (TAW - 1997)

Pentru determinarea overtopping-ului Van der Meer pornește de la evaluarea run-up-ului pentru cele mai înalte valuri deoarece acestea pot depăși înălțimea coronamentului structurii. Pentru aceasta parametrul considerat cel mai important este elevația coronamentului R_c peste SWL, în figura 4.3.

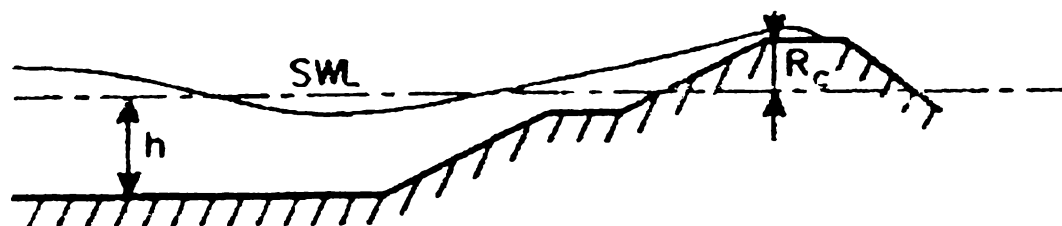


Figura 4.3. Schema de calcul

O caracteristică importantă pentru run-up este considerată valoarea $R_{0.2\%}$, care este nivelul măsurat pe verticală față de SWL, care este depășit de două procente din numărul valurilor incidente.

Run-up-ul relativ este dat de raportul $R_{0.2\%}/H_s$, unde H_s este înălțimea semnificativă avalului, care în acest caz este valoarea medie a treimii celor mai înalte valuri incidente. H_s este înălțimea măsurată la piciorul structurii.

Valoarea run-up-ului adimensionalizată este dată ca o funcție de parametrul de similaritate sau de parametrul de deferlare care este definit ca:

$$\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{S_{op}} \quad (4.13)$$

unde ξ_{op} este parametrul de deferlare, α este panta structurii, $S_{op} = 2\pi H_s / (gT_p^2)$ este înclinarea valului și T_p este perioada valului, perioada vârfului pentru spectrul valurilor.

Înclinarea valului este o mărime fictivă sau un calcul cantitativ, care descrie influența perioadei valului. Această cantitate este fictivă ca și înălțimea valului care în punctul de la piciorul structurii este raportată la lungimea valului în apă adâncă ($gT_p^2 / 2\pi$).

Pentru definirea perioadei pot fi considerate diferite perioade din spectrul valurilor, ca de exemplu perioada vârfului T_p , perioada medie T_m sau perioada semnificativă $T_{1/3}$. În acest caz raportul T_p/T_m are valori cuprinse între 1.1 și 1.25 iar perioadele T_p și $T_{1/3}$ sunt virtual egale. Pentru $\xi_{op} < 2 - 2.5$ valurile deferlează pe pantă, acesta fiind în general cazul unei pante line 1:3. Pentru valori mai mari ale lui ξ_{op} valurile nu mai deferlează pe pantă

indiferent de lungimea acesteia. Același lucru se întâmplă și pentru pante mai înclinate de 1:3 sau pentru valuri cu înclinare mică (swell).

Formula generală pentru run-up este:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = 1.6\gamma_h\gamma_f\gamma_\beta\xi_{eq} \quad (4.14)$$

unde $R_{u2\%}$ este nivelul deasupra SWL la care ajung 2% dintre valuri, H_s este înălțimea semnificativă a valului la piciorul structurii, ξ_{op} este parametru de deferlare

$\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{s_{op}} = \tan \alpha / \sqrt{2\pi H_s / (gT_p^2)}$, ξ_{eq} este parametrul de deferlare echivalent pentru structură înclinată cu bermă $\xi_{eq} = \gamma_b \xi_{op}$, g accelerația gravitațională, T_p perioada vârfului pentru spectrul valurilor, γ_b , γ_h , γ_f , γ_β sunt factori de reducere pentru bermă, apă puțin adâncă, rugozitate, unghi de atac.

În cazul în care înălțimea coronamentului structurii este mai mică decât nivelul run-up-ului apare fenomenul de overtopping. Pentru calculul overtopping-ului, în condiții de mare foarte agitată și cu valuri având înălțimi de câțiva metri, este permis overtopping-ul a 2% dintre valuri incidente, ceea ce înseamnă că două procente din numărul valurilor incidente pot deversa peste structură. Overtopping-ul poate fi descris cu două formule: una pentru valuri deferlante ($\xi_{op} < 2$) și una pentru valuri care nu deferlează ($\xi_{op} > 2$).

Valoarea parametrului de deferlare ξ_{op} se calculează cu relația:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S_{op}}} \quad (4.15)$$

unde α este panta taluzului, $S_{op} = 2\pi H_s / (gT_p^2)$ este înclinarea valului și T_p este perioada vârfului valului conform spectrului cu două vârfuluri T_{peq} care este se calculează cu formula:

$$T_{peq} = \sqrt[4]{\frac{m_o(1)}{m_o} T_p^4(1) + \frac{m_o(2)}{m_o} T_p^4(2)} \quad (4.16)$$

unde: $m_o(1)$ aria pentru primul vârf, $m_o(2)$ este aria pentru a doilea vârf, m_o este aria totală $m_o = m_o(1) + m_o(2)$, $T_p(1)$ este perioada de vârf pentru primul vârf, $T_p(2)$ este perioada de vârf pentru a doilea vârf.

Formula adimensională pentru overtopping Q_d (d pentru valuri deferlante) este de forma:

$$Q_d = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{S_{op}}{\tan \alpha}} \quad (4.17)$$

iar înălțimea adimensională a coronamentului structurii este R_d ($0.3 < R_b < 2$) este:

$$R_d = \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{S_{op}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_b \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta} \quad (4.18)$$

unde Q_d este overtopping-ul adimensional pentru valuri deflerante ($\xi_{op} < 2$), q este overtopping-ul mediu ($m^3/s m$), H_s este înălțimea semnificativă a valului (înălțimea medie a treimii celor mai înalte valuri), g este accelerația gravitațională, S_{op} este înclinarea valului, R_d este elevația adimensională a coronamentului în cu valuri deflerante, R_c este înălțimea a coronamentului peste SWL, γ_b , γ_h , γ_f , γ_β sunt factori de reducere pentru bermă, apă puțin adâncă, rugozitate, unghi de atac (valoarea minimă pentru combinația lor este 0.5) și T_p este perioada vârfului valului conform spectrului cu două vârfuri T_{peq} .

Ambcele mărimi adimensionalizate, overtopping-ul și înălțimea coronamentului structurii, sunt dependente de înălțimea semnificativă a valului, înclinarea valului și de gradientul pantei structurii. Pentru a putea considera variația condițiilor, înălțimea adimensionalizată a coronamentului este afectată cu diferiți factori de reducere γ_b , γ_h , γ_f , γ_β .

Valoarea medie a valorilor pentru overtopping observate, pentru $\xi_{op} < 2$, sunt descrise de ecuația:

$$Q_d = 0.06 \exp(-5.2R_d) \quad (4.19)$$

Pentru valabilitatea formulei se folosește factorul 5.2 ca variabilă stohastică normală și o deviație standard $\sigma=0.55$. Pentru această deviație standard poate fi definit un interval ($\mu \pm x\sigma$) pentru x timpul deviației standard (1.64 pentru 90% și 1.96 pentru 95% -limita de confidență). Coeficientul 0.06 este valabil pentru intersecția $R_d = 0$. În proiectare însă se recomandă un factor de 4.7 în loc de 5.2.

Pentru valuri care nu deferlează ($\xi_{op} > 2$) formula de calcul pentru overtopping este:

$$Q_n = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \quad (4.20)$$

și înălțimea adimensională R_n este:

$$R_n = \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_b \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta} \quad (4.21)$$

unde Q_n este valoarea adimensională pentru overtopping în cazul valurilor nedeflerante.

Ca și pentru run-up (ecuația 4.14), înclinarea valului și gradientul pantei au influențe mici în calculul overtopping-ului în cazul valurilor nedeflerante. Pentru valori $\xi_{op} \geq 4$, $\gamma_b=1$. Pe intervalul $2/\gamma_b < \xi_{op} < 4$, γ_b are valori mari.

Valoarea medie pentru overtopping este dată de relația:

$$Q_n = 0.2 \exp(-2.6R_n) \quad (4.22)$$

Pentru valabilitatea formulei se folosește coeficientul 2.6, respectiv 2.3 pentru proiectare, ca variabilă stohastică normală având o deviație standard $\sigma=0.35$. Pentru această deviație standard poate fi definit un interval de confidență 95%. Coeficientul 0.02 este valabil pentru intersecția $R_n = 0$

Formulele de calcul pentru overtopping și înălțimea coronamentului, ecuațiile (4.20) și (4.21), pot fi folosite și în cazul structurilor verticale dar folosind coeficientului γ_v în locul coeficienților $\gamma_b, \gamma_h, \gamma_i, \gamma_\beta$. Ecuația (4.22), poate fi folosită pentru structuri verticale introducând factorul de reducere $\gamma_v = 0.6$.

Formulele (4.21) și (4.22) sunt reprezentate în figura 4.4 și figura 4.5. În aceste figuri sunt reprezentate valorile recomandate și intervalul cu asigurarea de 95%.

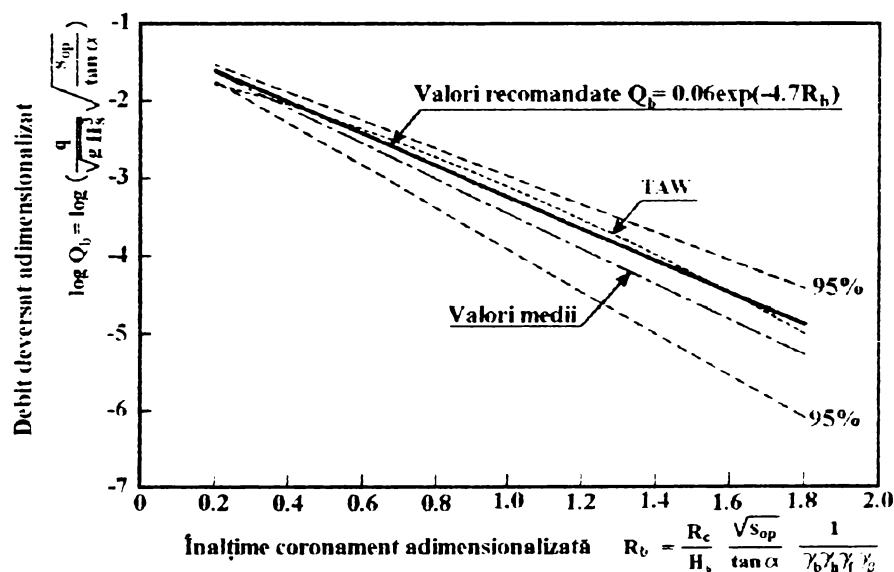


Figura 4.4. Overtopping pentru valuri deferlante.

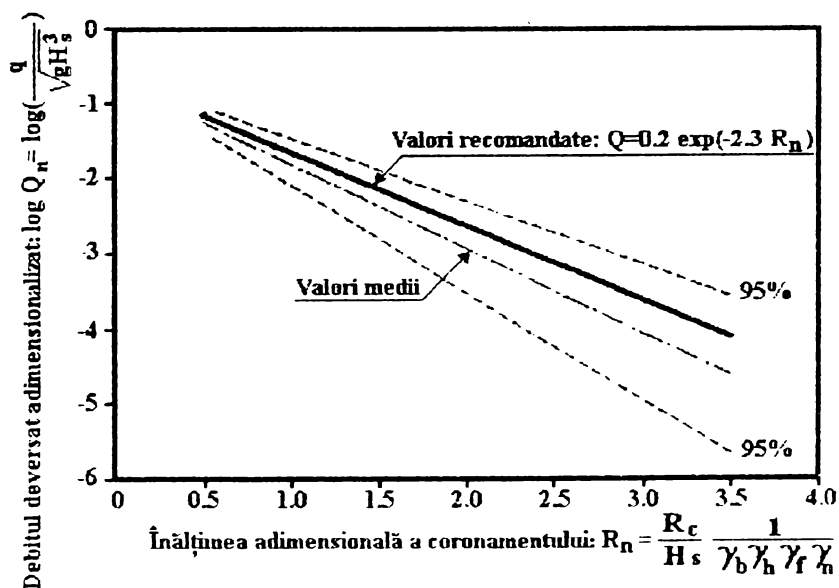


Figura 4.5. Overtopping pentru valuri nedeferlante

Formulele de calcul prezentate anterior evaluează valoarea medie a overtopping-ului care este irelevantă pentru valoarea overtopping-ului în cazul unui val singular, acesta fiind

mult diferit de cel mediu. În figura 4.6 este prezentată funcția de distribuție a probabilității overtopping-ului pe un singur val.

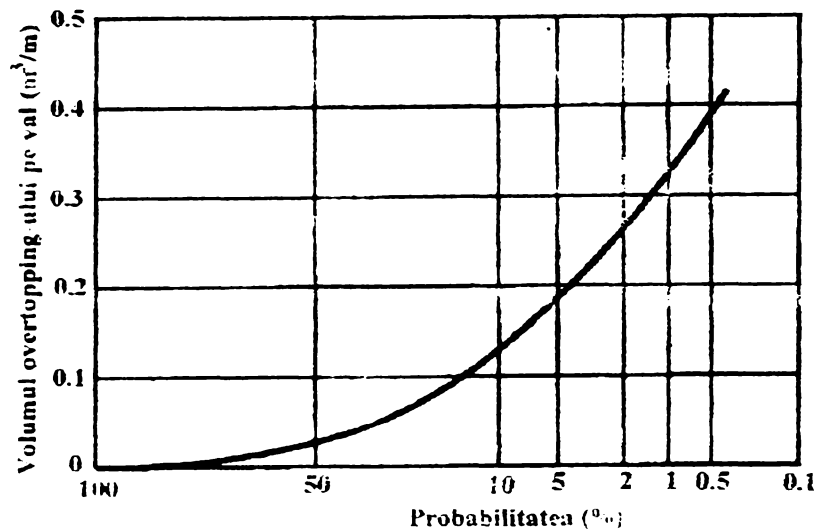


Figura 4.6. Funcția de distribuție a probabilității overtopping-ului pe val.

O estimare a volumului maxim al unui val care poate fi așteptat într-o anumită perioadă prin substituirea numărului total de valuri care deversează N_{ov} este :

$$V_{max} = a \left(\ln(N_{ov}) \right)^{1.5} \quad (4.23)$$

În figura 4.7 este prezentată corelația dintre overtopping-ul mediu și overtopping-ul maxim pe val. Pentru valori mici ale overtopping-ului mediu raportul V_{max}/q este de ordinul a 1000sec, iar pentru valori mari ale overtopping-ului mediu raportul este de ordinul 100sec.

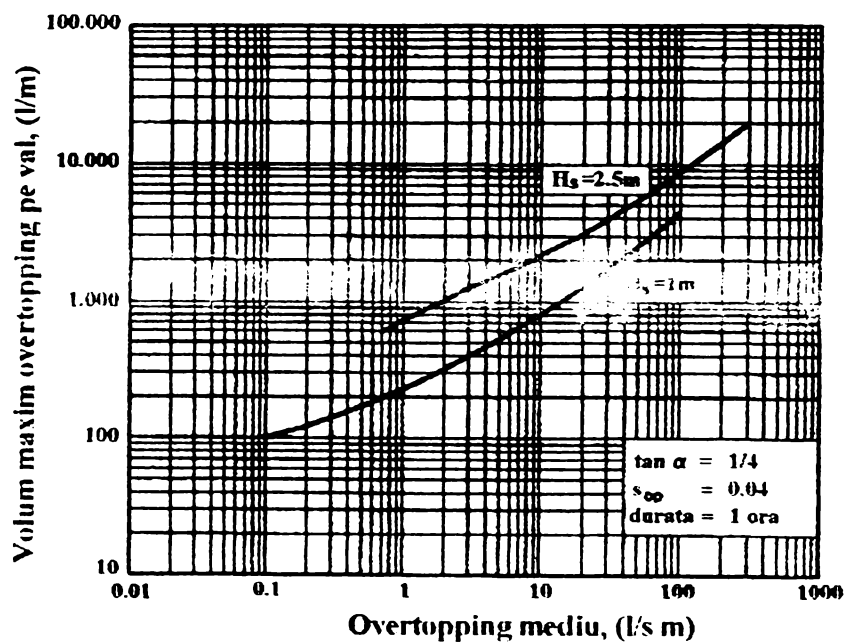


Figura 4.7. Relația dintre overtopping-ul mediu și volumul maxim deversat de un val

4.1.4. Metoda Richard Silvester (1992)

În 1992 Richard Silvester propune următoarea formulă de calcul a debitului deversat :

$$\frac{q_{ave}}{\sqrt{gH^3}} = \sqrt{2} \frac{2}{15} m \left(\frac{R_0}{H} \right)^{\frac{2}{3}} \left(1 - \frac{h}{R_0} \right)^{\frac{5}{2}} \quad (4.24)$$

unde q_{ave} este debitul deversat mediu pe unitatea de lungime a digului, m este coeficientul de curgere peste perete, R_0 este înălțimea maximă a ridicării valului peste SWL, h este înălțimea digului peste SWL.

În figura 4.14. este prezentată diagrama de calcul a debitului deversat conform acestei formule funcție de variabilele care concură la definirea problemei overtopping-ului, conform cu condițiile impuse de Richard Silvester.

Volumul de apă deversat V_T pe lungimea B de structură într-o perioadă de val T este:

$$V_T = q_{ave}TB \quad (4.25)$$

unde viteza medie $v = 2q_{ave}/(Ro-h)$.

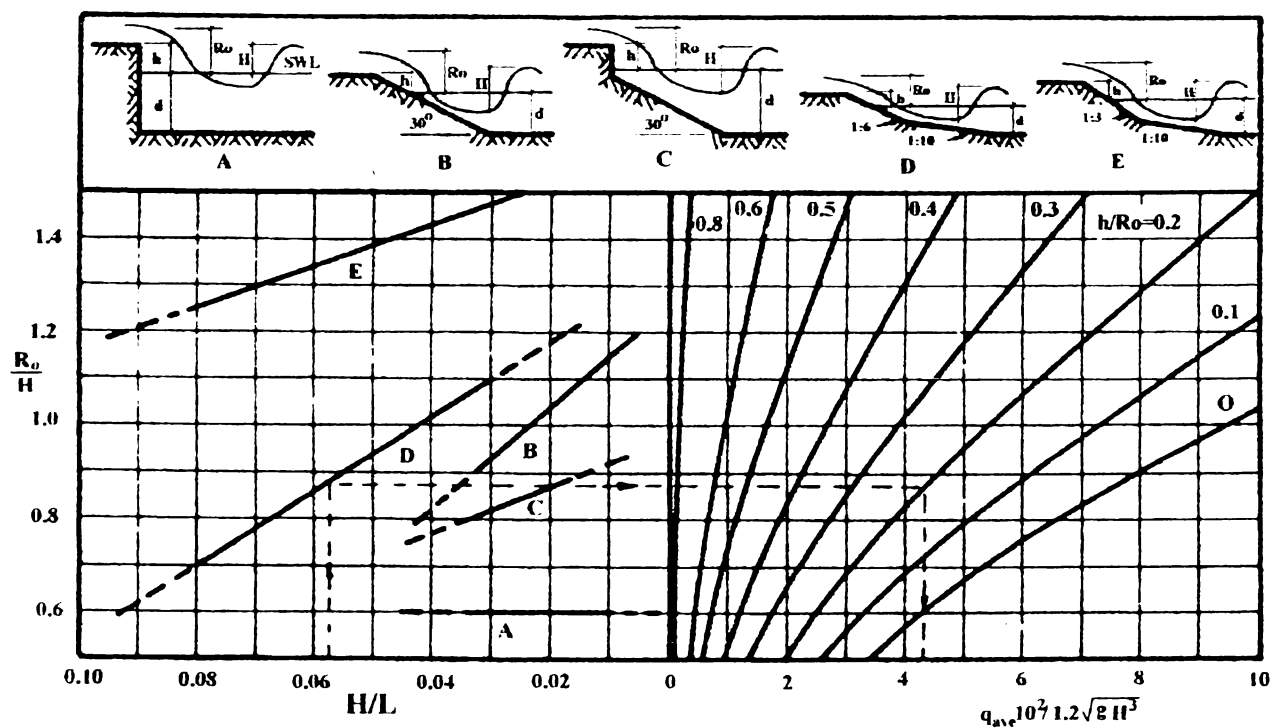


Figura 4.8. Debitul mediu deversat pe unitatea de lungime de dig

4.2. Siguranța persoanelor pe structuri sparge-val-promenadă

Accesul pietonilor în zona structurilor sparge-val este interzisă în general din motive de siguranță, dar mulți oameni încalcă această regulă, pentru a se bucura de frumusețea mediului marin. Pentru a satisface dorințele populației a fost creat un model de structură denumit “promenadă-sparge-val”, care satisface ambele cerințe, să fie o protecție pentru port în fața furtunilor și să asigure accesul publicului în zona mării. Deoarece structurile sparge-val au în general înălțimi ale coronamentului destul de joase care permit apariția overtopping-ului, pentru noul tip de structură este necesară studierea siguranței persoanelor.

4.2.1. Pericole la care este expusă o persoană aflată pe promenadă

Pericolele pentru persoanele aflate pe promenadă sunt legate de starea valurilor în jurul acesteia. În figura 4.9. sunt prezentate faze succesive ale pericolelor care pot apărea pentru persoanele aflate pe promenadă. Pericolele pot fi clasificate în următoarele etape:

- stadiul 1: stropirea (împroșcarea) cu apă peste structură;
- stadiul 2: apare overtopping-ul;
- stadiul 3: persoana este izbită și își pierde echilibrul;
- stadiul 4: persoana cade în mare.

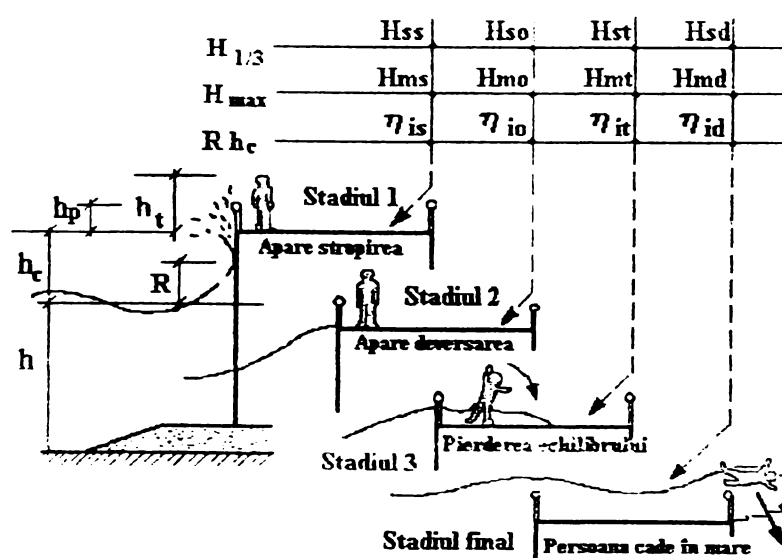


Figura 4.9. Stadii ale pericolelor pentru o persoană aflată pe o structură sparge-val

Când un val stropște peste o promenadă, stadiul 1, o persoană poate fi doar speriată și udată dar nu există nici un pericol pentru integritatea sa corporală. Pericolul apare în stadiul 2 iar în stadiul 3 și 4 pericolul devine și accidentele grave devin inevitabile.

În figura 4.10., este prezentată schema de bază a deversării valurilor, în modele care au fost luate în calcul. Condițiile valurilor în stadiul 1 și 2 pot fi calculate cu modelul

overtopping-ului valurilor (OWM). Modelele pentru “pierderea echilibrului” și “căderea în mare” au fost dezvoltate pentru a cuantifica stadiile 3 și 4.

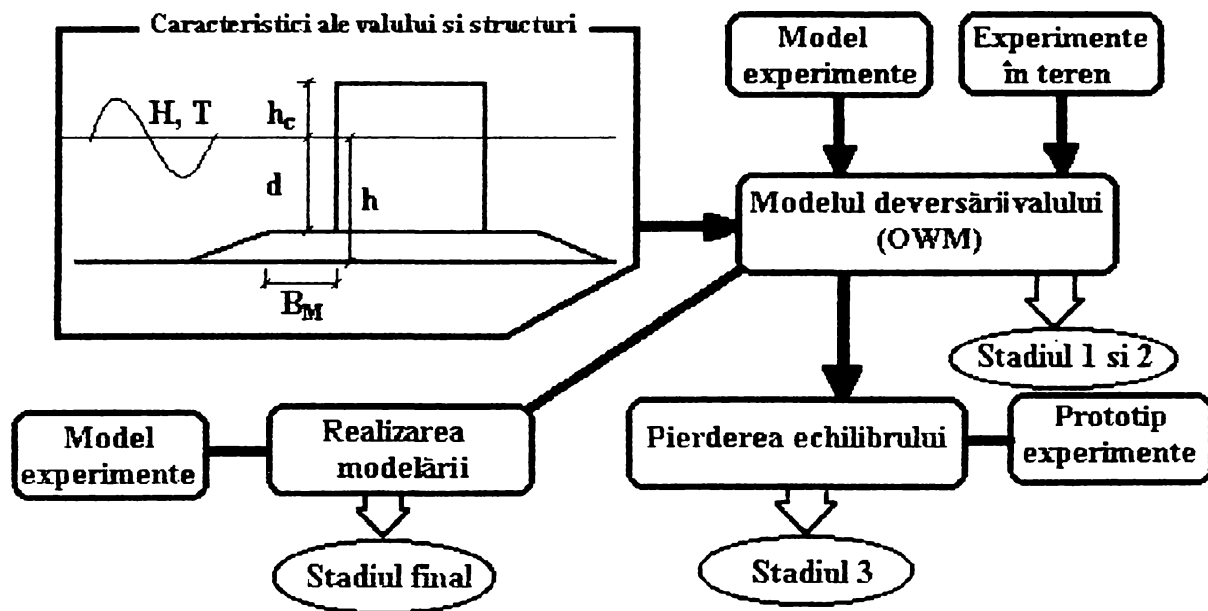


Figura 4.10. Schema de calcul pentru pericole

4.2.2. Modelarea echilibrului persoanelor sub acțiunea overtopping-ului

4.2.2.1. Prototipuri experimentale

O serie de experimente au fost efectuate în Japonia, pentru a studia stabilitatea persoanei în diferite condiții overtopping, astfel încât au fost măsurate forțele care acționează asupra ei precum și momentul când această își pierde echilibrul. Unghiul sub care o persoană stă în fața curentului θ , a fost de 0° , 45° și 90° , iar distanța între picioare L_f 0.25 și 50cm. Au fost folosite diferite tipuri de îmbrăcăminte și de pantofi pentru a simula coeficientul de frecare μ_s . Pierderea echilibrului în cazul diferitelor curgeri a fost monitorizat cu o cameră de filmat de mare viteză (200 cadre/s).

Forța ce acționează asupra unei persoane este proporțională cu pătratul vitezei de curgere și poate fi exprimată ca o forță de târâre:

$$F = \frac{w_0}{2g} C_D \cdot A \cdot U^2 \quad (4.26)$$

unde A este proiecția corpului pe direcția curgerii deversării valului, U este viteza curentului în timpul deversării valului, w_0 greutatea specifică a apei de mare, C_D coeficientul forței de târâre și g accelerația gravitațională. Coeficientul forței de târâre, C_D , fiind dependent de diferiți parametri, θ , L_f și h_t , poate fi exprimat astfel:

$$C_D = \begin{cases} 1.1(1 - L_f / h_t) & \theta = 0^\circ \\ 1.1(1 + L_f / h_t) & \theta = 45^\circ, 90^\circ \end{cases} \quad (4.27)$$

4.2.2.2. Pierderea echilibrului

În figura 4.11. este reprezentată pierderea echilibrului care este prezentată prin două modele: căderea (răsturnarea) și alunecarea. Răsturnarea persoanei apare când momentul produs de curent în jurul picioarelor este mai mare decât momentul produs de greutatea persoanei și poate fi exprimat de relația:

$$F \cdot h_G \geq W_0 \cdot l_G \quad (4.28)$$

unde h_G este distanța verticală între teren și punctul de aplicare al rezultantei forțelor ce acționează, W_0 este greutatea corpului uman în deversarea valurilor și l_G este distanța orizontală dintre centru de greutate și brațul momentului.

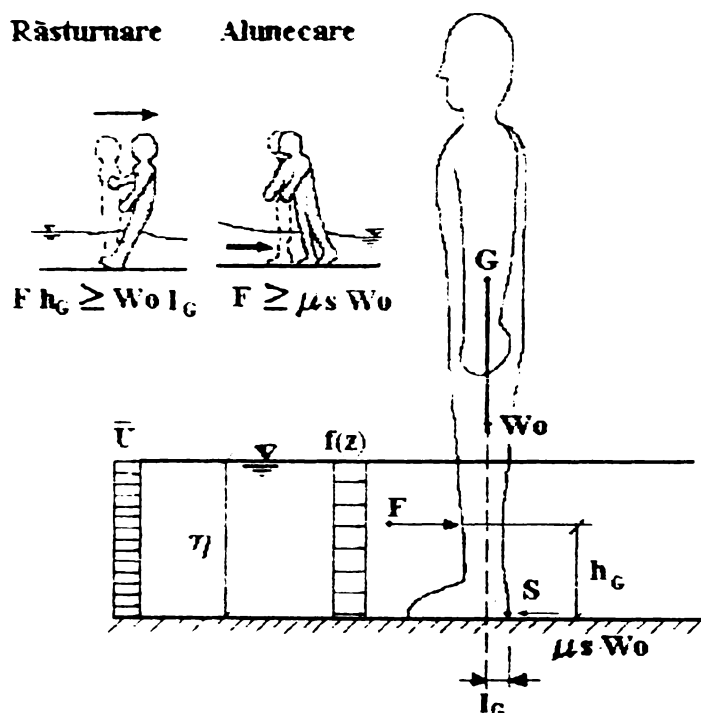


Figura 4.11. Modelul pierderii echilibrului datorită overtopping-ului.

Alunecarea persoanei apare atunci când forța curentului este mai mare decât forța de frecare dintre pantofi și teren. Acest tip de pierdere a echilibrului este reprezentat de relația:

$$F \geq \mu_s \cdot W_0 \quad (4.29)$$

unde μ_s este coeficientul de frecare dintre pantof și teren.

4.2.2.3 Observarea pierderii echilibrului

Rezultatele obținute pentru pierderea echilibrului sunt prezentate în figura 4.12, unde este reprezentată înălțimea critică a apei pe margine dinspre larg a unui cheson, η_{lc} , funcție de înălțimea persoanei. Înălțimea η_{lc} este calculată cu modelul pierderii echilibrului, prezentat anterior, în care $\mu_s = 0.4$, persoana stă în locul cel mai periculos privind spre mare sub un unghi $\theta = 0^\circ$ și distanța între picioare este 22% din înălțimea corpului. De notat că η_{lc} tinde să crească cu cât înălțimea persoanei crește sau cu cât coeficientul de frecare al corpului

devine mai mare. Dacă o persoană are înălțimea de 152cm și are o formă a corpului standard, $\eta_{lt} = 50\text{cm}$. În aceste condiții pierderea echilibrului prin răsturnare apare când viteza curentului de apă este de 0.9m/s.

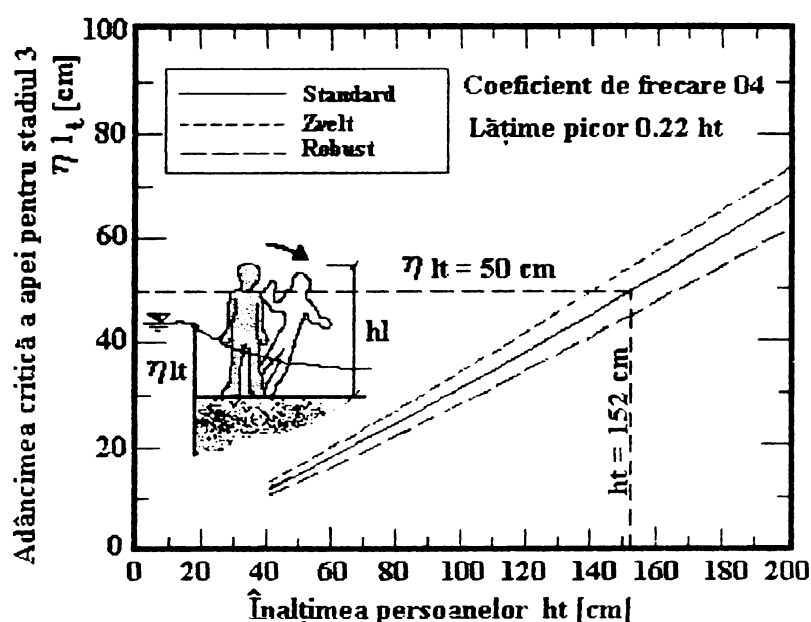


Figura 4.12. Relația înălțimea persoanei - înălțimea valului pentru pierderea echilibrului.

4.2.3. Târârea corpului de către curentul deversării valului

O serie de experimente au fost făcute pentru a determina pericolul târârii unei persoane în mare de către curentul de apă creat de overtopping. Experimentele au măsurat și observat acțiunea curgerii valului deversat, în prezența balustradei, asupra mișcării corpului uman. Măsurarea mișcarea deversării valului a fost făcută pentru valuri calibrate, cu ajutorul aparatelor de măsurare a vitezei și cu camera de luat vederi de mare viteză. Balustrada a fost montată la ambele laturi ale coronamentului structurii.

4.2.4. Înălțimea de proiectare a valurilor pentru siguranța persoanelor

Așa cum a fost precizat, se duce pe scurt înălțimea de proiectare a valului pentru fiecare etapă de pericol, folosind modelul matematic (OMV).

4.2.4.1. Înălțimea critică a valului pentru stropire H_{ms} :

$$H_{ms} = \frac{-1 + \sqrt{1 + 2.8\alpha_1 h_c / h_m}}{2\alpha_1} \quad (4.30)$$

$$h_m = d \quad : B_M / L \geq 0.16$$

$$d + (h - d) \frac{0.16 - B_M / L}{0.05} \quad : 0.11 < B_M / L \leq 0.16 \quad (4.31)$$

$$h \quad : 0.11 < B_M / L$$

unde h_c este înălțimea coronamentului structurii sparge-val și α_1 este coeficientul de formă al suprastructurii, care are valoarea 1.0 pentru structuri verticale și 0.5 pentru un cheson cu deschizături sau o structură compusă având blocuri de disipare a valurilor. De asemenea d este adâncimea apei deasupra prismului de fundare, h adâncimea apei peste fundul mării, B_M lățimea umărului de anrocamente și L lungimea valului la adâncimea unde este situată structura.

4.2.4.2. Înălțime critică pentru pierderea echilibrului: H_{mi}

$$H_{mi} = \frac{2(h_c + \eta_{id})}{1 + \sqrt{1 + 4\alpha_1 h_c^* / h_m}} \quad (4.32)$$

unde η_{id} este înălțimea maximă a apei la marginea chesonului spre mare când o persoană își pierde echilibrul. În ecuația (4.34), η_{ic} este 0.5m, care este valoare critică pentru o persoană cu înălțimea de 152cm.

4.2.4.3. Înălțimea critică a valului pentru ca persoana să fie târâtă în mare : H_{mi}

$$H_{mi} = \frac{2(h_c + \eta_{id})}{1 + \sqrt{1 + 4\alpha_1 h_c^* / h_m}} \quad (4.33)$$

unde η_{id} este înălțimea apei la marginea chesonului dinspre mare când persoana este târâtă în mare, tabelul 4.2.

Tabel 4.2. η_{id} pentru $h_p = 1.1m$ și înălțimea persoanei de 152cm.

Balustradă spre mare Balustradă spre țarm	Grilaj	Parapet	Lanțuri sau nimic
Grilaj	2.1	3.1	2
Parapet	1.5	2.5	1.4
Lanțuri sau nimic	0.8	1.3	0.7

Concluzii

În baza experimentelor prezentate a fost determinat acțiunea valurilor și modul de pierdere al echilibrului pentru persoanele aflate pe diguri în timpul furtunilor. Modelele prezentate pot calcula înălțimea critică de apă la marginea structurii pentru care o persoană își pierde echilibrul și cade precum și înălțimea critică pentru care persoana este aruncată în mare. A fost realizat modelul acțiunii valului în cazul în care structura este prevăzută cu balustradă și au fost determinate înălțimea de apă la marginea structurii care aruncă persoana în mare funcție de tipul de balustradă folosit. Formulele și modelele dezvoltate permit proiectanților să stabilească geometria structurii, astfel încât să nu fie pusă în pericol integritatea corporală sau viața persoanelor ce se află pe diguri în timpul furtunilor. Ei pot să conceapă tipuri de balustrade care să asigure o bună protecție a persoanelor fără a crește mult înălțimea structurii care implică costuri materiale importante.

4.3 Acțiunea gheții asupra structurilor sparge-val

În acest paragraf este făcută o prezentare a teoriei și experiențelor legate de forțele cu care acționează gheața asupra structurilor sparge-val înclinate și verticale. Accentul este pus pe forțele care apar din gheața care plutește și care este împinsă de vânt sau curenți.

Această prezentare consideră structurile nerigide, cu lățimi mari, când mișcarea gheții nu este completă în jurul structurii, dar produce îngrămădirea gheții la partea superioară a acesteia. O structură este nerigidă, când răspunsul ei dinamic la forțele de încărcare din gheață este suficient de mic, astfel încât, atât încărcarea externă a gheții cât și echivalentul static al încărcării fundației rămân neschimbate ca urmare a acestui răspuns. Majoritatea structurilor nerigide sunt structuri masive și au o mare capacitate de rezistență. Fenomenul de trecere al gheții peste paramenții structurii și clădirea de grămezi de gheață la partea superioară a acestora este mult mai important decât acțiunea directă de împingere. Acest lucru se datorează proceselor de trecere a gheții peste structură și de îngrămădire a ei. Dimensiunile bucăților de gheață spartă, care apar când banchiza interacționează cu panta, sunt determinate cu ajutorul unei analize statice. Este analizată instabilitatea care conduce la apariția fenomenului de clădire al sloiurilor. O parte importantă a celor prezentate în continuare sunt bazate pe cercetările lui Christensen (1994).

4.3.1. Introducere

Structurile cu paramenți înclinați, care să reziste la acțiunea gheții, au fost folosite de multe decenii în structurile adiacente râurilor, deoarece în acest caz forța gheții este considerabil mai mică decât pentru structurile cu față verticală. Aceasta se datorează reacțiunii verticale de ridicare a gheții, care plutește, și ca urmare a deformării și cedării banchizei de gheață la o oarecare distanță de punctul de interacțiune cu structura. Pentru cele mai uzuale grosimi naturale de gheață, forța care acționează asupra structurii în timpul unei astfel de cedări a banchizei, este semnificativ mai mică ca toate forțele asociate cu o simplă strivire a gheții la punctul de interacțiune cu structura.

Ruperea gheții este un factor important al proiectării structurilor datorită situațiilor în care mișcarea banchizei de gheață a condus la fragmentarea acesteia în fața structurilor și apoi, prin fenomenul de îngrămădire, a creat grămezi de sloiuri. Forțele maxime în asemenea situații au fost în general observate imediat după ruperea inițială, ulterior apărând forțe neregulate pe structură. Ruperea gheții în grămada de sloiuri produce încărcări mai mici. În unele cazuri de structuri costiere, îngrămădirea gheții a fost urmată de trecerea banchizei peste aceste grămezi, caz în care fragmentele de gheață au fost împinse peste țârm sau peste structurile de protecție ajungând în interiorul incintelor protejate. Pentru plaje cu pante foarte mici, gheața care trece peste plajă produce clădirea sloiurilor în mai mică măsură dar poate înainta pe distanțe mari blocând țârmul. Aceste probleme au fost studiate de diferiți autori: Christensen, 1994, Tryde, 1972, Sorensen, 1978.

Forța motrice pentru o asemenea acțiune a gheții la țărm include tensiunile tangențiale din vânt și componentele tensiunilor tangențiale datorate curenților, care pot fi direcționate spre țărm. Fenomenul de îngrămădire a gheții se produce în câteva minute. Dacă sursa forței motrice persistă, fenomenul de îngrămădire se poate repeta la distanțe mari pe țărm, la intervale de timp de zeci de minute.

4.3.2. Descrierea fenomenului

Când o banchiză de gheață vine în contact cu o pantă continuă, plajă sau fața unei structuri, aceasta începe să se curbeze și este împinsă în sus pe pantă. Dacă forța motrice este suficient de mare, gheața se rupe, și banchiza de gheață continuă să împingă bucățile de gheață pe pantă în sus. Acestea pot forma grămezi de sloiuri sau pot continua să urce pe structură până "deversează" peste coronamentul structurii. În *figura 4.13*, este prezentat un morman de sloiuri care a acoperit în întregime o structură sparge-val.



Figura 4.13. Grămezi de gheață formate în Danemarca 1929.

Pentru pereți verticali primul tip de cedare al gheții, datorată forțelor orizontale, este flambarea. Dacă împingerea gheții continuă înspre perete, se va crea un munte de gheață în fața peretelui care poate ajunge până la fundul mării. Asemenea fenomene au fost observate în apă cu adâncime de peste 10m. Odată ajunsă la fundul mării ridicarea sloiurilor de gheață poate continua până încep să deverseze peste coronament.

Grămezile de gheață se formează atunci când banchiza de gheață este împins spre țărm. Această împingerea poate fi generată de acțiunea vântului, a curenților, prin expansiunea termică a banchizei mari de gheață sau de deplasarea banchizei cu o viteză relativ mare.

Fenomenul de îngrămădire al gheții se produce în general în câteva minute, este violent și produce încărcări considerabile în partea de jos a structurii.

În baza observațiilor de la Beaufort Sea, Kovacs și Sodhi (1980) au stabilit că îngrămădirea apare rar la mai mult de 10 metrii în interiorul țărmlui, dar împingerea gheții peste țarm poate ajunge până la 50 de metrii.

Punctele de interes în proiectare îl reprezintă amploarea deplasării gheții sub orice formă dincolo de linia țărmlui, înălțimea de îngrămădire la care poate ajunge gheața și încărcările exercitate de gheață asupra structurilor.

4.3.3. Ecuațiile generale ale fenomenului

Se consideră o banchiză relativ mare în contact cu panta unei structuri așa cum este prezentat în figura 4.14. Situația este considerată plană și lungimea structurii sparge-val este infinită. Dacă coeficientul de frecare dintre gheață și pantă este zero, reacțiunile orizontale și verticale, H_0 și V_0 sunt în relația:

$$\frac{H_0}{V_0} = \tan \alpha \quad (4.34)$$

unde α este unghiul pantei cu orizontala. Un volum de gheață triunghiular cu înălțimea z , și lungime z_h , este spart în timpul contactului inițial.

Forțele de frecare acționează asupra gheții, paralel cu panta în direcția în jos, și sunt egale cu produsul dintre forța normală și coeficientul de frecare, μ :

$$F_\mu = \mu \sqrt{H_0^2 + V_0^2} \quad (4.35)$$

Forțele de împingere ale banchizei pot fi calculate ca:

$$\vec{F} = \vec{F}_{vant} + \vec{F}_{apa} \quad (4.36)$$

$$F_{vant} = 0.003 \rho_{aer} V_{10}^2 A \quad (4.37)$$

$$F_{apa} = 0.005 \rho_{apa} u^2 A \quad (4.38)$$

unde A este aria suprafeței superioare a banchizei de gheață, V_{10} este viteza vântului la 10 înălțime deasupra banchizei, u este viteza curentului de apă la 1 metru sub banchiză iar ρ_{aer} și ρ_{apa} sunt densitatea aerului respectiv a apei. Valoarea coeficientului de frecare este 0.003 și 0.005, funcție de rugozitatea suprafeței gheții și a temperaturii aerului.

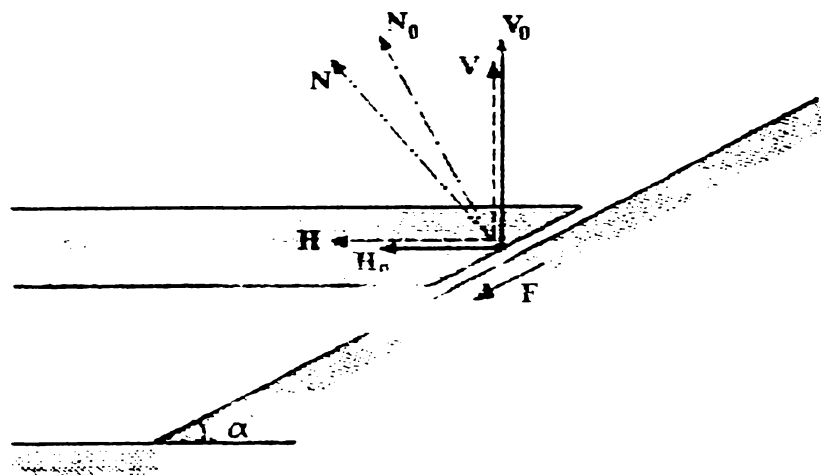


Figura 4.14. Gheata în contact cu panta.

4.3.4. Determinarea lungimii maxime a unui sloi

Dimensiunea unui sloi rupt din banchiză care acționează asupra unei pante se determină din două condiții: dimensiunea sloiului afectează stabilitatea procesului de ridicare a acesteia pe pantă, în particular în punctul unde panta schimbă unghiul și în al doilea rând, dimensiunea sloiului influențează procesul lor de îngrămădire.

Tensiunile în secțiunea transversală critică sunt date de relația:

$$\sigma_{cr} = \frac{H}{Bh} + 6 \frac{Vl_p - Hfh}{Bh^2} \quad (4.39)$$

unde B este lățimea banchizei, σ_{cr} este tensiunea în secțiunea transversală critică din combinația compresiunii și a încovoierii, l_p este distanța de la marginea banchizei la secțiunea transversală critică și f este factorul adimensional al excentricității, definit ca raportul dintre excentricitatea verticală e și grosimea h , $f=e/h$. După determinarea coeficientului de excentricitate, f , lungimea sloiului l_p , poate fi determinată cu relația (4.60). Când banchiza de gheață întâlnește panta, vor apărea câteva mici crăpături. Acest fenomen este prezentat în figura 4.15.

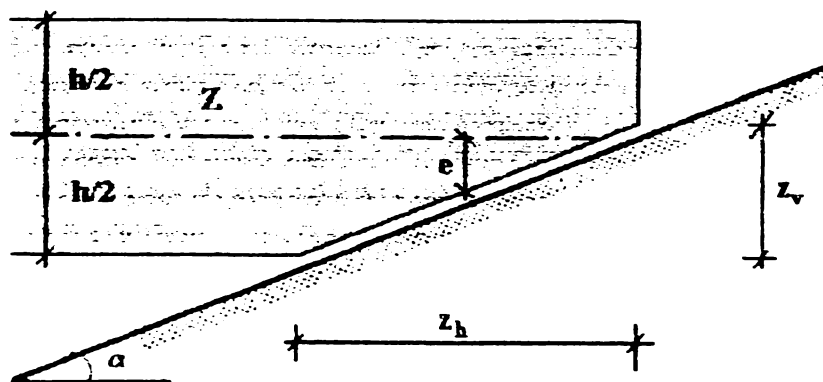


Figura 4.15. Ruperea gheții din excentricitatea componentei orizontale a forței motrice.

Formula lungimii sloiului rupt din banchiză este:

$$\frac{l_p}{h} = \frac{\tan \alpha}{12} \frac{1 + \mu \cot \alpha}{1 - \mu \tan \alpha} \left(S + 6 - \left(\frac{7}{S} \right) \right) \quad (4.40)$$

unde $S = \frac{\sigma_u h B}{H}$

Este de notat că pentru $S=1$ lungimea sloiului este zero. Relația (4.40) este reprezentată în figura 4.16.

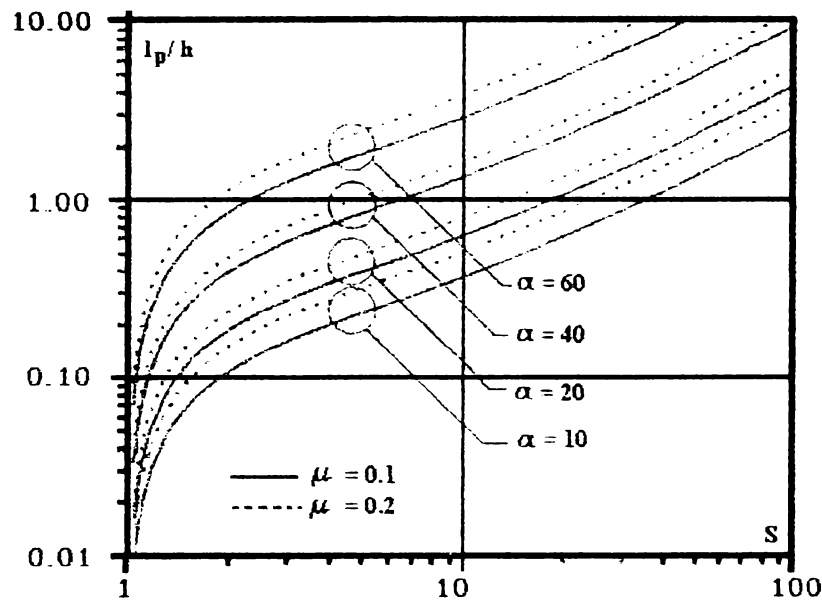


Figura 4.16. Lungimea adimensională a blocului de gheață.

Ecuția (4.40) este valabilă numai când banchiza de gheață este în contact cu panta, în echilibru cu forțele exterioare de împingere ce acționează asupra sa. Această relație reprezentând o analiză statică, și nu poate prezice corect dimensiunea sloiului când viteza banchizei de gheață este mare. O analiză dinamică poate conduce la calcularea dimensiunilor sloiului corect. O astfel de analiză a fost efectuată de Sorensen (1977, 1978).

Folosirea ecuației (4.39) cu (4.40) oferă rezultate rezonabile. Îngrămădirile mari de sloiuri se formează datorită concentrării forței de împingere sau a energiei, astfel încât banchize cu suprafețe mari produc presiuni variabile în lungul țărmlui. Când într-un punct apare concentrarea presiunii, îngrămădirea sloiurilor poate crește în acel punct în timp și spațiu. După ruperea banchizei de gheață pot apărea mai multe puncte de concentrare a presiunii și unde poate apărea fenomenul de îngrămădire. Astfel, o forță relativ mică poate construi grămezi înalte de sloiuri, datorită nesimultaneității proceselor în lungul țărmlui. De aceea forța medie unitară nu este reprezentativă pentru tensiunile de contact, folosirea ei pentru a calcula dimensiunea sloiului este valabilă numai în cazul contactului perfect, care apare atunci când apa îngheață la limita de contact cu structura și viteza vântului crește după formarea gheții. Aceasta poate conduce la starea de tensiune plană bidimensională.

4.3.5. Fenomenul de împingere a gheții

Sloiurile de gheață rupte din banchiză sunt împinse pe pantă prin avansarea banchizei spre țarm. Continua deplasare pe pantă poate ajunge până la înălțimi de 10-12m deasupra nivelului apei, dar în general nivelul atins este de 3m.

Cox și alții (1983) au definit o limită maximă a raportului formei sloiului, considerând că încovoierea se produce atunci când sloiul este sprijinit cu un capăt pe pantă și cu celălalt pe marginea banchizei care avansează. Punând condiția ca momentul maxim în gheață, $\gamma_i b h l_p^2 / 6$, să fie mai mic decât momentul de rupere, $\sigma_f b h l^2 / 6$, raportul formei limită devine:

$$\frac{l_p}{l} < \sqrt{\frac{\sigma_f}{\gamma_i h}} \quad (4.41)$$

Dacă lungimea sloiului găsită cu ecuația (4.37) este mai mare decât maximul permis în concordanță cu ecuația (4.40), sloiul se va rupe în două la momentul inițial al împingerii pe pantă. Dacă forțele de împingere în banchiză sunt mai mari decât rezistența de înaintare a sloiului pe pantă, atunci va apare fenomenul de ridicare a sloiurilor pe pantă. Rezistența la înaintare poate fi determinată cu relația:

$$R = L \gamma_i b h (\sin \alpha + \mu \cos \alpha) \quad (4.42)$$

unde R este rezistența paralelă cu panta, L este lungimea pantei acoperită cu sloiuri, γ_i greutatea specifică a gheții, b este lățimea gheții pe pantă, h este grosimea gheții, α este unghiul pantei cu orizontala, și μ este coeficientul de frecare. Banchiza poate produce ridicarea sloiurilor pe pantă până în vârful acesteia dacă raportul dintre energia cinetică și lucru mecanic, E_k/W , este mai mare ca 1:

$$\frac{E_k}{W} = \frac{(1 + C_m) \pi D^2 v^2}{4bL^2 g (\sin \alpha + \mu \cos \alpha)} > 1 \quad (4.43)$$

unde g este accelerația gravitațională și b este lățimea zonei de ridicare a gheții.

Pentru a determina când o banchiză poate produce ridicarea gheții pe pantă până în vârful acesteia este necesar să se verifice criteriul dat de ecuația (4.39), dacă forța de împingere a banchizei este suficientă să împingă gheața pe pantă, și de ecuația (4.40), dacă banchiza are suficientă energie cinetică pentru a produce această împingere.

Profilul complex, cu una sau mai multe pante care se schimbă între nivelul apei și coronamentul structurii, impune investigații de detaliu în cazul ridicării și a îngrămădirii gheții pe pantă. Un astfel de exemplu a fost studiat prin modelare fizică de Ettema și alții (1983) și Sackinger și alții (1983). Profile complexe au fost folosite în marea Beaufort (1978).

4.3.6. Fenomenul de îngrămădire a gheții

Pe țărm și pe structurile sparge-val, îngrămădirea gheții poate apărea ca rezultat a inițializării unui proces de ridicare pe pantă. Instabilitatea, în mod normal, apare când există o schimbare de pantă, și când este suficientă compresiune între sloiurile de gheață.

Pentru gheața aflată pe o pantă, forțele și deformațiile sunt guvernate de rezistența gheții mai mult decât de forța de împingere. Planul forțelor în gheața de pe o pantă, este mai mare la marginea gheții la nivelul apei. Componentele forțelor orizontale și verticale în acest punct sunt prezentate în figura 4.17.

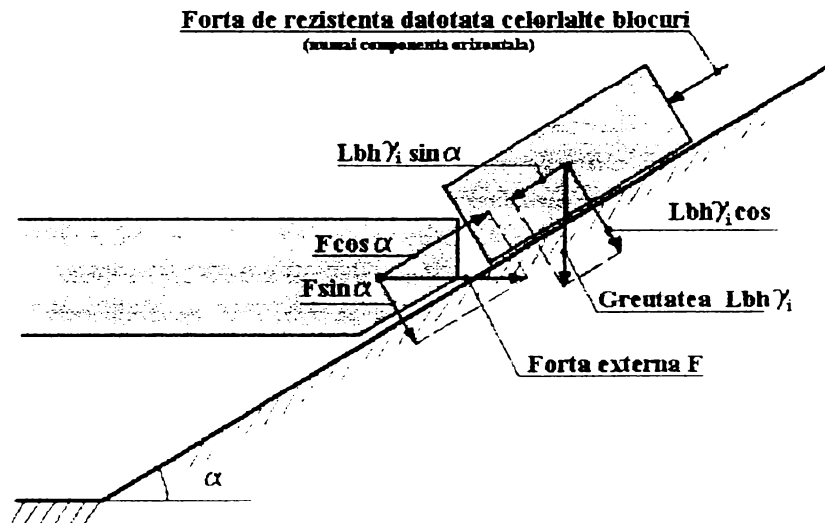


Figura 4.17. Schema statică a ridicării sloiului pe pantă.

Pentru ca ridicarea să devină posibilă, încărcarea verticală la margine trebuie să fie mai mică decât încărcarea critică, astfel încât:

$$\frac{V_{cr}}{V} = 0.68 \frac{\sigma_f}{Z} \sqrt{\frac{h}{\gamma_i^3 E}} \frac{1}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha} > 1 \quad (4.44)$$

Dacă această condiție nu este satisfăcută, va începe îngrămădirea la nivelul apei.

Cum gheața urcă panta, este posibil să întâlnească o schimbare a înclinării, care este tipică pentru coronament (unde panta devine orizontală) așa cum este prezentată în figura 4.18.

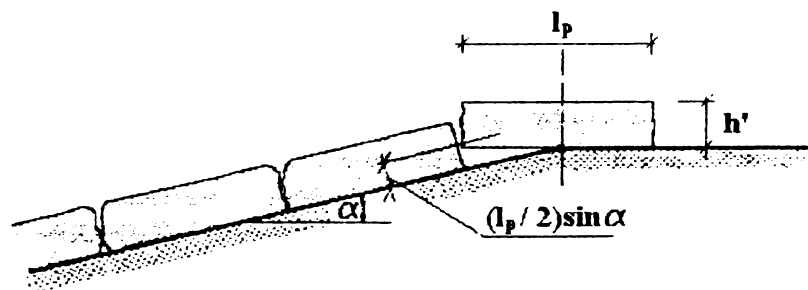


Figura 4.18. Schema geometrică la micșorarea pantei taluzului.

Dacă schimbarea de pantă este foarte mare, bucata de gheață care a fost culcată la orizontală, dar încă mai acoperă panta cu jumătate din lungimea ei, va fi răsturnată de bucata care o urmează. Aceasta poate avea loc dacă $h > l_p \sin \alpha / 2$, presupunând că forțele de frecare între bucăți sunt nule.

O altă formă de instabilitate poate apărea dacă există o denivelare pe pantă așa cum este prezentată în figura 4.19.

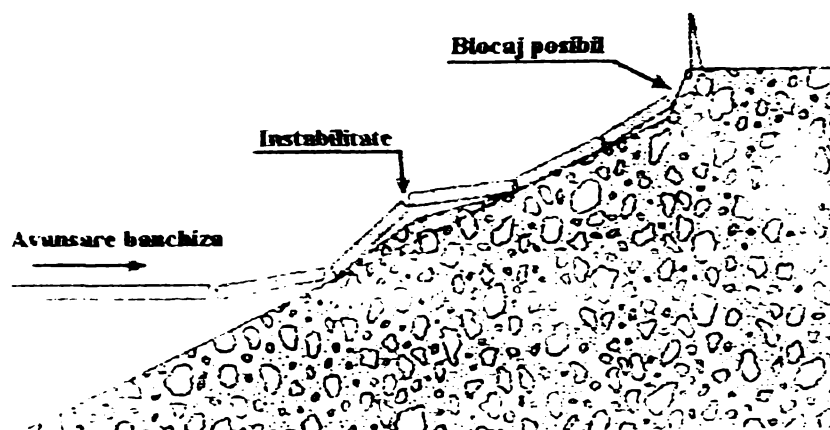


Figura 4.19. Instabilitatea la o denivelare a taluzului.

Dacă forțele de compresiune în gheață sunt suficient de mari, denivelarea va iniția o îngrămădire a gheții și ridicarea ei pe pantă va înceta. Cu $\alpha = 0$, pentru simplificare, echilibrul momentelor poate fi scris ca:

$$P = \frac{l_p b h \gamma_i}{2 \tan \phi} \quad (4.45)$$

$$P = \frac{l_p^2 b h \gamma_i}{2e} \quad (4.46)$$

unde în termenul secund a fost aplicată aproximarea $\tan \phi \approx \phi$ și unde parametrii ϕ și e unghiul de înclinare al banchizei pe denivelare și înălțimea maximă a denivelării.

4.3.7. Înălțimea de îngrămădire a gheții

Odată ce fenomenul de îngrămădire a fost inițiat, apar o complexitate de procese care au loc pe măsură ce grămada se dezvoltă. Când banchiza de gheață se ridică pe taluzul dinspre mare al grămezii de sloiuri aceasta se fragmentează la vârf. Multe fragmente vor cade pe taluzul grămezii din partea dinspre uscat, mărindu-i înălțimea și extinzând spre uscat masivul de gheață format. Dacă limita de înălțime a fost atinsă, fragmentele de gheață vor cade pe parte dinspre mare, eventual ducând la distrugerea covorului de gheață care urcă pe taluz.

Au fost dezvoltate două metode de abordare a problemei:

- Kovacs și Sodhi au dezvoltat ecuații pentru forțele de învingere a gravitației, a avansării banchizei de gheață și a frecării. Însumând acești termeni pentru a obține forța totală de îngrămădire, implică că banchiza este împinsă peste fața

(către mare) a grămezii de sloiuri, într-un mod care poate fi caracterizat ca o ridicare pe o pantă foarte mare.

- Allen presupune un proces oarecum mai complex al împingerii sloiurilor pe pantă, în care avansarea banchizei trebuie să ridice întreaga grămadă de sloiuri existentă într-un proces de împingere.

Modelele propuse conduc la limite ale înălțimii proporționale cu rădăcina pătrată din grosimea banchizei. Este interesantă o comparație a celor două modele pentru a putea decide care dintre ele este fezabilă pentru aplicarea în proiectarea structurilor costiere. Ficare model este prezentat în mai multe detalii în cele ce urmează.

4.3.7.1. Înălțimea de îngrămădirea gheții în baza modelului Kovacs și Sodhi

Kavacs și Sodhi (1980) descriu forțele necesare pentru a învinge forțele gravitaționale, a avansării gheții și a frecării gheață cu gheață în ridicarea peste paramentul dinspre mare al grămezii de sloiurilor. Forțele de învingere ale gravitației, F_{gr} , se determină din echilibrul lucrului mecanic făcut de forță și creșterea energiei potențiale în îngrămădirea sloiurilor. Geometria îngrămădirii sloiurilor este redată în figura 4.20.

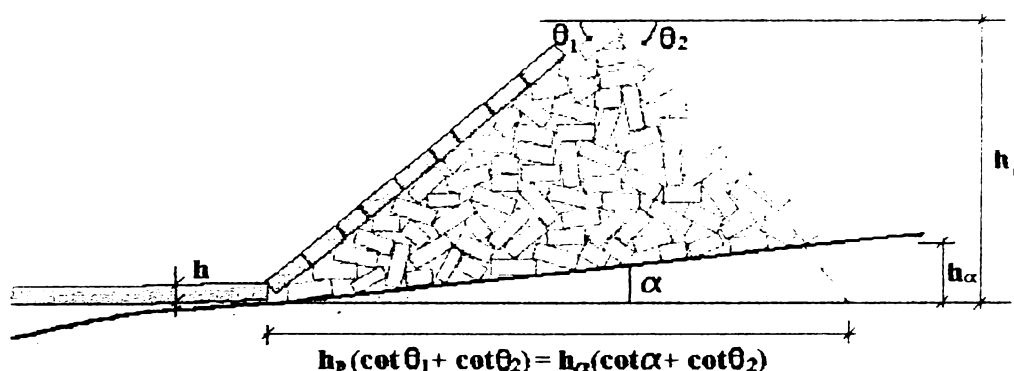


Figura 4.20. Procesul de îngrămădire al sloiurilor conform lui Kovacs și Sodhi.

Înălțimea grămezii de sloiuri este limitată numai de mărimea forței de împingere și a fost determinată ca fiind:

$$h_{pr} = \frac{F_p}{\gamma_i b h \left(\mu \cot \theta_1 + \frac{1}{2} \left(\frac{Q(\alpha, \theta_1, \theta_2)}{G(\alpha, \theta_1, \theta_2)} \right) \right)} \quad (4.47)$$

Forțele de împingere, F_p , constau din forța cu care acționează vântul și curenții asupra banchizei de gheață. Forța de împingere a curenților este în mod normal mică pe direcția perpendiculară pe țarm, dar poate avea o mare importanță pentru componentele în lungul coastei, care sunt importante pentru structura sparge-val.

4.3.7.2. Înălțimea de îngrămădire a sloiurilor în baza formulei Allyn și Charpentier

Allyn și Charpentier (1982) au dezvoltat un model oarecum similar cu cel creat de Allen. Pentru dezvoltarea acestui prim model ei au luat în considerare temperatura și salinitatea, dar modelul inițial este mai important în cele ce urmează. Allyn și Charpentier prezintă următoarea formulă pentru înălțimea de îngrămădire a sloiurilor:

$$h_t = \frac{(\cos \theta_1 - \mu \sin \theta_1) F - (\sin \theta_1 + \mu \cos \theta_1) V}{\gamma_s h (1 + \mu \cot \theta_1) \left(1 + \left(\frac{s'}{s} \right) \right)} \quad (4.48)$$

unde F este forța externă și V este încărcarea de la margine banchizei care vine. Procesul de formare a grămezii este similar cu cel propus de Kovacs și Sodhi (1980), dar este adăugat un factor de corecție pentru a socoti numărul blocurile care se ridică în vârf în primul șir de blocuri. Lungimea primului șir de blocuri care se ridică pe pantă este denumită s , iar s' este suma lungimilor tuturor blocurilor care compun primul strat și care se ridică pe pantă până în vârf. Allyn și Charpentier au găsit că raportul $s'/s=0.5$ este o valoare normală. Pe măsură ce trece timpul, factorul de corecție al numărului blocurilor primului șir, nu se mai aplică atunci când banchiza de gheață pătrunde adânc în grămada de blocuri.

4.3.7.3. Înălțimea de îngrămădire a sloiurilor în baza formulei lui Allen

Formula o fost obținută de Allen, (1970), presupunând că forțele de împingere trebuie să împingă întregul front, parte a taluzului grămezii de blocuri, mai degrabă decât un strat de suprafață. Figura 4.21 prezintă cum are loc procesul de îngrămădire conform lui Allen. Mai precis, Allen presupune că banchiza de gheață împinge orizontal în grămada de blocuri, și consideră volumul de gheață peste nivelul apei și până în vârf ca un număr de felii, fiecare trebuind să fie împins în sus de banchiza care vine.

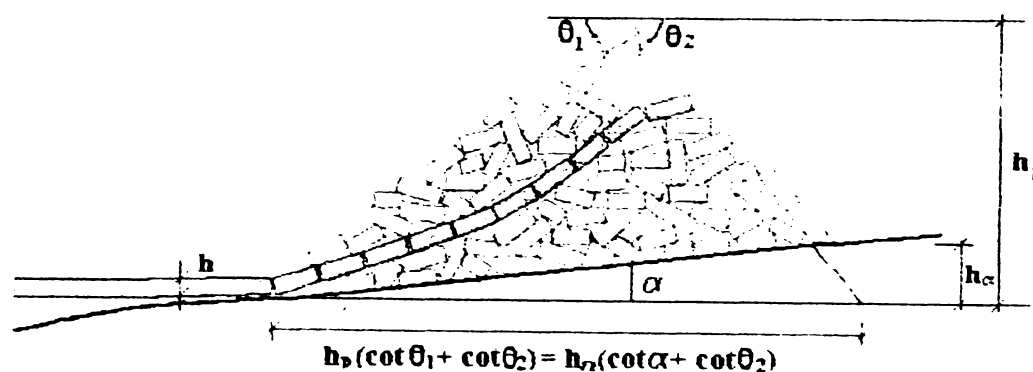


Figura 4.21. Procesul de îngrămădire al sloiurilor conform lui Allen.

Figura 4.21, prezintă banchiza de gheață împingând undeva în sus după ce a intrat în grămada de blocuri și așa cum se vede există un proces între cele două extreme

reprezentate de Allen (1979) și Kovacs și Sodhi (1980). Formula lui Allen (1970) este obținută direct din echilibrul forțelor de împingere, gravitaționale și de frecare:

$$h_p = \sqrt{\frac{2F_p}{\gamma_p b \left(1 + \frac{f}{\tan \theta_1}\right)}} \quad (4.49)$$

unde γ_p este greutatea specifică a grămezii de blocuri, adică aer și gheață, f este coeficientul de frecare în grămadă și θ_1 panta grămezii cu orizontala. Formula este conceptual diferită de ecuația (4.49) în care înălțimea calculată este proporțională cu radicalul forțelor de împingere. Oricum, ca și formula (4.49) și această formulă presupune că forța de împingere este factorul de limitare a înălțimii grămezii. Formula lui Allen, ecuația (4.49), se bazează pe echilibrul forțelor F_p , care acționează orizontal, împingând la baza grămezii de blocuri cu forța necesară pentru a înălța grămada. Pentru a detalia modul de numărare a blocurilor sunt necesare studiarea referințelor originale. Allen a declarat că formula sa este conservativă deoarece multe fenomene observate au avut înălțimi mai mici decât cele prezise de formula sa. O explicație plauzibilă este că întregul volum din spatele grămezii de dincolo de vârf, în partea dinspre uscat, este neglijat în analiza sa. O parte din forțe vor fi necesare pentru distribuirea blocurilor în acea parte. Un alt punct important este că γ_p , f , și α , nu sunt complect independenți (Bruun și Johannesson, 1971). Este posibil ca rezistențe mici ale banchizei de gheață să fie altă cauză responsabilă de observarea unor înălțimi mai mici decât cele calculate. Pentru a clarifica aceste aspecte sunt necesare mai multe observații.

4.3.8. Limitarea înălțimii de ridicare a grămezii pentru proiectare.

Formulele prezentate anterior determină înălțimea grămezii de blocuri funcție de forțele de împingere. Datorită formei tipice a banchizei de gheață și a structurilor, banchizele mari pot interacționa cu țărmlul sau cu structurile costiere pe fronturi mult mai mici decât latura ei de la țărml. Procesul de îngrămădire al blocurilor, poate să nu ajungă la înălțimea maximă datorită disipării energiei cinetice a banchizei în interacțiuni în zone apropiate, forma banchizei sau a structurii putând produce concentrări de energie.

În general, conform Crosdale (1984), există trei limitări diferite aplicabile pentru cele mai importante analize inginerești:

- limitarea forțelor de împingere
- limitarea rezistenței gheții
- limitarea energiei cinetice

Înălțimea grămezii, sau a încărcării din gheață, poate fi limitată în mod natural prin limitarea forțelor de împingere. Dacă forțele de împingere sunt nelimitate, gheața însăși va limita încărcarea prin rezistența sa. Dacă forțele de împingere sunt limitate datorită

existenței unei singure suprafețe mici de banchiză, atunci energia cinetică poate fi suficientă pentru a genera ridicarea gheții pe taluz sau îngrămădirea acesteia cu o anumită înălțime.

Teoretic, limita superioară a presiunii orizontale a gheții corespunde cu presiunea critică de cedare a gheții în fața unei grămezi de blocuri. Gheța nu poate impune o presiune mai mare în grămezi de blocuri decât cea care corespunde cu presiunea critică de cedare. O presiune mai mare va conduce la cedarea gheții în fața grămezii, măbind volumul acesteia înspre mare fără ai crește înălțimea. În cazul unei grosimi moderate a gheții, înălțimea îngrămădirii este limitată de presiunea de flambaj, pe când pentru grosimi mari ale gheții, limitarea poate corespunde zdrobirii gheții. Analog, observații ale lui Tucker (1984) confirmă o proporționalitate între grosimea gheții și înălțimea crestei grămezii.

Pentru cazul unei grinzi pe mediu elastic (Hetenyi, 1946; Ashton, 1986) presiunea critică de flambaj poate fi estimată ca ckl^2 unde k este densitatea apei de mare și l este lungimea caracteristică a gheții. Ecuația pentru l este:

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12k(1-\nu^2)}} \quad (4.50)$$

Reacția apei la o deflecție în jos a gheții este egală cu forța arhimedică a gheții, și aparenta "rezistența fundației" egală cu greutatea specifică a apei de mare, k . Pentru grinzi lungi, constanta adimensională c variază între 1 și 2, depinzând de condițiile de margine ale grinzii. Pentru valori mici ale grosimii, se obține o presiune moderată de flambaj, corespunzând unei înălțimi mici de îngrămădire a sloiurilor. Palosua (1971) a observat o relația aproape liniară între grosimea gheții și viteza vântului necesară pentru a rupe banchiza de gheață staționară. Observațiile sale acoperă grosimi ale gheții în limitele de 0.07-0.25m, unde flambajul este modul dominant de cedare.

Pentru a determina presiunea care este transferată grămezii de sloiuri, este teoretic necesar să fie calculate ambele criterii de cedare, flambajul, crăparea și zdrobirea din forțele de împingere. Cea mai mică valoare din cele două este presiunea maximă transmisă grămezii de sloiuri.

4.3.9. Încărcări pentru proiectare

În general, definirea forțelor de încărcare pentru proiectare trebuie să fie bazate pe o multitudine de analize, care pot fi împărțite în două grupe:

- Studiarea regimului gheții la locul investigat. Aceasta include grosimea gheții, rezistența la compresiune, rezistența la rupere, viteza, structura cristalelor, temperatura,

- salinitatea, conținutul de aer, densitatea, porozitatea, neomogenitatea caracteristică, coeziunea grămezii de sloiuri, înălțimea crestei, adâncimea și înălțimea de îngrămădire.
- Structura gheții, interacțiunea forțelor asociate cu fiecare tip de gheață și modurile de cedare care vor guverna fiecare tip de gheață.

Pentru orice proiect al unei structuri costiere de apărare, un aspect important este determinarea valorii de proiectare a grosimii și rezistenței gheții precum și a vitezei acesteia. Numeroase coduri și standarde pot fi aplicate funcție de plasarea geografică a structurii proiectate.

Există numeroase formule pentru calcul interacțiunii gheață-structură în literatură și de aceea sunt prezentate sumar câteva puncte importante :

- forța de zdrobire orizontală a gheții este în general proporțională cu rezistența la compresiune axială a gheții, σ_z , și suprafața de contact, bh :

$$F_{zdrobire} = c\sigma_u bh \quad (4.51)$$

- forța de flambaj a gheții este proporțională cu rezistența la încovoiere, σ_i , cu lățimea zonei de interacțiune, b , și cu pătratul grosimii gheții, h :

$$F_{incovoiere} = k\sigma_i bh^2 \quad (4.52)$$

4.3.10. Concluzii și recomandări

Formula lui Allen presupune că înaintarea banchizei trebuie să învingă greutatea întregii grămezi de sloiuri, împingând în sus, iar expresia lui Kovacs și Sodhi conține numai forța de împingere a banchizei însăși, așa cum se face împingerea pe taluz. Acest ultim model este bun pentru cazul în care presiunea în gheață corespunde forțelor de împingere pentru o banchiză în repaus. Dintr-un punct de vedere logic, ambele scenarii pentru presiunea în gheață și ambele procese de îngrămădire apar probabil în natură. Cu privire la modelul care să fie folosit, trebuie analizată stabilitatea la alunecare a grămezii de sloiuri.

O altă posibilă limitare este încărcarea de compresiune maximă pentru care o serie de bucăți din șirul care se ridică pe taluz nu flambează. Această limită trebuie determinată în programe de cercetare. Geometria suprafeței care a cedat, limita încărcării, grosimea naturală a gheții, ca și reducerea la scară, trebuie folosite în experimente. O estimare rapidă a valorilor conduce la rezultate cu abateri de până la 10% pentru încărcarea de flambaj pentru o grindă fără frecare.

O importantă pierdere a formulelor prezentate este aceea a lipsei de consens pentru prezicerea înălțimii de îngrămădire a sloiurilor. Modele diferite dau rezultate bune în condiții diferite. De aceea este recomandat să fie stabilite întotdeauna modele teoretice sau numerice, care să explice condițiile de îngrămădire a sloiurilor, atunci când trebuiesc alese înălțimile pentru proiectare.

Este important de investigat în continuare, când structura poate fi supusă încărcărilor dinamice din presiunii gheții ce acționează pe structură ca urmare a mișcării banchizei. Asemenea analize trebuie să conștie din informații istorice pentru a defini valori extreme de proiectare. Datorită lipsei informațiilor valabile, modelele teoretice și numerice pot fi folosite pentru a verifica informațiile pe o perioadă și zonă neacoperită de măsurători. Încărcările de proiectare trebuie să fie definite prin studii pentru determinarea formulelor încărcării mecanice gheață-structură și analiză probabilistică care să conecteze probabilitatea de apariție cu încărcările de proiectare.

Analiza diferitelor formule pentru overtopping

5.1. Unificarea formulelor

Așa cum se poate vedea din capitolul precedent în literatura de specialitate există un set foarte mare de formule disponibile pentru calculul debitului deversat peste creasta unei structuri costiere, fiecare formulă fiind specifică unui set de date definite special. Pentru a putea fi comparate rezultatele obținute cu diferite formule, acestea au fost aduse la același numitor din punct de vedere al notațiilor și au fost comparate pentru același set de date.

Notațiile comune sunt:

H_s	= înălțimea valului	[m]
T	= perioada valului	[sec]
L_0	= lungimea valului în ape adânci	[m]
H	= adâncimea apei în dreptul structurii	[m]
Q_b	= debitul deversat de valurile care deferlează	[m ³ /sec/m]
Q_n	= debitul deversat de valuri care nu deferlează	[m ³ /sec/m]
R_b	= înălțimea structurii pentru valuri care deferlează	[-]
R_n	= înălțimea structurii pentru valuri care nu deferlează	[-]
R_c	= garda structurii	[-]
R_u	= supraînălțarea	[m]

Formulele prezentate anterior devin:

A. Pentru diguri și structuri verticale care au o structură cu paramenți în fața lor

- Van der Meer (TAW):

$$\begin{aligned} Q_b &= 0.06e^{-4.7R_b} \\ Q_n &= 0.2e^{-2.3R_n} \end{aligned} \quad (5.1)$$

unde:

$$R_b = \frac{R_c \sqrt{S_{op}}}{H_s \tan \alpha \gamma_b \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta} \quad 1 \quad (5.2)$$

$$R_n = \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_b \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta} \quad (5.3)$$

- Saville:

$$Q = \frac{\sqrt{g Q_0^* \cdot H_0^3} \cdot e^{-\left(\frac{0.217}{\alpha} \tan^{-1} \left[\frac{R_u}{R_u} \right] \right)}}{\sqrt{g H_s^3}} \quad (5.4)$$

unde α și Q_0^* se determină din graficul din anexe și R_u este calculat cu formula:

$$R_u = f(H_0, h, T, k) \quad (5.5)$$

- Yoshimichi:

$$Q_b = \frac{T \cdot c \left[\frac{X_0}{R_u} - \cot \alpha \right] \left[\frac{(R_u H_s)^2}{2} \right]}{\sqrt{g H_s^3}} \quad (5.6)$$

$$Q_n = \frac{0.65 T (R_u - H_s)^2}{\sqrt{g H_s^3}} \quad (5.7)$$

în care c , X_0/R_u și H_b sunt calculate cu formulele:

$$R_u = \left(1 + \pi \frac{H_s}{L_0} \coth \frac{2\pi H_s}{L_0} \right) H_0 \quad (5.8)$$

$$\frac{X_0}{R_u} = \cot \left[\alpha - \arctan \left(\frac{h_m \sin \alpha}{R_u} \right) \right] \quad (5.9)$$

$$c = 0.1 \left(\frac{L_0}{H_b} \right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha \quad (5.10)$$

$$H_b = (\tan \alpha)^{0.2} \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-\frac{1}{4}} H_0 \quad (5.11)$$

unde h_m este o constantă ce depinde de H_b și $\cot \alpha$.

-**Richard Weggel** – formula este asemănătoare cu formulele lui Saville cu deosebirea că α și Q_0 se determină în mod diferit.

- **Silvester:**

$$Q = \frac{\sqrt{2} \frac{2}{15} m \left(\frac{R_u}{H_s} \right)^2 (1-R)^5 T}{\sqrt{gH_s^3}} \quad (5.12)$$

unde m este un coeficient de curgere peste structuri verticale.

B. Structuri verticale:

- van der Meer (TAW):

$$Q = c_1 \cdot e^{-c_2 R} \quad (5.13)$$

$$\text{unde } \begin{cases} \text{valuri care nu se sparg} \\ \text{valuri care se sparg} \end{cases} \begin{cases} c_1 = 0.06 \sqrt{\frac{\tan \alpha_s}{S_{op}}} \\ c_2 = 5.2 \frac{\sqrt{S_{op}}}{\tan \alpha} \\ c_1 = 0.2 \\ c_2 = 2.6 \end{cases} \quad (5.14)$$

- **Goda:**

$$Q = 0.1 \beta^{\frac{3}{2}} \left[1 - \beta \frac{R_c}{H_0} \right]^{\frac{5}{2}} \sqrt{2 \left(\frac{H_0}{H_s} \right)^3} \quad (5.15)$$

unde:

$$\beta = \frac{H_0}{h_t} \quad (5.16)$$

- **Saville, Sivester și Weggel** – folosesc aceleași formule pentru diguri și structuri verticale, formula (5.4).

- **Takada:**

$$Q = \frac{\frac{4}{15} \sqrt{2g} K \sqrt{(R_u - R_c)^3} \left[\left(1 - \frac{R_c}{R_u} \right) 0.20 + 0.125 \right] T}{\sqrt{gH_s^3}} \quad (5.17)$$

unde K este un coeficient de deversare din valuri.

În toate formulele adimensionalizarea debitului s-a făcut cu termenul $\sqrt{gH_s^3}$

5.2. Compararea rezultatelor obținute pentru diguri

Datele considerate pentru calcul sunt date în *tabelul 5.1.* și reprezentate în *figura 5.1.* Se observă că singura formulă care este depărtată de celelalte este cea a lui Saville

Tabelul 5.1. Compararea debitului deversat pentru diferite formule – structuri înclinate

Date inițiale											
H_s	3.00	m									
R_c	3.50	m									
h	6.50	m	H_0	3.70	m						
T	8.00	sec	L_0	99.8	m						
S_{op}	0.03	-									
$\cot\theta$	3.00	-									
van der Meer			Saville			Yoshimichi			Silvester		
γ	1.000	-	h/H_0	1.750	-	L_0	99.80	m	H_s/L	0.030	-
R_a	1.167	m	H_0/gt^2	0.006	-	H_0	3.700	m	R_u/H_s	1.498	-
R_b	0.606	m	R/H_0	4.200	-	α	0.322	rad	R_u	4.495	m
Q_n	1.37E-2	-	K^*	1.145	-	R_u	4.922	m	R_c/R_u	0.779	-
Q_b	3.47E-3	-	R_u	17.86	m	H_b	6.789	m	Q	3.19E-2	-
q_n	2.22E-1	$m^3/s/m$	α	0.055	rad	H_b/L_0	0.068	-	q	5.19E-1	$m^3/s/m$
q_b	5.65E-2	$m^3/s/m$	Q_0^*	0.014	-	h_m/H_b	0.210	-			
			H_s/R	0.168	-	h_m	1.426	m			
			\tanh^{-1}	0.169	rad	X_0	20.98	m			
			Q	8.37E-2	-	c	0.232	-			
			q	1.36	$m^3/s/m$	Q	3.3E-2	-			
						q	5.4E-1	$m^3/s/m$			

* Datele au fost citite din grafice și tabele.

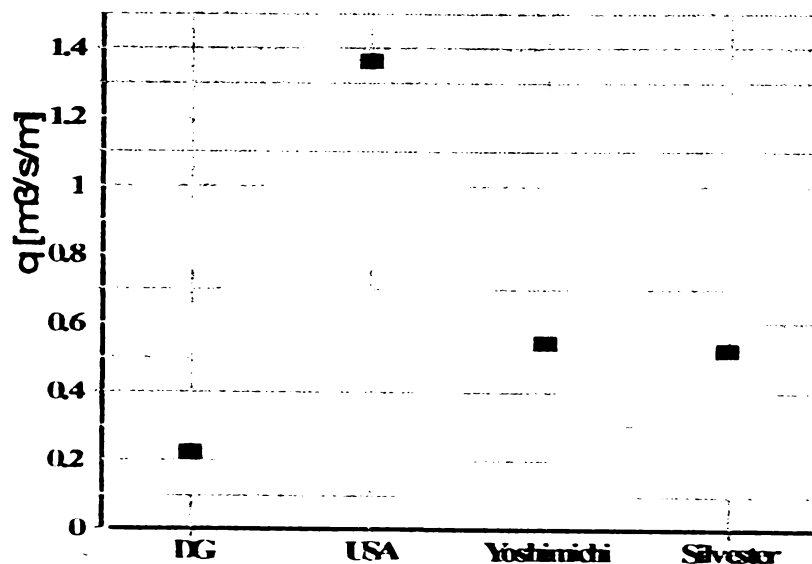


Figura 5.1. Valori overtopping pentru diguri

5.3. Compararea rezultatelor obținute pentru structuri verticale

În tabelul 5.2. și în figura 5.2. este realizată comparația dintre formulele disponibile pentru pereții verticali, iar în figura 5.3. între graficele Goda și codul olandez.

Tabelul 5.2. Comparația debitului deversat pentru diferite formule structuri verticale

Date inițiale											
H_s	3.00	m									
R_c	2.00	m									
h	6.50	m	H_0	3.714	m						
T	8.00	sec	L_0	99.84	m						
S_{op}	0.03										
$\cot\theta$	3.00										
van der Meer			Saville			Goda			Silevester		
γ	1.00	-	h/H_0	1.750	-	L_0	99.8	m	H_s/L	0.030	-
R	0.667	m	H_0/gt^2	0.006	-	H_0	3.70	m	R_u/H_s	0.600	-
$c1_b$	0.200	-	R/H_0	2.400	-	Q	2.47E-2	-	R_u	2.400	m
$c2_b$	2.703	-	K^*	1.000	-	q	4.02E-1	$m^3/s/m$	R_c/R_u	0.833	-
Q_b	3.3E-2	-	R_u	8.914	m				Q	3.98E-3	-
$c1_n$	0.2	-	α	0.068	-				q	6.47E-2	$m^3/s/m$
$c2_n$	2.6	-	Q_0^*	0.006	-						
Q_n	3.53E-2	-	H_s/R	0.337	-						
q_b	5.37E-1	$m^3/s/m$	\tanh^{-1}	0.353	rad						
q_n	5.75E-1	$m^3/s/m$	Q	3.49E-2	-						
			q	5.69E-1	$m^3/s/m$						

*-datele sunt citite din grafice și tabele

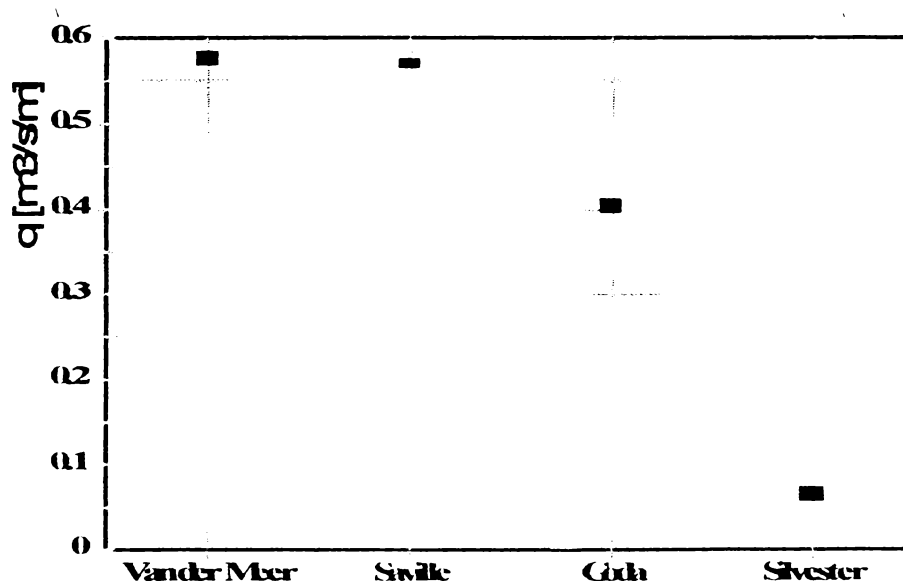


Figura 5.2. Valori overtopping pentru pereți verticali

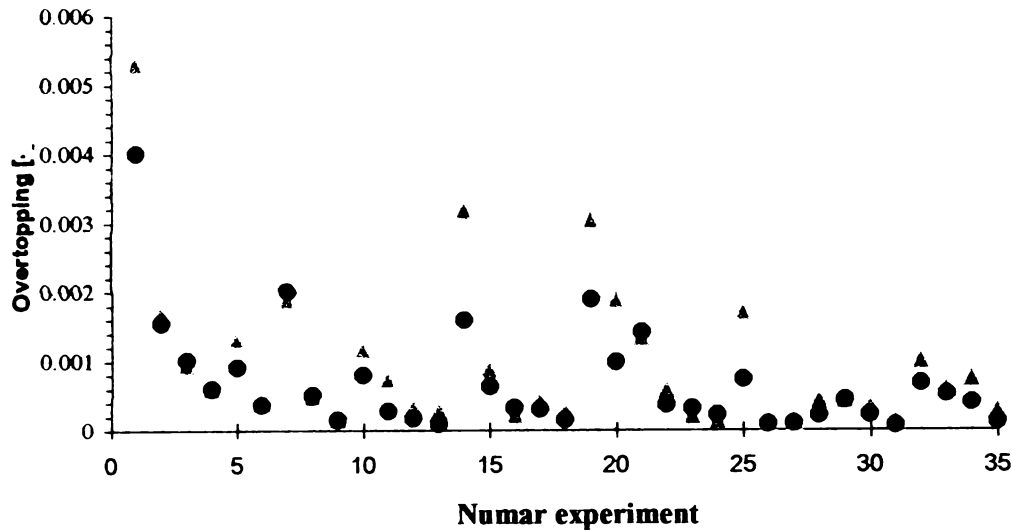


Figura 5.3 Comparația între valorile calculate cu formula Goda și van der Meer

5.4. Influența parametrilor din formulele overtopping-ului

În acest paragraf este prezentat studiul efectuat asupra influenței diferiților parametri care influențează valoarea de calcul a overtopping-ului, pentru modelele de calcul Goda și Van der Meer, care sunt cele mai utilizate în literatura de specialitate.

5.4.1. Influența înălțimii semnificative a valului

Graficele de calcul Goda, sunt construite funcție și de înălțimea semnificativă a valului, spre deosebire de celelalte abordări care sunt formule empirice. În cazul ecuației Van der Meer, pentru a putea determina influența înălțimii semnificative a valului în formulele de calcul (5.13) se introduce un parametru ε . În locul înălțimii semnificative de calcul $H_{1/3}$ se va folosi valoarea $(1+\varepsilon)H_{1/3}$. În acest caz coeficienții din ecuația (5.13) devin $\sqrt{(1+\varepsilon)^3} c_1$, respectiv $c_2/(1+\varepsilon)$. Plaja de valori pentru overtopping obținut în acest caz este reprezentată în figura 5.4. pentru $\varepsilon = 0.00, \pm 0.05, \pm 0.10$. Acest grafic arată că formula este sensibilă la influența înălțimii semnificative a valului.

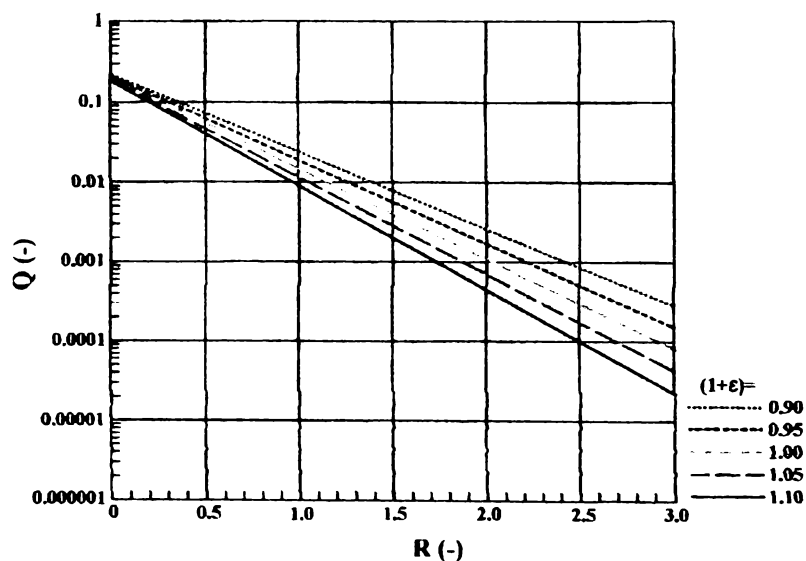


Figura 5.4. Influența înălțimii semnificative a valului pentru overtopping

5.4.2. Influența înălțimii relative a coronamentului

În cele șase grafice Goda distanța pe verticală dintre două curbe succesive ale înălțimii relative a coronamentului, este aproximativ constantă. Aceasta demonstrează că relația dintre overtopping-ul adimensional și înălțimea relativă a coronamentului, este aproximată de o relație exponențială. Ca exemplu al acestei relații este prezentată *figura 5.5*.

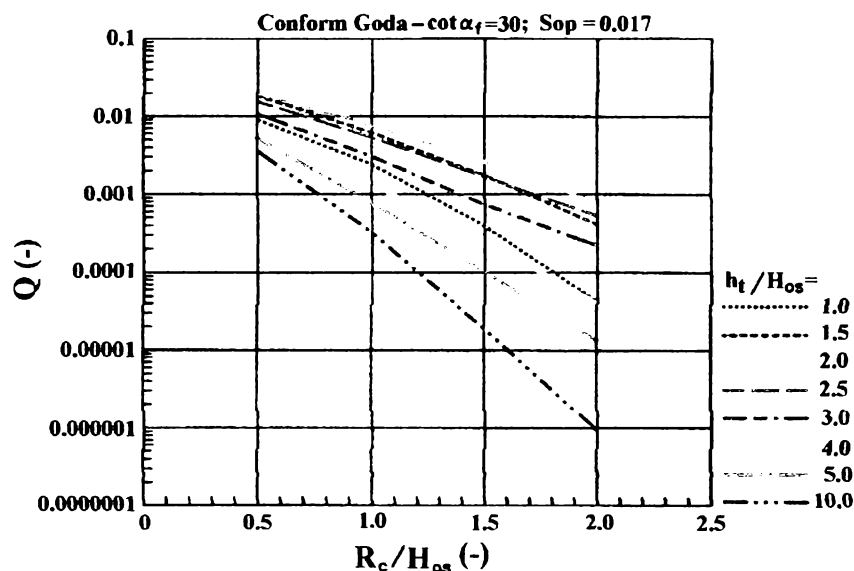


Figura 5.5. Influența înălțimii relative a coronamentului

Deși în această figură liniile sunt curbate se poate face aproximarea cu linii drepte, ce corespund relațiilor de tip (5.13)- Van der Meer. O comparare între aproximările cu linii drepte (funcții liniare) a relațiilor Goda pe baza relației (5.13.) este prezentată în *figura 5.6*.

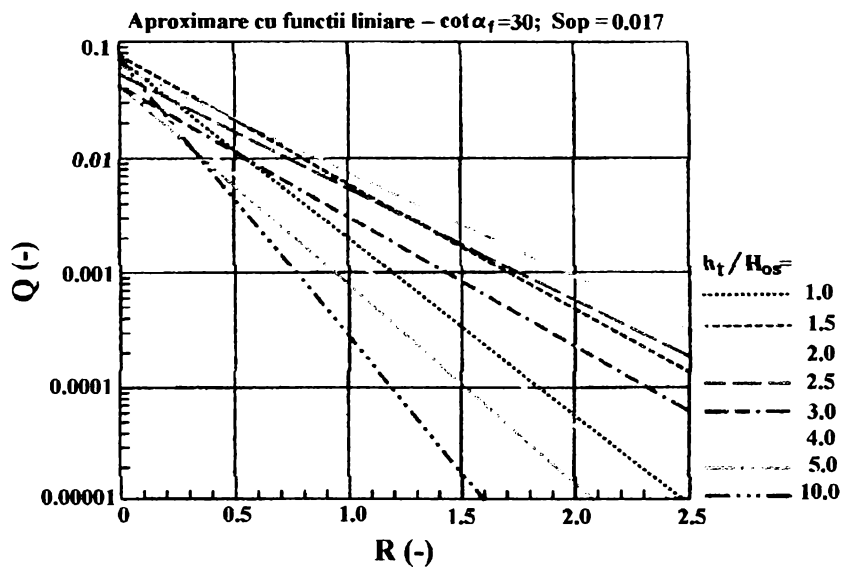


Figura 5.6. Influența înălțimii relative a coronamentului, funcții liniare

Se observă că valoarea lui c_1 (dată de intersecția dintre drepte cu axa verticală) este aproape constantă, ceea ce arată independența coeficientului față de panta fundului mării, înclinarea valului și adâncimea locală a apei și poate fi considerat ca având valoare 0.045. În acest caz graficul din *figura 5.6*. devine ca în *figura 5.7*.

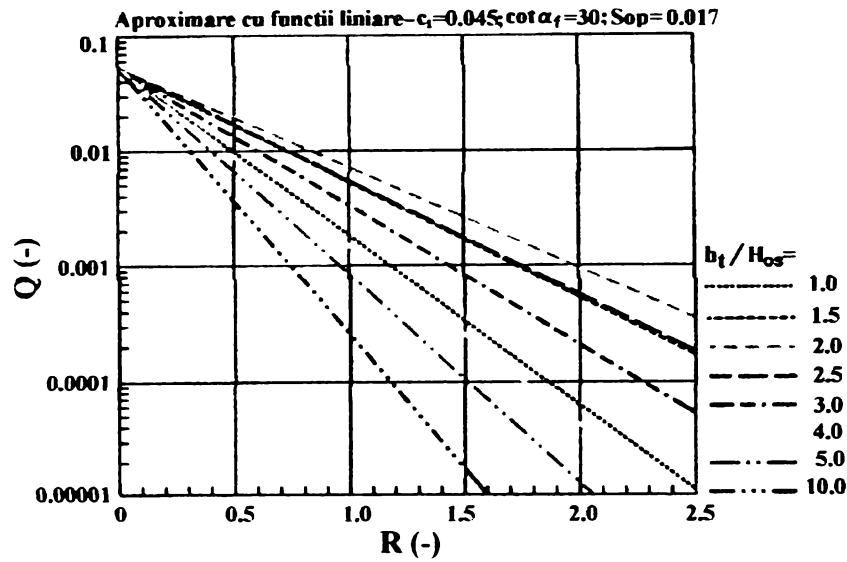


Figura 5.7. Influența înălțimii relative a coronamentului pentru c_1 constant

5.4.3. Influența adâncimii relative a apei, pantei fundului mării și înclinarea valului

Pentru a studia influența înălțimii relative a apei, a pantei fundului mării și a înclinării valului a fost folosită relația (5.13), cu $c_1=0.045$ constant. Influența a fost studiată prin trasarea graficelor care dau relația dintre coeficientul c_2 și raportul dintre înclinarea valului și adâncimea relativă a apei. Datele obținute sunt reprezentate în figura 5.8.

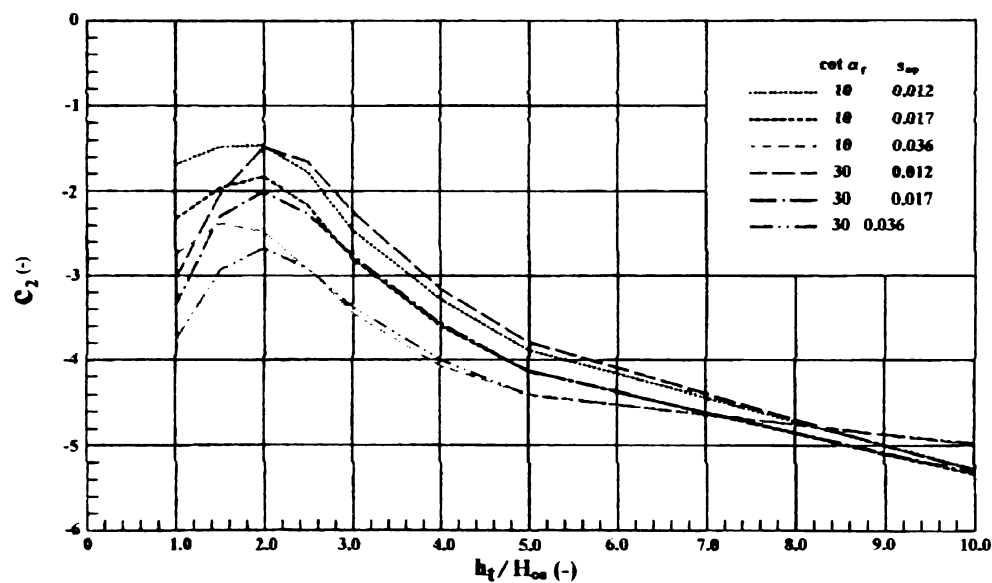


Figura 5.8. Influența pantei fundului mării, a adâncimii relative a apei și a înclinării valului asupra overtopping-ului

Din figură se poate concluziona că influența înclinării valului și a adâncimii locale a apei sunt independente de panta fundului mării dacă raportul $h_t/H_{os} > 3$. Dacă $1.0 < h_t/H_{os} < 3$ valorile lui c_2 (care reprezintă influența asupra overtopping-ului) pentru $\cot\alpha_f=10$ sunt mai mari decât cele pentru $\cot\alpha_f=30$, ceea ce este normal deoarece în cazul unui fund al mării cu înclinare mare, valurile deferlează mai greu.

5.5. Studiul influenței diferiților parametrii din formula overtopping-ului prin teste de laborator

Studiul parametrilor care influențează calculul overtopping-ului au fost analizați în paragraful 5.4 din punct de vedere analitic. Valabilitatea concluziilor trase este verificată în acest paragraf pe baza datelor experimentale. În anul 1997 autorul tezei a beneficiat de o bursă de cercetare în Olanda la Rijkwaterstaat. În cadrul proiectului de cercetare a efectuat măsurători de laborator. Rezultatele și analiza datelor experimentale obținute sunt reprezentate în figurile 5.9. – 5.21. Se observă că acestea confirmă studiul analitic prezentat în paragraful anterior.

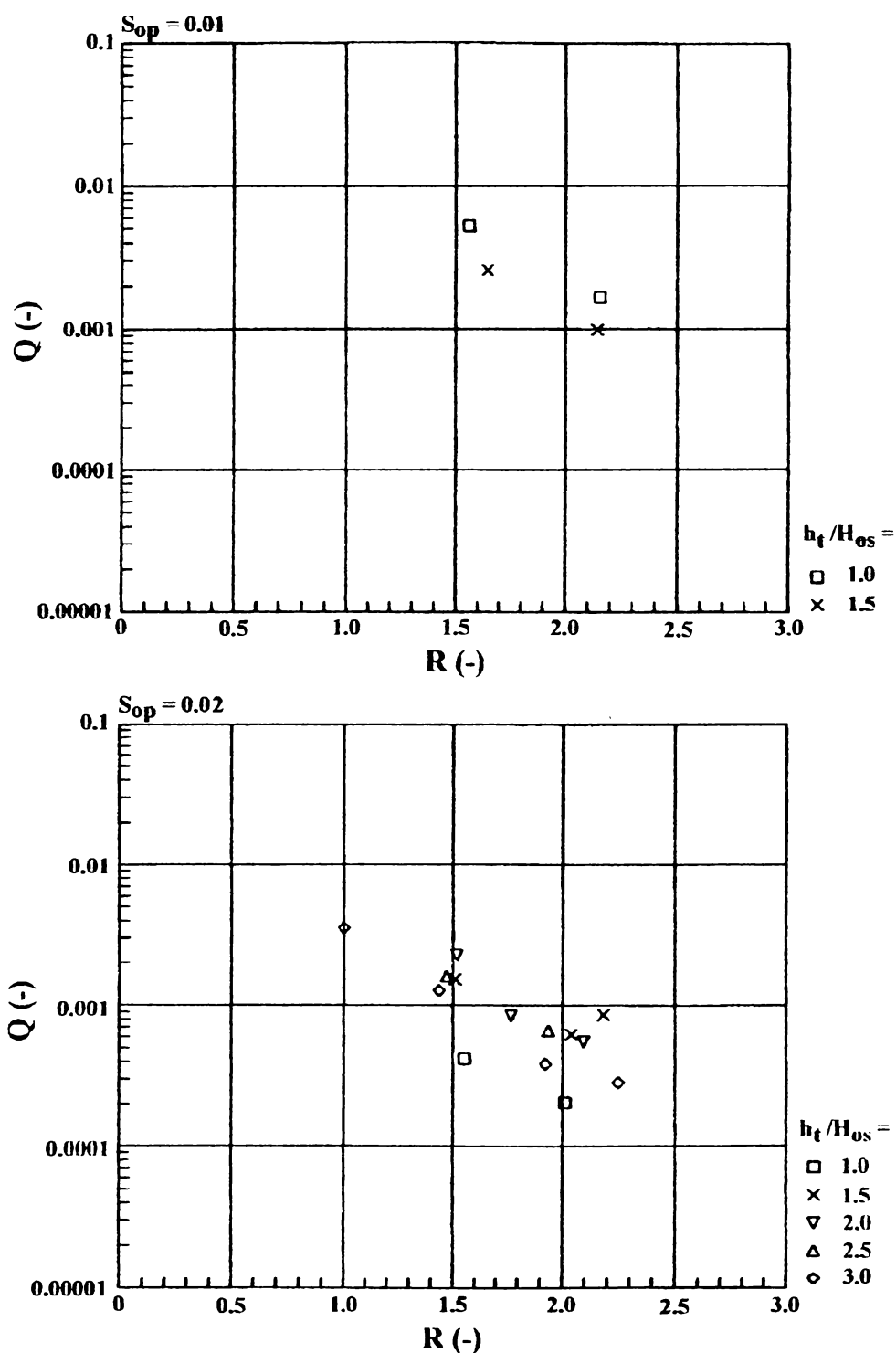


Figura 5.9. Influența înălțimii relative a coronamentului asupra overtopping-ului

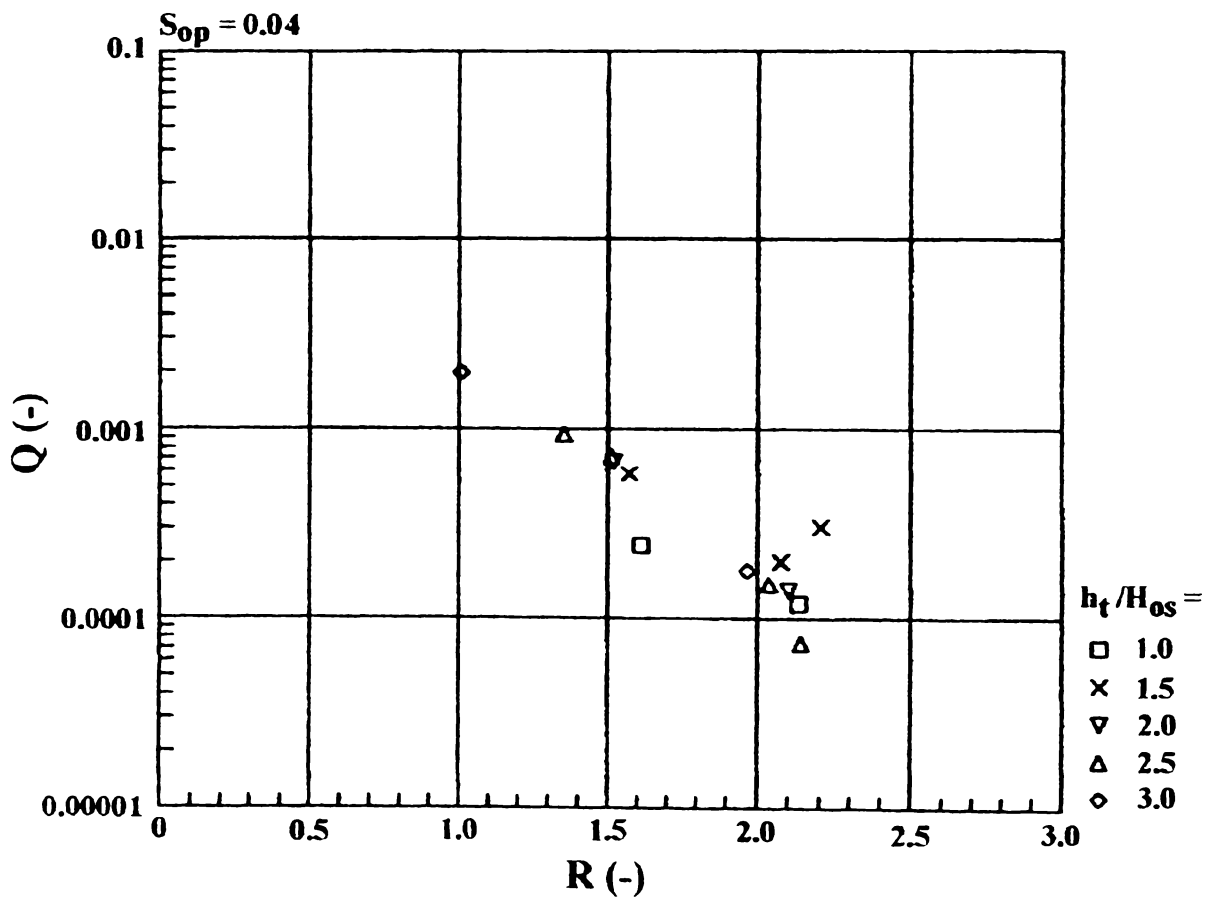
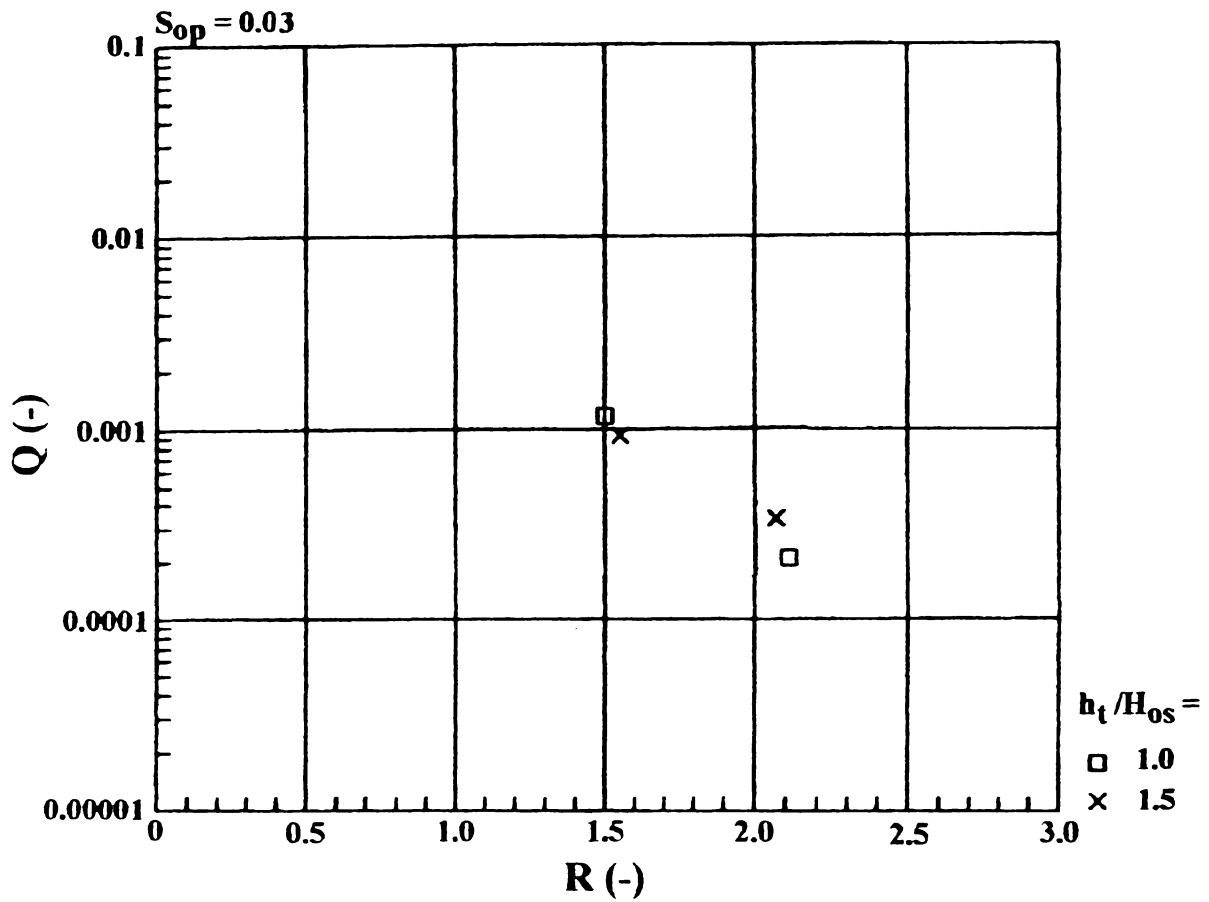


Figura 510. Influența înălțimii relative a coronamentului asupra overtopping-ului (continuare)

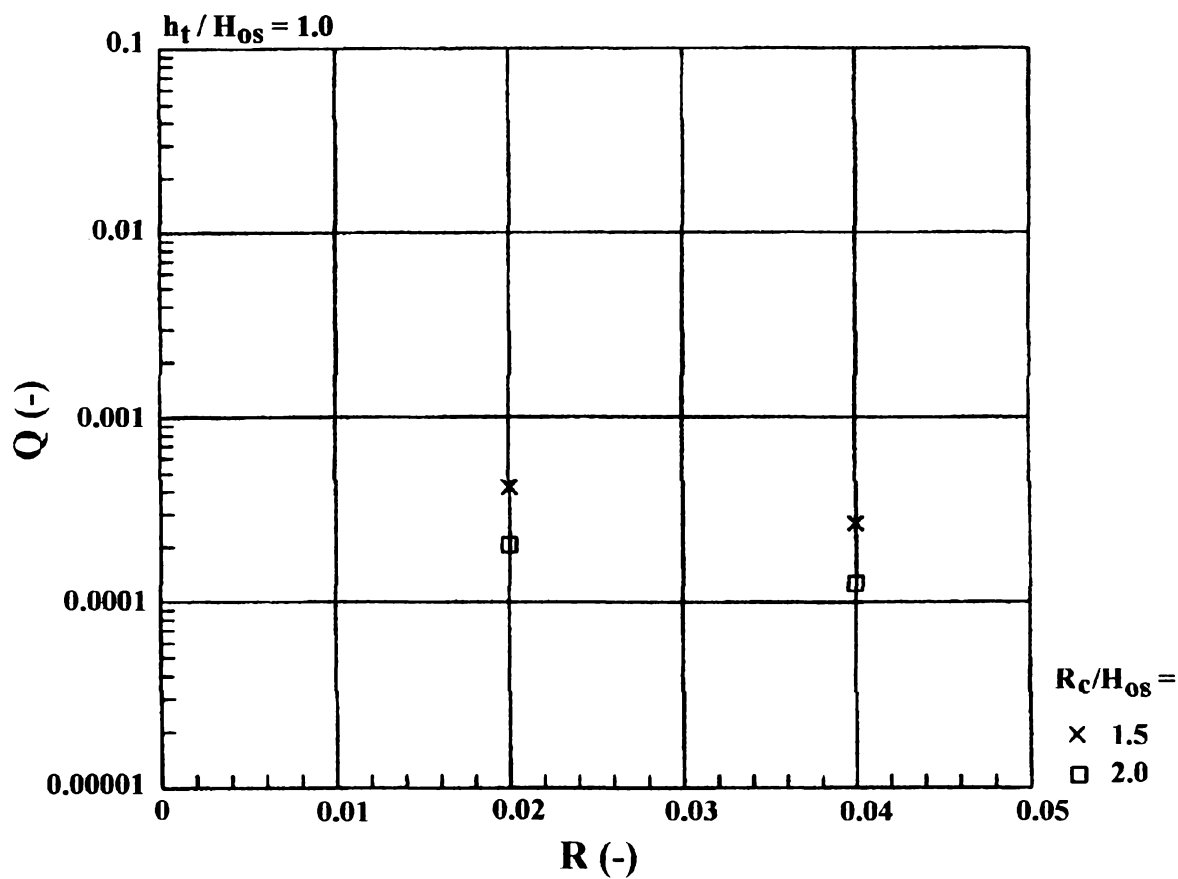
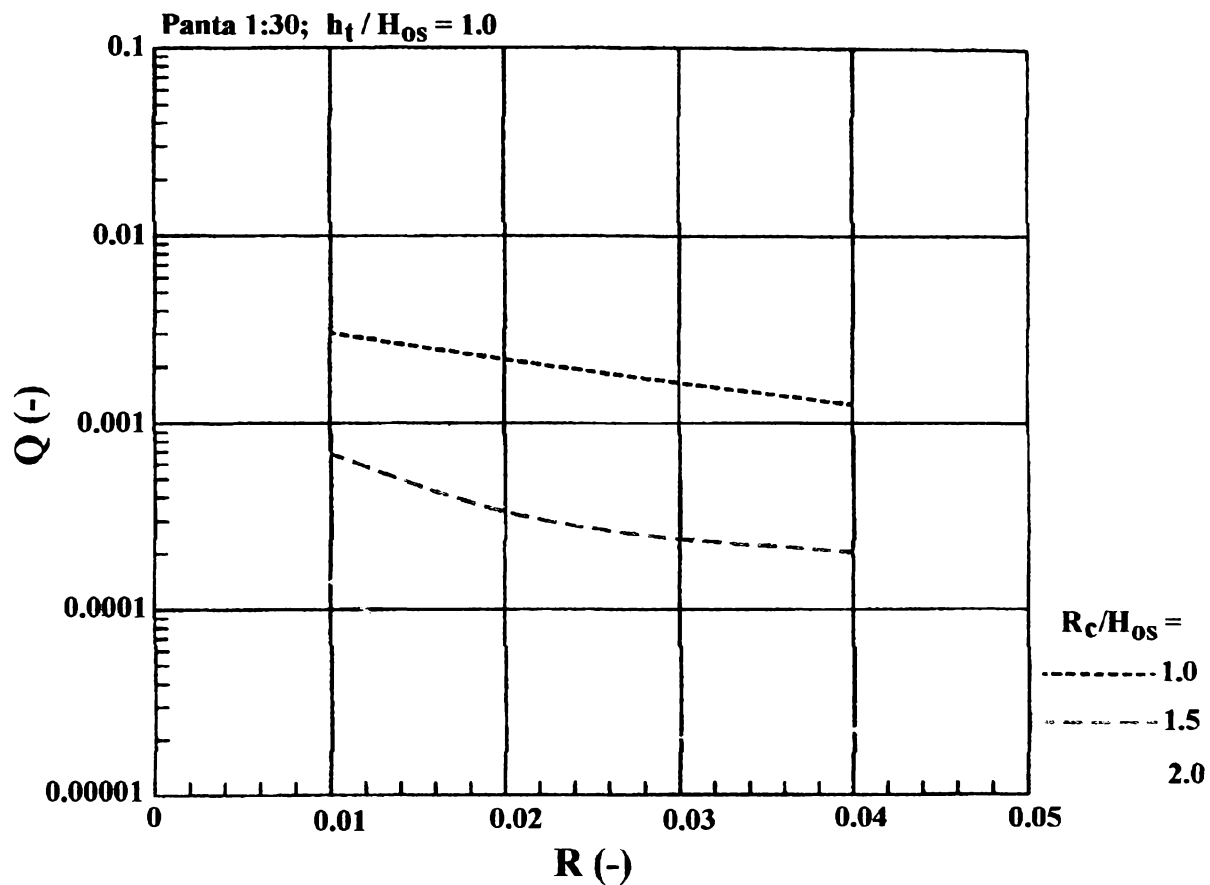


Figura 5.11. Influența înclinării valului asupra overtopping-ului

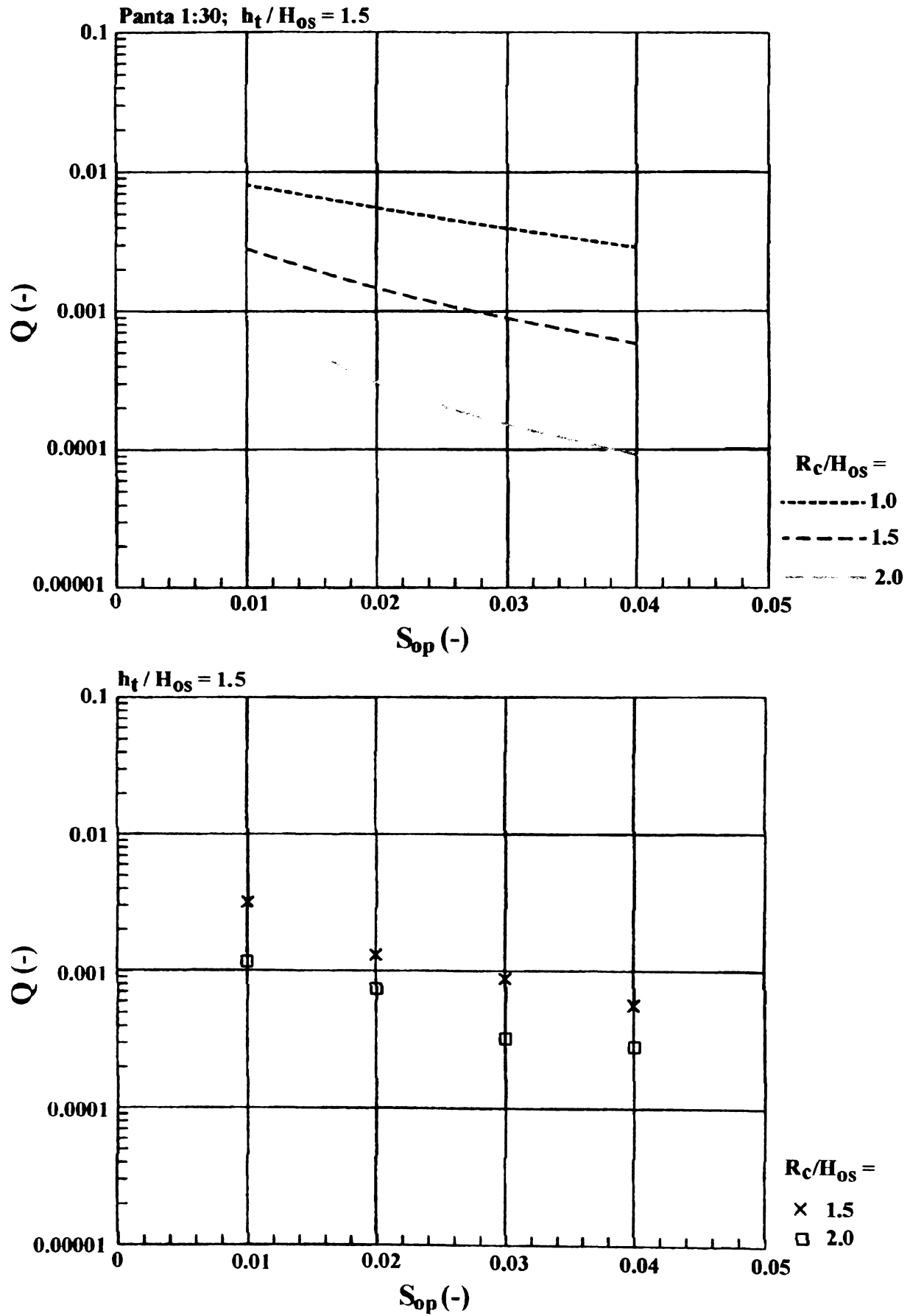


Figura 5.12. Influența înclinării valului asupra overtopping-ului (continuare)

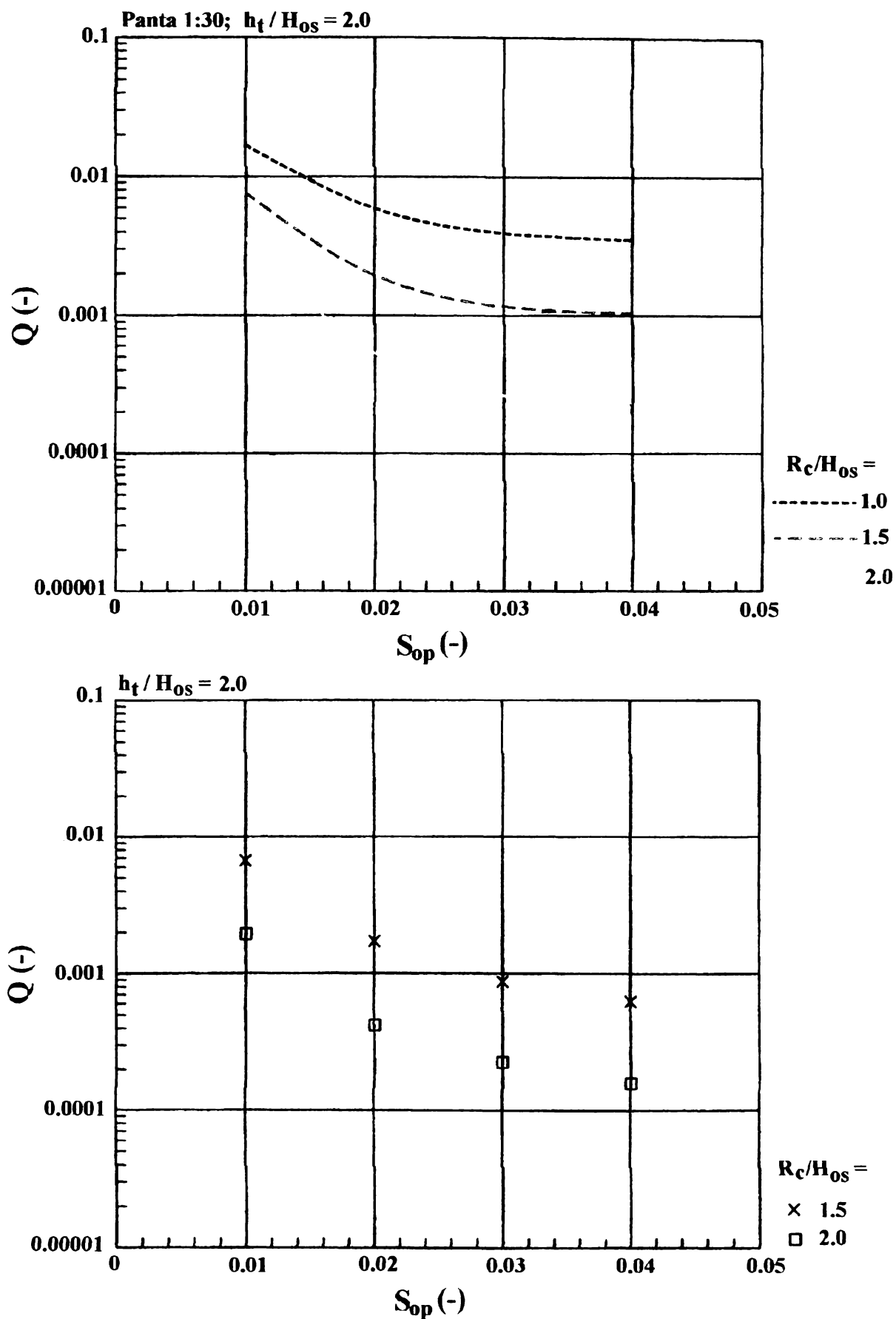


Figura 5.13. Influența înclinării valului asupra overtopping-ului (continuare)

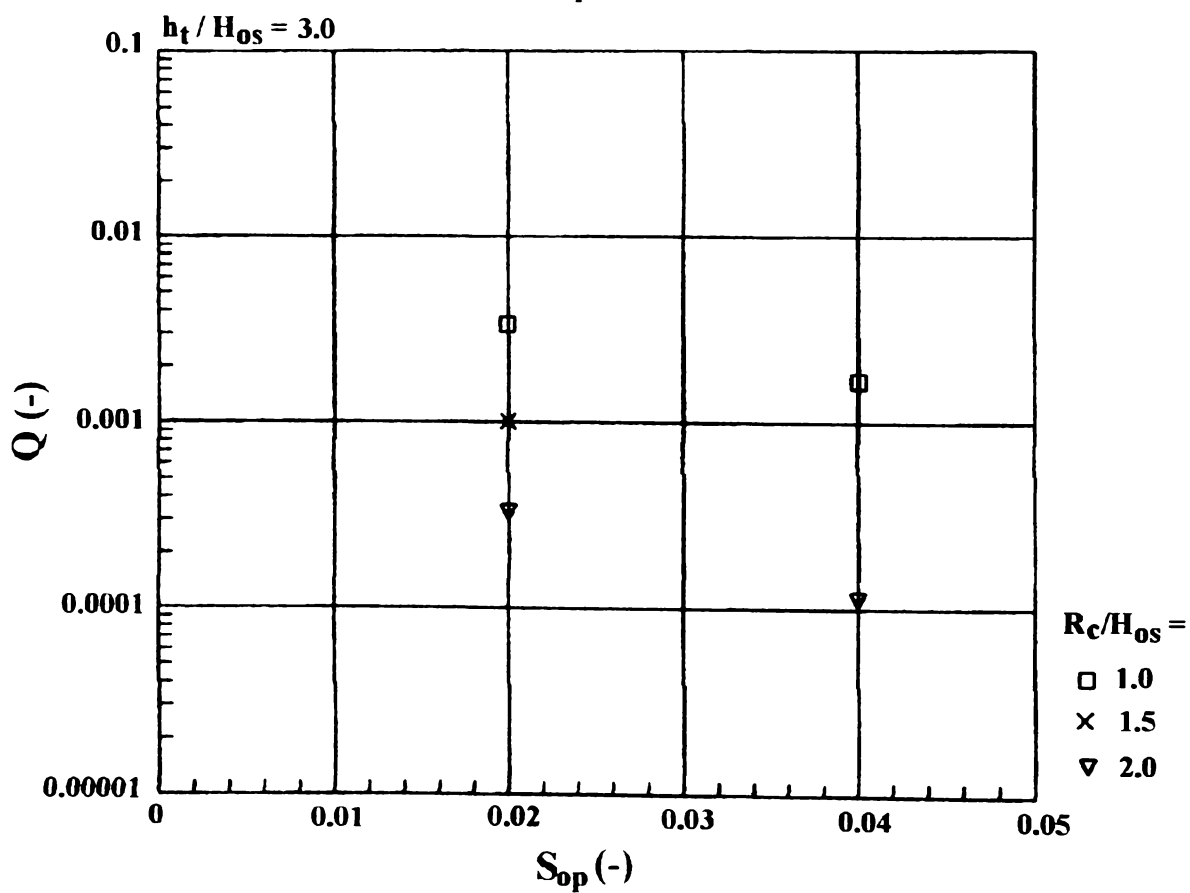
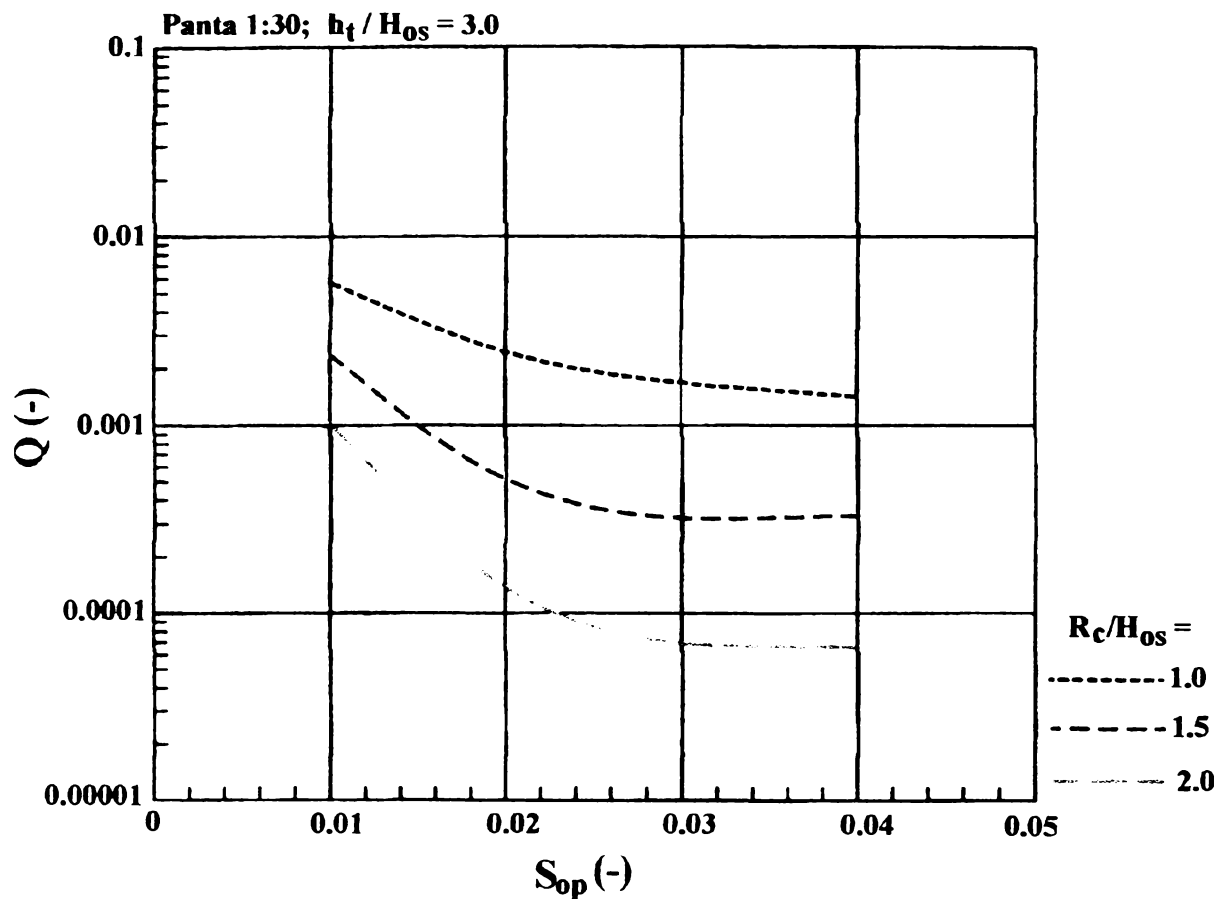


Figura 5.14. Influența înclinării valului asupra overtopping (continuare)

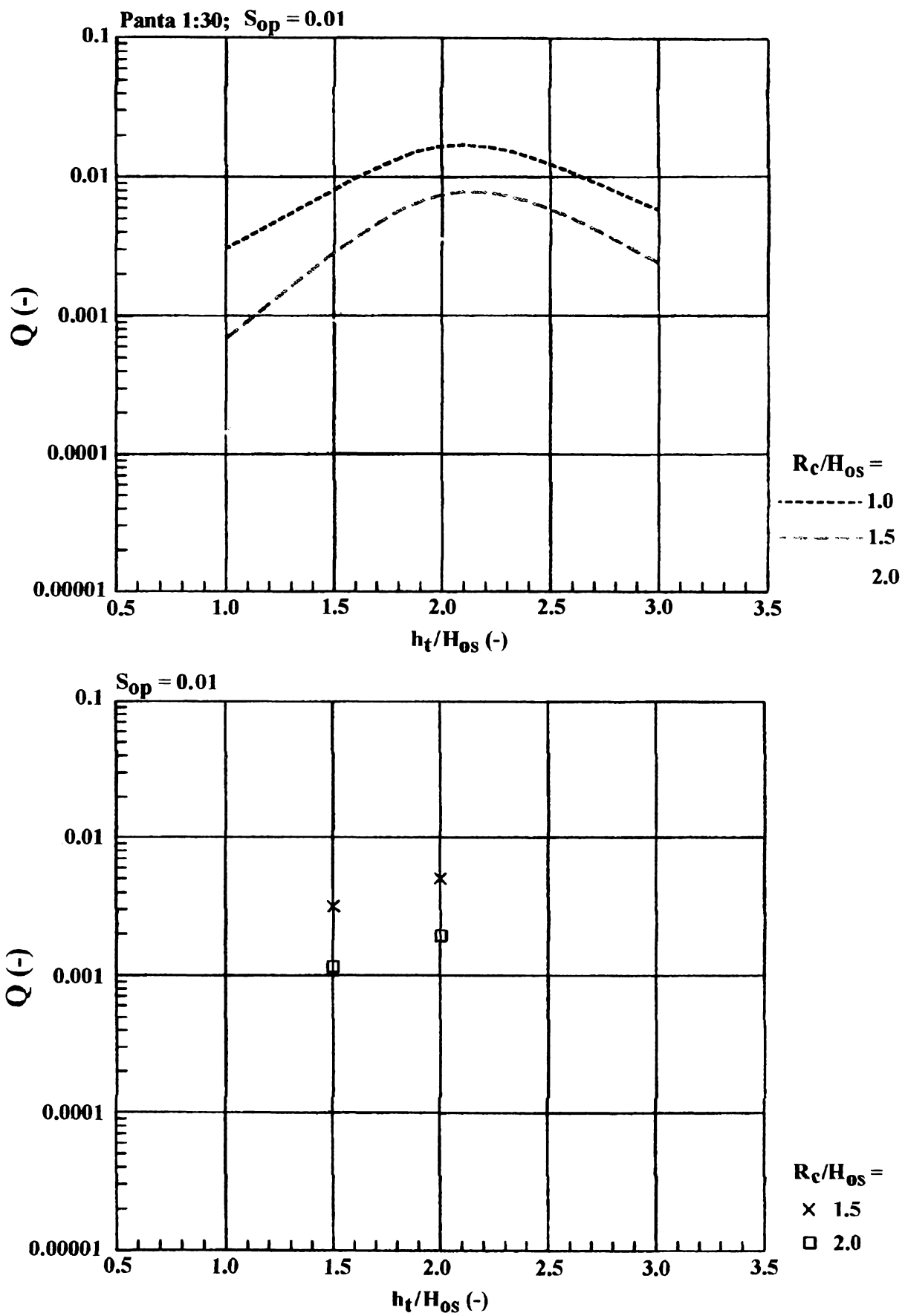


Figura 5.15. Influența adâncimii relative a apei asupra overtopping-ului

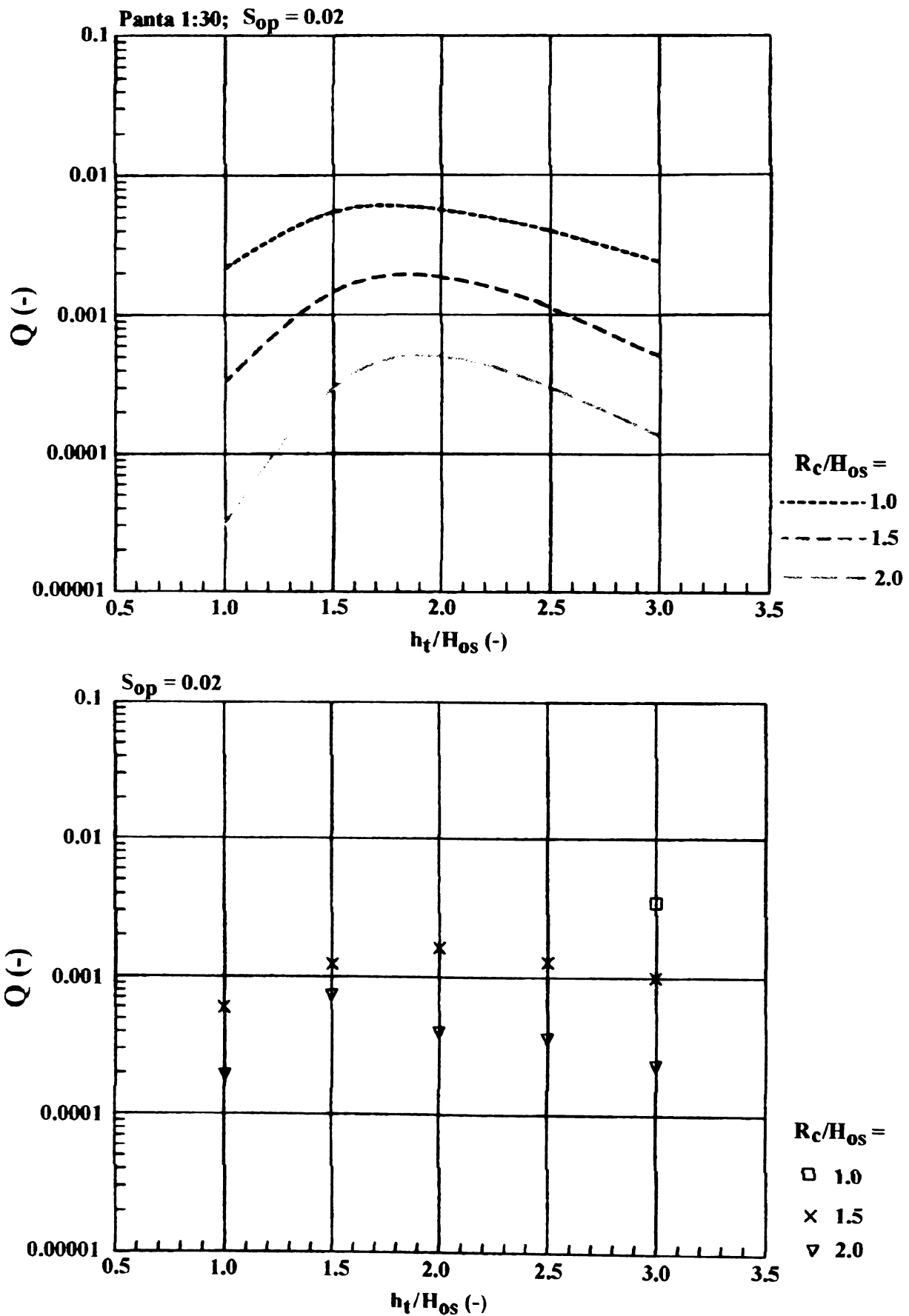


Figura 5.16. Influența adâncimii relative a apei asupra overtopping-ului (continuare)

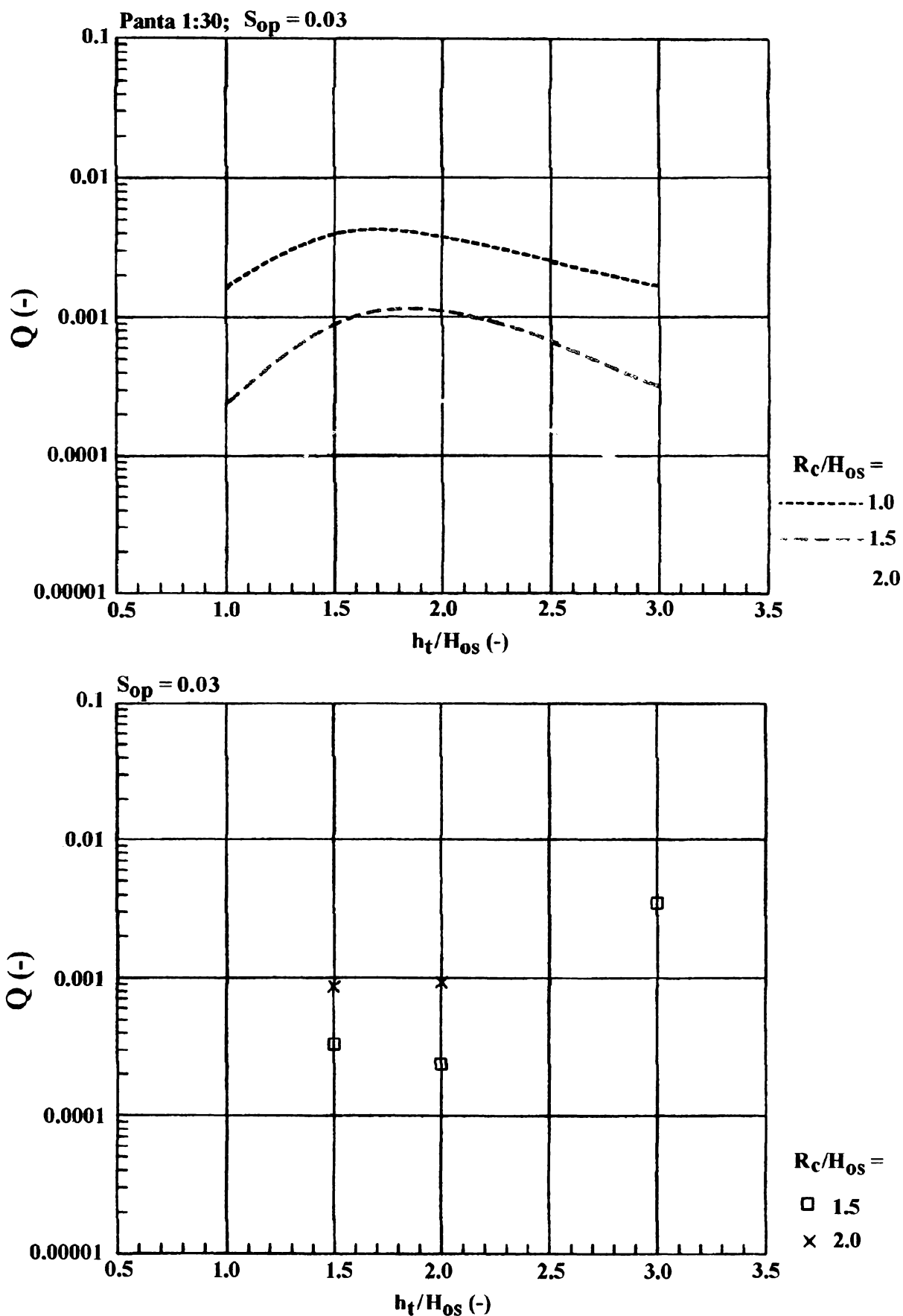


Figura 5.17. Influența adâncimii relative a apei asupra overtopping-ului (continuare)

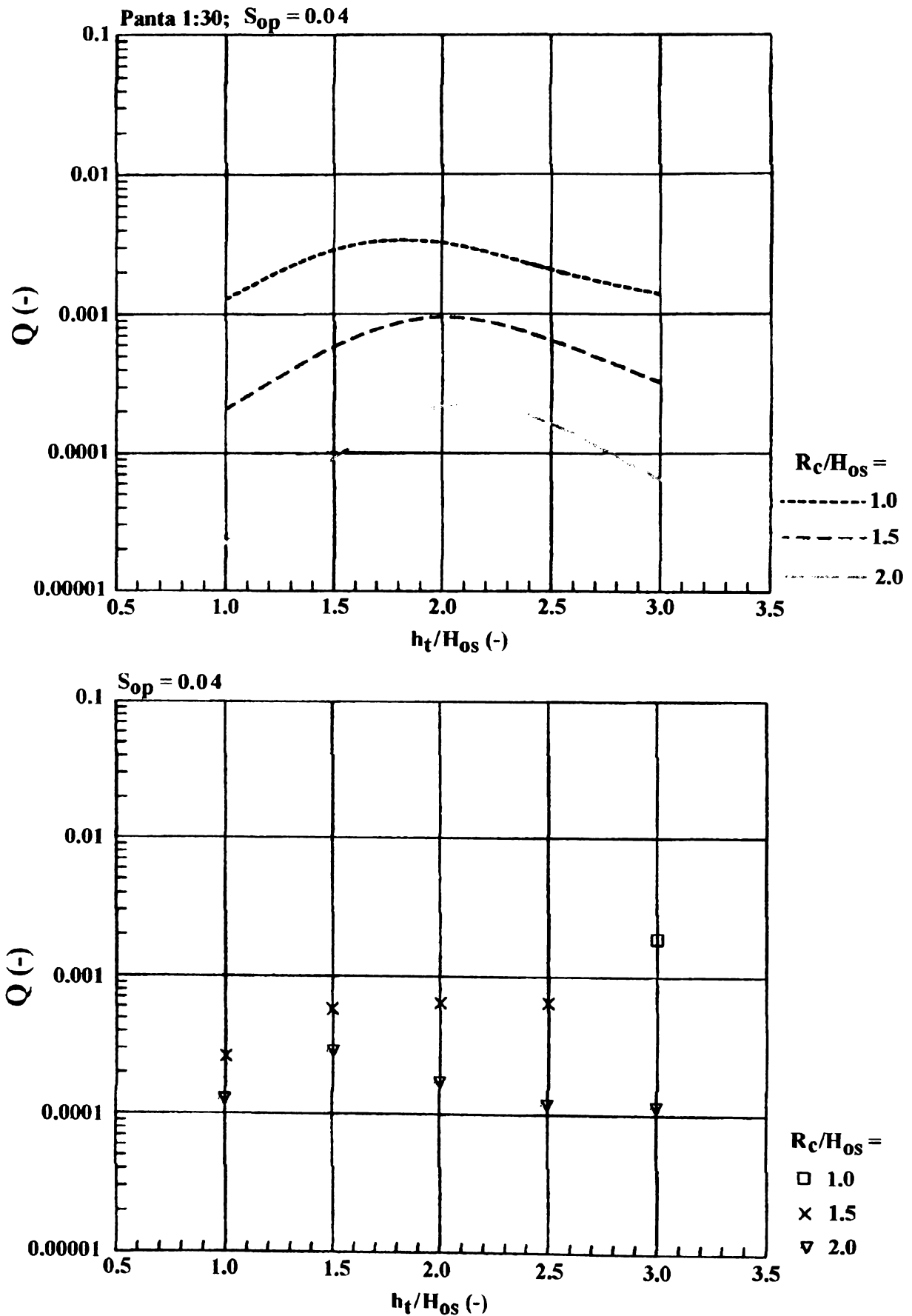


Figura 5.18. Influența adâncimii relative a apei asupra overtopping-ului (continuare)

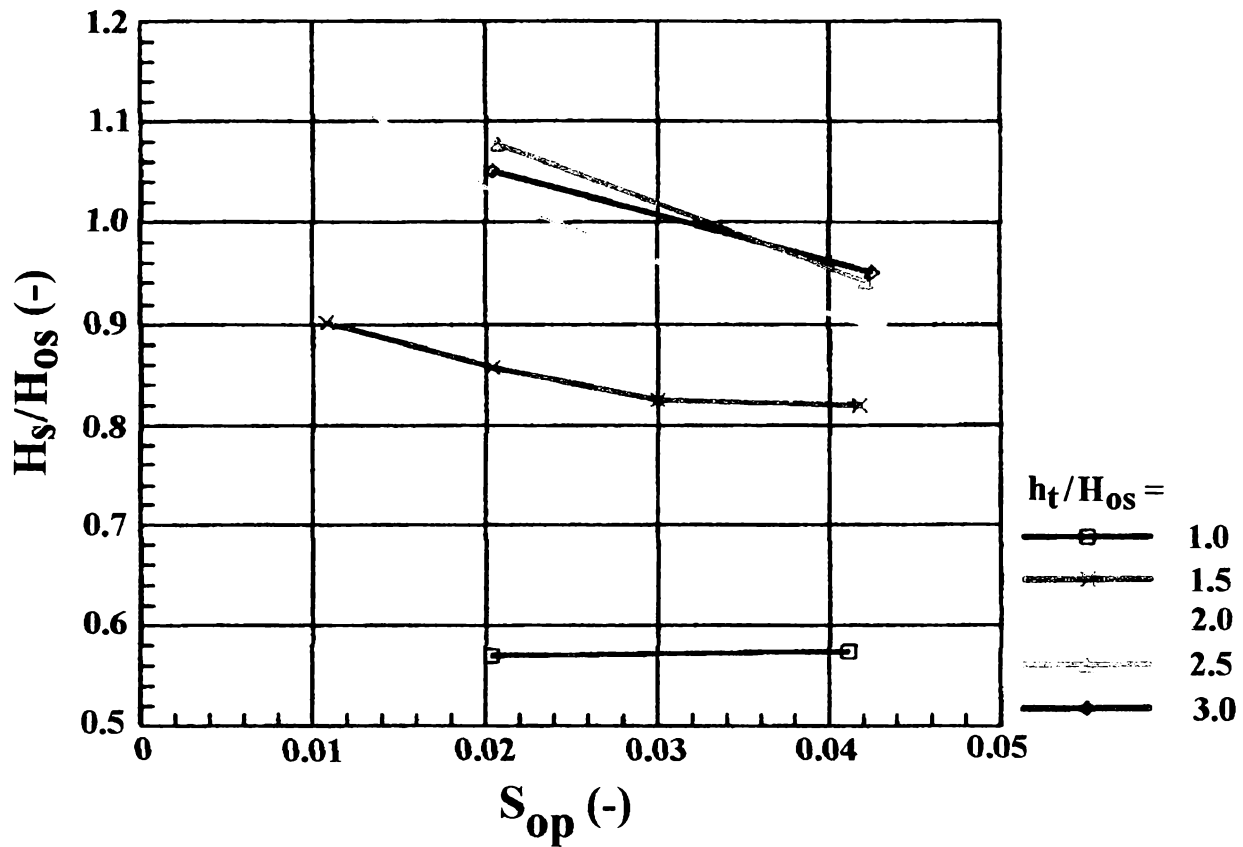


Figura 5.19. Influența înclinării valului asupra înălțimea semnificativă a valului

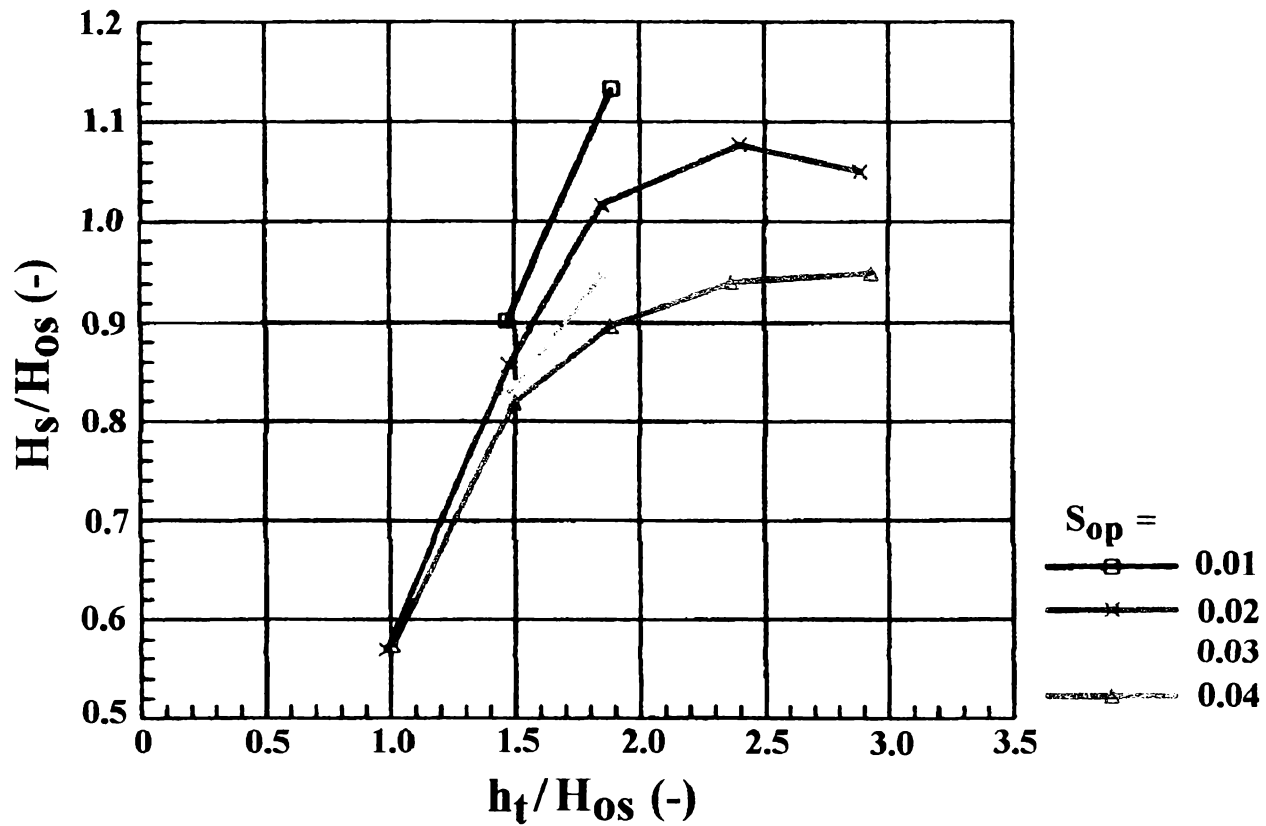


Figura 5.20. Influența adâncimii relative a apei asupra înălțimea semnificativă a valului

Modelarea matematică a structurilor costiere

6.1. Aplicabilitatea metodelor

Cuvântul “model” este utilizat cu diferite înțelesuri în diferite contexte, dar în general semnifică “un obiect mic, construit la o scară mică, cu intenția de a aproxima o situație reală”. În acest context un model matematic este reprezentarea în termeni matematici a unui fenomen fizic real cu scopul înțelegerii, analizei și estimării a ceea ce se va întâmpla în timp.

Apariția calculatoarelor a deschis posibilitatea ca aplicațiile tradiționale matematice să aibă un cu totul alt sens. Există diferite metode de modelare matematică, dar toate au ca punct de pornire inițial răspunsul la următoarele întrebări:

- se cunoaște reprezentarea matematică a fenomenului?
- este necesar modelul pentru descrierea unui fenomen static sau dinamic?
- este modelul analitic sau empiric?
- este modelul stohastic sau deterministic?

Funcție de răspunsul dat la aceste întrebări modelul matematic sau fizic de calcul al unui fenomen poate fi clasificat în conformitate cu *figura 6.1*.

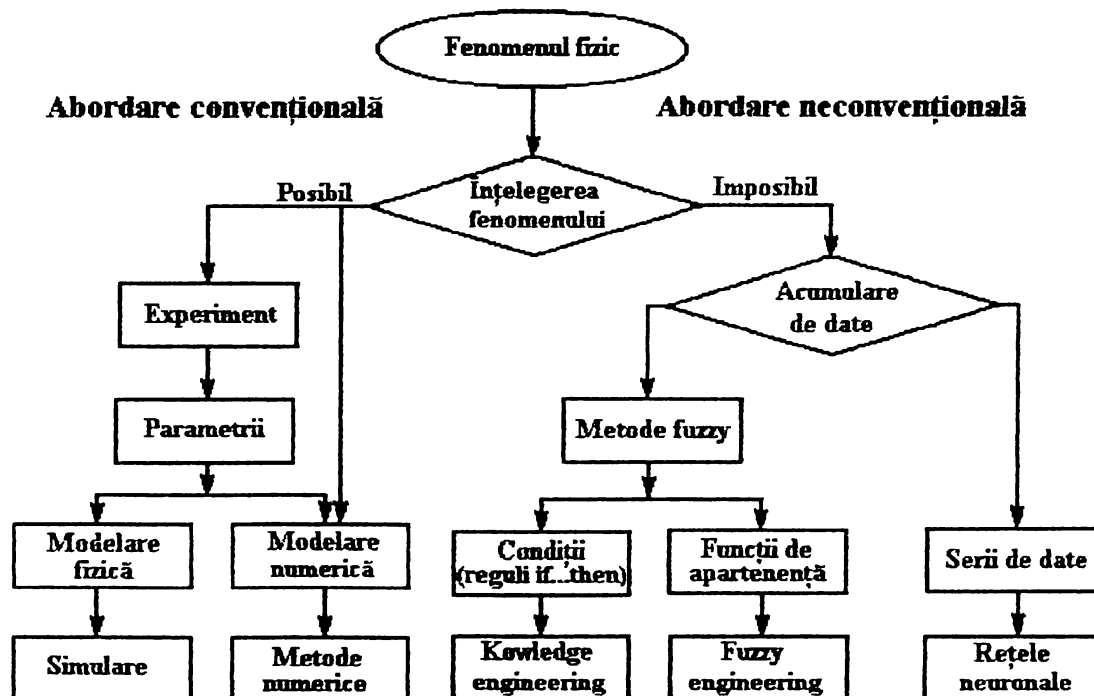


Figura 6.1. Clasificarea metodelor de calcul al structurilor

Alegerea unei metode sau a alteia depinde în primul rând de posibilitatea reprezentării fenomenelor fizice cu relații matematice și în al doilea rând de preferința cercetătorului, de cât de bine stăpânește o metodă sau alta.

De ce modelare numerică? Formulele empirice au dezavantajul că sunt aplicate doar anumitor tipuri de structuri și sunt limitate la un interval de valori.

Modelele hidraulice sunt consumatoare de timp și efectele de scară introduc fenomene greu de interpretat. În același timp, măsurătorile pe modele hidraulice sunt limitate la oscilațiile de suprafață pentru că este foarte dificil să se măsoare viteza în adâncime sau forțele hidrodinamice de adâncime. Un alt dezavantaj al modelării fizice este acela că generarea valurilor incidente este dificilă datorită reflexiei valurilor și generarea valurilor parazite (Mansard, 1988).

Pe de altă parte modelele numerice sunt aproximative, dar au marele avantaj al costului redus, timp inițial de punere la punct relativ redus și rezoluție bună în spațiu și timp pentru interpretarea rezultatelor.

În timpul proiectării preliminare un model numeric poate fi folosit împreună cu formule empirice, pentru a determina soluția cea mai fezabilă. În faza proiectării de detaliu un model numeric poate fi folosit împreună cu un model fizic pentru a reduce numărul de teste și pentru a estima cantitățile ce nu pot fi măsurate direct.

În lucrarea de față este prezentat studiul modelării fenomenelor hidraulice asociate structurilor verticale costiere, precum și aplicarea a două metode de modelare în acest domeniu. Cele două metode au fost alese datorită faptului că nu au fost aplicate foarte mult în acest domeniu și pentru a demonstra posibilitățile mari de aplicare a lor. Se precizează că aplicarea metodelor se face doar la structuri de tip vertical.

6.2. Modele matematice existente

6.2.1. Considerații generale

În general modelele matematice de calcul și proiectare a structurilor de apărare costiere sunt specifice structurilor înclinate și nu a celor verticale. Scopul modelelor este acela de a preconiza run-up-ul, overtopping-ul, transmisia, reflexia și stabilitatea hidrodinamică a structurii ("Shore Protection Manual" – 1984). Cel mai important aspect studiat în modelare până în prezent, este acela de a rezolva transformările valurilor, curenților marini și a run-up-ului valurilor (Peregrine, 1983 și Battjes, 1988).

Modelarea numerică în domeniul costier este relativ nouă în comparație cu modelele hidraulice și formulele empirice existente și deși există aparent multe programe de calcul, totuși domeniul costier este încă prea puțin investigat din punct de vedere al modelării

numerice. Modelele numerice existente sunt relativ simple, robuste și pot fi aplicate atât valurilor care deferlează cât și celor care nu deferlează.

Pentru calculul overtopping-ului, au fost dezvoltate o serie de formule empirice, precum și un model, de calcul al siguranței personalului porturilor în timpul apariției fenomenului de overtopping, model ce a fost prezentat pe scurt în capitolul 4.

Pentru valuri care nu deferlează modelele matematice se bazează pe teoria mișcărilor potențiale (Chiau, Geroitsen, 1990). Pentru valuri de scurtă durată care deferlează, modelele folosesc ecuații Navier-Stokes rezolvate de Sakai (1986), van der Meer (1992). Schaffer (1992) și Brocchini (1992). Acestea includ în modelare efectul stropilor din deferlarea valurilor și au dezvoltat modelul pe baza ecuațiilor Bussinesq. Aceste modele prezintă ridicarea nivelului apei în zona de coastă.

Bazat pe aceste modele diferite programe de calcul și soft-uri comerciale au fost realizate. Aceste modele pot fi specifice zonelor costiere (TELEMAC, AMAZON, IBREAK, WAM etc.) sau sunt de modelare hidraulică generale care au capacitatea de a modela și fenomene de transport sau curenți marini (MIKENET)

O căutare pe internet cu diferite combinații de cuvinte cheie "coastal engineering", "mathematical modelling", "wave modelling", etc, dă la iveală o listă de site-uri foarte slab asociată cu căutarea inițială, ceea ce arată că cercetarea în domeniul modelării numerice a fenomenelor hidraulice asociate mediului costier este la început și mai sunt multe aspecte de studiat în acest domeniu. Cele mai relevante "link-uri" sunt cele ale Universității din Delaware, SUA, care oferă un mediu didactic interactiv de calcul al elementelor unui val și programele de cercetare în domeniu finanțate de comunitatea europeană MAST și PROMISE. MAST are mai multe componente, iar componenta de modelare se numește PROVERB, iar PROMISE studiază cuplarea programelor WAM (2D model) și modelul hidrodinamic de protecție împotriva furtunilor în Marea Nordului (van der Eynde, 1995).

În paragrafele următoare se face o scurtă trecere în revistă a câtorva dintre cele mai folosite soft-uri.

6.2.2. Programul CRESS

Deoarece aplicațiile pentru programe dedicate necesită familiarizarea cu datele de intrare ale structurii, mulți proiectanți nu vor folosi aceste programe. Timpul necesar pentru a învăța cum să le folosească este mult prea mare în comparație cu importanța problemei. Astfel în cele mai multe cazuri proiectanții vor apela la grafice și manuale de proiectare. Pentru a preîntâmpina acesta a fost dezvoltat programul CRESS (Coastal and River Engineering Support System). Programul este o colecție de mici rutine, fiecare conținând o formulă sau un grup de formule, importante în calculele ingineresti pentru structuri costiere și hidrotehnice. Datele de intrare și de ieșire sunt standardizate și sunt oferite în formă

numerică sau grafică. Folosirea acestui program este simplă și ușoară și nu necesită calculatoare puternice. Interfața acestui program este “user friendly” și are marele avantaj că este gratuit. CRESS este produs de IHE-Delft.

6.2.3. Programul TELEMAC

Modelul matematic TELEMAC-2D se bazează pe metoda elementului finit și a fost realizat în vederea rezolvării ecuațiilor diferențiale cu derivate parțiale de tip Navier-Stokes. TELEMAC-2D este produs de “Laboratoire Nationale d’Hydraulique” a EDF-DER (Electricite de France – Direction des Etudes et Recherches, Chaiou – Paris) și este distribuit de firma Sogreah.

Programul rezolvă ecuațiile bidimensionale pentru valuri în ape de mică adâncime, presupunând presiunea hidrostatică și viteze uniforme distribuite pe verticală.

Ecuațiile care stau la baza programului sunt:

$$\left\{ \begin{array}{l} 2c \frac{\partial c}{\partial t} + 2c \bar{u} \frac{1}{\cos \lambda} \overrightarrow{\text{grad}} c + \frac{c^2}{\cos \lambda} \text{div} \bar{u} - \frac{c^2}{R} \text{tg} \lambda \cdot \bar{v} = 0 \end{array} \right. \quad (6.1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \left(\frac{\bar{u} \overrightarrow{\text{grad}}}{\cos \lambda} \right) \bar{u} + 2c \frac{1}{\cos \lambda} \overrightarrow{\text{grad}} c = \frac{1}{\cos^2 \lambda} \text{div} \left(\bar{v} \overrightarrow{\text{grad}} \bar{u} \right) g \frac{1}{\cos \lambda} \overrightarrow{\text{grad}} Z_f + \bar{S} \end{array} \right. \quad (6.2)$$

în care termenii sursă au semnificația:

- frecarea cu fundul

$$\bar{S}_f = -\frac{g}{h C_z^2} \|\bar{u}\| \bar{u} \quad (6.3)$$

- forțele Coriolis

$$\bar{S}_c = -2\omega_T \sin \lambda \vec{k} \wedge \bar{u} \quad (6.4)$$

unde: \bar{u}, \bar{v} sunt componente ale curentului mediu de adâncime \bar{u} , c viteza de propagare (celeritatea), \bar{v} componenta orizontală a coeficientului de vâscozitate, Z_f nivelul fundului apei, g accelerația gravitațională, λ latitudinea, \bar{S} termenii sursă, C_z coeficientul Chezy, h adâncimea apei, ω_T viteza unghiulară a rotației pământului și \vec{k} vectorul unitar vertical. Algoritmul se bazează pe o discretizare nestructurată într-o rețea de elemente finite Δ , ceea ce înseamnă că rețeaua poate fi îndesită în ariile de interes special.

TELEMAC a fost folosit în multe studii și este considerat la ora actuală unul dintre cele mai performante în domeniu. Are o interfață foarte ușor de folosit.

Structura sistemului de calcul TELEMAC este:

Hidrodinamică

TELEMAC – 2D	Curgere bidimensională – ecuațiile Saint-Venant (incluzând transportul unui trasor diluat)
TELEMAC – 3D	Curgere tridimensională – ecuațiile Navier-Stokes (incluzând transportul unui trasor activ sau pasiv)
ARTEMIS	Mișcarea valurilor în porturi
COWADIS	Propagarea valurilor în zona de coastă
BOUSSINESQ	Curgere bidimensională /valuri scurte – ecuațiile Boussinesq

Transport/dispersie

SUBIEF – 2D	2D calitatea apei / 2D transportul sedimentelor în suspensie
SISYPHE	2D transportul greu de fund
SEDI – 3D	2D transportul sedimentelor în suspensie

Pre-/post-procesare

RUBENS	Grafice post-procesare
MATISSE	generarea grilei
SRBTEL	interfața grilei
POSTEL – 3D	secțiuni 2D ca urmare a rezultatelor simulării 3D

Avantajul programului este acela că este modular și din acest motiv a fost cu ușurință inclus în alte programe (cum ar fi programul de modelare BAW-AK realizat la Facultatea de Construcții Civile din Hamburg Germania).

6.3. Modelarea matematică a forței din valuri folosind metoda rețelelor neuronale

6.3.1. Considerații generale

Metoda rețelelor neuronale, cunoscută ca abreviere sub denumirea “metoda ANN” (abreviere a denumirii metodei în limba engleză “Artificial Neural Networks”) este o metodă de prelucrare/procesare a datelor, inspirată după modelul creierului uman, sistem care are proprietatea de a-și perfecționa cunoștințele prin observații și de a generaliza prin abstractizare. Cu alte cuvinte experiența este cea care ajută la luarea deciziei.

Metoda în sine își are originea în cercetarea din domeniul inteligenței artificiale. Prima cercetare în acest domeniu a fost efectuată în 1943 de către Mc Culloch și Pitts și apoi a fost ulterior extinsă de John von Neumaan, Marvin Minsky, Frank Roseblatt și alții. A urmat apoi o perioadă de discuții și frustrări pentru cercetătorii în domeniu, datorită apariției unei cărți în 1969, scrisă de Minsky și Papert, carte în care metoda este prezentată ca fiind fără viitor. Rezultatul a fost acela că ani de zile nu s-au mai acordat fonduri pentru cercetarea în acest domeniu. Cu toate acestea câțiva cercetători, ca Paul Werbos (1978), A. Shun Inche (1967) și H. Klopff (1972) au continuat cercetările, astfel încât la sfârșitul anilor '70 și începutul anilor '80 interesul pentru cercetarea metodei a revenit, în actualitate. La ora actuală acești algoritmi sunt des utilizați la modelarea proceselor fizice în care relațiile dintre cauză și efect sunt complexe.

Modelul de calcul ANN poate fi în general considerat un model cutie-neagră, în care datele sunt prelucrate în paralel și neliniar, generând în final o structură de relații complexe între parametrii cauză și parametrii efect (sau așa cum se mai spune în limbaj de calculatoare între “input” – date de intrare - și “output” – date de ieșire). Metoda ANN a fost folosită cu succes în multe domenii științifice, acolo unde era necesară o corespondență foarte strânsă între datele de intrare și cele de ieșire (rezultate).

6.3.2. ANN –principiul metodei

În modelarea matematică clasică în general o ecuație diferențială este o reprezentare “discretizată” a fenomenului pe care îl reprezintă.

În momentul în care etapele de discretizare și aplicare a ecuațiilor fenomenului pe domeniu restrâns sunt transformate în programe de calcul se obține de fapt un algoritm numeric care rezolvă problema dată în pași secvențiali, adică pentru un set de date de intrare dat se efectuează un pas de calcul ale cărui rezultate sunt furnizate pasului următor de calcul. Această secvență de calcul se continuă până când sunt obținute rezultatele finale. Toate așa numitele “cunoștințe” ale procesului sunt aranjate în ordine și formează un set de pași.

În contrast modelele ANN sunt algoritmi de calcul bazați pe principiul calculului în paralel. În ANN datele sunt prelucrate simultan în unități de program iar rezultatele obținute sunt transferate altor unități de program prin conexiuni. Nici o “cunoștință” a procesului fizic nu este direct implementată.

Originea metodei ANN este în “neuroștiință” și se spune că ANN este o structură super simplificată a creierului uman. Din acest motiv întreaga terminologie utilizată este legată de sistemul biologic al creierului uman. Astfel, o unitate de program/prelucrare poartă denumirea de “neuron”. Fiecare neuron este un nod al rețelei de interconexiuni.

În prezent metoda ANN este cel mai des utilizată pentru rezolvarea problemelor de optimizare, generalizare și de recunoaștere a unui “pattern” (stil, model, amprentă, fel).

Corespunzător problemelor rezolvate există diferite tipuri de rețele neuronale. O descriere scurtă a conceptelor de bază a ANN este prezentată în cele ce urmează.

Problemele de recunoaștere a pattern-ului constau în combinarea setului de date de intrare (vectorul date inițiale) cu setul de date de ieșire. Modelul ANN este implementat să funcționeze ca și o “memorie”, adică la o prelucrare ulterioară a unor date să-și recunoască cazurile anterior “memorate” și să extragă rezultatele corespunzător datelor de intrare introduse. Rolul efectiv al modelului de calcul ANN este acela de a clasifica datele de intrare și cele de ieșire și de a crea asociații între acestea într-un spațiu multidimensional. Din acest motiv modelul ANN rezultat depinde foarte mult de cantitatea de date inițiale folosite la definirea asocierilor.

Pentru a obține modelul inițial se introduc în rețeaua ANN un set reprezentativ de date de intrare. Cu acest set rețeaua este supusă unui proces de “învățare/antrenament” numit “training”, proces în timpul căruia se învață recunoașterea unor date, se efectuează operații de ajustare a rețelei neuronale, până când funcția eroare este minimizată.

O reprezentare intuitivă a celor prezentate este redată în figura 6.2.

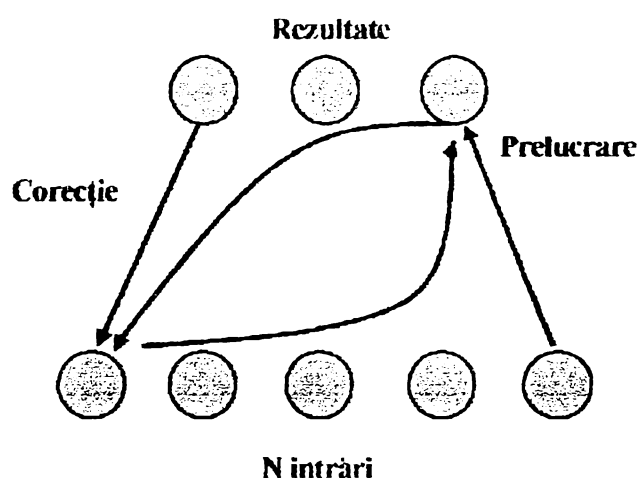


Figura 6.2. Procesul de antrenament al unei rețele neuronale

6.3.3. Arhitectura unei rețele neuronale

Deoarece modelarea ANN este inspirată din structura sistemului nervos uman, există similități cu aceasta. Elementele cheie ale sistemului nervos sunt neuronii și sinapsele. Un neuron este o celulă a corpului uman care primește informații și le transmite mai departe. O reprezentare schematică a sistemului este prezentată în figura 6.3.

Neuronul procesează toate elementele inhibitorii și excitatoare și funcție de dominanța acestora trimite un mesaj celorlalți neuroni prin sinapse. Conform cu figura 6.3. neuronul poate fi modelat ca o funcție simplă (f) cu două valori ce depind de valorile argumentului. Dacă valoarea argumentului este o limită dată neuronul se activează, dacă argumentul nu

este sub acea limită atunci el nu se activează. Această funcție se numește funcție de activare. Acest fenomen se petrece similar și pentru modelarea ANN.

În general o rețea ANN este multi-nivel și este compusă din următoarele elemente:

- **unități (neuroni sau noduri) de prelucrare/procesare:** Acestea sunt elementele în care au loc operații standard de prelucrare. Într-o rețea multidimensională unitățile de prelucrare sunt grupate pe nivele (straturi). Neuronii de pe același nivel nu sunt conectați unul cu celălalt. Fiecare unitate efectuează două operații standard: așa numita **funcție de activare** (integrarea/acumularea datelor de intrare) și **funcția transfer** (determinarea datelor de ieșire) pentru a calcula valoarea a_i . Valoarea a_i este propagată unidirecțional prin legături altor unități ale rețelei. În unitatea k intră valori externe și o valoare externă w_γ care determină limita activării și dezactivării unității. Funcție de aceste valori se calculează limita activării unității u_k , figura 6.3. În general activarea u_k poate fi:

- liniară:

$$u_k(w, x) = \sum_{j=1}^n w_{ij} x_j \quad (6.5)$$

- radială:

$$u_k(w, x) = \sqrt{\sum_{j=1}^n (x_j - w_{ij})^2} \quad (6.6)$$

Funcția de transfer a neuronului este în general de forma:

- sigmoid

$$f(u_k) = \frac{1}{1 + e^{-u_k / \sigma}} \quad (6.7)$$

- gauss

$$f(u_k) = c \cdot e^{-u_k^2 / \sigma^2} \quad (6.8)$$

Schema unui nod i al ANN este prezentată în figura 6.3.

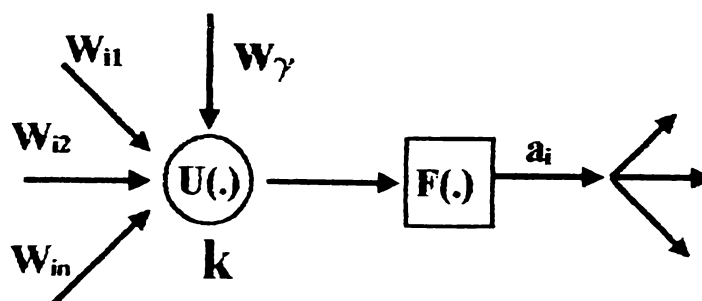


Figura 6.3. Funcțiile unui neuron

- **legături (conexiuni sau ponderi):** Neuronii primesc date de intrare (informații) de la unitățile de la nivelul precedent și transferă informații următorului nivel prin “legături”. Fiecărei legături îi este asociată o pondere (sau putere). Aceste valori controlează de fapt propagarea informației în rețea și reprezintă adaptabilitatea ANN la procesul de învățare/antrenare. Fiecare set de date de ieșire dintr-un neuron este corectat cu ponderea legăturii către unitate pentru care vor deveni date de intrare.
- **regula de învățare:** În timpul de “învățare”, sunt căutate valori optime pentru ponderile asociate legăturilor. Procesul de învățare constă în adaptarea/ajustarea continuă a ponderilor în conformitate cu o lege de învățare dată de un algoritm de optimizare. Funcție de modul de ajustare al ponderilor în procesul de training ANN există modele cu propagare înainte, înapoi sau combinații. Întotdeauna informația călătorește de la stânga la dreapta. Primul strat/nivel se numește intrare (input layer) și nu efectuează operații ci doar distribuie informații către neuronii următorului strat prin conexiuni. Ultimul strat/nivel este denumit de ieșire (output layer) și conține rezultatele modelării ANN. În timpul procesului de training al rețelei rezultatele de pe ultimul strat (cel de ieșire) sunt comparate cu rezultatele date. Toate straturile intermediare de calcul se numesc straturi “ascunse” (hidden layer) pentru că efectul prelucrării lor nu este vizibil utilizatorului modelului. Studiile în domeniu au demonstrat a este suficient un singur nivel ascuns. O configurație exemplu a schemei rețelelor neuronale este prezentată în figura 6.4.

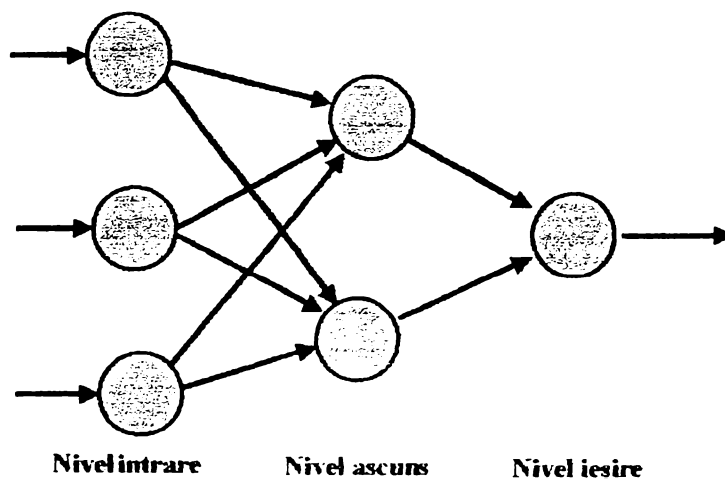


Figura 6.4. Configurația unei rețele neuronale

În lucrarea de față se folosește un model ANN pe trei nivele. Regula de învățare este “regula de propagare înapoi”. În timpul “învățării” algoritmul de optimizare recalculează ponderile rețelei prin minimizarea erorii. Eroarea este exprimată ca diferența dintre valorile calculate cu modelul ANN și valorile de “antrenament”. Ponderile sunt corectate proporțional cu valoarea lor și cu eroarea totală.

În această schemă vectorul date de intrare constă din parametri valorici iar vectorul de date de ieșire constă dintr-o valoare. Schema cuprinde două unități pe nivelul ascuns și corespunzător rețeaua are opt legături și opt ponderi asociate.

Nu există o regulă generală sau normative care să indice câte unități neuronale trebuie să fie conținute în stratul ascuns. Studii în acest sens arată că aproximativ două treimi din numărul unităților de intrare trebuie folosite pe stratul intermediar.

6.3.4. Descrierea modelului ANN al lucrării

Modelul ANN a fost construit pentru calculul forței din val. Pentru determinarea modelului au fost folosite date experimentale publicate în literatura de specialitate. În acest caz au fost folosite datele prezentate de proiectul european MAST.

6.3.4.1. Procesarea informației

Neuronii sunt elementele de procesare/prelucrare a informației. Fiecare neuron primește informații de la nivelul anterior prin legături, procesează informația (doar în stratul ascuns). Rețeaua aleasă are opt neuroni de intrare și unul de ieșire. Stratul ascuns are între 1-7 neuroni, testându-se pe rând și verificând care rețea ANN dă rezultatele cele mai bune. În stratul de intrare al informației, ieșirea este egală cu intrarea. În general o unitate a rețelei actuale este cea reprezentată în figura 6.5.

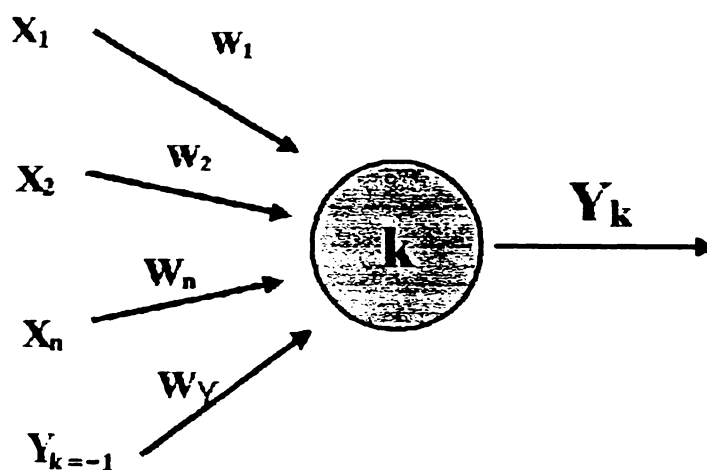


Figura 6.5. Ponderile unui nod al rețelei neuronale

în care x_1, \dots, x_2 - date de ieșire de la startul anterior, w_1, \dots, w_n - ponderi ale rețelei și Y_k - ieșirea din neuron.

A fost inclusă în plus o valoare constantă -1 (denumită bias - Y_k). w_y este ponderea bias și se schimbă în procesul de învățare (reprezintă limita activării).

Prima operație aplicată în k a fost funcția de activare

$$u_k = \left(\sum_{i=1}^n x_i w_i \right) + \gamma_k w_k \quad (6.9)$$

Cea de a doua operație a fost funcția de transfer (pentru a determina) ieșirea din neuron. Pentru aceasta a fost folosită funcția sigmoid standard figura 6.6.

$$Y_k = \frac{1}{1 + e^{-u_k}} \quad (6.10)$$

Unitățile au ca ieșire o singură valoare Y_k care este transmisă stratului următor. Dacă k este unitate de ieșire, Y_k este ieșirea din modelul ANN, adică forța orizontală a valurilor.

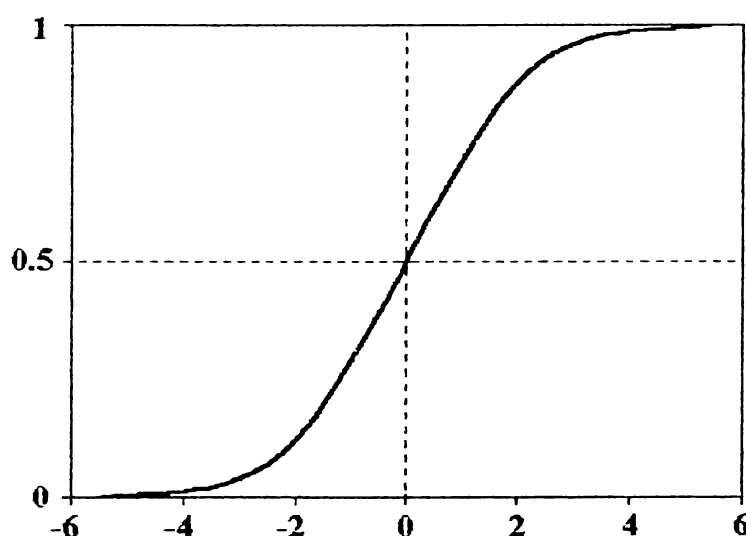


Figura 6.6. Funcția sigmoid

Din reprezentarea funcției sigmoid se observă că valorile acesteia sunt cuprinse în intervalul (0,1). Aceasta înseamnă că modelul ANN va avea ca date de ieșire astfel de valori. Deci valorile datelor de intrare, folosite pentru training trebuie scalate, astfel încât să fie în acest domeniu, ele trebuind să fie scalate în intervalul (-5,5), pentru a avea o utilizare optimă adecvată. Procesul de scalare este identic cu acela al normalizării.

6.3.4.2. Regula de învățare și corecțiile din timpul procesului de învățare

După o procesare a datelor de intrare, ponderile conexiunilor au fost corectate. Funcția eroare calculată a fost definită astfel:

$$E_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n (T_j - Y_j)^2 \quad (6.11)$$

unde T_j este valoarea măsurată, Y_j este valoarea calculată și n este numărul de neuroni al stratului de ieșire (1 în acest caz).

Minimizarea acestei erori se face prin corectarea ponderilor w_i cu valorile δw_i . Pentru corecție se folosesc diferiți algoritmi de optimizare, cel mai des folosit fiind acela al gradientului maxim. Acest principiu a fost folosit și aici cu corecțiile definite de relația:

$$\delta w_{ji} = \eta \delta_j Y_i \quad (6.12)$$

unde: δw_{ji} este corecția ponderii de la unitatea i la j , Y_i este ieșirea unității i , δ_j este termen de corecție proporțional cu derivata funcției de ieșire, η este constantă (care se mai numește și parametru de învățare) și Y_j' este derivata funcției de ieșire.

Valoarea lui δ_i este:

$$\delta_i = \begin{cases} (T_j - Y) Y_j' & - \text{pentru neuron pe strat de iesire} \\ Y_j' \sum_{k=1}^m \delta_k w_{kj} & - \text{pentru neuron pe strat ascuns} \end{cases} \quad (6.13)$$

unde k este numărul de unități ale stratului următor (maximum).

6.3.4.3. Simulatorul ANN

Pentru că există foarte multe soft-uri și metode de rezolvare disponibile, inclusiv foarte multe interfețe, un model ANN anume este denumit "simulator NN". Modelul ANN rezultat depinde de datele de training folosite și de configurația aleasă.

În cazul de față a fost construit un model ANN scris în limbaj PASCAL, denumit FANN, care are următoarele proprietăți:

- este dedicat aplicațiilor multinivel ce acceptă modelul de corecție înapoi (error backpropagation);
- acceptă un număr diferit de neuroni în stratul ascuns;
- atât datele de intrare cât și cele de ieșire sunt normalizate în program;
- ponderile inițiale sunt generate aleator și sunt diferite unele de altele la începutul rulării.

Elementele principale ale programului (neuronul, regula de învățare, funcția de transfer și de integrare) sunt prezentate în Anexa C, iar prelucrările efectuate sunt prezentate în capitolul 7 al lucrării.

Datorită modului de aplicare al metodei se precizează că modelul trebuie verificat pentru fiecare locație costieră în parte, funcție de datele măsurate la fața locului.

6.4. Modelarea matematică a fenomenului de overtopping folosind metoda volumelor finite

6.4.1. Ecuații diferențiale în hidraulică

În general fenomenele fizice sunt reprezentate de ecuații diferențiale care au în componență două variabile independente. Soluția analitică a unei ecuații diferențiale cu derivate parțiale (PDE) este acea funcție F , care substituită în ecuația dată, generează identitate. Această funcție nu se poate determina întotdeauna ușor și din acest motiv este necesar să se aplice soluții numerice. Soluția numerică a unei ecuații diferențiale constă dintr-un set de valori ale variabilelor dependente sau un set de coeficienți de aproximare a variabilelor dependente ca și combinație liniară de funcții date. Cele mai importante probleme ce trebuie rezolvate, odată cu găsirea unei soluții numerice, sunt unicitatea, stabilitatea și acuratețea soluției numerice.

O clasificare a ecuațiilor diferențiale din hidraulică funcție de problema rezolvată este dată în tabelul de mai jos:

Tabelul 6.1. Ecuații diferențiale în hidraulică

Tipul ecuației	Hiperbolic	Parabolic	Eliptic
Problema descrisă	Propagare	Difuzie	Echilibru
Tipul problemei	valoare inițială	valoare inițială	Valoare de margine
Condiții inițiale	2	1	-
Condiții de margine	2	2	1
Tipul domeniului	nemărginit	mărginit	mărginit
Exemplu	Ecuația valului	Ecuații Fourier	Ecuații Laplace

În cele ce urmează este prezentat pe scurt principiul metodei volumelor finite aplicată ecuației valurilor.

6.4.2. Noțiunea de caracteristică a unei ecuații diferențiale

Pentru prezentarea acestei noțiuni se consideră ecuația de advecție (transport) sub formă liniară:

$$q_t + aq_x = 0 \quad (6.14)$$

Aceasta este o problema de tip Cauchy definită de ecuația dată pe domeniul $-\infty < x < \infty$, $t \geq 0$, care are ca și condiții inițiale:

$$q(x,0) = q_0(x) \quad (6.15)$$

Soluția acestei probleme este de forma:

$$q(x,t) = q_0(x - at) \quad (6.16)$$

Dacă $t \geq 0$, soluția dată de *ecuația (6.16)* poate fi ușor verificată în *ecuația (6.14)*. Semnificația fizică a acestei soluții, ca evoluție în timp, este aceea că datele inițiale progresează simplu neschimbate spre dreapta (dacă $a > 0$) sau spre stânga (dacă $a < 0$) cu viteza a . Soluția $q(x,t)$ este constantă în lungul fiecărei raze $x - at = x_0$. Dreapta definită de *ecuația* $x - at = x_0$ este cunoscută sub denumirea de “caracteristica” *ecuației*.

Aceste caracteristici sunt curbe în planul $x-t$, satisfăcând *ecuațiile diferențiale ordinare* $x'(t) = a$, $x(0) = x_0$. Dacă se diferențiază $q(x,t)$ în lungul acestor curbe pentru a afla rata de modificare a lui q în lungul caracteristicii, se obține:

$$\frac{d}{dt}q(x(t),t) = \frac{\partial}{\partial t}q(x(t),t) + \frac{\partial}{\partial x}q(x(t),t)x'(t) = q_t + aq_x = 0 \quad (6.17)$$

care confirmă că funcția q este constantă în lungul caracteristicilor.

6.4.2.1. Ecuatii de tip Burgers

Se consideră *ecuația scalară neliniară*:

$$q_t + f(q)_x = 0 \quad (6.18)$$

unde $f(q)$ este funcție neliniară de q .

Cea mai cunoscută problemă în acest domeniu este *ecuația Burgers*, în care $f(q) = \frac{1}{2}q^2$, astfel că *ecuația (6.18)* devine:

$$q_t + qq_x = 0 \quad (6.19)$$

În prezent aceasta trebuie numită “*ecuația Burgers omogenă*”, deoarece *ecuația studiată inițial de Burgers* conține termenul vâscozității:

$$q_t + qq_x = \nu q_{xx} \quad (6.20)$$

Se consideră *ecuația (6.19)* cu date inițiale cu variație mică. Pentru pași mici de timp, poate fi dedusă o formulă cu ajutorul caracteristicilor. *Ecuația (6.19)* arată ca o *ecuație de advecție*, în care viteza de advecție q este egală cu valoarea cantității transportate. Caracteristicile satisfac condiția:

$$x'(t) = q(x(t),t) \quad (6.21)$$

și în lungul fiecărei caracteristici funcția q este constantă, dacă:

$$\frac{d}{dt}q(x(t),t) = \frac{\partial}{\partial t}q(x(t),t) + \frac{\partial}{\partial x}q(x(t),t)x'(t) = q_t + qq_x = 0 \quad (6.22)$$

Mai mult, dacă q este constant pentru fiecare caracteristică, panta $x'(t)$ este constantă conform ecuației (6.21) și de aceea caracteristicile sunt linii drepte, determinate de datele inițiale. Dacă datele inițiale au variații mici, acestea pot fi folosite pentru a determina soluția $q(x,t)$ pentru pași de timp t suficient de mici, care nu depășesc caracteristicile. Pentru fiecare pereche (x,t) poate fi rezolvată ecuația:

$$x = \xi + q(\xi,0)t \quad (6.23)$$

pentru ξ și apoi:

$$q(x,t) = q(\xi,0) \quad (6.24)$$

6.4.2.2. Formarea șocurilor

Pentru intervale mari de timp t , ecuația (6.23) poate să nu aibă o soluție unică. Aceasta se întâmplă în cazul în care caracteristicile se intersectează, adică dacă $q_x(x,0)$ este negativ în fiecare punct. La timpul T_b unde se intersectează prima dată caracteristicile, funcția $q(x,t)$ are o pantă infinită – valul ”se sparge” și apare un șoc. Mai departe de acest punct nu există o soluție clasică a PDE, și soluția slabă care trebuie determinată devine discontinuă.

Pentru perioada de după momentul ”spargerii”, unele caracteristici au trecut deja de acest punct și astfel în acea zonă există puncte x unde se intersectează trei caracteristici, toate conducând înapoi la timpul $t=0$. Soluția q poate fi privită în acest moment ca o funcție de trei valori.

6.4.2.3. Soluția slabă.

O modalitate naturală de definire a soluției generale a ecuației neomogene (“inviscide”), care nu necesită proprietăți de diferențiere, este aceea de a scrie legea de conservare a masei și momentului sub formă integrală. Se spune că $q(x,t)$ este soluția generală dacă relația:

$$\int_{x_1}^{x_2} q(x,t_2) dx = \int_{x_1}^{x_2} q(x,t_1) dx + \int f(q(x_1,t)) - f(q(x_2,t)) dt \quad (6.25)$$

este satisfăcută pentru toate variabilele x_1, x_2, t_1, t_2 .

O altă modalitate de rezolvare, cu care se lucrează mult mai ușor este aceea de a integra prin părți ecuația (6.25) de mai multe ori. Aceasta este o tehnică matematică care poate fi aplicată mult mai general pentru a rescrie o ecuație diferențială într-o formă unde este necesară o finețe de aproximare relativ mare a soluției ecuației inițiale date. Ideea de bază este de a lua PDE, a o înmulți cu o “funcție de aproximare” fină, a o integra o dată sau de două ori pe domeniu, și apoi folosind integrarea prin părți se mută derivatele funcției q pe funcția de aproximare. Astfel rezultă o ecuație care include doar câteva derivate ale lui q , și din acest motiv necesită mai puțină acuratețe.

6.4.2.4. Problema Riemann

Legea conservării împreună cu datele inițiale constante pe intervale, având o simplă discontinuitate, este cunoscută sub denumirea de "problema Riemann". De exemplu, fie ecuația Burgers

$$q_t + qq_x = 0 \quad (6.26)$$

cu date inițiale constante pe intervale:

$$q(x,0) = \begin{cases} q_l & \text{daca } x < 0 \\ q_r & \text{daca } x > 0 \end{cases} \quad (6.27)$$

Forma soluției depinde de relația dintre q_l și q_r .

Cazul I. $q_l > q_r$.

În acest caz există o singură soluție slabă:

$$q(x,t) = \begin{cases} q_l & \text{daca } x < st \\ q_r & \text{daca } x > st \end{cases} \quad (6.28)$$

unde

$$s = \frac{1}{2}(q_l + q_r) \quad (6.29)$$

este "viteza șocului", viteza la care călătorește discontinuitatea. O expresie generală pentru viteza șocului va fi obținută în cele de mai jos. Caracteristicile în fiecare regiune, pentru care q este constant, intră în șoc odată cu trecerea timpului așa cum se vede din figura 6.7.

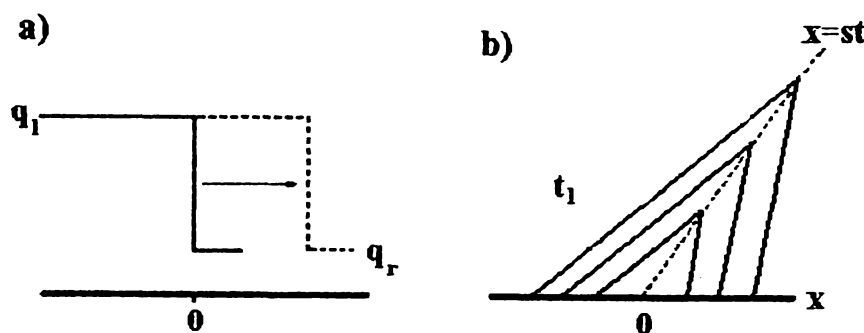


Figura 6.7. Propagarea unui șoc.

Cazul II. $q_l < q_r$.

În acest caz există o infinitate de soluții slabe. Una dintre aceste soluții este ecuația (6.28) și (6.29) în care discontinuitatea avansează cu viteza s . Caracteristicile, în acest caz, ies din șoc și de aceea această soluție nu este stabilă la perturbații, așa cum se vede din figura 6.8.a.

Dacă datele sunt scoase afară încet, sau dacă o mică cantitate de vâscozitate este adăugată la ecuație, soluția se schimbă complet.

O altă soluție slabă este rărirea valurilor:

$$q(x,t) = \begin{cases} q_l & \text{daca } x < q_l t \\ x/t & \text{daca } q_l t \leq x \leq q_r t \\ q_r & \text{daca } x > q_r t \end{cases} \quad (6.30)$$

Această soluție este stabilă la perturbații și este de fapt soluția generalizată a dispariției vâscozității, care este prezentată în figura 6.8.b.

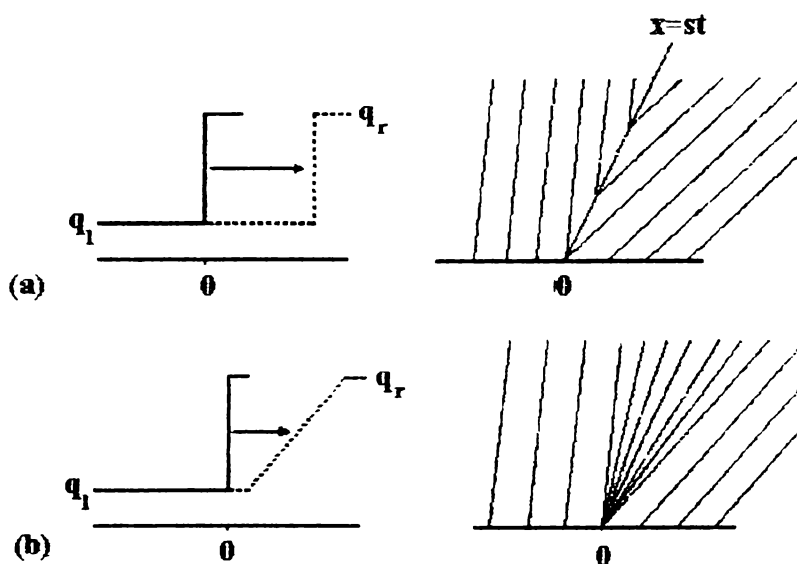


Figura 6.8. Deplasarea șocului

6.4.3. Sisteme de ecuații liniare hiperbolice

În cazul ecuațiilor valurilor trebuie rezolvat un sistem de ecuații hiperbolice Navier-Stokes în spațiul 1D. Pentru investigarea sistemelor de ecuații se începe cu studierea coeficienților constanți liniari ai sistemului. Ecuația poate fi rezolvată explicit prin transformare variabilelor caracteristice. Apoi se obține soluția explicită a problemei Riemann și se introduce noțiunea de “defazare în spațiu” care va fi utilă în studiul sistemelor neliniare.

Considerând sistemul liniar:

$$\begin{aligned} q_t + Aq_x &= 0, \\ q(x,0) &= q_0(x) \end{aligned} \quad (6.31)$$

unde $q: \mathcal{R} \times \mathcal{R} \rightarrow \mathcal{R}^m$ și $A \in \mathcal{R}^{m \times m}$, este matricea coeficienților constanți. Acesta este un sistem de ecuații care reprezintă legea de conservare și pentru care se definește funcția flux $f(q) = Aq$.

Acest sistem se numește hiperbolic dacă matricea A este diagonalizabilă cu valori reale proprii, și poate fi descompusă sub forma:

$$A = R\Lambda R^{-1} \quad (6.32)$$

unde $\Lambda = \text{diag}(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_m)$ este diagonală matricei valorilor proprii și $R = [r_1 | r_2 | \dots | r_m]$ este matricea vectorilor proprii. De notat că $AR = R\Lambda$, astfel încât:

$$Ar_p = \lambda_p r_p \quad \text{pentru } p = 1, 2, \dots, m. \quad (6.33)$$

Sistemul se numește strict hiperbolic dacă valorile proprii sunt distincte.

6.4.3.1. Variabile caracteristice

Rezolvarea ecuației (6.31) se face prin definirea noțiunii de “variabile caracteristice” astfel:

$$v = R^{-1}q \quad (6.34)$$

Înmulțind ecuația (6.31) cu R^{-1} și folosind relația (6.32)-(6.34) se obține:

$$v_t + \Lambda v_x = 0 \quad (6.35)$$

Deoarece Λ este matrice diagonală, se face decuplarea în m ecuații scalare independente. Fiecare dintre acestea este un coeficient constant liniar al ecuației de advecție, cu soluția:

$$v_p(x, t) = v_p(x - \lambda_p t, 0) \quad (6.35)$$

Deoarece $v = R^{-1}q$, atunci datele inițiale pentru v_p sunt reprezentate de componenta de ordinul p a vectorului

$$v(x, 0) = R^{-1}q_0(x) \quad (6.36)$$

Soluția sistemului original este în final obținută cu ecuația (6.34):

$$q(x, t) = Rv(x, t) \quad (6.37)$$

De reținut că valoarea $v_p(x, t)$ este coeficientul r_p al vectorului propriu al $q(x, t)$, adică ecuația (6.37) poate fi scrisă ca:

$$q(x, t) = \sum_{i=1}^m v_p(x, t) r_p \quad (6.38)$$

Combinând această expresie cu ecuația (6.35) a ecuației scalare de decuplare se obține:

$$q(x,t) = \sum_{i=1}^m v_p(x - \lambda_p t, 0) r_p \quad (6.39)$$

De notat că $q(x,t)$ depinde numai de datele inițiale în punctele m , $x-\lambda$, de aceea domeniul de dependență este dat de relația $D(\bar{x}, \bar{t}) = \{x = \bar{x} - \lambda_p \bar{t}, p = 1, 2, \dots, m\}$.

Curbele $x = x_0 + \lambda_p t$ satisfac condiția $x'(t) = \lambda_p$ și sunt “caracteristicile familiei de ordinul p ”, sau mai simplu “caracteristici- p ”. Acestea sunt linii drepte în cazul coeficienților constanți ai sistemului. Pentru un sistem strict hiperbolic, prin fiecare punct al planului $x-t$ trec m curbe caracteristice distincte. Coeficientul $v_p(x,t)$ al vectorului propriu r_p , în scrierea detaliată a vectorului propriu $q(x,t)$ este constant în lungul fiecărei caracteristici p .

6.4.3.2. Problema Riemann

Pentru coeficienți constanți ai sistemului liniar, problema Riemann poate fi rezolvată explicit. Soluția unei probleme neliniare Riemann are o structură simplă, care este foarte similară cu structura soluției liniare, și de aceea se prezintă studiul cazului liniar în detaliu. Problema Riemann constă în ecuația

$$q_t + Aq_x = 0 \quad (6.40)$$

împreună cu condițiile de margine

$$q(x,0) = \begin{cases} q_l & \text{daca } x < 0 \\ q_r & \text{daca } x > 0 \end{cases} \quad (6.41)$$

Se remarcă faptul că soluția generală a problemei liniare este dată de formula (6.39). Notăția problemei Riemann poate fi simplificată dacă sunt descompuse q_l și q_r astfel:

$$q_l = \sum_{p=1}^m v_p^l r_p, \quad q_r = \sum_{p=1}^m v_p^r r_p \quad (6.42)$$

Atunci:

$$v_p(x,0) = \begin{cases} v_p^l & \text{daca } x < 0 \\ v_p^r & \text{daca } x > 0 \end{cases} \quad (6.43)$$

astfel că :

$$v_p(x,0) = \begin{cases} v_p^l & \text{daca } x - \lambda_p t < 0 \\ v_p^r & \text{daca } x - \lambda_p t > 0 \end{cases} \quad (6.44)$$

Dacă $P(x,T)$ este valoarea maximă a lui p pentru care $x-\lambda_p t > 0$, atunci:

$$q(x,t) = \sum_{p=1}^{mP(x,t)} v_p^r r_p + \sum_{p=P(x,t)+1}^m v_p^l r_p \quad (6.45)$$

Determinarea lui $q(x,t)$ într-un punct dat este prezentată în figura 6.8. În cazul arătat, $v_1 = v_1^r$ în timp ce $v_2 = v_2^l$ și $v_3 = v_3^l$. Soluția la punctul ilustrat este:

$$q(x,t) = v_1^r r_1 + v_2^l r_2 + v_3^l r_3 \quad (6.46)$$

Pentru fiecare punct în domeniul caracteristicilor cuprins între $x'=\lambda_1$ și $x'=\lambda_2$ soluția este aceeași.

La momentul în care caracteristicile p sunt depășite, valoarea lui $x-\lambda_p t$ trece prin zero și corespunzător v_p sare de la valoarea v_p^l la v_p^r . Ceilalți coeficienți v_i ($i \neq j$) rămân constanți. Soluția este constantă în fiecare interval, cum este prezentat în figura 6.9.

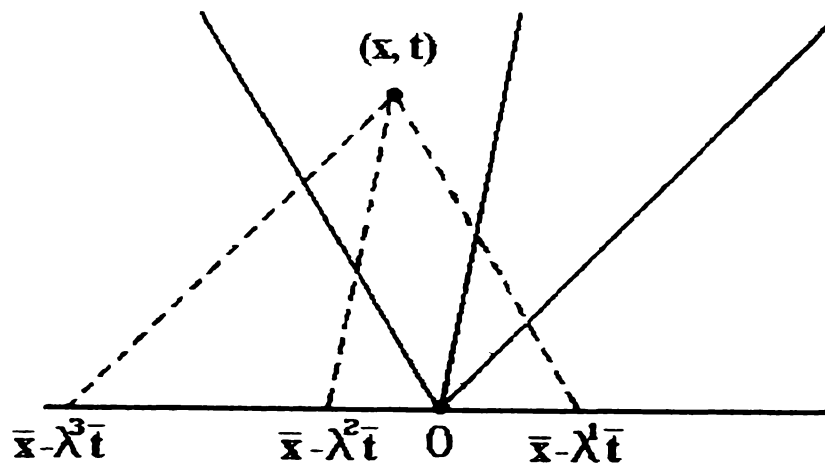


Figura 6.9. Valori proprii

Traversând caracteristicile p soluția sare cu mărimea dată de ecuația:

$$[q] = (v_p^r - v_p^l) r_p \quad (6.47)$$

Acest salt satisface condiția Rankine-Hugoniot,

$$f(q_l) - f(q_r) = s(q_l - q_r) \quad (6.48)$$

sau sub formă scalară:

$$s = \frac{f(q_l) - f(q_r)}{q_l - q_r} = \frac{[f]}{[q]} \quad (6.49)$$

și dacă $f(q) = Aq$ atunci :

$$[f] = A[q] = (v_p^r - v_p^l) A r_p = \lambda_p [q] \quad (4.50)$$

iar λ_p este exact viteza de propagare a saltului. Soluția $q(x,t)$ în ecuația (6.45) poate fi scrisă, ținând cont de termenii saltului, sub forma:

$$q(x,t) = q_l + \sum_{\lambda_p < x/t} (v_p^r - v_p^l) r_p \quad (6.51)$$

$$q(x,t) = q_r - \sum_{\lambda_p > x/t} (v_p^r - v_p^l) r_p \quad (6.52)$$

Pentru sisteme neliniare problema Riemann se rezolvă în același mod. Saltul $q_r - q_l$ normal nu va avea proprietatea că $[f]$ este un multiplu scalar al $[q]$, dar se poate încerca găsirea unei căi de a diviza saltul ca o sumă de salturi, pe intervalul în care predomină proprietatea. Cu toate acestea procedeul este destul de complicat deoarece trebuie introdusă răirirea valurilor precum și a șocurilor. În studiul soluției problemei Riemann, saltul p , la viteză constantă λ_p este cunoscut sub denumirea de unda- p .

6.4.4. Principiul metodei volumelor finite

Multe metode de înaltă rezoluție pentru surprinderea șocului sunt bazate pe rezolvarea problemei Riemann între stări în vecinătatea unui interval de calculat dat. În acest paragraf va fi dezvoltat un set particular de metode de acest tip. Dezvoltarea unei astfel de metode are o lungă și bogată istorie, și numeroase metode asemănătoare pot fi găsite în literatură. Cărțile menționate în bibliografie conțin descrierea acestei metode și indicații de literatură. Cantitatea ce trebuie calculată Q_i^n trebuie privită ca o aproximare a unei singure valori $q(x_i, t_n)$, și anume ca aproximarea valorii medii a lui q pe un interval de lungime $h = \Delta x = (b - a)/N$. Domeniul fizic $[a, b]$, este divizat într-un set de intervale reprezentate de:

$$C_i = [x_i, x_{i+1}], \quad (6.53)$$

denumite *celule*, unde $x_i = a + (i-1)h$. Valoarea Q_i^n este aproximată de valoarea medie pe intervalul i la timpul t_n :

$$Q_i^n \approx \frac{1}{h} \int_{x_i}^{x_{i+1}} q(x, t_n) dx \equiv \frac{1}{h} \int_{C_i} q(x, t_n) dx \quad (6.54)$$

Punctele de sfârșit ale intervalului de calcul i , ar fi, din punct de vedere al notațiilor, mai bine de scris sub forma $x_{i-1/2}$ și $x_{i+1/2}$, formă care este simetrică, și reamintește că Q_i^n este o aproximare a valorii medii între aceste puncte. Totuși în cele ce urmează se preferă notații fără simbolul $1/2$ datorită ușurinței scrierii.

Dacă $q(x,t)$ este o funcție cu variații mici, atunci integrarea *ecuației (6.54)* corespunde cu valoarea lui q la punctul mediu al intervalului $O(h^2)$. Folosind mijlocul celulei, sunt mai ușor de folosit proprietăți importante ale legii conservării în obținerea metodei numerice. În particular, este sigur că metoda este conservativă în măsura în care mimează soluția reală. Acest fapt este extrem de important în acuratețea calculului șocurilor valurilor, aceasta deoarece $h \sum_{i=1}^N Q_i^n$ aproximează integrala lui q pe întregul interval $[a,b]$, această sumă discretă schimbând doar fluxul de la marginile $x = a$ și $x = b$. Masa totală pe domeniul de calcul va fi conservată, sau va varia corect, demonstrând că condițiile de margine au fost impuse corect.

Forma integrală a legii de conservare, *ecuația (6.25)*, când este aplicată unei celule pe un singur pas de timp, conduce la relația:

$$\int_{x_i} q(x, t_{n+1}) dx - \int_{x_i} q(x, t_n) dx = \int_{t_n}^{t_{n+1}} f(q(x_i, t)) dt - \int_{t_n}^{t_{n+1}} f(q(x_{i+1}, t)) dt \quad (6.55)$$

Rearanjând formula și derivând în raport cu h rezultă:

$$\frac{1}{h} \int_{x_i} q(x, t_{n+1}) dx = \frac{1}{h} \int_{x_i} q(x, t_n) dx - \frac{1}{h} \left[\int_{t_n}^{t_{n+1}} f(q(x_i, t)) dt - \int_{t_n}^{t_{n+1}} f(q(x_{i+1}, t)) dt \right] \quad (6.56)$$

Aceasta ecuație arată exact cum celula medie a lui q din *ecuația (6.54)* trebuie să fie refăcută pentru un pas de timp. În general, nu poate fi evaluată exact integrala de timp din partea dreaptă a *ecuației (6.56)* deoarece $q(x_i, t)$ variază în timpul în lungul marginii fiecărei celule. Aceasta sugerează că trebuie dezvoltată o metodă numerică în forma divergenței fluxului:

$$Q_i^{n+1} = Q_i^n - \frac{k}{h} (F_{i+1}^n - F_i^n) \quad (6.57)$$

unde F_i^n este o aproximare pentru fluxul mediu în lungul lui $x=x_i$:

$$F_i^n \approx \frac{1}{k} \int_{t_n}^{t_{n+1}} f(q(x_i, t)) dt \quad (6.58)$$

Dacă se aproximează acest flux mediu în baza valorii Q^n , atunci rezultă o metodă de calcul discret.

Deși informația se propagă cu viteză finită, este rezonabil ca pentru o primă presupunere să poată fi obținut F_i^n în baza unei singure valori Q_{i-1}^n și Q_i^n , care este celula medie pe întreaga latură a interfeței. Atunci poate fi folosită formula de forma:

$$F_i^n = F(Q_{i-1}^n, Q_i^n) \quad (6.59)$$

unde F este funcția numerică a fluxului. Atunci ecuația (6.57) devine:

$$Q_i^{n+1} = Q_i^n - \frac{k}{h}(F(Q_i^n, Q_{i+1}^n) - F(Q_{i-1}^n, Q_i^n)) \quad (6.60)$$

Metoda specifică obținută depinde de modul cum este aleasă formula pentru F . În general orice metodă de acest tip este explicită, bazată pe trei puncte de calcul (de discretizare). Mai mult, trebuie precizat că ecuația (6.60) este în forma conservativă, deși imită proprietățile (6.56) ale soluției exacte. Dacă se face însumarea hQ_i^{n+1} din ecuația (6.57) pentru orice set de celule se obține:

$$h \sum_{i=1}^J Q_i^{n+1} = h \sum_{i=1}^J Q_i^n - \frac{k}{h}(F_{J+1}^n - F_1^n) \quad (6.61)$$

Suma diferenței de flux se anulează în tot domeniul, exceptând marginile extreme. Ecuația (6.60) poate fi scrisă ca o aproximare diferențială finită directă a legii de conservare $q_t + f(q)_x = 0$, și prin rearanjare se obține:

$$\frac{Q_i^{n+1} - Q_i^n}{k} + \frac{F(Q_{i+1}^n, Q_i^n) - F(Q_i^n, Q_{i-1}^n)}{h} = 0 \quad (6.62)$$

Datorită formei de mai sus (6.62), multe dintre metodele numerice de rezolvare a problemei Riemann pot fi privite ca aproximări în diferențe finite sau ca *metoda volumelor finite*.

6.4.5. Condiții de margine

În practică calculele, trebuie întotdeauna efectuate pe un set finit de celule, care acoperă domeniul mărginit, iar în prima și ultima celulă, nu vor exista informațiile necesare despre vecinătate. În locul acestora există un set oarecare de condiții de margine fizice care trebuie folosite pentru recalcularea valorilor celulei. O metodă care poate fi aplicată este aceea de a dezvolta o formulă specială care este folosită în apropierea marginii, și care depinde de

tipul condițiilor de margine specificat. Oricum, în general este mult mai ușor să fie extins domeniul de calcul prin includerea a câtorva celule adiționale la fiecare capăt al său, denumite celule fantomă, ale căror valori sunt setate la începutul fiecărui pas de timp într-o manieră ce depinde de condițiile de margine și poate de soluția celulelor interioare. Formula de recalculare în celulele fantomă este exact aceeași ca în celulele interioare, și de aceea nu este necesară dezvoltarea unei metode speciale pentru limitarea fluxului, care lucrează cu date de margine în locul datelor inițiale. Pentru calculul valorilor celulelor interioare, în locul condițiilor de margine trebuie folosite valorile celulelor fantomă. În general, aceasta poate fi făcută în așa fel încât să depindă numai de condițiile de margine și este independentă în întregime de alegerea metodei numerice care este aplicată.

Presupunând că problema este în domeniu fizic $[a,b]$, care este subîmpărțit în celulele C_1, C_2, \dots, C_N cu $x_1 = a$ și $x_{N+1} = b$, deci $h = (b-a)/N$, dacă se folosește metoda pentru fiecare F_i depinzând numai de Q_{i-1} și Q_i , atunci este nevoie doar de câte o celulă fantomă la capetele domeniului. Celula fantomă $C_0 = [a-h, a)$ permite calcularea fluxului F_1 la marginea din stânga și apoi celula fantomă $C_{N+1} = [b, b+h)$ este folosită pentru a calcula F_{N+1} la $x = b$, la marginea din dreapta. Cu metoda limitării fluxului, prezentată anterior, este nevoie în general de două celule fantomă la fiecare margine. De exemplu, saltul $Q_0 - Q_{-1}$ este necesar pentru limitarea fluxului corecției în F_1 . Pentru cazul în care pasul de calcul este mare, bazat pe multe puncte, sunt necesare celule fantomă adiționale.

Se face referința la soluția pe domeniul original $[a,b]$, ca soluție interioară, care este calculată pentru fiecare pas de timp prin metode numerice. La începutul fiecărui pas de timp valorile interioare Q_1^n, \dots, Q_N^n sunt obținute din pașii anteriori, sau din condițiile inițiale dacă $n=0$, și sunt aplicate condiții de margine pentru a completa celule fantomă cu valori Q_0^n, Q_{N+1}^n , etc, înaintea aplicării metodei pentru pasul următor.

Metoda de față a fost aplicată la calculul fenomenului de overtopping. Discretizarea ecuațiilor și rularea programului construit pentru rezolvarea problemei sunt prezentate în capitolul 8. Programul care este denumit FOVO, este prezentat în Anexa C.

Aplicarea metodei ANN pentru determinarea forțelor orizontale ce acționează asupra structurilor costiere

7.1. Considerații generale

Structurile de tip sparge-val verticale sunt construite cu scopul de a apăra țărmul mării sau incintele portuare împotriva acțiunii valurilor. Aceste structuri sunt în special folosite în zonele portuare în care adâncimea apei este relativ mare și unde folosirea unei structuri de apărare tip dig cu taluz înclinat ar deveni o alternativă scumpă.

Așa cum a fost specificat în capitolul 3, analiza stabilității structurilor sparge-val verticale este dependentă de modul în care pot fi estimate forțele ce acționează asupra structurii, precum și de mărimea momentului de răsturnare generat de aceste forțe. Tehnica actuală de proiectare depinde într-o foarte mare măsură de posibilitățile de modelare fizică a unei structuri date și de formulele empirice de proiectare existente. Una din metodele cele mai utilizate la proiectarea structurilor verticale este metoda Goda (1985), metodă bazată pe măsurători experimentale. Natura stohastică a acțiunii valurilor și complexitatea interacțiunii dintre structură și valuri, face ca estimarea forțelor să fie o problemă dificilă.

Cercetările efectuate de către programul european de cercetare a structurilor costiere (MAST G6) arată că metoda Goda este încă cea mai bună metodă actuală de evaluare a forțelor din valuri. Cu toate acestea, studiul arată că există o deviație considerabilă a valorilor forței valurilor calculate cu metoda Goda, comparativ cu cele măsurate prin modelare fizică. În general, Goda a supraestimat aceste valori. Din acest motiv este necesar să se găsească alte metode, modelări matematice, care să fie cât mai apropiate de datele experimentale.

În capitolul de față se prezintă aplicarea modelului ANN pentru calculul forței orizontale asupra structurilor costiere verticale. Modelarea ANN a fost efectuată cu un program de calcul scris în limbaj Pascal. Descrierea aplicării modelării se face în cele ce urmează.

7.2. Descrierea datelor care au fost folosite pentru modelarea ANN

7.2.1. Cazurile studiate

Datele inițiale pentru aplicarea modelului au fost luate din raportul proiectului MAST. Acest raport constă dintr-o colecție de măsurători luate pentru opt tipuri de structuri sparge-val verticale. Din acest motiv rulările au fost împărțite în opt cazuri de bază. Pentru fiecare caz în raport este specificată forța orizontală măsurată pe structură. De asemenea, pentru fiecare caz a fost făcută comparația cu aceeași forță calculată cu metoda Goda. Descrierea cazurilor prezentate în raport este:

- Cazul 1. Structura de apărare este verticală și este folosită în porturi situate în ape adânci (30m). Spectrul valurilor măsurate este de până la 9m înălțime, cu perioade de până la 13 secunde.
- Cazul 2. Structura este folosită pentru structuri situate în ape puțin adânci. Înălțimea valurilor măsurate este relativ mică (3m) și la fel este și perioada 7-19 secunde. Măsurătorile au fost făcute pe structuri fondate direct pe fundul mării.
- Cazul 3. Structura este supusă la condiții de valuri cu înălțimi cuprinse între 8 și 10m, cu perioade de până la 15secunde. În acest caz se constată deferylări puternice ale valurilor ce ajung în dreptul structurii.
- Cazul 4. În acest caz este vorba despre o structură înaltă situată în ape relativ adânci, structura fiind fundată pe fundul mării. Deferylarea valurilor nu este prea violentă iar spectrul de înălțimi al valurilor este cuprins între 8 și 11m cu perioade de circa 13 sec.
- Cazul 5. Structura verticală situată în ape mici, fundată pe o bermă elastică. Nu au fost observate deferylări ale valurilor. Înălțimea măsurată a valurilor variază între 6 și 8m și au perioada cuprinsă între 10 și 20sec.
- Cazul 6. În acest caz a fost testată o structură de înălțime medie situată în ape relativ adânci și fundată pe un prism din anrocamente. Valurile au înălțimi cuprinse între 4 și 9m, cu perioade între 10 și 15 secunde.
- Cazul 7. Pentru acest caz structura a fost poziționată în apă adâncă, iar valurile generate au înălțimi de 6 până la 9m, cu perioade de 8 până la 14 secunde. Panta fundului mării în fața structurii a avut o înclinare mică (1:500)
- Cazul 8. Pentru acest caz a fost considerată o structură verticală care este înclinată cu un unghi mic față de verticală, cu valuri ce au înălțimi cuprinse între 2 și 4 m iar perioada are valori între 10 și 18 secunde. Au fost testate două adâncimi de apă.

7.2.2. Datele de intrare

Setul de date utilizate pentru implementarea modelului ANN sunt extrase din raportul amintit. Parametrii (variabilele) folosite ca date de intrare sunt în număr de opt. Cei opt parametrii care contribuie la calculul forței orizontale au fost grupați în trei categorii, conform cu *figura 7.1*, astfel:

- parametrii referitori la geometria structurii:
 1. h' – distanța de la baza structurii până la nivelul liber al apei SWL;

2. h_c - înălțimea de la nivelul apei liber SWL până la coronament;
 3. d - înălțimea structurii
 4. φ - factor de formă.
- Parametrii referitori la geometria fundului mării:
 5. h - adâncimea apei în fața structurii;
 6. $\tan \theta$ - panta fundului mării.
 - parametrii ai valului:
 7. H'_0 - înălțimea echivalentă a valului în ape adânci;
 8. T_p - perioada de vârf a valului.

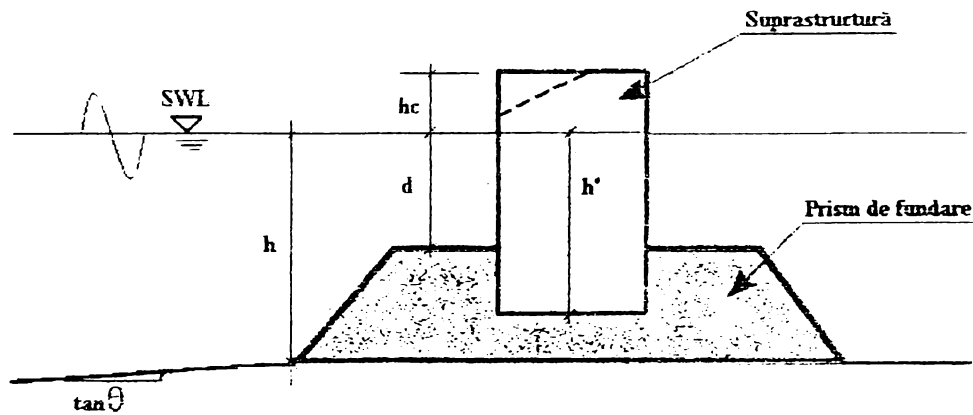


Figura 7.1. Parametrii structurii sparge-val

Forțele au fost măsurate continuu în timpul unei furtuni și reprezentate în figura 7.2.

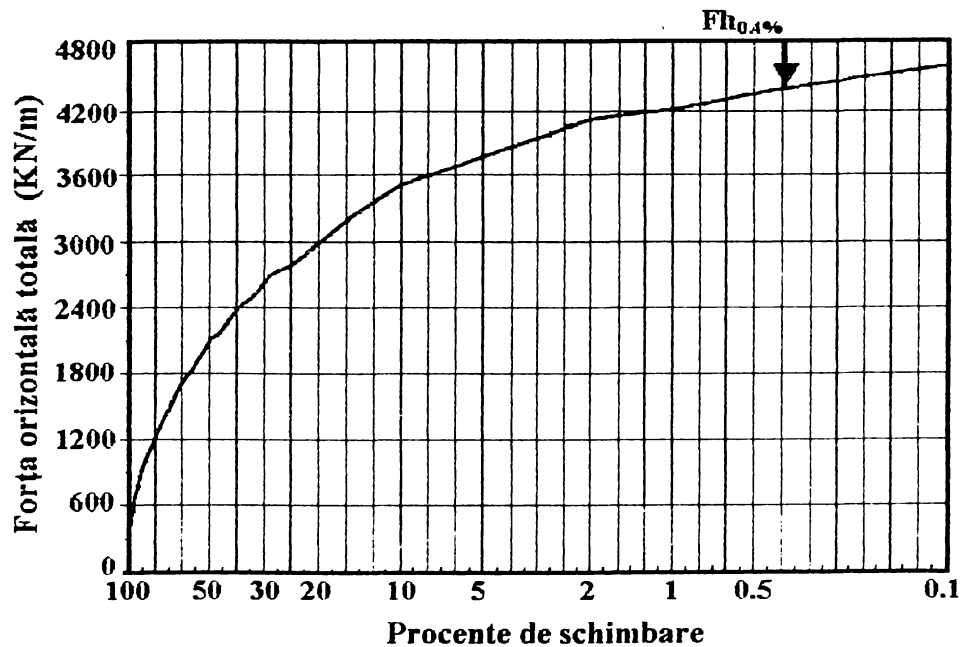


Figura 7.2. Distribuția forței orizontale măsurate

$F_{h0.4\%}$ reprezintă forța orizontală care este depășită de 0.4% dintre forțele măsurate.

Fiecare măsurătoare a fost făcută pentru câteva mii de valuri, deci forța măsurată poate fi considerată corect determinată.

7.2.3. Parametrii calculați

Toate rulările efectuate au fost comparate cu cele obținute prin calcule folosind metoda Goda. Această metodă ține cont de toți parametrii enumerați mai sus, cu excepția coeficientului de formă φ . Pentru că nu există nici o metodă cunoscută de determinare a coeficientului de formă în cele ce urmează s-a determinat un coeficient de formă aproximativ după cum urmează

- setul de măsurători efectuate a fost făcut pe structuri cu diferite forme ale crestei (înclinate, curbe, dințate, etc). Forțele măsurate pe structuri sparge val verticale cu creastă dreaptă au fost comparate cu cele măsurate pe structuri cu formă diferită, atunci când condițiile de măsurare au fost identice;
- s-a calculat raportul dintre forțele măsurate pe structuri perfect verticale cu cele măsurate pe structuri înclinate. Astfel un coeficient de formă unitar $\varphi=1$ indică o structură cu parament perfect vertical iar cu cât coeficientul de formă scade cu atât scade și intensitatea forței orizontale.

Diferitele forme de coronament utilizate în calculele ce urmează și coeficienții de formă adoptați sunt reprezentați în figura 7.3.

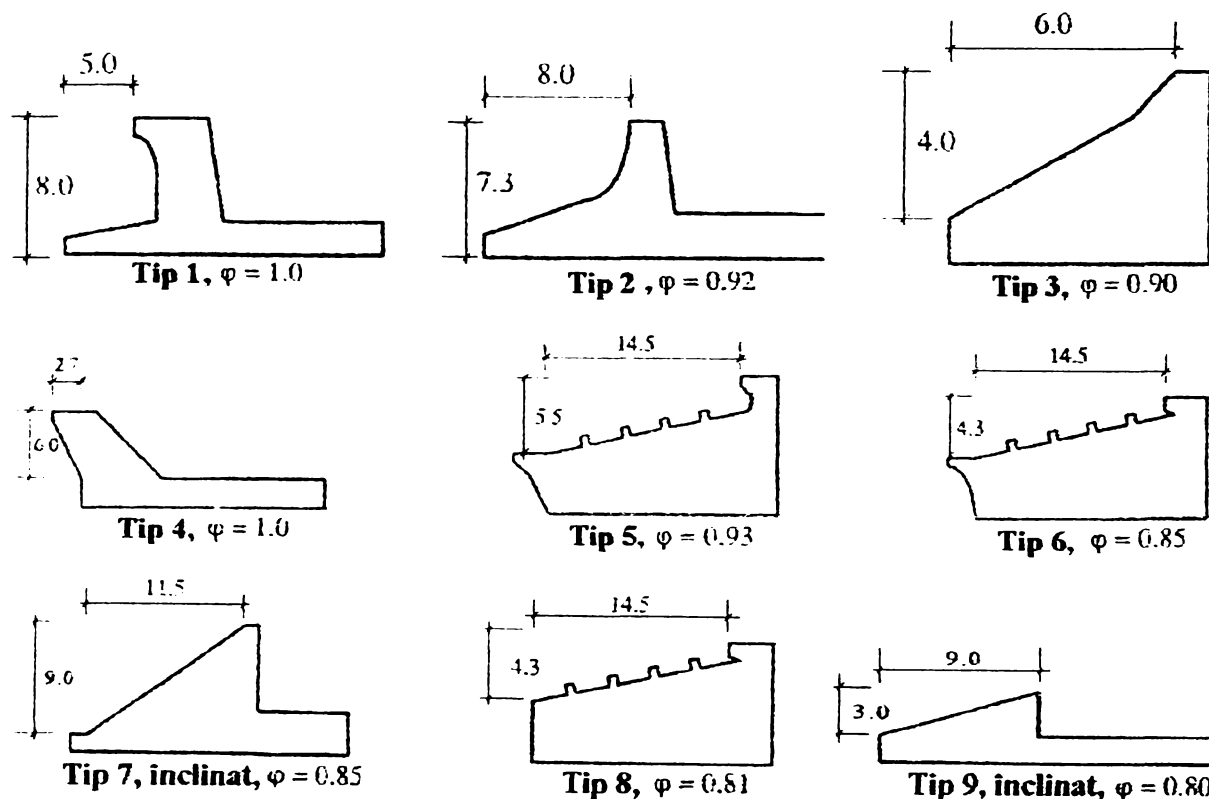


Figura 7.3. Tipuri de coronamente folosite și coeficienții de formă aferenți

7.2.4. Analiza datelor de intrare și a rezultatelor

Setul de date cuprinde 123 de “pattern”-uri cu care trebuie antrenată rețeaua neuronală. Setul redus de date disponibile pentru aplicație constituie un factor de limitare al modelului, dar este un punct de plecare pentru evaluarea acestui tip de modelare pentru calculul forței hidrodinamice. De asemenea la finalul procesului de modelare se poate determina și ce fel de date trebuie avute în vedere pentru a îmbunătăți modelul.

“Patern”-urile nu sunt distribuite uniform în cele opt cazuri studiate, ele întinzându-se pe o plajă mare de valori. Intervalele de valori sunt date în *tabelul 7.1*.

Tabelul 7.1. Intervalul de valori pentru date de intrare

Parametrul	Unitate de măsură	Valoare minimă	Valoare maximă	Interval
h'	m.	5	19	14
h_c	m.	1.25	16.20	14.95
d.	m.	4	19	15
h.	m.	5.8	30.5	24.7
H'_0	m.	1.83	11.80	9.97
T_p	.sec	7.4	20.2	12.8
$\tan \theta$	-	0.0	0.025	
φ	-	0.8	1.0	0.2
$F_{h0.4^\circ}$	KN/m.	200	4237	4037

Distribuția datelor de intrare este prezentată în *figura 7.4*.

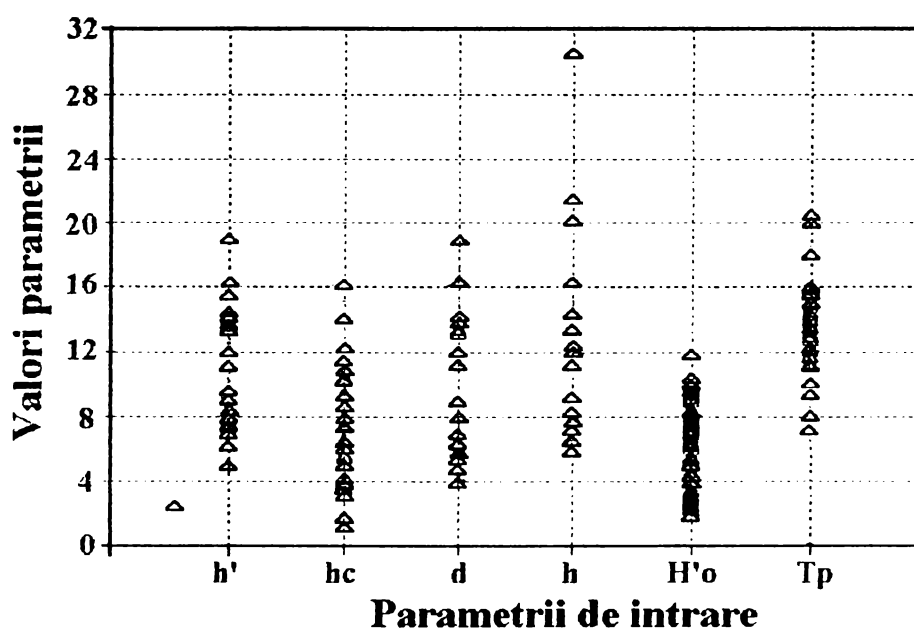


Figura 7.4. Distribuția datelor de intrare

În figura 7.4. șase dintre cei opt parametri sunt reprezentați grafic iar două nu pentru că $\tan \theta$ și φ au valori considerabil mai mici decât ceilalți parametri și nu pot fi reprezentați în același grafic. Valorile lor sunt:

$$\tan \theta = (0, 0.002, 0.0033, 0.0067, 0.0143, 0.022, 0.025)$$

$$\varphi = (0.80, 0.81, 0.85, 0.90, 0.92, 0.93, 1.00)$$

Din figura 7.4. se observă că parametrii h' , h_c , H'_0 și T_p au o distribuție uniformă, în schimb parametrii d și h au o distribuție neuniformă. Același tip de reprezentare a fost folosit și pentru datele de ieșire măsurate. S-a constatat că pentru forțe cuprinse între 0.0 și 1500 kN/m valorile sunt bine distribuite, dar forțele cu valori peste 3000 kN/m au o distribuție neuniformă.

7.3. Antrenamentul și testarea rețelei ANN

Așa cum s-a precizat anterior setul de date disponibile pentru testare cuprinde un număr de 123 cazuri. Un procent de 80% dintre aceste date au fost folosite pentru "training" iar restul de 20% pentru testare. Aceasta înseamnă că 102 seturi de măsurători au fost folosite pentru "training" și 21 pentru testare. Pentru o a doua etapă au fost folosite 92 de cazuri pentru "training" și 31 la testare. Cea de a doua etapă a fost efectiv efectuată pentru a vedea dacă performanța modelului ANN este afectată.

Pentru alegerea setului de date de testare s-a ținut cont de următoarele criterii:

- numărul de "patern"-uri dintr-un caz pentru testare au fost proporțional cu numărul de măsurători disponibile pentru acel caz;
- setul de date ales pentru testare nu este cel de la marginea intervalului de măsurători.

În afara acestor două criterii datele pentru testare au fost alese aleator.

Pentru a aduce îmbunătățiri modelului ANN s-a mai aplicat testarea modelului cu două seturi de date obținute astfel:

- extensia setului de date prin folosirea legii de similitudine a lui Froude, adică au fost generate mai multe date pentru "training" aplicând metode scalare. Dacă se consideră că λ este un coeficient de scalare, atunci toate mărimile geometrice (c_w reprezintă lungimi) sunt înmulțite cu λ , toate mărimile timp sunt înmulțite cu $\sqrt{\lambda}$ iar forțele cu λ^2 .

	Parametru	Unitate de măsură	Coeficient de scară
Date de intrare	h'	m.	λ
	h_c	m.	λ
	d.	m.	λ
	h.	m.	λ
	H'_0	m.	λ
	T_p	.sec	$\sqrt{\lambda}$
	$\tan \theta$	-	1
	φ	-	1
Date de ieșire	$F_{h0.4^\circ}$	kN/m.	λ^2

- reprezentarea adimensională a datelor.

Fiecare parametru a fost adimensionalizat astfel

Tipul datelor	Denumire parametru	Adimensionalizare
Date de intrare	Înclinare val	$H'_0 / (1.56 T_p^2)$
	Adâncimea relativă a apei	h / H'_0
	Înălțimea relativă a crestei	h_c / H'_0
	Adâncimea relativă a peretelui	h' / h
	Adâncimea relativă a bermei	d / h
	Panta fundului mării	$\tan \theta$
	Factor de formă coronament	φ
Date de ieșire	Forța adimensională a valului	$F_{h0.4^\circ} \varphi_w g H_0'^2$

La adimensionalizare s-a ținut cont de modul de adimensionalizare folosit de Goda

Modelul ANN are 12 neuroni, 8 de intrare și unul de ieșire, și diferiți neuroni în stratul ascuns. În figura 7.5. este reprezentat cazul unei rețele cu trei neuroni pe stratul ascuns.

În timpul training-ului datele de ieșire din model sunt comparate cu cele măsurate și/sau calculate ($F_{h0.4^\circ}$) iar valorile ponderilor rețelei ANN sunt fost ajustate pentru fiecare iterație. La sfârșitul calării modelul rămâne cu ponderile stabilite în timpul acestui proces și este în continuare capabil să calculeze forța orizontală pe structură.

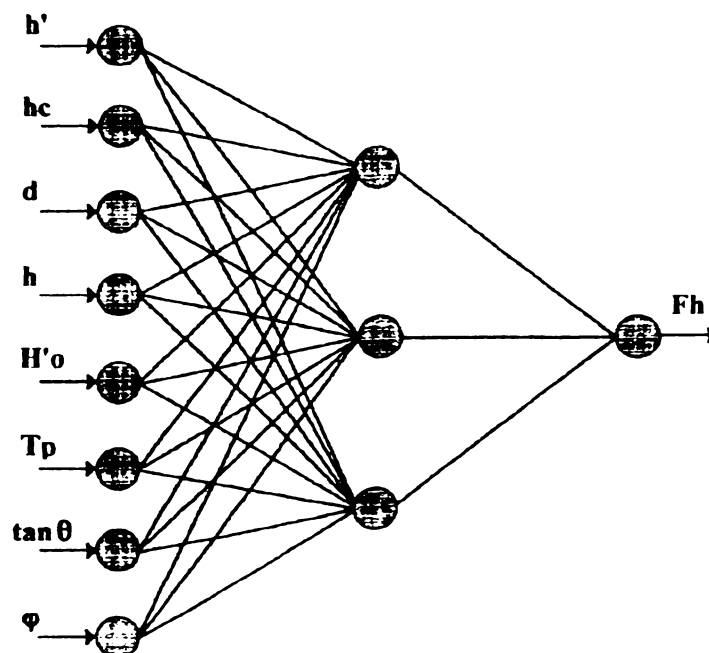


Figura 7.5. Configurația ANN cu trei neuroni pe stratul ascuns.

În modelarea ANN se efectuează 2 teste de performanță:

- de învățare;
- de testare

Pentru a evalua performanța “învățării” s-a rulat un model cu datele de învățare iar rezultatele obținute au fost comparate cu cele măsurate. Erorile obținute trebuie să fie mici, deoarece în baza acestora s-a făcut “antrenamentul” rețelei ANN. Evaluarea performanței testării se face cu datele alese pentru testare, date ce nu au fost folosite în timpul antrenamentului.

Scopul modelării cu ANN a fost acela de a determina configurația (numărul de neuroni) optimă a rețelei. Pentru aceasta au fost alese mai multe configurații. Performanțele configurațiilor au fost comparate și a fost aleasă cea mai bună. Cel mai bun model este întotdeauna acela care în timpul fazei de testare dă cele mai mici erori.

7.4. Configurațiile ANN testate

Pentru a defini configurații ANN pentru testare au fost impuse următoarele condiții pentru configurațiilor testate:

- modelul ANN are trei nivele în care opt neuroni sunt de intrare și unul de ieșire;
- rețeaua a fost inițializată și antrenată de cinci ori. În fiecare ciclu de inițializare procedurile inițiale sunt aleatoare, dar a fost pusă condiția ca acestea să fie distribuite uniform ($\mu=0$; $0.05 \leq \sigma \leq 0.2$).
- atât parametrii de intrare cât și cei de ieșire au fost scalați.

În condițiile de mai sus au fost testate următoarele configurații:

- numărul de neuroni ascunși variază de la zero la șase. Configurația cu zero neuroni ascunși reprezintă modelul liniar între parametrii de intrare și cei de ieșire. Configurațiile cu mai mult de șase neuroni scad semnificativ performanța modelului ANN așa că nu au fost considerați;
- pentru învățare au fost folosite două seturi de date. Prima variantă de calcul, denumită AN1, a folosit 102 seturi de date de învățare și 21 seturi de date de testare. Varianta a doua, AN2, a folosit 92 de seturi de date pentru învățare și 31 de seturi de date pentru testare. Rezultatele sunt prezentate în continuare;
- relevanța fiecărui parametru de intrare a fost testată prin utilizarea a opt modele ANN în care s-au folosit de fiecare dată doar șapte parametrii de intrare. Această alternativă a fost notată cu ANR. Acest caz arată influența fiecărui parametru asupra calculului forței;
- setul original de date a fost extins folosind legea lui Froude. Inițial ANN a fost testat cu datele originale și ulterior cu datele generate (AN3);
- setul de date inițial a fost adimensionalizat și testat (AN4).

7.5 Analiza acurateții modelului ANN creat

Pentru a determina acuratețea modelului ANN, valorile forțelor calculate cu modelul matematic sunt comparate cu valorile măsurate.

În lucrarea de față s-au aplicat formule statistice standard pentru evaluarea rezultatelor. Comparația este realizată în paragraful 7.6, în tabele, și poate fi clasificată în trei componente descrise în prezentul paragraf.

7.5.1. Diferența forță măsurată-forță estimată

Această componentă conține elemente pentru toate valorile ($F_{a0.0\%} - F_{lpr}$) și anume:

- media aritmetică a diferențelor
- media pătratică
- diferența minimă
- diferența maximă

7.5.2. Analiza regresiei liniare

Regresia liniară simplă aplicată rezultatelor se bazează pe determinarea funcției liniare:

$$Y = ax + b \quad (7.1)$$

unde $x = F_{ho, A^*}$, $Y = F_{pre}$, iar a și b sunt coeficienți

Funcția este perfectă dacă $a=1$ și $b=0$. Cu cât coeficienții determinați sunt mai aproape de această valoare, cu atât estimarea efectuată este mai bună.

Pentru a determina variabilitatea de la această funcție se folosește coeficientul de corecție (r), care se mai numește și coeficient de regresie. Posibilele valori ale acestui coeficient sunt în interiorul intervalului $[-1, 1]$.

Valorile extreme -1 sau 1 indică o corelație liniară perfectă, în timp ce valoarea de mijloc (zero) a intervalului indică că valorile nu sunt corelate.

Formula coeficientului de corecție este:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (7.2)$$

unde x_i, y_i sunt valori punctuale ale variabilelor, \bar{x}, \bar{y} sunt valori medii și n este numărul de elemente luate în considerare.

7.5.3. Raportul forțelor (F_r)

Acest indicator a fost folosit în raportul din care au fost luate datele pentru învățarea rețelei, pentru compararea cu metoda Goda. Din acest motiv s-a considerat necesar să se efectueze și acest calcul.

$$F_r = \frac{F_{ho, A^*}}{F_{pre}} = \frac{\text{forta orizontala masurata}}{\text{forta orizontala estimata}} \quad (7.4)$$

Acest raport a fost analizat statistic, calculându-se media aritmetică (μ_{F_r}) și deviația standard (σ_{F_r}).

$$\mu_{F_r} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n F_{r_i} \quad (7.5)$$

$$\sigma_{F_r} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (F_{r_i})^2 - (\mu_{F_r})^2} \quad (7.6)$$

7.6. Rezultatele obținute prin aplicarea modelului ANN

7.6.1. Cazul AN1- Modelul ANN cu setul original de date de intrare.

Setul original de date de intrare cuprinde 123 de măsurători; 102 dintre acestea fiind utilizate în faza de învățare a rețelei iar 21 în faza de testare. Au fost testate diferite configurații variind de la 0 la 6 neuroni în stratul ascuns. Acest prim model a fost denumit AN1 și fiecare configurație a fost identificată de notația svv 8x1 (structură sparge-val verticală) unde x reprezintă numărul de neuroni ascunși utilizați.

În figurile 7.6. și 7.7., sunt prezentate configurațiile utilizate în AN1. Acest model utilizează ca funcție de ieșire în neuronul final o reprezentare liniară.

Graficele comparative, figurile 7.6.a,b,c, arată forțele măsurate în comparație cu cele estimate. Dreapta de la 45° reprezintă ghidajul pentru suprapunere perfectă a valorilor.

Graficul de performanță al “învățării”, figurile 7.7.a,b,c, arată abaterea medie pătratică (AMP) atât a setului de date de training cât și a celui de testare pentru diferite iterații.

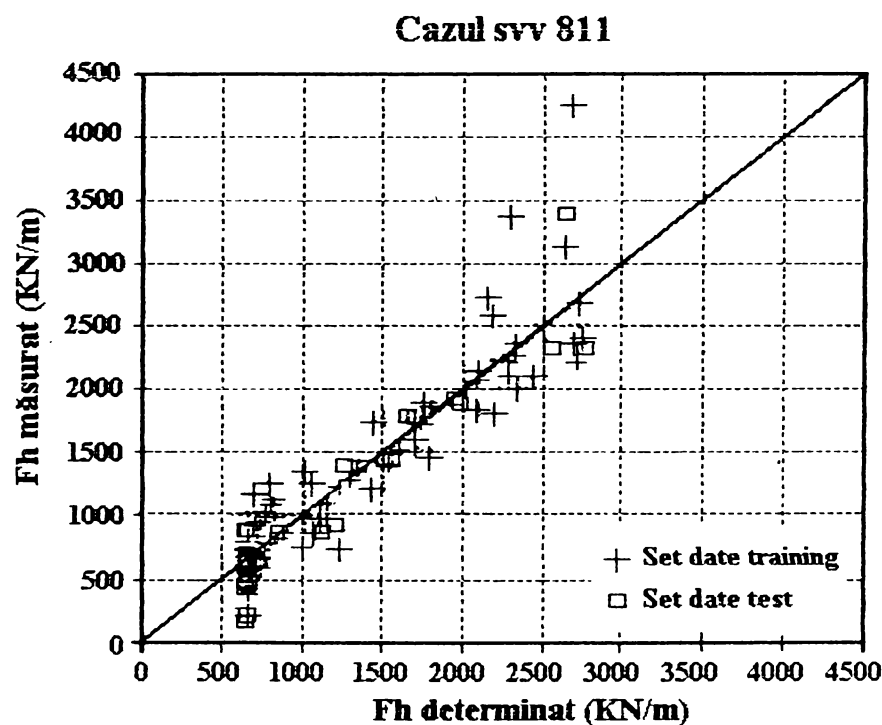
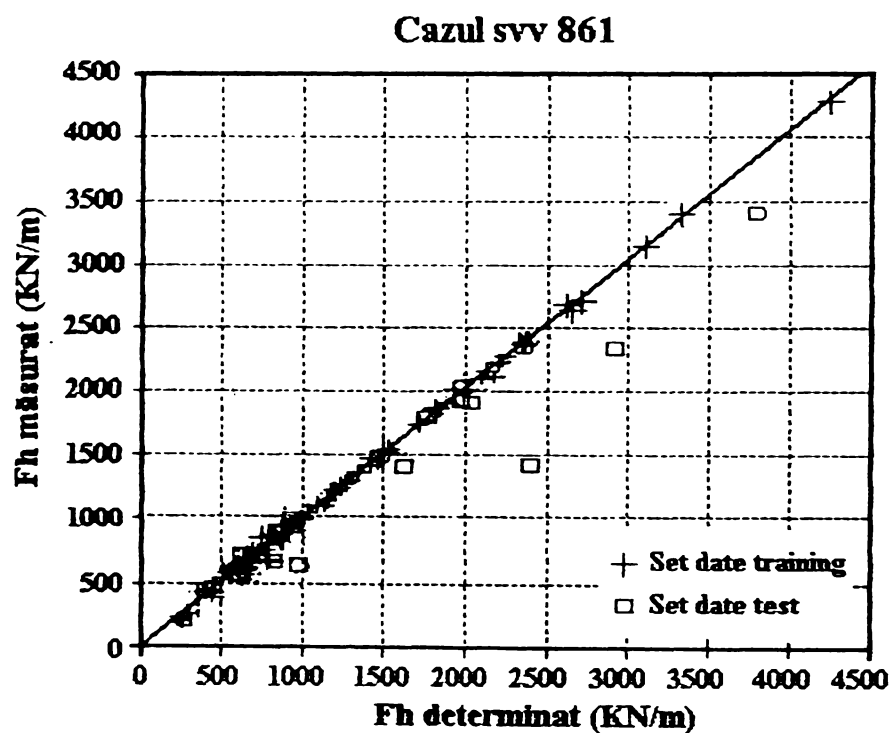
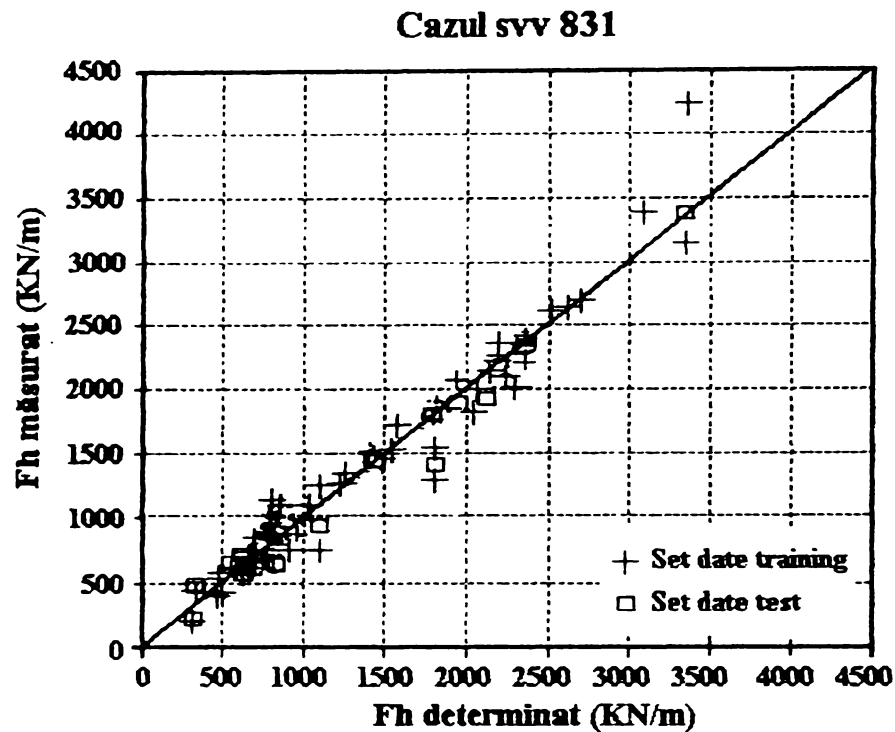


Figura 7.6.a. Comparația grafică pentru aplicația AN1 - cazul svv 811.



Din compararea graficelor se poate imediat observa că pe măsură ce numărul de neuroni ascunși crește, estimarea este tot mai bună (svv811 și svv831), dar în același timp scade performanța setului de testare.

Efectul “învățării exagerate” este și mai bine prezentat în graficele din: *figurile 7.7.a,b,c*. Astfel se poate observa că pentru configurații ascunse cu un număr mic de neuroni (svv811 și svv831), abaterea medie pătratică pentru training și test este comparabilă, în schimb

pentru configurații ascunse cu un număr ridicat de neuroni (svv861) există diferențe considerabile în abaterile medii pătratice.

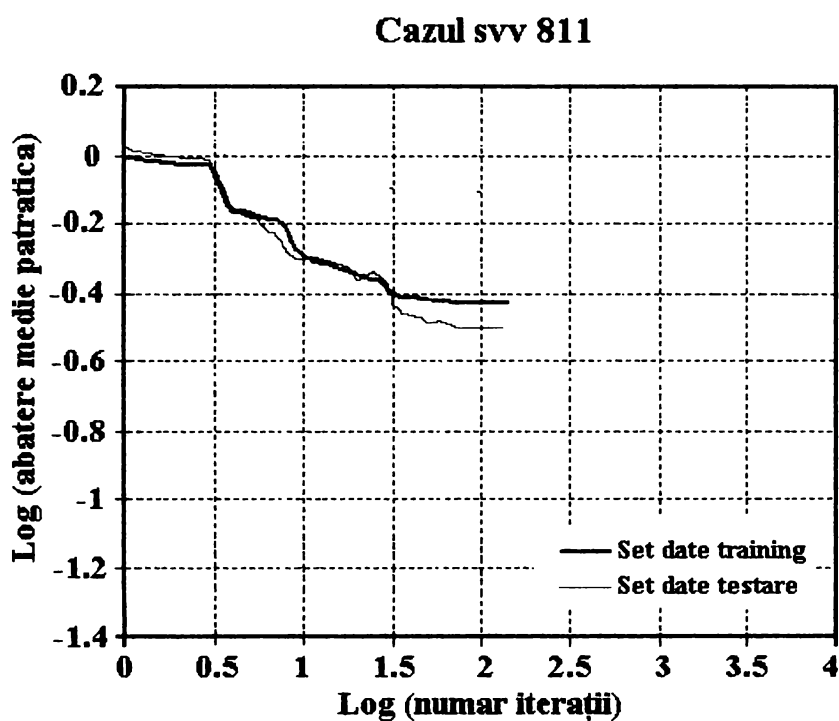


Figura 7.7.a. Performanțele training-ului pentru aplicația AN1- cazul svv 811.

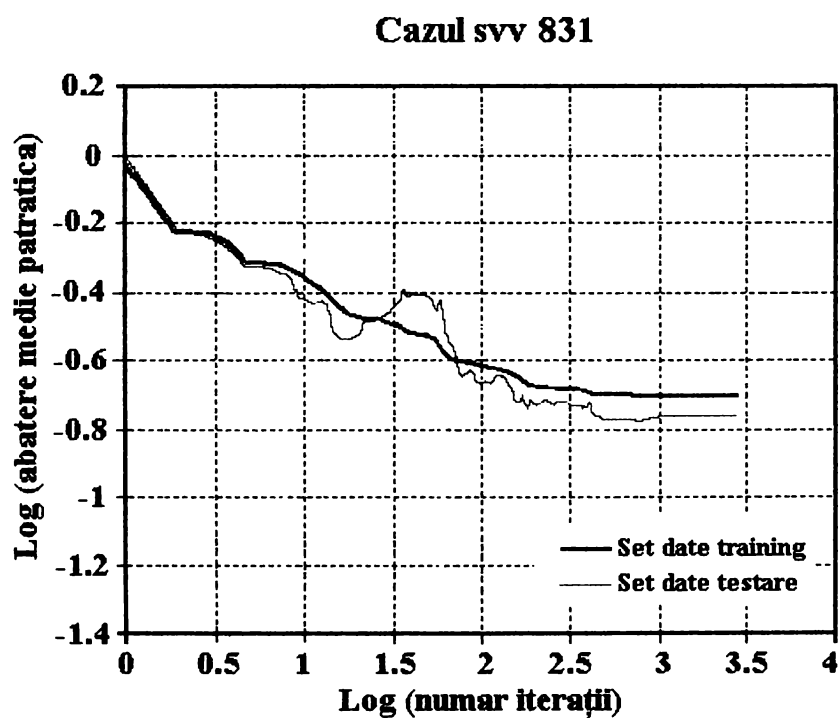


Figura 7.7.b. Performanțele training-ului pentru aplicația AN1- cazul svv 831.

Cazul svv 861

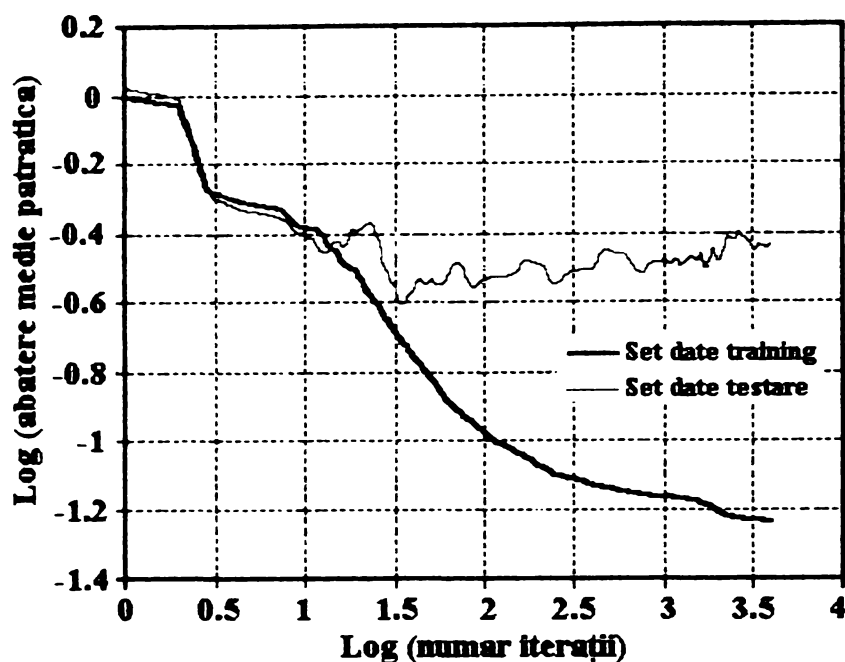


Figura 7.7.c. Performanțele training-ului pentru aplicația ANI- cazul svv 861.

În cazul ANI rezumatul rezultatelor este prezentat în tabelul 7.2. în conformitate cu criteriile descrise în paragraful anterior.

Tabel 7.2. Rezultatele obținute pentru patru configurații în aplicația ANI

	svv 811		svv 831		svv 851		svv 861	
	trainin g	test	trainin g	test	trainin g	test	trainin g	test
Nr. parametrii	102	21	102	21	102	21	102	21
dif. ($F_{h0.4\sigma0} - F_{hppe}$):								
media diferențelor	2.10^{-7}	-50	5.10^{-4}	-57	7.10^{-6}	5	9.10^{-1}	-137
medie pătratică	293	246	154	134	61	140	45	286
diferența minimă	-518	-433	-536	-416	-150	-410	-131	-960
diferența maximă	1560	728	868	127	182	284	144	93
regresia liniară:								
panta a	0.855	0.914	0.960	0.999	0.994	1.052	0.996	1.109
intersecția $bx10^3$	178.5	159.7	49.2	57.8	7.8	-70.9	4.3	-1.0
coef. corelare r	0.925	0.956	0.980	0.989	0.997	0.988	0.998	0.968
raportul $F_{h0.4\sigma0} / F_{hppe}$:								
media μ	0.999	0.946	1.005	0.960	1.000	1.017	0.999	0.927
deviația standard σ	0.254	0.203	0.140	0.148	0.085	0.124	0.070	0.134

Figura 7.8. prezintă valorile abaterii medii pătratice obținute în diferite configurații pentru stratul ascuns (0-6 neuroni). Neașteptate sunt valorile pentru svv 841.

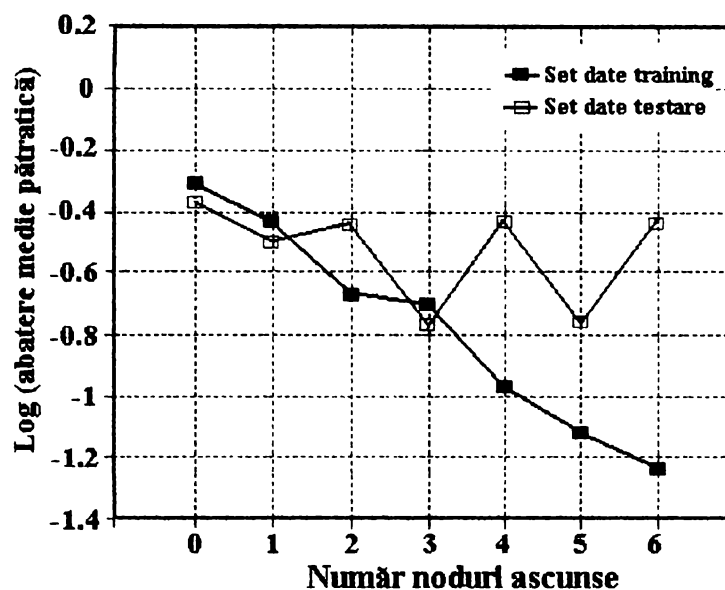


Figura 7.8. Abaterea medie pătratică pentru diferite configurații

O alegere bună a modelului AN1 poate fi atât modelul cu trei neuroni ascunși (svv 831) cât și cel cu cinci (svv 851). A fost preferat modelul cu cinci neuroni deoarece dă estimări mai bune pentru valori ridicate ale forțelor măsurate. În continuare se vor folosi cinci neuroni pe stratul ascuns.

7.6.2. Cazul AN2

În aplicarea AN2 datele măsurate au fost partiționate diferit comparativ cu AN1. Acest test a fost efectuat pentru a determina sensibilitatea modelului ANN la numărul de date de intrare pentru “învățare”. În acest caz au fost folosite 92 de date pentru învățare și 31 pentru testare. După testare, modelul svv 831 s-a dovedit a fi cel mai bun. Rezultatele sunt prezentate în tabelul 7.3 și figura 7.9.

Tabel 7.3. Rezultatele testelor AN1 și AN2.

	AN 1 svv 851		AN 2 svv 851	
	training	test	training	test
Nr. parametrii	102	21	92	31
dif. ($F_{h0.4\%0} - F_{hpre}$):				
media diferențelor	7.10^{-6}	5	9.10^{-5}	-57
media pătratică	61	140	165	235
diferența minimă	-150	-410	-496	-1064
diferența maximă	182	284	485	251
regresia liniară:				
panta a	0.994	1.052	0.956	1.058
coef. Corelare r	0.997	0.988	0.978	0.961
raportul $F_{h0.4\%0} / F_{hpre}$:				
media μ	1.000	1.017	0.997	0.957
deviația standard σ	0.085	0.124	0.162	0.188

Pentru că în cazul AN2 rezultatele nu sunt la fel de bune ca în cazul AN1, s-a adoptat modelul AN1 pentru continuarea testărilor.

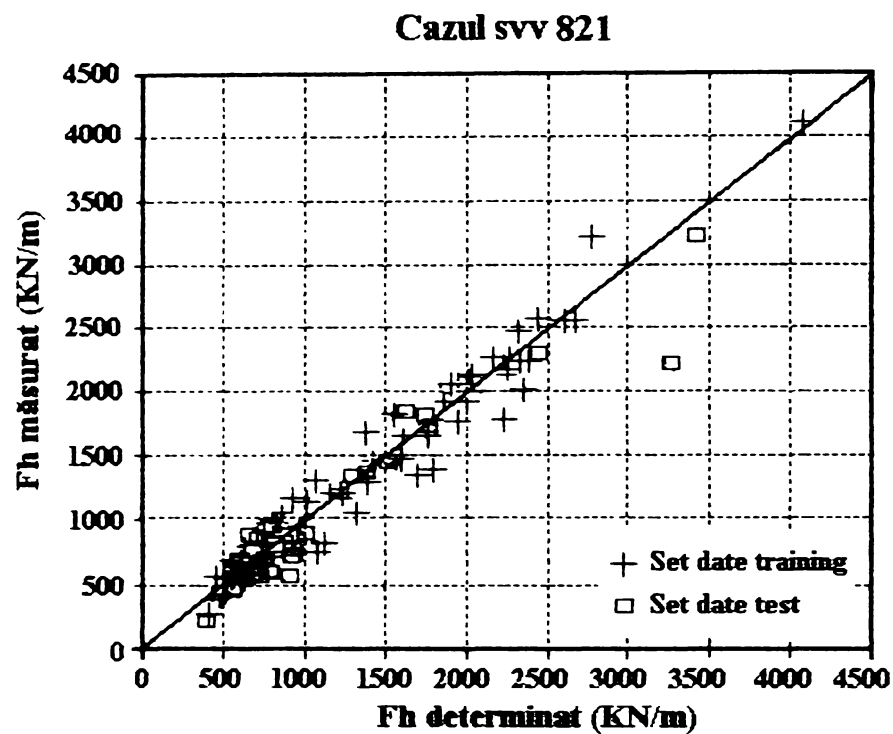


Figura 7.9. Configurația pentru testul AN2

7.6.3. Cazul ANR - Influența parametrilor date de intrare (inițiale)

În acest caz a fost studiată influența fiecărui parametru de intrare asupra datelor de ieșire. Numărul de date de intrare este același ca în cazul AN1, dar succesiv s-a eliminat un parametru de intrare, păstrându-se ceilalți șapte. Astfel au fost create opt rețele care au fost învățate, fiecare având șapte neuroni de intrare și cinci neuroni pe stratul intermediar. Acest caz a fost denumit ANR și fiecare rețea din acest caz a fost notat sv-x, unde x reprezintă parametrul lipsă.

În urma testării o rețea a dat rezultate bune, altele relativ performante, iar una a dat rezultate foarte proaste. Aceste rezultate arată importanța fiecărui parametru inițial asupra calculului forței.

Rețeaua cu rezultatele cele mai slabe este rețeaua (sv- H'_0), ceea ce era de așteptat deoarece acest parametru joacă un rol foarte important la calculul forței din val. Cea mai bună comportare a avut-o rețeaua (sv- h_c) pentru că așa cum este arătat în raportul de măsurători deversările peste creasta structurii au fost rare în timpul experiențelor.

Datele comparative sunt prezentate în tabelul 7.4.

Tabel 7.4 Compararea rezultatelor obținute pentru patru testări

	AN 1 vbw 851		ANR vb- H'_0		ANR vb- φ		ANR vb- h_c	
	trainin g	test	trainin g	test	trainin g	test	Treni ng	test
Nr. parametrii	102	21	102	21	102	21	102	21
dif. ($F_{h0.4\%0} - F_{hpre}$):								
media diferențelor	7.10^{-6}	5	-8.10^3	-5	9.10^{-4}	55	-1.10^2	-39
medie pătratică	61	140	342	644	80	490	68	144
diferența minimă	-150	-410	-2036	-2318	-220	-280	-235	-419
diferența maximă	182	278	1458	1566	201	490	177	192
regresia liniară:								
panta a	0.994	1.052	0.803	0.909	0.989	1.076	0.992	1.068
intersecția $bx10^3$	7.8	-70.9	242.2	120.5	13.3	-151.1	9.7	-47.1
coef. Corelare r	0.997	0.988	0.896	0.757	0.994	0.981	0.996	0.989
Raportul $F_{h0.4\%0}/F_{hpre}$								
:	1.000	1.017	1.001	1.060	1.002	1.077	1.002	0.992
media μ	0.085	0.124	0.175	0.362	0.095	0.967	0.086	0.117
deviația standard σ								

7.6.4. Cazul AN3 - Setul de date extins

În baza legii de similitudine Froude setul de măsurători folosit ca date inițiale a fost extins așa cum este explicat în paragraful anterior 7.3. Această extindere s-a făcut cu scopul de a testa rețeaua neuronală.

Pentru a obține un set de date inițiale echilibrat, au fost generate patru noi date din fiecare dintre datele originale, rezultând astfel cinci seturi de date inițiale având date de ieșire în cinci intervale și anume (0,900), (900, 1800), (1800, 2700), (2700, 3600) și (3600, 4500), adică 510 date pentru învățare și 105 pentru testare. Acest caz a fost denumit AN3.

La testare această rețea a arătat o tendință de degradare a rezultatelor în cazul forțelor de intensitate mică (valori negative ale rezultatelor pentru rețele cu mai mult de trei neuroni în stratul ascuns). Pentru că au rezultat negative aceste valori nu au semnificație fizică. Funcția de ieșire (de transfer) a fost modificată în acest caz dintr-o funcție liniară într-una sigmoid. Cu toate acestea nu a fost observată nici o îmbunătățire a rețelei.

După această încercare a fost aplicată o rețea în care ca parametrii de ieșire se calculează $\log_{10}(F_{h0.4\%})$ în loc de $F_{h0.4\%}$. Cea mai bună configurație are din nou cinci neuroni, iar rezultatele obținute sunt comparate cu cele din cazul AN1. Rezultatele sunt prezentate în tabelul următor.

Tabel 7.5. Date rezultate pentru testele AN1 și AN2

	AN 1 svv 851		AN 2 svv 851	
	training	test	training	test
Nr. parametrii	102	21	510	105
dif. ($F_{h0.4^{\circ}\omega} - F_{hpre}$):				
media diferențelor	7.10^{-6}	5	13	-21
media pătratică	61	140	221	258
diferența minimă	-150	-410	-1067	-682
diferența maximă	182	284	961	688
regresia liniară:				
panta a	0.994	1.052	0.944	0.953
intersecția $b \times 10^3$	7.8	-70.9	91.2	108.1
coef. corelare r	0.997	0.988	0.981	0.974
raportul $F_{h0.4^{\circ}\omega} / F_{hpre}$:				
media μ	1.000	1.017	1.005	0.991
deviația standard σ	0.085	0.124	0.106	0.123

7.6.5. Cazul AN4 - Date inițiale adimensionale

În acest paragraf se prezintă comportamentul rețelei ANN în cazul folosirii ca date de intrare, a valorilor adimensionale. Adimensionalizarea este descrisă în paragraful 7.3. Rezultatele obținute sunt prezentate în figura 7.10. iar valorile obținute sunt date în tabelul.7.6.

Tabel 7.6. Datele pentru testul AN4

	AN 4 vbw 751	
	training	Test
Nr. parametrii	102	21
dif. ($F_{h0.4^{\circ}\omega} - F_{hpre}$):		
media diferențelor	-11	-42
media pătratică	164	231
diferența minimă	-636	-647
diferența maximă	450	470
regresia liniară:		
panta a	0.989	1.097
intersecția $b \times 10^3$	25.0	-81.9
coef. corelare r	0.978	0.973
raportul $F_{h0.4^{\circ}\omega} / F_{hpre}$:		
media μ	0.996	1.003
deviația standard σ	0.137	0.153

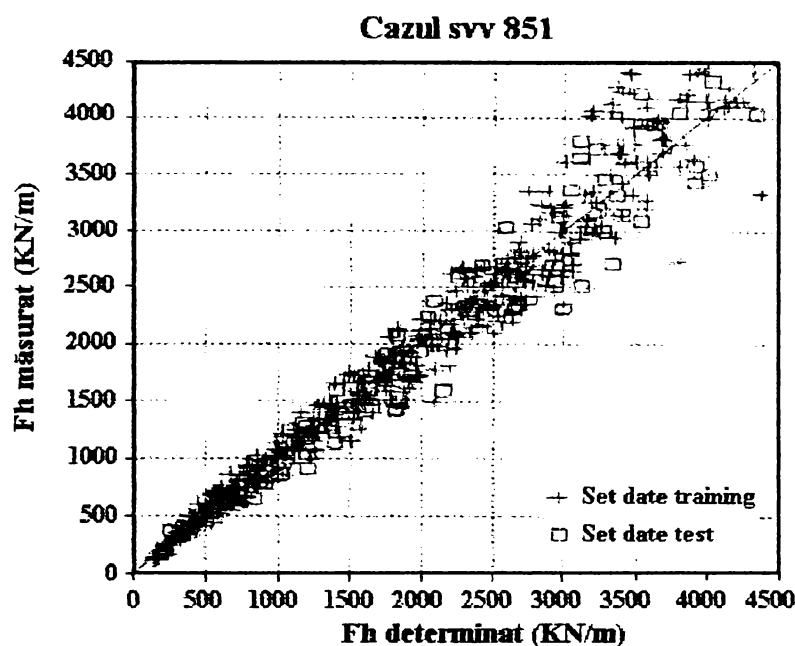


Figura 7.10. Configurația AN4

7.7. Compararea cazurilor ANi cu metoda Goda

Cazurile AN1-svv 851 și AN4-svv 751 (cele mai bune) sunt comparate cu metoda Goda, care este considerată la ora actuală cea mai bună metodă semi-empirică pentru calculul forței orizontale. Rezultatele obținute sunt prezentate în tabelul 7.7 și figura 7.11.

Tabel 7.7. Compararea rezultatele testelor AN1 și AN4 cu metoda Goda.

	AN 1 vbw 851		AN 4 vbw 751		Metoda Goda	
	training	Test	trening	test	training	test
Nr. parametrii	102	92	102	21	102	21
dif. ($F_{h(0.4\%d)} - F_{hpre}$):						
media diferențelor	7.10^{-6}	5	-11	-42	-178	-239
media pătratică	61	140	164	231	429	447
diferența minimă	-150	-410	-636	-647	-1347	-1120
diferența maximă	182	285	450	470	1257	674
regresia liniară:						
panta a	0.994	1.052	0.989	1.097	0.913	1.062
intersecția $b \times 10^3$	7.8	-70.9	25.0	-81.9	284.9	161.2
coef. Corelare r	0.997	0.988	0.978	0.973	0.878	0.918
raportul $F_{h(0.4\%d)} / F_{hpre}$:						
media μ	1.000	1.017	0.996	1.003	0.887	0.861
deviația standard σ	0.085	0.124	0.137	0.153	0.218	0.192

Din comparație se poate observa că metoda ANN face estimări corecte.

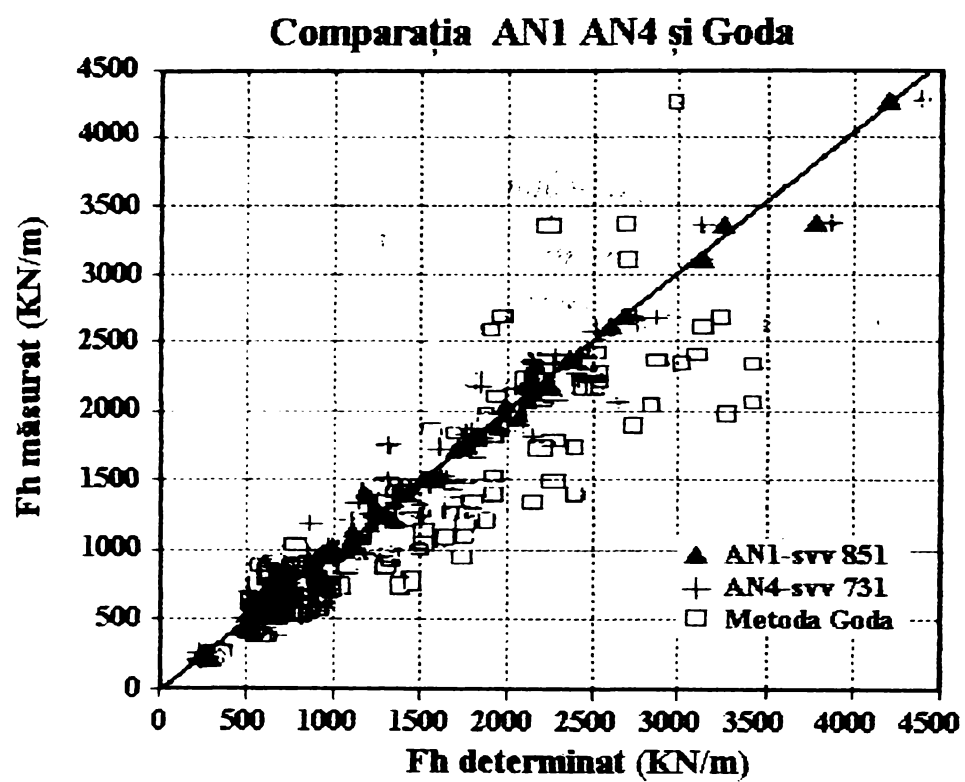


Figura 7.11. Comparația rețelei AN4 cu metoda Goda..

Aplicarea metodei volumelor finite la calculul overtopping-ului

8.1. Introducere

În acest capitol este prezentat un model cu volume finite în 1D, care este capabil să simuleze propagarea valurilor generate de furtună în zona de surf a coastei și deversarea valurilor peste structuri sparge-val verticale. Modelul se bazează pe rezolvarea ecuațiilor neliniare pentru ape puțin adânci (NLSW). Soluționarea problemei constă în rezolvarea aproximării Riemann care simulează valurile monotone (bore) atât pentru curgerea supercritică cât și pentru cea subcritică. Utilizând formulele pentru volume finite, metoda poate fi implementată într-o rețea de calcul neregulată, structurată, cu condiții de margine fixe. Folosirea ecuației NLSW pentru modelarea deversării valurilor este eficientă din punct de vedere al calculelor și practic este flexibilă în utilizare, cu toate că sunt ignorate detaliile deflerării valurilor. De asemeni pentru deversarea peste pereți verticali, modelul poate fi foarte bine aproximat cu un perete înclinat cu o pantă foarte mare.

Modelul NLSW este folosit pentru a simula scurgerea valurilor peste o structură verticală. Rezultatele obținute pot fi considerate mulțumitoare dacă acestea sunt rezonabile în comparație cu rezultatele soluțiilor exacte cunoscute. Aceasta înseamnă, că deversarea valurilor peste un perete vertical, poate fi simulată prin media pantelor fundului mării.

Ideal pentru rezolvarea acestei probleme este rezolvarea ecuației Navier-Stokes pentru simularea deversării valurilor. Această metodă presupune un calcul computerizat ce necesită capacitate mare de calcul și costuri deosebite, astfel că metoda NLSW devine greoaie și cu aplicabilitate redusă. Rezolvarea problemei se poate face folosind metoda volumelor finite. În cele ce urmează va fi prezentată și discutată schema numerică. Programul elaborat pe baza acestei scheme este dat în anexa 8 iar rezultatele prelucrărilor sunt prezentate în cele ce urmează.

Rezultatele obținute sunt comparate cu soluția analitică și cu rezultatele de laborator existente în literatura de specialitate pentru date ale debitului deversat peste pereți înclinați și verticali, rezultând o bună corelare a datelor comparate.

8.2. Ecuațiile care guvernează fenomenul

Ecuațiile pentru apă puțin adâncă pot fi scrise sub formă integrală, ca o expresie de legi fundamentale pentru conservarea masei, momentului și energiei:

$$\frac{\delta}{\delta t} \int_{\Omega} U d\Omega + \int_S H \cdot dS = \int_S Q_s \cdot dS + \int_{\Omega} Q_t \cdot d\Omega \quad (8.1)$$

$$U = \begin{pmatrix} \phi \\ \phi u \end{pmatrix} \quad H = \begin{pmatrix} \phi q \\ \phi u q + \frac{1}{2} \phi^2 \end{pmatrix} \quad \phi = gh \quad (8.2)$$

$$Q_s = \begin{pmatrix} \phi q \\ \phi g h_i \end{pmatrix} \quad (8.3)$$

$$Q_t = \begin{pmatrix} 0 \\ -\frac{\rho}{\rho} \tau_{bx} \end{pmatrix} \quad (8.4)$$

unde u, v sunt componentele vitezei medii de adâncime, x, y direcții și q este vectorul vitezei medii de adâncime, h este adâncimea apei, τ_{bx} și τ_{by} sunt forțele de frecare cu fundul mării după direcțiile x și y ; Ω este un element arbitrar cu marginea S , S este vectorul normal la suprafața exterioară și H este tensorul flux al curgerii omogene. Termenii sursă sunt conținuți de vectorul Q_s care reprezintă panta fundului mării iar vectorul Q_t conține forțele de frecare cu acesta, h_i este nivelul fundului mării față de un nivel arbitrar. Rezultatele prezentate pentru deversarea valurilor sunt în spațiu 1D, dar metoda poate fi aplicată și pentru modele 2D.

Frecarea cu fundul mării, τ_{bx} și τ_{by} , poate fi scrisă sub forma ecuațiilor Colebrook-White:

$$\tau_{bx} = \rho C_f u \sqrt{u^2 + v^2}; \quad \tau_{by} = \rho C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (8.5)$$

$$C_f = \frac{f_d}{8}; \quad \frac{1}{\sqrt{f_d}} = -2 \log \left(\frac{k_s}{3.7h} + \frac{2.5l}{R_c \sqrt{f_d}} \right) \quad (8.6)$$

unde f_d este coeficientul de frecare Darcy; k_s este rugozitate; R_c numărul lui Reynolds; h este adâncimea apei. În ecuația (8.6) primul termen din paranteza logaritmului este o caracteristică a frecării, funcție de rugozitatea la nivelul suprafeței fundului mării, iar al doilea termen este frecarea ce apare datorită turbulențelor.

Prin obținerea ecuațiilor integrate ce guvernează teoria apei puțin adânci, se poate modela o geometrie tipică pentru structurile costiere folosind termenii frecării cu fundul mării în setul de ecuații.

Pentru a reduce volumul de calcule, modelul turbulenței nu este inclus, în locul acesteia, pierderea de energie din turbulență a fost luată în considerare în termenul frecării. Astfel multitudinea proceselor fizice primare în deversarea valurilor sunt incluse sau aproximativ modelate, exceptând efectul vântului (spray).

8.3. Schema numerică

Modelul NLSW descris de ecuațiile (8.1) – (8.4) include termenii pantei și frecării cu fundul mării. Din punct de vedere numeric multe dintre probleme apar datorită neliniarității termenilor. Folosind operatorul de despărțire (Strang 1968), termen cu termen, ecuația pentru apă puțin adâncă poate fi descompusă în următorul sistem de ecuații:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} U d\Omega + \int_S H \cdot dS = 0 \quad (8.7)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} U d\Omega = \int_S Q_S \cdot dS + \int_{\Omega} Q_v d\Omega \quad (8.8)$$

Pentru a rezolva ecuația (8.7), care modelează curgerea omogenă, se folosește o schemă Godunov de mare rezoluție, iar pentru a calcula termenii primari din ecuația (8.8) se folosește teorema Green (Hu și alții 1998).

8.3.1. Termenii omogeni

Ecuația (8.7) poate fi discretizată astfel:

$$\frac{\partial}{\partial t} U_i \Omega_i + \sum_{m=1}^M H_m \cdot S_m = 0 \quad (8.9)$$

unde Ω_i reprezintă lungimea cercului i ; S_m este vectorul normal pe partea m a celulei i , a cărei lungime este lungimea laturii; H_m este tensorul fluxului numeric la interfața m ; U_i este valoarea integrală medie al vectorului soluție U al curgerii pe celula i , localizată în centrul său.

Metoda propusă este de tip Godunov, (1959), care arată cum se folosește informația caracteristică pe structura unei metode conservative. El propune ca fluxul numeric să fie obținut rezolvând în mod local problema Riemann pe fiecare interfață a celulei.

Pentru spațiu 1D, schema lui Godunov poate fi scrisă sub forma:

$$U_i^{n+1} = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[F(U_{i+\frac{1}{2}}^L, U_{i+\frac{1}{2}}^R)_{t=0} - F(U_{i-\frac{1}{2}}^L, U_{i-\frac{1}{2}}^R)_{t=0} \right] \quad (8.10)$$

unde F este fluxul numeric al celulei obținut prin rezolvarea unei probleme locale Riemann, folosind ca date U^R și U^L pe fiecare parte a interfeței celulei.

Calculul soluției exacte Riemann este laborios și consumator de timp de calcul pentru sisteme neliniare. Un număr de metode aproximative și simple pentru rezolvarea problemei Riemann, au fost dezvoltate de către Osher 1981, Roe 1981, Harten și alții 1983, etc. Pentru această aplicație a fost folosit pachetul HLL de rezolvare a aproximării Riemann propus de Harten și alții.

Ilustrarea acestei metode se face prin simplificarea și rescrierea *ecuației (8.7)* în 1D sub forma:

$$\int [U dx - F(U) dt] = 0 \quad (8.11)$$

unde $F(U)$ reprezintă vectorul fluxului H în spațiu unidimensional.

După evaluări și transformări al *ecuației (8.11)* (Toro, 1992) se obține ecuația:

$$F^* = \frac{s_R F_L - s_L F_R + s_L s_R (U_R - U_L)}{s_R - s_L} \quad (8.12)$$

unde F^* reprezintă soluția aproximativă Riemann la interfața celulei. Aici se folosesc două aproximări Davis 1988, care necesită evaluarea valorilor proprii ale matricei Jacobian $A = \partial(H \cdot S) / \partial U$. Viteza estimată a valului s_L și s_R este:

$$s_L = \min \{q_L \cdot S - c_L |S|, q_{TR}^* \cdot S - c_{TR}^* |S|\} \\ s_R = \max \{q_R \cdot S + c_R |S|, q_{TR}^* \cdot S - c_{TR}^* |S|\} \quad (8.13)$$

unde:

$$q_{TR}^* \cdot S = \frac{1}{2} (q_L \cdot S + q_R \cdot S) + (\sqrt{\phi_L} - \sqrt{\phi_R}) |S| \quad (8.14)$$

și

$$c_{TR}^* = \sqrt{\phi_{TR}^*} = \frac{1}{2} (\sqrt{\phi_L} + \sqrt{\phi_R}) - \frac{1}{4} \frac{(q_R \cdot S - q_L \cdot S)}{|S|} \quad (8.15)$$

iar S este vectorul normal la suprafața celulei și $|S|$ este modulul lui.

Astfel:

$$\hat{U}_{i+\frac{1}{2},j}^R = U_{i+1,j} - \frac{1}{2} \Psi(r_{i+1,j}) \cdot \delta U_{i+\frac{1}{2},j} \quad (8.16)$$

$$\hat{U}_{i+\frac{1}{2},j}^L = U_{i,j} + \frac{1}{2} \Psi(r_{i,j}) \cdot \delta U_{i-\frac{1}{2},j} \quad (8.17)$$

unde $\delta U_{i+1,2,j} = U_{i+1,j} - U_{i,j}$, $\delta U_{i-1,2,j} = U_{i,j} - U_{i-1,j}$, $r_{i,j} = \delta U_{i+1,2,j} / \delta U_{i-1,2,j}$, $r_{i+1,j} = \delta U_{i+3,j} / \delta U_{i+1,2,j}$. Ψ este un limitator care limitează gradientul pentru a evita

supraevaluarea sau subevaluarea la reconstituirea datelor la fiecare față a celulei. Pentru problema deversării valorilor folosirea alternativă a limitatorilor fac schema inoperantă. Limitatorul “minmod” este dat de relația:

$$\Psi = \max[0, \min(r, 1)] \quad (8.18)$$

8.3.2. Termenii sursă, operatori de divizare și condiții de stabilitate

Metoda implicită Euler a fost folosită pentru a determina termenii sursă, ecuația (8.8). Pentru a menține acuratețea de ordinul doi, sunt folosiți operatori de divizare în secvențe simetrice, (Strang, 1968).

Astfel:

$$U^{n+1} = L^S L^I L^I L^S U^n \quad (8.19)$$

unde L^I și L^S reprezintă operatori de divizare pentru termenii omogeni și respectiv termenii sursă. Metoda explicită pentru termenii omogeni conduce la apariția următorului limitator CFL pentru pașii de timp:

$$\Delta t_1 = \alpha \cdot \min \left\{ \frac{\Omega}{(q_{i,j} \cdot S_{i,j} + c |S_{i,j}|)} \right\} \quad (8.20)$$

unde $c = \phi^{1/2}$. Numărul maxim Courant, α , pentru stabilitate este 1.

8.3.3. Condiții de margine

Pentru problemele prezentate în această lucrare sunt necesare trei tipuri de condiții de margine, solid nealunecător, transmisivitate și condiții specifice de margine.

Acestea sunt prezentate astfel:

8.3.3.1. Condiții de margine de nealunecare

O condiție de margine solidă care să nu alunece este dată de relațiile:

$$\begin{aligned} \phi_{M+1} &= \phi_M, & u'_{M+1} &= -u'_M, & v'_{M+1} &= -v'_M \\ \phi_{M+2} &= \phi_{M-1}, & u'_{M+2} &= -u'_{M-1}, & v'_{M+2} &= -v'_{M-1} \end{aligned} \quad (8.21)$$

unde $M-1$ și M reprezintă ultimele două celule în interiorul domeniului de calcul. $M+1$ și $M+2$ sunt două celule fictive, celule fantomă, în afara domeniului de calcul, iar u' și v' sunt componentele vitezei normale și respectiv tangențiale la margine.

Acest principiu pentru condiția de margine menține acuratețea de ordinul doi.

8.3.3.2. Condiții de margine de transmisivitate

Transmisivitatea de margine denumită și “margine transparentă”, lasă valurile să treacă fără a produce reflexie. Transmisivitatea de margine este reprezentată prin ecuațiile de forma:

$$\begin{aligned} \phi_{M+1} &= \phi_M, & u'_{M+1} &= u'_M, & v'_{M+1} &= v'_M \\ \phi_{M+2} &= \phi_{M-1}, & u'_{M+2} &= u'_{M-1}, & v'_{M+2} &= v'_{M-1} \end{aligned} \quad (8.22)$$

unde $M-1$ și M reprezintă ultimele două celule în interiorul domeniului de calcul, *figura 8.1* $M+1$ și $M+2$ sunt două celule fictive în afara domeniului de calcul, iar u' și v' sunt componentele vitezei q normală și respectiv tangențială la margine.

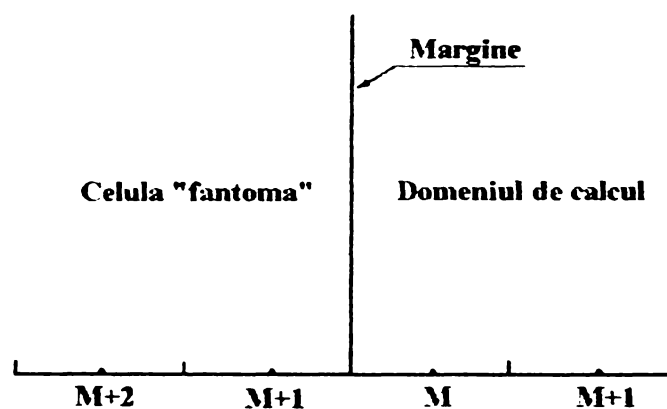


Figura 8.1. Schema de calcul al celulelor în interiorul și exteriorul marginii

Această transmisivitate de margine funcționează foarte bine pentru modele de curgere hidraulică în 1D.

În cazul modelării fenomenului de deversare a valurilor, condițiile de transmisivitate a marginii se aplică la protecția structurii. Această metodă de transmisivitate menține precizia de ordinul doi.

8.3.3.3. Caracteristicile de nereflectare a valurilor pentru condiții de margine la prize

Caracteristicile condițiilor de margine sunt adesea folosite la intrările și ieșirile subcritice, unde ori adâncimea apei h sau viteza U sunt cunoscute. Valoarea funcției $u'-2c$, unde u' este componenta normală la margine, $c = \phi^{1/2}$ și $\phi = gh$, este constantă în lungul dreptei ($\phi' = (u'-c)$) astfel încât necunoscutele viteza u' sau adâncimea h a apei pot fi calculate, în orice punct interior al domeniului. Schema de calcul a derivării condițiilor de margine este prezentată în *figura 8.2*.

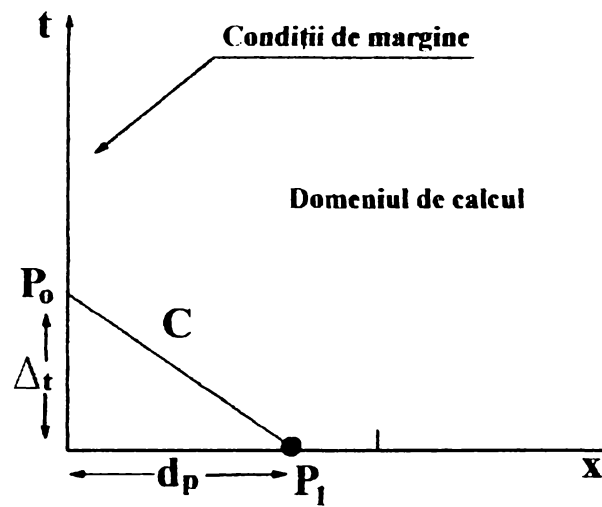


Figura 8.2. Schema de derivare a caracteristicilor de margine

Poziția punctului P_1 poate fi determinată prin iterații care să satisfacă ecuația:

$$d_p = (u^n - c^n) \Delta t \quad (8.23)$$

unde u^n și c^n sunt interpolări între margine și prima celulă interioară din ultimul pas. Când poziția P_1 este determinată viteza u^{n+1} poate fi obținută din relația:

$$u^{(n+1)} = J^- + 2c^{n+1} \quad (8.24)$$

unde $c^{n+1} = [gD]^{1/2}$, $h = h_i + \eta_i + \eta_r$; η_i și η_r este elevația suprafeței libere a valurilor incidente și respectiv reflexia valurilor iar h_i este adâncimea medie a apei.

Pentru a permite valurilor reflectate să iasă complet din domeniul de calcul, este important ca termenul η_r să fie inclus în expresia lui D . η_r poate fi obținut din ecuația (8.25), în baza condițiilor $u'_i = \eta_i / h^{1/2}$, $u'_r = \eta_r / h^{1/2}$, aplicabile pentru valurile lungi în ape puțin adânci.

$$\eta_r = -\frac{1}{2} \sqrt{\frac{h}{g}} J^- - d + \frac{(\sqrt{h} - \sqrt{h_i})^2}{2} \quad (8.25)$$

Condițiile impuse anterior mențin o acuratețe de ordinul doi. Condițiile de margine introduse pentru nereflexarea valurilor, dau în general rezultate bune. Acuratețea și eficiența metodei sunt demonstrate într-un test ale cărui rezultate sunt prezentate în figura 8.2. Trebuie remarcat că condiția de margine la protecția structurii a fost pusă înaintea punctului de deflurare a valului, așa că curgerea la margine este subcritică și satisface condiția $u' < c$.

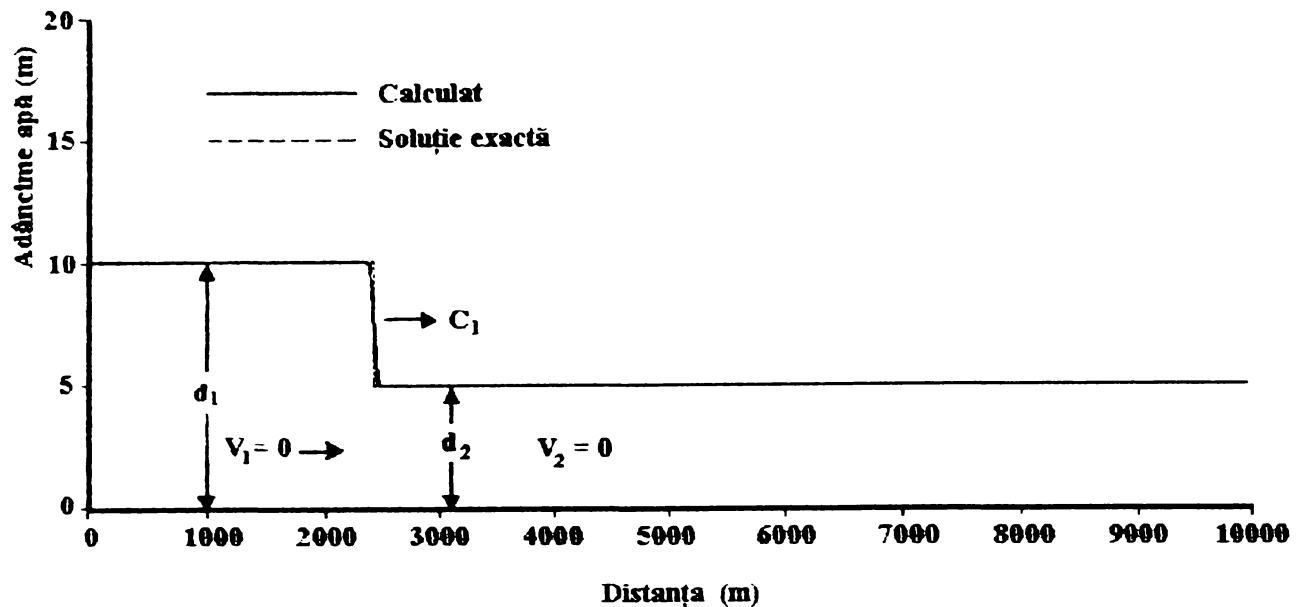


Figura 8.3. Calculul profilului apei la $t=200s$

8.4. Teste și rezultate

Numărul Courant α a fost ales 1 și 0.7 pentru cazurile rulate, iar aceste cazuri sunt prezentate în cele ce urmează.

8.4.1. Reflecția valurilor care deferlează

Geometria aleasă pentru model a fost un canal rectangular cu fundul plat, unde frecarea a fost neglijată. Canalul are o lungime de 10km. La unul din capete canalul a fost închis cu un perete rigid. La celălalt capăt, canalul a fost prevăzut cu o priză pentru care au fost impuse condiții de margine pentru curgerea superficială, astfel încât, scurgerea apei să se facă cu o adâncime de 10m, figura 8.3. Viteza V_1 poate fi calculată cu relația (Chow, 1959):

$$d_1 V_1 = c_1 (d_1 - d_2) \quad (8.26a)$$

$$c_1 = \sqrt{\frac{g d_1 (d_1 + d_2)}{2 d_2}} \quad (8.26b)$$

Inițial apa este în repaus cu o adâncime de $d_2 = 5.0m$. Condițiile de margine permit deplasarea valului de la stânga spre dreapta. Când valul atinge peretele solid de la celălalt capăt al canalului apare un val reflectat cu o înălțime ascendentă d_4 , ce se deplasează în direcția opusă valului inițial. Caracteristicile valului reflectat d_4, V_4 și c_2 pot fi calculate exact cu ecuațiile (Chow, 1959):

$$d_3 V_3 = c_2 (d_4 - d_3) \quad (8.27a)$$

$$c_2 = \sqrt{\frac{g d_4 (d_3 + d_4)}{2 d_3}} - V_3 \quad (8.27b)$$

Acest caz a fost rulat folosind 400 de celule, cu pasul uniform al spațiului, de 25m. Rezultatele obținute sunt prezentate în figura 8.4. Valorile calculate au fost apropiate de valorile soluției exacte.

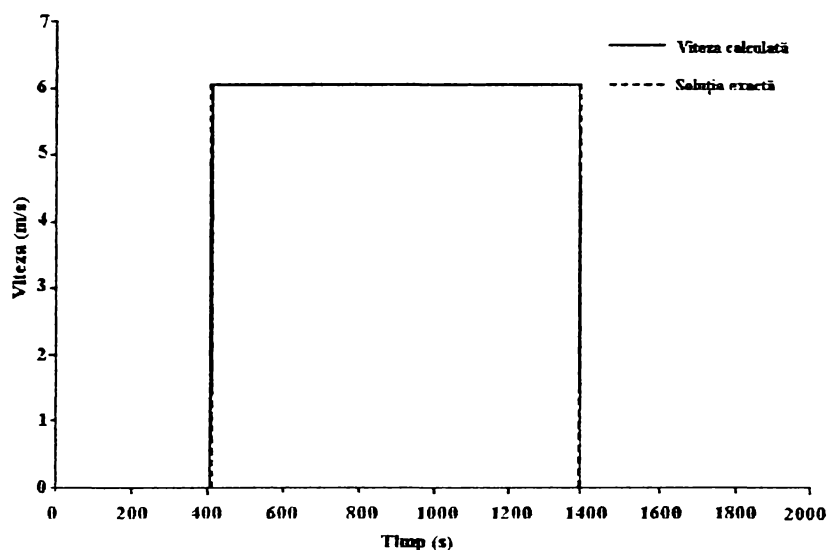


Figura 8.4. Viteza apei la $x = 5000m$

8.4.2. Curgerea peste un prag.

Asemănător cazului precedent, acest caz a fost realizat prin testarea unui canal dreptunghiular cu lungimea de 10km, având fundul plat, neglijându-se frecările. La mijlocul canalului a fost instalat un prag vertical cu înălțimea de 2.0m, figura 8.5. Au fost create aceleași condiții de priză ca în testul precedent. La momentul inițial, apa este în stare de repaus, având o adâncime de 5.0m în partea stângă și 3.0m în partea dreaptă. Când valul a ajuns la prag, acesta a creat două noi curgeri, o curgere reflectată în direcția amonte și o curgere peste prag în aval.

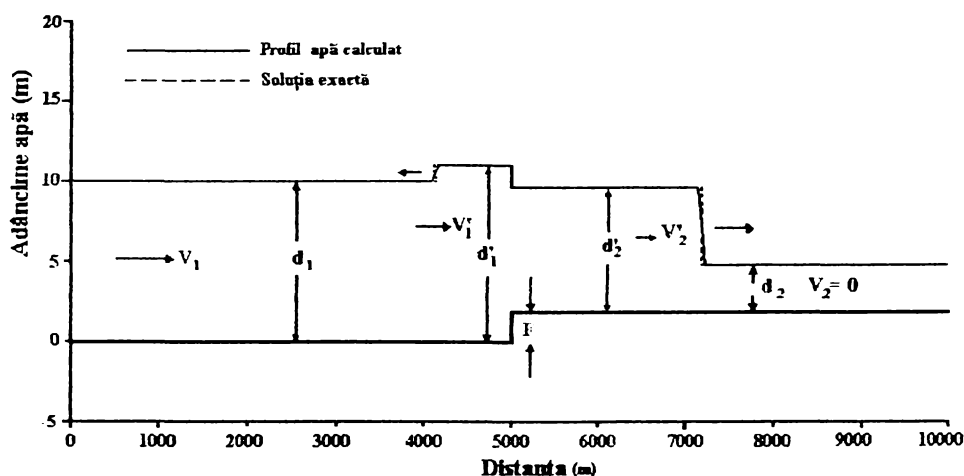


Figura 8.5. Calculul suprafeței apei la $t=600s$ pentru panta 10:1

Caracteristicile noilor curgeri d'_1, d'_2, V'_1 și V'_2 , prezentate în *figura 8.5*, pot fi verificate folosind ecuațiile (Chow, 1959):

$$(V'_2 - V'_1)^2 = (d_2 - d'_2)^2 \frac{(d_2 + d'_2)g}{2d_2d'_2} \quad (8.28a)$$

$$(V'_1 - V'_1)^2 = (d_1 - d'_1)^2 \frac{(d_1 + d'_1)g}{2d_1d'_1} \quad (8.28b)$$

$$d'_2 + F + \frac{(V'_2 - V'_1)^2}{2g} = d'_1 \quad (8.28c)$$

$$V'_2d'_2 = V'_1d'_1 \quad (8.28d)$$

Pentru acest test au fost folosite 400 de celule în canal, la care s-au mai adăugat alte 10 celule la pragul vertical. Pragul vertical a fost modelat printr-o pantă accentuată a fundului canalului. Au fost testate două pante pentru prag 10:1 și 20:1.

Caracteristicile celor două curgeri sunt prezentate în *tabelul 8.1* și reprezentate în *figura.8.5* și *figura 8.6*, împreună cu soluția exactă. Compararea celor două soluții, arată că rezultatele calculate se suprapun bine cu soluția exactă și diferența rezultatelor pentru cele două pante considerate sunt neglijabile.

Tabel 8.1: Comparația datelor calculate cu soluția exactă

	d'_1	d'_2	V'_1	V'_2
Soluția analitică	11.094	7.757	5.009	7.163
Date calculate cu panta 10:1	11.100	7.756	5.003	7.161
Date calculate cu panta 20:1	11.100	7.756	5.004	7.161

Testul demonstrează că este posibilă folosirea acestui model numeric pentru a simula curgerea unui val în deplasare peste un prag vertical, chiar și în cazul în care detaliile de mișcare a apei la prag sunt ignorate. Panta de 10:1 este suficient de mare pentru a reprezenta un prag vertical.

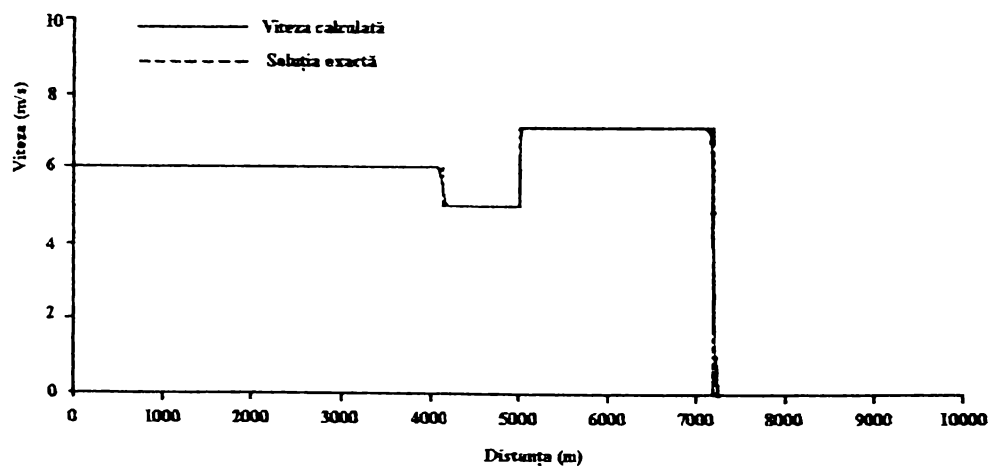


Figura 8.6. Calculul vitezei la $t=600s$ pentru panta 10:1

8.4.3. Reflectarea valurilor staționare la un perete vertical.

Pentru modelare este definit un canal rectangular cu fundul plat pentru care se neglijează frecarea. Lungimea canalului este de 1000m. La un capăt canalul este închis cu un perete vertical rigid, iar la celălalt capăt al canalului sunt prevăzute condiții de producere a valurilor sinusoidale.

Valurile sinusoidale pot fi exprimate prin intermediul ecuației:

$$\eta_i = 0.5 \cdot H \cdot \sin(2\pi / T + P) \quad (8.29)$$

unde H, T și P reprezintă înălțimea valului, perioada și faza valului.

Adâncimea medie a apei simulate este de 10m. Înălțimea valurilor incidente este de 0.4m, cu o perioadă a valului de 20.2s. Lungimea valului incident, calculată după teoria valurilor liniare, este de 200m.

Inițial apa este în repaus, cu adâncimea de 10m. Faza inițială a valului sinusoidal a fost zero, ceea ce înseamnă că valurile incidente încep de la nivelul mediu. După aproximativ 202s, teoretic condițiile prezentate creează valuri staționare cu înălțimea de 0.8m. Din punct de vedere al calcului, această situație, creează oportunitatea testării condițiilor de nereflectare a valurilor la priză. Chiar și o mică reflexie la condițiilor de margine de la priză, afectează caracterul static al valurilor, după ce erorile se vor acumula în urma amplificării reflexiilor la cele două margini.

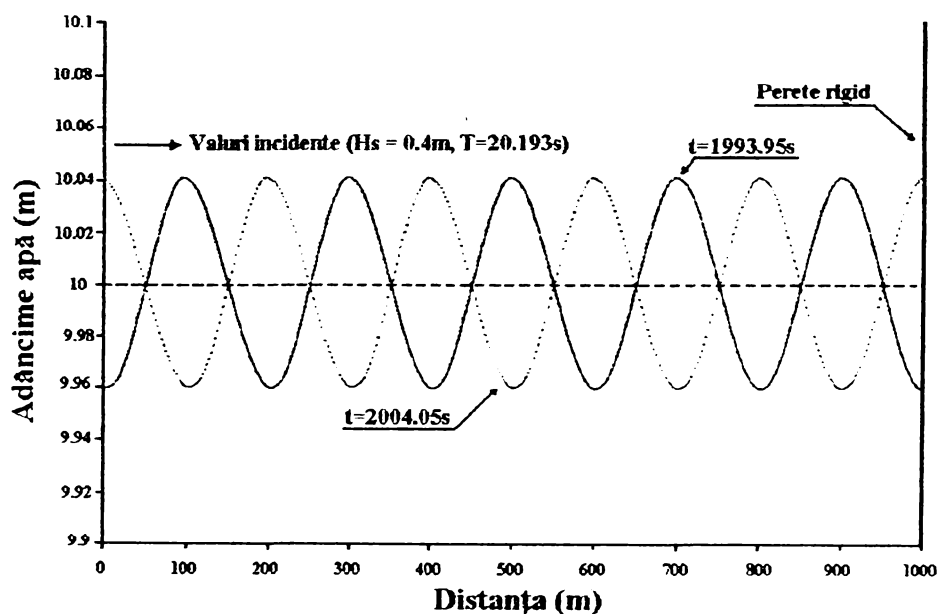


Figura 8.7. Calculul valurilor staționare reflectate de peretele vertical

Modelul construit are 400 de celule, astfel încât pasul uniform Δx este de 2.5m. Rezultatele obținute sunt prezentate în figurile 8.7. și 8.8. După 2000s nu a fost semnalată apariția distorsionării valurilor staționare sau creșterea înălțimii acestora.

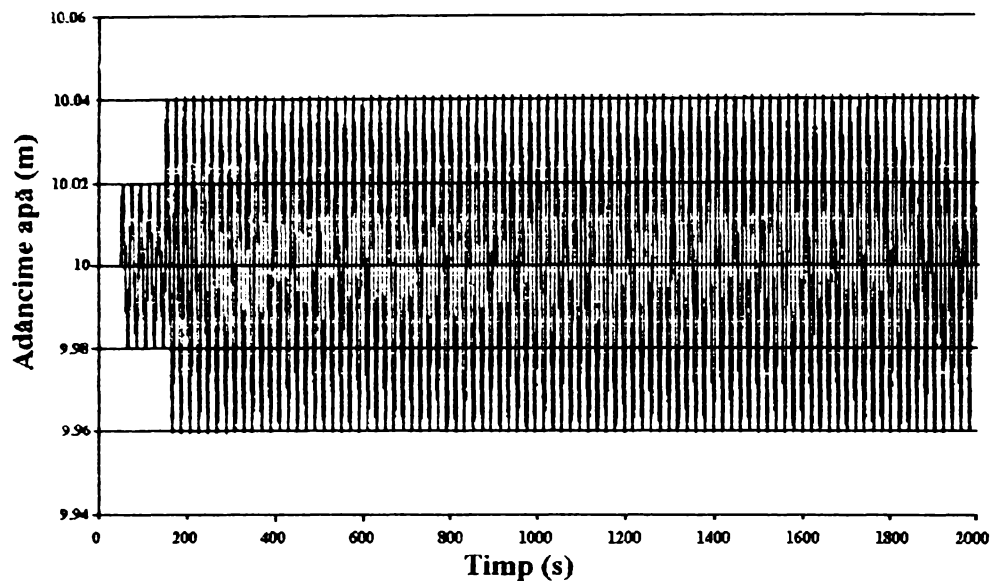


Figura 8.8. Calculul adâncimii apei la $x=500m$

8.4.4. Folosirea modelului pentru calculul run-up-ului

Orice model matematic care calculează fenomenul de overtopping, trebuie să calculeze cu acuratețe valoarea run-up-ului pe structură. Modelul matematic propus a fost calibrat și testat și pentru calculul run-up-ului iar rezultatele acestei calibrări sunt prezentate în continuare. Pentru testare au fost considerate patru cazuri, acestea fiind două tipuri de structuri (una cu nivelul coronamentului peste SWL și una submersată) și două tipuri de condiții de margine (structuri permeabile și structuri impermeabile).

Rezultatele obținute pentru run-up și viteza apei în apropierea structurii, la diferiți pași de timp sunt prezentate în figurile 8.9 – 8.36.

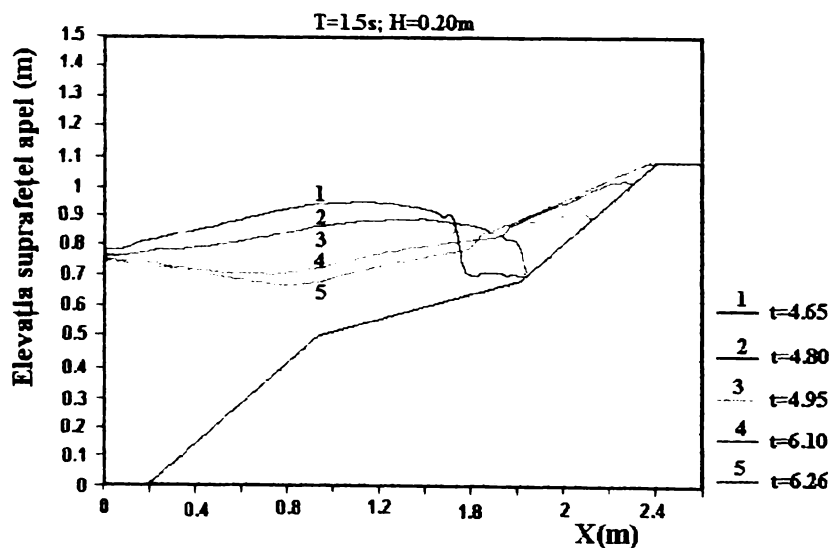


Figura 8.9. Elevația suprafeței apei pentru structură impermeabilă la jumătate de perioadă a valului

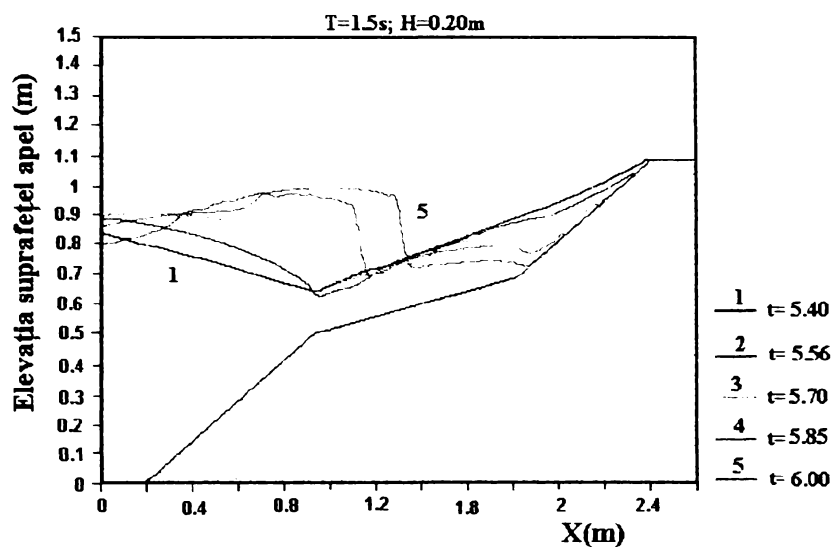


Figura 8.10. Elevația suprafeței apei pentru structură impermeabilă la jumătate de perioadă a valului (continuare)

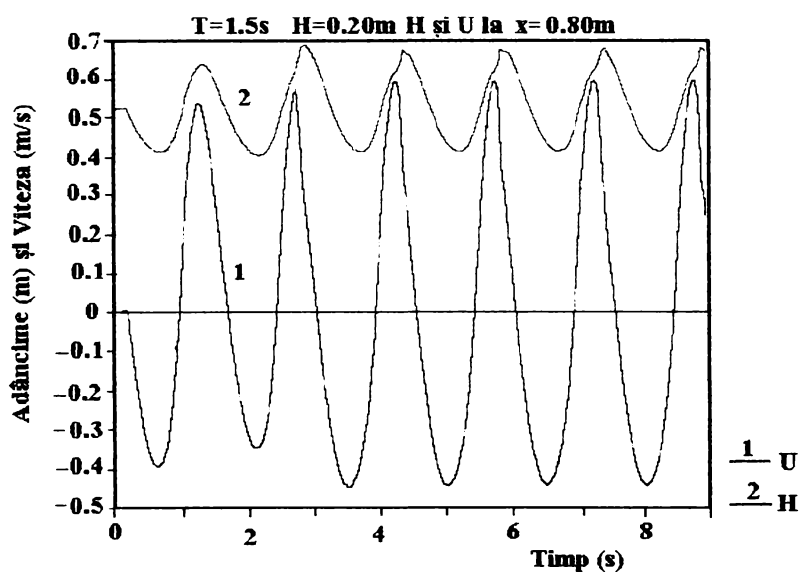


Figura 8.11. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=0.60m$, structură impermeabilă

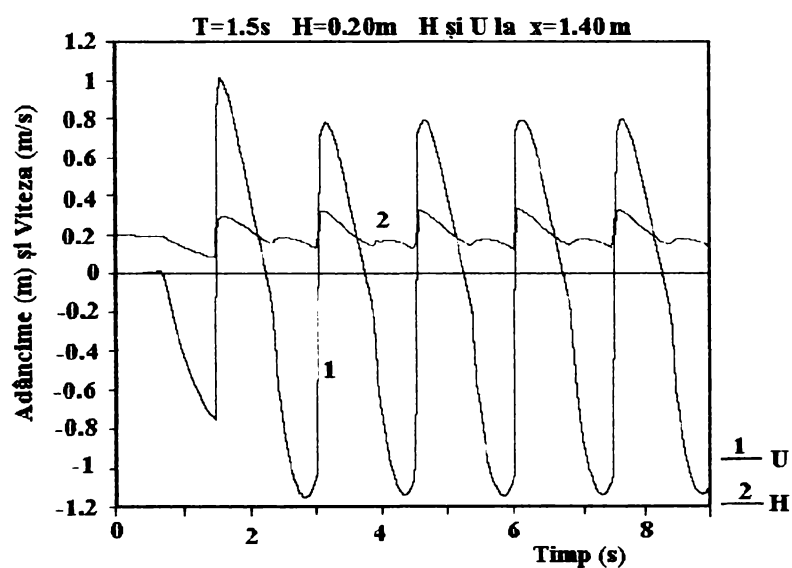


Figura 8.12. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=0.60m$, structură impermeabilă

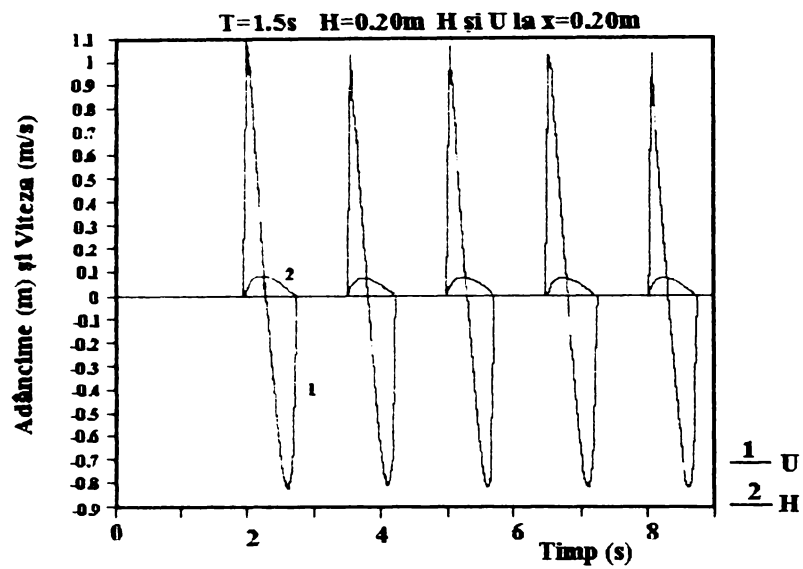


Figura 8.13. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=2.20m$, structură impermeabilă

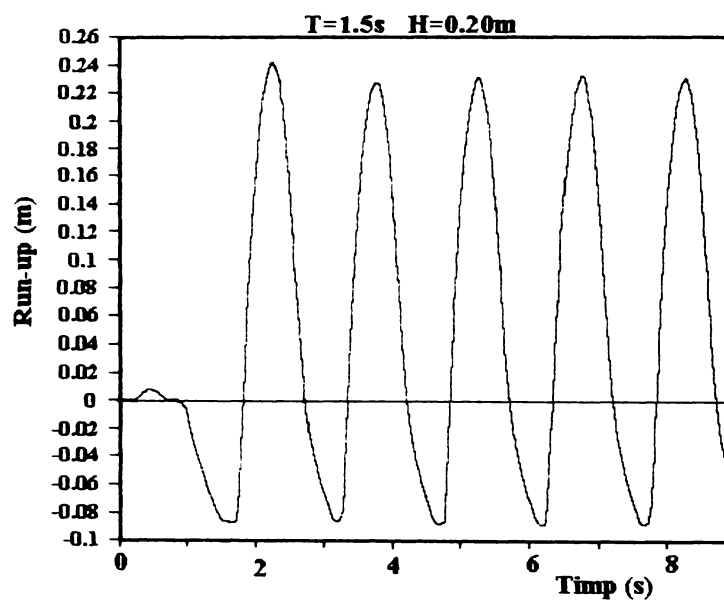


Figura 8.14. Run-up și run-down pentru structură impermeabilă

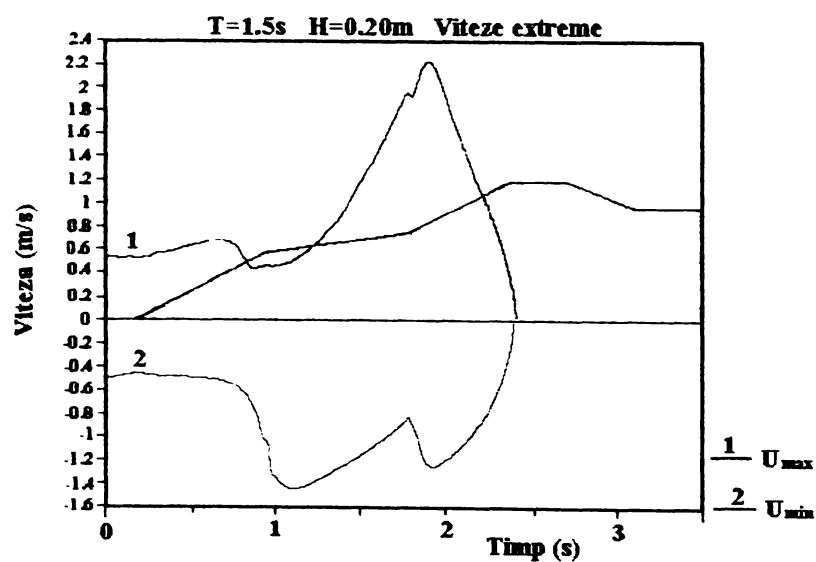


Figura 8.15. Viteze minime și maxime într-o perioadă de val, structură impermeabilă

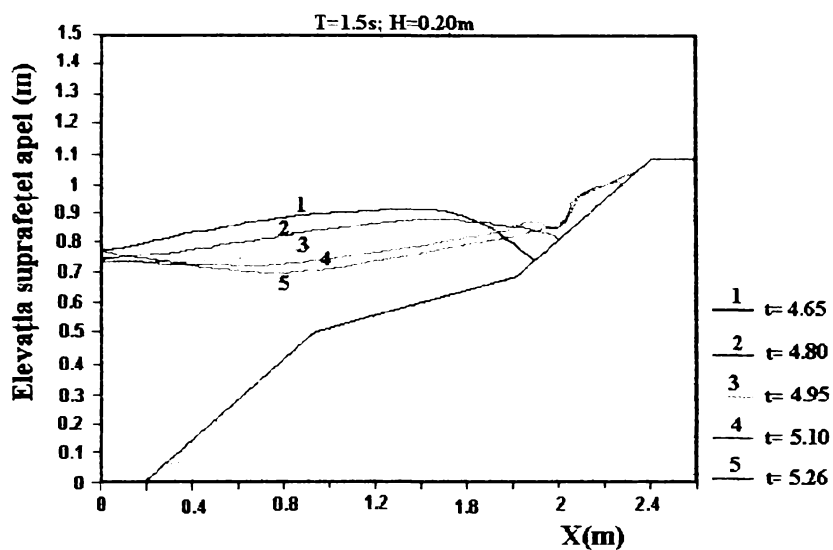


Figura 8.16. Elevația suprafeței apei pentru structură permeabilă la jumătate de perioadă a valului

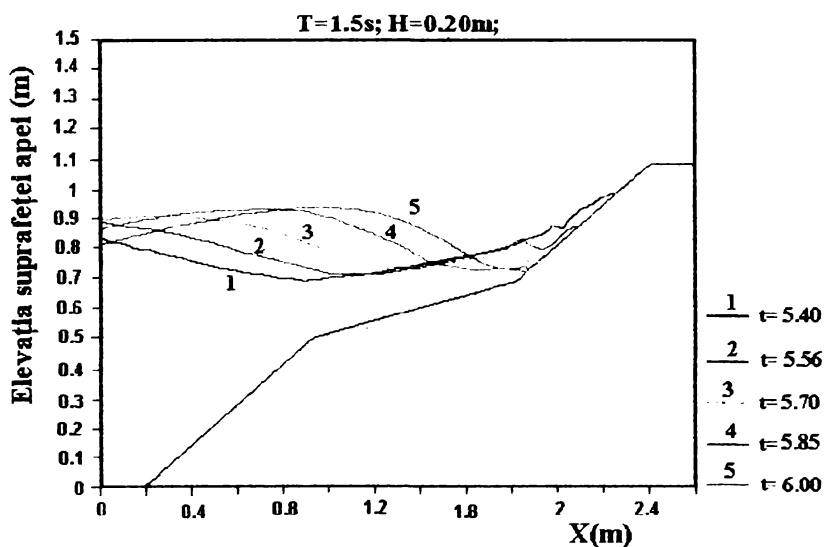


Figura 8.17. Elevația suprafeței apei pentru structură permeabilă la jumătate de perioadă (continuare)

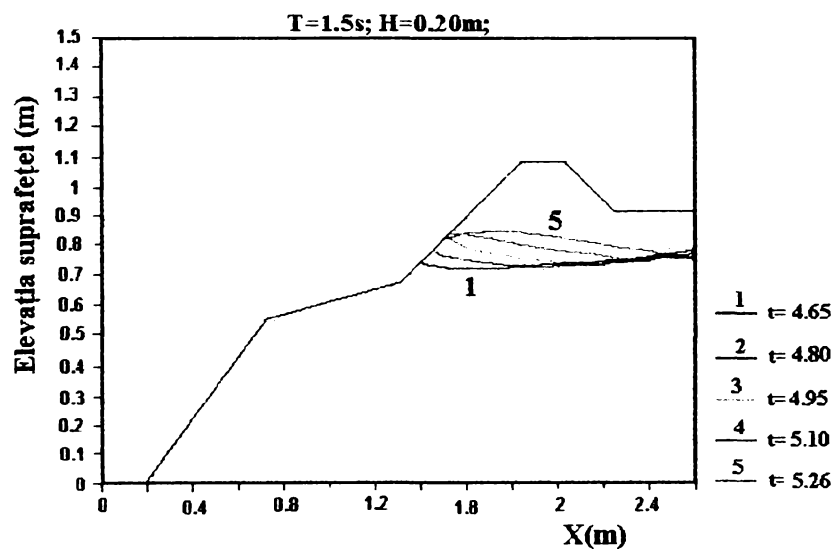


Figura 8.18. Elevația suprafeței apei în structură permeabilă

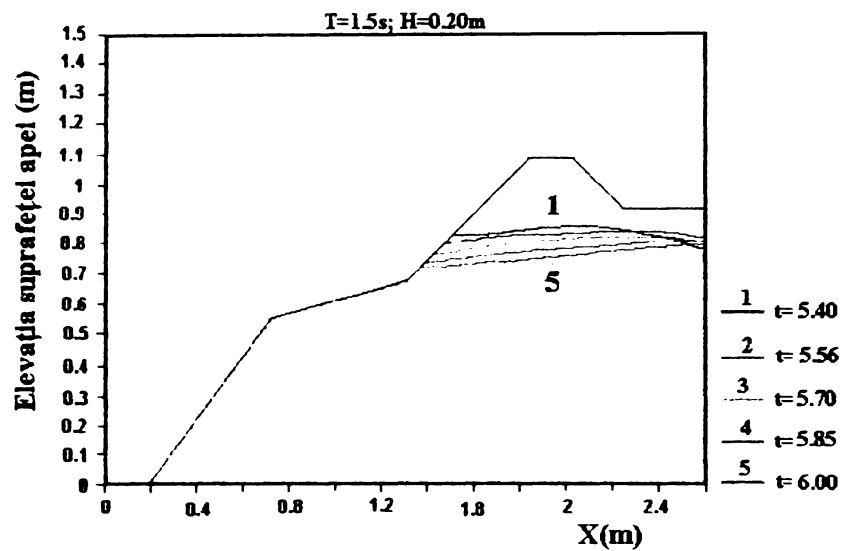


Figura 8.19. Elevația suprafeței apei în structură permeabilă (continuare)

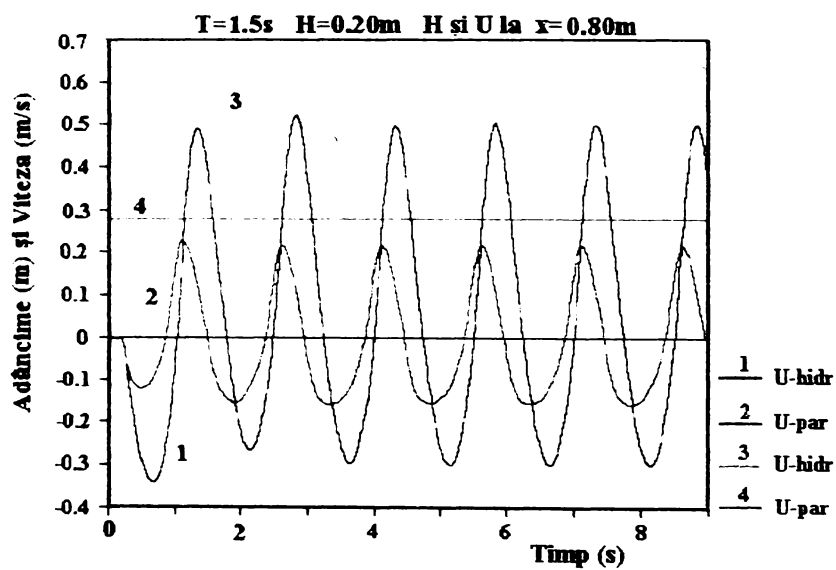


Figura 8.20. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=0.80m$, structură permeabilă

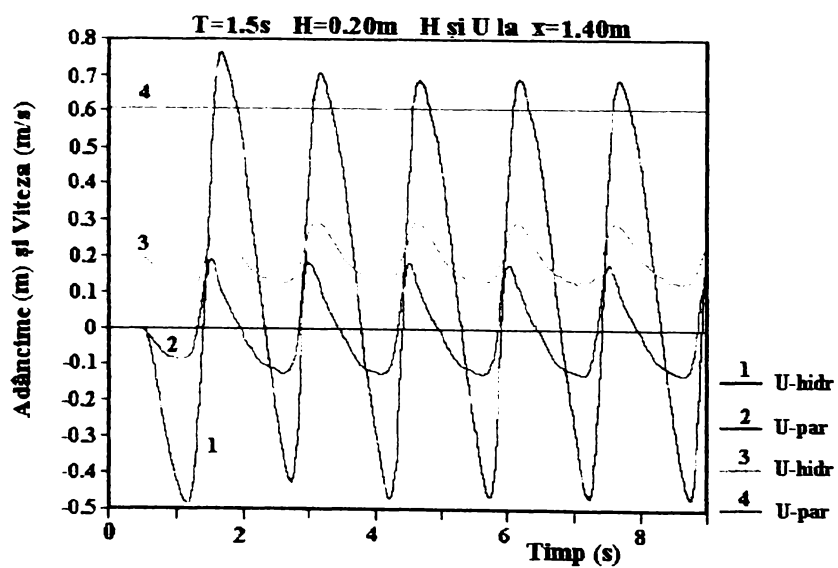


Figura 8.21. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.40m$, structură permeabilă

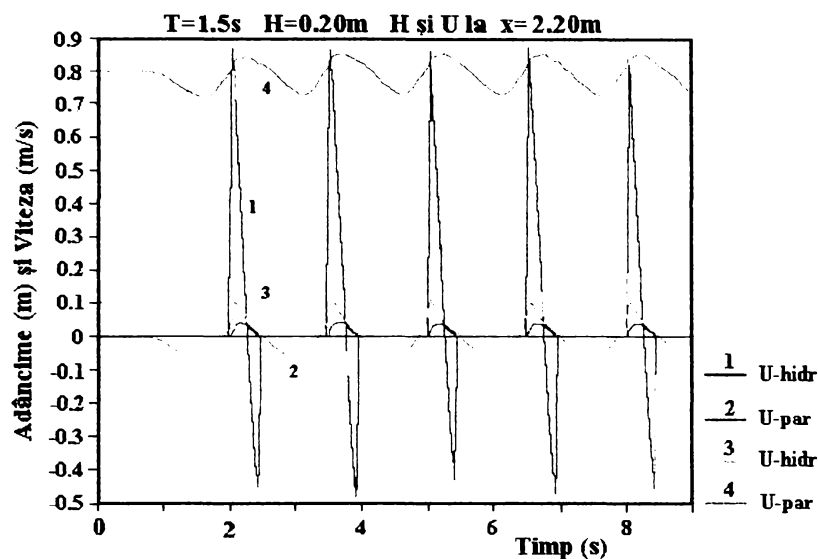
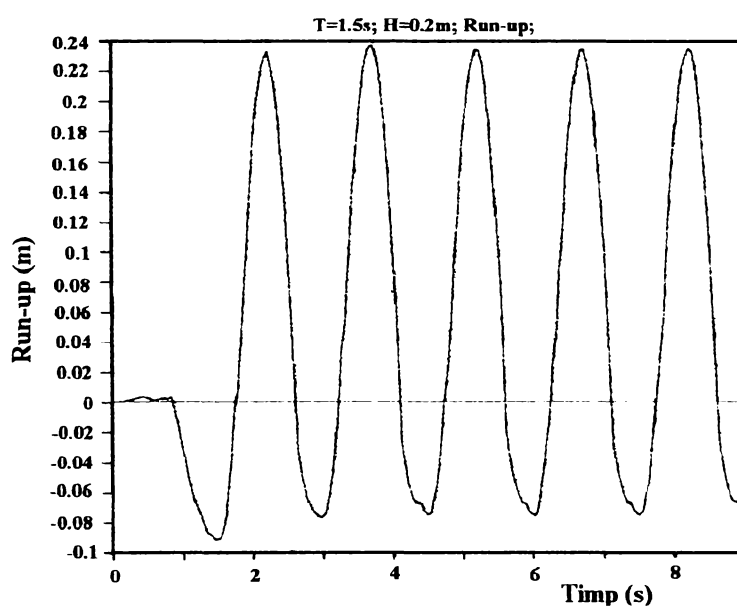

 Figura 8.22. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=2.20\text{m}$, structură permeabilă


Figura 8.23. Run-up și run-down pentru structură permeabilă

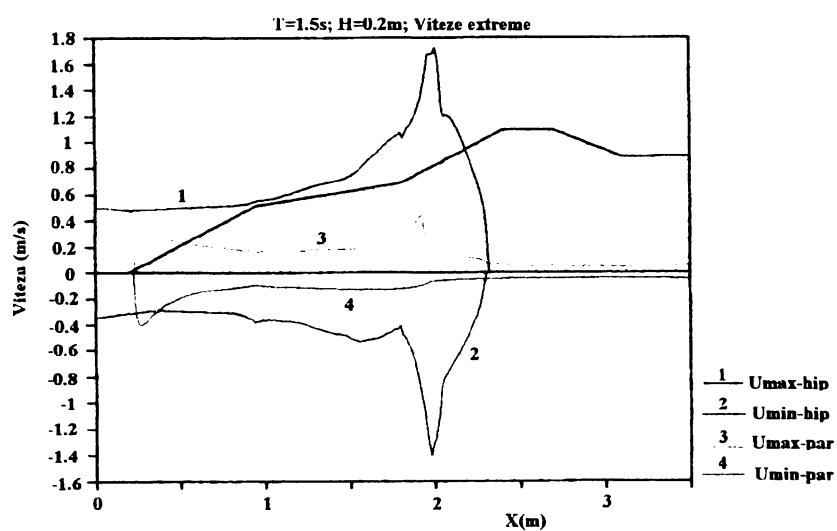


Figura 8.24. Viteze minime și maxime într-o perioadă de val, structură permeabilă

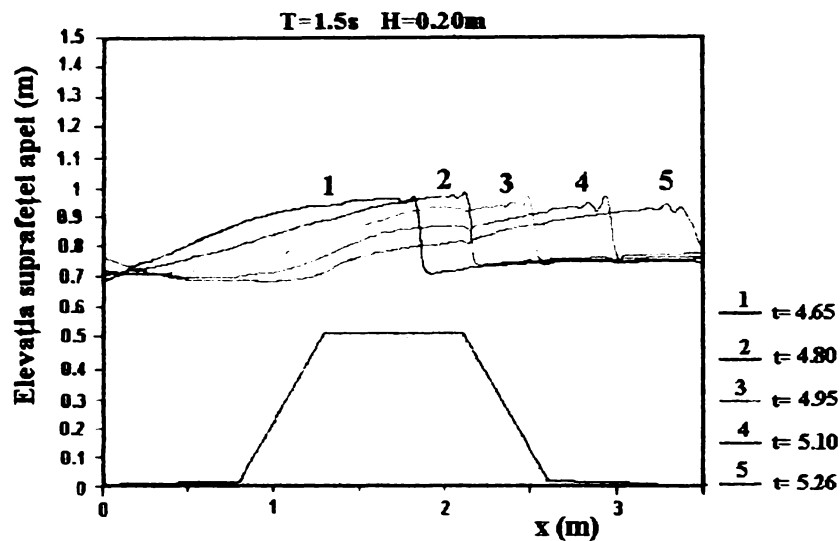


Figura 8.25. Elevația suprafeței apei pentru structură impermeabilă submersată la jumătate de perioadă a valului

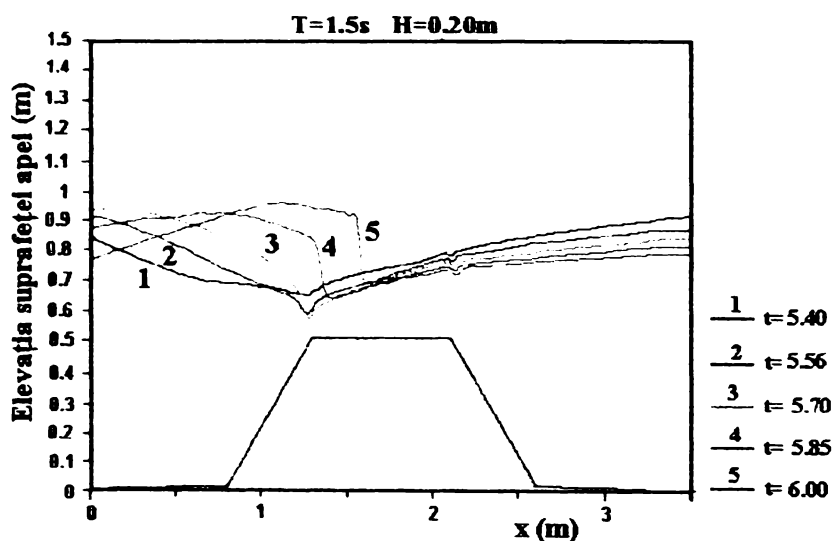


Figura 8.26. Elevația suprafeței apei pentru structură impermeabilă submersată la jumătate de perioadă a valului (continuare)

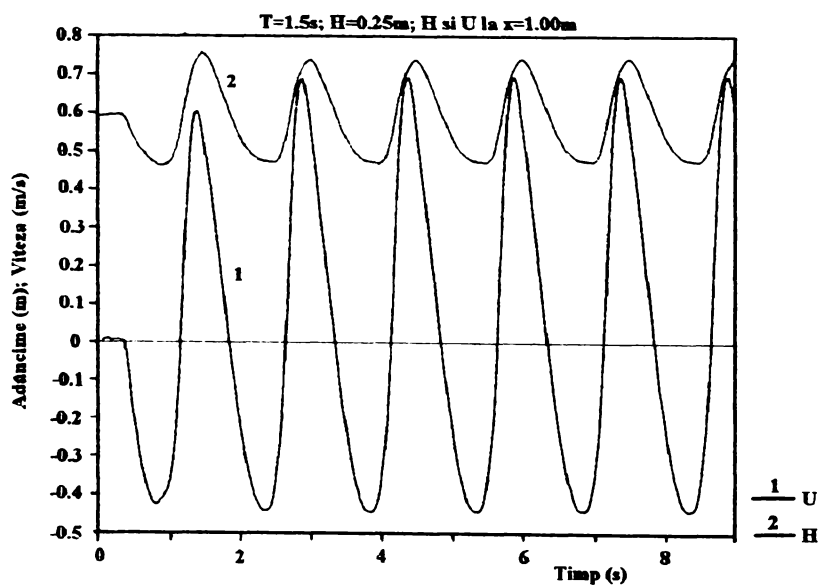


Figura 8.27. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.00m$, structură impermeabilă submersată

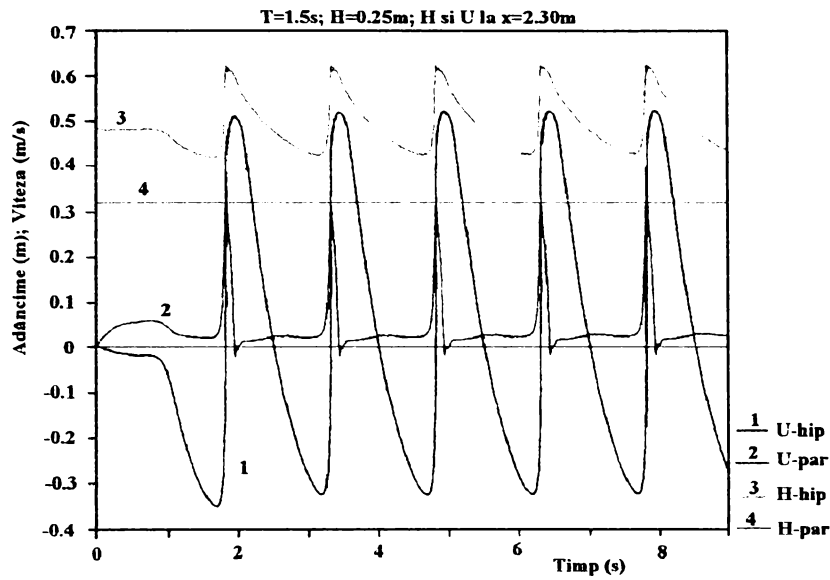


Figura 8.28. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.70m$, structură impermeabilă submersată

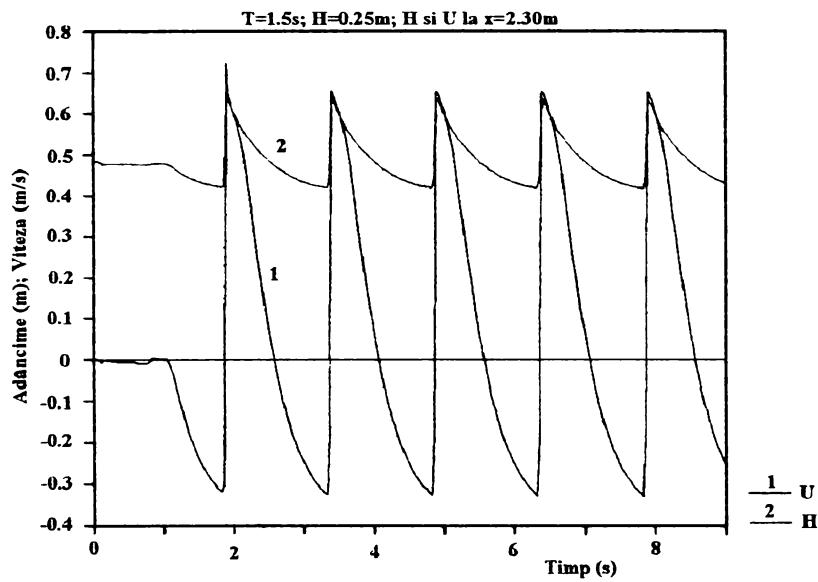


Figura 8.29. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=2.30m$, structură impermeabilă submersată

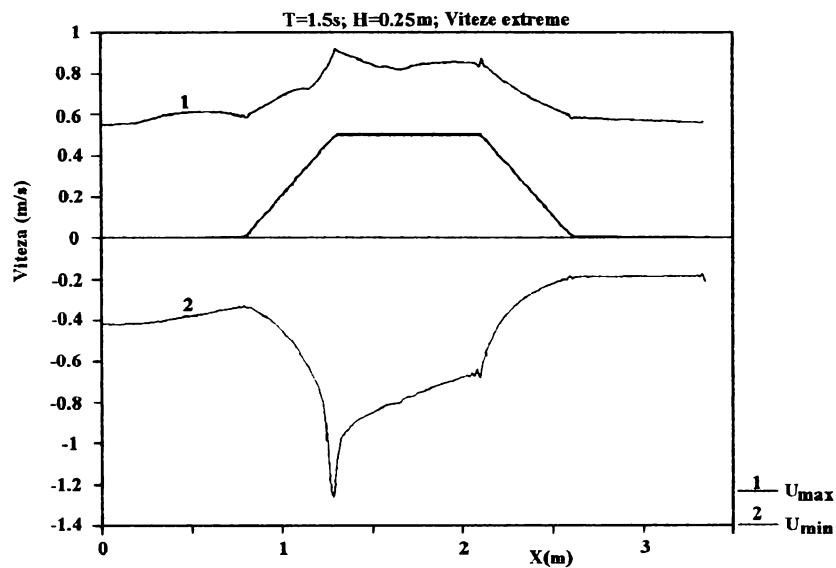


Figura 8.30. Viteze minime și maxime într-o perioadă de val, structură impermeabilă submersată

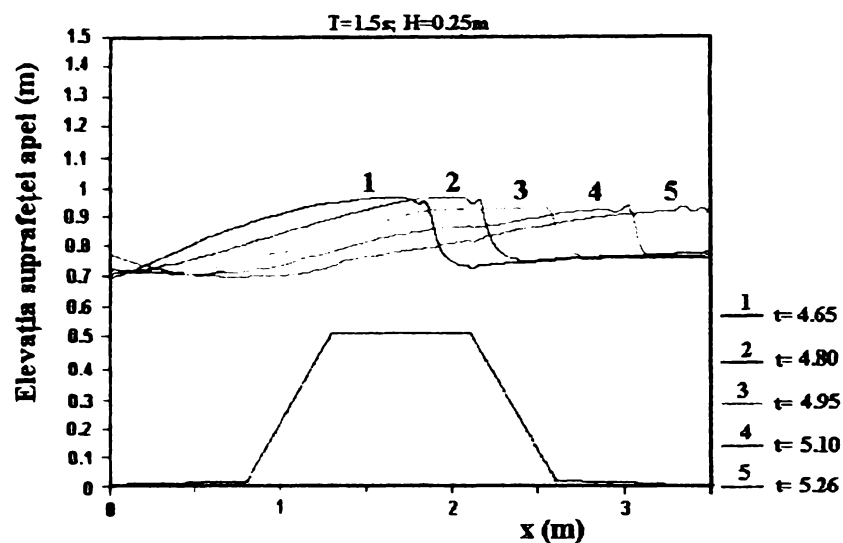


Figura 8.31. Elevația suprafeței apei pentru structură permeabilă submersată la jumătate de perioadă a valului

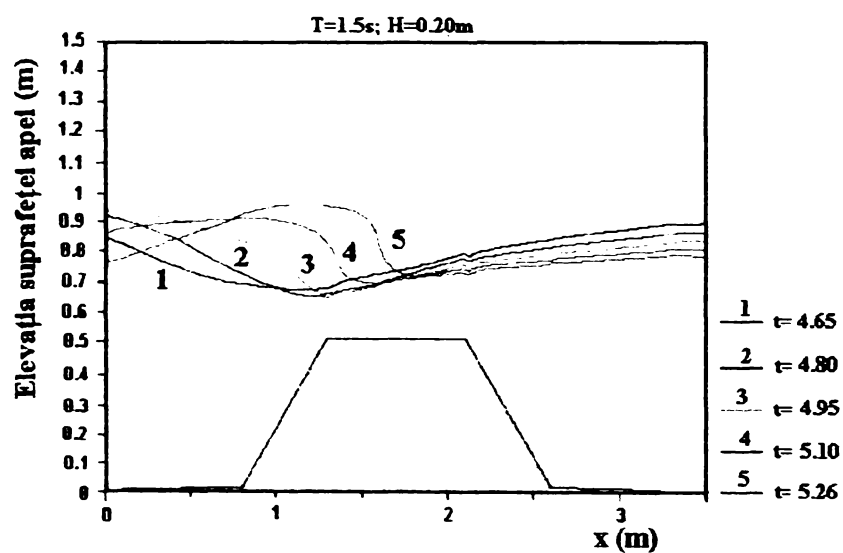


Figura 8.32. Elevația suprafeței apei pentru structură permeabilă submersată la jumătate de perioadă a valului (continuare)

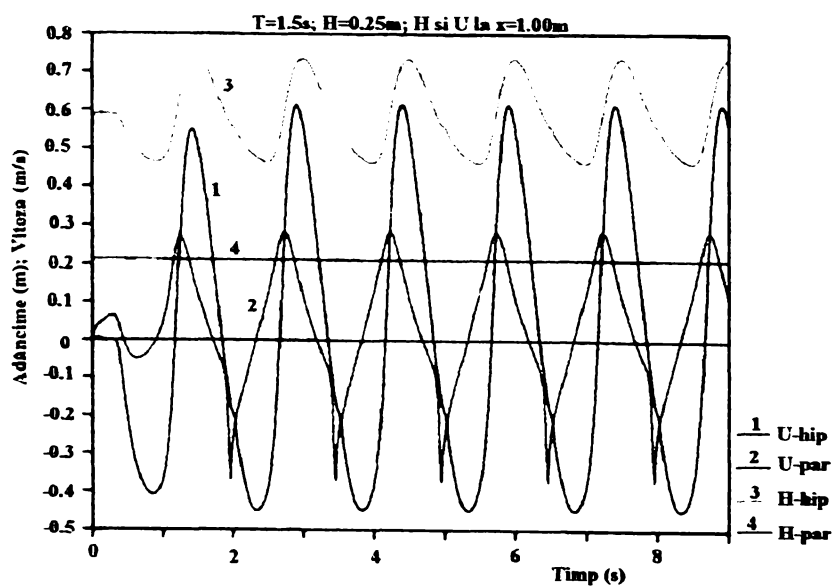


Figura 8.33. Elevația suprafeței apei și viteza la $x=1.00m$, structură permeabilă submersată

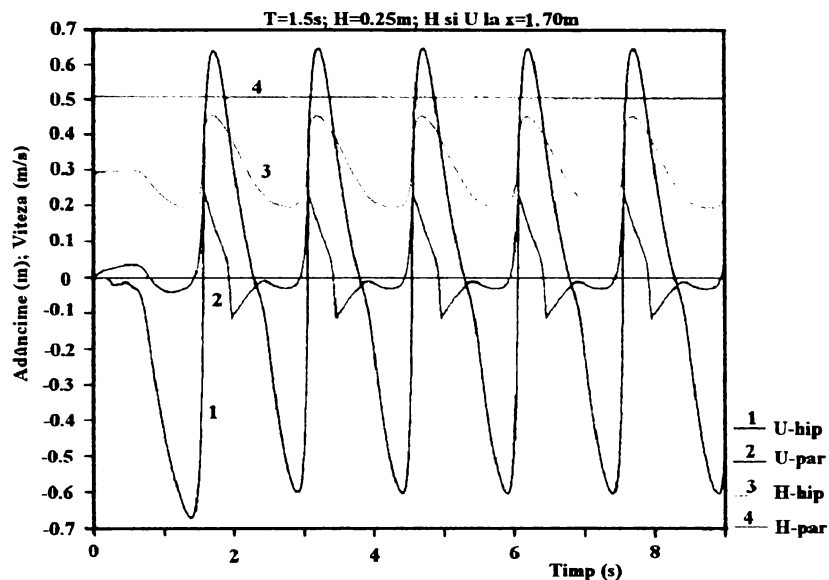


Figura 8.34. Eleuația suprafeței apei și viteza la $x=1.70\text{m}$, structură permeabilă submersată

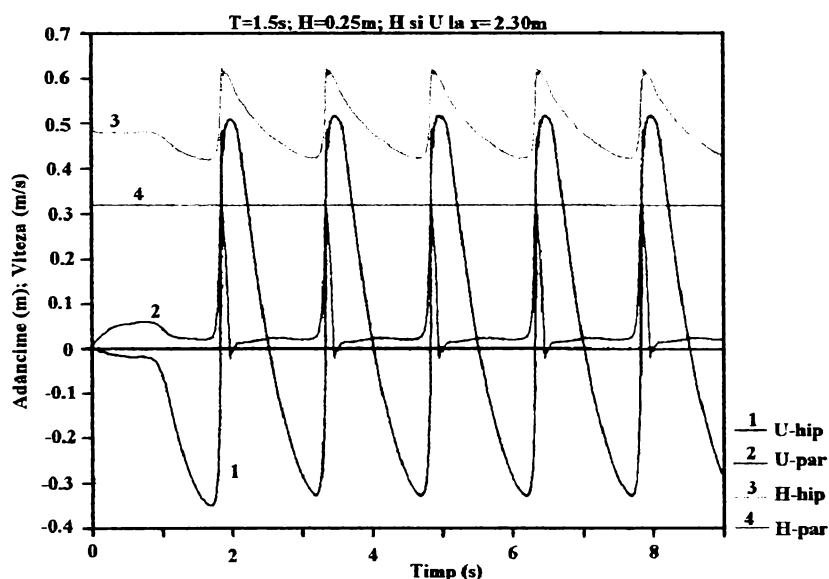


Figura 8.35. Eleuația suprafeței apei și viteza la $x=2.30\text{m}$, structură permeabilă submersată

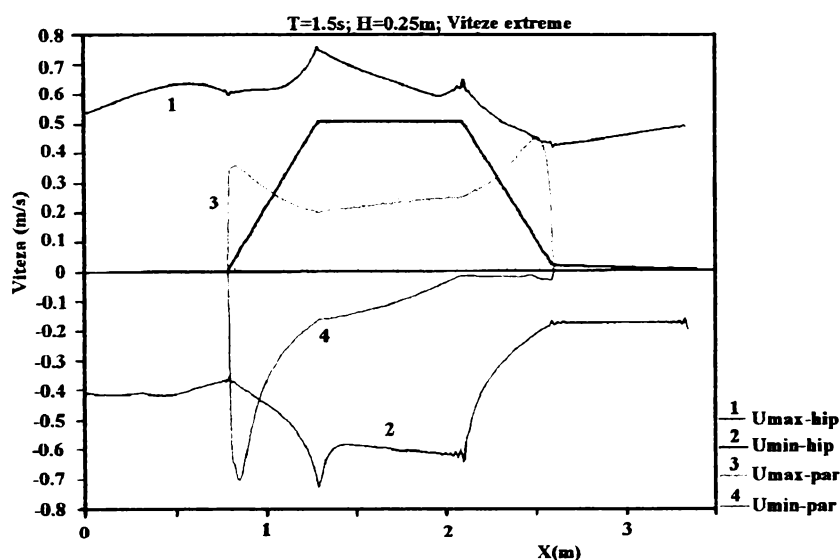


Figura 8.36. Viteze minime și maxime într-o perioadă de val, structură permeabilă submersată

În concluzie se poate spune că în cazul unei structuri cu nivelul coronamentului peste SWL frontul valului la structurile impermeabile este mult mai înclinat decât pentru structurile permeabile, iar vitezele apei în apropierea structurii sunt mai mici pentru structurile permeabile. Acest lucru este normal și arată că estimările date de modelul matematic sunt pertinente.

8.4.5. Debite deversate de valuri peste pereți verticali.

Pentru abordarea acestui tip de problemă, nu este strict necesar să fie folosit modelul "adâncime integrală pentru apă mică", pentru a simula deversarea valurilor peste pereți verticali. Pentru modelarea structurii, pot fi folosiți și pereți neverticali dar cu pante foarte mari. Această substituție a fost folosită și pentru cazul de față.

8.4.4.1. Compararea modelului volumelor finite cu rezultatele obținute de Goda

Teste de laborator pentru deversarea valurilor peste pereți verticali au fost efectuate de Goda (1985) și Herbert (1993). Rezultatele au fost centralizate sub forma adimensională a înclinării valurilor, pantele adimensionale din fața structurii și caracteristicile adimensionale ale peretelui.

Goda a folosit serii de valuri regulate pentru a simula condițiile de valuri neregulate. Herbert a folosit pentru testele sale valuri generate în concordanță cu spectrul JONSWAP. Modelul fizic exact pentru aceste două teste nu a fost prezentat, nu au fost precizate condițiile de margine pentru protecția structurii, durata fiecărui test și spectrul valurilor, γ , spectrul frecvenței și metoda numerică de generare a trenului de valuri etc.

Din acest motiv, testele numerice efectuate au folosit următoarele date: înclinarea valului 0.017, panta plajei 1:10 și $R_c / H_0 = 1.0$, figura 8.37. Au fost introduse în calcul valuri alcătuite, obținute în baza spectrului Jonswap. Metoda numerică Goda (1985), a fost folosită pentru generarea șirului de valuri.

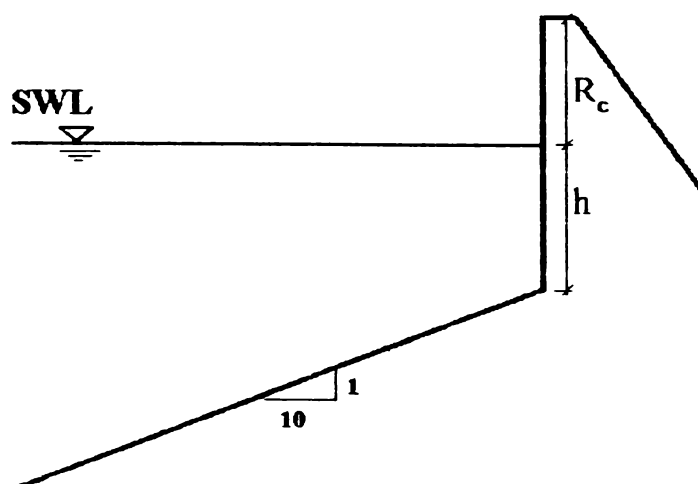


Figura 8.37. Schema de calcul pentru overtopping peste pereți verticali

Valoarea H_0 au fost transpusă la marginea structurii (H_1) prin folosirea teoriei liniare a apei puțin adânci (Goda 1985). Pentru geometria modelului în partea dreaptă (în zona de protecție a structurii) s-au folosit condiții de margine transmisivă. Poziționarea marginii protecției a fost făcută la o distanță de 70m față de structura verticală. Pentru a reduce reflexia de la priză, au fost impuse condiții speciale la marginea din partea stângă. Condițiile de margine impuse pentru protecția structurii au fost similare cu cele folosite de Kobayashi și Wurjanto. Calculul s-a bazat pe utilizarea a 350 de celule. Adâncimea apei în fața țărmlui, H_0 , a fost de 1.0m. Pantele fundului canalului, care reprezintă perețele vertical, au fost de 10:1 și 20:1. Rezultatele obținute sunt prezentate în figura 8.38. Mărimea adimensională a debitului deversat Q , a fost definită de Goda (1985) ca fiind:

$$Q = \frac{Q'}{\sqrt{2gH_0^3}} \quad (8.29)$$

unde Q este debitul deversat adimensional iar Q' este debitul mediu deversat adimensional.

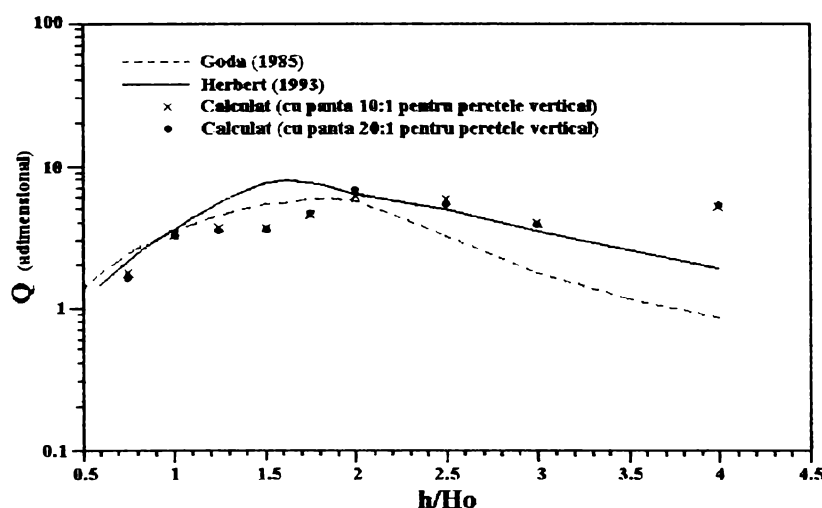


Figura 8.38. Compararea debitului calculat cu cel măsurat pentru overtopping peste perete vertical

O valoare medie pentru Q' a fost calculată pentru o perioadă de 1000 de valuri. Rețeaua de calcul utilizată a fost uniformă alcătuită din 200 de celule pentru zona de țărml și 4 celule pentru zona de perete. Adâncimea minimă de udare a fost 10^{-6} m și frecarea cu fundul canalului a fost neglijată. Valoarea γ pentru spectrul JONSWAP a fost 7 și spectrul a fost compus din 500 de frecvențe cuprinse între 0.05 și 0.5 Hz. Pentru calculul perioadei de vârf a fost folosit un coeficient 1.4 pentru a transforma T_m în T_p . Overtopping-ul calculat este rezonabil în raport cu debitul măsurat de diferiți autori. Diferența de calcul pentru raportul h/H_0 care este mai mare ca 4, indică limita maximă pentru utilizarea modelului numeric propus.

Adâncimea apei la piciorul structurii trebuie să fie mică comparativ cu lungimea valului. În baza rezultatelor prezentate în figura 8.38, raportul dintre adâncimea apei la baza structurii și lungimea valului trebuie, să fie mai mare de 0.6 pentru a obține rezultate

acceptabile pentru overtopping folosind acest model numeric. Diferențele dintre debitele deversate obținute, pentru cele două pante ale peretelui 10:1 și 20:1, sunt în general mici. Trebuie menționat, că nu au fost cunoscute exact condițiile modelării fizice în laborator, ceea ce face compararea rezultatelor neconcludentă. Pentru a confirma valabilitatea modelului pentru overtopping-ul peste pereți verticali, trebuie efectuate mai multe teste. Rezultatele prezentate, arată că este posibilă folosirea modelului numeric pentru a simula overtopping-ul peste pereți verticali, cu condiția ca adâncimea apei la piciorul structurii să nu fie mare.

8.4.4.2. Teste de simulare a overtopping-ului din valuri regulate

Pentru a determina sensibilitatea modelului matematic cu volume finite, s-au efectuat douăzeci de rulări cu date de valuri regulate, rezultatele obținute fiind comparate cu testele lui Saville pentru panta fundului mării de 1:3 și 1:1.5. Același set de date a fost folosit și de către alți cercetători (Kobayashi și Wurjanto, 1989) pentru a valida modelul lor matematic. În *tabelul 8.2.* sunt date aceste caracteristici care sunt folosite la rulări pentru a compara performanța modelului propus în aceleși condiții.

Tabelul 8.2. Caracteristicile valurilor folosite pentru teste

Rulare	H_0 (m)	T (s)	H_t (m)	H_c (m)	h (m)	kh	Ur	ξ
1	1.83	6.39	1.74	0.91	1.37	0.81	19.1	1.97
2	1.83	6.39	1.74	1.83	1.37	0.81	19.1	1.97
3	1.83	6.39	1.74	0.91	2.74	0.81	19.1	1.97
4	1.83	6.39	1.74	1.83	2.74	0.81	19.1	1.97
5	1.37	7.67	1.36	0.92	2.74	0.65	22.8	2.72
6	1.83	10.80	1.94	0.91	1.37	0.52	38.0	3.33
7	1.83	10.80	1.90	1.83	1.37	0.56	29.1	3.33
8	1.83	10.80	1.94	2.74	1.37	0.52	38.0	3.33
9	1.83	10.80	1.94	0.91	2.74	0.52	38.0	3.33
10	1.83	10.80	1.94	1.83	2.74	0.52	38.0	3.33
11	1.83	10.80	1.94	2.74	2.74	0.52	38.0	3.33
12	1.37	14.97	1.62	0.92	1.37	0.39	50.1	5.34
13	1.37	14.97	1.62	0.92	2.74	0.39	50.1	5.34
14	1.37	14.97	1.62	1.82	2.74	0.39	50.1	5.34
15	1.37	14.97	1.62	2.74	2.74	0.39	50.1	5.34
16	1.37	14.97	1.62	3.66	2.74	0.39	50.1	5.34
17	1.83	10.80	1.88	0.91	1.37	0.59	23.9	6.66
18	1.83	10.80	1.88	2.74	1.37	0.59	23.9	6.66
19	1.83	10.80	1.88	0.91	0.0	0.59	31.6	6.66
20	1.83	10.80	1.88	1.83	0.0	0.59	31.6	6.66

În *tabelul 8.3* sunt prezentate comparativ valorile obținute cu modelul propus în aceleași condiții ca cele folosite de Saville și Kobayashi (setul de date din *tabelul 8.2*).

Tabelul 8.3. Compararea rezultatelor pentru overtopping

Rulare	Q Saville (m ³ /s/m)	Q Kobayashi (m ³ /s/m)	Q model numeric (m ³ /s/m)
1	0.066	0.027	0.038
2	0.041	0.03	0.007
3	0.064	0.053	0.062
4	0.036	0.014	0.019
5	0.090	0.081	0.088
6	0.060	0.054	0.069
7	0.017	0.016	0.025
8	0.040	0.02	0.004
9	0.094	0.091	0.105
10	0.040	0.045	0.056
11	0.008	0.016	0.025
12	0.091	0.098	0.104
13	0.130	0.113	0.121
14	0.077	0.051	0.060
15	0.025	0.016	0.020
16	0.011	0.015	0.003
17	0.049	0.066	0.062
18	0.013	0.008	0.007
19	0.039	0.040	0.036
20	0.020	0.007	0.008

Din tabelul 8.3. se poate observa că pentru rulările 1-15 modelul cu volume finite dă valori puțin mai mari decât modelul lui Kobayashi și Wurjando, dar apropiate de valorile măsurate de Saville. În rulările 16-20, valoarea overtopping-ului calculat este mai mică decât valorile calculate și măsurate de ceilalți autori. Rezultatele prezentate mai sus au fost obținute într-o discretizare de 350 de celule.

8.4.5. Overtopping pentru structuri complexe

Aceste tipuri de structuri a fost concepute pentru Great Yarmouth Outer Harbour, UK. Au fost realizate 11 teste în laboratorul HR Wallingford, UK.(1997). Testele au considerat o structură permeabilă acoperită cu anrocamente, cu diametrul mediu de 1.3m. Profilul studiat a fost alcătuit dintr-o structură înclinată cu bermă și un parapet vertical. Pentru măsurarea overtopping-ului au fost folosite, pentru generarea șirului de valuri, două spectre de valurilor aleatoare. Acestea au fost de tip JONSWAP și modelul numeric sugerat de Goda (1985). A fost determinat debitul mediu deversat pentru o perioadă de 1000 de valuri. Structurile testate au fost realizate în trei geometrii diferite conform figurilor 8.39, 8.40 și 8.41.

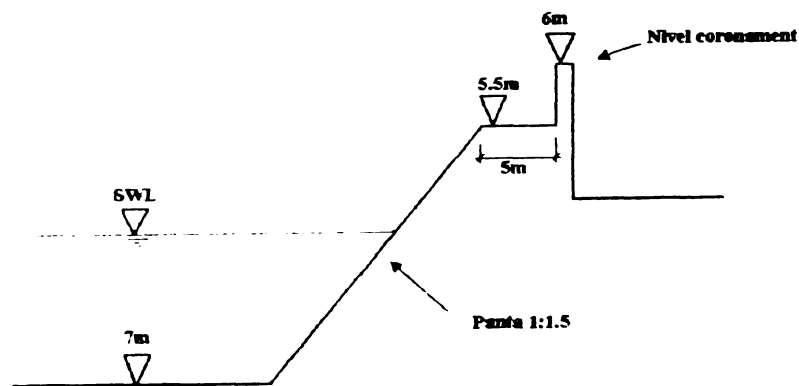


Figura 8.39. Schema de calcul pentru structuri verticale protejate tip 1

Nici în acest caz nu este strict corectă folosirea modelului “adâncimii integrale a apei mici” pentru simularea debitului deversat peste pereții verticali, în particular cu o protecție permeabilă din anrocamente. Este interesant studiul eficienței folosirii termenului frecării cu fundul canalului pentru calculul pierderii de energie în stratul de anrocamente și studiul flexibilității profilului plajei.

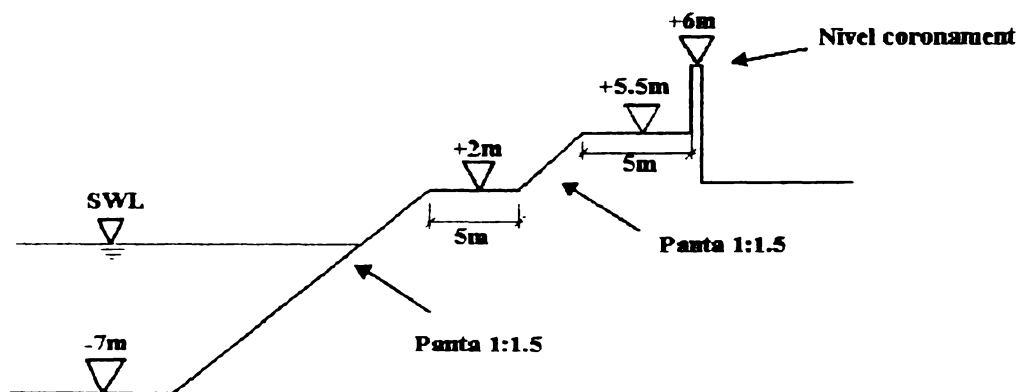


Figura 8.40. Schema de calcul pentru structuri verticale protejate tip 2

Pentru modelarea pierderilor de energie datorate frecărilor și turbulențelor au fost adoptate ecuațiile Colebrook-White. Numărul lui Reynolds (R_e) a fost ales 1000. Rugozitatea fundului canalului este de 5mm împreună cu o adâncime minimă de frecare de 0.5m. Acest model de tratare a frecării a fost aplicat numai zonei de protecție a structurii, în rest presupunându-se o suprafață netedă fără frecări.

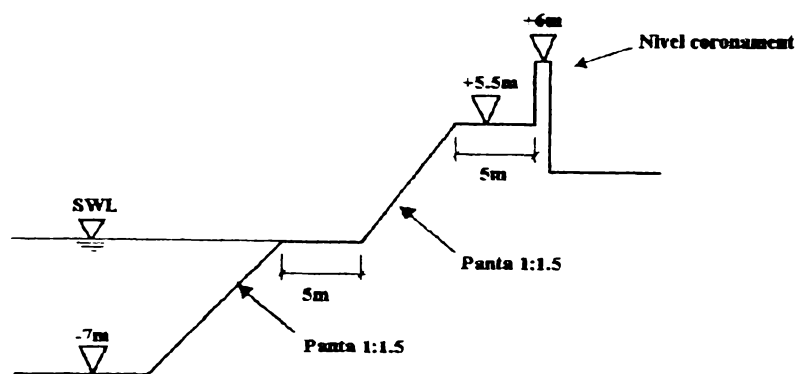


Figura 8.41. Schema de calcul pentru structuri verticale protejate tip 3

La testare, marginea protecției a fost considerată ca fiind la o distanță de 100m față de piciorul structurii. A fost utilizată o grilă uniformă de calcul cu 200 de celule între marginile protecției și patru celule mici pentru peretele vertical, reprezentat printr-o pantă de 10:1.

Condițiile în care au fost efectuate testele numerice și rezultatele acestora sunt prezentate în figura 8.42 și tabelul 8.4.

Tabelul 8.4. Caracteristicile valurilor și rezultatele obținute pentru overtopping

Rulare	H_0 (m)	T (s)	H_0/L	h (m)	Q măsurat ($m^3/s/m$)	Q Owen ($m^3/s/m$)	Q Goda ($m^3/s/m$)	Q model ($m^3/s/m$)
1	0.100	1.79	0.025	0.7	0.019	0.019	0.022	0.011
2	0.138	2.24	0.026	0.7	0.177	0.212	0.196	0.169
3	0.200	2.53	0.020	0.7	0.363	0.531	0.453	0.375
4	0.106	1.36	0.040	0.7	0.06	0.003	0.005	0.001
5	0.125	1.41	0.044	0.7	0.020	0.007	0.009	0.006
6	0.150	1.54	0.046	0.7	0.054	0.032	0.036	0.042
7	0.175	1.68	0.048	0.7	0.115	0.077	0.079	0.150
8	0.200	1.79	0.050	0.7	0.181	0.125	0.123	0.235
9	0.225	1.90	0.052	0.7	0.273	0.177	0.168	0.259
10	0.138	2.24	0.028	0.6	0.013	0.034	0.039	0.013
11	0.200	2.53	0.035	0.6	0.021	0.040	0.046	0.017
12	0.125	1.41	0.046	0.6	0.001	0.000	0.001	0.000
13	0.150	1.54	0.048	0.6	0.002	0.003	0.004	0.002
14	0.200	1.79	0.053	0.6	0.005	0.005	0.007	0.002

În baza tabelului 8.4 în figura 8.42 sunt reprezentate comparativ valorile măsurate în laborator cu cele estimate cu modelul cu volume finite și cu cele estimate de alți autori. Se observă capacitatea modelului propus de a estima valori ale overtopping-ului mai bune decât cele obținute cu formule empirice.

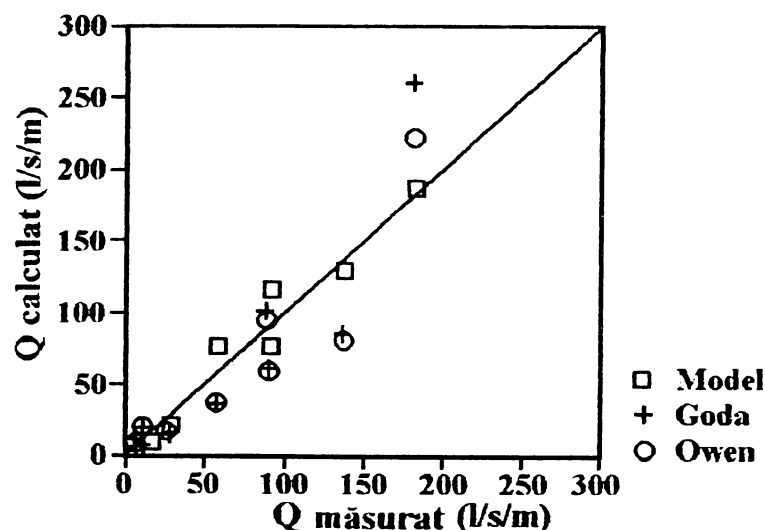


Figura 8.42. Comparație între valorile obținute pentru overtopping cu modelul numeric propus și alte formule (spectru JONSWAP)

Aceiași comparație este făcută și cu datele obținute cu un spectru bimodal, pentru cinci rulări. Rezultatele sunt prezentate în tabelul 8.5. și figura 8.43.

Tabelul 8.5. Rezultate obținute pentru overtopping

Rulare	Valuri de mare		Valuri de hulă		Q (m ³ /s/m)			
	H0 (m)	T (s)	H0 (m)	T (s)	Măsurat	Owen	Goda	Model
1	3.53	7	-	-	0.030	0.014	0.017	0.033
2	3.12	7	1.67	11	0.084	0.027	0.031	0.082
3	2.50	7	2.50	11	0.145	0.059	0.063	0.149
4	1.67	7	3.12	11	0.168	0.115	0.113	0.183
5	-	-	3.12	11	0.232	0.273	0.248	0.219

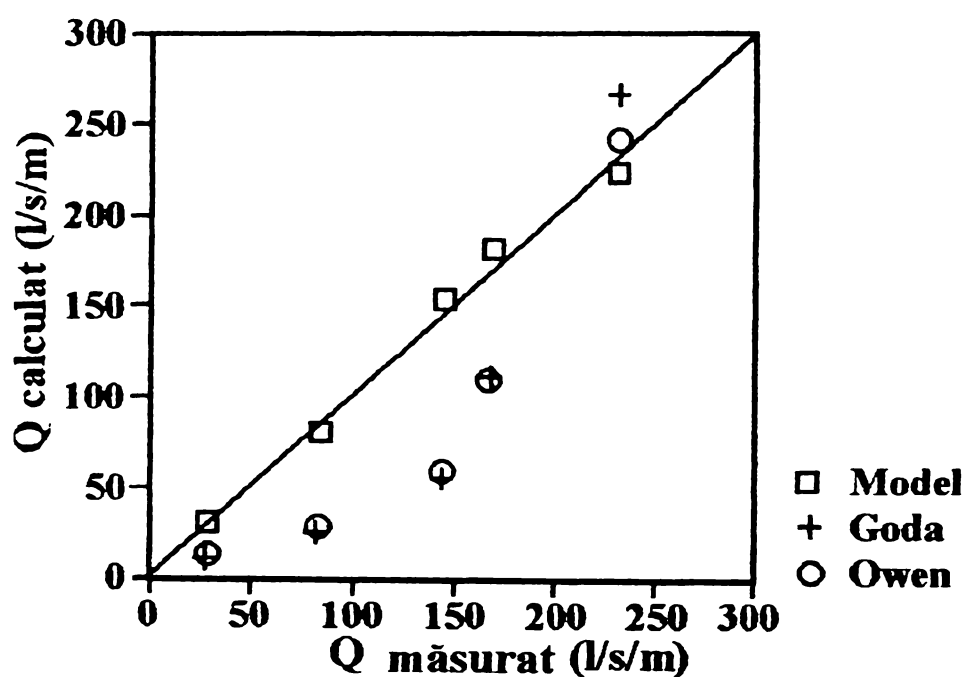


Figura 8.43. Comparație între valorile obținute pentru overtopping cu modelul numeric propus și alte formule (spectru bimodal)

Pentru determinarea sensibilității la numărul de celule de discretizare s-au efectuat rulări pe structurile complexe prezentate. Numărul de celule de discretizare a fost ales succesiv de 200, 250, 300, 350 și 400. Datele obținute sunt comparate cu rezultatele experimentelor de laborator.

În tabelul 8.6. sunt prezentate rezultatele obținute pentru rulări cu 350 de celule. În figura.8.44 sunt prezentate datele obținute pentru o rulare cu diferite discretizări. Se observă că rezultatele cele mai bune sunt obținute pentru discretizări de aproximativ 350 de celule. După efectuarea acestei analize toate rulările ulterioare au fost efectuate doar cu discretizarea cu 350 de celule. Rezultatele prezentate în cele ce urmează se bazează pe această discretizare.

Tabel 8.6. Compararea datelor calculate numerice obținute pentru 350 de celule de discretizare cu datele de laborator ale HR pentru Great Yarmouth Outer Harbour

Nr. test	Perioada de revenire (ani)	Nr. profil	Înălțimea crestei (m, CD)	Nivelul apei (m, CD)	H_s (m)	P_p (m)	Modelul fizic Q (l/sm)	Model volume finite Q(l/sm)
1	1	1	6.0	2.4	2.4	8.05	0.9	3.8
2	10	1	6.0	3.35	2.9	9.1	41	65.8
3	50	1	6.0	3.0	3.2	10.0	71	57.8
4	1	1	6.0	3.0	2.64	8.51	12	25.7
5	10	1	7.0	3.35	2.9	9.1	11	3.8
6	1	2	6.0	2.4	2.4	8.05	0.7	1.6
7	10	2	6.0	3.35	2.9	9.1	43	42.5
8	50	2	6.0	3.0	3.2	10.0	56	48.9
9	1	2	6.0	3.0	2.64	8.51	8	19.5
10	1	3	6.0	3.0	2.64	8.51	6	18.3
11	1	3	7.0	3.0	2.64	8.51	1	0.40

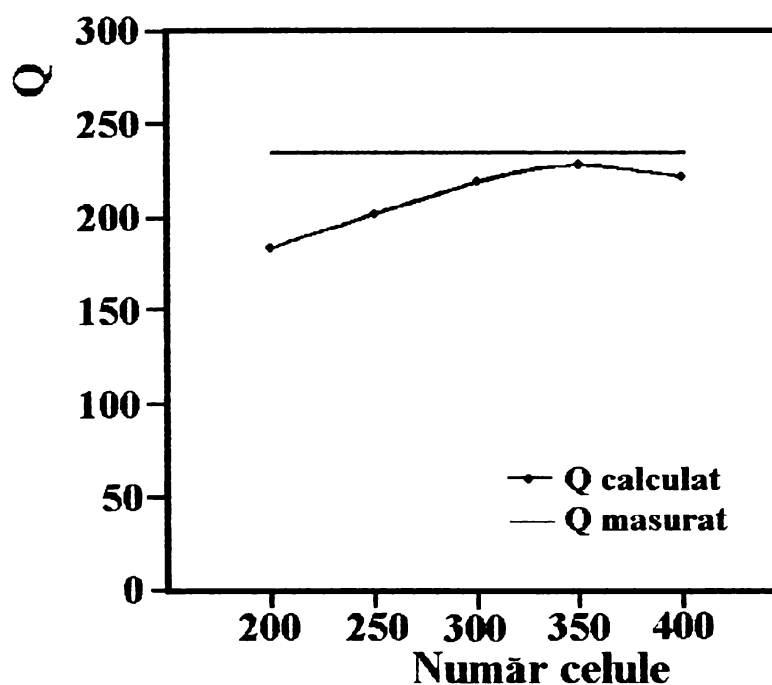


Figura 8.44. Comparare datelor măsurate și calculate pentru diferite discretizări

Ca o concluzie generală, debitul calculat obținut cu modelul prezentat, este comparabil în limite rezonabile cu toate rezultatele obținute prin modelare fizică. Rezultatele obținute, prezentate în figura 8.45, sunt mai bune decât cele obținute prin folosirea oricărei formule empirice. Un rezultat bun obținut pentru un test nu poate confirma capacitatea modelului, pentru o asemenea concluzie modelul necesită multe alte testări și studii de laborator.

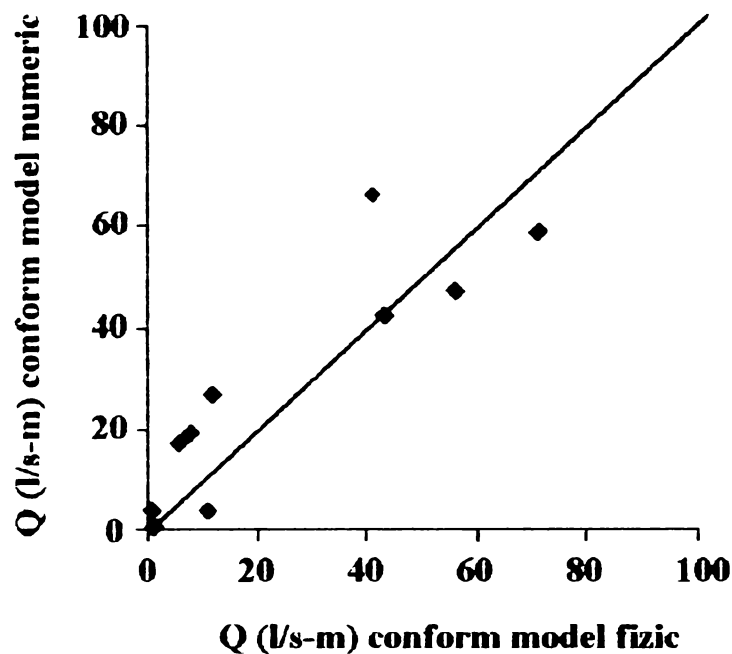


Figura 8.45. Comparația debitului măsurat cu cel calculat

8.4.6. Teste pentru overtopping în cazul valurilor solitare

În laboratorul HR au fost efectuate și șapte teste pentru overtopping generat de valuri solitare. Aceste teste au fost resimulate cu modelul de volume finite, pentru a obține profilul apei în timp. În figura 8.46. este prezentată schema structurii pe care s-au făcut măsurătorile iar în figurile 8.47-8.53 sun prezentate comparațiile rezultatelor obținute cu modelul numeric folosit cu cele măsurate în laborator.

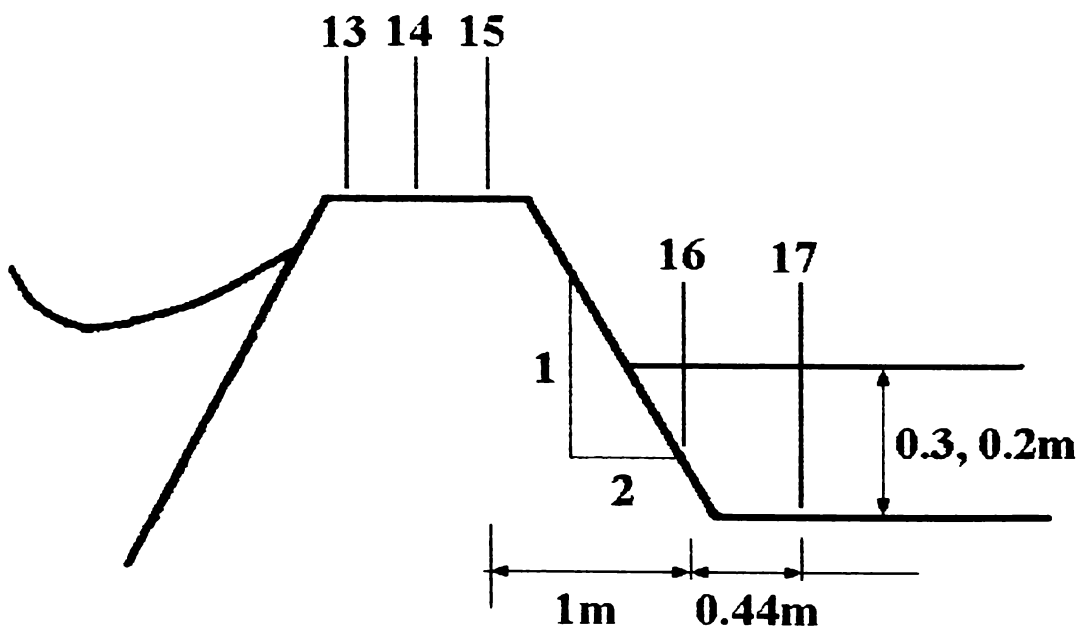


Figura 8.46. Schema punctelor în care s-au făcut măsurători

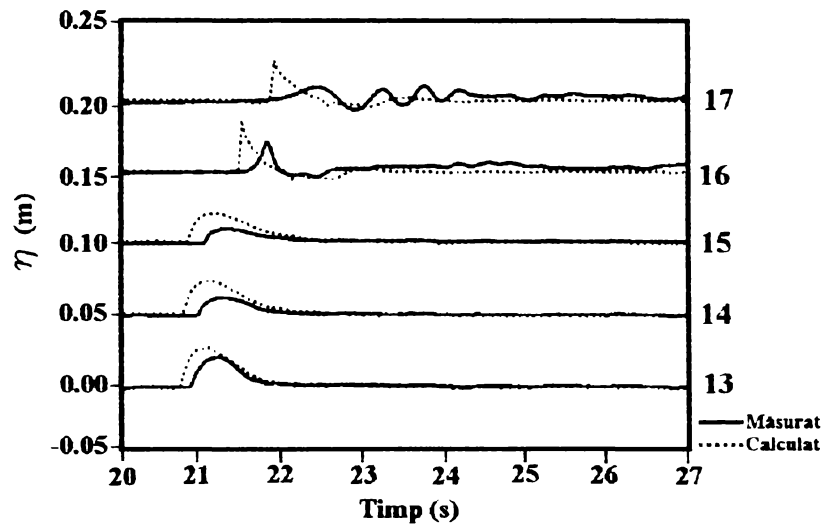


Figura 8.47. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată de model, test 1(punctele 13-17)

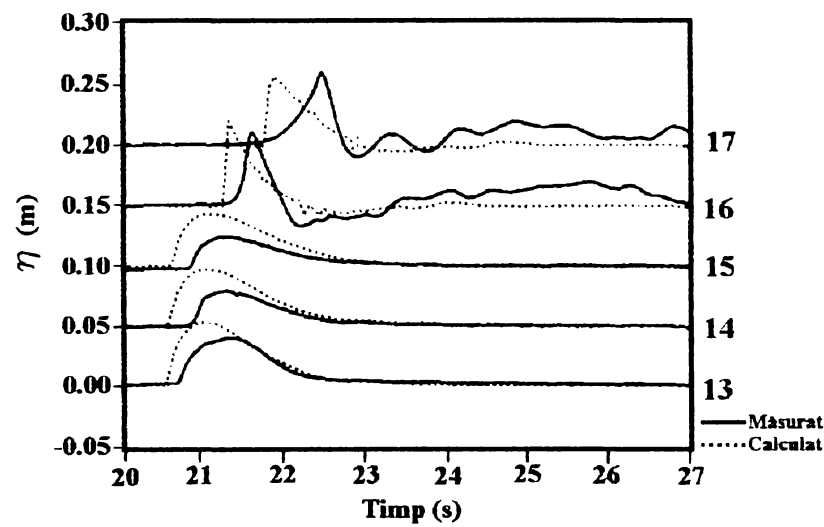


Figura 8.48. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată de model, test 2(punctele 13-17)

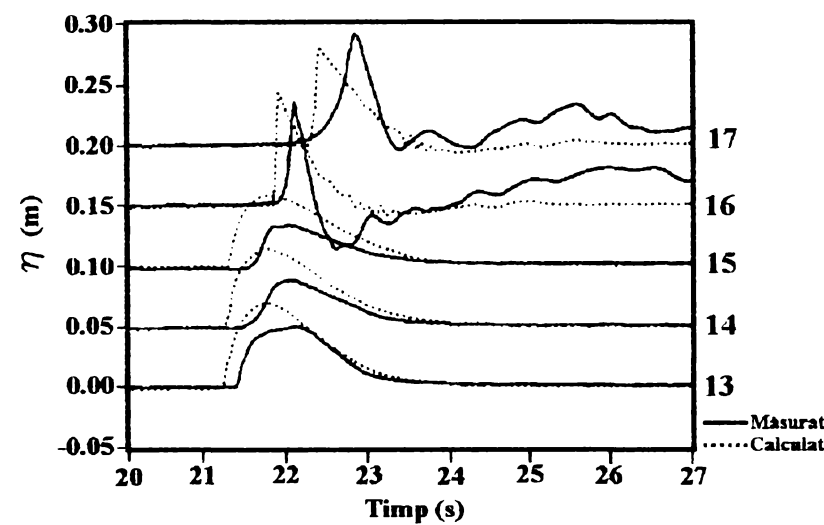


Figura 8.49. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată de model, test 3(punctele 13-17)

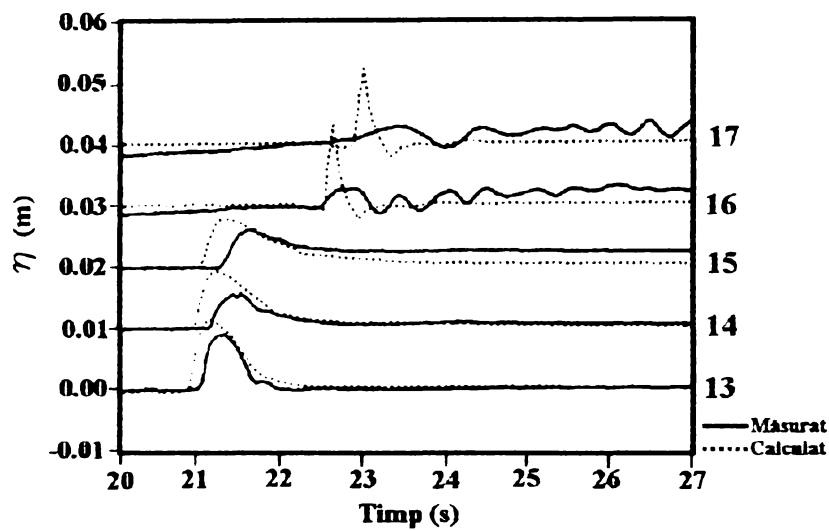


Figura 8.50. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată de model, test 4 (punctele 13-17)

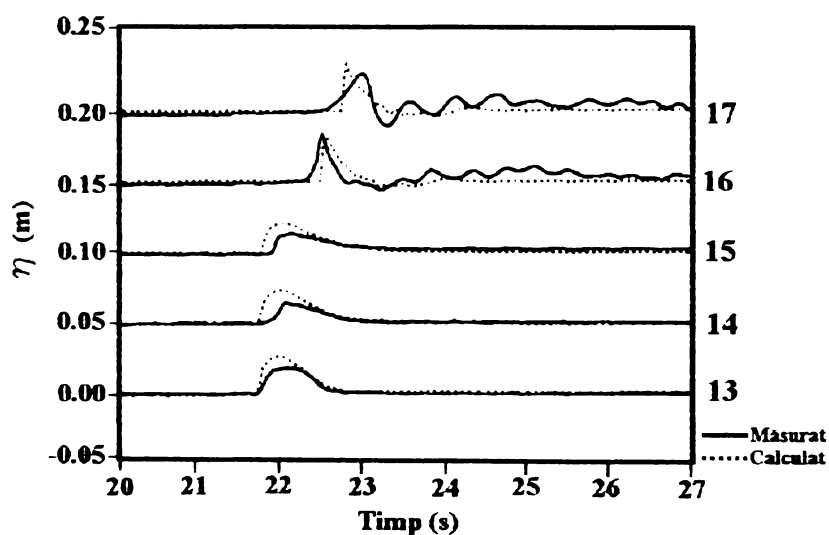


Figura 8.51. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată de model, test 5 (punctele 13-17)

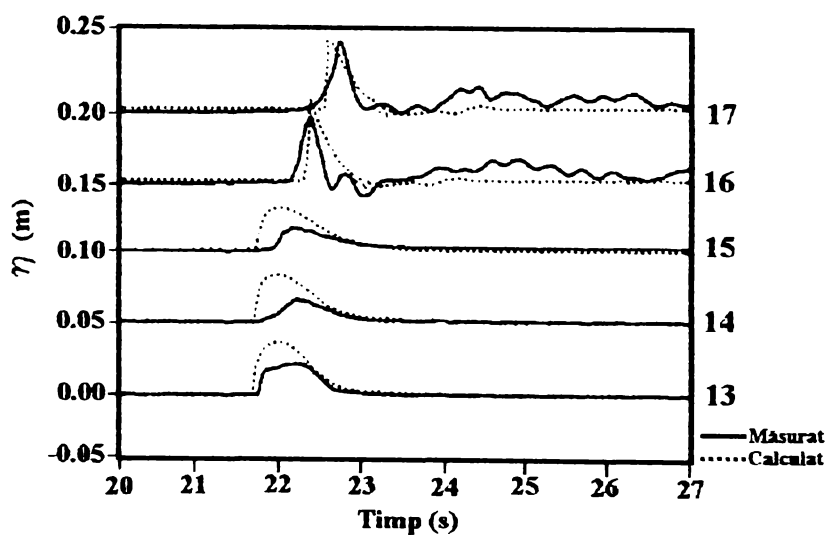


Figura 8.52. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată de model, test 6 (punctele 13-17)

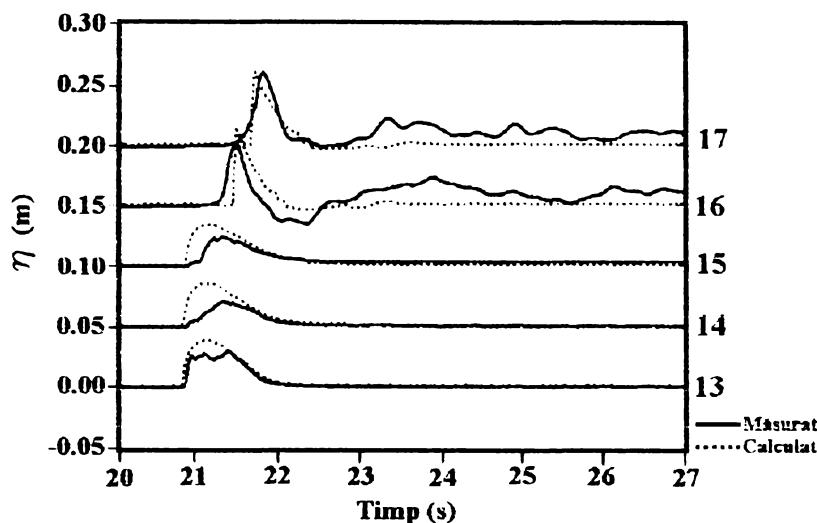


Figura 8.53. Elevația suprafeței apei măsurată și calculată de model, test 7 (punctele 13-17)

8.5. Discuții și concluzii

În acest capitol a fost prezentat un model matematic cu volume finite de înaltă rezoluție folosit pentru studiul deversării valurilor peste structuri costiere. Modelul a fost testat pentru valuri care nu deferlează și se ridică pe structură și valuri care trec peste un prag vertical. Rezultatele sunt similare cu cele obținute cu soluția exactă. Din nefericire modelul nu a fost testat pentru ridicarea valurilor care deferlează datorită lipsei datelor de laborator știut fiind că metoda NLSW poate fi folosită cu rezultate rezonabile pentru valuri care deferlează.

Modelul a fost testat pentru calcularea debitului deversat de valuri peste pereți verticali, rezultatele obținute fiind rezonabile în comparație cu testele de laborator, studiul efectuat întărind convingerea că metoda NLSW poate simula deversarea valurilor peste structuri. Rezultatele obținute arată că rata debitului deversat este influențată de frecarea cu fundul mării, de adâncimea minimă de frecare, în particular când deversarea este produsă de valuri care se ridică pe structură iar rata deversării este mică.

Pentru a utiliza termenul de frecare cu fundul mării în reprezentarea pierderii de energie din turbulență și frecarea cu straturile de anrocamente, calibrarea cu ajutorul testelor de laborator este obligatorie în ideea stabilirii modului de alegere a acestor doi parametrii pentru reprezentarea diferitelor tipuri de plaje (nisip, pietriș, straturi de anrocamente etc)

Modelul matematic propus a fost testat atât pentru valuri regulate cât și neregulate, structuri simple și complexe. Se consideră că sunt necesare mai multe teste de laborator pentru studiul valurilor neregulate.

O singură comparație cu datele pentru valurile aleatoare poate fi asigurată numai cu informații precise asupra metodei generării valurilor, a înregistrării elevației suprafeței apei și detalii despre paleta de producere a valurilor.

Testele au dovedit avantajul folosirii metodei volumelor finite care permite folosirea unei grile grosiere pentru zona din fața țărmlui și o grilă fină pentru zona de țărml, aceasta ducând la o eficientizare mare a calculelor.

Metodă de proiectare integrată a structurilor sparge-val

Acest capitol prezintă aplicarea unei metodologii de proiectare integrată a structurilor sparge-val verticale. Ideea care stă la baza acestei metode de proiectare integrată, sunt concluziile trase în urma accidentelor suferite de structurile construite în ultimul secol. Principalele probleme care apar în proiectare au fost prezentate în capitolele anterioare, iar cele legate de încărcarea din acțiunea valurilor au fost prezentate în particular.

Marea majoritate a structurilor sparge-val verticale care au fost executate în întreaga lume în ultimii zeci de ani, au fost de tip cheson, în diverse variante. În *figura 9.1* sunt prezentate câteva tipuri caracteristice de structuri realizate. Datorită avantajelor pe care le prezintă acest tip de structură: comportare, costuri totale, durată de execuție, mentenanță, standardizare, controlul calității și mediu, se preconizează o creștere mare a interesului pentru realizarea lor. Pentru a reduce încărcarea din valuri, reflexie și alte efecte asupra fundului mării, sunt necesare îmbunătățiri ale modului de proiectare.

La ora actuală proiectarea acestor structuri se face încă tradițional, folosind încărcări ale valurilor quasi-stactice, pentru toate calculele de stabilitate: alunecare, răsturnare și capacitate portantă.

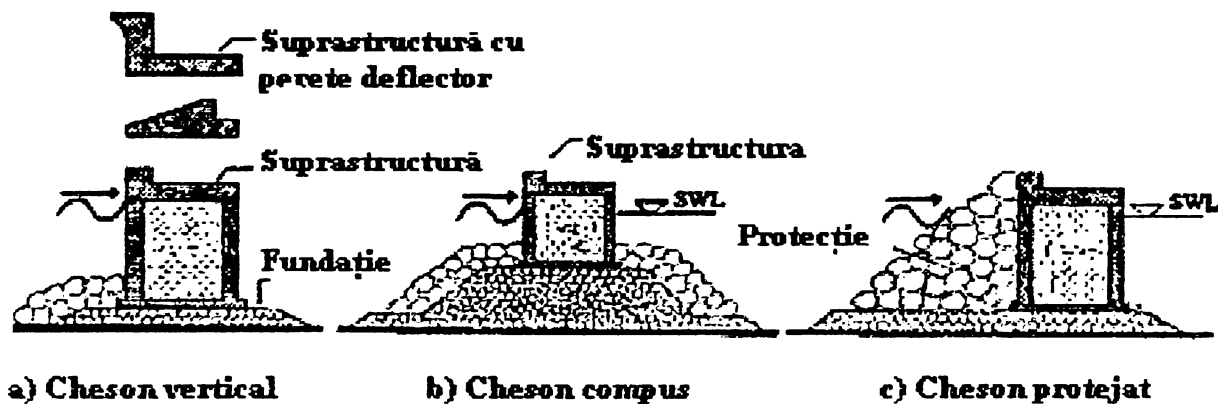


Figura 9.1. Principalele tipuri de chesoane sparge-val.

Principala problemă a acestei metode convenționale nu este numai incertitudinea privind încărcarea din valuri, dar și imposibilitatea explicării motivelor și mecanismelor care au condus la avarierea a numeroase structuri în întreaga lume. În baza acestor lecții învățate din accidentele produse în trecut, acest capitol încearcă să pună accentul pe punctele slabe

ale metodei prezente de proiectare și să prezinte necesitatea dezvoltării și aplicării unei metode integrate de proiectare, care să folosească analiza dinamică și probabilistică pentru stabilitatea structurilor verticale sparge-val și a fundației lor.

9.1. Cauzele accidentelor produse la structuri sparge-val verticale - motivație pentru proiectarea integrată.

Cauzele care duc la cedare au fost deduse din analiza cazurilor de avariere a structurilor prezentate în literatura de specialitate. Aceste cauze sunt:

Cauza 1: Folosirea pentru proiectare a criteriului “înălțimea valului”.

Criteriul “înălțimea valului” trebuie înlocuit cu criteriul “încărcarea din val” care ține cont de comportamentul structurii în condiții normale dar și excepționale de încărcare. Acest concept ia în considerare cedarea structurii din acțiunea unui val singular maxim, dar și cedarea prin slăbirea fundației structurii din acțiunea încărcărilor moderate repetate. Multe din cedările structurilor verticale vechi (înainte de ultimul război mondial) s-au produs datorită furtunilor care au depășit condițiile valului de proiectare, fapt care s-a produs foarte rar în ultimii ani. În unele cazuri avarierea a apărut și pentru valuri mai mici decât cele luate în calcul.

Cauza 2: Reflectivitatea structurii

Posibilitatea deflării valului la structură trebuie luată în considerare chiar și în cazul amplasării acesteia în zona de apă adâncă. Valurile deflante au fost adesea observate în timpul furtunilor puternice care au cauzat cedarea structurilor și care în particular sunt caracterizate de o mare neregularitate și scurte amplificări ale înălțimii acestora. Impactul încărcării din valuri deflante este una dintre cele mai importante surse de avarii.

Cauza 3: Deversarea valurilor peste structură

Toate rapoartele despre accidente au arătat că valurile au deversat peste toate structurile distruse. Cele mai afectate de overtopping au fost structurile cele cu înălțime mică a coronamentului, înclinate, folosite sub formă de protecție de larg. Încărcările care conduc la acest mod de colapsare a structurii nu sunt încă bine cunoscut, dar este clar că fenomenul de overtopping este o cauză importantă de producere a avariilor și este un aspect important al modului de concepție și proiectare al structurii.

Cauza 4: Eroziunea fundului mării

Datorită faptului că structurile verticale, cu față plană, produc o reflexie mare a valurilor, pot apare spălări ale fundului mării în fața fundației chesonului. Acest fenomen trebuie împiedicat să apară prin măsuri de proiectare adecvată și prin realizarea unui program de urmărire și reparații în timpul exploatarei. Trebuie avut în vedere că două furtuni consecutive pot apare la un interval de timp foarte scurt, care să nu permită realizarea reparațiilor necesare după o primă furtună.

Efectul încărcării dinamice asupra fundației și în special cele din impactul cu un singur val foarte mare și din încărcarea ciclică a valurilor moderate, trebuie considerate în analiză, astfel încât analiza stabilității geotehnice să nu se rezume doar la analiza statică a capacității portante a fundației. Fenomenul de slăbire a terenului de fundare trebuie considerat ca o parte integrantă a analizei dinamice.

Cauza 5: Metoda de proiectare

Multe dintre cedări sunt asociate cu natura dinamică a încărcării din valuri și de fenomenele geo-hidraulice implicate în interacțiunea teren-structură. Aceasta conduce la ideea aplicării unei noi strategii de proiectare, care să țină cont de cele mai importante aspecte hidraulice, geotehnice și structurale, și de aici, la evitarea celor mai importante moduri de cedare a structurilor verticale sparge-val. Unele dintre cele mai importante și frecvente moduri de cedare a structurilor verticale sunt prezentate în figura 9.2.

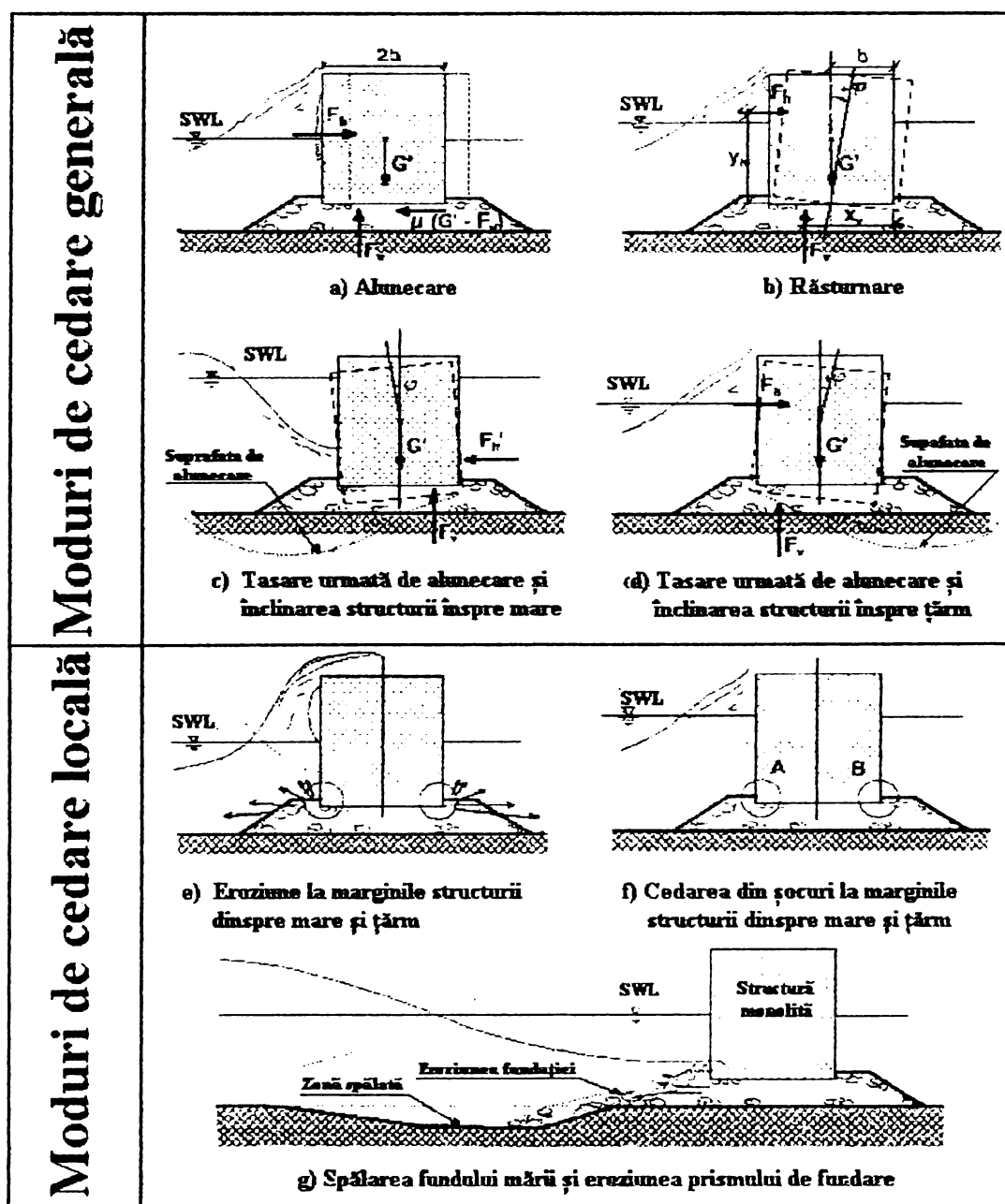


Figura 9.2. Principalele moduri de cedare ale structurilor sparge-val verticale

Adesea motivul și mecanismul de cedare nu este numai complex, dar este și interconectat, de aceea cedarea nu poate fi exemplificată doar printr-un singur mecanism. Procesele hidraulice, geotehnice, morfologice și structurale sunt implicate într-un mod complex ce conduce la slăbirea fundului mării și a fundației structurii înainte de producerea colapsului final. Principalele cauze ale cedării structurii sunt prezentate în figura 9.3.

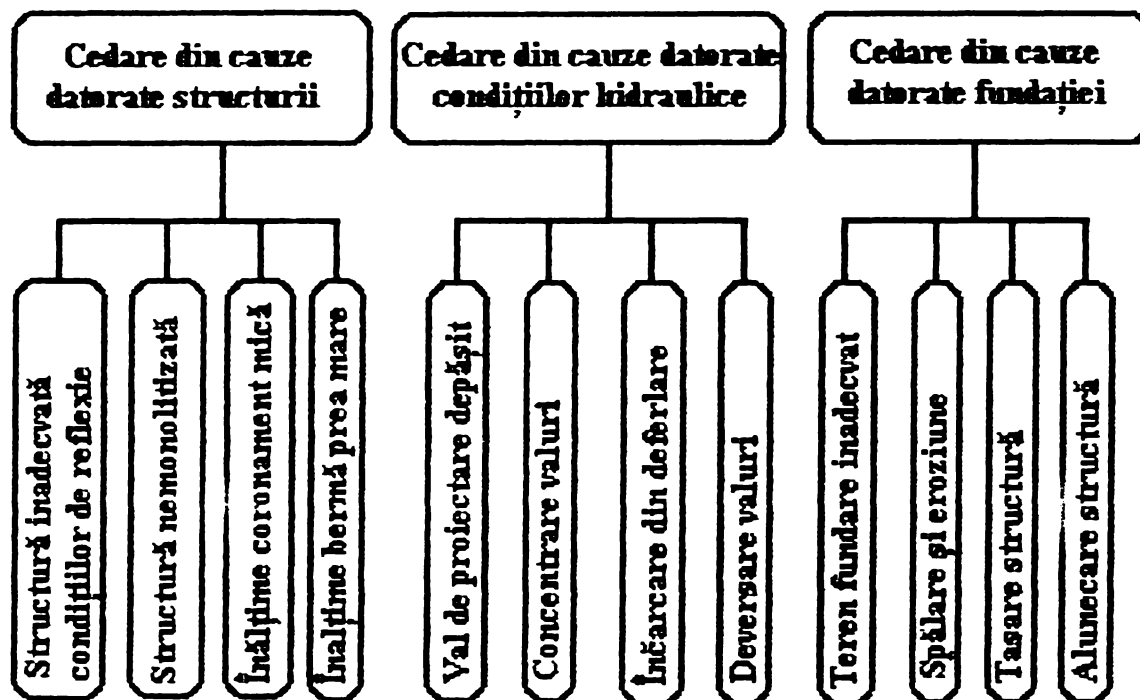


Figura 9.3. Principalele cauze ale cedării structurilor verticale sparge-val.

Câteva dintre cele mai importante moduri de cedare și problemele aferente acestora sunt prezentate în cele ce urmează pentru a sublinia neajunsurile metodei actuale de proiectare și de a accentua necesitatea unei noi proceduri.

Eroziunea fundului mării și eroziunea piciorului structurii.

Eroziunea fundului mării este importantă deoarece afectează comportamentul valurilor în fața structurii, conducând la dislocări treptate ale anrocamentelor din prismul de fundare și micșorează stabilitatea geologică a structurii, figura 9.4.

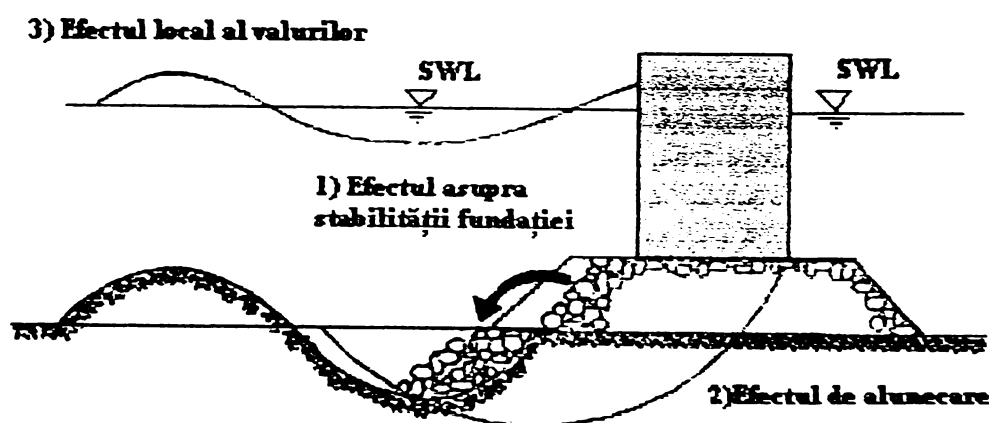


Figura 9.4. Efectul spălării terenului de fundare asupra stabilității structurii.

În condiții grele de fundare (fundul mării este din nisip fin, mâl, valuri deflerante), adâncimea eroziunii poate ajunge până la valori mai mari de 0.7 din adâncimea inițială a apei. Trebuie menționat că eroziunea fundului mării, apare foarte des în timpul construcției, atunci când realizarea protecției împotriva eroziunii nu “ține pasul” cu construcția structurii verticale. La ora actuală nu există date relevante care să preconizeze adâncimea eroziunii, aria de extindere a acesteia și efectul ei în stabilitatea structurii. În altă ordine de idei, proiectarea prismului de fundare și a bermei a fost întotdeauna o problemă dificilă, deoarece dimensiunile (înălțime, lățime) și alte caracteristici ale bermei (greutatea blocurilor, panta înclinării), rezultă în general, din procese de optimizare care uneori conduc la factori și efecte conflictuale (stabilitatea hidraulică, protecția împotriva eroziunii, deflerarea valurilor, aspecte de concepție). Nu este surprinzător că instabilitate prismului de fundare a contribuit în cele mai multe cazuri la cedarea structurii.

Modul în care trebuie proiectată protecția împotriva eroziunii fundului mării și a piciorului fundației, poate fi rezolvată satisfăcător numai dacă se găsesc mijloace eficiente de predicție și evaluare a modului de producere a eroziunii, și a modului în care acesta afectează stabilitatea prismului de fundare și a structurii în general.

Modelul geotehnic de cedare

În trecut nu a fost acordată nici o importanță modului de cedare din punct de vedere geotehnic. Nici comitetul PIANC (1976) nu a reușit să examineze problema mecanismului geotehnic care conduce la cedarea structurilor sparge-val. A fost definită doar capacitatea portantă a fundației, doar aceasta fiind luată în considerare pentru abordarea analizei stabilității, astfel ciclurile de încărcare au fost total neglijate. Pentru a înțelege mai bine modurile de cedare observate trebuie avut în vedere că:

- încărcarea ciclică a valurilor este transferată la prismul de fundare și la fundul mării direct prin balansare și mișcări puternice ale structurii monolite.
- încărcările ciclice din acțiunea valurilor sunt direct transferate la prismul de fundare și la fundul mării;
- singura rezistență care se opune la aceste încărcări provine din: frecare (teren granular), inerție și forțe de răsturnare
- sub acțiunea încărcărilor ciclice ale valurilor, fundul mării poate suporta mari deformații permanente inacceptabile, în două moduri:
 1. terenul își pierde în mod progresiv rezistența (mici creșteri ale presiunii după fiecare ciclu de încărcare) ceea ce conduce la deformații permanente (lichefiere, mobilitate ciclică);
 2. în perioade scurte de timp încărcarea de vârf indusă depășește anumite limite admisibile și apar mici deformații permanente. Repetarea acestor vârfuri de sarcină în timpul unei furtuni poate conduce la apariția unor mari deformații ireversibile fără nici o creștere a presiunii.

Datorită încărcărilor ciclice în general va apare o creștere semnificativă a presiunii. Acest mecanism este prezentat în *figura 9.5*, unde este prezentată presiunea de impact a valului, presiunea și deformația terenului, măsurate la 10cm adâncime (nisip fin) sub cheson.

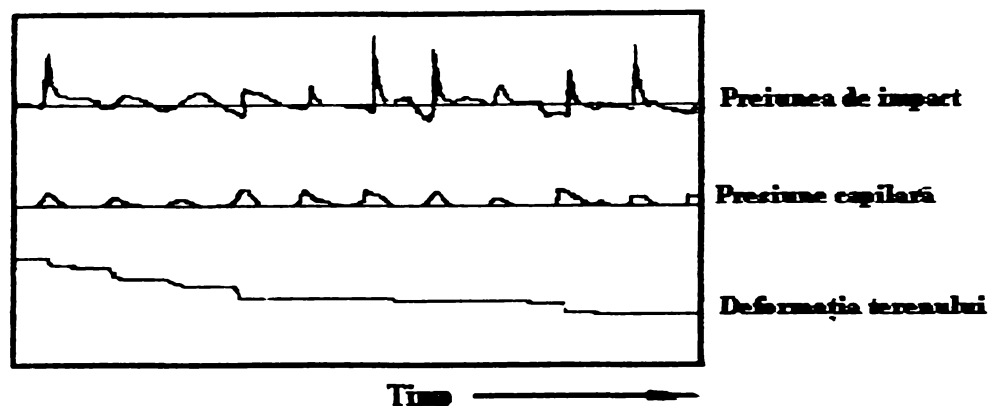


Figura 9.5. Presiunea de impact, presiunea capilară și deformația terenului de fundare

În multe cazuri fundația se tasează diferit în partea dinspre mare și cea dinspre țărm. În numeroase cazuri structura s-a înclinat înspre mare și nu înspre țărm. Mecanismul specific care stă la baza acestui mod de cedare este puțin cunoscut, *figura 9.6*.

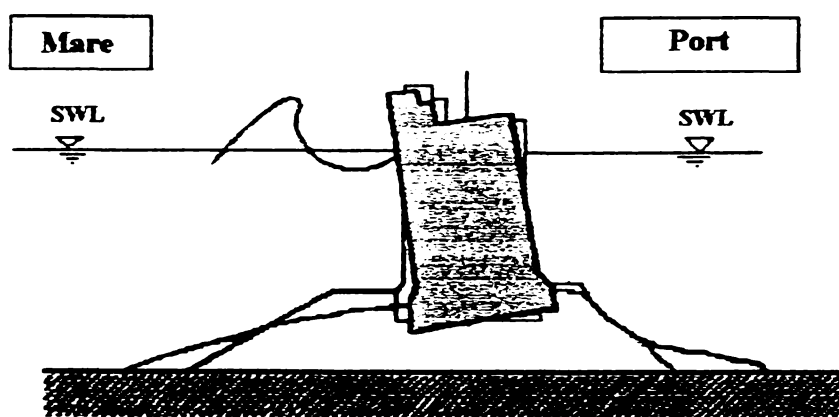


Figura 9.6. Înclinarea paramentului dinspre mare

O privire asupra complexității fenomenelor tranziente și ciclice care apar în interacțiunea val-structură-teren arată că posibilitățile de calculare a capacității portante sunt limitate. Acesta este confirmată și de faptul că numeroase fundații au cedat datorită unor forțe mult mai mici decât acelea care produc lunecarea, răsturnarea sau pierderea capacității portante. De aceea sunt necesare metode și modele pentru descrierea dinamicii sistemului structură-fundație-apă sub acțiunea încărcărilor ciclice și a condițiilor de margine complexe precum și a caracteristicilor terenului.

Cedarea modelului legat de efectele în 3D

În timpul furtunilor puternice, acțiune valurilor este concentrată într-o anumită zonă în lungul structurii unde înălțimea valurilor depășește cu până la 20% înălțimea valurilor din zonele adiacente. Adesea mici spărturi apar la distanțe regulate, prima apărând în general

în apropierea capătului structurii. În unele cazuri această concentrare a acțiunii valurilor s-a caracterizat prin apariția unui singur val acționând pe un front larg, deschizând o spărtură egală cu lungimea frontului său (100 m pentru Alger), care apoi a fost lărgită de valurile următoare.

Chiar dacă în urma acțiunii valurilor nu se observă spărturi semnificative, pot apare deformații ondulatorii în lungul structurii. Prima mare deformație este în general situată la $1/10L$ (L =lungimea valului) față de capătul structurii iar următoarele apar la $1/3L$ una față de cealaltă. În lungul unei structurii pot fi observate un număr important de deformații la distanțe mai mult sau mai puțin regulate așa cum sunt prezentate în figura 9.7.

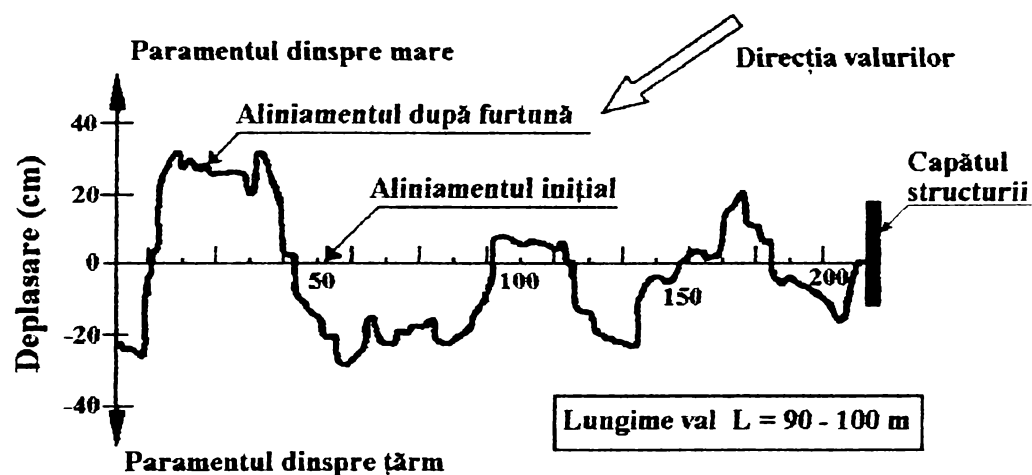


Figura 9.7. Deformația în lungul structurii după furtună

Modul de cedare din deferlarea și deversarea valului

Deferlarea valurilor reprezintă fără îndoială cea mai importantă cauză a deteriorării structurilor sparge-val verticale. În ciuda cunoașterii acestui fapt și a cercetării realizate în întreaga lume, acest domeniu nu este cunoscut satisfăcător și nu au fost obținute rezultate care să permită dezvoltarea unor metode de predicție a forțelor de impact reprezentative.

Toate observațiile referitoare la cedări dramatice ale structurilor au raportat deversări puternice ale valurilor peste structuri care au condus la colapsul acestora. Au fost prezentate un număr important de mecanisme care au încercat să explice efectul deversării valurilor ca sursă a distrugerilor structurilor, dar forța "anormală" și procesele care apar în condiții de deversare în structură și în fundație sunt încă necunoscute.

9.2. Necesitatea pentru o metodă integrată de proiectare

Prima cerință pentru o metodă integrală de proiectare a structurilor sparge-val apare din necesitatea atât a dezvoltării unei metode viabile cât și a instrumentelor necesare, pentru estimarea comportamentului sistemului structură-fundație sub acțiunea încărcărilor similare cu acelea care produc colapsul. Aceasta înseamnă că aceste instrumente și metode ar trebuie să fie capabile să explice și să prezică toate modurile de cedare datorate efectelor

hidrodinamice, geotehnice, morfologice și de natură structurală. Interacțiunea dintre diferitele moduri de cedare trebuie să fie cunoscută nu numai calitativ dar și cantitativ. Sunt necesare în consecință, cercetări cu privire la următoarele aspecte:

- impactul încărcării induse din valuri deferlante în structură și efectul ei în stabilitatea sistemului structură-fundație;
- spălarea fundului mării și eroziunea piciorului structurii, ca o condiție a stabilității prismului de fundație și în general al stabilității structurii;
- deversarea valurilor și efectul ei pentru integritatea sistemului structură-fundație ca și al facilităților portuare din spatele structurii;
- efectul tri-dimensional al încărcării din valuri, reflecție și deversare;
- măsuri de ordin structural care să conducă la creșterea performanțelor sistemului structură-fundație și posibilitatea reducerii impactului morfologic și ecologic al structurii.

Obiectul primei cerințe prezentate este acela de a stabili metode pentru:

- predicția încărcării de calcul din impact, ca o funcție a parametrilor valurilor incidente și a condițiilor geologice de margine. Aici trebuie inclus și studiul la scară al efectelor asociate cu aerul antrenat și conținut de valuri;
- analiza evoluției dinamice a diferitelor caracteristici ale prismului și terenului de fundare;
- analiza răspunsului dinamic al sistemului structură-fundație la forța impulsivă a valurilor. Pentru aceasta ar fi necesar un model numeric verificat cu date viabile obținute în experiențe de laborator.

A doua cerință trebuie îndreptată spre următoarele direcții:

- realizarea unui model la scară 2D, testat, folosind valuri aleatoare la diferite scări pentru a cuantifica mai bine efectul de scară și a obține legea de reducere la scară care să fie aplicată pentru spălare în teste 3D;
- realizarea testelor 3D care să utilizeze cunoștințele obținute din testele 2D și care ar conduce la obținerea de formule și/sau modele numerice pentru predicție și să stabilească manuale de proiectare care să țină cont de efectele spălării și eroziunii asupra integrității structurii.

A treia cerință trebuie să fie orientată în general spre:

- studierea efectului vântului în fenomenul de deversare a valurilor, incluzând problemele de scară;
- cuantificarea forței valurilor și efectul lor asupra fundației structurii în condiții de deversare;
- dezvoltarea de criterii pentru deversarea valurilor care să conducă la o alegere riguroasă a înălțimii coronamentului structurii.

Pentru a treia cerință trebuie studiat:

- efectul unghiului de incidență al valurilor și concentrarea încărcării valurilor și performanțele structurii.
- trebuie studiată distribuția încărcării în lungul structurii

A cincia cerință presupune:

- structurarea cunoștințelor obținute la cerințele 1- 4 care să conducă la realizarea de inovații în domeniul structurilor pentru reducerea încărcării de impact a valurilor, reducerea reflexiei valurilor și eventual la împiedicarea deversării valurilor peste structură.
- criteriile morfologice și de mediu trebuie avute în vedere în timpul procesului de proiectare a structurilor.

Necesitatea realizării unei proiectări integrate trebuie să se bazeze pe metode probabilistice. Aceasta trebuie să aibă în vedere următoarele aspecte:

- natura aleatoare a valurilor în timpul furtunilor puternice;
- natura stohastică și tranzientă a încărcărilor dinamice implicate;
- marea variație a caracteristicilor dinamice ale solului și a sistemului structură-fundație-apă;
- natura stohastică a răspunsului dinamic al structurii și fundației;
- numărul mare al mecanismelor de cedare și interacțiunea lor complexă.

În altă ordine de idei, metoda de proiectare trebuie să fie destul de simplă pentru a fi acceptată de ingineri în practica lor curentă. Un proiect de cercetare mai larg care are ca scop să contribuie la dezvoltarea unei metode integrate de proiectare a început recent printr-un program de cercetare multi-disciplinară cu participarea 15 institute de cercetare din diferite domenii (MAST- European Marine Sciences and Technology-Research Programme) și din diferite țări ale Uniunii Europene.

Trebuie precizat că numărul de cercetări din ultimul deceniu poate promova și încuraja dezvoltarea acestei metodologii de proiectare, pentru aplicarea ei fiind nevoie de:

- mult mai multe date și observații viabile, înregistrări de valuri, date meteorologice și modele sofisticate pentru hindcast și reflexie;
- să se considere cunoștințele care au fost acumulate din anii '30 până în prezent despre deflarea valurilor și impactul cu structura;
- să se dezvolte modelarea în hidraulică prin folosirea valurilor neregulate și tehnici sofisticate pentru măsurarea tranzițiilor încărcării și răspunsului structurii;
- existența unor facilități de testare la scară mare în care aspectele dinamice, hidraulice și geologice să poată fi simultan cercetate.

9.3. Implementarea diferiților pași în metoda integrată de proiectare

Implementarea diferitelor aspecte asociate cu hidrodinamica costieră, hidro-geotehnica, morfologia locală și dinamica solurilor într-o metodă integrată de proiectare este o problemă dificilă și de lungă durată care necesită progrese semnificative în fiecare din domeniile implicate. O posibilă schemă a unei proceduri de implementare care implică multe din aspectele menționate anterior este prezentată în figura 9.8.

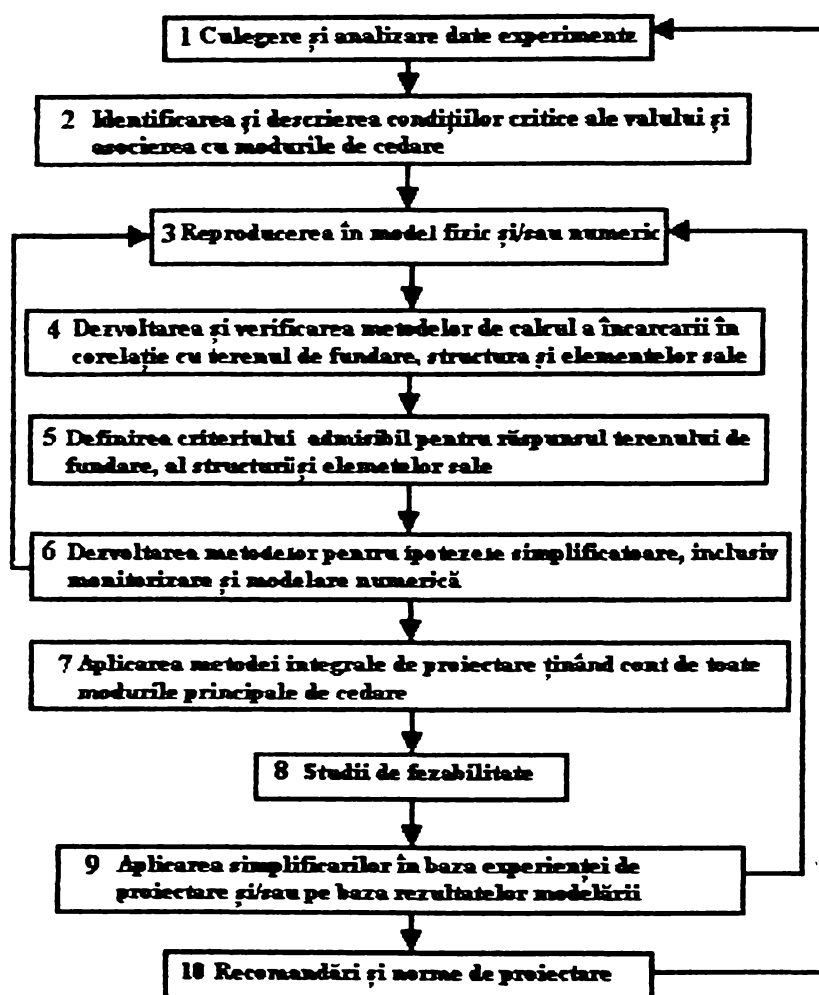


Figura 9.8. Implementarea metodei de proiectare integrală

Câteva dintre temele și pașii prezentați în figura 9.8 au fost deja luați în studiu în programul MCS-Project al programului European MAST II. Una dintre cele mai dificile teme este pasul 5, care constă în definirea performanțelor admisibile ale structurilor în condiții de încărcare critică, pentru care rezistența finală a terenului de fundare, fundație și componentelor structurii au fost atinse și condițiile în care integritatea și/sau funcționalitatea structurii este afectată. Este clar că această temă împreună cu cerința 4 poate fi rezolvată numai în baza metodelor probabilistice.

Problemele legate de proiectarea aplicațiilor sunt importante în particular, deoarece metoda integrală de proiectare trebuie să pornească de la metodele convenționale de proiectare existente. Dezvoltarea schemei pentru proiectarea structurilor sparge-val

verticale prezentate în *figura 9.8* are intenția de a ilustra eforturile de cercetare necesare pentru progresul de la formulele empirice existente la metode raționale largi. Sigur acest deziderat nu va fi cu certitudine ultimul pas în cercetarea acestui domeniu, căci este în esența fiecărei dezvoltări raționale să fie capabilă de îmbunătățiri, în general în baza cunoștințelor dobândite anterior, pornind de la prototipuri experiențe și informații, ca și de la noi cerințe de natură tehnică, economică și socială. Acest ultim aspect necesită mai multe investiții în factorul om, fonduri de cercetare și cooperare internațională.

9.4. Metodă pentru proiectarea structurilor sparge-val verticale

În cele ce urmează este prezentată o filozofie de proiectare a structurilor verticale de tip sparge-val care are la bază cele prezentate anterior. Filozofia propusă este constituită din două etape. În prima etapă se face definiția funcțiilor principale ale unei structuri sparge-val, care conduc la definiția cedării acesteia. A doua etapă este cea a alegerii nivelului acceptabil de siguranță. Această poate fi făcută în baza comparării codurilor (standardelor) existente, sau prin aplicarea optimizării economice.

9.4.1. Determinarea probabilității optime a cedării.

Pentru definiția unui cadru al probabilității optime de cedare a structurii este nevoie de o puternică filozofie a proiectării structurilor. Aceasta conduce la o bună viziune asupra unei probabilități acceptabile de cedare ținând cont de funcționarea structurii.

Cele două etape de proiectare propuse sunt:

- Definiția funcțiilor principale ale structurii sparge-val și stabilirea definiției cedării în baza funcțiilor principale ale acesteia;
- Stabilirea probabilității acceptabile a cedării și verificare proiectului în baza acesteia.

La nivelul abstract obiectivul metodei probabilistice de proiectare este acela de a studia calea pe care structura poate ceda complet pierzându-și toate funcțiunile, până la un nivel optim al acestei cedări.

În această lucrare funcțiunea structurii este limitată la menținerea unei ape liniștite în port pentru executarea manevrelor, amararea, descărcarea și încărcarea vaselor.

Trebuie notat că în multe cazuri practice funcțiuni ca: ghidarea curentilor mareici, oprirea transportului sedimentelor, crearea de zone de agrement, etc, sunt funcții obligatorii de satisfăcut. În această lucrare, din multitudinea funcțiilor, cea mai importantă este “încetarea asigurării condițiilor necesare de apă liniștită” în incinta protejată a portului.

Cedarea poate apare ca urmare a trei evenimente:

- valuri cu prea multă energie intră în interiorul portului prin zona de acces datorită fenomenelor de refracție/difracție;
- prea multă energie a valurilor intră în port prin deversarea valurilor peste structurile sparge-val;
- structura sparge-val a colapsat și prea multă energie a valurilor intră prin spărturi.

În lucrare prima cauză nu este discutată deoarece această cauză se datorează proiectului portului și nu al secțiunii structurilor sparge-val.

Cerințele pentru a construi o structură care să îndeplinească toate atribuțiile și să fie perfectă din punct de vedere al cedării este imposibil de realizat. Astfel chiar și pentru structurile proiectate în mod ireproșabil și bine construite, va exista întotdeauna o mică probabilitate, în anumite circumstanțe, ca acestea să cedeze. Probabilitatea optimă de cedare este întotdeauna o problemă de natură socio-economică.

În general două puncte de vedere au fost studiate (Vrijling și alții, 1995) pentru luarea unei decizii în privința probabilității acceptabile a cedării unei structuri:

- acceptabilitatea pierderi unei singure vieți omenești;
- acceptabilitatea posibilității pierderii unui mare număr de vieți omenești, de bunuri materiale și proprietăți (punct de vedere social).

Pierderi de vieți omenești nu vor apare decât în foarte puține cazuri de cedare a structurilor sparge-val (excepție pot face structurile tip promenadă) dar pot exista pierderi materiale însemnate.

Prin compararea codurilor existente de proiectare se pot determina principii acceptabile ale probabilității cedării structurilor ca urmare a experienței care a stat la baza elaborării lor. Pentru proiecte mici această metodă este eficientă dacă este utilizată în conexiune cu un factor parțial de siguranță.

9.4.2. Compararea codurilor existente

Pentru a putea prezenta nivelul de probabilitate acceptabilă al cedării structurilor sparge-val, conținut la ora actuală în diferite proiecte și în codurile de proiectare existente, în proiectul PROVERBS al programului MAST a fost făcută comparația următoarelor coduri:

- Nordic Committee on Building Regulations (NKB, 1978);
- Eurocode 1 1994;
- ISO 1996;
- Danish Building Code 1999;
- Det Norske Veritas 1992;
- Reability of dikes and dams (ICOLD);
- PIANC (Working Group 12 and 28).

Rezultatele acestei comparații sunt prezentate în *tabelul 9.1*.

Tabelul 9.1. - Clase de siguranță definite în proiectul PROVERBS

Starea limită	Clasa de siguranță			
	Scăzut	Normal	Ridicat	Foarte ridicat
de serviciu	0.4	0.2	0.1	0.05
final	0.2	0.1	0.05	0.01

Trebuie amintit că unele concepte conservatoare sunt introduse prin reducerea valorii maxime care a fost determinată în practică ca având valori de la 0.4 la 0.1. Pentru cazuri de cedare cu consecințe extrem de serioase valorile normale găsite în coduri au fost păstrate.

9.4.3. Optimizarea economică

Având în vedere funcțiunile structurii sparge-val definite anterior, cedarea poate apare în două moduri:

- chesonul structurii sparge-val își pierde stabilitatea și apare o breșă în structură (stadiul limită final);
- prea multă energie trece peste structură și apar valuri excesive în port (stadiul încetării serviciilor).

În primul caz, cedarea completă a structurii conduce la încetarea operațiunilor portuare pe timpul reconstrucției. Singura modalitate de a crea o structură mai solidă este aceea a utilizării unor chesoane mai grele, aceasta realizându-se prin creșterea înălțimii și lățimii chesonului. Ca o primă aproximare, costul structurii crește cu greutatea ei conform relației:

$$I_{tot}(\rho, h_c, B_c) = I_0 + I_w W = I_0 + I_w(\rho h_c B_c) \quad (9.1)$$

unde W este greutatea chesonului, ρ este densitatea chesonului, h_c este înălțimea chesonului și B_c lățimea chesonului, I_{tot} – investiția totală, I_0 - , I_w -

În al doilea caz, structura rămâne intactă dar agitația în port este mare și procentul de zile ale unui an în care operațiunile portuare sunt oprite este mai mare decât cel planificat. În general, condițiile de apă liniștită în port pot fi îmbunătățite prin creșterea înălțimii structurii, ceea ce înseamnă creșterea înălțimii h_c a chesonului, pentru a reduce deversarea, și extinderea lungimii structurii, L , pentru a reduce difracția valurilor la intrarea în port. Costul acestei alternative poate fi adăugat la modelul investiției totale propus anterior:

$$I_{tot}(\rho, h_c, B_c, L) = I_0 + I_w(\rho, h_c, B_c) + I_h h_c + I_L L \quad (9.2)$$

Pentru a găsi optimul probabilității de cedare, pierderile în cazul cedării structurii au fost estimat în termeni bănești. În general această valoare, D (deficit), a sumei costurilor de

reparație, include și pierderile datorate suspendării activității în port. Riscul se determină prin multiplicarea pierderilor D cu probabilitatea cedării care este o funcție de greutatea chesonului, W . Deoarece portul este expus la risc în fiecare an, raportul valorii prezente supra perioada planificată de viață trebuie comparată cu investiția totală (I_{tot}).

Același procedeu trebuie aplicat și pentru optimizarea agitației apei în port. Aici raportul zilelor de neoperare în timpul sezonului dificil (ultimele N zile) trebuie multiplicat cu costurile zilnice de întrerupere a operațiunilor d .

Valoarea prezentă a riscului total supra perioada planificată de M ani devine în acest fel:

$$R(\rho, h_c, B_c, L) = \frac{1}{r} \left(1 - \frac{1}{(1+r)^M} \right) \left(P_{f:ULS}(\rho, h_c, B_c) \cdot D + \dots \right) \quad (9.3)$$

Ecuția costurilor C a perioadei totale de viață, rezultă din însumarea investiției și a componenteii riscului:

$$C(\rho, h_c, B_c, L) = I(\rho, h_c, B_c, L) + R(\rho, h_c, B_c, L) \quad (9.4)$$

Obiectivul propus este minimizarea costului C al timpului de viață, prin modificarea variabilelor de proiectare p , h_c , B_c și L . În cazul simplificat prezentat anterior, un minim poate fi găsit prin derivarea costurilor C , ale perioadei de funcționare, în raport cu variabilele menționate anterior și egalizarea acestor ecuații cu zero. În practică relațiile dintre probabilitatea de cedare și variabilele de proiectare sunt mult mai complexe. O optimizare numerică este prezentată de Voortman și alții (1998).

Un exemplu este dat în cele ce urmează.

Pierderile cauzate de cedarea structurii și din inoperabilitatea portului sunt estimate în cele ce urmează. Dacă un port este inoperabil pentru o anumită perioadă de timp datorită cedării structurii sparge-val, vor apare costuri suplimentare pentru operatorul portului și alți parteneri datorită inoperabilității zilnice, costurilor de reparații, pretenții ale unor terțe părți, pierderi de venit, etc. O evaluare inițială trebuie făcută pentru cuantificarea valorii distrugerii structurii. Separat se face cuantificarea pierderilor pentru o zi de suspendare a activității în port și pentru o situație de cedare majoră a structurii.

Pentru a estima pierderile pentru o zi de încetare a activității în port, se presupune că un vas trebuie să aștepte trei zile înainte ca să poată fi amarat la chei. Costul operării vasului este estimat la valoarea curentă. În plus sunt calculate pretențiile unei terțe părți și pierderile adiționale. Costurile indirecte constau din pierderile părților care sunt dependente de operabilitatea portului (transport, serice, etc). Costul unei zile de inoperabilitate este prezentat în *tabelul 9.2*.

Tabel 9.2. Costul suspendării activității în port pentru o zi.

Denumire	Descriere	US\$
Cost de operare vas	10,000 US\$ /vas / zi; media i vas pe zi; așteaptă 3 zile extra	30,000
Pierderi direct	Prelucrare 19mil t/an - Venit 5.4\$/t	280,000
Pierderi indirecte	Reputație proastă pe zi	140,000
	industrie, linii maritime, alte părți	50,000
Sub total		500,000
Coeficient pentru pierderi economice indirecte		1.5
TOTAL		750,000

În cazul distrugerii majore a structurii, costurile sunt mult mai serioase și mai extinse și ele constau din costuri de reparație a structurii și pierderi economice. Distrugerile majore constau din avarieri mari ale structurii sparge-val și a structurilor portuare, cheiuri, debarcadere sau faruri de navigație. Evaluarea distrugerilor, mobilizarea majoră pentru lucrările de reparații necesită perioade de timp lungi, deci poate fi considerat că un port este scos din funcțiune pentru un an. În acest timp, industria va trebui să găsească un alt mijloc de aprovizionare, care va necesita costuri suplimentare. Alte pierderi economice sunt cele din taxa de port (PT), costuri de întrerupere a navigației și cereri ale unei terțe părți. Valoare pentru extra transport, valoare de operare a vaselor și valoarea portuară au fost estimate conform cu exemplele din literatura de specialitate. Costul total în cazul unei distrugerii majore a structurii sparge-val este pentru cazul fictiv prezentat de 588 milioane\$. O prezentare a calcului se găsește în tabelul 9.3.

Tabelul 9.3. Calculul costurilor în cazul unei distrugerii majore

Obiect	Descriere	US \$ milioane
Distrugerii structurale		
- structură sparge-val	20% din costul de construcție	24
- alte structuri	Marfă, protecții, instalații de iluminat	5
- mobilizări		4
Subtotal		33
Pierderi economice		
- Transport alternativ	Cost suplimentar 6 \$/t pentru 19 mil.t.	114
- Cost operatiuni	10.000\$/vas/zi – mediu un vas /zi	3.65
- taxe portuare directe	5.4 \$/t pentru 19 mil. t/an	103
- taxe portuare indirecte	Proastă reputație	50
- Terțe persoane	Industrie, linii maritime, alte părți	100
Subtotal		370
Coeficient de multiplicare	1.5	555
Cost total		588

Pentru un caz simplu, poate fi trasat un grafic al costurilor de viață. O asemenea simplificare constă din optimizarea dimensiunilor chesonului pentru o înălțime fixă a bermei și considerând numai înălțimea valului ca o variabilă aleatoare. *Figura 9.9* prezintă o asemenea diagramă. Desenul este realizat pentru un nivel fix al probabilității cedării (evaluare deterministică) și proiectarea optimă considerând toate necunoscutele precizate. Graficul este obținut pentru o durată de viață de 50 de ani. Rezultatele concordă aproximativ în nivelul de siguranță al clasei, conform cu *tabelul 9.1*.

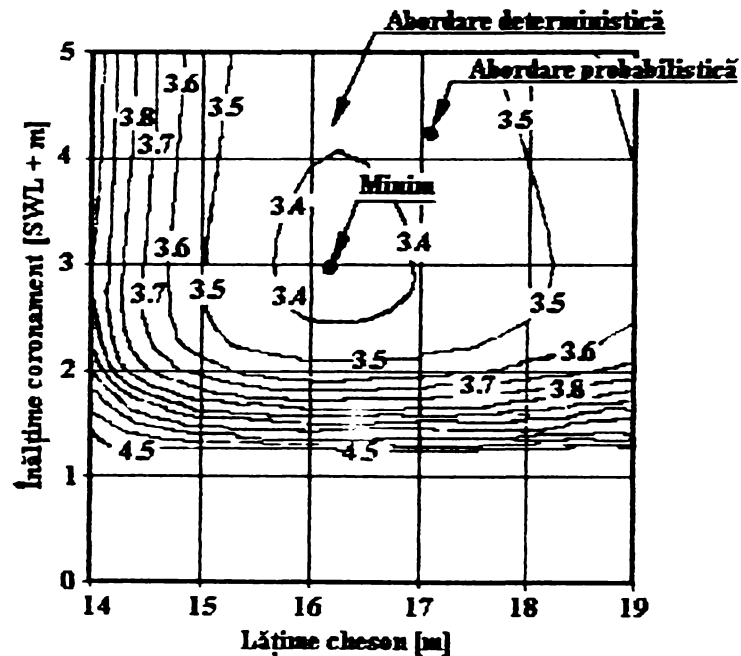


Figura 9.9. Costurile unei structuri verticale (Voortman și alții 1998)

În evaluarea costului pierderilor se presupune că toate activitățile care au loc în port sunt oprite pe durata reparațiilor. Dacă dimensiunile breșei în structură sunt mici atunci și pierderile sunt mici. Trebuie avut în vedere că valoarea costurilor va crește odată cu extinderea portului.

Considerații finale

10.1 Contribuții aduse

Prezenta teză aduce contribuții în diferite domenii. Contribuțiile cele mai importante sunt sistematizate, în cele ce urmează, în raport cu apariția lor în lucrare :

- Sunt identificate și puse în evidență problemele ce apar în proiectarea structurilor de apărare costieră, atât din punct de vedere al calculului clasic cât și din punct de vedere al fenomenelor speciale (siguranța persoanelor pe promenade și calculul la încărcări din gheață). În cazul fenomenelor speciale se face o prezentare a formulelor și modelelor actuale existente în literatura de specialitate și este făcută compararea și analiza valabilității acestora.
- Sunt prezentate sub formă originală și unitară, formulele pentru overtopping și sunt analizate influențele diferiților parametri din formulă asupra calculului final al valorii de overtopping. Toate aceste influențe sunt analizate apoi prin prisma rezultatelor obținute prin măsurători experimentale.
- Se prezintă un model de calcul al structurilor în condiții de temperaturi scăzute când încărcările de calcul sunt diferite de cele clasice.
- Se face o sinteză a metodelor numerice cu aplicații în calculul structurilor costiere și se propun două dintre aceste metode pentru calculul structurilor costiere. Datorită fenomenului aleator al forței hidrodinamice de încărcare a unei structuri costiere s-a aplicat metoda rețelelor neuronale la calculul forțelor și metoda volumelor finite la calculul overtopping-ului peste structuri costiere.

- A fost realizat un program de calcul în limbaj Pascal, denumit FANN, prezentat în anexă, pentru modelarea cu metoda rețelelor neuronale a forțelor din val. Pentru calarea acestui model matematic s-au folosit datele măsurate la Marea Nordului. Rezultatele obținute cu modelul rețelelor neuronale au fost comparate cu metoda clasică de calcul a forțelor, Goda. Modelul propus a dat rezultate foarte bune.
- În cadrul elaborării metodei rețelelor neuronale au fost propuse și două metode originale de mărire a setului de date de testare al modelului, o metodă de scalare a datelor existente și o metodă de adimensionalizare a datelor de calcul.
- A fost alcătuit un model de calcul, pe baza metodei volumelor finite, model cu care se calculează overtopping-ul peste structuri simple și complexe. Modelul a fost calibrat pe date de run-up și probleme clasice a căror soluție analitică se cunoaște și după calibrare a fost testat pentru o serie de date. Rezultatele obținute au fost comparate cu date experimentale. Programul a fost folosit și pentru seturi de date caracteristice pentru Marea Neagră. Algoritmul de calcul a fost transpus într-un program de calcul în limbaj Pascal, denumit VOFO, program prezentat în anexă.
- Datele de calcul pentru modelul matematic cu volume finite a fost comparat cu alte modele matematice existente în literatură și a dovedit performanțe foarte bune.
- A fost propusă o metodă de proiectare integrată a structurilor de apărare costieră, după ce în prealabil s-a făcut o prezentare unitară a problemelor ce apar în practica de exploatare a acestor structuri.
- În urma prelucrărilor, folosind integrarea ecuațiilor fenomenelor și programele de calcul elaborate se prezintă rezultatele în comparație cu soluția clasică de calcul.
- În cadrul metodei de proiectare integrată se efectuează un calcul de optimizare a înălțimii structurilor costiere de tip sparge-val, care reprezintă o schematizare a pașilor ce trebuie urmați în proiectarea acestor structuri.
- În final sunt făcute recomandări privitoare la aplicabilitatea modelelor propuse.
- Elaborarea a două programe de calcul, în limbaj Pascal, reprezintă contribuții originale, cu posibilități de a fi extinse ușor pentru alte domenii de calcul.
- Bibliografia prezentată constituie un îndreptar de studiu în domeniu pentru cei ce doresc să aducă contribuții în acest domeniu.

10.2 Concluzii și recomandări

10.2.1. Promenade

Concluziile principale privind efectul deversării valurilor asupra persoanelor aflate pe coronamentul structurilor sparge-val sunt:

- pe baza experiențelor de laborator a fost prezentat un model al pierderii echilibrului pentru a calcula adâncimea critică de apă la marginea dinspre mare a chesonului. Dacă persoana are 152cm înălțime și o constituție standard, adâncimea critică este de 0.5m.
- Modelul poate calcula adâncimea critică a apei pentru care o persoană este târâtă în mare. Această adâncime este dependentă de raportul deschiderilor balustradei la cele două margini ale structurii. Dacă raportul este de 0.7 la ambele margini adâncimea critică a apei este de 2.1m pentru persoana standard a experimentului.
- În cazul în care nu sunt montate balustrade, adâncimea critică de apă care poate târî o persoană standard este de 0.7m, ceea ce demonstrează că balustradele sunt foarte importante pentru protejarea persoanelor.
- Formula determinată pentru calcularea înălțimii valului care pune în pericol persoanele aflate pe structură trebuie folosite pentru proiectarea promenadelor sparge-val.

10.2.2. Calculul structurilor la acțiunea gheții

Au fost prezentate modele de calcul al ridicării sloiurilor de gheață pe taluzul plajei sau a structurilor costiere și îngrămădirea sloiurilor. Au fost prezentați parametrii de interes special pentru proiectare care includ extinderea maximă spre uscat a împingerii și îngrămădirii sloiurilor, înălțimea maximă a unei îngrămădiri de sloiuri cât și încărcările asupra structurilor. Au fost descrise metode pentru determinarea valorilor de proiectare al acestor parametrii. Pentru protecția țărmului și a structurilor costiere, unde limitarea fetch-ului împiedică acumularea de forțe de împingere mari și de atingere a unor viteze semnificative, poate fi aplicată cu mai mult succes o metodă probabilistică care să descrie mai bine presiunile din gheață rezultate.

Pentru împingerea gheții a fost prezentată o ecuație pentru determinare extinderii maxime a acesteia pe o pantă continuă. Efectele dinamice au fost neglijate.

Pentru determinarea înălțimii maxime de îngrămădire a sloiurilor, au fost descrise două modele ale presiunii gheții și două modele ale procesului de îngrămădire care pot fi combinate în patru moduri diferite. Este important de investigat în continuare, când structura poate fi supusă încărcărilor dinamice din presiunii gheții ce acționează pe structură ca urmare a mișcării banchizei. Asemenea analize trebuie să aibă la bază informații istorice pentru a defini valori extreme de proiectare. Datorită lipsei informațiilor valabile, modelele teoretice și numerice pot fi folosite pentru a verifica informațiile pe o perioadă și zonă necoperită de măsurători. Încărcările de proiectare trebuie să fie definite prin studii pentru determinarea formulelor încărcării interacțiunii gheață-structură, și o analiză probabilistică care să conecteze probabilitatea de apariție cu încărcările de proiectare. A fost demonstrat că prin comparații cu observațiile de teren, se obțin estimări rezonabile folosind formula Allen (1970), cu limitarea forțelor de împingere la încărcarea orizontală de cedarea a banchizei de gheață ce avansează în fața unei grămezi de sloiuri. Formula lui Allen presupune că înaintarea banchizei trebuie să învingă greutatea întregii grămezi de sloiuri, împingând în sus, iar expresia lui Kovacs și Sodhi conține numai forța de împingere a banchizei însăși, așa cum se face împingerea pe taluz. Acest ultim model este bun pentru cazul în care presiunea în gheață corespunde forțelor de împingere pentru o banchiză în repaus. Dintr-un punct de vedere logic, ambele scenarii pentru presiunea în gheață și ambele procese de îngrămădire apar probabil și apar regulat. Cu privire la modelul care să fie folosit, trebuie analizată stabilitatea la alunecare a grămezii de sloiuri. Aceasta poate limita valorile extreme obținute cu formula lui Kovacs și Sodhi. O altă posibilă limitare este încărcarea de compresiune maximă pentru care o serie de bucăți din șirul care se ridică pe taluz nu flambează. Această limită trebuie determinată în programe de cercetare. Ca geometrie a suprafeței care a cedat va influența limita încărcării, grosimea naturală a gheții, ca și reducerea la scară, trebuie folosite în experimente. O estimare rapidă a valorilor conduce la rezultate cu abateri de până la 10% pentru încărcarea de flambaj pentru o grindă fără frecare. O importantă pierdere a acestei investigații este aceea a lipsei de consens pentru prezicerea înălțimii de îngrămădire a sloiurilor. Modele diferite dau rezultate bune în condiții diferite. De aceea este recomandat să fie stabilite întotdeauna modele, teoretice sau numerice, care să explice condițiile de îngrămădire a sloiurilor, când trebuie alese înălțimile pentru proiectare.

10.2.3. Concluzii și recomandări privind metodele numerice de calcul a structurilor verticale

10.2.3.1. Metoda rețelelor neuronale

Datorită faptului că setul de date folosit la antrenamentul și testul rețelelor neuronale este limitat concluziile de față nu pot fi considerate “literă de lege”. Totuși în baza studiului și a rezultatelor obținute se pot deduce următoarele concluzii:

- Rezultatele prezentate arată că metoda rețelelor neuronale poate fi folosită cu încredere la descrierea dependenței dintre parametrii ce descriu valul și forța orizontală exercitată de val asupra structurii.
- Rezultate bune se obțin atât cu date inițiale normale cât și cu date inițiale adimensionalizate.
- Datele adimensionalizate au avantajul unei rețele mai simple (șapte neuroni de intrare în loc de opt și mai puțini neuroni pe stratul ascuns) pentru că această reprezentare conține mai multe informații despre fenomenul fizic și astfel conduce la o extragere ușoară a rezultatelor.
- Dezavantajul folosirii datelor de intrare adimensionalizate este acela că există multe combinații posibile ale parametrilor inițiali;
- În baza acestui studiu un model ANN foarte complex poate fi dezvoltat, cu condiția să existe seturi de măsurători.

10.2.3.2. Metoda volumelor finite

În capitolul 8 al lucrării de față a fost prezentat un model matematic cu volume finite de înaltă rezoluție folosit pentru studiul deversării valurilor peste structuri costiere. Pentru rezolvarea aproximărilor Riemann a fost adoptat un mediu HLL. Pentru diminuarea variației totale a proprietăților neoscilatorii (TVD) a fost folosit un pre-proces de limitare a pantei. Noua schemă de calcul introduce o mică vâscozitate falsă care a fost excelent stabilită. Modelul a fost validat ca urmare a numeroase și variate teste în probleme la care se cunosc soluțiile analitice exacte. Condițiile de margine includ condiții de nereflectare a valurilor incidente. Problema inundării și uscării a fost bine rezolvată și testată cunoscându-se soluția exactă.

Modelul NLSW a fost testat pentru valuri care nu se sparg și se ridică pe pantă și a valurilor care se scurg peste un prag vertical. Rezultatele sunt similare cu cele obținute cu

soluția exactă. Din nefericire modelul nu a fost testat pentru ridicarea pe structură a valurilor care se sparg ca urmare a lipsei datelor de laborator, Titov și Synolakis (1995) arătând că metoda NLSW poate fi folosită cu rezultate rezonabile pentru valuri care se sparg. Studiul prezentat întărește convingerea că metoda NLSW poate simula deversarea valurilor peste diguri.

Modelul a fost testat pentru calcularea overtopping-ului. Rezultatele calculelor sunt rezonabile în comparație cu toate testele de laborator pentru pereți înclinați. Testele arată că metoda NLSW poate fi aplicată pentru calculul debitului deversat și pentru pereți verticali sau aproape verticali. În sfârșit modelul a fost testat pentru structuri cu protecție din anrocamente și rezultatele sunt compatibile cu cele obținute din studiile de laborator.

Rezultatele obținute arată că rata debitului deversat este influențată de frecarea cu patul, de adâncimea minimă de frecare, în particular când deversarea este produsă de valuri care se ridică pe structură și rata deversării este mică. Pentru a utiliza termenul de frecare cu patul în reprezentarea pierderii de energie din turbulență și frecarea cu straturile de anrocamente, calibrarea cu ajutorul testelor de laborator este obligatorie în ideea stabilirii modului de alegere a acestor doi parametrii pentru reprezentarea diferitelor tipuri de plaje (nisip, pietriș, straturi de anrocamente etc). Pentru folosirea modelului NLSW pentru pereți verticali sunt necesare numeroase teste de laborator.

Modelul matematic propus a fost testat atât pentru valuri regulate cât și neregulate. Se consideră că sunt necesare mai multe teste de laborator pentru studiul valurilor neregulate. Din păcate metoda generării valurilor aleatoare nu a fost prezentată în detaliu de către autorii experimentelor și în particular spectrul valurilor. Aceasta și datorită faptului că nu este ușor să realizezi în laborator un generator de valuri care să nu producă și reflexii. False reflexii la paleta de producere a valului poate induce erori semnificative în rezultatul debitului deversat măsurat.

O singură comparație cu datele pentru valurile aleatoare poate fi asigurată numai cu informații precise asupra metodei generării valurilor, a înregistrării elevației suprafeței apei și detalii despre paleta de producere a valurilor. În general astfel de date au fost oferite numai de laboratoarele din UK. Pentru folosirea pe scară industrială a modelului sunt necesare încă multe testări, rezultatele obținute până în prezent încurajând aceasta.

Modelul NLSW propus pentru deversarea valurilor are avantajul unei topografii flexibile în comparație cu modelele empirice și mult mai rapid și mai ieftin decât modelul 3D de rezolvare a ecuației Navier-Stokes. Testele au dovedit că avantajul folosirii metodei volumelor finite permite folosirea unei grile grosiere pentru zona din față țărmului și o grilă fină pentru zona de țărm, aceasta ducând la o eficientizare mare a calculului.

10.3. Direcții viitoare de cercetare

În lucrarea de față s-a încercat aplicarea unor metode moderne de calcul pentru structurile costiere verticale. Lucrarea deschide noi căi și provocări adresate inginerilor specialiști în acest domeniu în România, pentru că există încă multe posibilități de cercetare, care este necesar a fi investigate. De aceea, se pot indica, cu caracter de propunere, următoarele direcții de viitor pentru cercetare:

- Realizarea de măsurători la malul românesc al Mării Negre prin instrumentarea și monitorizarea unui amplasament.
- Testarea modelelor ANN cu parametrii ce include influența “overtopping-ului”, și influența interacțiunii dintre panta fundului mării cu parametrii de intrare, influența diferitelor adâncimi de apă în fața structurii.

Eforturile de cercetarea multi-disciplinară care au început să fie făcute în cadrul MCS-Project al European MAST II-research programme, suplimentate de lucrările practice ale PIANC-working Group WG28 în domeniul structurilor sparge-val verticale sunt pași importanți pentru stabilirea unei metode integrate de proiectare.

Autorul speră că această metodă integrată de proiectare nu va fi numai fezabilă dar discuțiile ce vor avea loc vor stimula cercetările în întreaga lume pentru fiecare domeniu în parte. Numai o cooperare internațională largă va constitui baza tehnică pentru orice metodă integrată de proiectare și ghiduri de proiectare bazate pe aspectul rațional și nu pe metode empirice.

În proiectarea structurilor costiere, alegerea nivelului de siguranță pentru fiecare structură care trebuie proiectată este o problemă majoră. Acesta este și cazul structurilor sparge-val. Această lucrare aplică conceptul de optimizare economică pentru a obține nivelul apropiat de siguranță și în același timp geometria optimă. Exemplele de proiectare au arătat că este

optim economic nu să distribui egal probabilitate de cedare acceptabilă la toate modurile de producere a acesteia, ci să alegi unul sau două moduri care să determine probabilitatea totală a cedării.

Această lucrare prezintă în final optimizarea economică a unui proiect pentru o structură sparge-val verticală. Luând în considerare numai procedura însăși pot fi prezentate următoarele două direcții de cercetare viitoare în acest domeniu:

- conceptul de optim economic, reprezintă o cale rațională care suportă alegerea unui nivel optim de siguranță;
- minimizarea costurilor de construcție al structurii sparge-val pentru un anumit nivel este o parte integrantă a procedurii de optimizare integrală.

Bibliografie

1. Ahrens, J.P., and Martin, F.T., - "Wave run-up formulas for smooth slope". *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASECE, 111 (1), 128-133, 1985.
2. Ahrens, J.P., and Heimbaugh, M.S., - "Aproximate Upper Limit of Irregular Wave Runup in Riprap", U.S.Army Corp of Engineering, CERC (WES), 1988.
3. Ahrens, J.P., Seeling, W.N., Ward, D.L. and Allsop, W. - "Wave runup on and Wave Reflection from Coastal Structures", ASCE, Proceedings, Waves, 1993.
4. Alianna, J. Maren, Craig T. Harston, Robert M. Pap - "Handbook of Neural Computing Applications", Academic Press, Inc, London, 1990
5. Allen, J.L. - "Analisy of forces in a pile-up of ice", Technical Memorandum 98, National Research Council, Ottawa, Canada, 1970.
6. Allsop, J.P., Smallman, J.V., and Stephens, R.V., - "Development and application of a matematical model of wave action on steep slopes. Proc. 21st Coastal Engineering Conference, ASCE, 281-291, 1988.
7. Allsop, N.W.H., and Channell, A.R. - "Wave Reflections in Harbours", Report OD 102, Hydraulics Research, Wallingford, 1989.
8. Allsop, N.W.H., - "Vertical Walls and breakwaters: optimisation to improve vessel safety, wave disturbance, and wave overtopping". ASCE, 1995.
9. Allyn, N.F.B. and K., Charpantier - "Modelling ice fields around arctic offshore structure", Proc. Offshore Technology Conference, Paper OTC4422, Vol. 4, Houston, Texas, SUA, 1982.
10. Alonzo, D. Q, - "Design and Construction of Ports and Marine Structure, Mc Graw-Hill, 1961.
11. Archetti , R., Franco, L.& con. - "Large Scale Model Tests on Wave Overtopping on Rubble-mount Breakwaters"-Fourth International Conference an Coastal and Port Engineering in Developing Countries - Rio de Janeiro - Brazil - 25-29 September 1995.
12. Banner, M.L. - "The influence of wave breaking on the surface pressure distribution in wind wave interactions", *J. Fluid Mech.* 211, 463-495, 1990.
13. Banner, T.P. - "On the generation dissipation and prediction of ocean wind waves", *J. Geophys. Res* 73, 513-530, 1968.
14. Battjes, J.A.- "Computation of Set-up, Longshore Currents, Run-up and Overtopping Due to Wind-generated Waves." - Communications on Hydraulics Department of Civil Engineering Delft University of Technology - Report no. 74-2.

15. Battjes, J.A., - "Surf similarity". Proc. 14th Coastal Engineering Conference, ASCE, 1974.
16. Battjes, J.A., - "Surf-zone dynamics". Ann. Rev. Fluid Mechanics, 20, 257-293, 1988.
17. Băcov, A., - "Construcții costiere", Timișoara 1997.
18. Bezuijen, A., Klein Breteler, M., Burger, A.M., - "Placed block revetments. Coastal Protectio", Pilarczyk Balkema, Rotterdam. ISBN 906191 1273, 1990.
19. Billy, L. Edge – "Coastal Engineering" – Proceedings, ASCE, New York, 1986 .
20. Bonnefille, R., - "Cours d'hydraulique maritime", Masson 1992.
21. Breteler, M.K. and van der Meer, J.W. – "Measurement and computation of wave induced velocities on a smooth slope". Proc. 22nd International Conference on Coastal Engineering ASCE, New York, 1990
22. Brocchini, M., Drago, M., and Iovenitti, L – "The modelling of short waves in shallow waters. Comparison of numerical models based on Boussinesq and Serre equations". Proc. 23rd Coastal Engineering Conference, ASCE, 76-88, 1992
23. Bruun, P.M. and P., Johannesson – "The interaction between ice and coastal structures", Proc. 1st int. conf. on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions (POAC-71), Vol 1, Trondheim, Norway.
24. Burcharth, H.F., Dalsgaard Sorensen, J.& Christiani E. – "On the evaluation of failure probability of monolithic vertical wall breakwaters". Paper 1.4, Proc. 2nd Workshop MCS-project, MAST 2, 1994.
25. Cammaert, A.B. and D.B., Muggeridge – "Ice interaction with offshore structures", Van Nostrand Reinhold, New York, USA, 1988.
26. Chan, E.S., - "Mechanics of deep water plunging-wave impacts on vertical structures". Coastal Engineering, 22,115-133, 1994.
27. Cooker, M.J., - "The interaction between steep water waves and coastal structures". Bristol Univ. 1990.
28. Courant, R. and D. Hilbert – " Methods of mathematical physics", Interscience, New York – London 1962.
29. Cox, D.T., Kobayashi, N., and Wurjanto, A., - "Irregular wave transformation processes in surf and swash zones". Proc. 23rd Coastal Engineering Conference, ASCE, 1992.
30. Crosdale, K.R. Allyn, N. and W. Roggensack – "Arctic Coastal Processes and Slope Protection Design", Technical Council on Cold Regions Engineering Monograph, American Society of Civil Engineering, New York, USA, 1988.

31. CUR/RWS – “Manual on use of rock in hydraulic engineering, Cur Gouda, NI, 1991.
32. CUR/TAW – “Handbook for the design of block revetments”, Report no.155, Centre for Civil Engineering Research and Codes (CUR), Gouda, NI, 1994.
33. de Gerloni and al. – “ Wave Overtopping on Vertical and Composite Breakwatwrs”, 24th International Conference on Coastal Engineering Kobe 1994.
34. de Waal J.P., van der Meer, J.W. – “Wave Run-up and Overtopping on Coastal Structures” - 23nd. International Conference on Coastal Engineering 4-9 October 1992 Venice Italy.
35. de Waal, J.P. - TAW-A1 - "Wave overtopping of vertical coastal structures", Report on Physical model tests and study - Delft Hydraulics, February 1994.
36. Elgar, S., and Guza, R.T., -“Shoaling gravity waves: comparisons between field observations, liniar theory, and nonliniar mode”. J. Fluid Mechanics, 158, 47-70, 1985.
37. Fennema, R.J., and Chaudhry, M.H., - “Explicit numerical schemes for unsteady free-surface flows eith shocks”. Water Resources Research, 22 (13), 1986.
38. Fisher, M., Juhl, J. and Rasmunssen, E.B. – “Numerical modelling of waves and currents with regard to coastal structures”. Proc. 23rd International Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, October, 1992.
39. Franco, L., Lamberti, A., Noli, A. and Tomasicchio, U. – “Evaluation of risk appied to the designed breakwater of Punta Liso at Brendisi”, Italy, Coastal Engineering, Vol.10, No.2, 1986.
40. Franco, L., De Gerloni, M and Van der Meer, J.W., - “Wave overtopping at vertical and composite breakwater”. ASCE, Proc.24th ICCE, Kobe, Japan, 1994.
41. Gao, Q., and G.J. Komen – “The directional response of ocean waves to changing wind direction”, J. Phys. Oceanogr. 23, 1561-1566.
42. Goda, Y. – “Experiments on the transition from nonbreaking to postbreaking wave pressures”, Coastal Engineering in Japan, Vol 15, 1972.
43. Goda, Y. – “ A new method of wave pressure calculation for the design of composit breakwater”, Rept. Port and Harbour Res. Inst, Vol 12, 1973
44. Goda, Y., Kishira, Y., Kamiyama, Y. - Laboratory Investigation on the Overtopping Rate of Seawalls by Irregular Waves. Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 14, No 4.,1975
45. Goda, Y. - Random Seas and Design of Maritime Structures, Univ of Tokyo press, 323 pp. 1985.

46. Goda, Y. – “Random sea waves and engineering application”, Tokyo University Press, Tokyo, 1985.
47. Goda, Y. – “Statistical variability of sea state parameters as a function of wave spectrum”, Coastal Engineering in Japan, Vol 31, No.1, 1988
48. Goda, Y. – “Dynamic response of upright breakwaters to impulsive breaking wave forces”, Coastal Engineering, Vol. 22, 1994.
49. Goda, Y., - “Japan’s design practice in assessing wave forces on vertical breakwaters”. ASCE, 1995.
50. Hall, J.V., and Watts, J.W., - “Laboratory investigation of the vertical rise of solitary waves on impermeable slopes”. Tech. Memo. No.33, Beach Erosion Board, U.S. Army Corps of Engineering.
51. Hasselmann, D.E, M. Dunckel and J.A. Ewing – “Directional wave spectra observed during JONSWAP 1973”, J. Phys. Oceanogr. 10, 1. 4-1280.
52. Hibberd, S., and Peregrine, D.H., - “Surf and run-up on a beach: a uniform bore”. Journal of Fluid Mechanics, 95 (2), 323-345, 1979.
53. Hiroi, I. – “On a method of estimating the force of waves”, Memoir of Engrg. Faculty, Imperial University of Tokyo, Vol X, No. 1, 1919.
54. Holman, R.A., and Sallenger, A.H., Jr., - “Setup and swash on a natural beach”. Journal of Geophysical Research, 90 (C1), 945-953, 1985.
55. Inoue, M., Shimada, H., Tonomo, K. - Quantitative Study on Overtopping of Irregular Waves, Proc. Coastal Engineering, JSCE, vol 36, pp 618-622, 1989.
56. Isobe, M., & Kondo, K., - “Method for estimating directional wave spectrum in incident and reflected wave fields”. Proc. 19th Coastal Engineering Conference, Houston, Texas, ASCE, 1984.
57. Iwata, K., Miyazaki, V. and Mitzutani, N. – “Experimental study of the wave force acting on rubble of a rubble-mound slope”. Natural Disaster Sci, 1985.
58. Jayewardene, I.F.W., Haradasa, D.K.C., Tainsh, J. – “Model Study on Water Levels Due to Irregular Wave Overtopping of Sea Defences” - Fourth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries - Rio de Janeiro – Brazil - 25-29 September 1995.
59. Jensen, J., Juhl, J. – “Wave overtopping on breakwater and Sea Dykes” - 20nd. International Conference on Coastal Engineering 1986.
60. Jian-Kang Wu – “Neural Networks and Simulation Methods”- Marcel Dekker, New York, 1994.

61. Juang, J-T – “Effect on Wind Speed to Wave Run –up”- 23nd. International Conference on Coastal Engineering 4-9 October 1992 Venice Italy.
62. Juhl, J., Jensen, O.J. – “Wave Forces on breakwater armor units”. Proceedings of the 22nd International Conference on Coastal and Port Engineering, Delft, The Netherlands, 2-6 July 1990.
63. Juhl, J., - “Danish experience and recent research on vertical breakwaters”. Proc. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters. Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan, 1994.
64. Juhl, J., Jensen, J. – “Features of Berm Breakwaters and Practical Experience” - Fourth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries - Rio de Janeiro - Brazil - 25-29 September 1995.
65. Juhl, J. and van der Meer, J.W. – “Quasi-static forces on vertical structures. Re-analysis of data at Danish Hydraulic Institut and at Delft Hydraulics “, MAST G6-S/Project 2, Res. Report, 1992.
66. Karjadi, E.A., and Kobayashi, N., - “Numerical modelling of solitary wave breaking, run-up and reflection”. Proc. International Symposium on Waves-Physical and Numerical Modelling, in press, 1994.
67. Kimura, A., Seyama, A. - Statistical Proprieties of Short-Term Overtopping, Proc. 19th ICCE, pp 532-546, 1984.
68. Kobayashi, N., and Jacobs, B.K., - “Stability of armor units on composite slope”. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE, 111, 880-894, 1985.
69. Kobayashi, N., Roy, I., and Otta, A. K., - “Numerical simulation of wave run-up and armor stability”. OTC Paper 5088, 18th Offshore Technology Conference, Vol. 1, Houston, Texas, 51-56, 1986.
70. Kobayashi, N., and Greenwald, J.H., - “Prediction of wave run-up and riprap stability”. Proc. 20th Coastal Engineering Conference, ASECE, 1958-1971, 1986.
71. Kobayashi, N., and Otta, A. K., - “Hydraulic stability analysis of armor units”. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE, 113 No.2, 171-186, 1987.
72. Kobayashi, N., Otta, A. K., and Ray, I. - “Wave reflection and run-up on rough slopes”. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE, 113 No.3, 282-298, 1987.
73. Kobayashi, N., and watson, K.D., - “Wave reflection and run-up on smooth slopes”. Proc. Coastal Hydrodynamics, ASCE, 548-563, 1987.
74. Kobayashi, N., and Wurjanto, A., – “Wave overtopping on coastal structures”. J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASECE, 115 (2), 235-251, 1989.

75. Kobayashi, N., and Wurjanto, A., – “Iregular wave setup and run-up on beaches”. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASECE, 118 No.4, 386-386, 1992.
76. Klopman, G., Breteler, M.K.- TAW-A1, Unie van Waterschappen en Waterschap Friesland – “Overslag en golfkrachten op verticale waterkeringsconstructies” H 2014 Waterloopkunding Laboratorium/wl Augustus 1995.
77. Komen, G.J., L. Cavaleri – “Dynamics and Modelling of Ocean Waves”, Cambridge University Press, 1994.
78. Kortenhaus, A., and Oumeraci, H. – “Sliding and overturning of caisson breakwaters induced by wave impact loads”, *Proceedings 1st Project Workshop MCS-Project*, Part 1-11, 1993
79. Kovacs, A. – “Shore ice ride-up and pile-up features, Part I: Alaska’s Beaufort Sea coast, CRREL Report 83-9, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, New Hampshire, Usa, 1983.
80. Kovacs, A. – “Shore ice ride-up and pile-up features, Part II: Alaska’s Beaufort Sea coast – 1983 and 1984, CRREL Report 83-26, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, New Hampshire, Usa, 1984.
81. Kovacs, A. and D.S. Sodhi – “Shore ice pile-up and ride-up: Field observations, models, theoretical analisyses”, *Cold Regions Science and Technology*, Elsevier Science Publishers, 1980.
82. Lamberti, A. and Franco, L., - “Italian experience on upright breakwaters”. *Proc. Intern. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan, 1994.*
83. Larras, J. – “Cues de Hidraulica Maritima, Paris, Dunod, 1961.
84. Lundgren, H. – “ Wave shock forces: An analysis of deformations and forces in the wave and in the foundation”. *Proc. Symp. Wave Action, Vol. 2 Delft, Netherlands, 1969.*
85. Lundgren, H, & Oumeraci, H. – “State –of-the art data available for preliminary design”. *Geotechnical Engineering* 22, 1994
86. Losada, M. A., Medina, R. and Alejo, M. – “Wave forces on armor blocks”. *Proc. of 21st International Conference on Coastal Engineering, Malaga, Spain, ASCE, 1988.*
87. Madsen, O.S., and White, S.M., - “Energy dissipation on a rough slope”. *Journal Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, ASCE, 102,1976.*
88. Matiur, Rahman – “Water waves – Relating Modern Theory to Advenced Engineering Practice”, Clarendon Press, Oxford, 1995

89. Malcom, L. Spaulding, H. and Lee, Butler – “Estuarine and Coastal Modeling”, Proceedings of the sixth international conference, ASCE New Orleans, Louisiana, 1999.
90. Mansard, E.P.D., Sand, S.E. and Funke, E.R., - “Reflection Analysis of Non-linear Regular Waves”. National Research Council of Canada, Hydraulics Laboratory Technical Report TR-HY-011, 1985.
91. Mansard, E.P.D., and Funke, E.R., - “Reflection Analysis of Irregular Waves”. National Research Council of Canada, Hydraulics Laboratory Technical Report TR-HY-017, 1987.
92. Mansard, E.P.D., - “Reflection and Dissipation Characteristics of Berm Breakwaters”. Proc. 3rd COPEDEC Conference, Mombasa, Kenya.
93. Minikin, R.R. - “Winds, Waves, and Maritime Structure, Griffin, London, 1950.
94. Mizuguchi, M. – “Breaking of Irregular Wave on a Slope”- 23rd. International Conference on Coastal Engineering 4-9 October 1992 Venice Italy.
95. Monin, A.S. and A.M. Yaglom – “Statistical fluid mechanics”. The MIT PRESS, Cambridge, MA, 1975.
96. Morse, P.M. and H., Feshbach – “Methods of theoretical physics”, McGraw-Hill, New York, 1978.
97. Muraca, A., Rossi, V. –“Field Analysis of Wave Action on Breakwater” - 23rd. International Conference on Coastal Engineering 4-9 October 1992 Venice Italy.
98. Nagai, S., Takada, A. - Relations Between the Run-up and Overtopping of Waves - 13th. International Conference on Coastal Engineering July 10-14, 1972 Vancouver, Canada.
99. Niemeyer, H.D., Gartner, J., Kaiser, R., Peters, K., Schneider, O. – “The Estimation of Design”
100. Oumeraci, H. and Partenscky, H.-W – “Breaking wave impact loads on vertical structures – Effect of entrapped air on structure response. Proc. 1st workshop, Project 2/MAST G6-S, Hannover, 1991.
101. Owen, M.W., - “Design of seawalls allowing for wave overtopping”. Report No. EX 924, Hydraulics Research, Wallingford, UK, 1980.
102. Ozhan, E., Yalciner, A.C. –“Overtopping of Waves at Model Sea Dikes” - 22nd. International Conference on Coastal Engineering 2-6 July 1990 Delft
103. Paape, A. – “Experimental Data on The Overtopping of Seawalls by Waves” - Hydraulics Laboratory Delft Publication No.23 September 1960.

104. Peter, W. French – “Coastal Defence”, Routledge Inc. New York, 2001
105. Peregrine, D.H., - “Breaking waves on beaches”. *Ann. Rev. Fluid Mechanics*, 15, 149-178, 1983.
106. Peregrine, D.H., - “ Water wave impact on walls and the associated hydrodynamic pressure field”. ASCE, 1995.
107. PIANC – “Final report of the International Commission for the study of waves”. Annex to Bulletin PIANC no.25, Vol III, 1976
108. Pilarczyk, W. Krystian – “Coastal Protection”, A.A. Balkema Rotterdam, 1990.
109. Prins, J.E. – “Model Investigations of Wind Wave Forces”- Hydraulics Laboratory Delft Publication No.24 September 1960.
110. Resio, D.T. – “Shallow-Water Waves. I: Theory,” ASCE, J.Watry., Port, Coast., Oc. Engineering, Vol 113 No.3, 1987.
111. Rogan, A. – “Comportement des jetees en enrochements vis a vis de la houle. EDF Bulletin de la Direction des Etudes et Recherches. Serie A Supplement au no. 1, Paris, 1968.
112. Rufin, T.M., Katsuhiko, K. and Iwata, K. – “Wave forces acting on armour unit of a submerged wide-crown breakwater”. Proc. of the Fourth International Offshore and Polar Engineering Conference, Osaka, Japan, April 10-15, 1994
113. Sainflou – “ Essai sur les digues maritimes, verticales”, *Annales Ponts et Chaussees*, Vol. 98, No. 4, 1928.
114. Sakakiyama, T., and Kajima, R., - “Numerical simulation of nonlinear wave interacting with permeable breakwaters”. Proc. 23rd Coastal Engineering Conference, ASCE, 1517-1530, 1992.
115. Saville, T., Jr., - “Laboratory data on wave runup and overtopping on shore structures”. Technical Memo No.64, U.S. Army Beach Erosion Board, Document Service Center, Dayton, Ohio, 1955.
116. Seeling, W.N., - “Wave reflection from coastal structures”. Proc. Coastal Structures, ASCE, 961-973, 1983.
117. Shore Protection Manual, 1984. U.S. Army Engineering Waterways Experiments Station, Coastal Engineering Research Center, U.S. Government Printing Office, Washinton, D.C.
118. Synolakis, C.E., - “The runup of solitary waves”. *Journal of Fluid Mechanics*, 185, 523-545, 1987.

119. Sleath, J.F.A, - "Sea bed mechanics". Wiley Interscience, New York, 1984.
120. Shiigai, H., Kono, T. - Analitical Approach On Wave Overtopping On Levees - Proc. The 12th. Coastal Engineering Conference Vol. 1, pp. 563~573, Sep. 1970.
121. Sloth, P., Juhl, J. - "Individual Wave Overtopping Volumes For a Rubble Mound Breakwater"- Fourth International Conference an Coastal and Port Engineering in Developing Countries - Rio de Janeiro - Brazil - 25-29 September 1995.
122. SPM - "Shore Protection Manual" U.S Army Coastal Engineering Research Center, Washinton, 1973, 1977, 1984
123. Takada , A. - "Wave Overtopping Quantity Correlated To the Surface Elevation of Finite Amplitude Clapotis" - Proc. The Japan Society Of Civil Engineering, No. 201, pp. 61~76, May, 1972.
124. Takada, A. - "On Relations Wave Run-up, Overtopping and Reflection" - Proc. The Japan Society of Civil Engineering No. 182, pp.18~30, Oct. 1970.
125. Tkayama,T., - "Development of new caisson type breakwaters in Japan and a reabilistic design approach for composite breakwaters". ASCE, 1995.
126. Takahashi, S. Tanimoto, K. and Shimosako, K. - "Dynamic response and sliding of breakwater caissons against impulsive breaking wave forces". Wave Barriers in Deepwaters, Proc. Intern. Workshop, PHRI, Yokosuka, 1994.
127. Tanimoto, K., Takahashi, S. and Kitatani, T. - "Experimental study of impact breaking wavw forces on a vertical-wall caisson of composite breakwater", Res. Inst, Vol 31, No.5,1993.
128. Tanimoto, K., & Takahashi, S - "Japanese experiences on composite breakwaters". Proc. Intern. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan, 1994.
129. Tanimoto, K. and Goda, Y. - "Stability of deep water caisson breakwater against random waves", Coastal Structure and Breakwaters: Conf. Proc., By Inst. Civil Engrs, Thomas Telford, London, 1991.
130. TAW, - "Wave run-up and overtopping". Technical Advisory Committee on protection against inundation. Government publishing office, The Hague, The Netherlands, 1974.
131. TAW, - "Guideline for the design of river dikes" Technical Advisory Committee on protection against inundation. Government publishing office, The Hague, The Netherlands, 1986.
132. Thompson, A.C., - "Numerical model of breakwater wave flows". Proc. 21st Coastal Engineering Conference, ASCE, 2013-2027,1988.

133. Tolman, H.L. – “Wind wave propagation in tidal seas”. Delft Univ.of Techn, 1990.
134. Tominaga, Y., Hashimoto, H., Sakuma , N.- “Wave Run-up and Overtopping on Coastal Dikes” - Proceedings of Tenth Conference on Coastal Engineering September, 1966 Tokio, Japan.
135. Toro, F. Eleuterio, - “Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows”. Manchester Metropolitan University, UK, 2001.
136. Torum, A., - “Wave-induced forces on armour unit on berm breakwaters”. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 120, 251-268, 1994.
137. Torum, A., and Van Gent, M., - “Water particle velocities on a bearm breakwater”. Proc. 23rd Coastal Engineering Conference, ASCE, 1651-1665, 1992.
138. Van der Meer, J.P. – “Rock Slopes and Gravel Beaches Under Wave Attack”, PhD thesis, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands, 1988.
139. Van der Meer, J.W., and de Waal, J.P., - “Influence of oblique wave attack and directional spreading on wave run-up and overtopping”. Delft Hydraulics Report on model investigation, H638, 1990.
140. Van der Meer, J.W., and Breteler, M.K., “Measurement and computation of wave induced velocities on a smooth slope”. Proc. 22nd Coastal Engineering Conference, ASCE, 191-204, 1990.
141. Van der Meer, J.W. , Angremond, K. – “Wave Transmission at Low-crested Structures” -Coastal Structures and Breakwaters - Proceeding of the Conference Organized by the Institution of Civil Engineering and Held in London on 6-8 November 1991.
142. Van der Meer, J.W., Stam , C.-J.M.- “Wave Run-up on Smooth and Rock slopes”- Delft Hydraulics - Publication No. 454 May 1991.
143. Van der Meer, J.W., and Stam, C. – “Wave runup on Smooth and Rock Slopes of Coastal Structures”. J. Watry., Port, Coast., Oc. Engrg., 118(5), 1992.
144. Van der Meer, J.W., Petit, H.A.H., Van der Bosch, P., Klopman, G., and Broekens, R.D., - “Numerical simulation of wave motion on and in coastal structures”. Proc. 23rd Coastal Engineering Conference, ASCE, 1772-1784, 1992.
145. Van der Meer, J.W., and de Waal, J.P., - “Water movement on slopes. Influence of berm roughness shallow foreshore and oblique and short-crested wave attack”. Delft Hydraulics Report on model investigation, H 1256, 1993
146. Van der Meer, J.W. - TAW –“Wave Run-up on And Overtopping of Dikes”-Delft Hydraulics -Report H 638 - July 1994.

147. Van der Meer, J.W., Franco, L. – “Vertical Breakwaters” - Delft Hydraulics – Publication No. 487 February 1995.
148. Van der Meer, J.W., Vis, F.C. – “Conceptual Design of Berm Breakwater” – Fourth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries - Rio de Janeiro - Brazil - 25-29 September 1995.
149. Van Gent, M.R.A. – “Numerical model for wave action on and in coastal structures”. *Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering*, Report No.92-6 TU Delft, NL., 1992.
150. Van Gent, M.R.A. – “Berm breakwaters, *Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering*”, Report No 93-11. Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology, The Netherlands, 1993.
151. Verhagen, H.J – “Revetments, Sea-dikes and River-levees”- Handout IHE-Delft 1996.
152. Wang, Z., Grune, J. – “Influence of Berms On Wave Run-up on Sloping Seadykes” - Fourth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries - Rio de Janeiro - Brazil - 25-29 September 1995.
153. Ward, D.L. – “Prediction of Overtopping Rates for Irregular Waves on Riprap Revetments”, U.S. Army Corp of Engineering, T.R. CERC-92-4, 1992.
154. Whitham, G.B. – “Linear and nonlinear waves”, Wiley, New York, 1974.
155. Wouters, J. – “Hamburg Harbour - Integrated Numerical and Physical Model Investigation on Wave Overtopping During High-water Condition”- Delft Hydraulics Report H828 - 1989.
156. Wurjanto, A. and Kobayashi, N. – “Irregular wave reflection and run up on permeable slope”. *Journal of Waterways, Port, Coast and Ocean Engineering*, ASCE, Vol 119, No.5, 1993.
157. Yamamoto, Y., Horikawa, K. – “New Methods to Evaluate Wave Run -up Height and Wave Overtopping Rate”- 23rd. International Conference on Coastal Engineering 4-9 October 1992 Venice Italy.
158. Yuan Yeli, C.C. Tung and Norden E. Huang – “Statistical characteristics of breaking waves” Plenum, New York, 1986.
159. Yuen, H.C. and B.M. Lake – “Nonlinear dynamics of deep water gravity waves”, *Adv. Appl. Mech.* 22, 1982.
160. Zen, K. and Yamazaki, H.- “Field observation and analysis of wave-induced liquefaction in seabed”. *Soil and Foundations*, Vol. 31, no. 4, 1991.

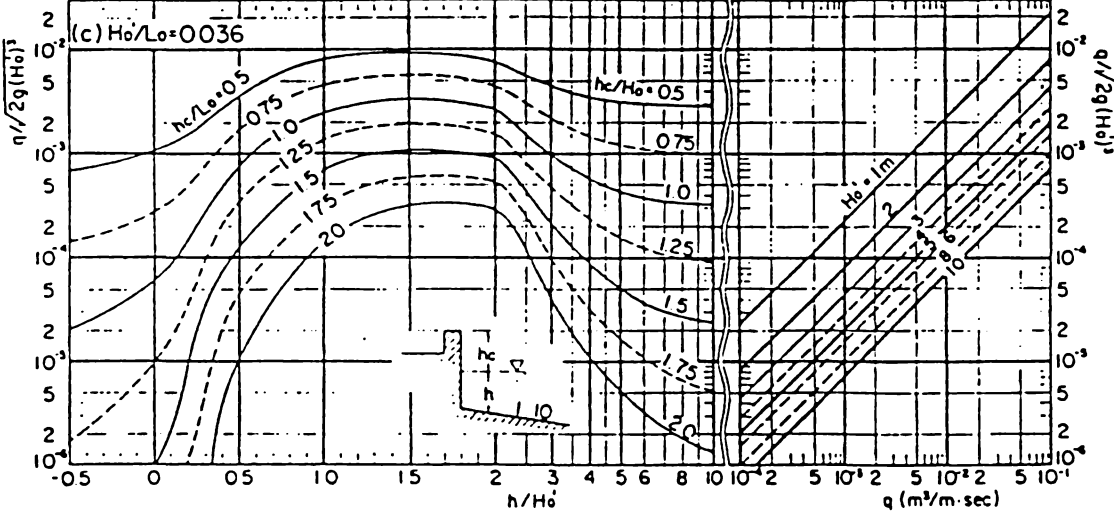
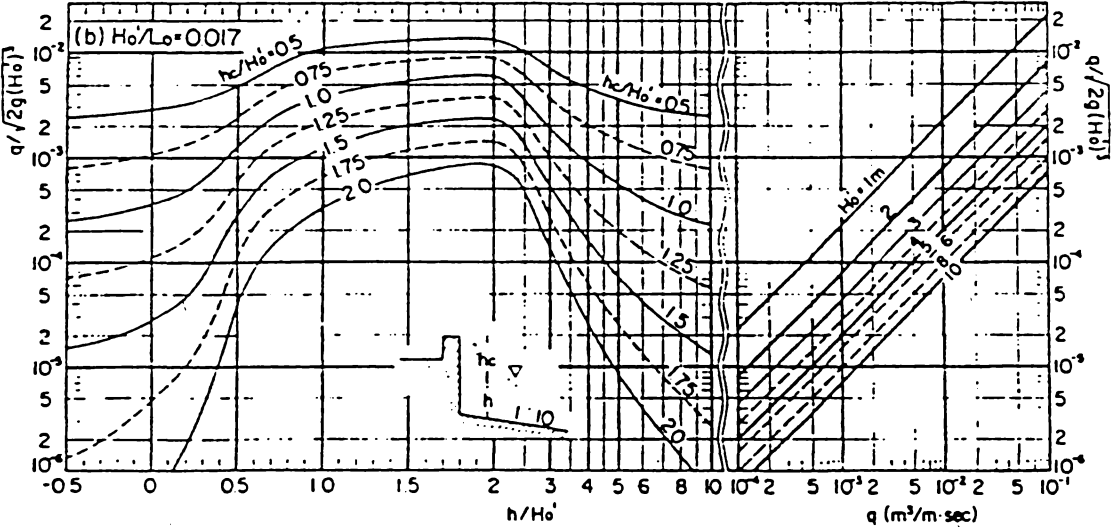
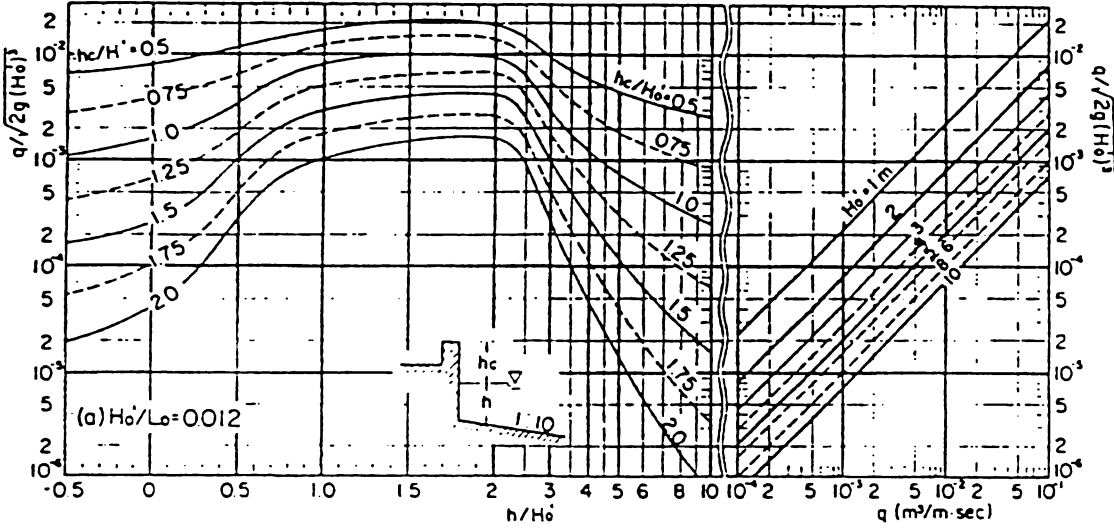
161. ***** - Wave Run-up on Sea Dykes in Consideration of Overtopping Security by Using Benchmarks of Flotsam - Fourth International Conference an Coastal and Port Engineering in Developing Countries - Rio de Janeiro - Brazil - 25-29 September 1995.

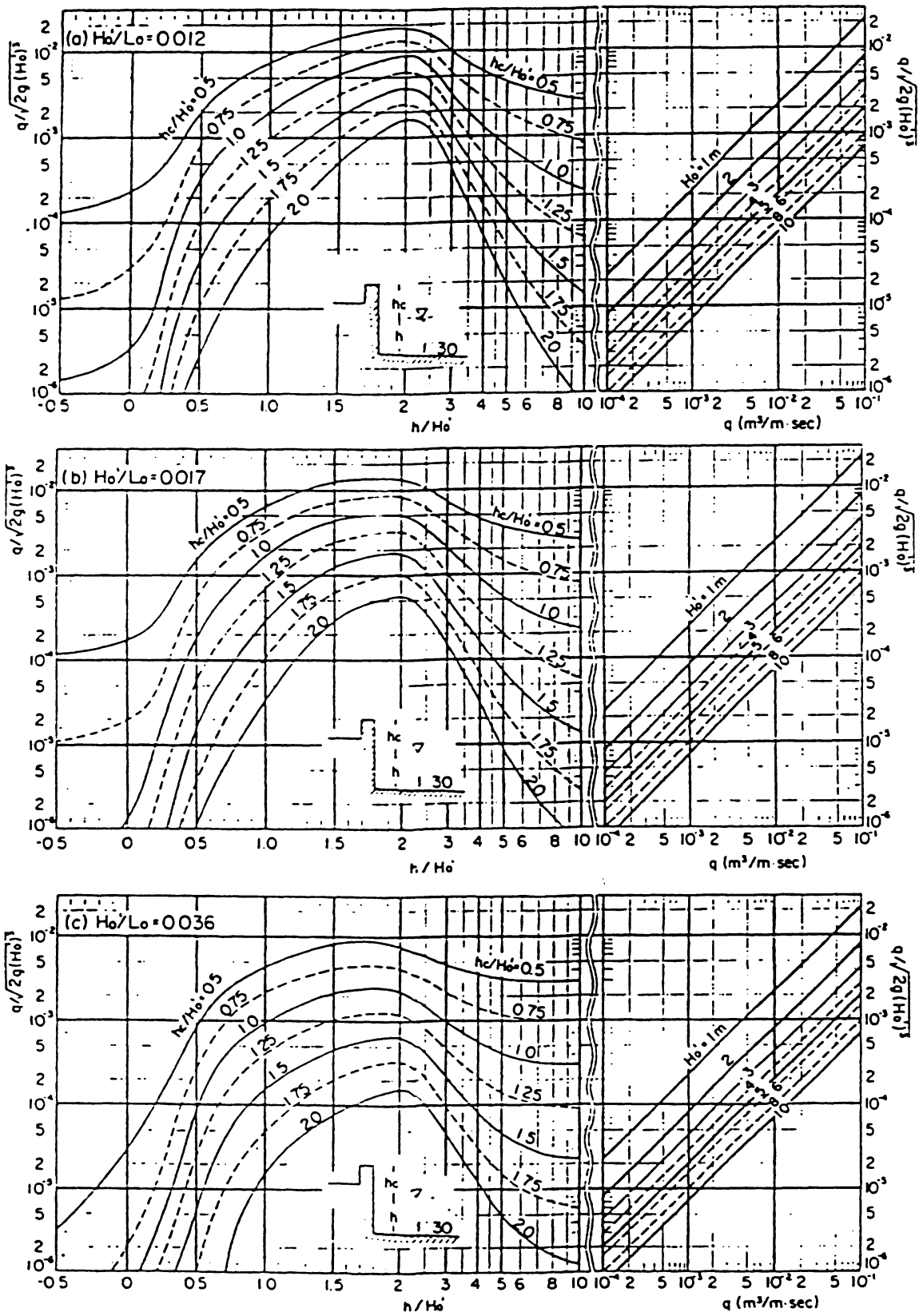
Anexa A. Ecuații pentru teoria liniară a valului, Airy

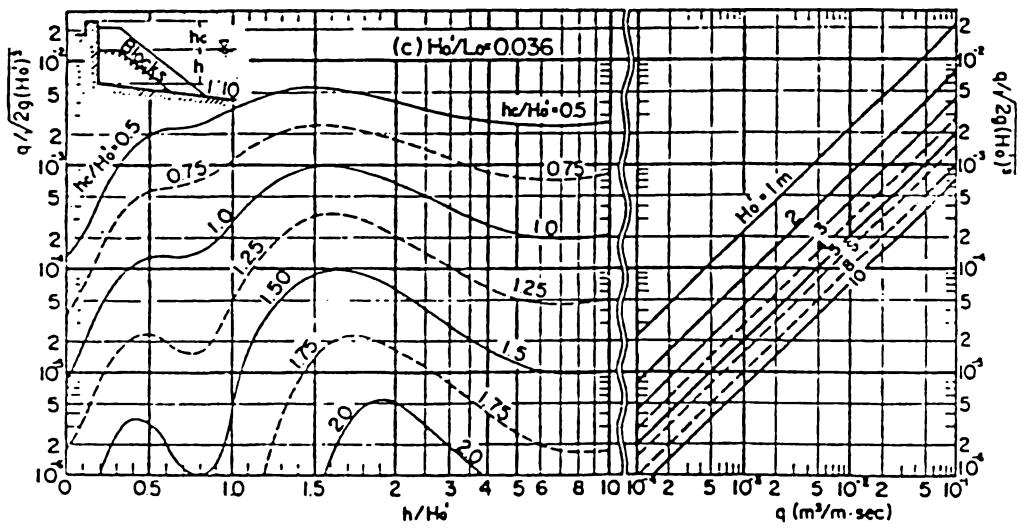
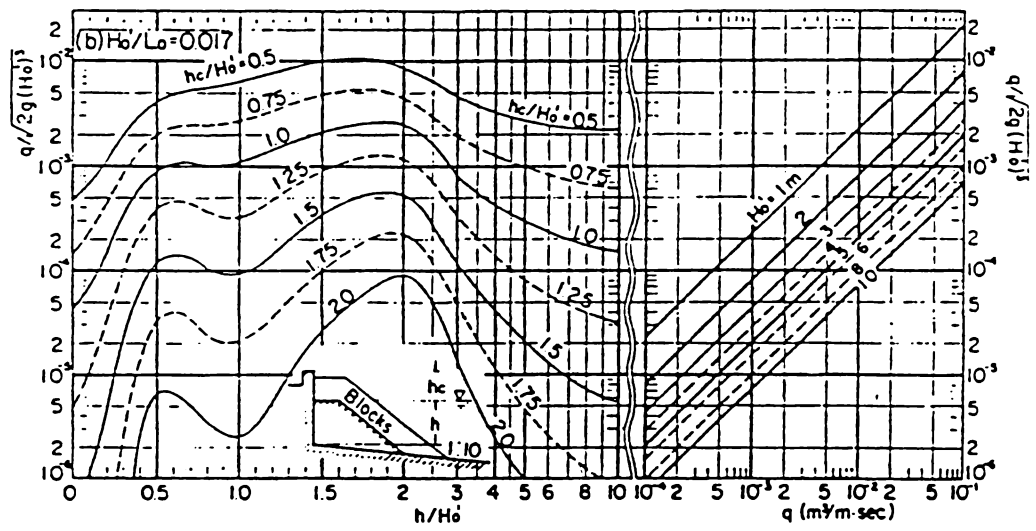
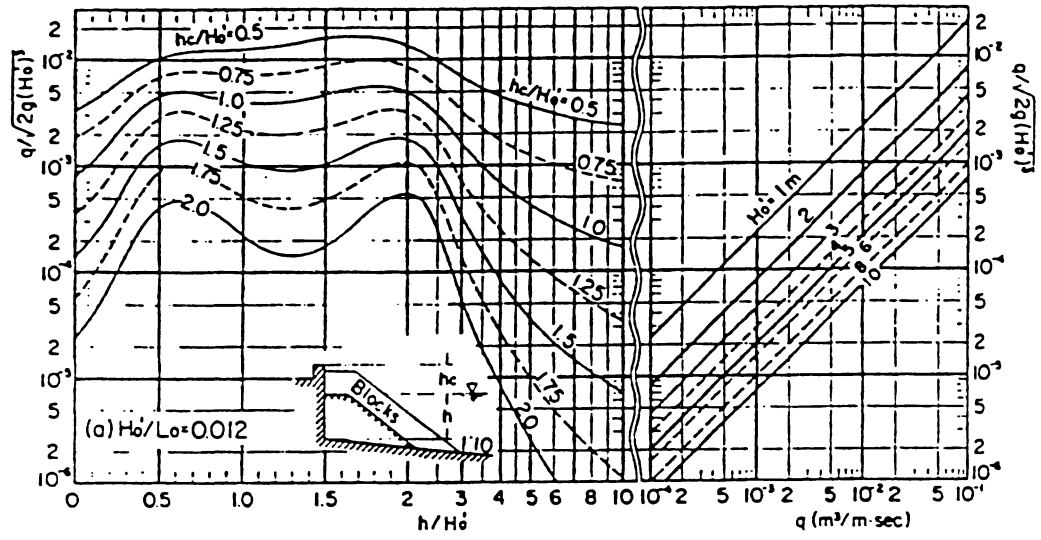
	Adâncime mare ($d/L > 0.5$)	Adâncime de tranziție ($0.5 < d/L < 0.01$)	Adâncime mică ($D/L < 0.01$)
Viteza valului, C	$\frac{gT}{2\pi}$	$\frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}$	$(gd)^{0.5}$
Lungimea valului, L	$\frac{gT^2}{2\pi}$	$\frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}$	$T(gd)^{0.5}$
Viteza grupului de valuri, C_g	$\left(\frac{gT}{2\pi}\right)^{0.5}$	$\left(\frac{gT}{2\pi}\right)^{0.5} \left[1 + \frac{2\sigma d}{\sinh 2\sigma d}\right]$	$(gd)^{0.5}$
Viteza particulei de apă: - orizontală, u - verticală, w	$\frac{2\pi}{T} \cdot \frac{H}{2} e^{\sigma x} \sin(\sigma t - kx)$ $\frac{2\pi}{T} \cdot \frac{H}{2} e^{\sigma x} \cos(\sigma t - kx)$	$\frac{H}{2} k \frac{\cosh k(d+z)}{\sinh kd} \sin(\sigma t - kx)$ $\frac{H}{2} k \frac{\sinh k(d+z)}{\sinh kd} \cos(\sigma t - kx)$	$\frac{H}{2} \cdot \frac{gT}{2\pi} \cdot \cos(\sigma t - kx)$ 0
Diametrul orbitei particulei de apă: - orizontal, h - vertical, s	$-\frac{H}{2} e^{\sigma x} \cos(\sigma t - kx_0)$ $\frac{H}{2} e^{\sigma x} \sin(\sigma t - kx_0)$	$-\frac{H}{2} \cdot \frac{\cosh k(d+z_0)}{\sinh kd} \cos(\sigma t - kx_0)$ $\frac{H}{2} \cdot \frac{\sinh k(d+z_0)}{\sinh kd} \sin(\sigma t - kx_0)$	$-\frac{H}{2} \cdot \frac{T}{2\pi} \cdot \left(\frac{g}{d}\right)^{0.5} \cos(\sigma t - kx_0)$ 0
Elevația suprefetei apei, η	$\frac{H}{2} \sin(\sigma t - kx)$	$\frac{H}{2} \sin(\sigma t - kx)$	$\frac{H}{2} \sin(\sigma t - kx)$
Energia pe unitatea de lungime de val pentru fiecare unitate de lungime a crestei valului, E	$0.5 \rho g L \left(\frac{H}{2}\right)^2$	$0.5 \rho g L \left(\frac{H}{2}\right)^2$	$0.5 \rho g L \left(\frac{H}{2}\right)^2$
Fluxul energiei pentru fiecare unitate a crestei valului	$0.25 \rho g \left(\frac{H}{2}\right)^2 \frac{gT}{2\pi}$	$0.25 \rho g \left(\frac{H}{2}\right)^2 \left(\frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}\right) \left(1 + \frac{2kd}{\sin 2kd}\right)$	$0.5 \rho g L \left(\frac{H}{2}\right)^2 (gd)^{0.5}$

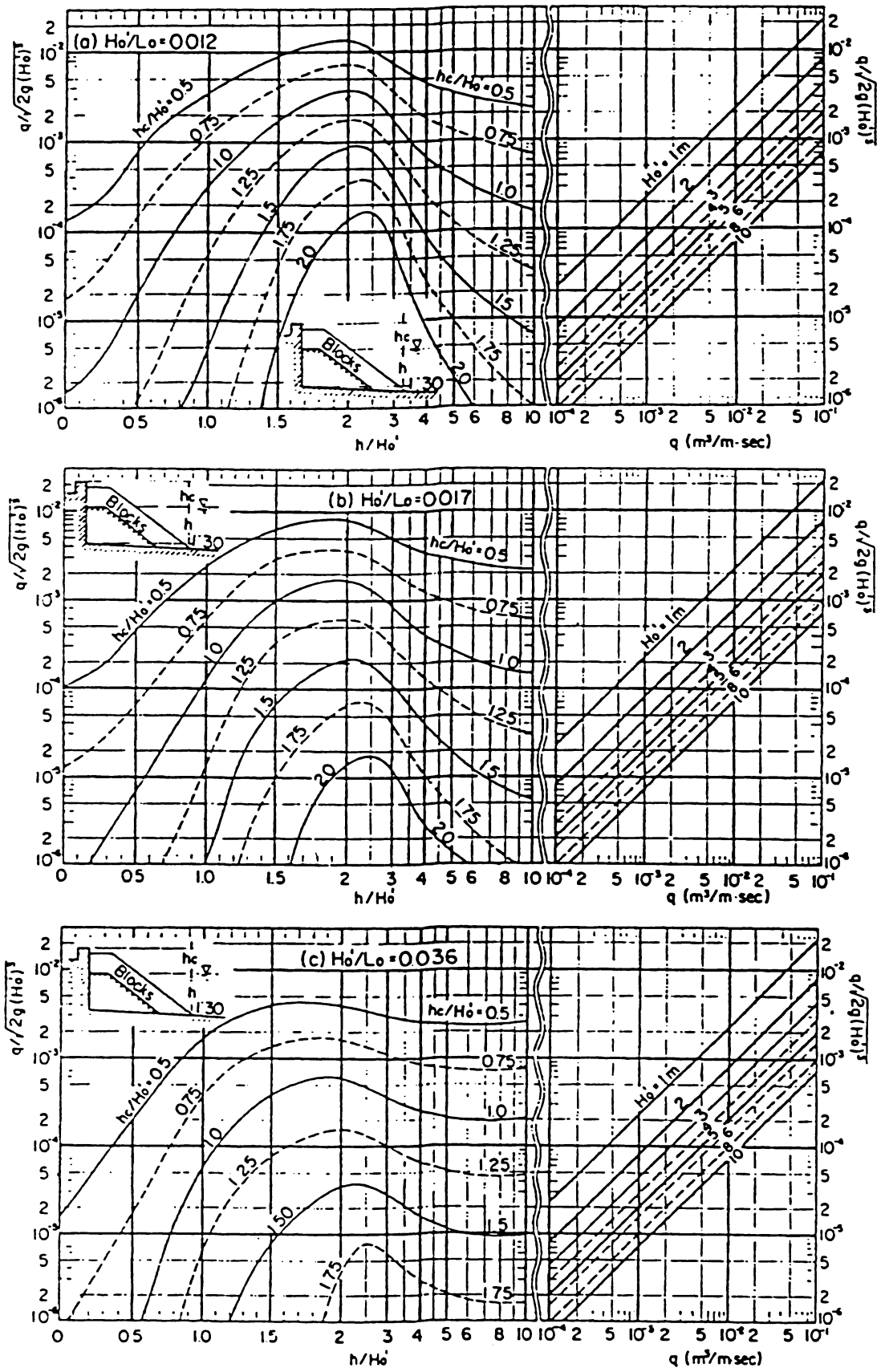
$g = 9.81 \text{ ms}^{-2}$; T = perioada valului; $\pi = 3.1416$; $e = 2.7183$; H = înălțimea valului; $\sigma = 2\pi/T$; $k = 2\pi/L$; x, y, z = coordonate carteziene; indicele 0 = pentru apă adâncă; ρ = densitatea.

Graficele Goda









Programele de calcul pentru modelarea matematică a structurilor costiere

C.1. Metoda rețelelor neuronale – Programul FANN

```

{ For a output unit,
  array[].type           - 0 - input, 1 - hidden, 2 - hidden, 3 - output;
  array[].act            - activation;
  array[].out            - target, error;
  array[].bias           - bias;
  array[].inhibit        - derivative of bias;
  array[].excit          - delta;
  array[].aux[0]         - sequence number of the unit.
For a weight
  lp->weight             - weight;
  lp->  delta            - weight delta; }

FISIER *train_fisier, { fisier contine training data }
      *test_fisier,   { fisier contine test data }
      *link_fisier,  { fisier pentru salvare legaturi }
      *log_fisier,   { fisier informatii variabile dinamice }
      *class_fisier, { fisier rezultate finale }
{ variabile ptr structura retelei }
var in_unit, int out_unit, int hd1_unit, hd2_unit, int n_unit: integer;
    lrate = 0.5,
    momentum = 0.6,
    temp = 1.,
    decay =0.99;
program main(argc,argv)    { main program, }
var argc: integer,
    argv : ^char;
begin
  true=1;
  if(argc <> 1) then writeln("No arguments!\n");
  strcpy(prompt,argv[0]);
  init_command();
{ instalare comenzi initiaiale }
  install_command("build",build,3, "build and initialize network");
  install_command("set",set_param,2, "modify parameter value");
  install_command("show_param",show_param, 1 ,
                  "display current value of all parameters");

```



```

install_command("quit",quit,1,"get out of the program");
install_command("link_save",link_save,2,"write the weight of links to a specified fisier");
install_command("link_load",link_load,2,"load the weight of links from from a fisier");
install_command("show_unit",show_unit,2,"show all parameters of a unit on screen");
install_command("learn",learn,2,"learn weights and biases with given sample data");
install_command("classify",classify,2,"classify the input data using learned parameters");
{ instalare parametrii }
install_param("lrate",FLOAT,&lrate);
install_param("momentum",FLOAT,&momentum,NULL,NULL);
install_param("temp",FLOAT,&temp,NULL,NULL);
install_param("decay",FLOAT,&decay,NULL,NULL);
while (true) do get_command();

```

```

procedure build(agc,agv)
  agc: integer;
  agv: array [1..20] of char;
begin;
  var i,j,k,m,n,fl: integer;
      w: real;
  if (agc < 4 && agc > 1) then
  begin
  err("Usage: build in_unt out_unt hd1_unt hd2_unt ",NULL);
  return;
  end;
  if (agc = 1) then
  begin;
  in_unit = IN_UNT;
  out_unit = OUT_UNT;
  hd1_unit = HD1_UNT;
  hd2_unit = HD2_UNT;
  end
  else
  begin
  in_unit = atoi(agv[1]);
  out_unit = atoi(agv[2]);
  if(agc >= 4) hd1_unit = atoi(agv[3]);
  if(agc >= 5) hd2_unit = atoi(agv[4]);
  end;
  n_unit = in_unit + out_unit + hd1_unit + hd2_unit;
  alloc_unit();
  for j:= 0 to in_unit do
  begin
  array[j].aux[0] = j;
  array[j].type = 0;
  end;
  for j:=0 to hd1_unit do
  begin;
  unit1. in_unit + j;
  array[unit1].aux[0] = j;
  array[unit1].bias = (float)(rand()%20000) / 10000. - 1;
  array[unit1].type = 1;

```

```

array[unit1].out = array[unit1].excit = array[unit1].inhibit = 0;
end;
for j:=0 to hd2_unit do
begin;
unit1 = in_unit + hd1_unit + j;
array[unit1].aux[0] = j;
array[unit1].bias = (float)(rand()%20000) / 10000. - 1;
array[unit1].type. 2; { HD2: 2 }
array[unit1].out = array[unit1].excit = array[unit1].inhibit. 0;
end;
for j:=0 to out_unit do
begin;
unit1 = in_unit + hd1_unit + hd2_unit + j;
array[unit1].aux[0] = j;
array [unit1] .bias = (float)(rand()%10000) / 10000.;
array[unit1].type = 3; { OUTPUT: 3 }
array[unit1].out = array[unit1].excit = array[unit1] .inhibit. 0;
end;
for for j:=0 to hd1_unit do
begin
unit1 = in_unit + j;
for i:=0 to in_unit do
begin;
w = (float)(rand()%10000) / 10000. / (float)(in_unit);
make_link(i,unit1,w,'e');
end;
end;
for for j:=0 to hd2_unit do
begin;
unit1 = in_unit + hd1_unit + j;
for i:=in_unit to in_unit+hd1_unit do
begin;
w = (float)(rand()%10000) / 10000. / (float)(hd1_unit);
make_link(i,unit1,w,'e');
end;
end;
for for j:=0 to out_unit do
begin
unit1 = in_unit + hd1_unit + hd2_unit + j;
if (hd2_unit == 0) then
for i:=in_unit to in_unit+hd1_unit do
begin
w = (float)(rand()%10000) / 10000. / (float)(hd1_unit); make_link(i,unit1,w,'e');
end
else
for i:=in_unit+hd1_unit to in_unit+hd1_unit+hd2_unit do
begin
w = (float)(rand()%10000) / 10000. / (float) (hd2_unit);
make_link(i,unit1,w,'e');
end;
end;
end;
end;

```

```

procedure link_save(agc,agv)
begin;
  if(agc <> 2) then
    begin;
      writeln("Usage link_save <link data fisier>\n");
      return;
    end;
  if((link_fisier = fopen(agv[1], "w")) == 0) then
    begin
      writeln("cannot open %s!\n",agv[1]);
      return;
    end;

  procedure link_load(agc,agv) ;
  begin;
    if(agc <> 2) then
      begin
        writeln("Usage link_save <link data fisier>\n"); return;
      end;
    for k:=in_unit to k<n_unit do
      begin;
        seek(link_fisier,"%f",&(array[k].bias));
      end;
    close(link_fisier);
  end;

  procedure in_data(infisier)
  var i,n: integer;
  begin
    if (fread(&ft,sizeof(struct Feat),1,infisier) <> 1) then return(1);
    n = in_unit + hd1_unit + hd2_unit;
    for (i:=n to n_unit do array[i].out = 0;
    array[n+(int)ft.code].out = 1;
    for i:=0 to in_unit do array[i].out = array[i].act = ft.ms[i];
    return(0);
  end;

  procedure logistic(i,temp)
  var i,temp: real;
  begin;
    var val, ret_val: double;
    if temp <= 0.0 then return(i> 0)
      else val = i / temp;
    if (val > 11.5129) return(.99999);
    else if (val < -11.5129) return(.00001);
    else ret_val = 1.0 / (1.0 + exp(-1.0 * val));
    if (ret_val > FMIN) return(ret_val);
    return(0.0)
  end;

```

```

procedure learn(agc,agv)
begin;
  if(agc != 4)
    begin;
      err("usage: learn <train_fisier> <log_fisier> <iteration>",NULL);
      return;
    end;

  train_fisier = open(agv[1],"r"); { open data fisier }
  if (train_fisier = NULL) then
    begin
      err("learn: could not open ",agv[1]);
      return;
    end;
  log_fisier = open(agv[2],"w"); { open data fisier }
  if (log_fisier = NULL) then
    begin;
      err("learn: could not open ",agv[2]);
      return;
    end;
  iter = atoi(agv[3]);
  for k=0 to iter do
  begin;
    error = 0;
    seek(train_fisier, 0L, 0);
    while(not(in_data(train_fisier))) do
      begin
        comput();
        w_update();
        comput();
        for i:=n_unit-out_unit to n_unit do error += (array[i].out - array[i].act)
          *(array[i].out - array[i].act);

      end;
      if(k%10 == 0) then
        begin;
          writeln("%d'th iter, err: %f, lrate: %f, mom: %f.\n", k,error,lrate,momentum);
          writeln(log_fisier,"%d'th iter, err: %f, lrate: %f, mom: %f.\n",
            k,error,lrate,momentum);
        end;
        lrate = ^decay;
        momentum = ^decay;
      end;
    close(train_fisier);
  end;
  procedure w_update()
  begin;
    for i:=in_unit+hdl_unit+hd2_unit to n_unit do
      array[i].excit = (array[i].out - array[i].act)
        * array[i].act * (1.0 - array[i].act);
      for i:=in_unit to in_unit+hdl_unit+hd2_unit do
        array[i].out = array[i].excit = 0; { initialization }
      end;
    end;
  end;
end;

```

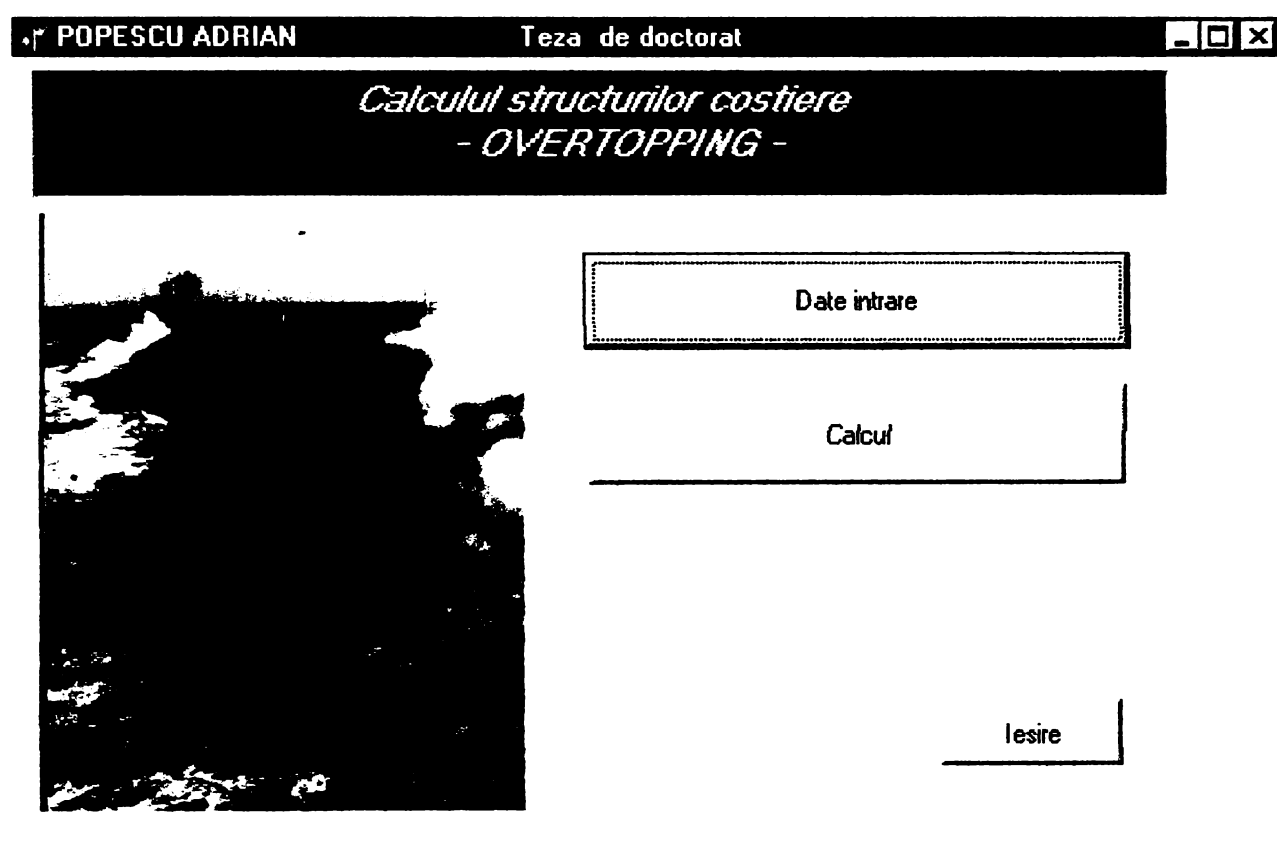
```

for i=n_unit-1 to in_unit+hdl_unit do
for i=in_unit to i<n_unit
begin;
for lp: = array[i] .in_link to lp != NULL do
begin;
lp->delta = lrate * array[i].excit * array[lp->from_unit].act
+ momentum * lp->delta;
lp->weight += lp->delta;
end;
array[i].inhibit = lrate * array[i].excit
+ momentum * array[i] .inhibit;
end;
end;

procedure classify(agc, agv)
begin;
if agc <.>3 do
begin;
err("usage: class <fisier_name>",NULL);
return;
end;
test_fisier = fopen(agv[1],"r"); { open data fisier }
if (test_fisier == NULL)
begin;
err("run: could not open ",agv[1]);
return;
end;
class_fisier = open("cls.dat","w");
k = 0;
seek(test_fisier, 0L, 0);
while (not(in_data(test_fisier))) do
begin;
comput();
k++;
writeln(class_fisier,"chr code: %3d, classified to: %3d",
ft.code, fmax());
end;
close(class_fisier);
end;
end.

```

C.2. Metoda volumelor finite - Programul FOVO



program overtopping;

```

uses
  Forms,
  citiri in 'citiri.pas' {Form1},
  variabile in 'variabile.pas',
  calcule in 'calcule.pas';
{$R *.res}
begin
  Application.Initialize;
  Application.Title := 'overtopping';
  Application.CreateForm(TForm1, Form1);
  Application.Run;
end.

```

unit variabile;

```

interface
var mwaves,mx,nout,outstyle,nsteps,mw,meqn,maxmx,maux: integer;
problema,mbc, mcapa : integer;
tout:array [1..20] of real;
method:array [1..7] of integer;
dtv: array [1..5] of real;
cflv : array [1..4] of real;
nv : array [1..2] of integer;

```

```

wave: array[1..500,1..2,1..2] of real;
q, apdq, amdq, s: array[1..504,1..2] of real;
t0, tfinal,tend,xminim,xmaxim,mbc1,dt,cfl,dx: real;
dtmin,dtmax,cflmax,tultim:real;
mthbc: array [1..2] of integer;
date_init : textfisier;
fname2:string;
implementation
end.

```

```
unit citiri;
```

```
interface
```

```
uses
```

```
Windows, Messages, SysUtils, Variants, Classes, Graphics, Controls, Forms,
Dialogs, StdCtrls, ComCtrls, variabile, ExtCtrls;
```

```
type
```

```
TForm1 = class(TForm)
```

```
var Form1: TForm1;
```

```
implementation
```

```
{ $R *.dfm }
```

```
procedure TForm1.Button1Click(Sender: TObject);
```

```
var fname:string;
```

```
    i:integer;
```

```
begin
```

```
    fname:=edit1.text;
```

```
    assignfisier(date_init,fname);
```

```
    reset(date_init);
```

```
    readln(date_init,mx);
```

```
    readln(date_init,nout);
```

```
    readln(date_init,outstyle);
```

```
    case outstyle of
```

```
        1:readln(date_init,tfinal);
```

```
        2:for i:=1 to nout do readln(date_init,tout[i]);
```

```
        3:readln(date_init,nsteps);
```

```
    end;
```

```
    for i:=1 to 2 do readln(date_init,dtv[i]);
```

```
    for i:=1 to 2 do readln(date_init,cflv[i]);
```

```
    readln (date_init,nv[1]);
```

```
    for i :=1 to 7 do readln(date_init,method[i]);
```

```
    readln(date_init,meqn);
```

```
    readln (date_init,mwaves);
```

```
    {if mwaves >1 then for i:=1 to mwaves do readln(date_init,mthlim[i]);
```

```
    if mwaves=1 then readln(date_init,mthlim[1]);}
```

```
    readln (date_init,t0);
```

```
    readln(date_init,xminim);
```

```
    readln(date_init,xmaxim);
```

```
    readln(date_init,mbc1);
```

```
    for i:=1 to 2 do readln(date_init,mthbc[i]);
```

```
    closefisier(date_init);
```

```
end;
```

```

procedure TForm1.Button2Click(Sender: TObject);
begin
edit9.Text:=floattostr(mx);
edit18.Text:=floattostr(nout);
edit10.Text:=floattostr(outstyle);
edit11.Text:=floattostr(tfinal);
edit12.Text:=floattostr(dtv[1]);
edit13.Text:=floattostr(dtv[2]);
edit14.Text:=floattostr(cflv[1]);
edit15.Text:=floattostr(cflv[2]);
edit16.Text:=floattostr(nv[1]);
edit2.Text:=floattostr(method[1]);
edit3.Text:=floattostr(method[2]);
edit4.Text:=floattostr(method[3]);
edit5.Text:=floattostr(method[4]);
edit6.Text:=floattostr(method[5]);
edit7.Text:=floattostr(method[6]);
edit8.Text:=floattostr(method[7]);
edit17.Text:=floattostr(meqn);
edit19.Text:=floattostr(mwaves);
{edit20.Text:=floattostr(mthlim[mwaves]);}
edit21.Text:=floattostr(t0);
edit22.Text:=floattostr(xminim);
edit23.Text:=floattostr(xmaxim);
edit24.Text:=floattostr(mbc1);
edit25.Text:=floattostr(mthbc[1]);
edit26.Text:=floattostr(mthbc[2]);
end;

```

```

procedure TForm1.Button3Click(Sender: TObject);
var fname:string;
    i:integer;
begin
fname:=edit1.text;
assignfisier(date_init,fname);
PageControl1.SelectNextPage(true);
rewrite(date_init);
readln(date_init,mx);
readln(date_init,nout);
readln(date_init,outstyle);
case outstyle of
    1:readln(date_init,tfinal);
    2:for i:=1 to nout do readln(date_init,tout[i]);
    3:readln(date_init,nsteps);
end;
for i:=1 to 2 do readln(date_init,dtv[i]);
for i:=1 to 2 do readln(date_init,cflv[i]);
readln(date_init,nv[1]);
for i:=1 to 7 do readln(date_init,method[i]);
readln(date_init,meqn);
readln(date_init,mwaves);

```



```

if mwaves > 1 then for i:=1 to mwaves do readln(date_init,mthlim[i]);
if mwaves=1 then readln(date_init,mthlim[1]);
readln (date_init,t0);
readln(date_init,xlower);
readln(date_init,xupper);
readln(date_init,mbc1);
for i:=1 to 2 do readln(date_init,mthbc[i]);
closefisier(date_init);}
end;

```

unit calcule;

```

interface
uses variabile;
procedure calcul;
implementation
{==== func si proced ajutat =====}
function minim(var a,b: real):real;
begin
if a<=b then minim:=a
else minim :=b;
end;
function maxim(var a,b: real):real;
begin
if a>=b then maxim:=a
else maxim :=b;
end;
{=====}
procedura de calcul a numarului maxim
de pasi admisibili de calcul IN TIMP
-ptr dt fix, este calculat;
ptr dt variabil trebuie dat
la inceput in date de intrare
=====}
procedure nr_pasi(metoda: integer; var nrpasi : integer; tinitial, tfinal: real);
begin
case metoda of
0: nrpasi:=trunc((tfinal-tinitial)/dt);
1: nrpasi:=nv[1];
end;
end;

{=====}
Alegerea pasului de timp in cazul
in care pasul de calcul e variabil. Daca
dt este fixat, reintoarce dt de intrare
=====}
procedure alegepastimp(metoda: integer; var deltat: real);
begin
case metoda of
0: deltat:=dtv[1];
1: begin

```

```

if nv[2]=0 then deltat:=dtv[1];
if nv[2]<>0 then
  begin
  if cfl >0 then
    begin
    deltat:=deltat*cflv[2]/cfl;
    deltat:=minim(dtv[2], deltat);
    dtmin:=minim(dtmin,deltat);
    dtmax:=minim(dtmax,deltat);
    end;
  if cfl<=0 then deltat:=dtv[2];
  end;
end;{1}
end;{case}
end; {procedure}

{=====
Verificare conditie courant cr<=1
=====}

procedure verif_Courant (var crnt:real; metoda: integer; var accept: boolean);
begin
if metoda=0 then
  begin
  cflmax:=maxim(crnt,cflmax);
  accept:=true;
  end;
if metoda=1 then
  begin
  if cfl<=cflv[1] then
    begin
    cflmax:=maxim(crnt,cflmax);
    accept:=true;
    end;
  if cfl > cflv[1] then
    begin
    if method[4]=1 then scrie2();
    accept:=false;
    end;
  end;
end;
{=====
procedura pentru mesaje in caz de erori
=====}
procedure info(var tip:integer);
begin
case tip of
  0:mesaj:='Nr pasi de timp nul';
  1:mesaj:='Nr celule in grid mai mare decat este permis';
  2: mesaj:='timp si pas de timp nu se potriveste!';
  3: mesaj:='Nr Courant>1';
  11: mesaj:='???';

```

```

12: mesaj:='???';
end;
end;

procedure rp(problema:integer);
var i,m: integer;
begin
case problema of
1: begin
for i:= 2-mbc to mx+mbc do
begin
wave[i,1,1]:=ql[i,1]-qr[i-1,1];
s[i,1]:=u;
amdq[i,1]:=minim(u,0)*wave[i,1,1];
apdq[i,1]:=maxim(u,0)*wave[i,1,1];
end;
end;
2: begin
end;
3: begin
end;
end;
end;
end;
procedure step;
var dxdt : array[1..500] of real;
i,m,mw:integer;
ceva:real;
begin
mcapa:=method[6];
for i:=1-mbc to mx+mbc do
begin
if mcapa >0 then
begin
if aux[i,mcapa]<=0 then info(6);
dxdt[i]:=dt/(dx*aux[i,mcapa])
end;
if mcapa<=0 then dxdt[i]:=dt/dx;
end;
{solve riemann problem}
rp(problema);
for i:=1 to mx+1 do
for m:=1 to meqn do
begin
q[i,m]:=q[i,m]-dxdt[i]*apdq[i,m];
q[i-1,m]:=q[i-1,m]-dxdt[i-1]*amdq[i,m];
end;
cfl:=0;
for mw:=1 to mwaves do
for i:=1 to mx+1 do
begin
ceva:= dxdt[i]*s[i,mw];

```

```

    cfl:=maxim(cfl,ceva);
    ceva:=-dxdt[i-1]*s[i,mw];
    cfl:=maxim(cfl,ceva);
    end;
{---pe viitor se implementeaza si ce este mai jos---}
{limit=false;
for mw:=1 to mwaves do if (mthlim[mw]>0)then limit:=true;
if method[2]<>1 then
begin
for m:=1 to meqn do
for i:=1-mbc to mx+mbc do f[i,m]:=0
if limit call limiter ( )
for i:=1 to mx+1 do
for m:=1 to meqn do
for mw:=1 to mwaves do
begin
dtdxave:=0.5*(dtdx[i-1]+dtdx[i]);
f[i,m]:=f[i,m]+0.5*abs(s[i,mw])*
*(1-abs(s[i,mw]*dtdxave))*
*wave[i,m,mw];
end;{for
end;{if
for m:=1 to meqn do
for i:=1 to mx do
q[i,m]:=q[i,m]-dtdx[i]*(f[i+1,m]-f[i,m]);}
end;{procedure}
{=====calcul pe intervale de timp=====}
procedure calcul_interval(tinitial, tfinal : real);
var
maxpasi,i,repetaire: integer;
told,t,thalf,dt,dt2:real;
courant_accept :boolean;
begin
t:=tinitial;
cflmax:=0;
dtmin:=0;
dtmax:=0;
nv[2]:=0;
alegepastimp(method[1],dt);
nr_pasi(method[1],maxpasi,tinitial,tfinal);
maux:=method[7];
if(mx>maxmx) then dummy {info(1)};
if(((method[1]=1) and (cflv[1] > 1)) then dummy {info(3)};
{partitie ( ?? )};
if maxpasi=0 then {info(0)} dummy;
while((nv[2]<=maxpasi) and (t<=tfinal)) do
begin
told:=t;
if (told+dt>tfinal) then dt:=tfinal-told;
if method[1]=1 then dummy {copy1(??)};
courant_accept:=false;

```

```

repetare:=0;
repeat
  repetare:=repetare+1;
  if repetare <>1 then nv[2]:=nv[2]+1;
  dt2:=dt/2;
  thalf:=t+dt2;
  t:=told+dt;
  dummy {bc1(??)};
  dummy {b4step1(??)};
  case method[5] of
    2:begin
      src(dt2);
      step;
      src(dt2);
      end;
    1:begin
      step;
      src(dt);
      end;
    0:step;
  end; {case}
  if method[1]=1 then alegepastimp(1,dt);
  verific_courant (cfl,method[1], courant_accept);
  until (courant_accept or (nv[2]<=maxpasi));
  if repetare=1 then nv[2]:=nv[2]+1;
  end; {while}
if (t<tfinal) and (method[1]=1)then dummy {info(11)};
if ((method [1]=0) and (cflmax >cflv[1]))then dummy{info(12)};
cflv[3]:=cflmax;
cflv[4]:=cfl;
dtv[3]:=dtmin;
dtv[4]:=dtmax;
dtv[5]:=dt;
end;
{=====conditii de margine=====}
procedure bc1(margine: string);
  var m,ibc:integer;
begin
  if margine= 'stanga' then
    begin
      for m:=1 to meqn do
        for ibc:=1 to mbc do
          case mthbc[1]+1 of
            2: q[1-ibc,m]:=q[1,m];
            3: q[1-ibc,m]:=q[mx+1-ibc,m];
            4: begin
                q[1-ibc,m]:=q[ibc,m];
                q[1-ibc,2]:=-q[ibc,2];
              end;
            1: dummy {userbc(1)};
          end;{case}
        end;
      end;
    end;
  end;
end;

```

```

    end; {if}
if margine= 'dreapta' then
begin
for m:=1 to meqn do
for ibc:=1 to mbc do
case mthbc[2]+1 of
1: dummy {userbc(2)};
2: q[mx+ibc,m]:=q[mx,m];
3: q[mx+ibc,m]:=q[ibc,m];
4: begin
q[mx+ibc,m]:=q[mx+1-ibc,m];
q[mx+ibc,2]:=-q[mx+1-ibc,2];
end;
end; {case}
end; {if}
end;
procedure setprob( problema :integer);
var grav,sloc,hl,hr,ul,ur:real;
begin
assign(date_init,'setprobl.dat');
reset(date_init);
case problema of
1: dummy;
{shallow water/rupere baraj}
2: begin
readln(date_init,grav);
readln(date_init,sloc);
readln(date_init,hl);
readln(date_init,ul);
readln(date_init,hr);
readln(date_init,ur);
end;
end; {case}
closefisier(date_init);
end; {procedura setprob}
{=====conditii initiale=====}
procedure qinit( problema:integer);
begin
case problema of
1: dummy;
{shallow water/rupere baraj}
2: begin
end;
end; {case}
end;

procedure scrie (cand:boolean; t: real);
var rez_out:textfisier;
i,m:integer;
begin
assignfisier(rez_out,fname2);

```

```
if cand then rewrite(rez_out)
  else append(rez_out);
writeln(rez_out, t :10:6, ' secunde');
for i:= 1 to mx do
  for m:= 1 to meqn do writeln(q[i,m]);
closefisier(rez_out);
end;
procedure calcul;
var dtout,tstart:real;
  n,i:integer;
begin
  {definireproblema de calcul}
  {se face odata cu citirea din fisierul de date de intrare}
  problema:=2; {dupa primele rulari linia asta se scoate/se ia din date intrare}
  {spatiere grid}
  dx:=(xmaxim-xminim)/mx;
  {pas de timp}
  if outstyle=1 then dtout:=(tultim-t0)/nout;
  {writeln (rez_plot,nout);}
  {cheama procedura setprob ptr param specifici sau initiliz}
  setprob(problema);
  {if maux>0 then setaux;}
  {conditii initiale}
  qinit(problema);
  scrie(true,t0); {scrie in fisier iesire date initiale}
  {prg principal}
  tend:=t0;
  for n:=1 to nout do
    begin
      tstart:=tend;
      if outstyle=2 then tend:=tout[n]
        else tend:= tstart+dtout;
      calcul_interval(tstart,tend);
      dtv[1]:=dtv[5]; {final dt, start ptr noul calcul}
      {tipareste solutia actuala}
      for i:=1 to mx do if abs(q[i,1])< 10E-5 then q[i,1]:=0;
      scrie(false,tend);
    end;
  end;
end.
```

Caracteristici de val pentru Marea Neagră
 (Conform C-tin Bondar și E. Dobrin – Results of a few researches in a Coastal Hydromorphological Polygon at Mangalia)

Tabelul 1. Frecvența medie anuală (%) a direcției vântului pentru pași de viteză în anii 1993-1995 la Mangalia

Viteze m/s	Direcția vântului								Total
	N	NE	E	SE	S	SV	V	NV	
0-1	0.297	0.183	0.160	0.340	0.523	0.023	1.050	0.160	2.737
1-3	3.197	1.690	2.830	3.197	2.807	0.160	12.763	1.510	28.153
3-5	3.537	1.963	1.277	3.790	2.283	0.297	8.333	1.573	23.053
5-10	6.390	3.447	1.413	4.907	2.443	0.137	4.427	1.097	24.260
10-13	0.547	0.227	0.273	0.023	-	-	0.023	-	1.093
13-15	0.047	0.183	-	0.023	-	-	-	-	0.253
15-17	-	0.180	0.023	-	-	-	-	-	0.203
17-22	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-
>28	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Total	14.013	7.877	5.980	12.283	8.060	0.617	26.597	4.340	79.753
Val. med.	5.39	5.74	4.18	4.81	4.14	4.120	3.490	4.06	4.40
Calm									20.247
Total									100.00

Tabelul 2. Durata medie anuală (%) a vitezei (m/s)

0	1	3	5	10	13	15	17	22	28
79.75	77.02	48.86	25.81	1.55	0.46	0.20	0.00	-	-

Tabelul 3. Frecvența medie (%) a înălțimii și perioada valurilor în anii 1993-1995

Înălțimea (m)	Periaoda (s)											Total	Durata
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
0.00-0.25	0.10	1.13	0.13	1.27	-	-	-	-	-	-	-	2.63	75.38
0.25-0.50	-	0.27	1.80	12.23	4.00	1.33	0.030	-	-	-	-	19.93	72.75
0.50-0.75	-	-	0.53	8.00	9.47	4.50	19.7	-	-	-	-	24.47	52.82
0.75-1.00	-	-	-	0.23	6.90	1.50	0.33	-	-	-	-	8.96	28.35
1.00-1.25	0.03	0.03	-	0.20	2.00	2.23	1.50	-	-	-	-	5.99	19.39
1.25-1.50	-	-	-	-	0.77	0.63	0.10	-	-	-	-	1.50	13.40
1.50-1.75	-	-	-	-	1.70	2.00	1.13	0.03	-	-	-	4.86	11.90
1.75-2.00	-	-	-	-	2.77	-	0.23	0.03	-	-	-	3.03	7.04
2.00-2.25	-	-	-	-	0.40	0.90	0.80	0.07	-	-	-	2.17	4.01
2.25-2.50	-	-	-	-	0.03	0.03	-	0.03	-	-	-	0.09	1.84
2.50-2.75	-	-	-	-	0.03	0.40	0.43	0.07	-	-	-	0.93	1.75
2.75-3.00	-	-	-	-	-	-	0.03	-	-	-	-	0.03	0.82
3.00-3.25	-	-	-	-	-	0.30	0.37	0.03	-	-	-	0.70	0.79
3.25-3.50	-	-	-	-	-	-	0.03	-	-	-	-	0.03	0.09
3.50-3.75	-	-	-	-	-	-	0.03	-	-	-	-	0.03	0.06
3.75-4.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.03
6.75-7.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.03
7.00-7.25	-	-	-	-	-	0.03	-	-	-	-	-	0.03	0.03
Total	0.13	1.43	2.46	21.93	28.07	13.85	7.25	0.26	-	-	-	75.38	-
Durata perioadei valurilor													
	75.38	75.25	73.82	71.36	49.43	21.36	7.51	0.26					
Calm													24.62

Tabelul 4 Caracteristicile valurilor măsurate în anii 1993-1995 la Mangalia

Punctul	Periaoda (s)			Lungimea (m)			Înălțimea (m)			Adâncimea (m)
	Max	Med	Min	Max	Med	Min	Max	Med	Min	
A1	7.40	5.07	2.60	27.00	13.80	3.20	1.50	0.77	0.20	0.80
A2	7.50	5.03	2.50	29.00	13.70	3.40	3.00	1.47	0.20	0.70
A3	6.00	4.60	2.60	20.00	11.20	6.00	-	0.37	-	0.50
A4	7.30	4.50	2.40	25.00	10.30	3.20	1.13	0.42	0.20	0.80
A5	5.50	3.37	2.50	14.70	5.90	2.70	1.20	0.33	0.20	0.80
A6	7.40	4.90	2.50	20.00	12.20	3.60	1.00	0.37	0.20	0.80
B1	7.50	4.90	2.30	30.00	10.60	2.20	3.00	1.17	0.30	0.80
B2	5.90	4.83	2.10	17.80	11.90	3.00	0.70	0.32	0.25	0.80
B3	7.50	5.17	2.60	27.50	13.90	2.60	1.80	0.77	0.25	0.80
B4	7.30	4.70	2.50	30.00	11.50	2.10	1.00	0.50	0.20	0.80
B5	8.00	4.47	1.00	43.00	21.00	2.00	7.25	0.84	0.20	1.70

Tabelul 5 Durata medie anuală (%) a vitezei medii (cm/s) a componentei 9 paralele cu țărnuțul în anii 1993-1995

CARACTERISTICI	PUNCT DE OBSERVARE							
	A1	A3	A4	A5	B2	B3	B4	B5
Durata (%)	25.00	-36.00	24.20	34.40	-31.60	21.60	1.60	83.30
Viteza medie (cm/s)	7.10	-5.60	12.50	6.20	-7.50	18.90	3.00	17.50