

LOKALNA EROZIJA REČNOG KORITA KAO GLAVNI UZROK OŠTEĆENJA MOSTOVSKIH KONSTRUKCIJA

Dr Miodrag JOVANOVIĆ
mjovanov@grf.bg.ac.rs

REZIME

Ovaj članak predstavlja sintezu nekih ranijih radova koje je autor objavio u vezi sa problematikom erozije rečnog korita oko mostovskih stubova. Rad je dopunjen širim prikazom empirijskog pristupa u proceni lokalne erozije, kao i prikazom načina zaštite rečnog korita oko mostovskih stubova i oporaca. Dato je objašnjenje fizičkog procesa lokalne erozije. Kroz ilustrativne primere prikazana je mogućnost primene matematičkih i fizičkih modela u ovoj oblasti i komentarisana su njihova ograničenja.

Ključne reči: mostovi, lokalna erozija rečnog korita, mostovski stubovi, oporci, empirijske metode, matematički modeli, fizički modeli.

1. UVOD

Od svih prirodnih uzroka oštećenja i rušenja mostova, lokalna erozija rečnog korita u periodu velikih voda je najčešći uzrok. To pokazuju statistički podaci širom sveta [27]. Na primer, od oko 900 havarija na mostovima u Americi između 1966. i 2005. godine, 58% je nastalo usled lokalne erozije rečnog korita. Prema evidenciji u Engleskoj, koja se vodi od 1840. godine, u proseku svake 2,5 godine desi se jedna havarija mosta, pri čemu je potkopavanje mostovskih stubova i oporaca glavni uzrok. Na Novom Zelandu najmanje jedno rušenje mosta u vreme poplave dešava

se u proseku svake godine. Slični podaci postoje i u drugim zemljama.

Ozbiljna oštećenja i rušenja mostova se i u Srbiji registruju tokom svake poplave. Naročito su prisutna sećanja na velike poplave 2013. i 2014. godine (Slika 1). Sa klimatskim promenama i povećanom frekvencijom plavnih događaja, sve više se intenzivira opasnost od rušenja mostova (Slika 2).

U svetu se trenutno veoma mnogo radi na razvoju metodologije za procenu uticaja lokalne erozije korita na stabilnost mostova, kao i preporuka za projektovanje zaštitnih mera. To je praćeno uspostavljanjem sistema nadzora i inspekcije, formiranjem odgovarajućih baza podataka, kao i razvojem softvera za rangiranje stepena rizika od rušenja postojećih mostova. Američka federalna asocijacija za autoputeve (FHWA) i Ministarstvo za transport (DOT) izradili su svoje sisteme procene rizika, sa nizom tehničkih priručnika (npr. HEC-18, 20 i 23 [27]) koji razmatraju:

- projektovanje novih mostova i rekonstrukciju postojećih mostova, tako da odole lokalnoj eroziji korita;
- procenu ranjivosti postojećih mostova;
- inspekciju postojećih mostova;
- unapređenje primene savremenih saznanja i postupaka u praksi.



Slika 1. Oštećeni mostovi u poplavama 2014. godine; sleva udesno, lokaliteti: Koceljeva (r. Tamnava), Ljig (r. Ljig), Draginac (r. Jadar) [25].



Slika 2. Most u Ljuboviji posle poplave u junu 2020. godine (r. Ljubovađa) [8].

Razvijena metodologija je ugrađena u softverske alate za procenu godišnjeg rizika oštećenja/rušenja mostova usled potkopavanja stubova i oporaca (npr. HYRISK, HYSDOT, HAZUS-MH, CAISAR i dr. [27]). Naročito su za praksu značajne preporuke i procedure vezane za upravljanje rizikom od lokalne erozije rečnog korita u zoni mostova za koje *nema pouzdanih podataka* o karakteristikama i stanju stubova i oporaca. Reč je o klasifikaciji mostova na osnovu tzv. “minimalnog praga funkcionalnosti”, odnosno verovatnoće rušenja - vrednosti koja se statistički definiše pomoću izrađenih i ažuriranih baza podataka.

Još od 1988. godine u Srbiji postoji informaciona baza podataka o mostovima - BPM (“Baza Podataka Mostova”), od 1990. god. u elektronskoj verziji “SR-02”, a od 1998. godine, u unapređenoj verziji “SR-03”. Zadatak ove baze je pružanje informacija o geometriji postojećih mostova i stanju njihovih konstruktivnih elemenata, u cilju planiranja programa održavanja. Prikupljaju se (i) *inventarski podaci* o mostovima (tip, geometrija, konstruktivni elementi, projektant, nadležnost održavanja itd.) i (ii) *inspeksijski podaci* (konstruktivna sigurnost pojedinih elemenata, uzroci i obim oštećenja, servisni sistemi, prioritetni zahtevi i dr.). Za svaki most se može odrediti kvalitativna ocena stanja (“dobro”, “zadovoljavajuće”,... “loše”, “ozbiljno”, “kritično”), a na osnovu inspeksijskih podataka i određene usvojene vrednosti “faktora uticaja”, može se dati i kvantitativna ocena u vidu “ukupnog skora” [27]. Ovaj podatak predstavlja osnovu za definisanje prioriternih aktivnosti na održavanju mostova.

2. EROZIONI PROCESI I OŠTEĆENJA MOSTOVA

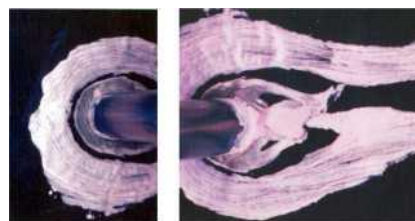
Kada su u pitanju mostovi, u okviru regulacije reka se razmatraju tri vida deformacije rečnog korita: (i) opšta deformacija, (ii) lokalna erozija usled mostovskog suženja i (iii) lokalna erozija oko mostovskih stubova i oporaca. Superpozicijom sva tri vida deformacije, dolazi se do *ukupne* deformacije na lokaciji mosta.

Proračuni lokalne erozije oko mostovskih stubova i oporaca obavljaju se *posle* analize dugoročne opšte deformacije korita, da bi se utvrdila referentna kota dna u odnosu koju se računa lokalna eroziona dubina.

Opšta deformacija korita. Odvija se na dugačkim rečnim deonicama i manifestuje se kao regresivna erozija ili kao zasipanje korita. Može se analizirati i prognozirati pomoću proračuna koji je detaljno opisan u knjizi [14]. Na rekama male i srednje veličine, opšta deformacija se neutrališe izgradnjom *sistema stabilizacionih pragova*. Ovo rešenje se naročito preporučuje uzvodno i nizvodno od mostova.

Lokalna erozija usled mostovskih suženja. Ovaj vid erozije nastaje usled lokalnog povećanja brzine u suženju osnovnog korita, na mestu gde mostovske prilazne konstrukcije sa oporcima smanjuju proticajni profil, ili na mestima „prirodnog” suženja osnovnog korita, sa mostom ili bez njega. Ovakva erozija je naročito izražena kod složenog korita sa inundacijama, gde dugačke prilazne konstrukcije mosta u periodu velikih voda ometaju (a ponekad i potpuno zaustavljaju) tečenje po inundacijama i usmeravaju vodu ka glavnom koritu. Hidraulika suženja predmet je opšte hidraulike, a kada je reč o rečnim tokovima, računski postupci mogu se naći u knjizi [14] i priručnicima [2], [3], [18].

Lokalna erozija korita oko mostovskih stubova i oporaca (obalnih stubova). Ovaj vid lokalne erozije nastaje usled povećane lokalne brzine i tangencijalnog napona duž čvrste konture stuba ili oporca, kao i dejstva vrtložnog sistema koji je prikazan na Slici 3.



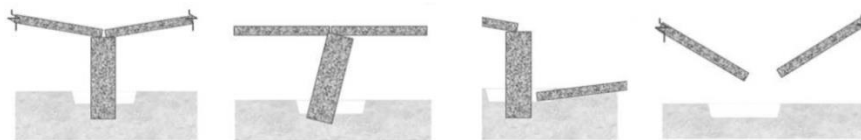
Slika 3. Strujnice vrtložnog toka uzvodno od cilindričnog stuba (levo) i nizvodno od njega (desno); snimak je načinjen u laboratorijskom kanalu pomoću obojenih čestica (Rejnoldsov broj $Re=60000$) [24].

Za stabilnost mostovskih konstrukcija primarna je lokalna erozija rečnog korita oko stubova i oporaca, pa se druga dva vida erozije ovde neće razmatrati.

Oštećenje mostovskih konstrukcija. Ne postoji zvanično prihvaćena sistematizacija mostovskih oštećenja pod dejstvom rečnog toka. Podrazumeva se da

se radi o deformaciji stubova, oporaca i kolovozne konstrukcije, kao i kombinaciji ovih deformacija. Na Slici 4 prikazani su tipovi mostovskih oštećenja.

Primeri iz prakse pokazuju da je najčešće istovremeno prisutno više tipova ovih oštećenja, a kada ona dosignu kritičnu tačku, dolazi do rušenja mosta.



Slika 4. Vrste mostovskih oštećenja usled lokalne erozije rečnog korita; sleva udesno: sleganje stuba; rotacija stuba; erozija tla u zaleđu mostovskog oporaca i njegova deformacija, koja može dovesti do rušenja kolovozne konstrukcije; kolaps kolovozne konstrukcije zbog preliivanja ili gubitka oslonca - rušenja stuba (prema [1]).

3. FIZIKA LOKALNE EROZIJE OKO MOSTOVSKIH STUBOVA

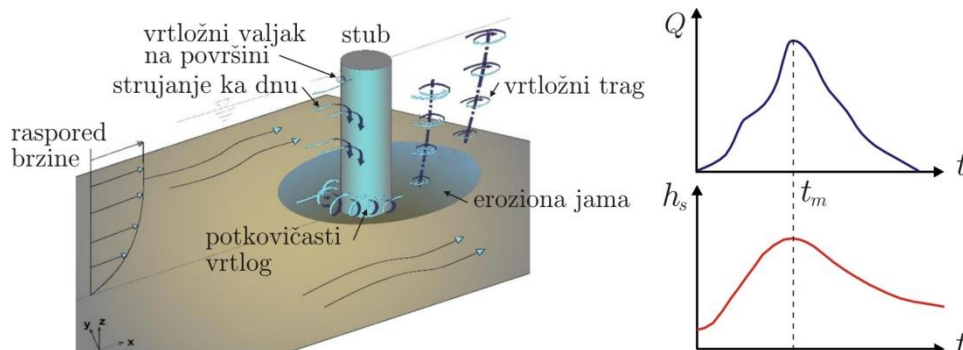
Na Slici 5 prikazana je tipična vrtložna struktura oko mostovskog stuba. Poremećaj strujne slike oko čvrste konture objekta dovodi do povećane lokalne brzine i intenzivnijeg pokretanja nanosa na rečnom dnu.

Za formiranje eroziona jame potrebno je da lokalni transportni kapacitet toka za odnošenje materijala sa dna bude veći od dotoka nanosa sa uzvodne deonice.

Sve dok je brzina toka (V) manja od „kritične brzine“ za pokretanja svih zrna na dnu (V_c), odvija se erozija u „čistoj vodi“, a kada brzina toka premaši ovu kritičnu brzinu, javlja se erozija „pri opšte pokretnom dnu“. U ovom drugom slučaju, konačna (terminalna) dubina eroziona jame uspostavila bi se pri ravnotežnom stanju, kada se izjednači lokalni transportni kapacitet toka koji odvlači nanos iz eroziona jame sa količinom nanosa koji

pristiže u erozionu jamu. Relativno kratkotrajni periodi velikih voda nisu dovoljni za dostizanje ravnotežnog stanja, a kritičan period za stabilnost mostovskog stuba je vreme dostizanja vrha poplavnog talasa (Slika 5).

Evolucija eroziona jame takodje zavisi i od prisustva pokretnih nanosnih formacija. Brzina kretanja dina ili antidina je mnogo manja od brzine formiranja eroziona jame. Čak i u uslovima kvazi-ustaljenog tečenja dubina eroziona jame osciluje u skladu sa pomeranjem dina ili antidina. Kada vrh dine ili antidine dospe do eroziona jame, lokalni transport (unos) nanosa se povećava, eroziona jama se zatrpava, a eroziona dubina se privremeno smanjuje. Obrnuto se dešava kada dolja dine ili antidine dospe do eroziona jame – eroziona dubina se privremeno povećava. Zato se u uslovima opšte pokretnog dna kao merodavna (terminalna) eroziona dubina uzima prosečna vrednost na kraju erozionog procesa (videti [14]).



Slika 5. Evolucija eroziona jame oko mostovskog stuba; levo: vrtložna struktura kao uzrok lokalne erozije [10]; desno: dinamika formiranja eroziona jame; u fazi nadolaska poplavnog talasa, veličina i dubina eroziona jame (h_s) brzo rastu do svog maksimuma, koji se ostvaruje u periodu vršnog protoka (t_m); u recesionoj fazi, eroziona jama se polako puni, kako se, usled opadanja protoka i brzine, lokalni transportni kapacitet smanjuje.

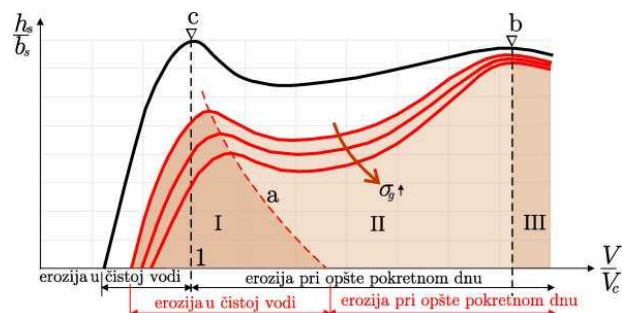


Slika 6. Laboratorijska ispitivanja lokalne erozije oko mostovskih stubova; sleva udesno: veličina i oblik erozione jame u zavisnosti od krupnoće nanosa, pojava armirajućeg sloja, uticaj naplava (granja i balvana) [4], [9].

Izučavanje lokalne erozije obavlja se eksperimentalno u laboratoriji, pomoću fizičkih modela. Istraživanjima su obuhvaćeni razni uticaji kao što su: granulometrijski sastav materijala na rečnom dnu, oblik stuba, nagomilavanje naplava oko stubova i dr. (Slika 6).

Kada je u pitanju uticaj granulometrijskog sastava, sinteza rezultata prikazana je na Slici 7.

Nanos se može smatrati da je uniformnog sastava ako je geometrijska standardna devijacija krupnoće zrna [14] $\sigma_g \leq 1,3$; u protivnom je neuniformnog sastava. Prema [5] nanosi sa $\sigma_g < 1,5$ u procesu erozije dna nemaju tendenciju segregacije i formiranja „armirajućeg sloja” (Slika 6).



Slika 7. Relativna dubina erozione jame (h_s) u zavisnosti od širine stuba (b_s) i relativne brzine toka – odnosa srednje profilske brzine (V) i kritične brzine za masovno pokretanje nanosa (V_c); nanos *uniformnog* sastava (crna linija): c – erozioni prag u „čistoj vodi” ($V/V_c=1$) predstavlja maksimalnu dubinu erozione jame, posle koje nastaje erozija „pri opšte pokretnom dnu”, koju karakteriše promenljiva eroziona dubina, sa kulminacijom u tački b; nanos *neuniformnog* sastava (crvene linije): a - erozioni prag pri formiranju armirajućeg sloja ($V/V_c=1$); b - erozioni prag pri opšte pokretnom dnu (ne zavisi od σ_g) i odgovara ravnom dnu, na prelasku iz mirnog režima (sa naborima ili dinamama) u burni režim tečenja (sa antidinama); I - oblast formiranja armirajućeg sloja; II - obalast razgradnje armirajućeg sloja; III - oblast opšte pokretnog dna (sva zrna u pokretu) [21].

Erozija u „čistoj vodi” se dešava sve dok brzina toka (V) ne dostigne „erozioni prag” – kritičnu brzinu pokretanja svih zrna (V_c), odnosno dok važi uslov: ($V/V_c \leq 1$), posle čega se erozija dešava u uslovima opšte pokretnog dna. Erozija u „čistoj vodi” je karakteristična za inundacije, gde vegetacija sprečava (ili u velikoj meri ometa) transport nanosa.

Kod nanosa neuniformnog sastava ($\sigma_g > 1,3$), postoji mogućnost formiranja armirajućeg sloja, pa je merodavan parametar V/V_a , gde je V_a – brzina pri kojoj je armirajući sloj najveći. Ova brzina se definiše na osnovu empirijske relacije: $V_a \approx 0,8 V_{ca}$, gde je V_{ca} – srednja profilska brzina toka iznad koje armirajući sloj više ne može opstati.

4. PROCENA LOKALNE EROZIJE OKO MOSTOVSKIH STUBOVA I OPORACA

4.1 Empirijski pristup

Iz mehanike fluida je poznato da se početni korak u izvodjenju empirijskih izraza sastoji od dimenzione analize i formiranja bezdimenzionih brojeva koji obuhvataju sve veličine od značaja za dati fizički proces. Eksperimentalno utvrđena veza između bezdimenzionih brojeva predstavlja „formulu” koja opisuje razmatranu hidrauličku pojavu. Kada su u pitanju mostovski stubovi, postupak formiranja bezdimenzionih brojeva je objašnjen u autorovoj knjizi [14] i ovde se neće ponavljati.

Mostovski stubovi. U Tabelama 1 i 2 su, primera radi, bez izvodjenja (dimenzione analize), navedeni neki u svetu često korišćeni empirijski izrazi za procenu lokalne erozije oko prizmatičnih paralelopipednih mostovskih stubova.

Tabela 1. Empirijski izrazi za paralelopipedne mostovske stubove [7], [14], [16].

CSU, HEC-RAS (Richardson, 1990, 1995): $h_{sel}/h_1=2 K_1 K_2 K_3 K_4 (b_s/h_1)^{0,65} Fr_1^{0,43}$	(1)
FHWA, HEC-RAS (Froehlich, 1996): $h_{sel}/h_1=0,32 K_1 (b_s/h_1)^{0,62} (h_1/d_{50})^{0,09} Fr_1^{0,22}$	(2)

U navedenim izrazima figurišu sledeće veličine: h_{se} – terminalna eroziona dubina, h_1 – srednja dubina vode u neporemećenom strujnom polju uzvodno od stuba, b_s – širina stuba (upravno na pravac toka), $Fr_1 = V_1/(g h_1)^{1/2}$ – Frudov broj, V_1 – srednja profilska brzina toka, K_1 - K_4 – empirijski koeficijenti, d_{50} – srednji prečnik nanosa na dnu, g – gravitaciono ubrzanje. Navedeni obrasci važe bez obzira da li je erozija u čistoj vodi ili pri opšte pokretnom dnu.

Koeficijentima K obuhvaćeni su sledeći uticaji:

(1) oblik stuba: $K_1 = 0,9 - 1,1$ (Slika 9);

(2) zakošenost stuba u odnosu na osovinu toka:

$K_2 = [\cos \varphi + (L_s/b_s) \sin \varphi]^{0,65}$, gde je: L_s – dužina stuba, b_s – širina stuba, $\varphi = 0^\circ - 90^\circ$ – ugao između duže ose stuba i osovine toka („napadni ugao”);

(3) stanje rečnog korita: $K_3 = 1,1$ - erozija u čistoj vodi, ravno dno, male dine, antidine; $K_3 = 1,2$ - srednje velike dine; $K_3 = 1,3$ - velike dine;

(4) armiranje eroziona jame ($d_{50} \geq 2$ mm i $d_{95} \geq 20$ mm): $K_4 = 0,4 V_r^{0,15}$ (min $K_4 = 0,4$), gde je relativna brzina:

$$V_r = (V - V_{a50}) / (V_{c50} - V_{c95}), \quad (3)$$

$V_{c50} = 6,19 h_1^{1/6} d_{50}^{1/3}$ – krit. brzina za pokretanje zrna d_{50} ;
 $V_{c95} = 6,19 h_1^{1/6} d_{95}^{1/3}$ – krit. brzina za pokretanje zrna d_{95} ;
 $V_{a50} = 0,645 (d_{50}/b_s)^{0,053}$ V_{c50} – brzina razgradnje armir. sloja, pri kojoj dolazi do pokretanja zrna d_{50} ;
 $V_{a95} = 0,645 (d_{50}/b_s)^{0,053}$ V_{c95} – brzina razgradnje armir. sloja, pri kojoj dolazi do pokretanja zrna d_{95} .

U slučaju veoma širokih stubova u plitkoj vodi, u obrascu (1) se može uvesti dodatni koeficijent:

$$K_5 = 2,58 (h_1/b_s)^{0,34} Fr_1^{0,65} \text{ za } V_1/V_c < 1 \\ = (h_1/b_s)^{0,13} Fr_1^{0,25} \text{ za } V_1/V_c \geq 1.$$

Napominje se da broj 2 u obrascu CSU (1) ima ulogu koeficijenta sigurnosti. Interesantno je da se ovaj obrazac može primeniti za procenu dubine erozije u čistoj vodi, kao i za cilindrične stubove poređane u nizu duž toka, kada se usvaja da je proizvod svih koeficijenata K jednak 1,0 [14].

Za proračun erozije pri opšte pokretnom dnu, za cilindrične stubove se može koristiti neki od izraza datih u Tabeli 2. U praksi se često koristi provizorno pravilo po kome je terminalna dubina eroziona jame približno jednaka dvostrukoj vrednosti širine stuba, odnosno prečnika cilindričnog stuba [14].

Tabela 2. Empirijski izrazi za cilindrične stubove [17], [19], [20].

$$\text{Kothyari et al. (1992):} \\ h_{se}/D = 0,88 (D/d_{50})^{0,67} (h_1/d_{50})^{0,4} [(B-D)/B]^{-0,3} \quad (4)$$

$$\text{Lee, Sturm (2009):} \\ h_{se}/D = 5 \log (D/d_{50}) - 4 \text{ za } 6 \leq D/d_{50} \leq 25 \\ = 1,3 + 1,8 / [(0,02 D - 0,2)/d_{50}]^2 + 1 \\ \text{za } 25 \leq D/d_{50} \leq 10^4 \quad (5)$$

$$\text{Lanča et al. (2013):} \\ h_{se}/D = 7,3 (D/d_{50})^{-0,29} (h_1/d_{50})^{0,12} \text{ za } 60 \leq D/d_{50} \leq 500 \\ = 1,2 (h_1/D)^{0,12} \text{ za } D/d_{50} > 500 \quad (6)$$

Primer. Odrediti terminalnu dubinu erozije oko stuba dimenzija $L_s \times b_s = 6 \times 1,6$ m, koji se nalazi pod napadnim uglom $\varphi = 15^\circ$, ako su dati sledeći podaci: brzina toka i dubina uzvodno od mosta $V_1 = 1,8$ m/s, $h_1 = 3$ m, krupnoće zrna $d_{50} = 8$ mm, $d_{95} = 50$ mm, konfiguracija dna: male dine.

Rešenje. Primenom izraza (1) sa pratećim koeficijentima, dolazi se do ovih rezultata: $Fr_1 = 0,33$; $V_{c50} = 1,49$ m/s $< V_1$ (opšte pokretno dno); $V_{c95} = 2,74$ m/s; $V_{a50} = 0,73$ m/s; $V_{a95} = 1,47$ m/s; $V_r = (1,8 - 0,73) / (1,49 - 1,47) = 91,65 \Rightarrow K_4 = 0,79$. Ostale vrednosti: $K_1 = 1,1$; $K_2 = 1,57$; $K_3 = 1,1$. Konačno je: $h_{se} = 3,6$ m.

Mostovski oporci (mostovski obalni stubovi). Uzroci sloma mostovskih oporaca mogu biti: (i) prelivanje oporca i/ili prilazne konstrukcije; (ii) bočna migracija korita ili njegovo širenje; (iii) velika brzina u mostovskom suženju i lokalna erozija. Moguća je i kombinacija navedenih uzroka, naročito u periodima velikih voda.

Čak i kada su oporci u inundacijama udaljeni od glavnog korita, u podnožju oporaca se mogu javiti velike proloke (Slika 8). Najnepovoljniji slučaj je kada oporci u osnovnom koritu remete evakuaciju velikih voda i indukuju potkovičaste vrtložne sisteme (kao kod stubova), sa pratećim prolokama.

Opostrujavanje mostovskih oporaca eksperimentalno se izučavaju (Slika 8) i postoji mnoštvo empirijskih izraza za proračun lokalne erozije oko oporaca. Takva dva izraza navedena su u Tabeli 3.



Slika 8. Mostovski oporci; sleva udesno: skica erozije oko oporca u inundaciji; oporci u glavnom koritu [18]; ispitivanje lokalne erozije oko vertikalnog oporca u laboratorijskom kanalu [6].

Tabela 3. Empirijski izrazi za oporce [7], [14], [16].

Liu (1961), Richardson (1975):	
$h_{se}/h_1 = C_A (L_e/h_1)^{2,5} Fr_1^{1/3}$	za $L_e/h_1 < 25$
$= 4 \cdot Fr_1^{1/3}$	za $L_e/h_1 \geq 25$
(7)	
CSU, HEC-RAS (Richardson, 1995):	
$h_{se}/h_1 = 4 (K_1/0,55) \cdot K_2 \cdot Fr_1^{1/3}$	(8)

U izrazu (7) konstanta C_A ima vrednosti: 2,15 ako su stranice oporca vertikalne, a 1,1, ako su zakošene. Veličina L_e predstavlja dužinu prilazne konstrukcije sa oporcem, merena upravno na rečni tok.

U izrazu (8), koji se može koristiti i za eroziju u čistoj vodi, koeficijent K_1 ima vrednosti: 1,0 za vertikalni zid, 0,82 za vertikalni zid sa krilima i 0,55 za „protočni” oporac [7] (videti i podatke na Slici 9).

Koeficijent K_2 se odnosi na zakošenost osovine mosta u odnosu na rečni tok: $K_2 = (\varphi/90)^{0,13}$, pri čemu je $\varphi < 90^\circ$ za nizvodno usmeren oporac, $\varphi > 90^\circ$ za uzvodno usmeren oporac i $\varphi = 90^\circ$ za oporac koji stoji upravno na rečni tok.

Napomena. Pri određivanju projektne dubine fundiranja mostovskih stubova i oporaca, mora se, kao što je već rečeno, uzeti u obzir kumulativna deformacija korita, tako što se najpre sračuna opšta deformacija, a zatim lokalna deformacija – erozija oko stubova i oporaca (i eventualno, usled suženja korita).

U proračunu lokalne erozije, referentna kota dna se usvaja na osnovu najnovijih ehograma, ili statističkom analizom višegodišnjih snimanja korita (ako postoje). Podela korita na segmente u linijskom modelu strujanja, omogućava da se u proračunu lokalne erozije, umesto srednjih profilskih vrednosti, koristi dubina i srednja brzina u segmentu koji „stoji” naspram mostovskog stuba/oporca, što doprinosi tačnosti proračuna [14].

Integralni model. Model Melvila (Melville) objedinjuje proračun lokalne erozije oko mostovskih stubova i oko oporaca [2], [21], [22], [23]. Kao i drugi modeli lokalne erozije, empirijskog je karaktera. Kombinujući rezultate sopstvenih laboratorijskih merenja sa rezultatima brojnih drugih istraživača, razvijen je model koji daje potpuniju sliku o fizici erozionog procesa od ranijih modela i omogućava prognozu dubine erozione jame podjednako za mostovske stubove i oporce, u glavnom koritu i inundaciji.

Melvilov model etapno obuhvata proračun: I – vrednosti karakterističnih brzina, II – vrednosti empirijskih uticajnih „K” faktora i III – terminalnu dubinu erozione jame.

I – Karakteristične brzine

Pored srednje profilске brzine toka, merodavna je i kritična brzina za pokretanje nanosa. U zavisnosti od granulometrijskog sastava, kritična brzina se definiše na različite načine. Kod nanosa skoro uniformnog sastava merodavan je srednji prečnik zrna d_{50} , a kod neuniformnog sastava, gde se može očekivati formiranje armirajućeg sloja, koristi se srednji prečnik zrna u armirajućem sloju: $d_{50a} = d_{max}/1,8$, gde je d_{max} – najkrupnije zrno sa granulometrijske krive [22].

Kritična smičuća brzina pokretanja zrna neke krupnoće d može se odrediti pomoću empirijskih izraza:

$$u_{*c} = 0,0115 + 0,0125 d^{1,4} \quad \text{za } 0,1 \text{ mm} < d \leq 1 \text{ mm};$$

$$= 0,0305 d^{1/2} - 0,0065/d \quad \text{za } 1,0 \text{ mm} < d < 100 \text{ mm}, \quad (9)$$

u kojima se prečnik zrna $d \equiv d_{50}$ ili $d \equiv d_{50a}$ unosi u mm, da bi se brzina u_{*c} , (odnosno u_{*ca}), dobila u m/s.

Podsetimo se da se kritična brzina pokretanja zrna alternativno može dobiti pomoću Šildsovog (Shields) dijagrama, odnosno izraza: $u_{*c} = (\Theta_c \cdot g \cdot \Delta \cdot d_{50})^{1/2}$, ako se usvoje vrednosti kritičnog Šildsovog broja $\Theta_c = 0,047$ i relativne gustine nanosa $\Delta = 1,65$ [14].

Kritične brzine za pokretanje svih zrna (opšte pokretno dno) su:

$$V_c/u_{*c}=5,75 \log(5,53 h/d_{50}) \quad \text{– uniforman sastav} \quad (10)$$

$$V_{ca}/u_{*ca}=5,75 \log(5,53 h/d_{50a}) \quad \text{– armirajući sloj} \quad (11)$$

Da bi se erozioni prag armirajućeg sloja kod neuniformnog nanosa ($\sigma_g > 1,3$) doveo u vezu sa erozionim pragom uniformnog nanosa, koristi se parametar koji u sebi objedinjuje uticaj brzine i granulometrijskog sastava:

$$A=[V-(V_c-V_a)]/V_c \quad (12)$$

(Kod uniformnog nanosa je: $V_a \equiv V_c$, pa je: $A=V/V_c$).

II – Uticajni faktori (koeficijenti)

(1) Faktor dubine K_h odražava uticaj veličine stuba ili oporca u odnosu na dubinu toka h :

$$\begin{aligned} \text{stubovi: } K_h &= 2,4 b_s \quad \text{za } b_s/h \leq 0,7; \\ &= 2 (h \cdot b_s) \quad \text{za } 0,7 < b_s/h \leq 5; \\ &= 4,5 \cdot h \quad \text{za } b_s/h > 5 \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \text{oporci: } K_h &= 2 \cdot L_e \quad \text{za } L_e/h < 1; \\ &= 2 (h \cdot L_e) \quad \text{za } 1 < L_e/h \leq 25; \\ &= 10 h \quad \text{za } L_e/h > 25, \end{aligned} \quad (14)$$

gde je L_e - dužina prilazne konstrukcije sa oporcem, merena *upravno* na pravac toka. Kod cilindričnih stubova, u izrazu (13) se, umesto širine stuba b_s koristi prečnik stuba D .

Eksperimentalno su utvrđeni i izrazi za tzv. „ekvivalentni prečnik” cilindričnog stuba, koji se uvodi da bi se obuhvatili uticaji dela temelja koji se našao iznad postojećeg dna, kao i naplava nagomilanog na površini vode oko stubova (Slika 10):

$$D_e=D[(h-Z)/(h+D^*)]+D^*[(D^*+Z)/(D^*+h)] \quad \text{– temelj} \quad (15)$$

$$D_e=[0,52 \cdot T_d \cdot D_d+(h-0,52 \cdot D_d)D]/h \quad \text{– naplava} \quad (16)$$

Izrazi (15)-(16) se mogu koristiti i za stubove paralelo-pipednog oblika ako se stavi: $D=b_s$.

(2) Faktor brzine K_v odražava uticaj intenziteta brzine na erozionu dubinu:

- nanos uniformnog sastava ($\sigma_g \leq 1,3$)

$$\begin{aligned} K_v &= V/V_c \quad \text{za } V/V_c < 1 \\ &= 1 \quad \text{za } V/V_c \geq 1 \end{aligned} \quad (17)$$

- nanos neuniformnog sastava ($\sigma_g > 1,3$)

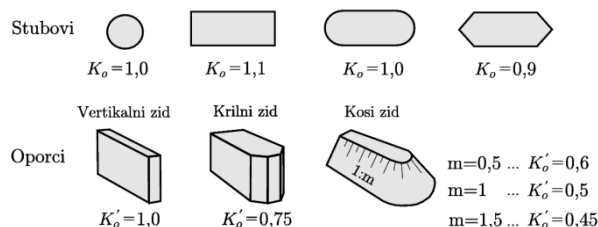
$$\begin{aligned} K_v &= A \equiv [V-(V_c-V_a)]/V_c \quad \text{za } A < 1 \\ &= 1 \quad \text{za } A \geq 1 \end{aligned} \quad (18)$$

(3) Faktor krunoće zrna K_d kvantifikuje uticaj granulometrijskog sastava rečnog nanosa:

$$\begin{aligned} K_d &= 1,57 \log(2,24 L/d) \quad \text{za } L/d \leq 25 \\ &= 1 \quad \text{za } L/d > 25 \end{aligned} \quad (19)$$

gde je: $L \equiv b_s$ (ili D, D_e) – stubovi, $L \equiv L_e$ – oporci, $d \equiv d_{50}$ – nanos uniformnog sastava, $d \equiv d_{50a}$ – nanos neuniformnog sastava.

(4) Faktor oblika K_o obuhvata uticaj oblika stuba/oporca (Slika 9):



Slika 9. Vrednosti koeficijenta oblika K_o (prema [22]).

Za mostovske oporce, navedene vrednosti su naknadno korigovane u zavisnosti od odnosa dužine L_e i dubine h [23]:

$$\begin{aligned} K_o &= K'_o \quad \text{za } L_e/h \leq 10 \\ &= K'_o + 0,667(1 - K'_o)(0,1 L_e/h - 1) \quad \text{za } 10 < L_e/h \leq 25 \\ &= 1 \quad \text{za } L_e/h > 25. \end{aligned} \quad (20)$$

(5) Faktor položaja K_ϕ odražava uticaj zakošenja stuba/oporca u odnosu na tok. Vrednosti K_ϕ se računaju na osnovu vrednosti K_ϕ' koje su date u Tabeli 4:

$$\begin{aligned} K_\phi &= K_\phi' \quad \text{za } L/h \geq 3 \\ &= K_\phi' + (1 - K_\phi')(1,5 - 0,5 L/h) \quad \text{za } 1 < L/h < 3 \\ &= 1 \quad \text{za } L/h \leq 1 \end{aligned} \quad (21)$$

U gornjim izrazima dužina L je jednaka dužini stuba L_s , odnosno dužini prilazne konstrukcije sa oporcem L_e . Kod cilindričnih stubova napadni ugao nema uticaja, pa je: $K_\phi = 1,0$. Kod oporaca, napadni ugao $\phi < 90^\circ$ znači da je oporac usmeren nizvodno i obrnuto, $\phi > 90^\circ$ znači da je usmeren uzvodno (videti primer u nastavku).



Slika 10. Ekvivalentni prečnik stuba i snimak naplava oko stuba mosta na V. Moravi kod Markovca.

Tabela 4. Vrednosti koeficijenta K_ϕ u zavisnosti od napadnog ugla ϕ [22].

Objekat		ϕ°							
		0	15	30	45	60	90	120	150
Stubovi	$L_s/b_s=4$	1,0	1,5	2,0	2,3	-	2,5	-	-
	8	1,0	2,0	2,75	3,3	-	3,9	-	-
	12	1,0	2,5	3,5	4,3	-	5,0	-	-
Oporci		-	-	0,9	-	0,97	1,0	1,06	1,08

Poseban slučaj predstavljaju temelji na ogoljenim šipovima oko kojih teče voda; eksperimentalno su utvrđene vrednosti kombinacije faktora $K_o \cdot K_\phi$ za šipove u nizu, u jednom ili dva reda Tabela 5. (Razne konfiguracije šipova kod mostovskih stubova razmatraju se detaljno u publikaciji [3].)

Tabela 5. Vrednosti kombinacije faktora $K_o \cdot K_\phi$ u zavisnosti od prečnika šipova D , njihovog razmaka s i ugla ϕ koji red šipova zaklapa sa osovinom rečnog toka [22].

Broj redova šipova	s/D	ϕ°		
		5	5-45	90
1	2	1,12	1,40	1,20
	4	1,12	1,20	1,10
	6	1,07	1,16	1,08
	8	1,04	1,12	1,02
	10	1,00	1,00	1,00
2	2	1,50	1,80	-
	4	1,35	1,50	-

(6) Faktor geometrije korita K_g (prilazne deonice)

U slučaju kada mostovska prilazna konstrukcija preseca inundaciju i završava se oporcem u glavnom rečnom koritu, uvodi se faktor:

$$K_g = \{ 1 - (L_i/L_e) [1 - (h_i/h)^{5/3} (n/n_i)] \}^{1/2}, \quad (22)$$

gde je: L_i - širina inundacije, L_e - dužina konstrukcije sa oporcem koja delimično ulazi u glavno korito, h_i i h - dubina u inundaciji i u glavnom koritu, n_i i n - Manningov

koeficijent u inundaciji i u glavnom koritu. (Za stubove je $K_g=1$).

III – Ravnotežna eroziona dubina

Sumiranjem vrednosti svih uticajnih faktora, dobija se najveća merodavna eroziona dubina oko mostovskih stubova i oporca, kojoj odgovara *ravnotežno stanje* rečnog korita:

$$h_{se} = K_h \cdot K_v \cdot K_d \cdot K_o \cdot K_\phi \cdot K_g \quad (23)$$

Uočiti da samo faktor K_h ima dimenziju dužine, a da su svi ostali faktori bez dimenzija.

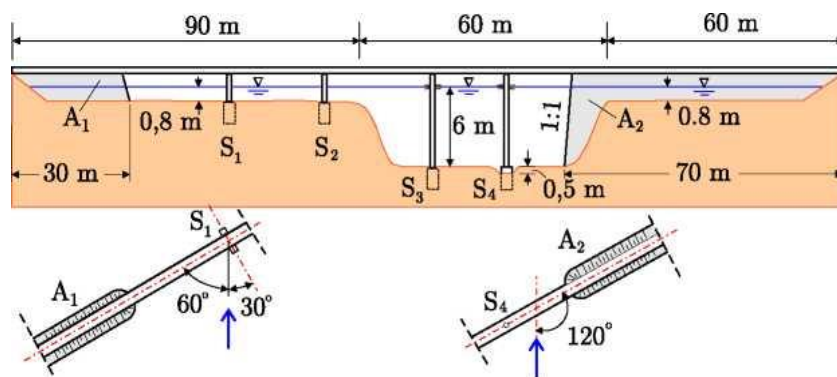
Faktor K_h primarno određuje dubinu erozije jame, dok ostali faktori (≤ 1) imaju korektivni karakter. Takođe treba napomenuti da opisani pristup ima dva ograničenja:

- ne daje vremensku sliku erozionog procesa, što znači da ne može predvideti erozionu dubinu manju od eroziona dubine pri ravnotežnom stanju; drugim rečima, ne može se predvideti eroziona dubina kojoj odgovara trajanje velike vode kraće od vremena dostizanja ravnotežnog stanja;

- metoda nije primenljiva kada mostovski otvor izaziva veoma veliko suženje rečnog korita.

Primer. Na Slici 11 prikazan je most sa dva stuba u inundaciji, S1 i S2, dimenzija $b_s=2$ m, $L_s=8$ m i dva cilindrična stuba u rečnom koritu S3 i S4, prečnika $D=2$ m, sa oporcima u vidu kosog zida, A1 i A2. Prečnik temelja cilindričnih stubova iznosi: $D^*=3$ m, pri čemu je temelj stuba S4 ogoljen za $Z=0,5$ m. Oko stubova S3 i S4 je nagomilan naplav dimenzija $D_d \times T_d=2$ m \times 0,5 m. Prilazna konstrukcija sa oporcima ima nagib $m=1$.

Ostali podaci dati su na Slici 11 i u Tabeli 6. Odrediti erozionu dubinu za stubove i oporce.



Slika 11. Skica mosta u ilustrativnom primeru.

Tabela 6. Ulazni podaci

Delovi korita	h (m)	V (m/s)	d_{50} (mm)	d_{max} (mm)	σ_g (-)	n ($m^{-1/3}$)
glavno	6,0	3,4	20	120	3,24	0,025
inundacije	0,8	0,6	7	40	1,15	0,044

Rešenje. Najpre se pomoću izraza (9) računaju karakteristične brzine.

Glavno korito: $\sigma_g=3,24 > 1,3$ nanos je neuniformnog sastava sa mogućnošću armiranja;
 $d_{50}=20$ mm=0,020 m; $u_{*c}=0,136$ m/s (0,135 m/s po Šildsu); $V_c=2,52$ m/s; $d_{50a}=d_{max}/1,8=66,67$ mm=0,067 m; $u_{*ca}=0,249$ m/s; $V_{ca}=3,86$ m/s; $V_a=0,8 \cdot V_{ca}=3,09$ m/s.
 $A=(3,4-(3,09-2,52))/2,52=1,12 > 1$ erozija pri opšte pokretnom dnu.

Inundacije: $\sigma_g=1,15 < 1,3$ nanos je uniformnog sastava;
 $d_{50}=7$ mm=0,007 m; $u_{*c}=0,08$ m/s (0,08 m/s po Šildsu); $V_c=1,29$ m/s; $V/V_c=0,467 < 1$ erozija u čistoj vodi.

Za proračun uticajnih K -faktora potrebno je odrediti ulazne veličine, kao što se pokazuje u nastavku.

Oporac A_1 : $L_e/h=30/0,8=37,5$; $L_e/d_{50}=30/0,007=4286$;
 Stubovi S_1 i S_2 : $b_s/h=2/0,8=2,5$; $b_s/d_{50}=2/0,007=286$;

Stub S_3 : $D_e=2,04$ m (naplav); $D_e/h=2,04/6=0,34$;
 $D_e/d_{50a}=2,04/0,067=30,4$;

Stub S_4 : $D_e=2,04$ m (naplav); $D_e=2,39$ m (temelj);
 usvojeno $D_e=2,39$ m; $D_e/h=2,39/6=0,4$;
 $D_e/d_{50a}=2,39/0,067=36$.

Sa ovim podacima, iz empirijskih izraza (13)-(22) proizilaze vrednosti uticajnih K faktora. Na osnovu izraza (23) dolazi se konačno do traženih erozionih dubina za stubove i oporce. Rezultati su sumirani u Tabeli 7.

Tabela 7. Rezultati proračuna

K -faktor	Oporac A_1	Stub S_1	Stub S_2	Stub S_3	Stub S_4	Oporac A_2
1- K_h (m)	8,00	2,53	2,53	4,90	5,73	8,00
2- K_v	0,467	0,467	0,467	1	1	0,467
3- K_d	1	1	1	1	1	1
4- K_o	1	1,1	1,1	1	1	1
5- K_p	0,97	2,0	2,0	1	1	1,06
6- K_g	1	1	1	1	1	0,40
h_{se} (m)	3,6	2,6	2,6	4,9	5,7	1,6

4.2 Stohastički pristup

Umesto tradicionalne primene empirijskih izraza koji daju jedno rešenje, u hidrotehničkoj praksi ulazi sve više u primenu stohastički pristup, po kome se sve promenljive veličine datog problema tretiraju kao slučajne, sa određenom raspodelom (verovatnoćom pojave). Ako je ta raspodela normalna, stohastička analiza je „prvog reda”, a ako svaka promenljiva ima neku svoju raspodelu (koja ne mora biti normalna), analiza je „drugog reda”. Prednost ovakvog pristupa je u smanjenju nezvesnosti koje unosi empirijski pristup (laboratorijska ograničenja, greške merenja, pouzdanost korelativnih zavisnosti itd.), kao i u mogućnosti dobijanja čitavog niza mogućih ishoda – rešenja (u ovom slučaju erozionih dubina) sa određenom verovatnoćom realizacije.

Pri razmatranju dubine fundiranja, izborom verovatnoće potkopavanja stuba/oporca (kojoj odgovara određena vrednost faktora sigurnosti), projektant može doneti odluku o prihvatljivom nivou rizika, pri čemu je “prihvatljiv nivo rizika” prevashodno ekonomska kategorija.

Ovaj pristup je detaljno opisan u jednom autorovom ranijem radu [13], a ovde se prikazuje samo deo rezultata, sa ciljem da se kroz jedan ilustrativni primer objasne

osnovni elementi stohastičkog postupka. Reč je o analizi lokalne erozije oko kesonskog temelja jednog od stubova mosta na Dunavu kod Beške.

Pored određivanja verovatnoće pojave eroziona dubine oko mostovskog stuba, stohastički pristup se može primeniti i za određivanje referentne kote dna rečnog korita u odnosu na koju treba računati lokalnu eroziju [13], kao što se, kroz ilustrativni primer, opisuje u nastavku.

Referentna kota dna. Oko stuba mosta u Beškoj je izdvojen segment poprečnog preseka širine 15 m, unutar koga je analizirana varijacija dubina, ustanovljena na osnovu ehograma snimanih tokom 20 godina (1987-2006). Diskretizacijom ehograma formiran je uzorak od oko 70 podataka i određena je odgovarajuća funkcija empirijske raspodele (verovatnoće) kota dna. Pretpostavljajući da je uzorak homogen, ispitana je saglasnost empirijske raspodele sa nekoliko teorijskih raspodela (normalnom, log-normalnom, Gumbelovom, Pirson 3 i log-Pirson 3). Ocena saglasnosti empirijske raspodele i teorijskih raspodela pomoću testova Kolmogorova i χ^2 pokazala je da najbolju saglasnost daje raspodela Pirson 3 [13]. Ova raspodela je omogućila prognozu *ekstremno niskih* kota dna, koje su merodavne za proračun lokalne erozije oko temelja stuba. Kao referentna, usvojena je najniža kota dna povratnog perioda 100 godina.

Mostovski stub. Tradicionalni, deterministički pristup podrazumeva da se eroziona dubina oko temeljne stope mostovskog stuba računa pomoću nekog empirijskog obrasca, pri čemu se dobija jedinstveno rešenje koje zavisi od zadatih hidrauličkih veličina i vrednosti empirijskih koeficijenata. Dubina fundiranja stuba se projektuje tako što se sračunata eroziona dubina uveća shodno usvojenoj vrednosti faktora (koeficijenta) sigurnosti. Nedostatak ovakvog pristupa je u tome što faktor sigurnosti nije *objektivan indikator rizika*, već je rezultat subjektivnog izbora projektanta, pri čemu taj izbor uopšteno prati logiku da većem faktoru sigurnosti odgovara manji stepen rizika i obrnuto.

Savremeni pristup u rešavanju ovog problema nalaže da se utvrdi *verovatnoća* potkopavanja temeljne stope mostovskog stuba. Zatim se razmatra verovatnoća da eroziona dubina (h_e) premaši određenu (izabranu) dubinu fundiranja (h_f): $P_o = P\{h_e \geq h_f\}$. Na kraju se ta verovatnoća dovodi u vezu sa tradicionalnim projektnim parametrom - faktorom sigurnosti: $FS = h_f / h_e > 1$.

Ako se geometrija stuba i empirijski koeficijenti u obrascima za lokalnu eroziju smatraju konstantnim

veličinama, empirijski obrasci se mogu redukovati tako da se u njima razmatra mali broj slučajnih promenljivih veličina. Na primer, obrazac CSU (1) se svodi na empirijsku zavisnost samo dve promenljive: jediničnog protoka i dubine neporemećenog toka uzvodno od mosta [13], [14].

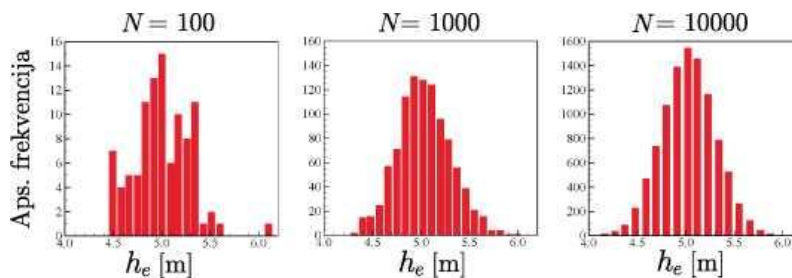
Svakoj od ovih promenljivih dodeljuje se određena raspodela – empirijska, na osnovu merenja (ako postoje), ili teorijska, na osnovu statističke analize ili podataka iz literature. Na primer, u slučaju primene CSU obrasca, može se uzeti da raspodela jediničnog protoka odgovara teorijskoj raspodeli velikih voda koju hidrometeorološka služba definiše na osnovu višegodišnjih osmatranja [13].

Pod pretpostavkom kvazi jednolikog tečenja, raspodela lokalne dubine se definiše kombinacijom raspodela jediničnog protoka, Maningovog koeficijenta i nagiba energetske linije (na osnovu snimljenih ili računskih linija nivoa) [13]. Obično se usvaja da je raspodela Maningovog koeficijenta uniformna, a raspodela nagiba energetske linije, normalna.

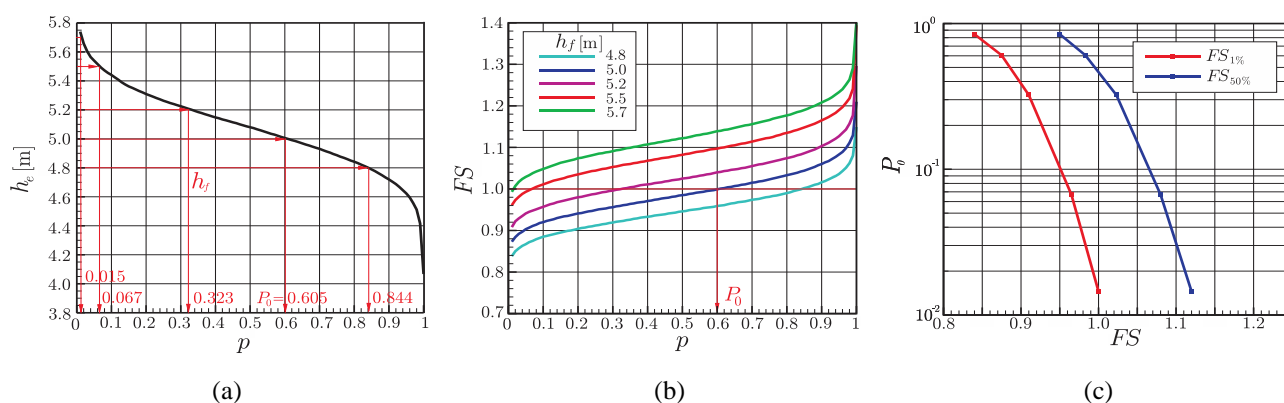
Zatim se pristupa numeričkim eksperimentima primenom metode Monte Carlo. To podrazumva da se vrednosti jediničnog protoka i dubine generišu pomoću generatora pseudo-slučajnih brojeva, shodno usvojenim raspodelama. Kako je ishod svakog numeričkog eksperimenta drugačiji, kao rezultat se dobija najpre funkcija gustine empirijske raspodele eroziona dubine (Slika 12), a zatim i njena integralna kriva - empirijska raspodela ili verovatnoća, (Slika 13).

Da bi verovatnoća potkopavanja temeljne stope P_o bila pouzdano određena, broj simulacionih ciklusa mora biti veliki. Taj broj zavisi od konkretnog slučaja, nije unapred poznat i utvrđuje se probanjem. Pri malom broju ciklusa, vrednosti P_o fluktuiraju (velika standardna greška). Ponavljanjem proračuna, sa sve većim brojem ciklusa fluktuacije se smanjuju, dok se skoro potpuno ne izgube, kada vrednost koeficijenta varijacije C_v dostiže najmanju vrednost. Kao kriterijum za broj simulacionih koraka preporučuje se uslov: $C_v < 0,2$ [13].

Faktor (koeficijent) sigurnosti FS nije direktna mera rizika, niti govori o sigurnosti projektnog rešenja, ukoliko nije uspostavljena veza između broja FS i verovatnoće P_o (Slika 13). Oba podatka su neophodna da bi se usvojio ekonomski prihvatljiv stepen rizika i ocenila pouzdanost projektnog rešenja (dubine fundiranja).



Slika 12. Histogrami apsolutne frekvencije erozionih dubina (h_e) u zavisnosti od broja simulacionih ciklusa N ; može se primetiti da sa povećanjem broja ciklusa, empirijska gustina raspodele teži normalnoj raspodeli [13].



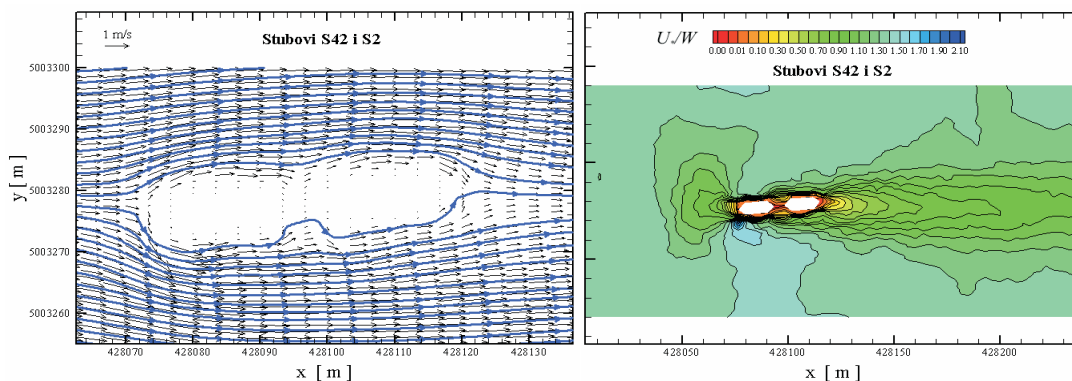
Slika 13. Rezultati Monte Carlo simulacije; (a) empirijska verovatnoća erozionih dubina; (b): verovatnoća realizacije vrednosti faktora sigurnosti u zavisnosti od dubine fundiranja; (c): veza između faktora sigurnosti i verovatnoće potkopavanja u slučaju prosečnih (50%) i ekstremno velikih (1%) erozionih dubina [13].

4.3. Matematički modeli

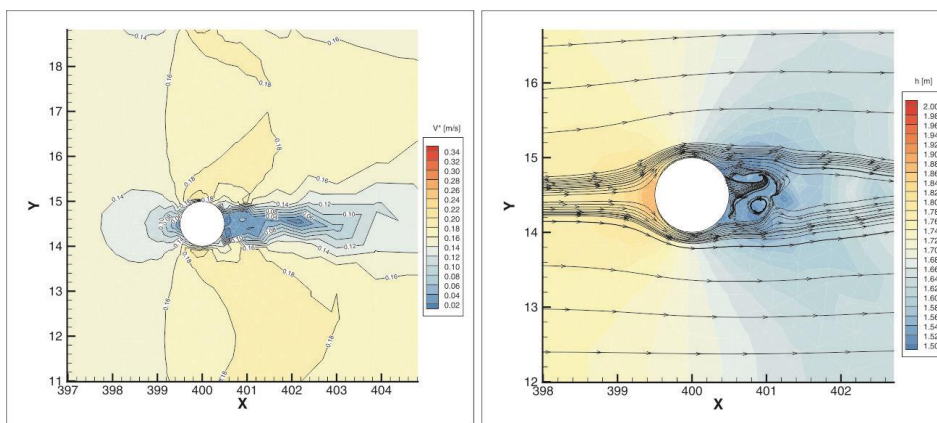
Sve veća dostupnost i primena profesionalnih softverskih alata omogućava da se problemi lokalne erozije rečnog korita u zoni mostova rešavaju primenom fizički zasnovanih matematičkih modela. Reč je o modelima ravanskog (2D) i prostornog (3D) strujanja, koji omogućavaju numeričku simulaciju složenih strujnih polja, kao i prognozu deformacije rečnog korita.

Prepreke za širu primenu ovih modela u praksi vezane su za (i) obrazovanje inženjera i (ii) potrebu ulaganja u računarsku opremu i terenska merenja, koja su neophodna za kalibraciju i verifikaciju numeričkog modela.

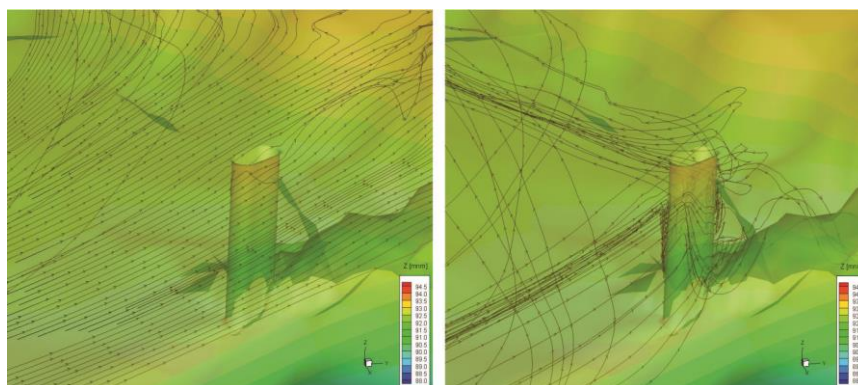
Kako investitori po pravilu gledaju da izbegnu terenska merenja, a ako to baš nije moguće, da ih svedu na najmanju meru, primena 2D i 3D modela još uvek nije deo standardne inženjerske prakse i vezana je isključivo za velike i skupe projekte. Pored toga, problem je i to što investitori traže brzo rezultate i obično nisu voljni da tolerišu vreme koje zahteva primena 2D i 3D modela. A to vreme obuhvata: pripremu (obimnih) podloga, unošenje ulaznih podataka, formiranje računskog modela, obavljanje nestandardnih proračuna (uključujući kalibraciju modela), obradu i analizu rezultata i pisanje izveštaja. I pored navedenih ograničenja, velike mogućnosti koje nude matematički modeli mogu se sagledati kroz primere na Slikama 14, 15 i 16.



Slika 14. Rezultati numeričke simulacije strujanja oko stubova mosta na Dunavu kod Beške pri protoku od 4400 m³/s [13]; levo: vektori brzine i strujnice; desno: raspored vrednosti odnosa smičuće brzine U_* (odnosno tangencijalnog napona na dnu $\tau_0 = \rho \cdot U_*^2$, ρ - gustina vode, const) i brzine taloženja suspendovanog nanosa srednje krupnoće 0,2 mm (W), kao indikatora za kvalitativnu ocenu stabilnosti rečnog korita ($U_*/W < 1$ - zasipanje korita). (Softver: RMA2 - model ravanskog 2D strujanja zasnovan na metodi konačnih elemenata [26]).



Slika 15. Numerička simulacija strujnog polja oko cilindričnog stuba; levo: raspored smičuće brzine; desno: strujnice i raspored dubine [15] (Softver: Telemac2D – model ravanskog 2D strujanja, zasnovan na metodi konačnih elemenata [28]).



Slika 16. Numerička simulacija strujnog polja oko stuba mosta na V. Moravi kod Markovca pri protoku od 223 m³/s [11]; levo: strujnice na površini (3,5 m od dna); desno: strujnice na sredini dubine i pri dnu (razmera x:y:z=1:1:3); (Softver: Telemac3D – model prostornog 3D strujanja, zasnovan na metodi konačnih elemenata) [28]).

4.4 Fizički modeli

Osnovni problem u projektovanju i korišćenju rečnih hidrauličkih - fizičkih modela je izbor radnog materijala u eksperimentima lokalne erozije. Ovaj problem postoji bez obzira da li je model u nedistordovanoj ili distordovanoj razmeri.

Rečni modeli sa pokretnim dnom u potpunoj sličnosti zahtevaju zadovoljenje hidrauličke - Frudove sličnosti, koja se odnosi na sličnost specifične energije na modelu i u prirodi, i psamološke - Šildsove sličnosti, koja obezbeđuje istu meru pokretljivosti nanosa na modelu i u prirodi. Teorijske osnove u vezi sa ovim sličnostima mogu se naći u knjizi [14].

Zbog izrazito velike dužine toka u odnosu na dubinu i širinu korita, rečni fizički modeli moraju biti distordovani – imaju jednu, krupniju razmeru za dubine i širine, a dugu, mnogo sitniju razmeru za dužine (razmera predstavlja odnos neke veličine u prirodi i na modelu). Da bi rezultati bili fizički realni, stepen distorzije – odnos razmera za dubinu i dužinu toka – mora biti ograničen (< 5).

Istovremeno zadovoljenje hidrauličke i psamološke sličnosti zahteva određivanje četiri osnovne razmere: za dužinu, dubinu, krupnoću i gustinu nanosa. Razmera za dužinu se usvaja shodno raspoloživom laboratorijskom prostoru, dok su preostale tri razmere međusobno zavisne i računaju se pomoću izraza koji proističu iz uslova *jednakosti Frudovog broja i Šildsovog broja u prirodi i na modelu*, čime je ispunjen uslov “Frudove sličnosti”, odnosno uslov “Šildsove sličnosti”. Kada su oba uslova *istovremeno* ispunjena, kaže se da se radi o “potpunoj sličnosti” [14].

Međusobno usklađivanje pomenute osnovne četiri razmere, uz ograničenje stepena distorzije modela, dovodi do velikih problema sa izborom materijala za pokretno dno modela. Pored prirodnog peska ili šljunka, postoji i mogućnost korišćenja veštačkih materijala (plastike, bakelita, uglja, plovućca). Međutim, korišćenje veštačkih materijala je skopčano sa praktičnim poteškoćama (količina, cena, trošnost, isplivavanje itd.).

Kada je u datim uslovima nemoguće ostvariti potpunu sličnost, svesno se može, shodno prirodi problema, “žrtvovati” jedna od dve sličnosti, ako to neće bitno uticati na rezultate modelskog ispitivanja. Tada se kaže da je model u “nepotpunoj sličnosti” [14].

Kada su pitanju veći vodotoci kod kojih vlada miran režim tečenja, za modelska ispitivanja erozionih procesa primenjuje se nepotpuna hidraulička (“kvazi Frudova”) sličnost, a puna psamološka (Šildsova) sličnost. Odstupanje

od pune Frudove sličnosti nudi mogućnost rada sa prirodnim, peščanim materijalom, pri čemu izbor krupnoće peska treba da osigura da odstupanje od pune Frudove sličnosti bude što manje. Računaju se razlike vrednosti Frudovih brojeva u prirodi (Fr_p) i na modelu (Fr_m), u apsolutnom iznosu ($|Fr_p - Fr_m|$) i relativnom iznosu:

$$\delta = |Fr_p - Fr_m| / Fr_p \times 100 (\%) \quad (24)$$

Ove razlike kvantifikuju tzv. “efekat razmere” i predstavljaju optimizacione parametre za izbor materijala na fizičkom modelu.

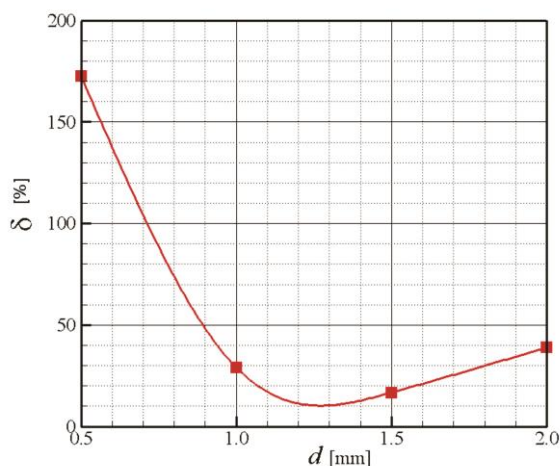
Opisana problematika se u nastavku ilustruje jednim primerom. Na Slici 17 prikazan hidraulički model na kome je ispitivana lokalna erozija oko stubova pri levoj obali mosta na Dunavu kod Beške [12].



Slika 17. Fizički model za u nedistordovanoj razmeri 1:40 koji je izgrađen u laboratoriji Instituta “Jaroslav Černi” za ispitivanje lokalne erozije dunavskog korita oko zagata novog stuba mosta u Beškoj; pored deformacije korita, snimak prikazuje i projektovani zaštitni tepih od krupnog kamena [12].

Variranjem krupnoće peščanog zrna, uspostavljena je zavisnost relativnog odstupanja vrednosti Frudovog broja u prirodi i na modelu od krupnoće zrna (Slika 18). Može se primetiti da najmanje odstupanje $\delta=10\%$ daju krupnoće

$d=1,2$ i $1,3$ mm. To praktično znači da se na modelu može koristiti dunavski pesak krupnoće $1,0-1,5$ mm da bi tačnost rezultata bila u prihvatljivim granicama ($< 30\%$).



Slika 18. Efekat razmere - odstupanje od Frudove sličnosti (δ) u zavisnosti od krupnoće pešćanog materijala na modelu (d) [12].

5. OSIGURANJE REČNOG KORITA OKO MOSTOVSKIH SUBOVA I OPORACA

5.1 Mostovski stubovi

Sistematski pregled velikog broja empirijskih obrazaca za određivanje krupnoće kamena za zaštitni tepih na rečnom dnu oko stubova dat je u literaturi [18]. Sintezni zaključak je da se svi ovi obrasci mogu svesti na *opšti bezdimenzioni* oblik:

$$d_{50}/h=(\text{const}_1/\Delta^a) Fr^b \quad (25)$$

gde je d_{50} – srednja krupnoća kamenog bloka, a $\Delta=1,56$ – njegova relativna gustina. Vrednost Frudovog broja: $Fr=V/(gh)^{1/2}$ se računa sa brzinom i dubinom na prilaznoj deonici. Vrednosti eksponenata u izrazu (25) su u većini slučajeva: $a=1$ i $b=2$, samo su vrednosti const_1 različite. Iz (25) sledi *opšti dimenzioni* oblik:

$$d_{50}=(\text{const}_2/\Delta) \cdot V^2/(2g) \quad (26)$$

Tipičan primer je poznati obrazac Izbaša (Izbash), koji se često koristi u projektovanju kamenih tepiha oko mostovskih stubova i umirujućih bazena [4]:

$$d_{50}=(0,7/\Delta) \cdot V^2/(2g) \quad (27)$$

Kod mostovskih stubova je važno da brzina V bude reprezentativna za uslove u neposrednoj blizini stuba, uključujući oblik stuba i njegov položaj. Zbog toga se

srednja profilska brzina (V) množi korekcionim faktorima: (i) za oblik stuba: $K_1=1,5$ – stubovi sa zaobljenim ivicama, $K_1=1,7$ i (ii) za položaj stuba u rečnom koritu: $K_2=0,9$ – stub blizu obale ili na prvolinijskoj deonici; $K_2=1,7$ – stub blizu matice toka ili u oštroj krivini [18].

Dno rečnog korita oko mostovskog stuba štiti se tepihom od krupnog kamena [14]. Najjednostavnija varijanta je prikazana na Slici 19.

Kameni blokovi se ugrađuju na postojeće dno ili u prethodno iskopan rov oko stuba, tako da se kruna tepiha izravna sa okolnim dnom korita (što je pogodno zbog lake inspekcije i malog uticaja na rečni tok). Nagomilavanje kamena oko stuba nije pogodno, jer remeti tok, zadržava naplav i pospešuje eroziju na rubovima tepiha.

Najmanja debljina kamenog tepiha je:

$$\delta^K=3 \cdot d_{50}. \quad (28)$$

Ukoliko su opšta erozija i lokalna erozija u mostovskom suženju veće od navedene debljine, vrednost δ^K se povećava da bi se ovi uticaji neutralisali.

U slučaju pojave dina, debljinu tepiha povećati za polovinu visine dine, ili 20 % dubine toka. Ako se kamen oko stuba ugrađuje pod vodom, debljinu tepiha povećati za 50 %.

Kameni tepih počiva na filtarskoj podlozi, pri čemu je površina te podloge manja od površine tepiha (Slika 19). Najmanja debljina filtra od šljunka ili tucanika iznosi $4 \cdot d_{50}$ filtarskog agregata i povećava se za 50% ako se filter ugrađuje pod vodom. Alternativno, za filtarsku podlogu se mogu koristiti vreće od geotekstila punjene peskom, što je pogodno za ugradnju pod vodom i omogućava efikasnije popunjavanje postojeće erozione jame.

Primer. Razmatra se zaštita mostovskog stuba kvadratnog preseka 2×2 m. Sračunata dubina erozione jame iznosi 2 m, a merodavna brzina toka, 1,8 m/s. Most se nalazi u blizini rečne matice.

Rešenje. Za $K_1=1,7$ i $K_2=1,7$ primenom obrasca (27) dobija se srednji prečnik kamena:

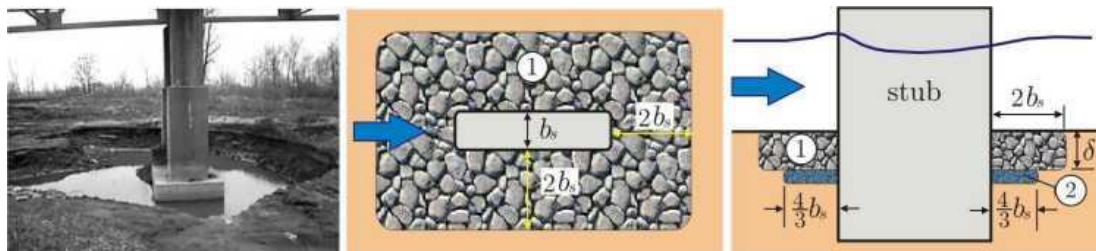
$$d_{50}=0,7(1,7 \cdot 1,7 \cdot 1,8)^2/(1,65 \cdot 2 \cdot 9,81)=0,58 \text{ m, usvojeno } 0,6 \text{ m.}$$

Najmanja debljina kamenog tepiha je: $\delta^K=3 \cdot 0,6=1,8$ m.

Usvaja se 2,0 m, a ako je ugradnja ispod vode, 3,0 m.

Najmanje odstojanje svake ivice tepiha do stuba iznosi:

$2 \times 2=4$ m, što daje najmanju potrebnu površinu tepiha od 96 m^2 i zapreminu od 192 m^3 , odnosno 288 m^3 ako se nasipa ispod vode.



Slika 19. Snimak lokalne erozije oko mostovskog stuba [3] i skica zaštite rečnog korita oko mostovskog stuba: 1- tepih od krupnog kamena; 2- filter od šljunka, tucanika, ili vreća od geotekstila punjenih peskom (prema [18]).

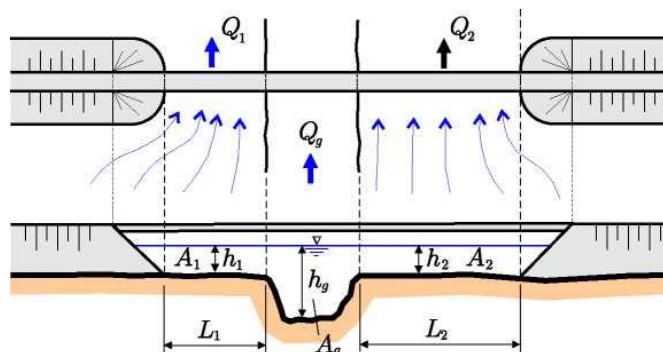
5.2 Mostovski oporci

Glavni uzrok oštećenja mostovskih oporaca je potkopavanje i/ili odnošenje tla u zaleđu pod uticajem velikih voda. Kao i kod stubova, za fundiranje oporaca važna je prognoza ukupne deformacije korita, koja obuhvata opštu i lokalnu deformaciju (eroziju). Za zaštitu dna od lokalne erozije oko oporaca često se koristi jedna varijanta Izbašove formule [18]:

$$\begin{aligned} d_{50}/h &= (K/\Delta) Fr & - \text{za } Fr = V^2/(gh) < 0,64 \\ &= (K/\Delta) Fr^{0,14} & - \text{za } Fr \geq 0,64 \end{aligned} \quad (29)$$

Korekcionni faktor K odnosi se na lokalno ubrzanje toka i intenzitet turbulencije u zavisnosti od oblika oporca; pri $Fr < 0,64$: $K = 1,02$ za vertikalni, a $0,89$ za kosi oporac; pri $Fr \geq 0,64$: $K = 0,69$ za vertikalni, a $0,61$ za kosi oporac.

Ako se koristi linijski model tečenja, računaska brzina toka V zavisi od podele protoka na glavno korito i inundacije (Slika 20).



Slika 20. Podela korita u mostovskom profilu u cilju izbora projektne brzine toka; indeksi: g – glavno korito, 1 – leva inundacija, 2 – desna inundacija; ukupni protok je: $Q = Q_1 + Q_g + Q_2$, a ukupna aktivna površina: $A = A_1 + A_g + A_2$.

Moguća su četiri slučaja (Slika 20):

- (1) $L_1/h_1 < 5, L_2/h_2 < 5$: $V = Q/A$;
- (2) $L_1/h_1 \geq 5, L_2/h_2 \geq 5$: $V = \max[(Q_1/A_1), (Q_2/A_2)]$;
- (3) $L_1/h_1 \geq 5, L_2/h_2 < 5$: $V = \max[(Q_1/A_1), (Q_g + Q_2)/(A_g + A_2)]$
- (4) $L_1/h_1 < 5, L_2/h_2 \geq 5$: $V = \max[(Q_g + Q_1)/(A_g + A_1), (Q_2/A_2)]$

(oznaka "max" – uzeti veću od dve vrednosti u zagradama).

Primer. U Tabeli 8 dati su ulazni podaci koji definišu stanje u složenom pravougaonom mostovskom profilu pri protoku $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$. Širina inundacija definisana je kao odstojanje od granica glavnog korita do mostovskih oporaca. Projektovati mere zaštite nožice oporaca.

Tabela 8. Ulazni podaci

Veličina	Inundacija 1	Glavno korito	Inundacija 2
Širina (m)	12	5	7
Protok (m^3/s)	14,5	36,6	28,9
Dubina (m)	0,8	2,8	1,8
Površina (m^2)	9,6	14	12,6
Brzina (m/s)	1,51	2,61	2,29

Rešenje. Koriste se izrazi dati na Slici 20.

Inundacija 1: $L_1/h_1=12/0,8=15 > 5$;

Inundacija 2: $L_2/h_2=7/1,8=3,89 < 5$.

Merodavna brzina - slučaj (3):

$$V = \max[(14,5/9,6), (36,6+28,9)/(14+12,6)] = \max[1,51; 2,46]=2,46 \text{ m/s.}$$

Oporac u inundaciji 1:

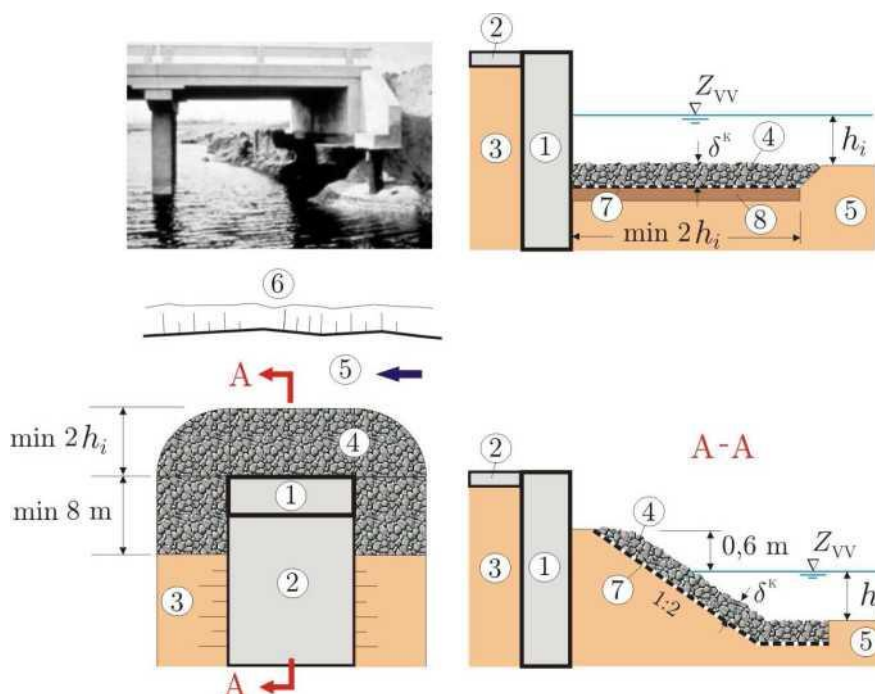
$$Fr_1=2,46^2/(9,81 \cdot 0,8) = 0,77 > 0,64;$$

$$d_{50}=0,8 \cdot 0,69 \cdot 0,77^{0,14}/1,65=0,32 \text{ m.}$$

Oporac u inundaciji 2:

$$Fr_1=2,46^2/(9,81 \cdot 1,8) = 0,34 < 0,64;$$

$$d_{50}=1,8 \cdot 1,02 \cdot 0,34/1,65=0,38 \text{ m.}$$



Slika 21. Fotografija lokalne erozije oko mostovskog oporca (obalnog stuba) [18] i skica zaštite rečnog korita oko vertikalnog i kosog oporca: 1 - oporac; 2 - prilazni put; 3 - prilazni nasip; 4 - kamena zaštita; 5 - inundacija; 6 - glavno korito; 7 - filter (pesak i šunak ili geotekstil); 8 - izravnavajući sloj (po potrebi).

LITERATURA

- [1] Briaud et al., Realtime monitoring of bridge scour using remote Monitoring technology, Texas Department of Transportation, Austin, 2010.
- [2] Bridge Scour Manual, Supplement to Austroads Guide to Bridge Technology, Part 8, Chapter 5: Bridge Scour (2018), 2019.
- [3] Bridge Scour Manual, Florida Department of Transportation, 2010.

- [4] Federal Highway Administration, Pier Scour in Clear-Water Conditions with Non-Uniform Bed Materials, FHWA-HRT-12-022, 2012.
- [5] Froehlich, D. C., Armor-Limeter Clear-Water Contraction Scour at Bridges, J. of Hydraulic Engineering, Vol. 121, No. 6, June, 1995.
- [6] Ghani, A., Mohammadour, R, Temporal variation of clear-water scour at compound abutments, Ain Shams Engineering Journal, No. 7, 1045-1052, 2016.

- [7] HEC-RAS - River Analysis System, User's Manual, USACOE, 2019.
- [8] <https://www.kurir.rs/vesti/srbija/3485649/slike-katakлизme-u-ljuboviji>
- [9] <https://cee.illinois.edu/news/research-helps-optimize-alaska-railroad-bridge>
- [10] Jahangirzadeh, A., et al., Experimental and Numerical Investigation of the Effect of Different Shapes of Collars on the Reduction of Scour around a Single Bridge Pier, PLOS ONE, June 2014, Vol. 9, Issue 6, 2014.
- [11] Jovanović, M., Jedan primer korišćenja savremenih numeričkih alata u projektovanju i održavanju rečnih regulacionih građevina, VODOPRIVREDA, 0350-0519, Vol. 48 (2016) No. 279-281 p.
- [12] Jovanović, M., Hidrauličko modeliranje u nepotpunoj sličnosti erozije rečnog korita oko mostovskih stubova, VODOPRIVREDA, 0350-0519, 41(2009) 240-242, p. 97-102.
- [13] Jovanović, M., Ocena rizika od erozije rečnog korita oko mostovskih stubova, VODOPRIVREDA 0350-0519, 38 (2006) 222-224 p.
- [14] Jovanović, M., Regulacija reka -- rečna hidraulika i morfologija, Građevinski fakultet, Beograd, 2008.
- [15] Jovanović, M., Hidraulika protočnih cevastih napera, rad u pripremi.
- [16] Julien, P.Y., River Mechanics, Cambridge University Press, Cambridge, NY, 2002.
- [17] Kothyari et al., Temporal variation of scour around circular bridge piers, J. Hydraulic Eng. ASCE, 118(8), 1091-1106, 1992.
- [18] Lagasse, P.F. et al, Riprap Design Criteria, Recommended Specifications, and Quality Control, HCHRP - National Cooperative Highway Research Program, Report 568, 2006.
- [19] Lança, R.M. et al., Clear-water scour at comparatively large cylindrical piers, J. Hydraulic Eng. ASCE, 139(11), 1117-1125, 2013.
- [20] Lee, O., Sturm, W., Effect of sediment size scaling on physical modeling of bridge pier scour, ASCE, 135(10), 793-802, 2009.
- [21] Melville, B.W., The physics of local scour at bridge piers, Fourth International Conference on Scour and Erosion, Tokyo, 2008.
- [22] Melville, B.W., Pier and Abutment Scour: Integrated approach, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 2, February, 1997.
- [23] Melville, B.W., Design Method for Local Scour at Bridge Piers, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 10, October, 1988.
- [24] Monti, R., Flow visualizations of the horseshoe vortex around a bridge pier, Journal Terr@A, Hydraulic Research Centre for the Environment, Politecnico di Milano, No. 5, 2001.
- [25] Opštinska dokumentacija
- [26] RMA2 WES, User's Guide, USACOE, WexTech Systems, New York, 1997.
- [27] Tanasić, N., Upravljanje armiranobetonskim mostovima u kontekstu njihove ugroženosti lokalnom erozijom rečnog dna, doktorska disertacija, Građevinski fakultet, Beograd, 2015.
- [28] Telemac Modelling System, Telemac2D and Telemac3D documentation, www.opentelemac.or

LOCAL SCOUR OF THE RIVER CHANNEL
AS THE MAIN CAUSE FOR INSTABILITY OF BRIDGE STRUCTURES

by

Dr Miodrag JOVANOVIĆ
mjovanov@grf.bg.ac.rs

Summary

This article presents the synthesis of some earlier papers which the author has published on the topic of scour around bridge piers and abutments. An overview of the empirical approach in scour estimation is included, as well as the measures for river bed protection around bridge piers and abutments. The physical aspects of the scour process is

described. The application of mathematical and physical (hydraulic) models is presented through some illustrative examples, and limitation of these models is discussed.

Key words: bridges, local scour, bridge piers, abutments, empirical methods, mathematical models, physical models.