

TECHNICKÉ OPATRENIA –
SÚČASŤ PROTIPOVODŇOVEJ OCHRANY BRATISLAVY

Emília Bednárová, Danko Grambličková

Retenčné nádrže, poldre, ochranné hrádze - stavby protipovodňovej ochrany, patria do skupiny hydrotechnických stavieb, ktorých navrhovanie nových, prípadne rekonštrukcie existujúcich predstavujú mimoriadne zložitý problém. Zvláštne postavenie medzi nimi majú líniové stavby protipovodňovej ochrany, t.j. ochranné hrádze, príp. v intravilánoch miest a obcí protipovodňové múriky. V predkladanom článku prezentujeme poznatky a skúsenosti, súvisiace s riešením projektu protipovodňovej ochrany Bratislavy. Jednou z jeho súčastí bola optimalizácia návrhu ochrany podlažia protipovodňového múrika medzi mostom SNP a prístavom. Numerickým modelovaním MKP, pomocou parametrickej štúdie sa hľadala forma utesnenia podlažia tak, aby sa minimalizovalo riziko porušenia filtračnej stability zemin v dotknutom prostredí a eliminovali priesaky do chránenej oblasti. Vzhľadom na fyzikálnu podstatu javu bola úloha riešená ako nestacionárny jav. Pri rešpektovaní kritérií na filtračnú stabilitu, pri existujúcej geologickej skladbe prostredia a hydrodynamickom namáhaní pri $Q_{1000} = 13\,500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ po dobu 12 dní bola hĺbka preinjektovania prostredia medzi pilótami navrhnutá na 5 m. Pri celkovej hĺbke pilót 12,5 m sa takto stanovenou hĺbkou preinjektovania dosiahla redukcia hydraulických gradientov v jej podlaží na požadovanú úroveň. Súčasne výpočty preukázali aj elimináciu priesakov podlažím konštrukčnej steny.

KEÚČOVÉ SLOVÁ: protipovodňová ochrana, rizikové factory, filtračná stabilita, vnútorná sufózia, priesak

TECHNICAL MEASURES – PART OF THE FLOOD PROTECTION OF BRATISLAVA. To the group of hydrotechnical structures belong flood pools, dry retention reservoir, flood dikes and other flood control structures. These hydrotechnical structures design of new or restoration of existing structures represent an extremely complex problem. Special position among them represent the flood protection line structure, i.e. flood dikes or flood control walls in residential areas of towns and villages. In the proposed article, we present knowledge and experience related to the solutions of the flood protection design of Bratislava. One of their components was the design optimisation for subsoil protection of the flood wall between the bridge SNP and the harbour. We searched for the best option to seal the subsoil by parametric studies by using numerical modelling FEM to minimize the risk of exceeding filtration stability criteria in the adjacent environment and to eliminate seepage to the protected area. Due to the physical nature of the phenomenon, the problem was considered as transient phenomenon. Between piles was designed 5 m deep grouting respecting the criteria of the filtration stability for the geological composition of the environment and hydrodynamic loading at $Q_{1000} = 13\,500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ for 12 days. There was achieved reduction of hydraulic gradients to the required level at total depth of the piles 12.5 m and grouting depth determined by using numerical modelling. Current calculations also proved elimination of seepage through structural wall subsoil.

KEY WORDS: flood control, risk factors, filtration stability, internal suffusion, seepage

Úvod

Prvé zmienky o výstavbe protipovodňových opatrení pozdĺž Dunaja na území Slovenska pochádzajú z 13. storočia. Tieto líniové stavby – ochranné hrádze a protipovodňové múriky – sa od tých čias podľa potrieb nad-

vyšovali, rozširovali, spevňovali, rekonštruovali, príp. pri havárii obnovovali. V tab. 1 sú pre ilustráciu uvedené údaje o povodňových prietokoch v Bratislave za ostatných cca 100 rokov. Z nich katastrofálne škody spôsobila predovšetkým povodeň v roku 1965, keď takmer trojmesačnému zaťaženiu neodolali ochranné

hrádze pri Sape a Čičove. Po ich havárii bolo zaplavených 100 000 ha pôdy, úplne zničených 4000 domov, poškodených 6200 domov. Spôsobené škody dosiahli v prepočte viac ako 900 mil. €.

K výraznému zlepšeniu v protipovodňovej ochrane Dunaja na našom území pod Bratislavou došlo po povodni v roku 1965 a neskôr po roku 1997, keď bola vykonaná rozsiahla sanácia ochranných hrádzi pod VD Gabčíkovo. Bratislava zaznamenala kvalitatívnu zmenu v ochrane pred povodňami realizáciou súboru technických opatrení v rámci projektu, ktorý bol spolufinancovaný s prostriedkov Európskej únie ako súčasť programu štátov Európskeho spoločenstva o trvalo udržateľnej ochrane pred povodňami. Konceptne bol projekt rozdelený do ôsmich aktivít. Jednou z nich bola aj optimalizácia protipovodňových múrikov a ochrany ich podlažia na ľavom brehu Dunaja, medzi Novým a Starým mostom (obr. 1). V rámci projektu sa realizovala ich kompletná rekonštrukcia, spočívajúca vo výmene pôvodných betónových múrikov za nové, vo výstavbe konštrukčnej steny v ich podlaží a v ich doplnení mobilným hradením. Bezpečnosť navrhovaných protipovodňových opatrení a miera ich spoľahlivosti sa analyzovala za predpokladu ich hydrodynamického zaťaženia hladinou v Dunaji pri $Q_{1000} = 13\,500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ pri

dĺžke trvania 12 dní.

Metodický postup riešenia

Predmetom skúmania v prípade navrhovanej rekonštrukcie protipovodňových opatrení bolo riziko porušenia filtračnej stability zemín v podlaží konštrukčnej steny a analýza priesakov do chránenej nábrežnej zóny v Bratislave. Vo väzbe na krátkodobé hydrodynamické namáhanie bolo treba úlohu riešiť ako nestacionárny filtračný pohyb podzemných a priesakových vôd podlažím navrhovaných protipovodňových opatrení pri zohľadnení jestvujúcej geologickej skladby dotknutého prostredia a zadaných hydrologických podkladov (Q_{1000}). Vzhľadom na rozdielnu lokálnu geologickú skladbu prostredia i morfológiu priľahlého územia bol úsek medzi mostom SNP a Starým mostom rozdelený polohou prístavu na dva úseky. V úseku medzi mostom SNP a prístavom bola primárnym problémom minimalizácia rizika porušenia filtračnej stability zemín v podlaží konštrukčnej steny a v úseku medzi prístavom a Starým mostom to bola najmä eliminácia priesakov do chránenej oblasti. Predkladaný príspevok ilustruje výsledky optimalizácie protipovodňových opatrení v úseku medzi Mostom SNP a prístavom.

Tabuľka 1. Údaje o povodňových prietokoch na Dunaji zaznamenané v Bratislave
Table 1. Data on flood flow rates recorded on the Danube River in Bratislava

Rok	Prietok ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)	Hladina vody pri kulminácii (cm)	Rok	Prietok ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)	Hladina vody pri kulminácii (cm)
1899	10 870	???	1981	7 686	795
1920	8 616	882	1985	7 650	778
1923	8 695	886	1991	9 430	859
1926	7 810	796	marec 2002	8 474	869
1954	10 400	984	august 2002	10 380	991
1959	7 315	806	2006	8 050	792
1965	9 224	917	2013	10 641	1034
1975	8 715	888			



Obr. 1. Úsek realizácie protipovodňovej ochrany v Bratislave.

Fig. 1. Section of the flood protection implementation in Bratislava.

K analýze vývoja filtračného pohybu podloží ochranného múrika bola použitá numerická metóda konečných prvkov (ďalej MKP). Matematické riešenia filtračných úloh nestacionárneho prúdenia vyplývajú z rovnice continuity a Darcyho filtračného zákona. Priestorové numerické riešenia sú veľmi náročné z hľadiska tvorby samotného modelu ako i časových nárokov na výpočtový čas, s dopadom hlavne pri alternatívnych riešeniach. Preto sa často pri stavbách liniového charakteru nahrádzajú riešeniami v horizontálnej a vertikálnej rovine. Pri aproximácii rovinným modelom riešenie vyplýva z rovnice:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x b \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y b \frac{\partial h}{\partial y} \right) = (S_v + b S_s) \cdot \frac{\partial h}{\partial t} - Q \quad (1)$$

kde

h – je piezometrická výška (m),

k_x, k_y – súčinitele filtrácie v smere osí x, y ($m \cdot s^{-1}$),

t – čas (s),

S_s – špecifická zásobnosť (m^{-1}),

Q – prítok resp. odtok ($m \cdot s^{-1}$),

b (m) – je hrúbka priepustnej vrstvy pri tlakovom prúdení.

Pri prúdení s voľnou hladinou je S_v koeficient zásobnosti voľnej hladiny a b je hrúbka saturovanej priepustnej vrstvy. K riešeniu filtračných úloh nestacionárneho prúdenia bol aplikovaný program SEFTRANS. Vzhľadom na širokú variabilitu vstupných údajov, spätých s reálnou geologickou skladbou dotknutého prostredia bola k optimalizácii navrhovaných protipovodňových opatrení aplikovaná metóda parametrických štúdií. Okrajové podmienky boli stanovené tak, aby v plnej miere rešpektovali fyzikálnu podstatu javu. Štatistický prístup nemohol byť vzhľadom na málo reprezentatívny súbor vstupných údajov – najmä koeficientov filtrácie skúmaného horni-

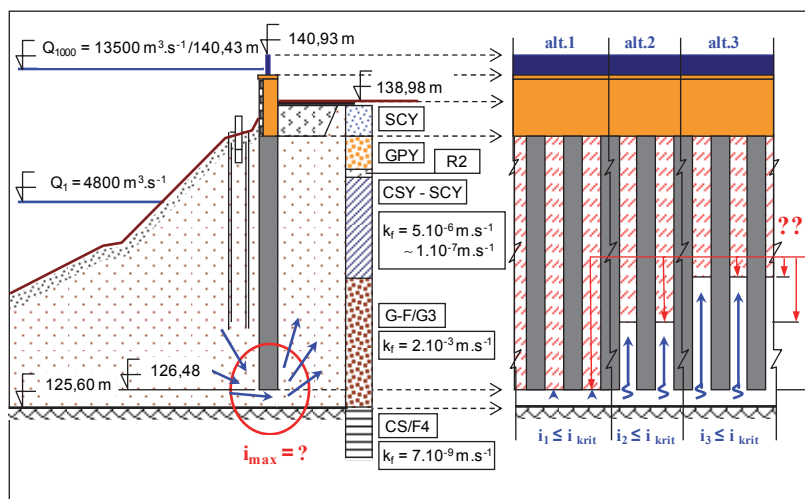
nového prostredia – pri riešení predmetných úloh uplatnený.

Výsledky riešenia

Predmetom riešenia je optimalizácia návrhu konštrukčnej pilótovej steny v podloží protipovodňového múrika medzi mostom SNP a prístavom. Projektovaná hĺbka konštrukčnej pilótovej steny 12,5 m pod úroveň jestvujúceho terénu bola v rámci statických výpočtov determinovaná aj požiadavkou magistrátu vybudovať tu v budúcnosti promenádu nad hladinou Dunaja. Konštrukčná pilótová stena s preinjektovanými medzipilótovými zónami má tak plniť funkciu statickú aj tesniacu. Prostredie medzi pilótami bolo preto treba utesniť injektážou, aby sa minimalizovali priesaky podloží protipovodňových múrikov do chránenej oblasti.

Skúmaný úsek sa vyznačuje bezprostredným kontaktom nábrežného protipovodňového múrika s korytom Dunaja. Úroveň povrchu terénu medzi mostom SNP a prístavom sa nachádza na kóte okolo 138 m n.m. – 139 m n.m. Hĺbka neogénu sa podľa inžiniersko-geologického prieskumu pohybuje okolo kóty 125,60 m n.m. Geologická skladba podložia v danom profile je v povrchových vrstvách poznamenaná antropogénnou činnosťou. Do hĺbky cca 3,5 m bol preukázaný výskyt rôznych priepustných materiálov z terénnych úprav, hlbšie sú navážky zo stavebných úprav nábrežia, ktoré majú charakter ílu piesčitého so koeficientom filtrácie $k_f = 1 \cdot 10^{-7} m \cdot s^{-1}$ až $5 \cdot 10^{-6} m \cdot s^{-1}$. Ich mocnosť je okolo 3,3 m. Pod nimi sú štrky s prímiesami jemnozrnnej zeminy so koeficientom filtrácie $k_f = 2 \cdot 10^{-3} m \cdot s^{-1}$, ktoré siahajú do hĺbky cca 13,6 m, t.j. po úroveň 125,60 m n.m. (obr. 2, tab. 2).

Na margo hodnôt koeficientov filtrácie zemín v podloží protipovodňového múrika treba poznamenať, že v rámci inžiniersko-geologického prieskumu boli ich hodnoty rôznorodé.



Obr. 2. Schéma riešenia filtračných problémov v podloží konštrukčnej steny.

Fig. 2. Solution Scheme of filtration problems in the subsoil of the structural wall.

Tabuľka 2. Hodnoty koeficientov filtrácie zemín v skúmanej oblasti
Table 2. The value of the coefficients of permeability in the area of interest

Zemina	Koeficient filtrácie k_f (m.s^{-1})		Zemina	Koeficient filtrácie k_f (m.s^{-1})	
	Rozptyl I-G prieskum	Uvažovaný vo výpočtoch		Rozptyl I-G prieskum	uvažovaný vo výpočtoch
SCY	1 až $8 \cdot 10^{-5}$	$8 \cdot 10^{-5}$	G-F	$4 \cdot 10^{-3}$ až $1 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-3}$
GPY	$2 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	CS	$4 \cdot 10^{-5}$ až $7 \cdot 10^{-9}$	$1 \cdot 10^{-7}$
CSY	$5 \cdot 10^{-6}$ až $1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$ – $5 \cdot 10^{-6}$			

Z hľadiska posúdenia vplyvu extrémneho hydrodynamického namáhania boli vo výpočtoch zohľadnené hodnoty odporúčané v záveroch inžinierskogeologického prieskumu. Vzhľadom na významnú funkciu málo priepustných navážok (CS), tvoriacich tzv. „hydrogeologický strop“, nachádzajúci sa v skúmanom prostredí nad vodonosnou vrstvou kvartérnych sedimentov (G-F) bol koeficient filtrácie týchto zemín v analýze filtračného režimu zohľadnený v dvoch alternatívach takto: $k_f = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ a $5 \cdot 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ (tab.2).

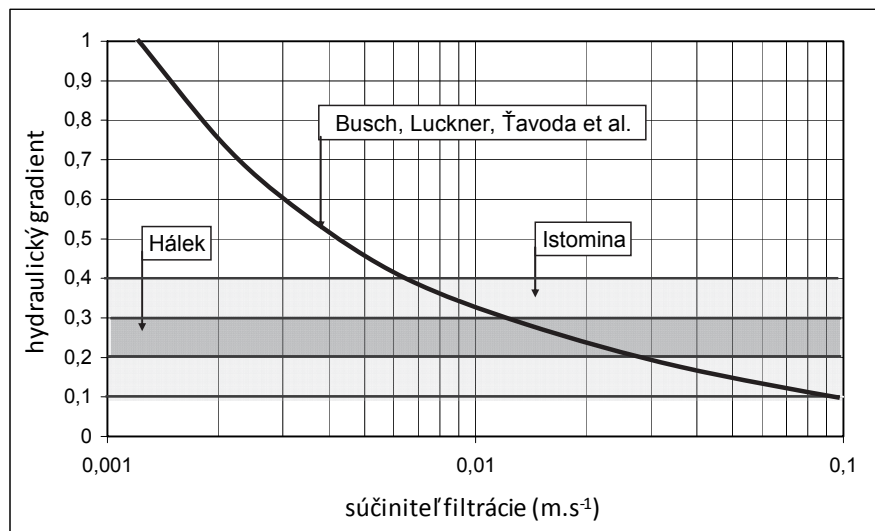
Vzhľadom na charakter geologickej skladby skúmaného prostredia a výšku vzdutia hladiny vody v Dunaji pri Q_{1000} bola z hľadiska rizikových faktorov navrhovaných protipovodňových opatrení dominantná problematika vnútornej sufózie. Riziko prelomenia pokryvných vrstiev vztlakom bolo v takýchto geologických, morfológických a hydrologických podmienkach bezpredmetné. Podiel na eliminácii tohto rizika mala predovšetkým skladba povrchových pokryvných antropogénnych vrstiev – CSY – SCY o mocnosti od cca 3,5 m do cca 8 m. Závažným rizikovým faktorom realizácie protipovodňových opatrení na tomto chránenom úseku bolo porušenie filtračnej stability štrkovitých zemín v podloží konštrukčnej pilótnej steny. Pozornosť bola venovaná aj riziku zaplavenia chráneného územia v dôsledku priesakov podloží protipovodňového múrika pri uvažovanej dĺžke trvania Q_{1000} (12 dní).

Pri analýze rizika porušenia filtračnej stability je dôležité stanoviť kritériá, ktoré by nemali byť prekročené. Riziko výskytu vnútornej sufózie (štruktúrnej erózie) je pri existujúcom hydrodynamickom namáhaní determinované zrnitosťou zložením tak štrkovitých, ako aj piesčitých zemín, nachádzajúcich sa v skúmanej oblasti. O dunajských štrkoch je všeobecne známe, že sú náchylné na sufóziu. V takom prípade je zrejmé, že pri numerickej analýze skúmania vplyvu priesakov na bezpečnosť konštrukcie a jej podložia treba starostlivo sledovať najmä vývoj filtračných rýchlostí, resp. hydraulických gradientov, ktoré sú z hľadiska posudzovania filtračnej stability na vnútornú sufóziu smerodajné. Pre podmienky štrkovitých zemín, nachádzajúcich sa v podloží dunajských hrádzi sú z literatúry známe viaceré kritériá. Tak napr. podľa Hullu (1997), možno stanoviť hranice kritických filtračných rýchlostí, zohľadňujúce predpoklady rôznych empirických vzťahov (Busch, Ťavoda, Sichardt, Minc, Vodgeo, a i.) v závislosti od koeficienta filtrácie (obr. 3).

Prísnejšie kritéria pre posudzovanie filtračnej stability zemín odporúča Hálek (1967). Podľa neho je kritický hydraulický gradient pre dunajské štrky cca 0,2 – 0,3. V podobných dimenziách ($i_{\text{krit}} = 0,1$ až 0,4) sú kritériá, odporúčané pre inžiniersku prax Istominou (Goldin, Rasskazov, 1992). Pri rešpektovaní hodnoty koeficienta filtrácie zemín v podloží konštrukčnej steny okolo $k_f \approx 2 \cdot 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$ je zrejmé, že rozsah kritických hydraulických gradientov sa pohybuje v rozmedzí od 0,1 do 0,75 (obr. 3). S ohľadom na hĺbku kumulácie maximálnej intenzity filtračného pohybu (12,5 m pod povrchom terénu) a geologickú skladbu podložia, (výskyt tzv. „hydrogeologického stropu“), ako aj obmedzené podmienky transportu jemnozrnných častíc do okolitého prostredia, bez možnosti ich vyplavenia na povrch terénu, bolo pre vnútornú sufóziu odporúčané kritérium $i_{\text{krit}} = 0,75$.

S cieľom analyzovať vplyv hĺbky konštrukčnej steny (h_t) na intenzitu filtračného pohybu v jej podloží boli výpočty zamerané na prešetrenie závislosti $i = f(h_t, t)$. Časový faktor (t) bol orientovaný na počiatočné štádium dosiahnutia zaťažovacieho stavu, kedy je intenzita filtračného pohybu maximálna. Výsledky výpočtov, dokumentované v tab. 3. získané programom SEFTRANS potvrdili, že v prípade návrhu hĺbky konštrukčnej steny 12,5 m pod terénom existuje v jej podloží krátkodobé riziko vzniku vnútornej sufózie v dĺžke trvania cca 4,5 hod. (obr. 4).

Hĺbka konštrukčnej steny, pozostávajúcej z pilót a preinjektovaného medzipilótového prostredia, sa odvíja nielen z filtračných, ale aj zo statických výpočtov. Je zrejmé, že skrátenie jej statickej časti – pilót – je v prípade potreby redukcie intenzity filtračného pohybu nereálne. Riziko porušenia filtračnej stability bolo preto možné redukovať iba skrátením tesniacej časti konštrukčnej steny, t.j. hĺbky preinjektovania medzipilótového priestoru. Podľa dokladovaných výsledkov riešenia vyplynulo, že priestor pod dolným koncom konštrukčnej steny nebude vystavený riziku vnútornej sufózie vtedy, ak jej fiktívna hĺbka bude skrátená o cca 2,5 m. Pri vzájomnom pomere preinjektovanej plochy k ploche pilót 1:1 sa zmiernenie hydraulického gradientu v podloží konštrukčnej steny na požadovanú úroveň dosiahlo skrátením utesnenia medzipilótového priestoru o 5 m, t.j. cca pod dolnú hranicu tzv. „hydrogeologického stropu“. Splnenie týchto odporúčaní vytvorilo predpoklad, že riziko porušenia filtračnej stability zemín v podloží konštrukčnej steny bude eliminované.



Obr. 3. Kritériá pre filtračnú stabilitu.

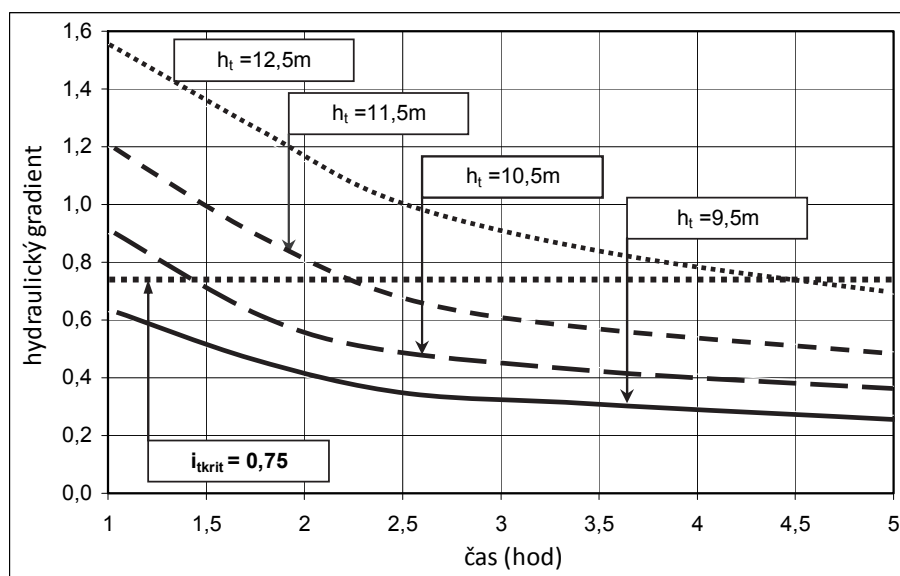
Fig. 3. The criteria for the filtration stability.

Tabuľka 3. Hydraulické gradienty v podloží konštrukčnej steny

Table 3. Hydraulic gradients in the structural wall subsoil

Hĺbka steny h_t (m)	t = 1 hodina		t = 2 hodiny		t = 3 hodiny		t = 5 hodín	
	i_x	i_z	i_x	i_z	i_x	i_z	i_x	i_z
12,5	1,55	0,135	1,14	0,165	0,9	0,025	0,685	0,12
	1,555		1,15		0,90		0,69	
11,5	1,2	0,095	0,8	0,095	0,6	0,0935	0,48	0,08
	1,20		0,80		0,61		0,49	
10,5	0,9	0,00425	0,55	0,055	0,455	0,06	0,3625	0,0575
	0,90		0,55		0,46		0,37	
9,5	0,63	0,045	0,405	0,028	0,33	0,037	0,27	0,0365
	0,63		0,404		0,33		0,27	

Hydraulické gradienty, ktoré nevyhovujú stanovenému kritériu $i_{krit} = 0,75$ sú v tabuľke zvýraznené



Obr. 4. Vplyv hĺbky konštrukčnej steny na zmeny hydraulických gradientov.

Fig. 4. The impact of depth of the structural wall on changes in hydraulic gradients values.

Dôležitou súčasťou konštrukčnej steny v podloží protipovodňového múrika je aj ochrana príľahlého územia Bratislavy pred záplavami v čase výskytu extrémnych povodňových prietokov. Kým problematika, spojená so skúmaním vývoja intenzity filtračného pohybu bola orientovaná na počiatkové štádium nástupu povodňových prietokov, riziko priesakov narastá s dĺžkou trvania povodňových prietokov. Preto bola vo výpočtoch pozornosť upriamená na dĺžku ich trvania 12 dní. Skúmané boli 3 varianty riešenia, zohľadňujúce:

- možnú geologickú skladbu prostredia (pri rešpektovaní dvoch alternatív priepustnosti zemín, vytvárajúcich tzv. „hydrogeologický strop“ v súlade s tab. 1)
- utesnenie medzipilótového prostredia do hĺbky (h_t) cca 4 m, t.j. zaviazanie tesniaceho prvku do „hydrogeologického stropu“, resp. do hĺbky (h_t) cca 8 m, t.j. utesnenie zemín tvoriacich tzv. „hydrogeologický strop“ v prípade, že ich koeficient filtrácie (k_{fCSY}) je $5.10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$.

Základné parametre riešených variantov boli:

Variant 1:	$k_{fCSY} = 5.10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$	$h_t = 4 \text{ m}$
Variant 2:	$k_{fCSY} = 5.10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$	$h_t = 8 \text{ m}$
Variant 3:	$k_{fCSY} = 1.10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$	$h_t = 4 \text{ m}$

V tabuľke 4 je dokumentovaný vývoj priesakovej hladiny v čase trvania 12 dní.

Z výsledkov v tabuľke 4 vyplýva, že v jestvujúcej geologickej a morfolologickej skladbe skúmaného prostredia nebolo ani v jednom z variantov riešenia preukázané riziko presakovania vody na povrch terénu. Príľahlá oblasť nábrežia Bratislavy medzi Novým mostom a prístavom nebolo treba zabezpečiť drenážnym systémom. Výsledky riešenia boli pri realizácii konštrukčnej pilótovej steny na úseku medzi mostom SNP a prístavom akceptované. Skúsenosti pri výskyte povodňových prietokov v roku 2013, pri $Q_{pov} = 10\,641 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ ($Q_{100} = 11\,000 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$) čiastočne overili správnosť tohto návrhu (obr. 5).

Záver

Štatistiky porúch a havárií protipovodňových opatrení signalizujú, že ich najčastejšou príčinou je porušenie filtračnej stability. Preto je nevyhnutné tomuto nebezpečnému javu venovať mimoriadnu pozornosť. V predkladanom príspevku sú prezentované poznatky a skúsenosti z riešenia ochrany podloží protipovodňového múrika medzi Mostom SNP a prístavom. Predmetom riešenia bola optimalizácia utesnenia medzipilótového priestoru konštrukčnej steny v jeho podloží. Účelom stanovenia optimálnej hĺbky injektáže bola eliminácia priesakov podloží konštrukcie do chránenej oblasti a minimalizácia rizika porušenia filtračnej stability štrkovitých zemín v podloží pilótovej steny.

Tabuľka 4. Vývoj vztlakov a hladín v skúmanej oblasti

Table 4. The uplift development and water levels in the area of interest

Poloha bodu		Variant 1		Variant 2		Variant 3	
H - terén (m n.m.)	L (m)	vztlak (m n.m.)	hladina (m n.m.)	vztlak (m n.m.)	hladina (m n.m.)	vztlak (m n.m.)	hladina (m n.m.)
138,98	0,4	140,17	138,60	140,13	138,50	139,71	131,62
138,98	4,0	140,06	138,55	139,92	138,48	139,39	131,63
138,98	8,0	139,95	138,50	139,92	138,45	139,05	131,63
138,78	12,0	139,84	138,50	139,81	138,45	138,70	131,62
138,78	30,0	139,39	138,50	139,36	138,42	137,23	131,61



Obr. 5. Realizácia protipovodňových opatrení a ich overenie pri povodňových prietokoch v roku 2013.

Fig. 5. The implementation of flood control measures and their examination during the flood flows in 2013.

K riešeniu sa využilo numerické modelovanie MKP programom SEFTRANS. Vzhľadom na fyzikálnu podstatu javu bola úloha riešená ako nestacionárny jav. Pri rešpektovaní kritérií na filtračnú stabilitu, pri existujúcej geologickej skladbe prostredia a hydrodynamickom namáhaní pri $Q_{1000} = 13\,500\text{ m}^3\text{s}^{-1}$ po dobu 12 dní bola hĺbka preinjektovania prostredia medzi pilótami navrhnutá na 5 m. Pri celkovej hĺbke pilót 12,5 m sa takto stanovenou hĺbkou preinjektovania dosiahla redukcia hydraulických gradientov v jej podloží na požadovanú úroveň. Súčasne výpočty preukázali aj elimináciu prietokov podloží konštrukčnej steny. Povodňové prietoky v roku 2013 ($Q = 10\,641\text{ m}^3\text{s}^{-1}$) sčasti potvrdili, že parametre konštrukčnej steny v podloží protipovodňového múrika v úseku medzi Mostom SNP a prístavom boli stanovené správne.

Podakovanie

Tento dokument je podiel grantového projektu VEGA 1/0452/17 financovaného vedeckú grantovej agentúry

Ministerstva školstva, vedy, výskumu a športu Slovenskej republiky

Literatúra

- Bednarová, E., Grambličková, D. (2007): Flood protection of Bratislava. Activity II: New Bridge – Old Bridge. Effect of cut-off wall in the subsoil of bank wall on filtration regime in adjacent riverside zone of Bratislava. Faculty of Civil Engineering STU, Bratislava, pp. 39
- Goldin, A.L., Rasskazov, N. (1992): Design of earth dams. Balkema, Rotterdam, 328 pp.
- Hálek, V. (1967): Some questions of hydraulics of the flood dykes subsoil in Poddunajská nížina. In: Vodohospodársky časopis. Vol. 15, No. 4.
- Hulla, J. (1997): Seeping of underground water under left bank flood dyke of Danube in section Sap – Čičov. Faculty of Civil Engineering STU, Bratislava, 114.
- SEFTRANS (1996): A Simple and Efficient Two – Dimensional Groundwater Flow and Transport Model. Oxford Geotechnica International. Oxford, Durham, Prague, Dublin, 1996.

TECHNICAL MEASURES – PART OF THE FLOOD PROTECTION OF BRATISLAVA

In addition to the flood control reservoirs and dry retention reservoirs, part of the flood control structures are flood dikes and flood control walls. This type of technical measures were carried out in the framework of the flood control design of Bratislava. Conceptually, the design was divided into eight activities. One of them was also optimisation of the flood control walls and the protection of their subsoil on the left bank of the Danube between the bridge SNP and the harbour. Enhancement of flood protection in the area of interest consisted of replacing the original concrete walls for new ones, then design and construction of the wall in their subsoil and addition of mobile barriers. It was analysed the safety of the designed flood control measures and the degree of their reliability provided their hydrodynamic load by water level in the Danube River at $Q_{1000} = 13\,500\text{ m}^3\text{s}^{-1}$, with duration of 12 days. The subject of the investigation was the structural pile wall in the subsoil of the flood control wall. Designed depth of the pile wall of 12.5 m below the ground level was determined with respect to the requirements to

build here a promenade above the Danube water level in the future. In order to fulfil its function, environment between piles had to be sealed by grouting. Subject of the examination was design of the grouting depth to eliminate seepage through the subsoil of the structure to the protected area and to minimize the risk of breaking filtration stability of gravel soils. The task was solved by applying numerical modelling – FEM, software SEFTRANS. Due to the physical nature of the phenomenon, the problem was considered as transient phenomenon. Between piles was designed 5 m deep grouting respecting the criteria of the filtration stability for the geological composition of the environment and hydrodynamic loading at $Q_{1000} = 13\,500\text{ m}^3\text{s}^{-1}$ for 12 days. There was achieved reduction of hydraulic gradients to the required level at total depth of the piles 12.5 m and grouting depth determined by using numerical modelling. Current calculations also proved elimination of seepage through structural wall subsoil. Experiences verified the correctness of this design at occurred flood flows in 2013 ($Q = 10\,641\text{ m}^3\text{s}^{-1}$).

prof. Ing. Emília Bednárová, PhD.
RNDr. Danka Grambličková, PhD.
Stavebná fakulta STU
Radlinského 11
810 05 Bratislava
Tel.: +4212 59274 675
E-mail: emilia.bednarova.stuba.sk