RĪGAS TEHNISKĀ UNIVERSITĀTE
Būvniecības fakultāte
Siltuma, gāzes un ūdens tehnoloģijas institūts

Romāns NEILANDS
Doktora studiju programmas "Siltuma, gāzes un ūdens inženiersistēmas" doktorants

METODES TEORĒTISKĀ ANALĪZE IZSKALOJUMA LIELUMA ATTĪSTĪBAI LAIKĀ INŽENIERBŪVĒS

Promocijas darba kopsavilkums

THE THEORETICAL ANALYSIS OF THE METHOD OF SCOUR DEVELOPMENT IN TIME FOR ENGINEERING STRUCTURES

Summary of Ph.D. thesis

Zinātniskais vadītājs / Supervisor
Dr. sc. ing., profesors
B.GJUNSBURGS

Rīga 2010

UDK 624.159.2.04 (043.2)
Ne 231 m

Neilands Romans. Metodes teorētiskā analīze izskalojuma lieluma attīstībai laikā inženierbūvēs. Promocijas darba kopsavilkums./ The theoretical analysis of the method of scour development in time for engineering structures. Summary of Ph.D.thesis. – R. RTU, 2010. – 42 lpp.

Printed according to the Promotion Council „RTU P-12" decision November 15th, 2010. Protocol No.3.



© Rīgas Tehniskā universitāte 2010

© Romāns NEILANDS 2010

ISBN

PROMOCIJAS DARBS
IZVIRZĪTS INŽENIERZINĀTŅU DOKTORA GRĀDA IEGŪŠANAI RĪGAS TEHNISKAJĀ UNIVERSITĀTĒ

Promocijas darbs inženierzinātņu doktora grāda iegūšanai tiek publiski aizstāvēts 2010.g. 17. decembrī Rīgas Tehniskās universitātes Būvniecības fakultātē, Āzenes ielā 16, sēžu zālē.

OFICIĀLIE RECENZENTI

Prof., Dr.habil.sc.ing. Saulius Vaikasas
Vilnius Gediminas Technical University

Prof., Dr.habil.sc.ing. Voldemārs Barkāns
Latvijas Jūras akadēmija

Dr.habil.sc.ing. Viktors Juhna
SIA „Rīgas Ūdens"

APSTIPRINĀJUMS

Apstiprinu, ka esmu izstrādājis doto promocijas darbu, kas iesniegts izskatīšanai Rīgas Tehniskajā universitātē inženierzinātņu doktora grāda iegūšanai. Promocijas darbs nav iesniegts nevienā citā universitātē zinātniskā grāda iegūšanai.

Romāns Neilands ..... (paraksts)

Datums: .....

Promocijas darbs ir uzrakstīts angļu valodā, satur ievadu, 4 nodaļas, secinājumus, literatūras sarakstu, 3 pielikumus, 55 zīmējumus un ilustrācijas, 9 tabulas, kopā 99 lappuses. Literatūras sarakstā ir 84 nosaukumi.

SATURA RĀDĪTĀJS/TABLE OF CONTENT

1. DARBA VISPĀRĒJS RAKSTUROJUMS 5
   1.1 Pētījuma aktualitāte 5
   1.2 Darba mērķis un uzdevumi 6
   1.3 Darba zinātniskā novitāte un praktiskais pielietojums 7
   1.4 Darba struktūra un apjoms 7
2. LITERATŪRAS IZPĒTE 8
3. EKSPERIMENTĀLIE DATI 10
4. IZSKALOJUMA DZIĻUMA VEIDOŠANĀS LAIKĀ 12
5. REZULTĀTI 14
   5.1 Kopsavilkums 17
6. PRAKTISKAIS PIELIETOJUMS SLOKAS NAI 18
   6.1 Plūsmas ātruma mērījumi 19
   6.2 Nostādinātāja darbības kontrole 20
   6.3 Rezultāti 20
7. SECINĀJUMI 21

1 GENERAL DESCRIPTION 23
   1.1 Actuality of research 23
   1.2 The objective of research and tasks 24
   1.3 Scientific novelty and application 25
   1.4 Scope of work 25
2 BACKGROUND AND LITERATURE REVIEW 26
3 EXPERIMENTAL SETUP 28
4 SCOUR DEPTH DEVELOPMENT IN TIME 30
5 RESULTS 33
   5.1 Summary 35
6 PRACTICAL APPLICATION SLOKA WWTP 36
   6.1 Flow velocity measurements 37
   6.2 Clarifier performance control 37
   6.3 Results 38
7 CONCLUSIONS 39

PUBLIKĀCIJU SARAKSTS / LIST OF PUBLICATIONS 41

1. DARBA VISPĀRĒJS RAKSTUROJUMS

1.1 Pētījuma aktualitāte

Izskalojumi inženierbūvēm izraisa ievērojamus bojājumus un rada finansiālus zaudējumus. Kopš 1998. gada līdz mūsdienām Eiropā ir notikuši vairāk ne kā 100 nozīmīgu plūdu un ir radīti zaudējumi, kuri pārsniedz 25 billjonus eiro. Nākamajās dekādēs paredzams vēl lielāks plūdu risks, kas vas radīt vēl lielākus zaudējumus ekonomikai.

Apskatot 27 aktīvo dūņu iekārtas Latvijā interesanti, ka tikai 60 procentu no tām nodrošina pastāvīgu suspendēto vielu koncentrāciju izlaidē -35 mg/l vai mazāk. Iemesls tam ir pastāvīgi pieaugošā pieteces plūsmas nevienmērība, it īpaši pēc intensīvām lietus gāzēm, kura rezultātā pieaug piesārņojums no ūdens attīrīšanas iekārtām suspendēto vielu daļiņu izskalojuma dēļ.

Detalizēta statistiskā analīze parāda, Neilands u.c. (2005), ka izvērtējot Latvijas un Lietuvas upju baseinus, ka nogulšņu akumulācija upēs notiek regulāri un tātad vietējās notekūdens attīrīšanas iekārtas var ievērojami ietekmēt to ūdens kvalitāti.

Smilts no smilšu uztvērējiem vai aktīvo dūņu daļiņu iznesumu no otrējā nostādināšanas baseina pēc bioloģiskās attīrīšanas tieši ietekmē šo gravitācijas tipa tvertņu darbība. Šo daļiņu sastāvā ir arī citas piesārņojošās vielas, t.i suspendētās vielas, BSP, ĶSP, slāpekļa un fosfora savienojumi. Aktīvo dūņu process ne vienmēr nodrošina zemas suspendēto vielu koncentrācijas izlaidē. Smilšu uztvērēji vai nostādinātāji tiek projektēti pēc vienkāršotiem to darbības kritērijiem, tādiem kā, uzturēšanās laiks un hidrauliskā slodze uz virsmu, pieņemot, ka plūsmas sadale un daļiņu izgulsnēšanās baseinā ir viendabīga un daļiņu izdalīšanas efektivitāti, kurai zināms tās izgulsnēšanās ātrums, var aprēķināt izmantojot ideālas plūsmas horizontālā reaktora teoriju.

Izskalojuma problēma, kuras rezultātā dūņu daļiņas tiek iznestas no nostādinātāja darba zonām, eksistē, tādējādi izraisot suspendēto vielu koncentrācijas pieaugumu izlaidē, kuru, savukārt, ietekmē tvertņu iekšpusē esošās vietējās plūsmas, it īpaši, spēcīgu lietus ūdens pieteču rezultātā, kā tas notiek daudzās notekūdens attīrīšanas iekārtās.

Vietējais izskalojuma attīstības mehānisms notekūdens attīrīšanas iekārtu (NAI) attīrīšanas procesa tvertnēs nav pētīts.

Tāpat tiltiem ir svarīgi paredzēt izskalojuma dziļumu attīstību plūdos tādējādi nodrošinot to konstrukcijām stabilitāti un drošumu.

1.2 Darba mērķis un uzdevumi

Darba mērķis ir izstrādāt jaunu izskalojuma dziļuma attīstības laikā aprēķina metodi inženierbūvēm, apstākļos, kad nenotiek sanešu kustība, un kura ņemtu vērā plaši pielietotus jau izpētītus un jaunus hidrauliskos un upes grunts parametrus.

Pielietojot izstrādāto metodi var paredzēt izskalojuma lielumu plūdu laikā un pasargāt no līdzīga procesa attīstības citas inženierbūves, tādās kā notekūdens attīrīšanas procesa tvertnes, un novērst upju baseinu piesārņojumu ar nettīrītu notekūdeni.

Plūsmas sašaurinājums pie to konstrukcijām izraisa ievērojamas izmaiņas šo plūsmu struktūrā, vietējā ātruma un plūsmas turbulences pieaugumu, kā rezultātā veidojas plūsmai virpuļkustība. Visas dotās sistēmas izmaiņas ir cēlonis vietējā izskalojuma attīstībai pie inženierbūvēm. Vietējā izskalojuma dziļuma attīstība laikā pie inženierbūvēm nav vēl pētīta.

Lai sasniegtu darba mērķi ir izvirzīti sekojoši izpētes uzdevumi:

1. Izpētīt esošās krasta balstu izskalojuma dziļuma aprēķina metodes, lai noskaidrotu kādi izskalojumu ietekmējošie parametri tiek izmantoti aprēķinos inženierbūvēm;
2. Veikt laboratorijas eksperimentus izskalojuma lieluma attīstības noteikšanai pie krasta balsta (Gjunsburgs and Neilands, 2001, 2004), un pamatojoties uz testu rezultātiem izstrādāt jaunu metodi izskalojuma lieluma attīstības laikā aprēķinam pie krasta balsta plūdu laikā.
3. Salīdzināt eksperimentālās un aprēķinātās izskalojuma dziļuma attīstībai laikā skaitliskās vērtības izstrādātās metodes verificēšanai.
4. Veikt izstrādātās izskalojuma dziļuma attīstības laikā aprēķina metodes teorētisko analīzi un noteikt tās ietekmējošos parametrus.
5. Noteikt vietējo ātrumu vertikālos profilus un izpētīt šo ātrumu ietekmi uz dūņu daļiņu izskalojumu no nostādinātāja darba zonām.

1.3 Darba zinātniskā novitāte un praktiskais pielietojums

Vietējā izskalojuma dziļuma attīstība laikā pie inženierbūvēm nav vēl pētīta.

Diferenciālais vienādojums grunts daļiņu kustībai tīra ūdens pieteces apstākļos tika pielietots un izstrādāta jauna metode izskalojuma lieluma attīstības aprēķinam laikā, plūdos pie krasta balstiem.

Lai pārbaudītu izstrādāto metodi eksperimentu un aprēķinu lielumi tika salīdzināti un eksperimentos iegūtie rezultāti apstiprina doto metodi.

Saskaņā ar izstrādāto metodi, izskalojuma dziļumu var aprēķināt katram hidrogrāfa solim vai pēc viena, diviem vai vairākiem plūdiem. Maksimālo izskalojuma dziļumu nevar sasniegt pēc viena vai pat pēc vairākiem plūdiem, jo plūdu ilgums ir ierobežots.

Vietējā izskalojuma lieluma attīstība laikā notekūdens attīrīšanas iekārtu procesa tvertnēs vēl nav pētīta un praktiskais pielietojums tika veikts Jūrmalas pilsētas, Slokas notekūdens attīrīšanas stacijā. Tika veikti lauku izpētes testi aktīvo dūņu procesa tvertnei un otrējam nostādinātājam, un izstrādātā metode tika izmantota procesa kontrolei.

Izstrādāto metodi var pielietot arī citām notekūdens attīrīšanas iekārtām, lai novērstu izskalojuma procesa attīstību procesa tvertnēs, kā rezultātā var samazināt suspendēto vielu, BSP, N un P koncentrācijas izplūdē, tādējādi novēršot upju baseinu piesārņošanu ar netīrītu notekūdeni.

1.4 Darba struktūra un apjoms

Darbs satur ievadu, 4 nodaļas un secinājumus, tai skaitā 55 attēli, 7 tabulas, 4 pielikumi, 84 literatūras atsauces, un kopā 99 lappuses.

Pirmā nodaļa definē izpētes mērķi un uzdevumus. Otrā nodaļa apskata literatūrā pieejamās aprēķinu metodes par izskalojumu lieluma attīstību laikā pie inženierbūvēm un analizē tos pēc izskalojumu ietekmējošiem parametriem, un apskata esošos pētījumus par daļiņu izskalojumu no procesa tvertnēm. Trešā nodaļa sniedz informāciju par eksperimentu norisi laboratorijas teknē ar smilšu gultni izskalojuma lieluma attīstībai laikā noteikšanai tīra

ūdens pieteces apstākļos. Sniedz arī informāciju par esošo datu verifikāciju, kā arī izstrādātās metodes teorētisko analīzi. Ceturtajā nodaļā tiek apskatīta piedāvātās metodes praktiskais pielietojums notekūdens attīrīšanas iekārtu procesa tvertnēs, novēršot izskalojuma procesa attīstību.

2. LITERATŪRAS IZPĒTE

Veicot izpēti par daļiņu izskalojuma mehānismu, vairums pētījumu tiek publicēti par izskalojuma bedres dziļuma noteikšanu un sanešu kustību pie tilta krasta vai gultnes balsta, bet vietējā izskalojuma bedres attīstība laikā tādām inženierbūvēm kā krasta balsti vai attīrīšanas iekārtu procesa tvertnes nav vēl tikusi pētīta, kamēr pārējas tēmas ir skatītas.

Vairums pētījumu tiek veikti par smilšu vai aktīvo dūņu daļiņu izgulsnēšanu, bet tikai nedaudzi par šo daļiņu iznesumu no notekūdens attīrīšanas tvertnēm. Vietējā izskalojuma attīstības mehānisms NAI procesa tvertnēs nav pētīts.

Hazens (1904), izstrādāja pirmo teoriju par nostādināšanas baseinu darbības efektivitāti atsevišķas daļiņas izgulsnēšanai viendabīgā plūsmā. Andersons (1945) atklāja, ka plūsma nebūt nav viendabīga, pateicoties tā blīvuma sadalījumam. Tekipe (1968) eksperimentālie dati pierāda, ka ātruma trajektorijas izmaiņas gradients var ietekmēt nostādinātāja darbības kritērijus. Bretscher u.c. (1984), veica plūsmas horizontālā ātruma komponentes mērījumus novērtējot peldoša priekšmeta pārvietošanos noteiktās vietās virs tvertnes dibena. Tā rezultātā, veidojas sekundāra plūsma uz virsmas, kā arī trīs vai četru slāņu plūsmas var novērot eksperimentāli (saskaņā ar Larsen, 1977). Plūsmu sablīvējums tiek raksturots ar lieliem ātrumiem un parādās dūņu slāņa tuvumā, (saskaņā ar Kinnear 2000). Tātad, plūsmai pieaugot izgulsnētās daļiņas var tikt atkal suspendētas un transportētas uz izplūdes tekni, tā rezultāta kvalitāte izlaidē pasliktināsies. Ir skaidrs no izpētes rezultātiem, ka plūsmas sadalījums pa nostādināšanas baseinu sekmē arī flokulēto daļiņu sairšanu. Acīmredzami, tas var ietekmēt gan suspendēto vielu daļiņu izgulsnēšanos, gan arī šo daļiņu suspendēšanos Takamatsu u.c. (1974). To ievērojot, (saskaņā ar Baud un Hager, 2000) novēroja “tornado” veida plūsmas virpuļus nostādināšanas baseinu stūros. Tiem ir iespēja radīt izskalojumu no

nogulšņu slāņa augšējās daļas un būtiski samazināt daļiņu izgulsnēšanās efektivitāti.

Otrējā nostādināšanas baseina hidraulikai ir milzīga ietekme uz NAI darbības efektivitāti kopumā. Smilšu uztvērēji vai nostādinātāji tiek projektēti pēc vienkāršotiem to darbības kritērijiem tādiem kā uzturēšanās laiks un hidrauliskā slodze uz virsmu, pieņemot, ka plūsmas sadale un daļiņu izgulsnēšanās baseinā ir viendabīga un daļiņu izdalīšanas efektivitāti, kurai zināms tās izgulsnēšanās ātrums var aprēķināt izmantojot ideālas plūsmas horizontālā reaktora teoriju un nepievērš uzmanību vietējiem ātrumiem, it īpaši pie savākšanas teknes vai izplūdes caurules rajonā.

Analogi, izskalojuma dziļumu prognoze plūdu laikā ir ļoti svarīga tilta konstrukcijas drošībai un stabilitātei. Esošie aprēķinu vienādojumi, kuri nosaka vietējā izskalojuma dziļumu ir sarežģīti, jo kopš problēmas izpētes paša sākuma tie bija empīriski.

Vairums pēdējā laikā veiktie pētījumi bija mēģinājumi atrast analītisku risinājumu, bet arī tie pamatojas uz eksperimentu rezultātiem. Tātad, nav precīzs problēmas teorētiskais risinājums.

Vairums izskalojuma dziļuma aprēķinu metodes tika atrastas ar empīrisku pieeju apstrādājot rezultātus iegūtus no eksperimentiem idealizētā teknē laboratorijas apstākļos, un lielumi tika savstarpēji saistīti izmantojot dimensiju analīzi.

Analizējot izskalojuma aprēķinu metodes, var secināt, ka nav vienotas pieejas kuri hidrauliskie vai upes gultnes parametri ir jāizmanto par izskalojuma kontroles parametriem.

No apskatītajiem izskalojuma aprēķinu vienādojumiem vai nu pieteces plūsmas vidējais ātrums vai ātrums nogāzē pie tilta krasta balsta tiek izmantots, kamēr citi Latishenkov, (1960), Young u.c.(1998), Ahmed un Rajatnam (2000), Sturm (2004) uzsver vietējā ātruma nozīmi pie konstrukcijām, kuras izvirzītas uz āru straumē.

Tekstā tālāk tiek parādīts, ka tieši vietējais plūsmas ātrums ir nozīmīgs izskalojuma kontroles parametrs, un ka vietējais plūsmas ātrums ar izteikto virpuļveida struktūru izveido izskalojuma bedri pie balsta.

Vairums no izskalojuma aprēķinu metodēm par izskalojuma kontroles parametru izmanto balsta garumu vai atvēruma ģeometrisko attiecību , citādi tas ir novērots dabā, līdzenuma upēm, kur eksistē caurplūdumu attiecības starp upes plūsmu un plūsmu palienē, kas ir jāņem vērā. Dažādi balstu garumi aprēķinos dod

dažādus izskalojuma dziļuma vērtības atkarībā no tā, kāds ir plūsmas sadalījums pamat kanālā un tās pārkārtošanās, kad tā plūst pa tilta atvērumu (Sturm, 2004).Tamdēļ, lai ievērtētu plūsmas saspiežamību un plūsmas sadalījuma tilta atvērumā ietekmi uz izskalojuma dziļumu, kā piemērotu mērvienību vajadzētu izmantot plūsmas saspiešanas pakāpi nevis balsta pamatnes garumu.

Dabā, plūsmas slodzes ietekme uz inženierkonstrukciju ir hidrogrāfa veidā nevienmērīgas plūsmas apstākļos, un daudzkārtīgi plūdi veido izskalojuma bedres pie konstrukcijām. Analizējot izskalojuma aprēķinu metodes tika konstatēts, ka tās nevar ņemt vērā pieteces plūsmu slodzi kā plūdu hidrogrāfu, vietējos plūsmas ātrumus, un plūsmas saspiežamības efektu pie plūsmā izvietotām konstrukcijām.

Literatūras analīze liecina, ka nepastāv vienots viedoklis, kurš no ātrumiem veido izskalojuma bedri un nav nevienas metodes, ar kuru varētu aprēķināt izskalojuma bedres attīstību laikā pie krasta balsta. Izskalojuma dziļuma aprēķina formulās un metodēs pie krasta balstiem izmanto vidējos plūsmas ātrumus vai Frūda skaitli tam pašam ātrumam, līdzīgi kā nostādināšanas baseinam.

Teorētiskā analīze tika veikta izstrādājamai izskalojuma attīstības aprēķina metodei un tika konstatēts, ka jaunajai metodei izskalojuma lieluma noteikšanai laikā var izmantot sanešu kustības diferenciālo vienādojumu tīra ūdens apstākļos, kuru ietekmē vietējie plūsmas ātrumi.

3. EKSPERIMENTĀLIE DATI

Testi tika veikti Krievijas Transporta izpētes institūtā 3.5 m platā un 21 m garā silē un Budapeštas Tehniskajā universitātē (Ungārijā) 1.35m platā un 9m garā silē. Eksperimentālie dati silē vaļējas gultnes apstākļos ir apkopoti 1 tabulā.

Testi tika veikti vaļējas gultnes apstākļos, lai pētītu plūsmas sadalījumu starp kanālu un palienu. Testos tika izmantots kā ciets (nostiprināts) pamats, tā arī smilts.

Mērķis testiem ar smilts dibenu bija izpētīt vietējā izskalojuma procesu, plūsmas ātruma izmaiņas laikā, hidraulisko parametru ietekmi - plūsmas saspiešanas pakāpes, grunts daļiņu izmēra un izskalojuma veidošanās laiku.

Testos tilta modeļa atvērumi L_b bija: 50; 80; 120; un 200 cm pirmajā silē un 44.5; 57.5; 77.5; un 97.5 cm otrajā silē. Plūsmas

saspiešanas pakāpe Q/Q_b (Q = kopējā caurplūde, un Q_b = caurplūde tilta atvēruma zonā vaļējas gultnes apstākļos) mainījās no 1.25 līdz 5.69 pie ūdens dziļuma h_f palienā: 5, 7, un 13 cm. Frūda skaitlis Fr mainījās no 0.0103 līdz 0.151. Pirmās un otrās siles grunts slīpums i_0 bija attiecīgi 0.0012 un 0.0015 m/m. Eksperimentālie dati vaļējas gultnes apstākļos ir parādīti 1 tabulā, kur Re_R un Re_f ir Reinoldsa skaitļi attiecīgi upei un laboratorijas silei.

1 tabula

Eksperimentālie dati silēs vaļējas gultnes apstākļos

Tests	L (cm)	h_f (cm)	V (cm/s)	Q (l/s)	Fr	Re_R	Re_f
L1	350	7	6.47	16.60	0.0780	7500	4390
L2	350	7	8.58	22.70	0.0103	10010	6060
L3	350	7	10.30	23.60	0.1243	12280	7190
L4	350	7	8.16	20.81	0.0984	10270	5590/5660
L5	350	7	9.07	23.48	0.1094	11280	6140/6410
L6	350	7	11.10	28.13	0.1339	13800	7550/7840
L7	350	13	7.51	35.48	0.0665	13700	9740
L8	350	13	8.74	41.38	0.0756	16010	11395
L9	350	13	9.90	47.10	0.0876	14300	14300
S1	134.5	5	6.30	4.24	0.0890	7110	3000
S2	134.5	5	9.52	6.50	0.1360	10400	4450
S3	134.5	5	10.58	7.30	0.1510	12090	5000

Testi ar smilts pamatu tika veikti vaļējas gultnes apstākļos. Smilts tika izvietota 1m augšpus un lejpus no siles saspiešanas zonas. Izskalojuma dziļuma veidošanās laikā tika pētīta ar dažādiem grunts daļiņu izmēriem. Vidējais grunts daļiņu izmērs bija 0.24 un 0.67 mm pirmajā silē; 0.5 un 1.0 mm otrajā silē ar standarta grunts daļiņu sadalījumu. Tika izpildīts, ka $Fr_R = Fr_f$, kur Fr_R un Fr_f ir Frūda skaitļi attiecīgi palienas upei un laboratorijas silei. Laboratorijas testu ilgums bija 7 stundas ar vertikālo mērogu 50 un laika mērogu 7. Reālos apstākļos upē, testu ilgums būtu 2 dienas. Tāds tika pieņemts vidējais laika soļa ilgums, kuros saskaņā ar metodi tika sadalīts plūdu hidrogrāfs. Izskalojuma dziļuma veidošanās laikā tika pētīta testos ar dažādiem plūsmas parametriem, laika intervālos, ar kopējo ilgumu 7 stundas vienam hidrogrāfa

solim, un diviem hidrogrāfa soļiem ar ilgumu 7 stundas katram solim.

Datorprogramma „RoBo" (Gjunsburgs u.c., 2006) tika pielietota eksperimentālo datu apstrādei un atsevišķu hidraulisko parametru ietekmes izvērtēšanai uz izskalojuma lieluma attīstību.

4. IZSKALOJUMA DZIĻUMA VEIDOŠANĀS LAIKĀ

Sanešu līdzsvara diferenciālais vienādojums apstākļos, kad nenotiek grunts sanešu kustība:

$$\frac{dw}{dt} = Q_s , \tag{1}$$

Saskaņā ar laboratorijas testiem: $w = 1/6\ \pi m^2 h_s^3$; t = laiks; Q_s = sanešu kustība ārā no izskalojuma bedres.

Vienādojuma (1) kreiso daļu var uzrakstīt kā:

$$\frac{dw}{dt} = \frac{1}{2} pm^2 h_s^2 \frac{dh_s}{dt} = ah_s^2 \frac{dh_s}{dt} , \tag{2}$$

kur h_s = izskalojuma dziļums; $1/m$ = izskalojuma bedres sienas slīpums. Sanešu kustību ārā no izskalojuma bedres var aprēķināt pēc Levi (1968) formulas:

$$Q_s = AB \cdot V_l^4 , \tag{3}$$

kur $B = mh_s$ = izskalojuma bedres platums; V_l = vietējais plūsmas ātrums pie krasta balsta; A = parametrs Levi (1968) formulā:

$$A = \frac{5{,}62}{g} \left(1 - \frac{bV_0}{V_l} \right) \frac{1}{d^{0{,}25} h_f^{0{,}25}} , \tag{4}$$

kur γ = sanešu daļiņu īpatnējais svars; b = plūsmas ātruma V_0 samazinošs koeficients, kas ņem vērā virpuļu struktūras rašanos pie balsta (saskaņā ar Rozovskij, 1955); V_0 = kritiskais plūsmas ātrums, pie kura sākas sanešu kustība; d = vidējais grunts daļiņu izmērs; h_f = ūdens dziļums upes palienā.

Sanešu kustību ārā no izskalojuma bedres izskalojuma laikā nosakām:

$$Q_s = A\ mh_s \cdot V_l^4 = b \frac{h_s}{k \left(1 + \frac{h_s}{2h_f} \right)^4} , \tag{5}$$

kur $b = AmV_l^4$; k = koeficients, kurš ņem vērā plūsmas izmaiņas izskalojuma laikā.

Hidrauliskie raksturlielumi, plūsmas saspiešanas pakāpe, plūsmas ātrumi V_0 un V_l, vidējie grunts daļiņu izmēri dažādos grunts slāņos, sanešu izskalojums, izskalojuma bedres dziļums un platums mainās plūdu laikā.

Izskalojuma laikā koeficients A ir vienāds ar:

$$A = \frac{5{,}62}{g}\left[1 - \frac{kbV_0}{V_l}\left(1 + \frac{h_s}{2h_f}\right)^{1.25}\right] \cdot \frac{1}{d^{0,25}h_f^{0,25}\left(1 + \frac{h_s}{2h_f}\right)^{0,25}}, \quad (6)$$

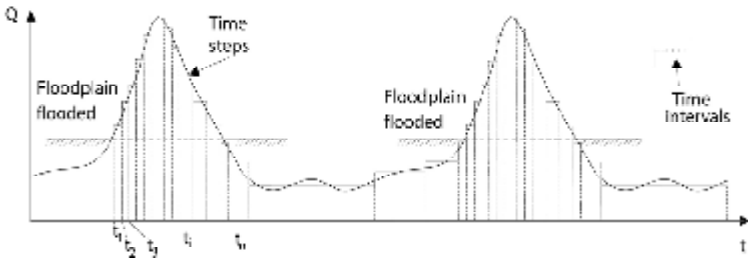
Diferenciālo vienādojumu (1) saskaņā ar formulām (2) un (5) var izteikt kā:

$$D_i \cdot h_s\left(1 + \frac{h_s}{2h_f}\right)^4 dh_s = dt\,.$$

Pēc integrēšanas:

$$t = D_i \int_{x_1}^{x_2} h_s\left(1 + \frac{h_s}{2h_f}\right)^4 dh_s\,, \quad (7)$$

Saskaņā ar metodi, plūdu hidrogrāfs ir iedalīts laika soļos un katrs solis savukārt ir iedalīts mazos laika intervālos (1 att.). Tika veikta aproksimācija, ka laika intervālā D ir konstants.



1. attēls. Hidrogrāfs sadalīts laika soļos un laika intervālos

Pēc integrēšanas ar jauniem mainīgajiem $x = 1 + h_s/2h_f$, $h_s = 2h_f(x-1)$ un $dh_s = 2h_f dx$ iegūstam:

$$N_i = \frac{t_i}{4D_i h_f^2} + N_{i-1}, \quad (8)$$

kur $N_i = 1/6x_i^6 - 1/5x_i^5$; t_i = laika intervāls.

2 tabula

N_i atkarība no x_i

x_i	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8
N_i	-0.033	0.0002	0.18	0.70	1.90	4.29	8.62	15.98	27.20	46.07

Aprēķinātām N_i vērtībām pēc grafika $N = f(x)$ vai 2 tabulas mēs nosakām x_i lielumu un izskalojuma dziļumu laika intervāla beigās:

$$h_s = 2h_f(x-1). \quad (9)$$

Izskalojuma dziļums ir atkarīgs arī no krasta balsta sānu sienu slīpuma, balsta formas, un plūsmas šķērsošanas leņķa:

$$h_s = 2h_f(x-1) \cdot k_m \cdot k_s \cdot k_a, \quad (10)$$

kur k_m = koeficients atkarīgs no balsta sānu sienu slīpuma (saskaņā ar Yaroslavcev, 1956); k_s = koeficients atkarīgs no balsta formas (saskaņā ar Richardson un Davis, 1995); k_a = koeficients atkarīgs no plūsmas šķērsošanas leņķa (saskaņā ar Richardson u.c., 1990).

Lai aprēķinātu izskalojuma dziļumu plūdu laikā, hidrogrāfu ir nepieciešams sadalīt laika soļos ar soļa ilgumu 1 vai 2 dienas, un laika soli sīkāk iedalīt laika intervālos ar ilgumu ne lielāku par dažām stundām. Laboratorijas testos laika solis tika iedalīts 20 laika intervālos. Katram laika solim ir nepieciešams zināt: h_f – ūdens dziļums palienā, Q/Q_b – plūsmas saspiešanas pakāpi, Δh – maksimālo ūdens uzstādinājuma līmeni (pēc Rotenburg un Volnov, 1969), d – grunts daļiņu izmēru, H – grunts slāņa biezumu ar grunts daļiņu izmēru d, γ – grunts daļiņu īpatnējo svaru. Rezultātā mēs varam aprēķināt V_l, V_0, A, D, N_i, N_{i-1} un h_s katra laika intervāla beigās un laika soļa beigās. Nākamajam laika solim plūsmas parametri ir mainījušies dēļ plūdiem un dēļ izskalojuma, kurš radies iepriekšējā laika solī.

5. REZULTĀTI

Pie inženierbūves, plūsmas saspiestajā zonā, plūdlīnijas tiek ieliektas dēļ krasta dambja un balsta, un pēc tam plūsmas virziens ir

paralēls balsta konstrukcijai. Plūsmas ātrumi gar maksimālo plūdlīniju sākotnēji ir tuvi minimālajam, tad pakāpeniski pieaug, un veidojas spirālveida virpuļu sistēma. Pie augšpus straumes esošā krasta balsta stūra veidojas plūdlīniju koncentrācija, stāvs ūdens līmeņa kritums un straujš plūsmas ātruma pieaugums. Veidojas horizontāls virpulis, samazinot tilta atvērumu. Testos vietējais plūsmas ātrums tika konstatēts pie dažādām plūsmas saspiešanas pakāpēm.

Vietējo plūsmas ātrumu pie krasta balstiem ar nostiprinātu grunts pamatni var atrast:

$$V_l = j\sqrt{2gDh}\,, \tag{11}$$

kur φ = plūsmas ātruma koeficients, kurš atkarīgs no plūsmas saspiešanas pakāpes; Δh = maksimālais ūdens uzstādinājums, ko var aprēķināt pēc Rotenburg un Volnov (1969) formulas.

Vietējo plūsmas ātrumu pie jebkāda izskalojuma dziļuma h_s var aprēķināt pēc formulas:

$$V_{lt} = \frac{V_l}{k\left(1+\dfrac{h_s}{2h_f}\right)}\,, \tag{12}$$

kur k = koeficients atkarīgs no plūsmas saspiešanas pakāpes.

Salīdzinot aprēķinātos plūsmas ātrumus V_l un V_{lt} ar eksperimentāli iegūtajām vērtībām, tika iegūtie ļoti tuvi rezultāti.

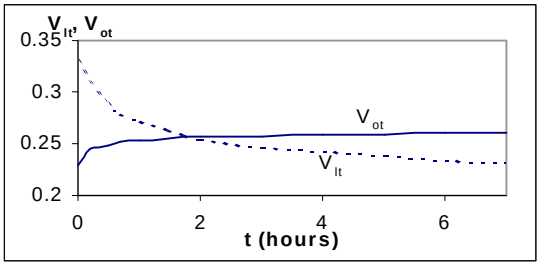
Plūsmas ātrums, pie kura sākas sanešu kustība, nostiprinātas grunts pamatnes gadījumā tika aprēķināts pēc (Studenitcnikov, 1968) formulas:

$$V_0 = 3{,}6d^{0{,}25}h_f^{0{,}25} \tag{13}$$

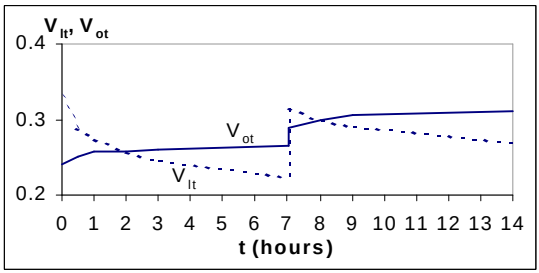
Pie jebkāda izskalojuma dziļuma h_s, plūsmas ātrums V_{0t} tika noteikts pēc formulas:

$$V_{0t} = 3{,}6d^{0.25}h_f^{0.25}\left(1+\frac{h_s}{2h_f}\right)^{0.25}. \tag{14}$$

Izskalojuma laikā, jebkurā hidrogrāfa laika solī vienmērīgas plūsmas apstākļos, ātrums V_{lt} samazinās dēļ plūdiem un izskalojuma bedres pieauguma, bet ātrums V_{0t} palielinās. Plūsmas ātrumu V_{lt} un V_{0t} izmaiņas vienmērīgas un nevienmērīgas plūsmas apstākļos ir parādītas 2 un 3 attēlā.



2. attēls. Ātrumu V_{lt} un V_{0t} izmaiņas vienmērīgas plūsmas apstākļos, tests SL4

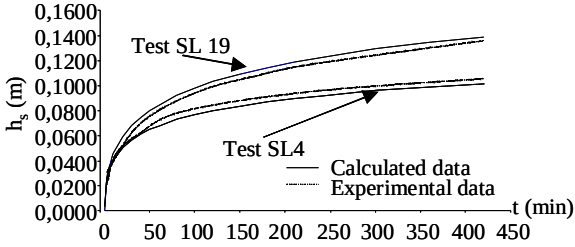


3. attēls. Ātrumu V_{lt} un V_{0t} izmaiņas nevienmērīgas plūsmas apstākļos, tests TL1

Nākamajā hidrogrāfa solī, ātrumu V_l atrod pēc formulas (11) pēc jaunajām maksimālā ūdens uzstādinājuma Δh, plūsmas saspiešanas pakāpes Q/Q_b vērtībām, un tālāk ātrumu V_{lt} atrod pēc formulas (12) ar jauno ūdens dziļumu palienā h_f un izskalojuma dziļumu h_s, kas izveidojās iepriekšējā laika solī.

Izskalojuma veidošanās beidzas pie plūdu hidrogrāfa augstākā līmeņa vai pēc tā sasniegšanas, kad plūsmas ātrums $V_{lt} = k\beta V_{0t}$.

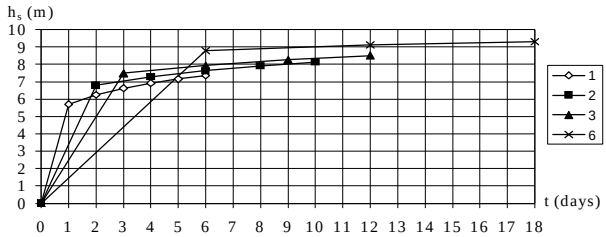
Saskaņā ar vienmērīgas plūsmas testiem un saskaņā ar metodes aprēķiniem, izskalojuma dziļums sākumā strauji pieaug un vēlāk ar laiku izskalojuma dziļuma palielināšanās straujums samazinās (4 att.).



4. attēls. Izskalojuma dziļuma veidošanās laikā vienmērīgas plūsmas apstākļos

Izskalojuma dziļuma veidošanās pie tiltu krasta balstiem 2 sekojošu, vienādu plūdu gadījumā ir parādīta 5 attēlā. Pirmo plūdu laikā, plūdu ilgums ierobežoja izskalojuma bedres veidošanos, tāpēc sekojošā, nākamo plūdu laikā, izskalojuma dziļums turpināja pieaugt.

Pirmo plūdu laikā, izskalojums sāk veidoties, kad paliena ir appludināta, un izskalojuma veidošanās apstājas sasniedzot plūdu hidrogrāfa augstāko punktu. Otro plūdu laikā, izskalojuma veidošanās turpinās no brīža, kad $V_{lt} > k\beta V_{0t}$.



5. attēls. Izskalojuma dziļuma veidošanās pie krasta balsta hidrogrāfam1, 2, 3 un 6 dienām

5.1 Kopsavilkums

Tika pielietots sanešu līdzsvara diferenciālais vienādojums, apstākļos, kad nenotiek grunts kustība, un jauna metode, pēc kuras var aprēķināt izskalojuma veidošanos laikā pie krasta balstiem plūdu laikā tika izstrādāta.

Pēc šīs metodes var aprēķināt izskalojuma dziļumu jebkuram hidrogrāfa laika solim pēc viena, diviem, un vairākiem plūdiem.

Maksimālais izskalojuma dziļums nevar tikt sasniegts pēc vieniem vai vairākiem plūdiem, jo plūdu ilgums ir ierobežots.

Vienmērīgas plūsmas apstākļos, vienā laika solī, vietējais plūsmas ātrums V_{lt} samazinās, jo izskalojuma dziļums pieaug, un ātrums V_{lt} pieaug ar katru nākamo hidrogrāfa laika soli. Plūsmas ātrums V_{0t}, pie kura sākas sanešu kustība, pieaug dēļ plūdiem un izskalojuma dziļuma pieauguma. Izskalojuma ilgums ir mazāks par plūdu ilgumu.

Izskalojuma veidošanās apstājas sasniedzot plūdu hidrogrāfa augstāko punktu vai vēlāk, kad $V_{lt} = k\beta V_{0t}$. Metode ir verificēta pēc eksperimenta datiem (Gjunsburgs un Neilands, 2001, 2004).

6. PRAKTISKAIS PIELIETOJUMS SLOKAS NAI

Jūrmalas pilsētas notekūdens attīrīšanas stacija atrodas pilsētas nomalē rietumos, Lielupes upes krastā. Stacija tika uzbūvēta 2007 gadā un palaista ekspluatācijā 2008 gadā. Stacija sastāv no standarta mehāniskās attīrīšanas, bez pirmējā nostādināšanas baseina, aktīvo dūņu procesa ar papildus bioloģisko fosfora un slāpekļa izdalīšanu un dūņu apstrādes ar mehānisko blīvēšanu un atūdeņošanu.

Dotā izpēte apskata plūsmas hidrauliku un izvērtē masas plūsmu otrējā nostādināšanas baseinā Slokas NAI. Darba mērķis bija noteikt izskalojuma individuālo ietekmi uz dūņu daļiņu iznesumu no nostādinātāja palielinoties vietējiem ātrumiem.

Izpēte parāda nostādinātāja lauka izpētes rezultātus pietecēm 250 m^3/st., 500 m^3/st. un modelētai avārijas režīma plūsmai 750 m^3/st., kad viena no procesa līnijām ir slēgta. Suspendēto vielu koncentrācijas izlaidē tika mērītas ikdienu, katru stundu, un tiek parādīti kā aprēķinātie dienas vidējie lielumi, bet avārijas režīma plūsmai aprēķinātas. Salīdzinājums aprēķinātajiem un mērītajiem lielumiem ir veikts.

Lai varētu novērst izpētē aktīvā dūņu procesa ietekmi uz aktīvo dūņu daļiņu izmēru un sekojošu tās izgulsnēšanās īpašībām, tika kontrolēts aktīvo dūņu indekss SVI, ml/g, bet pats attīrīšanas process kontrolēts ar aktīvo dūņu procesa masas bilanci, bet procesa rezultāts ar datora modeli AQUA (Aqua, Rokasgrāmata, Versija 3.4, 2008) , kurš izmantoja ikdienas laboratorijas mērījumus.

Vertikālie ātrumi pietecēm 250 m^3/st. un 500 m^3/st. tika mērīti izmantojot kalibrētu firmas MarshMcBirney ultraskaņas plūsmas ātruma mērītāju un modelēti izmantojot programmatūru (CFD, SIIM,

Versija1.1, Lietošanas instrukcija, NTKH, 2007) avārijas plūsmai 750 m^3/st.

Lai noteiktu dūņu daļiņu iznesuma efektu no nostādinātāja tika pārbaudīti sekojoši nostādinātāju standarta projektēšanas parametri, tādi kā hidrauliskā slodze uz baseina virsmu, dūņu plūsmas slodze, dūņu slāņa staba augstums, slodze uz savākšanas tekni, uzturēšanās laiks, projekta parametri, noteicošie attīrītā notekūdens kvalitāti un salīdzināti ar laboratorijas rezultātiem par suspendētām vielu koncentrāciju izlaidē.

Izskalojuma process tika formulēts pamatojoties uz daļiņu kritisko izgulsnēšanas ātrumu, kad $V_{lt}>V_0$, kur V_0, m/st – aktīvo dūņu daļiņu izgulsnēšanās ātrums, kurš atbilst attiecīgajam dūņu indeksam SVI, ml/g un V_{lt} – mērīts vietējais ātrums. Lai noteiktu izskalojuma ātruma V_{izsk}, m/st. robežvērtības izskalojuma zonai, tad tās tika aprēķināts saskaņā ar (Takamatsu u.c., 1974) un (Bretcher, 1998).

6.1 Plūsmas ātruma mērījumi

Otrējā nostādināšanas baseina šķērsgriezumam tika izveidots uzmērījumu tīkls. Lai konstruētu ātruma profilus, mērījumi tika veikti noteiktos režģa punktos. Režģim kopumā bija 30 punkti, kuros tika veikti mērījumi. Ātrumu mērījumi tika veikti 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0 un 6.0 m attālumā no izplūdes vairoga, attiecīgi dziļumos 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, un 2.5 m. Papildus mērījumi tika veikti pie izplūdes teknes attiecīgi dziļumā 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 un 2.5 m zem ūdens līmeņa.

Uzmērījumi tika veikti attiecīgajos punktos no ūdens līmeņa dažādām pietecēm, un mērījumu punktu izvietojums te nemainās, bet vienmēr mainās ūdens līmenis izplūdes kanāla teknē, kurš tiek mērīts. Kā sākotnēji iecerēts ūdens plūsmas ātruma profils tika konstruēts izmantojot mērījumu rezultātus, kuri iegūti ar firmas MarshMcBirney ultraskaņas mērierīci, modelis KL 211. Mēriekārta tika verificēta uz vietas, mērteknē, kur uzstādīts kalibrēts "Danfoss FLOWMATE" iekārta. Lai novērstu paša mērījuma neprecizitātes, ātruma mērījumi tika atkārtoti tajā pašā uzstādījumā tik ilgi, kamēr minimālas izmaiņas tika novērotas. Parasti tas notika veicot mērījumus pie sienas, vai pie teknes slīpās sienas.

6.2 Nostādinātāja darbības kontrole

Notekūdens attīrīšanas procesa kontrolei tika izmantots masas bilances vienādojums (16) saskaņā ar Tchobanoglous u.c. (1991).

$$\frac{dX}{dt} = (Q_i + Q_r)\cdot X_i - Q_r \cdot X_r - Q_e \cdot X_e - Q_w X_w, \qquad (16)$$

kur X_i, X, X_f, X_e, X_w aktīvo dūņu koncentrācijas mg/l pietecē, procesa tvertnē, atšķaidījuma zonā, izplūdē., Q_i, Q_r, Q_e, Q_w plūsmas m^3/h pietecē, recirkulātam, izlaidē un liekās aktīvās dūņas.

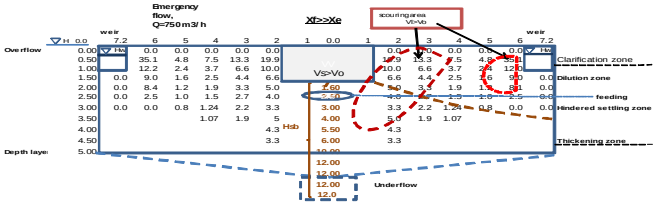
Lai kontrolētu un novērstu dūņu izskalojumu no dūņu zonas, dūņu staba augstums H_{SB} tika aprēķināts un sekojošs nogulšņu masas bilances vienādojums tika sastādīts saskaņā ar Stamou u.c. (2000):

$$M_{SB} = X_{SB} \cdot V_{SB} = X_{SB} \cdot A_{SB} \cdot H_{SB}, \qquad (17)$$

kur X_{SB} vidējā dūņu koncentrācija, kg/m^3 dūņu daļā, V_{SB} dūņu tilpums dūņu zonā, m^3, A_{SB} dūņu daļas virsmas laukums, m^2.

6.3 Rezultāti

Suspendēto vielu sadalījums un ātruma profils attēlā 6 parāda tipisku ainu, kā notiek daļiņu izskalojuma process pie dažādām pietecēm otrējā nostādinātājā. Tas norāda, ka dūņu plūsma ir viens no galvenajiem parametriem dūņu slāņa paredzamā augstuma saglabāšanai, tādējādi nodrošinot nostādinātāja darbu no avārijām.



6. attēls. Ātruma sadalījuma vertikālais profils pietecei, Q=750 m^3/st

Izskalojuma process laika gaitā attīstās un tāpēc tā aprēķinam tika izmantots laika sadalījums. Iepriekšteiktajos aprēķinos vienīgi plūsmai 500 m3/st. tika sasniegts līdzsvars, kad suspendēto vielu koncentrācija palika nemainīga, tikmēr pārējie divi bija nestabili un līdzsvars abos gadījumos netika sasniegts. Katrs aprēķins, tika veikts ar laika soli no vienas līdz vairākām stundām. Veicot aprēķinus avārijas situācijai suspendēto vielu koncentrācijas izlaidē laika gaitā pieauga ievērojami, jo izskalojuma process turpināja attīstīties.

Laika gaitā, samazinoties pietecei, suspendēto vielu koncentrācijas samazinājums izlaidē bija daudz lēnāks. Neskatoties uz to, sasniegtais izskalojuma līdzsvars suspendēto vielu daļiņām, norāda uz to, ka tā precīzi seko laika solim, un tas atbilst jaunajai izskalojuma aprēķinu metodei.

7. SECINĀJUMI

1. Tika pielietots sanešu līdzsvara diferenciālais vienādojums, apstākļos, kad nenotiek grunts daļiņu kustība, un jauna metode, pēc kuras var aprēķināt izskalojuma veidošanos laikā pie inženierbūvēm plūdos tika izstrādāta. Metodi apstiprina eksperimentālie rezultāti.
2. Izstrādātās jaunās metodes teorētiskā analīzes rezultāti dod iespēju noteikt upes gultnes un hidraulisko parametru ietekmi uz izskalojuma dziļuma attīstību laikā pie inženierbūvēm plūdos.
3. Metodes praktiskais pielietojums veikts Jūrmalas pilsētas notekūdens attīrīšanas stacijā, novēršot suspendēto daļiņu iznesumu no procesa tvertnes, tādējādi pasargājot Lielupi no piesārņojuma.
4. Izstrādātās metodes teorētiskā analīze parādīja, ka relatīvais izskalojuma dziļums ir atkarīgs no plūsmas saspiešanas pakāpes, upes pamatnes relatīvā grunts daļiņu izmēra un tā sadalījuma gultnē, Frūda skaitļa attiecības pret gultnes slīpumu, vietējā plūsmas ātruma attiecības pret ātrumu pie kura sākas sanešu slāņa kustība, inženierbūves formas, plūsmas šķērsošanas leņķa, izskalojuma laika un plūdu ilguma.
5. Relatīvais izskalojuma dziļums ir atkarīgs no norises laika (3.11 zīm.).
6. Tika konstatēts, ka pieaugot plūsmas saspiešanas pakāpei pieaug arī izskalojuma dziļums (3.12 zīm.).
7. Izpētē tika konstatēts, ka samazinoties grunts daļiņu relatīvajam izmēram, izskalojuma dziļums palielinās (3.13 zīm.).
8. Izpētē tika noteikta sakarība starp relatīvā izskalojuma dziļuma izmaiņu attiecībā pret plūsmas kinētisko parametru un Frūda skaitļa izmaiņām (3.14, 3.15 zīm.).

9. Tika konstatēta relatīvā izskalojuma dziļuma palielināšanās, pieaugot relatīvajiem vietējiem ātrumiem (3.16 zīm.).
10. Pēc šīs metodes tika noteikts izskalojuma dziļums jebkuram hidrogrāfa laika solim pēc viena, diviem, un vairākiem plūdiem (3.17 zīm.).
11. Vienmērīgas plūsmas apstākļos vietējais plūsmas ātrums V_{lt} samazinās, jo izskalojuma dziļums pieaug, un kritiskais ātrums pieaug.
12. Veicot otrējā nostādinātāja hidrauliskās plūsmas izpēti, tika konstatēts, ka vienmēr tas ir jāsaista ar aktīvā dūņa procesu rezultātu, lai saglabātu adekvātu aktīvo dūņu daļiņu izgulsnēšanas parametrus attiecīgajām notekūdens un dūņu pietecēm un suspendēto vielu koncentrācijas pieaugums izlaidē radās pieaugot vietējam ātrumam tvertnes iekšienē.

1 GENERAL DESCRIPTION

1.1 Actuality of research

Because of scour the engineering structure failure lead to considerable damages and financial losses. Since 1998 till now Europe have suffered over 100 damaging floods and over €25 billion insured economic losses. The coming decades are likely to see a higher flood risk in Europe and greater economic damage.

A survey of 27 activated sludge plants in the Latvia is of interest and is notable that only 60 percent of the plants studied produced permanent SS values of 35 mg/1 or less. The reasons is permanently increase the irregularity of the flow rate, especially after intensive rainfalls, as a result the increase of pollutants from water treatment units due to suspended solids scouring.

A detailed statistical analysis Neilands et al., (2005) of river basins in Latvia and Lithuania showed that sediment accumulation in rivers take place on regularly basis and local wastewater treatment plant performance can significant influence water quality.

The sand from grit tanks or activated sludge particles escaping from secondary clarifier in biological processes is affected by the performance of the gravity type sedimentation tanks. In turn, escaping solids carry a significant portion of other regulated constituents, e.g., suspended solids, BOD, COD, nitrogen and phosphorus. Thus, the capacity and stability of the settling tanks is critical to the overall performance of the wastewater treatment process. Low effluent suspended solids (SS) are not always obtained from the activated sludge process. The grit tanks or sedimentation clarifiers are designed on simple criteria, such as detention time and hydraulic load on surface area assume that the fluid distribution and particle settling in the clarifier is uniform and removal efficiency of particles with a known settling velocity in a settling tank can be simply calculated by ideal horizontal flow reactor theory.

The problem of scouring resulting the sludge particle escaping from clarifier working zones exist, thus increasing the effluent TSS concentration due to development the excessive flow hydraulic

pattern inside the tanks, especially as a result of storm runoff often occurs at many wastewater treatment plants. The local scour development mechanism in WWT plant process tanks has not been studied.

The same for the prediction of depth of scour during the flood is very important for bridge constructions to ensure stability and safety.

1.2 The objective of research and tasks

The objective of this research is to develop the new method of clear-water scour development in time near the engineering structures, taking into account the widely used and new hydraulic and river bed scour-control parameters, thus predicting the scour depth development during floods in advance and ensuring safety of hydraulic structures.

Developed method could be used to prognosticate scour depth development during the flood and preventing the similar scour process development in other engineering structures, such as wastewater treatment process tanks, and thus preventing the river basin pollution from untreated wastewater effluent.

The contraction of the flow by engineering structures leads to considerable changes in flow pattern, a local increase in velocities, increase turbulence, and the origin of eddy and vortex structures. All these changes in the system are the reasons for a local scour development at the engineering structures. The local scour development during the time at engineering constructions has not been studied yet.

To achieve research objective following tasks are defined:

- Research existing abutment scour development calculation methods to find out the parameters which are already used for scour depth development calculation at engineering structures;
- Perform the abutment scour laboratory tests (Gjunsburgs and Neilands 2001, 2004[1]), and basis on the tests develop the calculation method of scour depth development in time, during floods at abutments.
- Compare experimental and calculated scour development in time values to validate method.

- Perform the theoretical analysis of the calculation method of scour depth development in time and define the evaluation parameters.
- Determine the sedimentation tank cross-sectional velocities profiles and study the effect of local velocities on sludge particle escaping from clarifier working zones.

1.3 Scientific novelty and application

Development of scour depth in time at engineering structures has not been studied yet.

Differential equation of equilibrium of the bed sediment movement for clear water was used and a new method for calculating the scour development with time at the abutments during the flood was elaborated. To verify developed method, calculated and experimental equilibrium scour depth values were compared. The method was confirmed by experimental data.

Depth of scour can be determined by this method at any step of hydrograph or after one, two or several floods. Equilibrium depth of scour can't be reached during one or even several floods because the time of the flood is restricted.

Local scour development in time at wastewater treatment plants in process tanks has not been studied yet, and the practical application was performed for Jurmala town, Sloka WWTP. The full scale test for activated sludge plant process tanks and secondary clarifier was done and new method on process control was used.

Presented method can be applied for another wastewater treatment plant process tanks to avoid there scouring process development as a result decrease the TSS, BOD, N and P variation rate in effluent, thus preventing the river basins pollution from untreated wastewater.

1.4 Scope of work

The paper consists of introduction, 4 chapters, and conclusions, including 55 figures, 7 tables, 4 appendixes, 84 references, and together 99 pages.

Chapter 1 defines research objective and outlines research tasks. Chapter 2 reviews literature of present investigations on scour development in time at abutment calculation methods and analysed by scour control parameters and present investigations particle

scoring from process tanks. Chapter 3 presents results of laboratory experiments in flume with sand bed for clear water conditions for scour development in time and shows information on verification of proposed method, theoretical analysis of proposed method. Chapter 4 presented the practical application on new developed method to avoid scouring development in time in wastewater treatment process tanks.

2 BACKGROUND AND LITERATURE REVIEW

To study the particle scouring mechanism there large amount of literature has been published on the local scour depth determination and bed sediment movement at bridge abutments or piers, but local scour development in time for engineering structures such as abutments or wastewater process tanks has not been studied yet, while other subjects were under research.

A large number research has been undertaken on sand and activated sludge particle sedimentation, but very little research has been done on resuspension the sediment particles from the wastewater treatment tanks. The local scour development mechanism in WWT plant process tanks has not been studied.

The first theory about the efficiency of settling tanks was developed by Hazen (1904) for individual particle settling in a uniform flow. Anderson (1945) discovered that the flow is far from uniform because of density stratification. The experimental data by Tekipe (1968) have shown that changes in the velocity gradient path can affect the clarifier operation criteria. Bretscher et al. (1984) have measured the horizontal velocity components by observing a drifting body located at selected positions above the tank bottom. As a result, a secondary counter-current is induced at the surface; even a three- or four-layered structure in the flow field can be experimentally observed Larsen (1977). The density current is characterised by high velocities and appears in the vicinity of the solids blanket by Kinnear (2000). Therefore, settled solids may resuspend with increasing flow rates and can be transported to the effluent weirs; consequently, the effluent quality deteriorates. It is clear from the results of studies that the flow field in the settling tank determines the break up of flocculated particles. Obviously, it will affect the settling and re suspension of solids in the tank as well Takamatsu et al. (1974). In this respect, Baud & Hager (2000) observed tornado vortices in the

corners of rectangular settling tanks. They were capable of scouring the top of the solids blanket and significantly reduce the solids removal efficiency. The hydraulics of secondary settling tanks therefore has a large influence on the efficiency of the WWTP. The existing grit tanks or sedimentation clarifiers are designed on simple criteria, such as detention time and hydraulic load on surface area assume that the fluid distribution and particle settling in the clarifier is uniform and removal efficiency of particles with a known settling velocity in a settling tank can be simply calculated by ideal horizontal flow reactor theory and don't take into consideration the influence of local velocities, especially near to the effluent weir or in the region at the outlet pipe.

The same for the prediction of depth of scour during the flood is very important for bridge constructions to ensure stability and safety. Equations describing the conditions of local scour at bridge sites are complex and hence the initial research into the problem was empirical. More recently, attempts have been made at analytical solutions, but these too have had to rely heavily on the results of experiments. Thus, there is no rigorous theoretical solution to the problem.

Most of scour calculation methods were derived by empirical approach from idealized laboratory flume experiments with steady flow conditions, and results were correlated through dimensional analysis. Analyze of scour calculation methods showed that there is no unified approach which hydraulic and riverbed parameters should be used as scour control parameters.

In discussed scour calculation equations either average upstream approach flow velocity or approach flow velocity in obstructed area by embankment and abutment were used while many researches Latishenkov (1960), Young et al. (1998), Ahmed and Rajatnam (2000), Sturm (2004) were done underlining importance of local flow velocity at protruding obstacles. It will be showed further in the text that local flow velocity is important scour control parameter, and that local flow velocity together with vortex structures is forming scour hole at abutments.

Bulk of scour calculation methods are using abutment length or geometric contraction rate as scour control parameter, otherwise it is in nature, in plain rivers, where interaction of the flow discharge between channel and floodplain exists that should be considered.

Same abutment length may result in different scour depths depending on the approach flow distribution in the compound channel and its redistribution as it flows through bridge opening Sturm (2004). Therefore flow discharge contraction rate instead of abutment length should be used as appropriate variable to measure the effects of flow contraction and flow redistribution in the bridge opening on local scour depth.

In nature, the action of flow loads on river engineering structures has the form of hydrograph with unsteady flow conditions, and multiple floods forms scour holes at structures. Analyse of scour calculation methods revealed that existing scour calculation methods can not take into account flow load as flood hydrograph, local flow, and flow contraction effects at protruding structures.

Literature analysis shows that there is no one opinion which velocity is forming scour hole and no methods for computing local scour development during the time at the abutments. In formulas or methods for calculation depth of scour at abutments are used mean velocities of approach flow or Froude number with that velocity, like the same for sedimentation tanks.

Analyse of scour calculation methods revealed that existing scour calculation methods can not take into account flow load as flood hydrograph, local flow, and flow contraction effects at protruding structures.

The theoretical analysis of the suggested scouring development method was made and it can be concluded that development of new method for computing of scour development in time can be based of the bed sediment movement for clear water which is governed by local velocities.

3 EXPERIMENTAL SETUP

Tests were carried out at the Transport Research Institute (Russia) in a flume 3.5 m wide and 21 m long,, and at the Budapest Technical University (Hungary) in a flume 1.35 m wide and 9 m long. Experimental data in flumes for open flow conditions are presented in Table 1.

The tests were carried out under open-flow conditions studying the flow distribution between the channel and the floodplain. Tests were performed with rigid (fixed) and sand beds.

The tests with a rigid bed were made for different flow contractions, in order to investigate the velocity and the water level changes in approach to the embankment, along it, and near a model of abutment.

The aim of the tests with a sand bed was to study the scour processes, the changes in the velocity with time, the influence of hydraulic parameters - contraction rate of the flow, grain size of the bed material, and time of scour.

In tests the openings of the bridge model L_b were 50; 80; 120; and 200 cm in the first flume and 44.5; 57.5; 77.5; and 97.5 cm in the second one. The contraction rate of the flow Q/Q_b (Q = total discharge of the flow, and Q_b = discharge of the flow in the bridge opening area in open-flow conditions) varied from 1.25 to 5.69 at a depth of floodplain h_f of 5, 7, and 13 cm. The Froude number Fr varied from 0.0103 to 0.151. The slope in the first and second flumes i_0 was 0.0012 and 0.0015 m/m, respectively. The experimental data for open-flow conditions are presented in Table 1, where Re_R and Re_f are Reynolds's numbers for river and flume, respectively.

Table 1

Experimental data for open-flow conditions in flumes

Test	L (cm)	h_f (cm)	V (cm/s)	Q (l/s)	Fr	Re_R	Re_f
L1	350	7	6.47	16.60	0.0780	7500	4390
L2	350	7	8.58	22.70	0.0103	10010	6060
L3	350	7	10.30	23.60	0.1243	12280	7190
L4	350	7	8.16	20.81	0.0984	10270	5590/5660
L5	350	7	9.07	23.48	0.1094	11280	6140/6410
L6	350	7	11.10	28.13	0.1339	13800	7550/7840
L7	350	13	7.51	35.48	0.0665	13700	9740
L8	350	13	8.74	41.38	0.0756	16010	11395
L9	350	13	9.90	47.10	0.0876	14300	14300
S1	134.5	5	6.30	4.24	0.0890	7110	3000
S2	134.5	5	9.52	6.50	0.1360	10400	4450
S3	134.5	5	10.58	7.30	0.1510	12090	5000

The tests with sand bed were carried out under clear-water conditions. The sand was placed 1 m up and down the contraction of the flumes. The mean size of grains was 0.24 and 0.67 mm in the

first flume and 0.5 and 1.0 mm in the second one with a standard deviation. The scour development in time for the bed materials with different grain size was studied to estimate the identity of the processes. The condition that $Fr_R = Fr_f$ was fulfilled, where Fr_R and Fr_f are the Froude numbers for the plain river and for the flume, respectively. The tests in the flumes lasted for 7 hours, the vertical scale was 50, and the time scale was 7. With respect to the real conditions, the test time was equal to 2 days. That was the mean duration of time steps into which the flood hydrograph was divided in presented method. The tests were made to study scour development in time intervals within one step for 7 hours and for two steps of hydrograph for 7 hours each, with different flow parameters.

The software „RoBo" (Gjunsburgs et al. 2006) was used for experimental data processing and evaluation of some hydraulic parameter impact on scour development process.

4 SCOUR DEPTH DEVELOPMENT IN TIME

The differential equation of equilibrium of the bed sediment movement in the conditions of clear water has the form:

$$\frac{dw}{dt} = Q_s , \tag{1}$$

According to laboratory tests: $w = 1/6\ \pi m^2 h_s^3$; t = time; Q_s = sediment discharge out of scour hole.

Left part of the equation (1) can be written as:

$$\frac{dw}{dt} = \frac{1}{2} p m^2 h_s^2 \frac{dh_s}{dt} = a h_s^2 \frac{dh_s}{dt} , \tag{2}$$

where h_s = depth of scour; m = steepness of scour hole. The sediment discharge was determined by Levi (1968) formula:

$$Q_s = AB \cdot V_l^4 , \tag{3}$$

where $B = mh_s$ = width of scour hole; V_l = local velocity at the abutment; A = parameter in Levi (1968) formula:

$$A = \frac{5.62}{g} \left(1 - \frac{bV_0}{V_l} \right) \frac{1}{d^{0.25} h_f^{0.25}} , \tag{4}$$

where γ = specific weight of sediments; b = coefficient of reduction of velocity V_0 because of vortex system (according to Rozovskij,

1955); V_0 = velocity required to start sediment movement; d = grain size of the bed material; h_f = depth of water on flood plain.

Sediment discharge when scour was developing:

$$Q_s = A\, m h_s \cdot V_l^4 = b \frac{h_s}{k\left(1+\frac{h_s}{2h_f}\right)^4}, \qquad (5)$$

where $b = AmV_l^4$; k = coefficient of discharge changes because of scour. Hydraulic characteristics, rate of contraction of the flow, value velocities V_0 and V_l, grain size in different layers of the bed, sediment discharge, depth and width of the scour were changing during the flood.

When scour is developing A is equal:

$$A = \frac{5.62}{g}\left[1-\frac{kbV_0}{V_l}\left(1+\frac{h_s}{2h_f}\right)^{1.25}\right] \cdot \frac{1}{d^{0.25}h_f^{0.25}\left(1+\frac{h_s}{2h_f}\right)^{0.25}}, \qquad (6)$$

Differential equation (1) according to formulas (2) and (5) can be presented as:

$$D_i \cdot h_s\left(1+\frac{h_s}{2h_f}\right)^4 dh_s = dt\,.$$

After integration:

$$t = D_i \int_{x_1}^{x_2} h_s\left(1+\frac{h_s}{2h_f}\right)^4 dh_s\,, \qquad (7)$$

In method hydrograph was divided in time steps and each step in small time intervals (Fig. 1). Approximation was made that inside time interval D is constant.

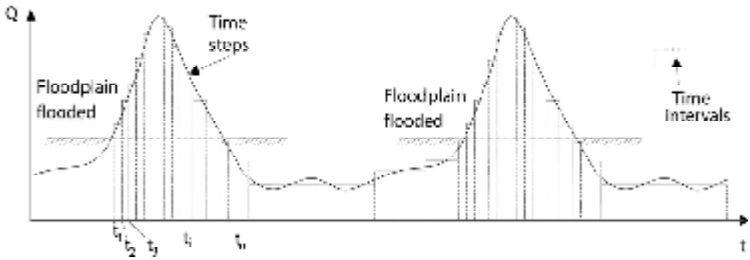


Figure 1. Hydrograph divided into time steps and time intervals

After integration with new variables, $x = 1 + h_s/2h_f$, $h_s = 2h_f(x-1)$ and $dh_s = 2h_f dx$:

$$N_i = \frac{t_i}{4D_i h_f^2} + N_{i-1}, \tag{8}$$

where $N_i = 1/6x_i^6 - 1/5x_i^5$; t_i = time interval.

Table 2

N_i dependence from x_i

x_i	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8
N_i	-0.033	0.0002	0.18	0.70	1.90	4.29	8.62	15.98	27.20	46.07

With graph $N = f(x)$ or Table 2 for calculated N_i we determine x_i and depth of scour at the end of time interval:

$$h_s = 2h_f(x-1). \tag{9}$$

Scour depth was depending from slope of side wall and shape of the abutment and angle of flow crossing:

$$h_s = 2h_f(x-1)\cdot k_m \cdot k_s \cdot k_a, \tag{10}$$

where k_m = coefficient depending at the side wall slope of the abutment (according to Yaroslavcev, 1956); k_s = coefficient depending at the shape of the abutment (according to Richardson and Davis, 1995); k_a = coefficient depending at the angle of flow crossing (according to Richardson et al., 1990).

To determine scour depth during the flood necessary to divide hydrograph in time steps with duration of 1 or 2 day and divide each time step in time intervals equal up to several hours or less. In laboratory tests time steps were divided for 20 time intervals. For each time step necessary to know: h_f – depth of water on floodplain,

Q/Q_b – rate of contraction of the flow, Δh – maximum backwater, d – grain size, H – thickness of the bed layer with d, γ – specific weight of bed material. As result we have V_l, V_0, A, D, N_i, N_{i-1} and h_s at the end of time intervals and finally at the end of time step. For next time step flow parameters were changed because of the flood and because of scour for previous time step.

5 RESULTS

In approach to contraction of the bridge streamlines are bended by embankment, and then flow direction was parallel to it. Velocities along extreme streamline were falling to about minimum and then gradually increasing, spiral vortex system was developing. At the corner of the abutment were streamlines concentration, sharp water level drop and rapid increase of the velocity. Horizontal vortex was developing, reducing opening of the bridge. In tests local velocities near abutment were at any contraction of the flow.

Local velocity at the abutments at the plain bed was:

$$V_l = j\sqrt{2gDh}\,, \tag{11}$$

where φ = velocity coefficient depending on flow contraction rate; Δh = maximum backwater, was determined by Rotenburg and Volnov formula (1969).

Local velocity at any depth of scour can be determined from formula:

$$V_{lt} = \frac{V_l}{k\left(1+\dfrac{h_s}{2h_f}\right)}, \tag{12}$$

where k = coefficient depending on flow contraction rate.

Comparison of calculated velocities V_l and V_{lt} with experimental data gave good results.

Velocity at which stats sediments movement at plain beds was determined by following (Studenitcnikov, 1968) formula:

$$V_0 = 3{,}6d^{0,25}h_f^{0,25} \tag{13}$$

At any depth of scour velocity V_{0t} was determined by formula:

$$V_{0t} = 3.6d^{0.25}h_f^{0.25}\left(1+\frac{h_s}{2h_f}\right)^{0.25}. \tag{14}$$

During the scour at any step of the hydrograph at steady flow conditions V_{lt} was decreasing and increasing because of the flood, and velocity Vot increasing. Velocity V_{lt} and V_{0t} changes with steady and unsteady flow conditions presented by Figure 2 and Figure 3.

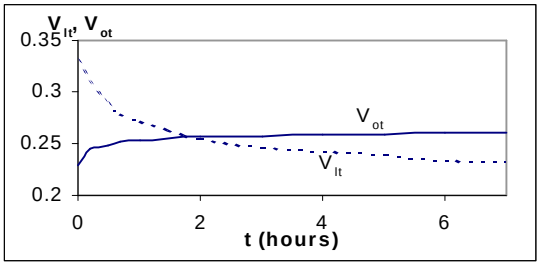


Figure 2. Velocity V_{lt} and V_{0t} changes with steady flow conditions in test SL 4

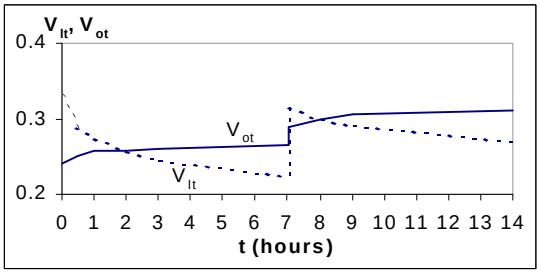


Figure 3. Velocity V_{lt} and V_{0t} in test TL1 with unsteady flow conditions

At the second step of hydrograph V_l was determined by Eq. (11) with new value of the maximum backwater, contraction of the flow and V_{lt} by Eq. (12) with new depth of flow on floodplain and scour depth hs developed during the previous time step.

Scour stops at the peak of the flood or later when the velocity $V_{lt} = k\beta V_{0t}$.

According to tests for steady flow conditions and computing by method scour depth rapidly developing at the beginning of scour with decreasing speed of development later in time (Fig. 4).

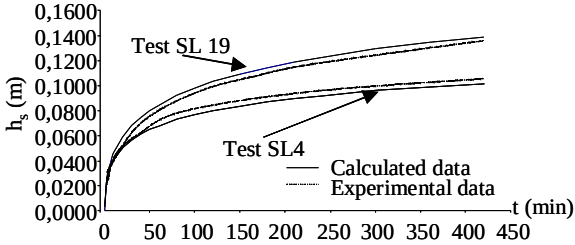


Figure 4. Scour development in time in steady flow conditions

Scour at bridge abutment during the two equal floods followed one after another is presented (Fig 5). At the first flood there was not time enough to develop scour hole and at the second equal flood depth of scour was increasing.

At the first flood scour started when the water flooded the floodplain and stops at the peak of the flood and at the next flood scour started at stage where $V_{lt} > k\beta V_{0t}$.

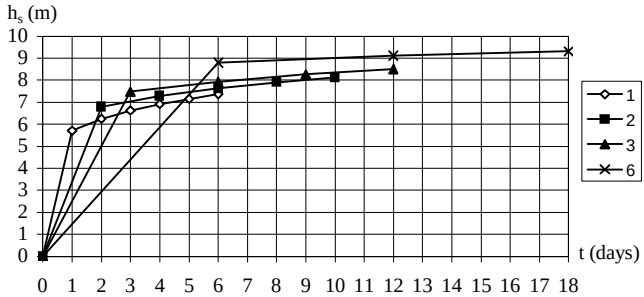


Figure 5. Depth of scour development during the flood. Duration of time intervals of the hydrograph 1, 2, 3, and 6 days.

5.1 Summary

Differential equation of equilibrium of the bed sediment movement for clear water was developed and a new method for calculating the scour development with time at the abutments during the flood was elaborated.

Depth of scour can be determined by this method at any step of hydrograph or after one, two or several floods. Equilibrium depth of

scour can't be reached during one or even several floods because the time of the flood is restricted.

Local velocity V_{lt} is decreasing in steady flow conditions because the depth of scour hole is developing and V_{lt} is increasing from step to step of hydrograph. Velocity at which starts the sediment movement V_{ot} was increasing because of the depth of scour development and because of the flood. The time of scour is less then time of flood.

Scour stop at the peak of the flood or later, when $V_{lt} = k\beta V_{0t}$. Method was confirmed by experimental data (Gjunsburgs and Neilands 2001, 2004).

6 PRACTICAL APPLICATION SLOKA WWTP

The Jurmala town wastewater treatment plant is situated at the western skirts of the town on the bank of the Lielupe River, in the Sloka region. The plant was built in 2007 and put into operation in 2008. The plant has conventional primary treatment without primary settling, activated sludge process for enhanced biological phosphorus and nitrogen removal and sludge treatment by mechanical thickening and dewatering.

This study describes the hydraulic flow and mass flux evaluation of secondary clarifier at Sloka. The aim of study is to examine the individual effect of the scouring on sludge particle escaping from clarifier due to local velocities increase. The study also describes the results of a full-scale clarifier test for the flow rate 250 m^3/h, 500 m^3/h and simulated for emergency flow rate, 750 m^3/h, when the one process line will be closed. The effluent suspended solids concentration have been measured and calculated on daily basis every hour, and presented as a daily average value, but for emergency flow calculated. The comparison between measurements and calculation is done.

To avoid in study any effect from activated sludge treatment process influence on sludge particle size and sedimentation performances, the sludge index SVI, ml/g was measured, but activated sludge process was controlled by system mass balance, and process results by software AQUA (Aqua, User Manual, Version 3.4, 2008), which based on daily laboratory measurements.

The local velocities measured for flows 250 m^3/h and 500 m^3/h with calibrated MarshMcBirney ultrasonic velocity device and modelled by CFD (SIIM, Version 1.1, User Manual, SSIIM, NTKH, 2007) for emergency flow 750 m^3/h.

The scouring process was formulated based on critical particle sedimentation velocity, when $V_{lt}>V_0$, where V_0, m/h - sludge particle sedimentation velocity, which accord to sludge volume index (SVI) and V_{lt} , m/h– measured local velocity.

To examine the effect on sludge particle escaping from clarifier the following standard clarifier design parameter such as overflow load, underflow load, sludge blanket depth, weir load, detention time, and design feature of the process on secondary effluent quality and was compared with laboratory results on suspended solids concentration in effluent. The scour velocity taken into account boundary conditions for the scouring zone was calculated by Takamatsu et al. (1974) and Zhou et.al. (1992).

6.1 Flow velocity measurements

A measurement grid was established within a cross-section of the secondary clarifier. Velocity measurements at fixed location of the grid were measured in order to establish a velocity profile. The grid consisted of 30 points for measurements. Velocity measurements were taken at 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0 and 6.0 m from the clarifier outlet baffle, at depths of 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 and 2.5 m below the water surface. Additional measurements were taken at effluent weir wall, at depths of 0.5, 1.0, 1.5 m below the water surface.

Since measurements were made with regard to the depth from the water level for different flow rates, the location of fixed measuring points was not changed during the test period, but water level in the effluent weir was always under the changes.

6.2 Clarifier performance control

The wastewater treatment plant process control was based on system mass balance presenting Tchobanouglous et al, (1991), Eq.(16).

$$\frac{dX}{dt} = (Q_i + Q_r)\cdot X_i - Q_r \cdot X_r - Q_e \cdot X_e - Q_w X_w, \qquad (16)$$

where X_i, X, X_f, X_e, X_w the sludge concentration mg/l in influent, process tank, dilution zone, effluent., Q_i, Q_r, Q_e, Q_w flow rates m^3/h at inflow, recycle flow, effluent and waste sludge.

To avoid and control the scouring effect from sludge blanket on ESS, the height of sludge blanket H_{SB}, where calculated and following mass balance was written by Stamou et al., (2000):

$$M_{SB} = X_{SB} \cdot V_{SB} = X_{SB} \cdot A_{SB} \cdot H_{SB}, \qquad (17)$$

where X_{SB} the average sludge concentration in the sludge blanket, kg/m^3, V_{SB} the volume of the sludge blanket,m^3, A_{SB} the surface area of the sludge stock, m^2.

6.3 Results

The suspended solids concentration distributions and velocity profiles in Figure 6 provide a typical illustration how the particle scouring process occurs for different investigated flow rates in the secondary clarifier. This suggests that the underflow flow rate is a one of main parameter in keeping the sludge blankets in design height, thus, preventing a clarifier from failing.

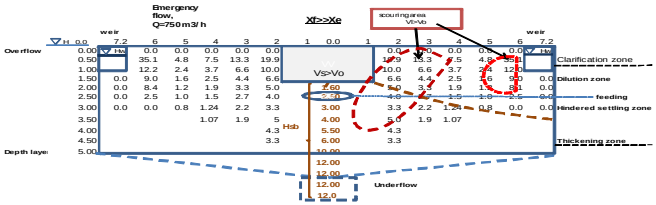


Figure 6. Vertical velocity profiles for load , Q=750 m^3/h

The scoring process develops within a time and the time steps were used for its calculations. The previously performed calculations, of which only for high flow rate to 500 m^3/h was reached equilibrium and produced permanent effluent suspended solids concentrations, while the other two were unstable and did not reach equilibrium within the time. Each calculation was run for time steps ranging from one to several hours. For the emergency flow the effluent suspended solids increases considerably within a time as the scouring process develops.

However, it was observed that by decreasing the flow rate, the effluent suspended solids concentration would decrease more, more slowly. Nevertheless, an equilibrium result of effluent suspended solids concentration is sensitive to the time steps, as it accord to scouring calculation method.

7 CONCLUSIONS

1. The differential equation of the bed sediment movement for clear water was used and a new method for calculating the scour development in time at the abutments during the flood was elaborated. Method was confirmed by experimental data.
2. The theoretical analysis of the new elaborated method allowed us to estimate the influence of hydraulics and river-bed parameters on the scour at engineering structures in the flood during the time.
3. The practical application of the method was performed for Jurmala town wastewater treatment plant, to avoid the suspended solids particle escaping from process tanks, thus preventing the pollution of Lielupe River.
4. The teoretical analysis of the presented method method show dependency of relative depth of scour from flow contraction rate, relative grain size of the river bed and its distribution over the depth, Froude number in relation to the river slope, unsteadiness of the flow, ratio of the local velocity to the velocity at which the sediment movement starts, engineering structure shape, angle of flow crossing, time of scour, and duration of the flood;
5. The realtive scour depth depends on the time of scour (fig. 3.11).
6. With increase of the contraction rate the relative depth of scour increasing (fig.3.12).
7. With decrease of relative grain size the depth of scour increasing (fig. 3.13).
8. In the study was determined the effect relative scour depth changes versus the kinetic parameter changes of the flow and Froude number (fig. 3.14., 3.15).
9. With relative velocity ratio increase the relative depth of scour increases (fig.3.16).

10. In studies was determined the scour depth development at any step of hydrograph after one, two or several floods (fig.3.17).
11. The local velocity V_{lt} is decreasing in steady flow conditions because the depth of scour hole is developing and critical velocity is increasing.
12. To examine the secondary clarifier hydraulic flow pattern was found that it must be always linked with activated sludge process results, to have adequate sludge settling parameters for define wastewater and flux flow rates and that the increase of suspended solids concentration in effluent was originated by increase of the local velocities inside the tank (fig.4.27).

PUBLIKĀCIJU SARAKSTS / LIST OF PUBLICATIONS

1. Gjunsburgs, B. & Neilands, R.& Neilands, R.R 2006. Scour development and bridge abutment safety during the floods// Proc. of Int. Conf. Flow Simulation in Hydraulic Engineering in Aigner (eds). - Dresden, Germany: Dresden Technical university, 2006. – pp. 157-167.

2. Gjunsburgs B., Neilands R. Scour development at the abutments during the floods// Proc. of 6th International Conference on Environmental Engineering. - Vilnius, Lithuania: Technika, Vol.1, 2005. - pp. 362 – 366.

3. Gjunsburgs B., Neilands R., and Kreslins A. Abutment scour development during floods// Proc. of 17th Canadian Hydrotechnical Conference - Hydrotechnical Engineering: Cornerstone of a Sustainable Environment. - Edmonton, Alberta: CSCE/SCGC, 2005. - pp. 593-601.

4. Gjunsburgs B., Neilands R. Local velocity at bridge abutments on plain rivers// Proc. of Conference on Fluvial Hydraulics: River Flow 2004. - London: Taylor & Francis Group, A.A.Balkema, 2004. - pp. 443-448.

5. Gjunsburgs B., Neilands R., Scour development at bridge abutments on plain rivers during the flood: Analysis of the method// Proc. of 2nd International conference on Scour and Erosion. - Singapore: Stallion Press, 2004. - pp. 199-206.

6. Gjunsburgs B., Neilands R., Neilands R.j. Theoretical analysis of the method of scour development in time during flood// RTU zinātniskie raksti. – Rīga: RTU, 2(5), 2004. - 108-114.lpp.

~~7.~~ Neilands R., Gjunsburgs B. Local velocity at the abutments on the plain rivers// RTU zinātniskie raksti. – Rīga: RTU, 2(4), 2003. – 163-169.lpp.

8. Neilands R., Gjunsburgs B. Effect of Froude number/slope parameters of flow on local scour// RTU zinātniskie raksti. – Rīga: RTU, 2(3), 2002. – 130-133.lpp.

9. Neilands R., Gjunsburgs B. Protection of transboundary rivers in the Baltic region// Proc. of 4th AECEF International Symposium. - Porto, Portugal: AECEF, 2002. – pp. R1-R6.

10. Gjunsburgs B., Neilands R. Scour development on time at the abutment of the bridge on plain rivers// Proc. of Conference on Environmental Research, Engineering and Management, Vol. 1(15). – Lietuva: Kaunas University of Technology, 2001. - pp. 8-11.

11. Neilands R., Gjunsburgs B. Scour development on time near abutments on plain rivers// RTU zinātniskie raksti. – Rīga: RTU, 2(2), 2001. – 123-129.lpp.

12. Tihomirova K., Gruškeviča K., Neilands R., Juhna T. Системы очистки сточных вод и подготовки питьевой воды в Латвии: проблемы и перспективы// Proc. of YWP workshop at Ecwatech 2010. – Moscow: IWA, 2010. – pp. 1-7.