

Povodí Ohře, státní podnik
Český přehradní výbor, z. s.

XXXVII. PD 2022

XXXVII. PŘEHRADNÍ DNY 2022	13.–15. ČERVNA 2022 NESUCHYNĚ
-------------------------------	----------------------------------

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

SWAZEK 2

MEZINÁRODNÍ KONFERENCE XXXVII. PŘEHRADNÍ DNY 2022 NESUCHYŇ, 13.–15. ČERVNA 2022

Odborná témata konference:

- 1) Potápěčské práce pro údržbu, rekonstrukce a řešení zvláštních situací na vodních dílech.
- 2) Možnosti posílení akumulace vody v povodích – nové nádrže, zvětšování zásobních objemů a přestavba suchých nádrží.
- 3) Úloha státních finančních zdrojů v oblasti rekonstrukcí a výstavby vodních děl na tocích.
- 4) Využití technických inovací a adaptačních postupů na klimatickou změnu v oblasti navrhování přehrad, TBD a při zvládání poruch a kritických situací.
- 5) Různé otázky výstavby, provozu a rekonstrukcí vodních děl.

Publikace XXXVII. Přehradní dny 2022 je rozdělena do tří svazků:

- Svazek 1 – příspěvky k tématům 1, 2 a 3
- Svazek 2 – příspěvky k tématům 4 a 5
- Svazek 3 – příspěvky z 27. kongresu ICOLD 2022, Francie, Marseille

Editor: Milan Zukal
Název díla: XXXVII. Přehradní dny 2022
Tel.: 224 354 643
Tisk: Tiskárna AKORD Chomutov, s.r.o.
Adresa tiskárny: Na Příkopech 901/3, 430 01 Chomutov
Počet stran: 186
Náklad: 90 výtisků
Pořadí vydání: 1.

Vydalo České vysoké učení technické v Praze, zpracovala Fakulta stavební

Kontaktní adresa: Fakulta stavební ČVUT v Praze
Katedra hydrotechniky
Thákurova 2077/7
166 29 Praha 6 – Dejvice



**FAKULTA
STAVEBNÍ
ČVUT V PRAZE**

ISBN 978-80-01-07003-1

ISBN 978-80-01-07001-7 (soubor)

ISBN 978-80-01-07002-4 (1. sv.)

ISBN 978-80-01-07004-8 (3. sv.)

ZÁŠTITA

Mezinárodní konference „XXXVII. Přehradní dny 2022“ se koná pod záštitou

ministra zemědělství
Zdeňka Nekuly



MINISTERSTVO ZEMĚDĚLSTVÍ

a hejtmána Ústeckého kraje
Ing. Jana Schillera



Ústecký kraj

SPONZOŘI KONFERENCE



OBSAH – SVAZEK 2

TÉMA 4

**Využití technických inovací a adaptačních postupů
na klimatickou změnu v oblasti navrhování přehrad,
TBD a při zvládání poruch a kritických situací****NÁDRŽ VELKÁ DOMAŠA V SPEKTRE KLIMATICKÝCH ZMIEN**Emília Bednárová, Juraj Škvarka, Marian Miščík, Ľubomír Uhorščák,
Ladislav Fabian

6

**VYUŽITIE PROGRESÍVNYCH MATERIÁLOV A TECHNOLOGIÍ PRI SANÁCII PORÚCH
BETÓNOVÉHO TESNENIA DERIVAČNÉHO KANÁLA KASKÁDY VS KRPEĽANY-
SUČANY-LIPOVEC**

Marián Caban, Štefan Repa

14

**VS HRIČOV, STABILIZÁCIA VÝVARU, PODHATIA A PILIEROV HATE A ZHODNOTENIE
OPRÁV NA ENERGETICKOM KANÁLY HRIČOV – MIKŠOVÁ – POVAŽSKÁ BYSTRICA**

Dušan Fejer, Peter Magula

19

VYUŽITÍ METODIKY BIM U HYDROTECHNICKÝCH STAVEB

Michal Havlát, Jaroslav Hladík, Dalibor Pospíšil, Jiří Švancara

28

MATEMATICKÉ MODELY ŠÍŘENÍ ZVLÁŠTNÍCH POVODNÍ POD VODNÍMI DÍLY

Jan Höll, Jiří Hodák, Karel Pekárek ml.

38

BATYMETRICKÉ MĚŘENÍ NÁDRŽÍ A KORYT VODNÍCH TOKŮ

Andrea Klimuškinová, Tomáš Berit

46

**SKÚSENOSTI Z PREVÁDZKY AUTOMATIZOVANÝCH SNÍMAČOV SLEDOVANÝCH
VELIČÍN Z POHLADU TBD NA VODNÝCH STAVBÁCH VÝCHODNÉHO SLOVENSKA**

Peter Mackovjak, Ľubomír Uhorščák, Ján Sinai, Ladislav Fabian

52

INOVATIVNÍ POSTUPY PRO POSOUZENÍ HYDRODYNAMICKÝCH JEVŮ – VD KŘÍMOV

Petr Nowak, Jiří Souček, Eva Bílková

60

**VYHLEDÁVÁNÍ MÍST PRŮSAKŮ VODY Z PŘEHRADNÍCH NÁDRŽÍ A KONTROLA
KVALITY NÁSLEDNÝCH INJEKTÁŽÍ**

Martin Procházka

66

MONITORING VIBRACÍ A SEISMICITY BĚHEM PROVOZU PŘEHRAD

Tomáš Rudolf

71

MOŽNOSTI ALTERNATIVNÍHO POUŽITÍ MATERIÁLŮ DO HRÁZE VD VLACHOVICE

Jaromír Říha, Stanislav Kotaška

80

**VÝZNAM INTERAKCIE INJEKČNEJ CLONY S HORNINOVÝM PROSTREDÍM PRI
POSUDZOVANÍ JEJ ÚČINNOSTI**

Patrik Václavík, Emília Bednárová

88

TÉMA 5

**Různé otázky výstavby, provozu
a rekonstrukcí vodních děl**

VD VRANOV: FYZIKÁLNÍ MODEL SPODNÍ VÝPUSTI A POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ FYZIKÁLNÍHO A MATEMATICKÉHO MODELU BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU Pavel Balvín, Jan Hlom	96
MASARYKOVO ZDYMDLO POD STŘEKOVEM – MINULOST, SOUČASNOST, BUDOUCNOST Pavel Benčík, Pavla Hajdinová	104
VD OPATOVICE – REKONSTRUKCE VD Jitka Čaganová, Petr Holomek	112
POZNATKY Z PŘEVÁZKY POLDROV VYBUDOVANÝCH V LEVOČSKÝCH VRCHOCH Ladislav Fabian, Barbara Kopčáková, Peter Mackovjak, Lubomír Uhorščák	118
VD HOSTIVAŘ – ZKAPACITNĚNÍ BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU Pavel Fošumpaur, Tomáš Kašpar, Martin Králík, Milan Zukal, Jaromír Jirků, Radek Veselý	126
VODNÁ STAVBA RUŽINÁ, OPRAVA OBJEKTŮ Tomáš Ič, Pavol Gábor	134
VD JINCE – SANACE PRŮSAKŮ TĚLESEM HRÁZE A ODBAHNĚNÍ NÁDRŽE David Göttler	143
VD HNĚVKOVICE – ZABEZPEČENÍ VD PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD Ondřej Hrazdira, Oldřich Neumayer	149
LOKÁLNÍ PORUCHY V ASFALTOBETONOVÝCH PLÁŠTÍCH SYPANÝCH HRÁZÍ PŘEČERPÁVACÍCH VODNÍCH ELEKTRÁREN Vítězslav Chmelař, Mirka Rudolfová, Jaromír Říha, Miroslav Špano	168
PROGRAMOVÉ PROSTŘEDKY PRO SIMULACI PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ Stanislav Kotaška, Jaromír Říha	176
VD LIPNO I – PEVNOSTNÍ KONTROLA OCELOVÉ KONSTRUKCE KLAPEK PŘELIVU S NÁSLEDNOU REALIZACÍ ZEŠÍLENÍ V RÁMCI ZVÝŠENÍ RETENČNÍ SCHOPNOSTI A ZVĚTŠENÍ ZÁSObNÍHO OBJEMU VD Pavel Lachman, L. Vojta	184
SPRIECHODNENIE MIGRAČNEJ BARIÉRY NA VS VEĽKÉ KOZMÁLOVCE Marian Minárik, Tibor Mészáros, Lubomír Styk, Jarmila Michalková	191
INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ SLEDOVÁNÍ SVAHOVÝCH DEFORMACÍ NA LEVÉM BŘEHU VD NECHRANICE Jiří Rout, Jiří Tlamsa, Jiří Záruba	198
VODOHOSPODÁRSKY DISPEČING AKO SÚČASŤ MANAŽMENTU POVODIA A JEHO HISTÓRIA NA ZAHORÍ. Vladimír Slaninka	207
VD VRANOV – REKONSTRUKCE KORUNY HRÁZE VČETNĚ PRŮZKUMU A JEŘÁBOVÉ DRÁHY Jakub Stejný	211

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, š. p., TBD Košice, Slovenská republika

6

čiarý objemov nádrže, ale hlavne v zameraní zanesenia nádrže sedimentmi počas jej doterajšej prevádzky. Ich determinujúcim faktorom je najmä geologická a morfológická skladba dotknutého prostredia. Zatopená plocha nádrže pri úplnom vzduťi predstavuje rozlohu 15,1 km² pri dĺžke vzduťia 13,5 km.

Geologické prostredie vodného diela ako aj celého jeho povodia je charakterizované horninami paleogénu (magurský flyš) a sedimentami kvartéru, čo predurčilo typológiu telesa priehrady z miestnych materiálov. Schéma jej priečneho profilu je na obr. 1. Stabilizačné prizmy zemnej heterogénnej priehrady s vnútorným šikmým tesnením boli vybudované z aluviálnych štrkov. Do tesnenia sa použili piesčité hliny, ktoré sú na kontakte so stabilizačnými prizmami chránené jednovrstvovým ochranným filtrom. Do skalného podložia je tesnenie priehrady zviazané širokým ozubom a betónovou injekčnou stôlnou, z ktorej sa do hĺbky 20 až 25 m budovala jednoradová injekčná clona. Maximálna výška priehrady nad terénom je 25,4 m, nad základovou škárou je 35,0 m. Sklon svahu na návodnej strane priehrady je premenlivý, od 1:2 po 1:3, vzdušný svah bol vybudovaný v sklone 1:1,92 až 1:2. Koruna priehrady na úrovni 165,10 m n. m. je široká 7,0 m. V oblasti údolnej nivy dosahuje teleso priehrady šírku 166,7 m. Kubatúra miestnych materiálov – aluviálnych štrkov a piesčitých hlin, zabudovaných do telesa priehrady je 660 tis. m³ [1].

Funkciu vodného diela zabezpečujú odborné zariadenia a dnové výpusty, zoskupené do združeného funkčného objektu a bezpečnostný priepad. Odbery do vodnej elektrárne zaisťujú dva privádzače. Na reguláciu vypúšťaného množstva vody do koryta pod priehradou slúži dnový výpusť, ukončený rozstrekovacím kužeľovým uzáverom, s prietokovou kapacitou $Q=135 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Bočný nehradený bezpečnostný priepad s kapacitou $358,60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ je situovaný na ľavom svahu nádrže. Na úpätí vzdušného svahu telesa priehrady v údolnej nive je vodná elektráreň. Sú v nej inštalované dve Kaplanove turbíny o hĺtnosti $2 \times 25 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Prevádzka vodnej elektrárne je špičková. Zaručená doba špičky je ovplyvnená aktuálne požadovaným odtokom z nádrže a zásobným objemom ($1,03 \text{ mil. m}^3$) vyrovnávacej nádrže Malá Domaša, ktorá je súčasťou vodnej stavby a zabezpečuje reguláciu prietoku vody vypúšťaného do koryta Ondavy pod vodným dielom.

Morfológia brehov nádrže spolu s geologickými pomermi a intenzívnym režimom vlnenia vytvárajú podmienky pre rozsiahlu vlnovú abráziu a zosuvy po jej obvode. Preto boli vo viacerých úsekoch abráziou poškodené brehy nádrže stabilizované ťažkou kamennou nahádzkou.

2. POZNATKY Z PREVÁDZKY VODNÉHO DIELA

Účelom výstavby vodného diela bolo vytvorenie akumulácie vody pre nadlepšovanie prietokov pod priehradou, zásobovanie priemyslu a poľnohospodárstva úžitkovou vodou, výroba elektrickej energie a zabezpečenie ochrany údolia pod priehradou pred povodňami. Pridruženým benefitom nádrže je rozvoj rekreácie, vodných športov a turizmu v dotknutej oblasti. Vhodné morfológické podmienky (akumulovaný objem / výška priehrady) umožnili, vzhľadom na veľkú rozkolísanosť prietokov Ondavy ($Q_{\max}/Q_{\min} > 500$) navrhnuť nádrž s viacročným cyklom plnenia a prázdnenia, t. j. na viacročné regulovanie prietokov.

K zaisteniu uvedených funkcií bol v projekte optimálny ekologický prietok v pracovných dňoch stanovený na hodnotu $Q = 5,91 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, v sobotu a nedeľu na hodnotu $Q = 4,7 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Neskôr, v dôsledku výpadku požiadaviek na závlahovú vodu, došlo v roku 2003 k zmene v režime hospodárenia s vodou. V rámci prehodnotenia manipulačného poriadku (v roku 2003 a neskôr v roku 2013) bola hodnota zabezpečeného prietoku znížená na $4,9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, resp. v dôsledku tlaku verejnosti a štátnej správy na udržateľnosť požadovanej úrovne hladiny vody v nádrži pre rekreačné účely na $3,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v období zimnej prevádzky. Takto stanovené hodnoty potvrdila aj odborná štúdia, spracovaná ÚÚVH v Bratislave [2]. Konštatuje sa v nej, že pri

zachování viacúčelovosti nádrže a pri aktuálnom objeme zásobného priestoru je nádrž schopná zabezpečiť nadlepšovanie $Q_{opt} = 4,9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Štúdia pripúšťa aj možnosť dočasného zníženia vypúšťania na $Q_{opt, red} = 4,25 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ pri poklese hladiny pod úroveň 155,00 m n. m. a až na $Q_{opt, zS} = 3,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, ak hladina poklesne pod 152,00 m n. m. To však mimo letného obdobia, kedy by pri takto znížených prietokoch už nebolo možné zabezpečiť dobrý ekologický stav vôd v Ondave pod nádržou. Treba poznamenať, že prvoradným cieľom prevádzkovateľa vodnej stavby je hospodáriť s vodou v nádrži tak, aby v oblasti pod priehradou nedošlo k hydrologickému deficitu a narušeniu ekologickej stability vodného toku.

V ostatných desaťročiach je stredobodom diskusií v širokej odbornej, ale aj laickej verejnosti klimatická zmena, s ňou súvisiace extrémne hydrologické javy a predovšetkým ochrana prírody. V tomto kontexte sa ako nástroj k riešeniu negatívnych dopadov krátkotrvajúcich extrémnych povodňových prietokov a dlhotrvajúcich období sucha dostávajú do popredia rôzne opatrenia blízke prírode. Významná funkcia vodných nádrží sa v tejto súvislosti dostáva do ústrania. Niet pochýb, že racionálne lesotechnické a agrotechnické opatrenia, vsakovacie prvky, zelené strechy, hradenia bystrín a iné majú opodstatnenie, avšak najmä v období priemerných klimatických javov. Negatívnym dopadom extrémnych hydrologických javov – povodniam a dlhotrvajúcemu suchu – však nemožno bez významných technických opatrení, medzi ktorými majú nádrže nezastupiteľné miesto, predchádzať. Potvrdzujú to aj poznatky z obdobia pred rokom 1950, kedy na území Slovenska existovali len dnes tak preferované lesohospodárske a agrohospodárske opatrenia. Neboli tu nádrže a priehrady, zato tu však boli opakujúce sa povodne, napr. na Orave v rokoch 1725, 1748, 1749, 1750... 1813, 1830, 1870... 1948, i na Váhu v rokoch 1557, 1593, 1594..., 1602, 1622, 1625 ...1710, 1714...1813, 1880...1950...1960. Ich výskyt eliminovala až výstavba vodných nádrží ako sú Orava a Liptovská Mara a ďalších technických protipovodňových opatrení. Podobne možno hodnotiť dôležitú funkciu vodných nádrží, predovšetkým s viacročným regulovaním, v období dlhotrvajúceho sucha. Pre ilustráciu v predkladanom príspevku prezentujeme ich význam vo väzbe na ochranu životného prostredia v rámci základnej funkcie nádrže, tzv. nadlepšovaním prietokov v podmienkach VD Veľká Domaša.

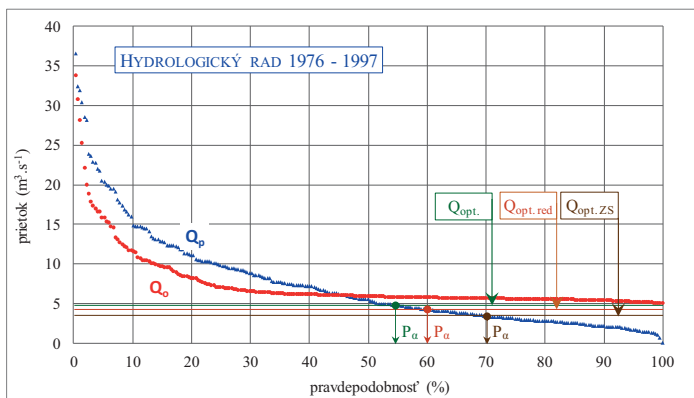
2.1 NADLEPŠOVANIE PRIETOKOV - VPLYV NÁDRŽE NA ODTOKOVÉ POMERY POD PRIEHRADOU

K zhodnoteniu vplyvu vodnej nádrže na hydrologický režim toku pod priehradou je potrebná analýza prítokov do nádrže a odtokov z nádrže. Dobrú vypovedaciu schopnosť majú trendy ich časového vývoja, vývoj hladiny vody v nádrži, ale predovšetkým čiary prekročenia prietokov - prítokov do nádrže a ich odtokov do koryta pod priehradou. Na základe takto spracovaných hydrologických podkladov možno posúdiť, aká je prirodzená zabezpečenosť optimálneho ekologického prietoku bez nadlepšovania nádržou.

S cieľom posúdenia vplyvu klimatických zmien, ktoré sú predmetom rozsiahlych diskusií v našich podmienkach od konca 90-tych rokov minulého storočia, prezentujeme krátky prehľad analýzy, zameranej na dve obdobia, na roky 1976 až 1997 a 1998 až 2019. Podklady k riešeniu – prítoky do nádrže - boli stanovené na základe vývoja hladiny vody v nádrži počas jej reálnej prevádzky a následne konfrontované s údajmi meraní SHMÚ v mernom profile Stropkov. Tak bolo možné zohľadniť aj prítok z medzipovodia na dĺžke cca 11 km medzi merným profilom SHMÚ v Stropkove a zaústením Ondavy do nádrže, ako aj ďalšie bočné prítoky Ondavy (Olšavka, Brusnička, Vojtovec, Kručovský potok), resp. prítoky zaúšťujúce priamo do nádrže (Hrabovčik, Lomnianka, Valkovský potok, Surový a Suchý potok ...) a taktiež zohľadniť aj straty v dôsledku výparu z vodnej hladiny.

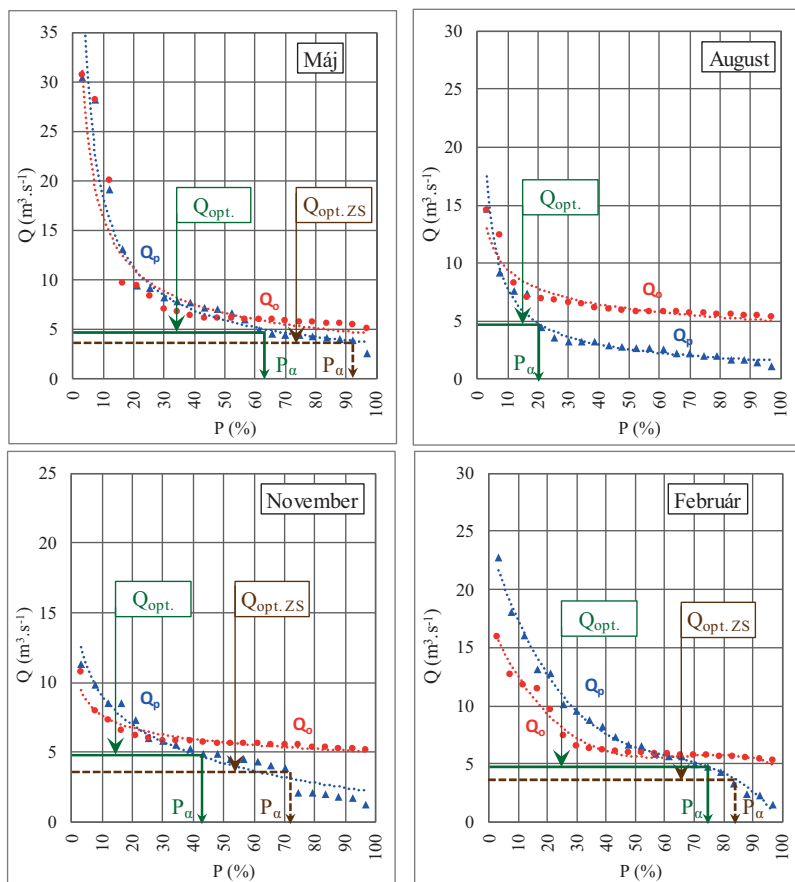
Obdobie 1976 – 1997 - hydrologické pomery prítoku do nádrže a odtoku do koryta pod priehradou charakterizujú čiary prekročenia priemerných mesačných prietokov za uvedené obdobie (obr. 2). Sú tu spracované závislosti $Q_p = f(P)$ a $Q_o = f(P)$, kde Q_p je prítok vody do

nádrže, Q_0 je odtok vody z nádrže a P je pravdepodobnosť výskytu. Súčasne sú na obrázku vyznačené prirodzené zabezpečenie P_a optimálneho ekologického prietoku $Q_{opt} = 4,9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, redukovaného prietoku pri hladine pod 155,00 m n. m. $Q_{opt, red} = 4,25 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a redukovaného prietoku pri hladine pod 152,00 m n. m., mimo letnej sezóny, t.j. mesiacov júl až september $Q_{opt, ZS} = 3,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Ako ukazujú výsledky analýzy, prirodzená zabezpečenosť optimálneho ekologického prietoku v Ondave, v oblasti priehradného profilu profile je v rozmedzí od 55 % (pre $Q_{opt} = 4,9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) do 70 % ($Q_{opt, ZS} = 3,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). Z čiar prekročenia odtokov je zrejma pozitívna funkcia nádrže – prerozdelenie prietokov Ondavy v čase. Vyplýva z nej, že priemerné mesačné prítoky do nádrže vyššie ako cca $6,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ s pravdepodobnosťou výskytu cca 45 % boli redukované, prítoky do nádrže menšie ako cca $6,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ s pravdepodobnosťou výskytu cca 55 % boli nadlepšované. V súlade s manipulačným poriadkom bolo do koryta Ondavy pod priehradou vypúšťaných cca $5,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, aby bol zabezpečený optimálny ekologický prietok. Pozitívny vplyv prevádzky nádrže, spočívajúci v prerozdelení nerovnomerných prietokov v Ondave v oblasti nad profilom nádrže na ekologicky optimálne odtokové pomery pod priehradou tu je preukázateľný.



Obrázok 2: Čiary prekročenia priemerných mesačných prítokov a odtokov na VD Veľká Domaša (1976 – 1997)

Z prezentovanej analýzy však nie je zjavné, ako postihuje rozkolísanosť prietokov ekologickú stabilitu toku v priebehu roka. Posúdenie hydrologických podmienok Ondavy a preukázanie vplyvu nádrže na odtokové pomery pod priehradou v priebehu roka (jar – leto – jeseň – zima) umožňujú čiary prekročenia prietokov $Q_p = f(P)$ a $Q_o = f(P)$, spracované pre jednotlivé mesiace. Pre ilustráciu sú na obr. 3 prezentované výsledky tejto analýzy pre štyri mesiace, charakterizujúce ročné obdobia takto: jarný mesiac – máj, letný mesiac – august, jesenný – november a zimný mesiac – február. Z výsledkov je zjavná významná funkcia nádrže na zabezpečení ekologického prietoku v Ondave (tab.1). Z prehľadu výsledkov súčasne vyplýva, že z dôvodu rozkolísanosti prietokov v Ondave nad priehradným profilom sú najcitlivejším ročným obdobím leto a jeseň. Kým v jarných a zimných mesiacoch dosahuje prirodzená zabezpečenosť P_a pre stanovený optimálny ekologický prietok hodnotu 63 až 75 %, v letných a jesenných mesiacoch je táto pravdepodobnosť extrémne nízka, menšia ako 20 až 42 %. Bez nadlepšovania prietokov v Ondave nádržou Veľká Domaša by ekologická stabilita toku bola v letnom a jesennom období ohrozená s pravdepodobnosťou väčšou ako cca 70 % (cca 130 dní zo 184 dní letného a jesenného obdobia).



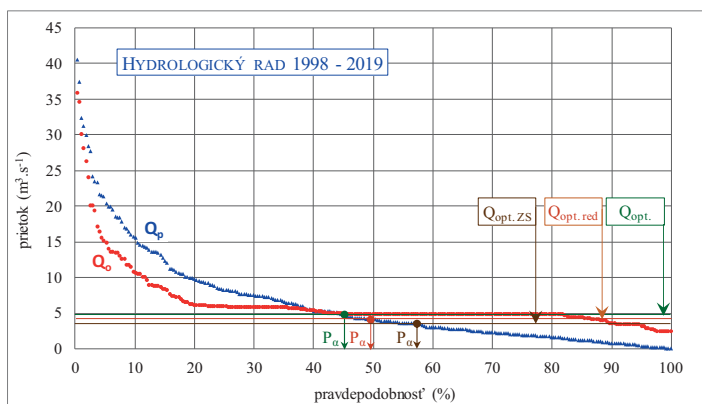
Obrázok 3: Čiary prekročenia priemerných mesačných prítokov a odtokov vo vybraných mesiacoch za obdobie 1976 - 1997

Tabuľka 1: Prehľad o dosahovaných hodnotách prirodzenej zabezpečenia optimálneho ekologického prietoku v Ondave (1976 – 1997)

Mesiac	P_{α} (%) pre Q_{opt}	P_{α} (%) pre $Q_{opt, red}$	P_{α} (%) pre $Q_{opt, ZS}$
	$H_V \geq 155$ m n. m.	$H_V < 155$ m n. m.	$H_V < 152$ m n. m.
Máj (jar)	63	90	92
August (leto)	20	-	-
November (jeseň)	42	51	72
Február (zima)	75	78	84

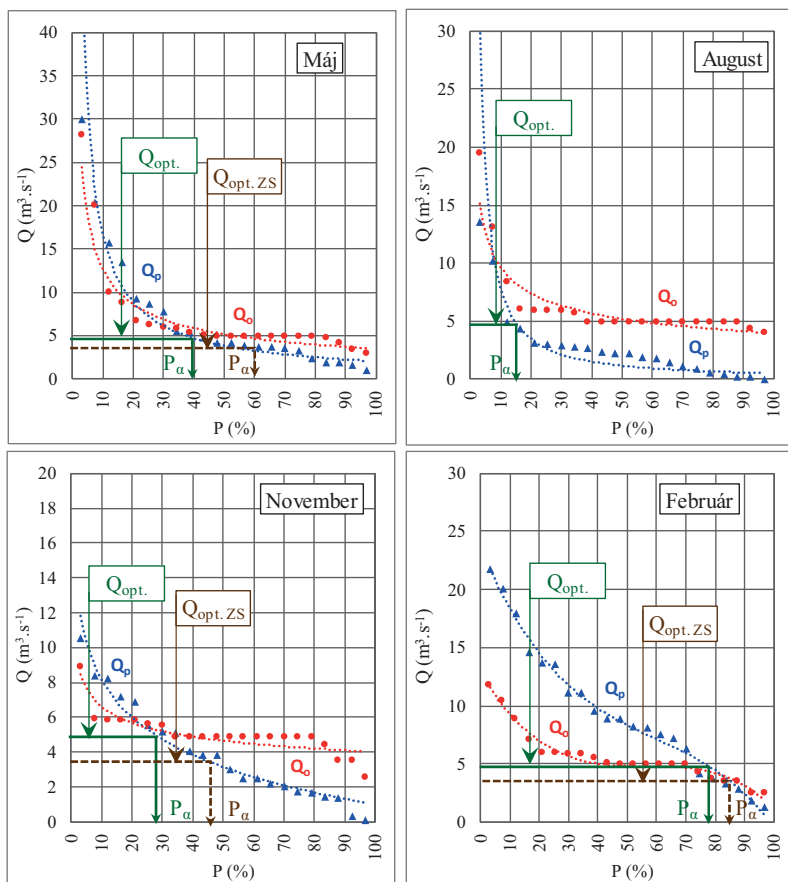
Obdobie 1998 – 2019 - prítoky do nádrže a odtoky do koryta pod priehradou v analyzovanom období, poznamenanom klimatickými zmenami, prezentujú čiary prekročenia priemerných mesačných prietokov (obr. 4). Z trendov vývoja $Q_p = f(P)$ a $Q_o = f(P)$, kde Q_p je prítok vody

do nádrže, Q_0 je odtok vody z nádrže a P je pravdepodobnosť výskytu, možno stanoviť prirodzenú zabezpečenosti P_a , prislúchajúce optimálneho ekologického prietoku – v súlade s analyzovaným obdobím 1976 – 1997. Z dokumentovaných výsledkov je na hydrologickom rade 1998 – 2019 evidentný vplyv klimatických zmien. Možno tu v porovnaní s obdobím 1976 – 1997 registrovať jednak väčšiu rozkolísanosť prítokov, ale zároveň aj významný pokles ich dlhodobého priemeru z $6,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (1976-1997) na $5,49 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (1998-2019), čo sa prejavuje značným znížením prirodzenej zabezpečenosti P_a optimálneho ekologického prietoku v Ondave. Jej hodnota je v rozmedzí od 45 % do 57 %. Bez nádrže Veľká Domaša by bola ekologická stabilita toku ohrozená s pravdepodobnosťou cca 50 %, čo zodpovedá 180 dňom ročne. Z čiar prekročenia prítokov a odtokov je významná funkcia nádrže na zabezpečení ekologického prietoku v Ondave zrejma. Vyplýva z nich, že priemerné mesačné prítoky do nádrže vyššie ako cca $5,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ s pravdepodobnosťou výskytu cca 40 % boli redukované, prítoky do nádrže menšie ako cca $5,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ s pravdepodobnosťou výskytu cca 60 % boli nadlepšované na priemernú hodnotu $5,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, výnimočne (cca v 18 %) menej. Touto funkciou nádrže bol v oblasti pod priehradou zabezpečený optimálny ekologický prietok. Pozitívny vplyv prevádzky nádrže na odtokové pomery pod priehradou a ich ekologickú stabilitu tu je evidentný.



Obrázok 4: Čiary prekročenia priemerných mesačných prítokov a odtokov na VD Veľká Domaša (1998 – 2019)

Pozitívnu funkciu nádrže na nadlepšovaní odtokov pod priehradou v priebehu roka (jar - leto – jeseň – zima) potvrdzujú čiary prekročenia prietokov $Q_p = f(P)$ a $Q_o = f(P)$, spracované pre jednotlivé mesiace. Pre ilustráciu prezentujeme na obr. 5 výsledky tejto analýzy pre štyri mesiace, charakterizujúce jednotlivé ročné obdobia nasledovne: jarný mesiac – máj, letný – august, jesenný – november a zimný mesiac – február. Z dokumentovaných výsledkov vyplýva, že evidované klimatické zmeny sa prejavili na vyššej rozkolísanosti prietokov Ondavy, ale aj na ich poklese. Najzraniteľnejším obdobím sú letné a jesenné mesiace. V jarných a zimných mesiacoch dosahuje prirodzená zabezpečenosť P_a pre stanovený optimálny ekologický prietok hodnotu 40 až 60 %, v letných a jesenných mesiacoch je táto hodnota extrémne nízka, menšia ako 15 až 28 % (tab. 2). Bez nadlepšovania prietokov v Ondave nádržou Veľká Domaša by s pravdepodobnosťou väčšou ako cca 80 % (cca 150 dní zo 184 letného a jesenného obdobia) bola ohrozená ekologická stabilita toku.



Obrázok 5: Čiary prekročenia priemerných mesačných prítokov a odtokov vo vybraných mesiacoch za obdobie 1998-2019

Tabuľka 2: Prehľad o dosahovaných hodnotách prirodzenej zabezpečenia optimálneho ekologického prietoku v Ondave (1998 – 2019)

Mesiac	P_{α} (%) pre Q_{opt}	P_{α} (%) pre $Q_{opt, red}$	P_{α} (%) pre $Q_{opt, ZS}$
	$H_v \geq 155$ m n. m.	$H_v < 155$ m n. m.	$H_v < 152$ m n. m.
Máj (jar)	40	50	60
August (leto)	15	-	-
November (jeseň)	28	34	45
Február (zima)	78	80	85

3. ZÁVER

S evidovanými klimatickými zmenami, hydrologickými extrémami, striedaním krátkodobých vodných a dlhotrvajúcich málovodných období narastá význam vodných nádrží, osobitne

nádrží s viacročným regulovaním prietokov. Svedčia o tom analýzy prietokov, vykonané v podmienkach vodného diela Veľká Domaša. v dvoch časových obdobiach – pred rokom 1997 a po roku 1998. Vyplýva z nich, že v dôsledku veľkej rozkolísanosti prietokov Ondavy by bez vodnej nádrže bola ohrozená ekologická stabilita toku predovšetkým v letnom a jesennom období. Pred rokom 1997 bola v letnom a jesennom období preukázaná 60 až 80 %-tná pravdepodobnosť výskytu prietokov menších ako optimálne ekologické množstvo, v jarnom a zimnom období v rozmedzí 25 až 40 %. Po roku 1998 sa tento deficit prehĺbil na 70 až 85 %-tnú pravdepodobnosť výskytu v letnom a v jesennom období a 20 až 60 % v jarnom a zimnom období. Prínosom vodného diela okrem nadlepšovania prietokov v koryte pod priehradou je protipovodňová ochrana a tiež využitie hydroenergetického potenciálu vody. Za obdobie svojej existencie viac ako 50 rokov sa umelá nádrž Veľká Domaša stala neodmysliteľnou súčasťou krajiny, zdrojom pre rekreačné využitie a podnetom pre rozvoj turizmu. Evidované klimatické zmeny s výskytom dlhotrvajúcich období sucha zvyšujú požiadavky na zabezpečovanie optimálneho ekologického prietoku (nadlepšovanie). Pri prítokoch menších, ako sú odtoky z nádrže nemožno zabrániť poklesu hladiny, čo je v disharmónii s požiadavkou zainteresovaných podnikateľov na udržiavanie maximálnej prevádzkovej hladiny počas letnej rekreačnej sezóny. Hlavnou funkciou nádrže je však nadlepšovanie prietokov, ochrana pred povodňami a energetika. Potláčanie vodohospodárskej funkcia nádrže, bez využitia jej možností a kapacít na úkor zabezpečenia rekreačných účelov je diskutabilné. Takýto prístup ohrozuje plnohodnotné vodohospodárske využitie nádrže, znižuje mieru spoľahlivosti ochrany pred povodňami, zvyšuje riziko ohrozenia ekologickej stability toku a znižuje možnosť plnohodnotného energetického využitia vody. Predmetnú problematiku treba veľmi citlivo riešiť. Nebolo by však racionálne, keby terciálna sféra diktovala podmienky prevádzky strategických objektov primárnej hospodárskej sféry.

POĎAKOVANIE

Touto cestou sa chceme poďakovať pracovníkom SHMÚ, Regionálne pracovisko Košice za poskytnutie údajov o priemerných denných prietokoch Ondavy v mernom profile Stropkov počas posudzovaného obdobia. Príspevok je súčasťou riešenia projektu VEGA 1/0452/17.

LITERATÚRA

- [1] BEDNÁROVÁ, E. a kol. 2010: Priehradné staviteľstvo na Slovensku. Originality – míľniky – zaujímavosti. Bratislava, Kuskus 2010, 207 s. ISBN 978-80-970428-0-6
- [2] BENICKÝ, J., 2013. VS Veľká Domaša: III. – návrh alternatív zmien manipulácie: VÚVH Bratislava, 2013, int.č.3214.

*prof. Ing. Emilia Bednárová, PhD., Ing. Juraj Škvarka, PhD.
Katedra geotechniky SvF STU Bratislava, Slovensko
emilia.bednarova@stuba.sk, juraj.skvarka@stuba.sk*

*Ing. Marian Miščík
Slovenský vodohospodársky podnik, š. p., OZ Košice, Slovensko
marian.miscik@svp.sk*

*Ing. Lubomír Uhorský, Ing. Ladislav Fabian
VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, š. p., TBD Košice, Slovensko
lubomir.uhorscak@vvh.sk, ladislav.fabian@vvh.sk*

VYUŽITIE PROGRESÍVNYCH MATERIÁLOV A TECHNOLOGIÍ PRI SANÁCII PORÚCH BETÓNOVÉHO TESNENIA DERIVAČNÉHO KANÁLA KASKÁDY VS KRPEĽANY-SUČANY-LIPOVEC

M. Caban & Š. Repa

*SLOVENSKÝ VODOHOSPODÁRSKY PODNIK š.p., Povodie horného Váhu OZ Ružomberok,
Slovenská republika*

ABSTRAKT: Sústava vodných stavieb Krpeľany-Sučany-Lipovec je súčasťou tzv. Hornovážskej kaskády. Jednotlivé stupne sú vzájomne prepojené derivačným kanálom lichobežníkového profilu s povrchovým betónovým tesnením. Degradáciou betónového tesnenia sypaných kanálových hrádzi v čase, došlo k zvýšeniu intenzity lokálnych priesakov s výtokmi na ich vzdušnej strane. V zmysle záverov TBD bol stav priesakmi najviac zasiahnutých úsekov kanála klasifikovaný ako možné ohrozenie filtračnej stability resp. celkovej stability svahov sypaných hrádzi vplyvom sufózie. Z tohto dôvodu sa prioritne pristúpilo k sanácii 19 miest najintenzívnejších priesakov s použitím špeciálnej bitúmenovej geomembrány Coletanche ES2 v celkovej dĺžke 8,675 km. Z toho bolo v roku 2021 zrealizovaných 2,975 km, čo predstavuje utesnenú plochu návodnej strany kanálových hrádzi vo výmere 21 500 m². Prioritne boli sanované časti betónového tesnenia na rozkyve maximálnej a minimálnej prevádzkovej hladiny. Dôsledným dodržiavaním správneho technologického postupu pokládky geomembrány došlo k významnému zníženiu intenzity priesakov resp. ich úplnému zastaveniu.



Obrázok 1: Vodná stavba Krpeľany – celkový pohľad.

1. ÚVOD

Vodné stavby Krpeľany-Sučany-Lipovec boli budované v rokoch 1951 až 1961, ako komplex hydroenergetických stavieb, s prioritným účelom výroby elektrickej energie. Do skúšobnej prevádzky boli vodné diela uvedené v roku 1958. Jedná sa o najvyššie položenú derivačnú kaskádu na Váhu s využiteľným hrubým spádom toku 54,5 m. Riadiacim stupňom je VS Krpeľany, situovaná 7,6 km pod sútokom Oravy a Váhu. Ako riečny stupeň pozostáva z priehrady, hate, nádrže, vodnej elektrárne a derivačného kanála, ktorý využíva

hydroenergetický potenciál rieky Váh a privádza akumulovanú vodu z nádrže v Krpeľanoch do vodných elektrární v Sučanoch a Lipovci. Kapacita celkového špičkového výkonu všetkých troch elektrární je 101,55 MW. Správcom derivačného kanála je SVP š.p. Banská Štiavnica, v územnej pôsobnosti Správy povodia horného Váhu Ružomberok.

2. POPIS SKUTKOVÉHO STAVU DERIVAČNÉHO KANÁLA

2.1 PARAMETRE KANÁLA

Celková dĺžka derivačného kanála je 17,2 km s pozdĺžnym sklonom 1,5 ‰. Je nadimenzovaný na maximálnu hĺtnosť turbín jednotlivých elektrární tj. 210 m³/s. V priečnom reze má tvar jednoduchého lichobežníka so sklonom návodných strán 1:2. Šírka v dne je premenlivá od 15,8 do 25m, šírka medzi brehovými čiarami je od 47,8 do 61,4m. Výška vodného stĺpca medzi dnom a maximálnou prevádzkovou hladinou je v intervale 5,12 až 6,2m. Svahy i dno sú utesnené prostým betónovým tesnením s hrúbkou 15 cm. Horná hrana tesnenia a opevnenia je vybudovaná 0,75 m nad maximálnu prevádzkovú hladinu, ako ochrana proti vlneniu. Betónové tesnenie je každých cca 6-7 m rozdelené dilatačnými škárami, ktoré sú tesnené gumovými povrazcami a cementovou zálievkou.



Obrázok 2: Poruchy betónového tesnenia – priestor manipulácie prevádzkových hladín.

2.2 STAV BETÓNOVÝCH KANÁLOVÝCH TESNENÍ

Betónové tesnenie prívodných a odpadných kanálov VE Sučany a VE Lipovec je po viac ako 60 ročnej prevádzke objektívne v zlom stavebno-technickom stave. Prirodzená degradácia betónu v čase spolu s extrémnymi poveternostnými podmienkami severného Slovenska (striedanie teplôt v lete do +34 °C a v zime do -26 °C), ale aj poddimenzované finančné zdroje umožňujúce len lokálne opravy, vyústili do vytvorenia priesakových dráh v telesách zemných hrádzi a propagácii priesakov na ich vzdušnej strane. Technicko-bezpečnostnými obhliadkami bolo zistené, že najväčšie poškodenie betónového tesnenia je v priestore manipulácie prevádzkových hladín. V celom úseku je možné pozorovať trhliny a poškodenie dilatácií, umožňujúce priesaky vody do telesa hrádze. V roku 2000 sa počas revízie po úplnom vypustení derivačného kanála realizovala podrobná pasportizácia všetkých horizontálnych a vertikálnych

Na všetky detaily, napojenia, ukončenia a prípadné lokálne poškodenia sa použil bitúmenový tmel s následným prekrytím a natavením pásmi izolácie.

4. REALIZÁCIA SANAČNÝCH PRÁČ

Oprava betónového tesnenia pozostávala v prvom kroku z fázy prípravných prác:

- zníženie hladiny v prívodnom kanáli 1,6 m pod minimálnu prevádzkovú hladinu
- preschnutie betónového plášťa tesnenia
- kotevný výkop pre fixáciu tesniacej bitúmenovej geomembrány nad betónovým tesnením
- očistenie lícnej strany betónového tesnenia tlakovou vodou
- vyplnenie jestvujúcich únikových schodišť v tesnení zabetónovaním vodostavebným betónom - zalícovanie s povrchom betónového tesnenia (schody nahradené stupačkami)
- oprava lokálnych prasklín a nerovností cementovou sanačnou maltou, vyplnenie dilatčných škár bitúmenovým tmelom.



Obrázok 4: Pokládka geomembrány – Coletanche ES2.

V druhej fáze sa zrealizovalo samotné utesnenie návodného svahu, osadením geomembrány v celej časti nad maximálnou hladinou, ďalej v časti rozkyvu hladín až po úroveň 1,0 m pod minimálnu prevádzkovú hladinu, čo v priečnom profile predstavuje dĺžku svahu 6,8 m. Kvôli zvýšeniu mechanickej odolnosti a pre lepšie napojenie sa na hornej hrane betónového tesnenia geomembrána zosilnila ďalším nataveným pásmom šírky 25 cm. Následne sa bitúmenové pásy šírky 5,1 m za pomoci mechanizovaného odvíjacieho zariadenia osadili na pripravený betónový podklad s presahom 20 cm. Presahy pásov sa vodotesne tepelne zatavili. V hornej časti, nad okrajom betónového tesnenia sa geomembrána kotvila vo výkope každých 1,30 m zemnými oceľovými kotvami. Následne bol výkop spätne zasypaný výkopovou zeminou s upravením svahu do pôvodného sklonu 1:2, zahumusovaním a zatrávením. Zakotvená geomembrána sa na okrajoch utesňovanej plochy natavila na povrch opatrený asfaltovým penetračným náterom a zafixovala lištou z pásoviny zo žiarovo pozinkovaného plechu 5/50 mm, kotvenou každých 30 cm nerezovou kotvou do betónu. Povrch zakotvenej lišty bol ošetrený bitúmenovým tmelom a prekrytý ďalším pásmom geomembrány šírky 35 cm so zatavením.

5. ZÁVER

Skúsenosti z prevádzky derivačných stupňov Vážskej kaskády potvrdzujú potrebu sanačných tesniacich prác na betónovom tesnení, za účelom eliminácie priesakov a zabezpečenia stability kanálových hrádzi. V období rokov 2015 až 2021 bolo celkovo zasnanovaných 8 675 m betónového tesnenia kanálových hrádzi, v miestach najintenzívnejších priesakov. Z uvedenej celkovej dĺžky bolo v roku 2021 v horizonte ôsmich týždňov osadených účtyhodných 2 975 m geomembrány. Kompletný proces prípravy aj realizácie zabezpečili interní pracovníci Slovenského Vodohospodárskeho Podniku š.p., Správa povodia horného Váhu Ružomberok. Isté je, že problém kanálových betónových tesnení bude nutné v budúcnosti vyriešiť komplexne celkovým nahradením nefunkčného tesnenia resp. jeho celkovým prekrytím. Povrchová sanácia geomembránou Coletanche ES2 však nateraz eliminovala havarijný stav v miestach najväčších priesakov cez zemné kanálové hrádze, predĺžila tak životnosť a najmä bezpečnosť predmetných energetických vodných stavieb.



Obrázok 5: Celkový pohľad na časť sanovaného úseku pri zníženej hladine v kanáli.

LITERATÚRA

- [1] SVP š.p. OZ Piešťany, Ružomberok 2009, Manipulačný poriadok pre vodnú stavbu Krpeľany- Sučany- Lipovec
- [2] PROJEKTOVÁ DOKUMENTÁCIA, VD Krpeľany-Kanál K-S-L, oprava betónového tesnenia. Ružomberok 2015–2020
- [3] BEDNÁROVÁ, E. a kol. Bratislava 2010, Priehradné staviteľstvo na Slovensku

*Ing. Marián Caban, vedúci úseku vodohospodárskej prevádzky
Povodie horného Váhu, odštepny závod Ružomberok
marian.caban@svp.sk*

*Ing. Štefan Repa, riaditeľ odštepného závodu
Povodie horného Váhu, odštepny závod Ružomberok
stefan.repa@svp.sk*

VS HRIČOV, STABILIZÁCIA VÝVARU, PODHATIA A PILIEROV HATE A ZHODNOTENIE OPRÁV NA ENERGETICKOM KANÁLY HRIČOV – MIKŠOVÁ – POVAŽSKÁ BYSTRICA

D. Fejer, P. Magula & kolektív

SVP š.p., OZ Piešťany, Slovenská republika

ABSTRAKT: Sústava vodných stavieb Hričov – Mikšová - Považská Bystrica využíva energetický úsek medzi Žilinou a vodnou stavbou Nosice, v ktorom má Váh najväčší energetický potenciál.

Príprava výstavby sústavy začala v čase rozvoja industrializácie Slovenska v rámci výstavby priemyslu ČSR a táto skutočnosť sa odrazila aj v polemikách, pri ktorých sa hľadalo najoptimálnejšie technické a ekonomické riešenie. Z toho dôvodu v priebehu celej prípravy výstavby nastávali zmeny najskôr v koncepcií, ktoré sa preniesli až do technického a zadávacieho zámeru, neskôr to boli zmeny jednotlivých riešení rôznych dielčích objektov sústavy.

1. HISTÓRIA VÝSTAVBY SÚSTAVY VODNÝCH STAVIEB

- prípravné práce započali už v roku 1951–1952 (dve projektové úlohy - PÚ),
- schválenie výstavby sústavy uznesením vládou ČSR v roku 1954,
- úvodný projekt (ÚP) začal GP (Hydroprojekt Bratislava) vypracovávať v roku 1954,
- schválenie ÚP uznesením vládou ČSR v roku 1957,
- technické a zároveň i vykonávacie projekty boli vypracovávané v rokoch 1954-1957 v zmysle schvaľovaných zmien ÚP,
- technický projekt energetickej časti vypracoval Hydroprojekt Bratislava v roku 1958
- výstavba sústavy vodných stavieb: zahájenie 1. 10. 1957 - ukončenie 12/1963,
- uvedenie do trvalej prevádzky 12/1967.

Základné informácie o jednotlivých vodných stavbách sústavy:

Hričov:

- kóta koruny: 328,00 m n.m.
- maximálna výška nad základnou škárou: 19,0 m
- maximálna výška nad pôvodným terénom: 9,5 m
- dĺžka v korune: 837,0 m (zemná priehrada - 651,0 m, VE a hat' - 186,0 m)
- šírka v korune: 10,4 m
- maximálna šírka v korune: 48,4 m
- kóta maximálnej prevádzkovej hladiny: 326,10 m n.m.
- maximálna zatopená plocha: 2,53 km²
- celkový objem nádrže: 8,467 mil. m³ (zásobný: 6,394 mil. m³, stály: 2,073 mil. m³)
- výška zásobného priestoru: 3,5 m
- max. hĺbky vody: 8,0 m

- počet haťových polí: 4
- hradenie haťových polí: dvojsegment
- šířka haťového poľa: 18 m
- celková kapacita hate: $3800 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$
- VE: 3x vertikálne turbíny s hĺtnosťou $133 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (s prehltením $168 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$), maximálny spád 10,10 m, inštalovaný výkon 31,5 MW
- dĺžka odpadného kanála pod VE: 3,53 km
- plocha povodia k profilu stupňa: $7\,145,8 \text{ km}^2$
- $Q_{100} = 2300 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Mikšová:

- dĺžka prírodného kanála: 12,89 km
- VE: 3x vertikálne turbíny s hĺtnosťou $133 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (s prehltením $168 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$), maximálny spád 23,90 m, inštalovaný výkon 93,6 MW
- dĺžka odpadového kanála: 2,11 km

Považská Bystrica:

- dĺžka prírodného kanála: 6,33 km
- VE: 3x vertikálne turbíny s hĺtnosťou $133 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (s prehltením $168 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$), maximálny spád 16,28 m, inštalovaný výkon 55,2 MW

Pre úvodný projekt sa vykonali hydrotechnické výskumy v dvoch etapách. V prvej etape (1954) bol vykonaný výskum hate s klasickým vývarom dĺžka 41,4 m. Druhá etapa výskumu bola vykonaná na VÚVH v Prahe v roku 1958 a okrem iného bola zameraná na výskum hate. Pri výskume sa overovali funkcie nového tvaru hate, ktorý bol skrátený na 1/3 pôvodnej dĺžky, v ÚP navrhnutého, tzv. klasického typu hate. Zmena dĺžky vývaru a následne i pilierov hate vyplývala zo snahy zníženia ekonomických nákladov na stavbu.

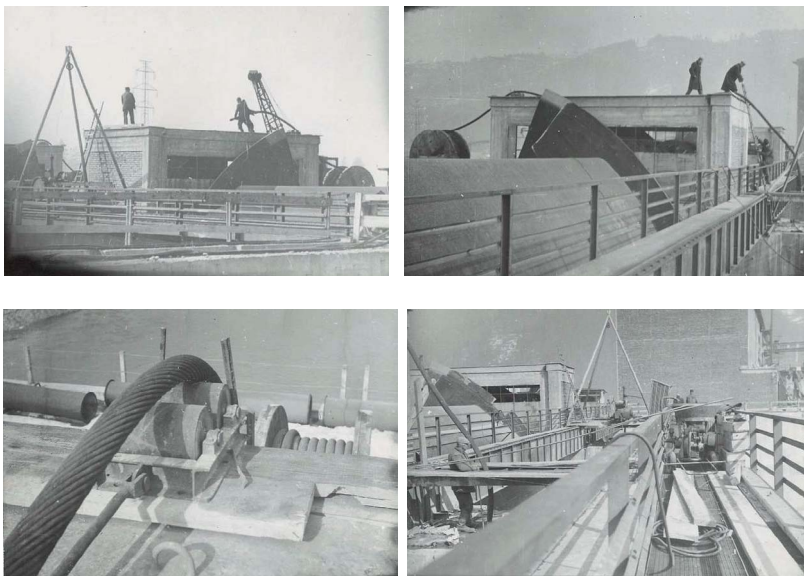
Výsledky výskumu hate nepreukázali zhoršenie funkcie navrhovaného nového riešenia so skrátením vývaru (na 1/3 pôvodného riešenia), pokiaľ nedochádza k nerovnomernej manipulácii s hradiacimi konštrukciami. Preukazovali to namerané veľkosti a tvar výmoľov a okolnosť, že materiál z dna koryta bol pri všetkých druhoch prietokov nasávaný ku stene zakončujúcej vývar. Napriek tomu, že hydraulický výskum nedával horšie výsledky, ako pri klasickom vývare, bol výmoľ posunutý bližšie k vlastnému telesu hate. V postate sa toto neobvyklé technické riešenie a prvé tohto druhu u nás i realizovalo.

Reálna prevádzka vodnej stavby od roku 1968 však preukázala, že takto zrealizovaný vývar pod haťou vodnej stavby Hričov nebol najšťastnejším riešením. Prietoky cez hať väčšie ako $1000 - 1200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ spôsobujú vyeródovanie výmoľov hĺbky 4-6 m hneď za hranou vývaru (tak, ako predpokladal výskum). Následne je potrebné tieto výmole zamerat' a vyplniť vhodným materiálom.

Z hľadiska technicko-bezpečnostného dohľadu tieto javy môžu mať zásadný vplyv na stabilitu pilierov hate i na stabilitu bloku vývaru, a teda na bezpečnosť vodnej stavby Hričov.

Podstatné skrátenie vývaru a skrátenie pilierov hate spôsobilo ich vyľahčenie a zmenšenie dosadacej plochy piliera na skalné podložie a zníženie stupňa bezpečnosti voči preklopeniu. Z toho dôvodu sa realizovalo v rámci výstavby ukotvenie návodnej strany každého piliera do skalného podložia tromi lanovými predpätými kotvami (nosnosť každej kotvy 400 t). Pre vedenie kotevných lán boli na návodnej strane každého piliera zabetónované tri oceľové

rúry DN 150 mm. Kotvy boli osadené po vyvrtaní do vyvrtaných dier v skalnom podloží, v mieste ukotvenia výbušninou roztvorené a zabetónované. Po predpätí boli krátku dobu sledované, či nepoklesne predpätie a následne zatampónované.



Obrázok 1: Historické fotky z montáže kotviacich lán.

Problém s výmoľmi za vývarom a avizovaný záujem o zvýšenie maximálnej prevádzkovej hladiny v nádrži Hričov o 0,5 m zo strany energetického prevádzkovateľa sústavy vodných stavieb v roku 2010 bol podnetom k podrobnejšiemu záujmu o technický stav kotiev ako zo strany správcu objektu hate (SVP, š.p. OZ Piešťany), tak i zo strany Poverenej organizácie pre výkon technicko-bezpečnostného dohľadu (Vodohospodárska výstavba, š.p. Bratislava).

Primárne bolo cieľom overiť funkčnosť a celkový technický stav kotiev, či je vôbec možné nedeštruktívnymi metódami zistiť ich funkčnosť. Na základe konzultácií s odborníkmi na túto oblasť však použitie nedeštruktívnych metód bolo vylúčené. Jedinou možnosťou overenia funkčnosti tak zostala iba deštruktčná metóda. Ohrozenie bezpečnosti pilierov však nebolo v záujme správcu.

V decembri 2012 správca vodohospodárskej časti vodnej stavby Hričov objednal statické posúdenie a návrh dodatočného kotvenia pilierov hate. Zadaním bolo vypracovať návrh dodatočného kotvenia pilierov hate pri zohľadnení zvýšenej maximálnej prevádzkovej hladiny (o 0,5 m), určiť potrebné sily v kotvách na zabezpečenie stability piliera proti posunutiu. Zo statického posudku vyplynulo, že stupeň stability piliera voči posunutiu vyhovuje pri zvýšení hladiny jedine s dodatočným prikotvením. Vo výpočte sa uvažovalo s dvomi dodatočnými kotvami na pilieri. Vzhľadom na značne strmý smer navrhovaných kotiev (10 st. od zvislice) statik odporúčal na kažďu stranu pozdĺžnej osi piliera symetricky osadiť jednu 15 pramencovú kotvu Y1860 S7 - 15,3 mm



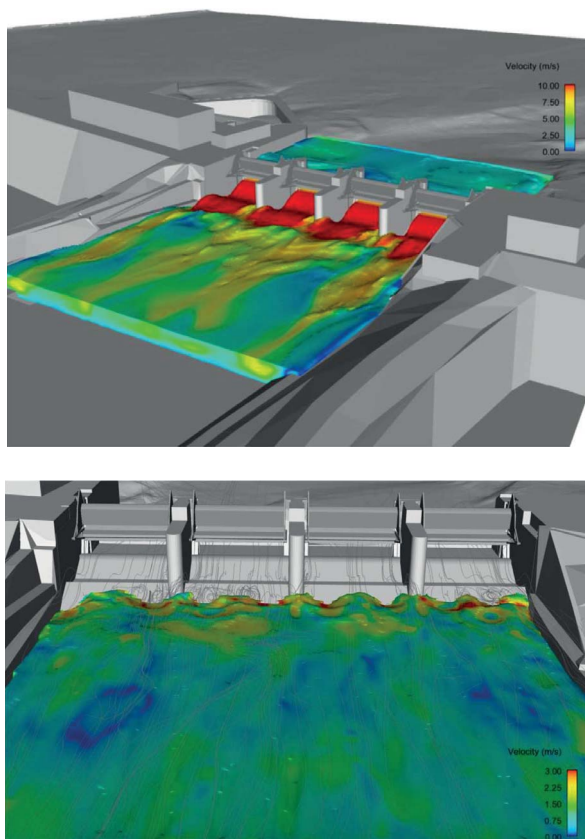
Obrázok 2: Jadrový vrt do piliera pre novonavrnuté kotvy.

Minimálny navrhovaný priemer vŕtaného otvoru v betóne je 200 mm, kotvy 150 mm. Cez betónovú konštrukciu piliera bude dĺžka cca 20 m, potom do podložia cca 15 m na osadenie kotvy. Všetky kotvy musia mať nekorodujúcu úpravu a hlavne musia byť kontrolovateľné po celú dobu svojej životnosti.

Vzhľadom na niekoľkokrát zrušeného procesu verejného obstarávania sa nakoniec dodatočné kotvy podarilo zrealizovať v roku 2019 v rámci revízie sústavy.



Obrázok 3: Foto s tromi starými kotvami a dvomi novými, ešte nefunkčnými kotvami (09/2019)



Obrázok 5: Prúdenie 3D matematickým modelom s pohyblivým dnom

Z realizovaných simulácií na matematickom aj fyzikálnom modeli vyplynulo, že najvhodnejším z navrhovaných variantov úpravy podhatia sa ukázal variant s pevnou vodorovnou doskou dĺžky 22m. Následne bola na 3D matematickom modeli posúdená aj úprava podhatia s navrhovanou doskou o dĺžke 22m na kóte 315.10 m n.m.

Trojrozmerný fyzikálny model hate a podhatia VD Hričov je navrhnutý na základe Froudovho zákona mechanickej podobnosti a vyjadruje podmienku dynamickej podobnosti hydrodynamických javov za výhradného pôsobenia gravitačných síl.

Pre zachovanie mechanickej podobnosti medzi modelom a skutočnosťou bolo nutné zachovať geometrickú a dynamickú podobnosť. Prítom na modeli bol zachovaný rovnaký režim prúdenia ako v skutočnosti.

Základnou mierkou modelovaného javu je miera dĺžok (Ml), od ktorej sa odvíjajú mierky ďalších geometrických, kinematických, dynamických a hydraulických veličín. Trojrozmerný model vývaru a podhatia VD Hričov je navrhnutý v geometrickej mierke $Ml = 55$.

Samotný model hate a podhatia VD Hričov bol vybudovaný v samostatnom žľabe napojenom na hydraulický okruh v hydrotechnickom laboratóriu STU Bratislava. Model zahŕňa

bezprostředně část' zdrže nad haťou (přibližně 100m), hať VD Hričov vrátane pohyblivých uzáverov a úsek koryta pod haťou s pohyblivým dnem (přibližně 100 m za prahem vývaru). Šířka modelu je cca 3,5m, délka 7,50 m a výška 0,50 m. Steny modelu tvoří vodovzdorná fóliovaná preglejka. Model je skonštruovaný z betónu a plastu.

Zrnitý materiál dna je vytvorený z praného štrku frakcie 2 –4 mm. Použitý zrnitý materiál na modeli nezodpovedá modelovej podobnosti so skutočným materiálom dna (nedostatok relevantných podkladov o dnovom materiáli –krivka zrnitosti, uľahnutosť, úroveň a stav skalného podložia apod.). Na skúmané javy to však nemá vplyv, nakoľko hlavným predmetom výskumu bolo skúmať účinky tlmenia kinetickej energie v podhatí a v takomto prípade je kvalitatívna podobnosť vzniknutých výmoľov na modeli s ľubovoľnou zrornosťou dnového materiálu postačujúca.



Obrázok 6: Pohľad na hydraulický model.

Meranie dna koryta pod haťou bolo realizované pomocou metódy fotogrametrického skenovania umožňujúcej bezkontaktné zameranie reliéfu celého dna. Po osadení vličovacích bodov do modelu a ich zameraní univerzálnou meracou stanicou LEICA TS30 v miestnom súradnicovom systéme bolo vykonané verifikačné terestrické laserové skenovanie z troch stanovísk. Výsledné mračno bodov bolo použité pre verifikáciu fotogrametrickej metódy. Výsledkom fotogrametrického merania jednotlivých simulovaných scenárov sa získalo cca 6 miliónov bodov s rozlíšením približne 1 mm.



Obrázok 7: Laserové skenovanie a meranie polohy vličovacích značiek pre potreby fotogrametrickej metódy.

Výskum sa zaoberal skúmaním opatrení v podhatí VD Hričov na minimalizáciu tvorby výmoľov ohrozujúcich jednotlivé konštrukcie hate. Výskum preukázal, že vzniku výmoľov v podhatí VD Hričov sa úplne nedá zabrániť, a to najmä pri vyšších (povodňových) prietokoch. Výskum bol zameraný na minimalizáciu veľkosti výmoľov vznikajúcich v koryte tesne pod haťou VD Hričov a na ich oddialenie od existujúcich objektov ako sú základy brehových a stredových pilierov hate.

2. ZÁVERY A ODPORÚČANIA VÝSKUMU

- Odporúčané opevnenie podhatia je opevnenie pomocou vodorovnej betónovej dosky na celú šírku koryta, nadväzujúcej bezprostredne na existujúci vývar, osadenej zarovno koruny protiprahu vývaru na výškovej úrovni 315,10 m n.m., dĺžka vodorovnej dosky je 22 m od prahu vývaru. Takéto riešenie rešpektuje požiadavku nezasahovať do existujúcich konštrukcií hate (vývar, základy pilierov).
- Pri tomto type opatrenia sa pre všetky prípady prepúšťania prietoku na hati oddiali tvorba výmoľov v podhatí od objektov hate minimálne o dĺžku samotného opevnenia, t.j. o 22 m.
- Nesymetrická manipulácia významne zhoršuje podmienky prúdenia v podhatí ovplyvňujúce tvorbu výmoľov. napriek tomu navrhované opatrenie oddiaľuje ich výskyt v dne koryta od hate do vzdialenosti viac ako 22 m, kde sa nepredpokladá ich nepriaznivý účinok na konštrukciu hate a jej stabilitu.
- Za navrhovaným betónovým opevnením dna koryta navrhujeme vybudovať sekundárny vývar tvorený ťažkou kamennou nahádzkou pre stabilizáciu dna tesne za vývarom.
- Pre elimináciu negatívnych vplyvov pri nižších prietokoch bolo skúmané aj predĺženie deliacich pilierov na dĺžku betónového opevnenia. Preukázalo sa, že toto opatrenie má priaznivý účinok na tlmenie kinetickej energie v podhatí pri symetrickej manipulácii. Naopak pri nesymetrickej manipulácii pri extrémnych prietokoch sa tvorba výmoľov v koryte za opevnením zhoršila.
- Výskum tiež preukázal, že na tvorbu výmoľov v podhatí majú tzv. prechodové javy, kedy dochádza k zmenám manipulácie z rôznych prevádzkových dôvodov. Pri týchto manipuláciách dochádza k symetrickému príp. nesymetrickému prepúšťaniu vody do nedostatočne zavodeného koryta. V dôsledku nedostatočných hĺbok dochádza k nedostatočnému tlmeniu kinetickej energie prúdu, čo má za následok rýchlu tvorbu výmoľov.
- Výskum ďalej odporúča preveriť možnosti úprav koryta pod haťou, ktorých cieľom bude zvýšenie kóty hladiny pod haťou za účelom tlmenia kinetickej energie v podhatí.

Na základe výsledkov výskumu pristúpil správca Vodnej stavby Hričov, SVP š.p. k spracovaniu projektovej dokumentácie pre realizáciu navrhovanej úpravy podhatia. Vybudovaním predmetnej stavby bude odľahčená periodická údržba na dopĺňaní zavárania VS Hričov ťažkým lomovým kameňom čím správca dosiahne úsporu nákladov na údržbu.

POUŽITÁ LITERATÚRA A ZDROJE

- [1] ČÁBELKA, J., GABRIEL, P. 1964. Hydrotechnický výzkum I. Modelový výskum. SNTL Praha, 1964.
- [2] ČÁBELKA, J., NOVÁK, P. 1987. Matematické a fyzikální modelování v hydrotechnice (1). Výzkum na hydraulických modelech a ve skutečnosti. Academia Praha, 1987.
- [3] DOLEŽAL, L., HUBÁČEK, Z. 1971. Výzkum rekonstrukce vodního díla Hričov. VÚV Praha, 1971.

- [4] DVOŘÁK, L. 2012. Hydraulické poměry v předpolí hrázového přelivu. VUT Brno, 2012.
- [5] FlowScience, Inc. 2011. Flow 3D v10 Users manual. Santa Fe : Flow Science Inc, 2011.
- [6] HUBER, B., KORGER, H. a FUCHS, K.:Hydraulic optimization of a T-junction – hydraulic model tests and CFD simulation. Seoul, XXXI IAHR Congress, 2005.
- [7] HUBER, B. 2010. Prevention of air-entrainment at the outlet of a pumped storage plant – large scale model tests. Wien : IAHR 2011, 2010.
- [8] Hydraulika pre stavebných inžinierov I. Bratislava : ALFA, 1986.
- [9] Hydraulický výskum vývaru a podhatia VD Hričov, 1. etapa, Katedra hydrotechniky SvF STU BA, 2017
- [10] KAY, M. 2008. Practical Hydraulics, second edition. New York : Taylor & Francis, 2008.
- [11] MÄSIAR, E. and KAMENSKÝ, J. 2001. Hydraulika II. Bratislava : STU v Bratislave, 2001.
- [12] MAYS, L. W. 1999. Hydraulic design handbook. New York : MacGraw-Hill, 1999.
- [13] MIŠKAY, V. Hydraulický výpočet bočného prepadu. Bratislava, STU v Bratislave, 1976.
- [14] MOLNÁR, V. 2010. Počítačová dynamika tekutín. Bratislava : STU v Bratislave, 2010.
- [15] OLMER, P. 1992. Hydraulický výskum hydrouzla Žilina. VÚVH Bratislava, 1992.
- [16] ORFÁNUS, M. a kol. 2011. Simulácia prúdenia vody cez funkčný objekt poldra Oreské 3D matematickým modelom. Bratislava : Acta hydrológica Slovaca, 2011.
- [17] RUMANN, J. a ORFÁNUS, M. 2011. Assessment of the effect of the floating barrage on the intake structure at Dobrohošť. Gdańsk : WMHE Gdańsk, 2011.
- [18] Stabilizácia koryta Váhu Akcia: Horný Hričov. Technická správa.2012. Sudop TRADE spol. s r.o.2012.
- [19] Vodné dielo Hričov. Manipulačný poriadok.1984. Hydroconsult Bratislava.1984.
- [20] Vodné dielo Hričov. Technický pasport.1984. Hydroconsult Bratislava.1984.
- [21] VS Hričov – "Stanovenie hlavných parametrov podhatia". Technická správa.2014.Cabex s.r.o. 2014.

Ing. Dušan Fejer

*SVP š.p., OZ Povodie dolného Váhu, Piešťany
dusan.fejer@svp.sk*

Ing. Peter Magula

*SVP š.p., OZ Povodie dolného Váhu, Piešťany
peter.magula@svp.sk*

VYUŽITÍ METODIKY BIM U HYDROTECHNICKÝCH STAVEB

M. Havlát, J. Hladík, D. Pospíšil & J. Švancara

AQUATIS a.s., Brno, Česká republika

ABSTRAKT: Metodika BIM (Building Information Modelling nebo Building Information Management) začíná být stále častěji uplatňována i u vodohospodářských staveb. Zavedení technologie BIM představuje změnu pracovních postupů, jejíž podstatou je nutnost spolupráce zúčastněných partnerů na informačním modelu, sdílení dat a procesů a komunikace ve společném datovém prostředí. Poměrně četné aplikace metodiky BIM lze zaznamenat u záměrů, které se vyznačují opakovatelností konstrukčních a technických řešení, komponent nebo zařízení (objekty pozemního stavitelství, technologické celky apod.). Hydrotechnické stavby lze však označit jako stavby vysoce individuální a proto má nasazení metodiky BIM v nich řadu specifík. Obdobně jako u jiných činností využívajících pokročilé nástroje, je i v případě metodiky BIM nezbytné založit její využití na práci kvalifikovaných specialistů a na dodržování definovaných postupů a procesů. Na konkrétních příkladech a ukázkách z projektů hydrotechnických a hydroenergetických staveb řešených společností AQUATIS, budou zmíněny zkušenosti z aplikace metodiky BIM v projektech.

3. O METODICE BIM

3.1 ÚVODEM

Digitalizace zasahuje stále více do všech oblastí našeho života. S vývojem technických prostředků nastal v devadesátých letech úplný přesun projekčních činností do oblasti výpočetní techniky, obdobně tomu bylo následně v oblasti řídicích procesů, správy, provozu a administrativy. Metodika BIM zajišťuje integraci uvedených činností pro stavby v celém jejich životním cyklu a její rozvoj je všeobecným trendem.

3.2 CO JE BIM

BIM není „pouze“ 3D model stavebního záměru. Informační model stavby (model BIM) si lze představit jako databázi informací, která může zahrnovat kompletní data od prvotního návrhu, přes výstavbu, správu stavby a případné změny (rekonstrukce), tedy veškeré informace z celého životního cyklu stavby. Do této databáze přispívají svým dílem všichni účastníci stavebního procesu. BIM tedy představuje zejména velké množství dat a informací se vzájemnými vazbami. BIM metodika umožňuje vyšší úroveň spolupráce v rámci záměru, mezi partnery se tato spolupráce uskutečňuje prostřednictvím společného datové prostředí (Common Data Environment - CDE).

3.3 BIM V ŽIVOTNÍM CYKLU STAVBY

Samotná stavba má přípravnou fázi, fázi realizační (tj. období výstavby) a fázi provozní (po dokončení stavby). Výhody metodiky BIM se plně projeví, pokud její nasazení zahrnuje jak vytvoření koncepce, projektové dokumentace a povolovací procesy v přípravné fázi, tak navazující realizační fázi (kdy se BIM využije pro podporu řízení výstavby a dokumentování skutečného provedení) a následně se datová báze včetně 3D modelu využije i v období provozu. Spolupráce mezi partnery na je povýšena o možnosti vzájemné komunikace nad záměrem, kdy do ní nastaveným způsobem mohou vstupovat investor, projektant, zhotovitel stavby, provozovatel výsledného díla a případně další oprávněné subjekty.

3.4 NEBOJME SE BIM

Jako u každé nové věci, při zavádění metodiky BIM mohou nastávat potíže. Tak tomu nakonec bylo i při nasazování CAD aplikací, kdy po značnou dobu potřeba praxe předháněla vývoj softwarových společností. Stejně je tomu i nástrojů využívaných při BIM, což vede k častým aktualizacím SW a změnám. Ze strany uživatelů však svou roli hraje i setrvačnost v jejich zvyklostech. Uživatelskou přívětivost prostředí pro BIM nezvyšuje fakt, že vývoj je veden v anglickém jazyce a česká prostředí (pokud vůbec existují) jsou často zaplevelena a zneprůhledněna nepřilíh výstižnými překlady, přičemž česká standardizace BIM má zpoždění. Významným krokem je výběr prostředí CDE a podporovaných platform pro vytváření informačních modelů. Zvládnutí prostředí pro řízení, komunikaci a práci s informačními modely je totiž předpokladem úspěšného užívání metodiky BIM a zde se ukazuje, že základem produktivního využívání metodiky BIM je výchova a stabilizace flexibilního týmu podílejícího se na projektu (projektech).

Metodika BIM vyžaduje nastavení a dodržování zásad, pravidel a postupů, pro konkrétní projekt se to uskutečňuje prostřednictvím BEP (BIM Execution Plan). Nastavení pravidel a prostředí potom vede k požadavku na jejich důsledné (až pedantské) dodržování v průběhu práce, metodika BIM se s nepořádkem a improvizací neslučuje.

Žádný z výše uvedených faktorů nemusí odrazovat od snahy metodiku BIM zavádět a dále rozšiřovat. Zkušenost ukazuje, že při tak dynamickém vývoji nástrojů a prostředí nemá příliš velký význam budovat v předstihu zázemí v teoretické rovině, nejhodnotnější jsou zkušenosti z konkrétních realizací a zpočátku třeba z i menších projektů.

4. NASAZENÍ METODIKY BIM U STAVEB HYDROTECHNICKÝCH

4.1 SPECIFIKA HYDROTECHNICKÝCH STAVEB

Četnost realizací hydrotechnických staveb je poměrně nízká (v porovnání např. se stavbami pozemního stavitelství či stavbami dopravními), rovněž opakovatelnost technických řešení je malá. To způsobuje zpoždění při nasazení metodiky BIM v našem oboru v porovnání s obory jinými a do určité míry i odlišné postupy práce.

Hydrotechnické stavby mají specifické konstrukce, často se vyznačují složitými tvary masivních betonových konstrukcí, jejichž geometrie je předurčována jinými hledisky než snahou o pravidelnost a typizaci. Obvykle se u nich řeší zakládání ve složitých poměrech. Hydrotechnické stavby rovněž často zahrnují prvky technologického vybavení staveb (turbíny, uzávěry), které jsou zpravidla individuálně navrhovány pro daný případ. To vše ovlivňuje i způsob nasazení technických prostředků pro tvorbu informačního modelu.

S vývojem softwarových prostředků, se zvyšující se úrovní poznatků, postupně vznikající standardizací i při stále širším nasazením metody BIM se úspěšně daří nalézat vhodná řešení, problémy překonávat a postupně zvyšovat efektivitu projekční práce.

4.2 ŘEŠENÁ SPECIFIKA BIM U HYDROTECHNICKÝCH STAVEB

V průběhu různých projektů vodo hospodářských a hydrotechnických staveb navrhovaných s užitím metodiky BIM jsme byli nuceni nalézt řešení dílčích problémů a brát v úvahu specifické požadavky:

- Atypická individuální řešení, komplikované tvary (např. železobetonových konstrukcí):
 - o Tvorba modelu atypických konstrukcí může být na hranici (nebo za hranici) možností projekčního software (SW). To se nemusí projevit ve fázi tvarového řešení, ale až v okamžiku extrakce vlastností prvků nebo připojování metadat.
 - o Je nutné hledat a individuálně postupně upřesňovat vhodné pracovní postupy.
 - o Deklarovaná integrace softwarového prostředí u individuálních řešení selhává.

- Úroveň podpory výrobců SW je pro atypická řešení nízká a není operativní. Často je řešení konkrétního problému teprve podnětem pro aktualizaci SW.
- Malá opakovatelnost používaných prvků a individuální řešení:
 - Zatímco pro často opakovatelné prvky staveb (např. u staveb pozemních) jsou k dispozici rozsáhlé knihovny prvků, hydrotechnické stavby vyžadují prvky a jejich sestavy vytvářet individuálně (např. technologické konstrukce a zařízení, ocelové výrobky a podobně).
 - Individuálně vytvořené prvky jsou následně málo využitelné.
 - Výrobci unikátních technologických zařízení (např. turbín, uzávěrů...) nejsou příliš ochotni poskytovat modely svých zařízení což zdůvodňují ochranou duševního vlastnictví.
- Opožděná standardizace:
 - Agentury zabývající se standardizací BIM (v ČR je to ČAS) řeší primárně pozemní stavby, případně stavby dopravní. Základní inspirace pro hydrotechnické stavby je možná u staveb dopravních.
 - Situace vede k vytváření vlastních standardů, které až v delší perspektivě bude patrně možné nahradit národními předpisy.
- Vstupní podklady.
 - V případě změny staveb (pro hydrotechnické stavby jsou rekonstrukce častým zadáním) bývá problémem úroveň a podrobnost archivní projektové dokumentace, někdy chybí, je neúplná nebo málo podrobná, případně neodpovídá skutečnému provedení a výchozímu stavu zpracování modelu.
 - Podklady lze doplnit nebo nahradit s využitím letecké fotogrammetrie, laserového skenování, doměřením, průzkumy, ovšem s vědomím náročnosti pořízení a zpracování.
- Náročné zakládání staveb a potřeba modelů geologického podloží:
 - Řešení zakládání je důležitou součástí návrhu hydrotechnických staveb.
 - Interpretace výsledků IGP a jejich transformace do prostorového modelu podloží vyžadují spolupráci zkušeného geologa.
 - Komplexní modely obsahují zpravidla složité uspořádání prvků zakládání, členité stavební jámy a jejich zajištění.
- Zadání jednoznačných požadavků na modely ze strany investora:
 - Pokud je součástí přípravné fáze i obstarání podkladů, není možné na počátku prací určit definitivní datovou strukturu a veškeré požadavky (BEP), plán nasazení BIM je upravován v průběhu prací. Zejména u pilotních projektů se požadavky na informační model a řídicí procesy upravují v průběhu práce.
 - Nedostatečné zkušenosti s využitím modelů v průběhu výstavby a v následném provozu díla mají za následek dodatečné úpravy informačních modelů pro začlenění nově vznikajících požadavků.
- Na hydrotechnické stavby se vztahují požadavky na výkon TBD:
 - Pro činnosti dohledu je existence informačního modelu přínosem.
 - Model může poskytovat informace o konkrétních zařízeních, usnadňovat interpretaci měření a obsahovat propojení na výsledky měření a dohledu.
- Modely na úrovni DPS a požadavky kladené na zadávací dokumentaci:
 - Hydrotechnické stavby jsou často realizované s podporou veřejných prostředků a bývají zadávány podle zákona o veřejných zakázkách.
 - Zatímco soukromý investor ve fázi DPS již specifikuje zařízení či prvky konkrétního výrobce (což je pro tvorbu modelu zjednodušením), u veřejných zakázek je upřednostňování konkrétního výrobku nepřípustné a modely musí obsahovat zástupné prvky s jejich technickou specifikací.

4.3 OBECNÉ ZKUŠENOSTI S BIM NEJEN PRO HYDROTECHNICKÉ STAVBY

U hydrotechnických staveb zůstávají v platnosti všechny všeobecné výhody metodiky BIM jako u staveb ostatních.

V přípravné (projekční) fázi, je možné vytvářet projektovou dokumentaci s lepší prostorovou koordinací, kontrolovat případné kolize jednotlivých objektů a prvků a upozorňovat konkrétní členy týmu na potřebu koordinace a popisovat případné vady přímo v modelu.

V realizační fázi může využití BIM zlepšovat orientaci v komplikovaných projektech a pokud dochází k průběžné aktualizaci modelu, může napomáhat při vykazování a kontrole skutečně provedených objemů prací a na závěr realizace může být k dispozici jako model skutečného provedení. Informační model dále umožní plánování a kontrolu postupu realizace nebo poskytuje data pro řízení kapacit.

V provozní fázi je možné využití metodiku BIM pro inventarizaci prvků, plánování a zaznamenávání revizí konstrukcí a zařízení objektu, plánování oprav a různých analýz díla a poskytování dat pro ně. Může být zrealizováno propojení na technické listy, schémata zapojení, související dokumenty, fotodokumentaci apod.

5. PŘÍKLADY PROJEKTŮ ŘEŠENÝCH METODIKOU BIM

5.1 ÚVODEM

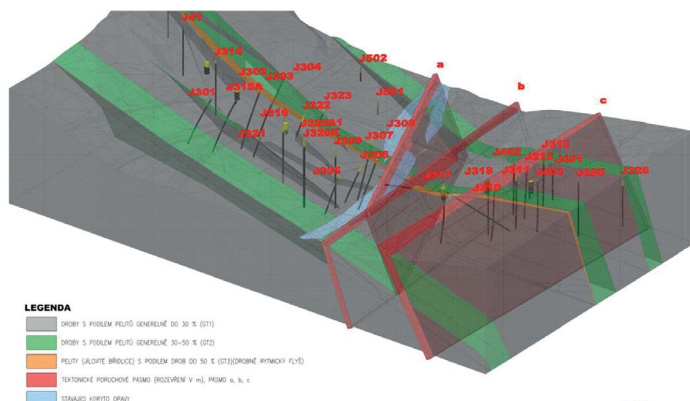
Z realizovaných modelů jsme se pokusili vybrat ukázkou z projektů, které nasazením technologie nebo rozsahem představují určitý předěl v užití metodiky BIM v našich projektech.

5.2 VD NOVÉ HEŘMINOVY

VD Nové Heřminovy (VDNH) je investorem (Povodí Odry, státní podnik) připravováno jako víceúčelová nádrž s hlavním účelem ochranným. Preferovaným technickým řešením je přehradní betonová tížní hráz integrující čelní přelivy, spodní výpusti, další funkční objekty, komunikační a injekční chodby aj. Podloží hráze je těsněno systematickou injekční clonou.

Příprava VDNH započala před nasazením metodiky BIM. V průběhu prací na DUR zde však na základě uskutečněného IGP poprvé došlo k sestavení komplexního prostorového modelu IG poměrů v podloží zamýšlené hráze s veškerými průzkumnými díly v zájmovém prostoru, interpretací zlomových a poruchových zón a rozčleněním na kvazihomogenní celky.

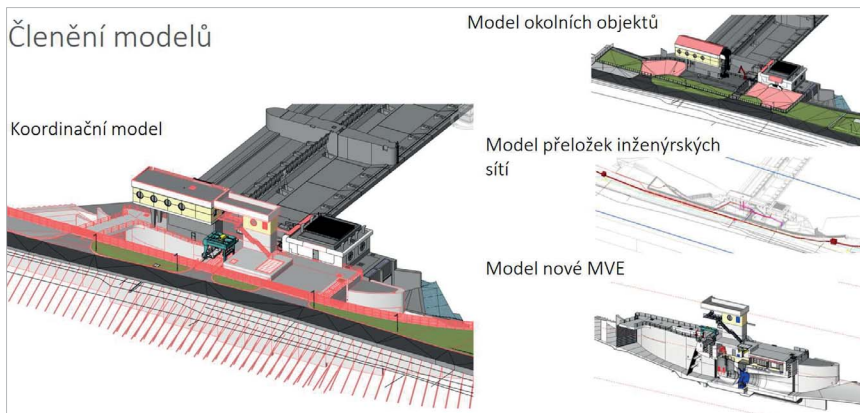
Dnes již projektová příprava VDNH (aktuálně DSP) probíhá plně s využitím metodiky BIM.



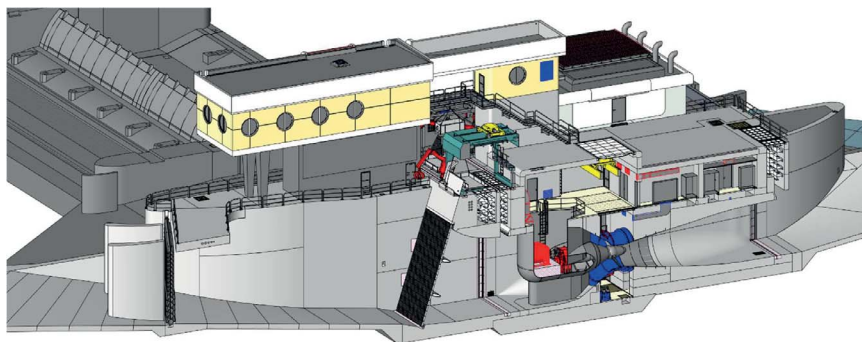
Obrázek 1: Výřez 3D modelu IG poměrů v podloží hráze VDNH.

5.3 MVE KLECANY II

Předmětem projektu je výstavba nové MVE Klecany II vedle stávajícího jezu a MVE na Vltavě (ř. km 37,08). Jedná se o pilotní projekt pro aplikaci BIM státního podniku Povodí Vltavy. Informační model byl zpracován v projekčním stupni DSP a je dopracováván do podrobnosti dokumentace pro výběr zhotovitele. Součástí informačního modelu je i rozsáhlá sada 2D dokumentace vyžadovaná pro stavební řízení, která je generovaná přímo z modelu. Na model jsou těsně navázány všechny související projekční činnosti jako jsou statické výpočty, přeložky inženýrských sítí, výkaz výměr a rozpočet, model okolního terénu a začlenění do území apod. Projekt byl rozdělen do několika dílčích modelů, které byly spojeny v koordinačním modelu. Byl vytvořen model stávajících okolních objektů, v rámci kterého byly řešeny bourací práce a napojení navržených objektů do okolí. Stěžejní část projektu tvoří geologický model podloží dle geologického průzkumu, prvky zakládání a stavební jámka, železobetonové konstrukce budoucí MVE, technologie MVE aj. Další část tvoří model přeložek inženýrských sítí a to jak dočasných, tak trvalých. Pro vymodelování okolního prostředí bylo využito fotogrammetrické snímkování z dronu.



Obrázek 2: Členění modelů MVE Klecany.



Obrázek 3: Řez modelem nově navržené MVE Klecany II.

5.4 VD ORLÍK – ZABEZPEČENÍ VD PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD

Akce „VD Orlík – zabezpečení VD před účinky velkých vod“ řeší bezpečné převedení transformované desetitisícileté povodně přes VD Orlík s využitím nového objektu dodatečného bezpečnostního přelivu s trojicí hrazených polí.



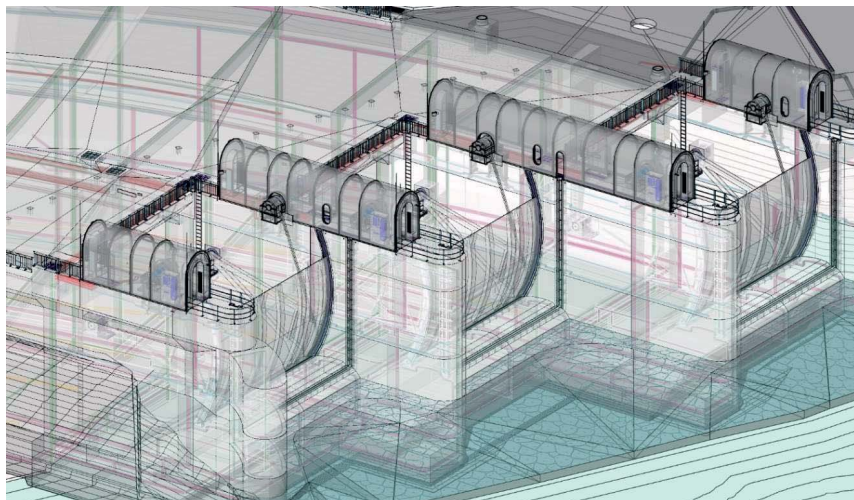
Obrázek 4: VD Orlík - vizualizace vtokové části nového přelivu.

Projektová dokumentace (DUR, DSP i DPS) byla nejdříve zpracována „klasickou cestou“ jako 2D dokumentace a 3D model byl zpracován jako interní pomůcka projektanta pro koordinaci betonových konstrukcí. Následně však, podle zadání investora (Povodí Vltavy, státní podnik), byl vytvořen komplexní informační model stavby, jehož cílem bylo zajistit lepší koordinaci v realizační fázi, kontrolu skutečně provedených objemů stavby a vytvořit základ pro vypracování dokumentace skutečného provedení stavby, která je vyžadována formou BIM modelu. Samotný prostorový model se vyznačuje mimořádnou tvarovou složitostí betonových konstrukcí (zakřivení ve všech rovinách) a členitostí odpovídající postupu výstavby. Nedílnou součástí informačního modelu je i poměrně komplexní model terénu a IG poměrů, což vedlo k nutnosti využít spolupráce více softwarových prostředků.

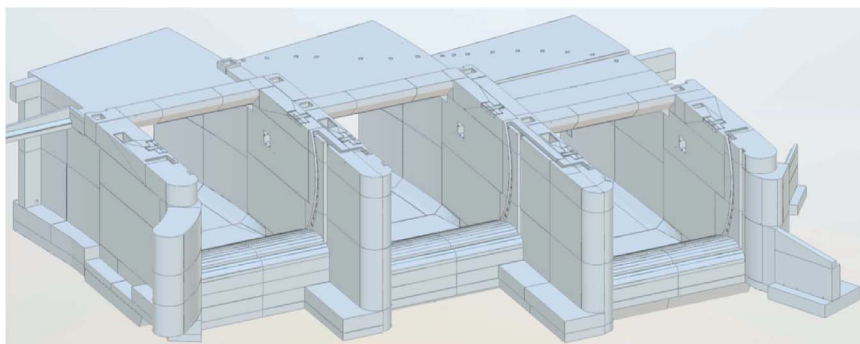
V průběhu tvorby modelu byly odhaleny některé koordinační nejednoznačnosti původní 2D dokumentace, které vyplývaly z omezených možností kontroly prostorových kolizí běžnými prostředky. Díky tomu bylo možné ještě před zahájením realizace provést aktualizaci projektové dokumentace a předejít upřesňování při výstavbě.

Informační model stavby je vypracován v podrobnosti dokumentace pro provádění stavby a obsahuje veškeré součásti stavby. Součástí modelu jsou například konstrukce speciálního zakládání, železobetonových konstrukcí s podrobným členěním na jednotlivé pracovní bloky, těsnění veškerých spár konstrukcí, prostupy, umístění zabetonovaných prvků, vedení a podobně. Model zemních prací zahrnuje výkopy a výlomy členěné dle tříd těžitelností určené podrobným inženýrsko-geologickým průzkumem.

Prostorový model železobetonových konstrukcí je v současné době využíván také při 3D návrhu výztuže pro zhotovitele stavby, projektant pro něj rovněž zajišťuje průběžnou správu 3D modelu v průběhu výstavby včetně modelu skutečného provedení.



Obrázek 5: Koordinační model vtokové části (viditelná těsnění spár, zabetonované prvky, ocelové konstrukce, technologická část).



Obrázek 6: Skladebný model členění železobetonových konstrukcí SO 01 (vtoková část).

5.5 VD ŠVIHOV

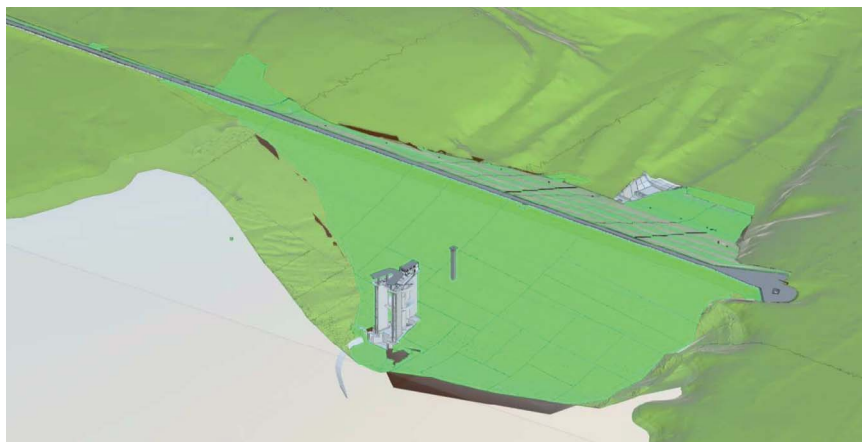
Španá přehradní hráz na řece Želivce vytváří nádrž s vodárenským využitím. Vodní dílo s tělesem hráze o výšce 58,3 m nade dnem údolí a objemem hráze 2,342 mil. m³ je známé svým tvarově členitým sduženým objektem s šachtovým bezpečnostním přelivem, spodními výpustmi a vodárenským odběrem.

Na rozdíl od většiny ostatních projektů, v tomto případě bylo Povodím Vltavy, státní podnik zadáno vytvořit model existujícího vodního díla pro potřeby provozu. Záměrem vlastníka VD bylo promítnout dostupné podklady do celkového modelu a chybějící podklady doplnit v využitím současných technologií. Model bude sloužit pro provozní účely a jako podklad pro případné budoucí rekonstrukce a úpravy VD.

Práce spojené s vytvářením modelu současného stavu byly rozděleny do etap podle úrovně detailu modelovaných prvků, v současnosti práce na modelu stále pokračují. Projekt se vyznačuje rozmanitostí vstupních podkladů. Mezi stěžejní podklady patřily:

- Dokumentace skutečného provedení stavby
 - o Listinná dokumentace byla z části dodatečně doplněná o změny provedené při výstavbě vůči dokumentaci pro provádění stavby. Pro potřebu sestavení modelu bylo třeba dokumentaci skenovat a rekonstruovat v projekčních softwarech.
 - o Prováděcí projekt byl vytvářen pro dvě stavební etapy (pro menší a poté pro větší variantu hráze), velké úsilí bylo třeba vynaložit na zpřehlednění vazeb a orientaci v dokumentacích.
- Zaměření funkčních objektů a vzdušného líce hráze pomocí laserového skenování
 - o Obrovský rozsah dat (mračna bodů), pro zpracování vysoké nároky na HW,
 - o Není možné využít přímo mračna bodů ze skenování, tvary bylo nutné individuálně domodelovat, automatizace těchto postupů pro členité tvary není dobře využitelná. Bylo třeba odfiltrovat nežádoucí objekty (vegetace... aj.).
- Zaměření návodního líce hráze pod hladinou pomocí sonaru
- Digitální model reliéfu páté generace (DMR 5G) dostupný z ČÚZK (pro širší okolí)
- Fotodokumentace a osobní prohlídka, doměření na VD.

Prostorový model obsahuje železobetonové konstrukce funkčního sdruženého objektu, odpadní a injekční chodby, těleso hráze modelované od zdokumentované základové spáry včetně všech vrstev a zón těsnícího jádra, filtrů a drenážních prvků a stabilizační části hráze, konstrukce na koruně hráze, včetně skladby komunikace. Model byl doplněn o informační část zahrnující objektové členění, materiálové charakteristiky, geometrické vlastnosti či popisy vstupního podkladu, na jehož základě byl konkrétní prvek vymodelován.



Obrázek 7: Koncepční model hráze a funkčních objektů VD Švihov s modelem okolního terénu.



Obrázek 8: Vizualizace modelu sruženého objektu VD Švihov s šachtovým přelivem.

6. ZÁVĚR

Zmíněné příklady dokumentují, že není rozhodující, zda se vlastník vodního díla nebo investor rozhodne k nasazení metodiky BIM od počátku koncepční přípravy nebo třeba až v období provozu, důležitá je pouze úvaha o účelnosti nasazení metodiky BIM pro další využití v jednotlivém případě. Prezentované ukázky obsahují projekty s využitím BIM od zahájení přípravy záměru, přes zpracování projektové dokumentace v konkrétních projektových stupních, ale také převod již zpracované DPS do standardu BIM i zpracování informačního modelu ukončené stavby pro provozní účely.

Použití projekčních prací metodou BIM v oboru hydrotechnických staveb sebou přináší některá úskalí, která je však postupným zlepšováním pracovních postupů možné eliminovat nebo alespoň snížit jejich dopad na efektivitu práce a dosáhnout i požadovaných vlastností výsledného modelu. Značnou komplikací při plošném zavádění postupů BIM je v současné době chybějící standardizace modelů, díky čemuž jsou jednotlivé modely individuálně strukturované a vzájemně hůře srovnatelné.

Ze zkušeností plynoucích ze značného počtu úspěšně realizovaných BIM projektů můžeme konstatovat, že s každým dalším projektem s využitím metodiky BIM vzrůstá efektivita projekční práce a dochází i k přesnějšímu definování požadavků na finální model ze stran investorů či zhotovitelů staveb.

Informace obsažené v BIM modelech jsou, obzvláště při použití společného datového prostředí mezi zhotovitelem modelu a investorem, dobře dostupné, přehledně strukturované a jedinečné, což umožňuje efektivnější spolupráci a komunikaci nad projektem a eliminaci problémů s verzemi souborů i správou dokumentace.

Detailní prostorová koordinace projektových návrhů složitějších staveb, jednoznačná a přehledná vazba na objemy prací a stavebních dodávek a možnost převedení na dokumentaci skutečného provedení jsou pak asi největším přínosem pro období výstavby a tyto přínosy násobně převažují nad zvýšenými náklady na práce metodikou BIM.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři příspěvku si dovoluují vyslovit poděkování všem investorům a vlastníkům vodních děl, kteří ve svých projektech podpořili zavádění metodiky BIM a přispívají tak k zavádění moderních postupů projektování.



Obrázek 9: MVE Hořín - ilustrační podélný řez modelem.

LITERATURA

- [1] ČESKÁ AGENTURA PRO STANDARDIZACI: Dokumenty odboru Koncepce BIM ČAS. OnLine: <https://www.koncepcebim.cz/dokumenty#>
- [2] AQUATIS a.s.: Vodní dílo Nové Heřminovy, DSP, DPS. V rozpracovanosti, 2022
- [3] AQUATIS a.s.: MVE Klecany II - IG a HG průzkum, DSP, DVZ, AD. Stav k 03/2022
- [4] AQUATIS a.s.: VD Orlík – zabezpečení VD před účinky velkých vod. DPS, 2020
- [5] AQUATIS a.s.: VD Orlík – zabezpečení VD před účinky velkých vod. Vytvoření 3D modelu stavby, 2020
- [6] AQUATIS a.s.: MVE Hořín - IG a HG průzkum, DSP, DVZ. V rozpracovanosti, 2022

Ing. Michal Havlát

+420 541 554 269, michal.havlat@aquatis.cz

Ing. Jaroslav Hladík

+420 541 554 252, jaroslav.hladik@aquatis.cz

Ing. Dalibor Pospíšil

+420 541 554 331, dalibor.pospisil@aquatis.cz

Ing. Jiří Švancara

420 541 554 340, jiri.svancara@aquatis.cz

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno

MATEMATICKÉ MODELÝ ŠÍŘENÍ ZVLÁŠTNÍCH POVODNÍ POD VODNÍMI DÍLY

J. Höll & J. Hodák

VODNÍ DÍLA – TBD a. s., Brno, Česká republika

K. Pekárek, ml.

CREA Hydro&Energy, z. s., Brno, Česká republika

ABSTRAKT: Vlastníci vodních děl (VD) I. až III. kategorie mají povinnost, podle platného zákona o vodách, znát možné následky jejich havárií. Mají také povinnost stanovit parametry zvláštní povodňové vlny (ZPV) pod vodními díly, které provozují, stanovit území ohrožené ZPV, průtokové poměry v tomto území a tyto údaje předat složkám integrovaného záchranného systému (IZS) jako podklad pro vytvoření příslušných krizových plánů. V minulosti se šíření ZPV pod VD a stanovení průtokových poměrů a maximální hranice území ohroženého zvláštní povodní provádělo převážně pomocí 1D numerického modelování proudění povrchové vody. Autoři příspěvku popisují nový postup, zkušenosti a výsledky výpočtů šíření ZPV pomocí 2D numerického modelu na příkladu VD Morávka, Těrlicko a dalších v majetku ČR s právem hospodařit pro státní podnik Povodí Odry. V případě VD Morávka byly výsledky modelu dále využity při procesu rekatégorizace VD z hlediska technickobezpečnostního dohledu (TBD) pro připravovanou změnu dokončené stavby VD, kterou je zkapacitnění bezpečnostního přelivu a skluzu. Příspěvek srovnává výsledky původně zpracovaných 1D modelů, které byly použity přibližně před 20 lety s novými 2D modely. Ukazuje se, že výsledky původních 1D modelů a nových 2D modelů jsou značně rozdílné a to zejm. v postupových dobách kulminace ZPV. Významné rozdíly jsou rovněž v plochách rozlivů. Doporučuje se tedy provádět analýzu, v jakých podmínkách je vhodné jednotlivé prostředky nasadit, podstatnou roli zde hraje také možná přesnost odvození výchozích parametrů a časového průběhu ZPV v profilu hráze a přesnost použitých modelů terénu.

1. ÚVOD

Inovace v oblasti numerického modelování proudění povrchové vody se v posledních letech ukázaly jako významné, a to především při řešení území ohrožených zvláštní povodní pod přehradními vodními díly v důsledku jejich teoretického porušení. Dnešní praxe ukazuje, že dvourozměrné numerické modelování je již v mnoha ohledech vhodnější než klasické modelování v 1D používané ve velké míře přibližně před 20 lety. Metoda výpočtu ve 2D zahrnuje komplexnější matematický nástroj k hydraulickému výpočtu proudění pod daným vodním dílem a schematizace není tak rozsáhlá, jako u simulací v 1D. V problematice řešení zvláštních povodní se jako hlavní nevýhoda 1D modelů ukazuje neschopnost zachytit změny směru a rychlosti proudění (akcelerace proudu) a také reflektování různého průběhu hladin v daném příčném profilu.

Dvourozměrné hydraulické (dále jen „2D“) modely nejsou v odvětví vodního hospodářství již žádnou novinkou, používají se téměř 30 let. Starší 2D modely však vyžadovaly velmi zkušené uživatele. Potřebná technologie byla drahá a těžkopádná, takže se modelováním ve 2D řešily pouze velmi složité, komplexní projekty a nebyly tak rozšířeny. V poslední době však pokroky v počítačové technologii, ve vývoji programových a hardwarových prostředků nutných k simulacím ve 2D, společně se zvýšenou dostupností podkladových dat (např. digitální modely terénu apod.) znamenají, že 2D modelování roste ve světě hydraulického inženýrství na popularitě.

2. PRAKTICKÉ PŘÍKLADY POUŽITÍ 2D MODELOVÁNÍ

Společnost VODNÍ DÍLA – TBD a. s. se již několik let zabývá možnostmi a inovacemi v oblasti numerického modelování zvláštních povodní v území pod vodními díly v České republice i ve světě. Z hlediska bezpečnosti přehrad a přilehlých aglomerací je snaha potenciál 2D modelů zvláštních povodní co nejlépe využít. V posledních přibližně pěti letech se zejména ve spolupráci s Povodím Odry, s. p. podařilo společnosti VODNÍ DÍLA – TBD a. s. revidovat a aktualizovat hydraulické modely rozlivu zvláštních povodní na většině stěžejních vodních děl v jejich správě. Nejvýznamnějším posunem bylo právě použití 2D numerického modelování zvláštní povodňové vlny v území pod příslušným vodním dílem. U všech dále jmenovaných vodních děl byly ověřeny nebo aktualizovány hydrologické údaje, parametry hrází a další vstupní data. Poté byl vytvořen 2D model proudění určeného scénáře zvláštní povodňové vlny (zkráceně „ZPV“) pod vodním dílem a bylo tak znovu stanoveno tzv. „území ohrožené zvláštní povodní“, které je jedním ze zásadních výstupů takového modelu.

2D modelování bylo použito u těchto vodních děl:

VD Morávka

VD Šance

VD Těrlicko

VD Slezská Harta

VD Kružberk

V rámci zadání diplomové práce jsme ve spolupráci s Povodím Moravy, s. p. řešili 2D model zvláštní povodně pod VD Plumlov. Ve spolupráci s Lesy České republiky, s. p. jsme použili 2D model např. pro výpočet zvláštní povodně pod VD Sedlinka. V současné době pak probíhají práce na řešení zvláštních povodní ve 2D na vybraných přehradách v Gruzii, tj. VD Lajannuri a VD Zahesi.

2.1 ZKUŠENOSTI S POROVNÁNÍM 1D A 2D MODELŮ

Pro porovnání 1D a 2D modelů byla uvažována vodní díla ve správě Povodí Odry, s. p. U všech VD ovšem nebylo možné jednoduše porovnat modely vypočtené v 1D a ve 2D, a to kvůli rozdílným vstupním údajům, které byly v modelování použity. Rozdíly jsou např. v parametrech hrází, které se v průběhu let změnily v důsledku změny dokončeného vodního díla nebo ve scénáři dané poruchy (přelití nebo vnitřní eroze u sypaných hrází) a tím i ve výsledných hydrogramech zvláštní povodně. Proto se k přímému porovnání muselo vybrat takové vodní dílo, u kterého byl scénář poruchy a příslušný použitý hydrogram v obou případech stejný. Tyto podmínky splnilo VD Těrlicko, které bylo ke srovnání 1D a 2D modelů vybráno. V tomto případě byly použity identické údaje o hydrogramu ZPV v obou provedených studiích. Použití identického výsledného hydrogramu zvláštní povodňové vlny dává možnost přesně porovnat rozlivy i postupové časy z obou simulací provedených různými způsoby.

2.2 SROVNÁNÍ VÝSTUPŮ Z 1D A 2D MODELŮ PRO VD TĚRLICKO

2.2.1 Stručný popis vodního díla

VD Těrlicko a k němu přilehlá zájmová oblast se nachází v Moravskoslezském kraji, v okrese Karviná. Hráz vodního díla je umístěna na řece Stonávce v ř. km 45,770, jihozápadně od Karviné. Stonávka je významným levostranným přítokem řeky Olše. Zájmové území má délku cca 27 km a sahá od hráze VD Těrlicko přes obce Albrechtice, Stonava, Karviná, Koukolná a Dětmárovice dále směrem ke státní hranici s Polskem až k soutoku řeky Olše s Odrou. Profil údolí je od VD Těrlicko směrem k dolu Darkov poměrně sevřený. Za Darkovem

se ale postupně otevírá do nížinatého území v okolí Karviné. Ve velkém se zde nachází haldy a důlní díla, která významně ovlivňují odtokové poměry ve smyslu ovlivnění průtočného profilu.

Hlavním účelem VD Těrlicko je zásobování průmyslových odběratelů vodou. Těrlická nádrž dále zajišťuje minimální průtoky v řece Stonávce pod hrází a v řece Olši pod jezem v Koukolné, plní také ochrannou funkci. Svým účinkem ovlivňuje povodňové průtoky na Stonávce a Olši, pod ústím Stonávky a v neposlední řadě zajišťuje podmínky pro rekreaci na nádrži.

Technicky se VD Těrlicko řadí mezi zemní sypané hráze se šikmým hlinitým těsněním a oboustranným jednovrstvým pískovým filtrem. Těsnění tvoří sprašové hlíny, stabilizační část prelumiální šterky a vypálená haldovina. Návodní svah hráze je ve sklonu 1:3 a je v dolní části opevněn pohozelem ze strusky o mocnosti 80 cm. V horní části je opevněn šestibokými prefabrikovanými betonovými tvárnicemi tloušťky 15 cm. Vzdušní svah hráze, který má sklon 1:2,5 a 1:2 je ohumusován a oset. Na koruně hráze je instalován vlnolam výšky 0,76 m a jednopruhová komunikace šířky jižního pruhu 3 m.

2.2.2 Parametry zvláštní povodně

Odvození časového průběhu, parametrů a variant zvláštních povodní v profilu hráze bylo předmětem zprávy „VD Těrlicko, Studie kritických provozních situací“ (Hydro Expert spol. s r. o., 2000). Z této studie vychází informace o charakteru možné poruchy VD Těrlicko způsobené přelitím za extrémní povodně nebo důsledkem vzniku vnitřní eroze hráze.

Protože studie potvrdila schopnost VD Těrlicko odolávat v té době stanoveným extrémním hydrologickým povodním, vybraný scénář modelovaný ve 2D počítal s případem porušení hráze vnitřní erozí, za předpokladu počáteční hladiny v nádrži na kótě 275,60 m n. m., což odpovídá maximální zásobní hladině v nádrži. Jako počáteční místo vzniku hypotetického průsakového kanálu byl zvolen horní okraj chodby spodních výpustí ve dně údolí (kóta 254,80 m n. m.). Kulminační odtok z nádrže byl v této variantě ZPV odvozen na hodnotu $5467 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Tabulka 1 shrnuje hlavní parametry zvláštní povodňové vlny, která vznikne protřžením VD Těrlicko za těchto podmínek.

Tabulka 1: Parametry ZPV vniklé protřžením hráze VD Těrlicko

Průtok na začátku vlny $Q_{\text{poč}} [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	Doba vzestupné větve $t_{\text{vz}} [\text{min}]$	Celkový kulminační odtok $Q_{\text{ZPV}} [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	Objem odtoklé vody do konce simulace $W_{\text{ZPV}} [\text{mil. m}^3]$	Doba trvání zvláštní povodně $t_{\text{ZPV}} [\text{min}]$ (*)
0,2	64	5467	22,827	cca 350

(*) Celková doba trvání ZPV1 od počátku porušení po pokles odtoku na hodnotu Q_{100} v korytě toku v podhráží.

2.2.3 Postup zpracování řešení modelu ve 2D

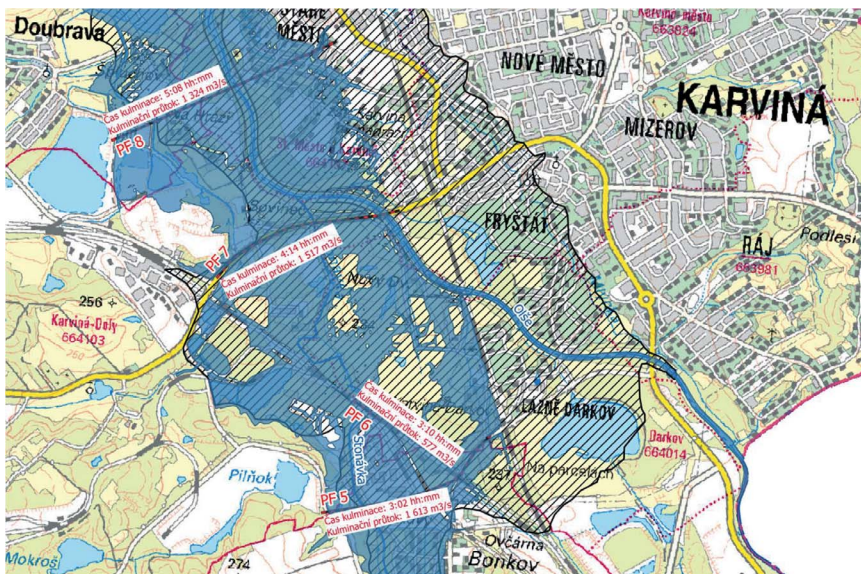
Postup zpracování lze rozdělit do několika kroků, přičemž tento postup je obecně platný pro jakékoliv vodní dílo:

- získání, shromáždění a studium dostupných podkladů,
- místní šetření – fotodokumentace, identifikace hydraulických drsností území, doměření objektů na toku (např. pomocí geodetického GPS roveru),
- hydraulické výpočty kapacity objektů na toku (mosty, jezy) pomocí 1D modelu ustáleného proudění,
- tvorba digitálního modelu terénu (DMT) v programu QGIS z digitálního modelu reliéfu 5. generace (získán od ČUZK),

- sestavení 2D modelu v programu HEC-RAS, spojení DMT a příčných řezů koryt toků, zadání objektů měnými křivkami,
- hydrodynamický výpočet neustálého proudění zvláštní povodňové vlny v zájmové oblasti,
- zpracování výsledků simulací a tvorba technické zprávy.

2.2.4 Srovnání výsledků 1D a 2D modelů

V obou zpracovaných studiích pro VD Těrlicko jsou výsledky detailně prezentovány v grafické i tabelární podobě. Ve výstupech jsou zobrazeny maximální hodnoty počítaných veličin v zájmovém území pod VD při kulminaci ZPV. Pro možnost srovnání byly v novější studii vybrány identické příčné profily v zájmovém území, ve kterých byly vyhodnoceny veličiny charakterizující záplavovou vlnu a její postup. Časové charakteristiky obou modelů byly také vzájemně synchronizovány, tzn. kulminace vzestupné větve hydrogramu nastává v obou simulacích ve shodný časový okamžik a jsou k ní vztaheny všechny postupové časy. Obrázek 1 je výstřížkem z výstupních map rozlivů, který zachycuje odlišnosti v jejich plochách vypočtených 1D a 2D modelem. Tabulka 2 shrnuje kulminační průtoky a jejich časový průběh jednotlivými příčnými profily v přímém srovnání. V tomto srovnání jsou vybrány a zobrazeny pouze klíčové profily, které dostatečně ilustrují rozdíly průchodu zvláštní povodně v obou modelech.



Obrázek 1: Ukázka plochy rozlivu s rozlišením výstupu z 1D (šrafa) a 2D (plná modrá barva) modelů.

Tabulka 2: Srovnání postupových časů a kulminačních průtoků z 1D a 2D modelů

PF	Popis PF	Čas kulminace od protřžení hráze $T_{q\max}$ (2D 2020)	Kulminační průtok $Q_{\max}$ (2D 2020)	Čas kulminace od protřžení hráze $T_{q\max}$ (1D 2000)	Kulminační průtok $Q_{\max}$ (1D 2000)
č.		[hh:mm]	[m ³ .s ⁻¹]	[hh:mm]	[m ³ .s ⁻¹]
-	Hráz VD Těrlicko	1:04	5 500	1:04	–
4	Stonava škola	2:10	1 827	2:15	2526
7	Silnice Ostravská	4:14	1 517	6:53	1259
9	Jezero Kozinec	5:58	1 147	9:27	1091
11	Dětmarovice - Silnice 67 (most)	6:58	1 039	12:00	981
14	Dětmarovice elektrárna	7:32	847	14:34	909
17	Věřňovice – průtok ZPV < Q100	10:38	713	22:24	714

Pro zvýraznění odlišností obou modelů byly rozdíly v kulminačních průtocích ve všech profilech v zájmovém území vyjádřeny v procentech. Tyto rozdíly se pohybují v rozptylu hodnot od 1 % do 60 %. Průměrný rozdíl v kulminačním průtoku v jednotlivých profilech činí 15 %. Důležitý je také velký rozdíl v postupovém čase vlny zvláštní povodně. Ve druhém profilu činí pouze 7 minut, téměř na konci zájmového území (profil 17) je však rozdíl celých 780 minut. Postup vlny v modelu 1D je tedy více než 2× pomalejší než v případě postupu vlny ve dvourozměrném modelu. Celková plocha zatopeného území je u 1D modelu 1,8× větší než v případě 2D modelu, což ilustruje, jakou roli hraje členitost terénu a schopnost ji přesně modelovat. Podobná zjištění byla také u dalších vodních děl, u kterých byl postup ZPV řešen jak 1D, tak i 2D modelem.

2.3 POPIS PRINCIPU VÝHOD 2D MODELOVÁNÍ

Jedno z podstatných ovlivnění výsledků z 1D a 2D modelů se skrývá v přístupu při tvorbě příčných profilů (v případě 1D modelu) či výpočtové sítě (v případě 2D modelu). Při použití 2D modelu lze s úspěchem využít téměř neomezené možnosti diskretizace zájmového území rozlivu ZPV výpočtovou sítí. Z této výhody lze těžit zejména v členitém území, kde dochází k významným rozlivům mimo hlavní koryto řeky a kde průtok korytem může být marginální oproti průtoku v jiné části území. Vzniklé dráhy soustředěného odtoku, lze ve výpočtové síti lokálně zpřesňovat (zmenšovat výpočtovou síť) a průchod ZPV krajinou tak podstatně lépe popsat. Lokálního zjemňování výpočtové sítě lze rovněž využít při obtékání terénních překážek, protipovodňových ochran, hrází, železničních násypů nebo dokonce mostních pilířů. Vhodně zvolenou výpočtovou sítí tak lze některá území z rozlivu ZPV úplně vyloučit, protože do nich voda přes tyto překážky vůbec nepronikne. Takovéto aspekty jsou v 1D modelu velice obtížné postihnoutelné a vyžadují často zdoluhavé ladění geometrie příčných profilů či jejich vhodné umístění v území.

Další nespornou výhodou při použití 2D modelu je prostorové rozložení Manningova drsnostního součinitele, který je hojně využíván ke specifikaci drsnosti povrchu při proudění vody. Každá jednotlivá buňka výpočtové sítě obsahuje informaci o drsnosti a ovlivňuje tak rychlost proudění i v okolních buňkách. Tímto způsobem lze např. simulovat obtékání budov apod. Ke stanovení rozložení drsnosti území lze použít vrstvy ZABAGED (ČÚZK). V případě 1D modelu dochází často k omezení počtu drsností obsažených v příčném řezu a je nutné přistoupit k dalšímu zjednodušování.

Výše popsané jasně dokládá, že využití 2D modelu pro výpočet šíření ZPV v rozlehlém a členitém území je velice efektivní a dává daleko ucelenější pohled na šíření ZPV, rozložení rizikových partií v území a zvyšuje tak připravenost jednotlivých složek IZS v případě takové události.

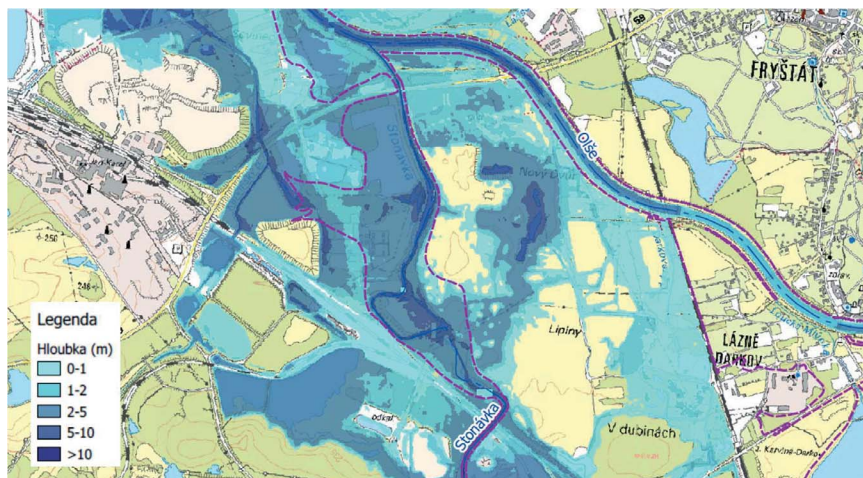
2.4 TYPY VÝSTUPŮ Z 2D MODELŮ A JEJICH POUŽITÍ

Výsledky numerického modelování ve 2D, které lze získat výpočtem dané úlohy např. v programu HEC-RAS, zahrnují kompletní tabulkové výstupy řešení postupu vlny v území pod vodním dílem, mapu rozlivu a příslušných hloubek, mapu rychlostí a jejich vektorů, případně mapu maximální polohy hladiny a jiné. Dále program HEC-RAS poskytuje animaci zachycující průběh hladiny a rychlosti v zájmovém území. Všechny vyjmenované výstupy obsahuje také 1D model vypočítaný v současné verzi stejného programu. Rozdíly jsou však patrné především z možného dalšího zpracování těchto výstupů.

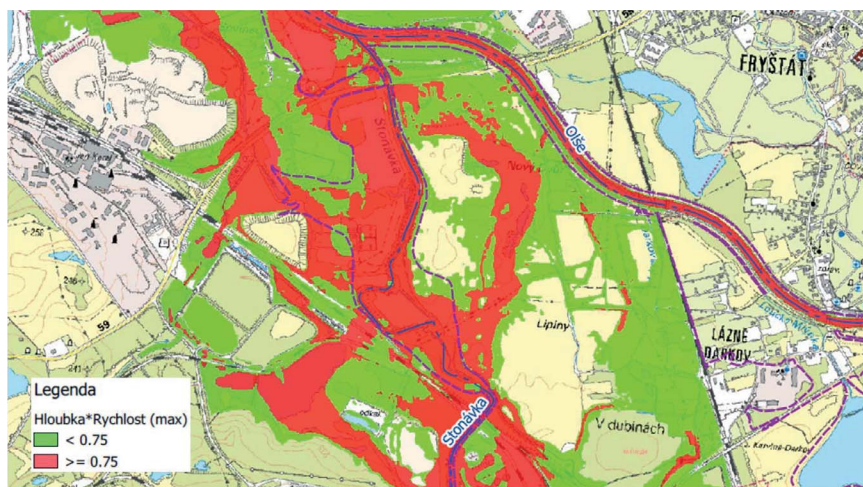
1D model je závislý na geometrii příčných profilů a na jejich hustotě v daném zájmovém území. V každém profilu lze pro každý průtok zjistit pouze jednu hloubku vody. Proto se v těchto úlohách standardně používá jako výstup z 1D modelu pouze plocha zátopy, nikoliv mapa hloubek, protože ta dostatečně přesně nereflektuje realitu rozdělení hloubek v inundačním území daného vodního toku. Pro proudění vody pouze v korytě by byl výsledek výpočtem v 1D pravděpodobně dostačující, ale při výpočtu proudění při zvláštní povodni, kde voda protéká mimo koryto řeky i dalším prostředím, je tato metoda v přesnosti zachycení proudění značně omezená. Naproti tomu 2D model, který používá výpočtovou síť konečného počtu buněk, je schopen zachytit jak proměnné hloubky v jakémkoliv bodu výpočtové sítě, tak rovněž rychlosti proudění v tomtéž bodu.

Díky přesnějším výstupům v podobě mapy rozlivu, hloubek a rychlostí nebo jejich kombinací (viz Obrázek 2 a 3) lze následně generovat další podklady určené např. pro stanovení nejrizikovějších částí rozlivu povodně, a to dle různých odborných metodik. Jednou z nich může být např. Metodika tvorby map povodňového nebezpečí a povodňových rizik (VÚV TGM v. v. i., 2011) používaná v České republice. Ve světě se potom lze setkat např. se studií z University of New South Wales, která je základem oficiálních australských dokumentů ke zpracování povodňových rizik a její název je Flood Hazard – WRL Technical Report (G. P. Smith et al. 2014).

Výstupní mapy rizik pak slouží v rámci povodňových plánů hlavně složkám integrovaného záchranného systému (např. HZS). Lze podle nich identifikovat oblasti, kde hrozí potenciálně největší nebezpečí účinků povodňové vlny. Informace o rizikových oblastech v rozlivu zvláštní povodně jsou začleňovány do krizových plánů, a je tak možné lépe optimalizovat případné záchranné práce.



Obrázek 2: Ukázka z mapy hloubek (2D model) pro VD Těrlicko.



Obrázek 3: Ukázka z mapy součinu hloubky (h) a rychlosti (v) (2D model) pro VD Těrlicko.

3. ZÁVĚR

Tento článek shrnuje zkušenosti s numerickými modely proudění vody a metodami výpočtu v 1D a ve 2D. Se současnými hardwarovými i softwarovými prostředky již není problém používat složitější, komplexnější metodu výpočtu a modelovat průchody zvláštních povodní pod vodními díly ve 2D. Tato metoda je přesnější a její výstupy lze využívat k dalším analýzám. Z dosavadních zkušeností plyne, že rozdíly mezi rozlivy zvláštních povodní vypočtenými z 1D a 2D modelů jsou významné, a to zejména v postupových dobách (z 2D modelů vychází

obvykle rychlejší postupové doby) a v plochách rozlivů (obecně lze říci, že 2D stanované rozlivy jsou v ploše menší). Výsledky 1D modelů však nelze vnímat jako chybné, ale jako nejlepší možné vzhledem k době jejich vzniku. V současné době lze však použití 2D modelů pro výpočty území ohrožených zvláštní povodní pod VD přehradního typu jednoznačně doporučit, protože jejich přesnější výsledky jsou pro následnou tvorbu krizových plánů IZS cennější.

LITERATURA

- [1] VODNÍ DÍLA – TBD a. s., VD Těrlicko – Území ohrožené zvláštní povodní. Brno: 2020
- [2] HYDRO EXPERT s. r. o., VD Těrlicko – Studie kritických provozních situací. Praha: 2000.
- [3] VÚV TGM, v. v. i., Metodika tvorby map povodňového nebezpečí a povodňových rizik. Praha: 2011
- [4] SMITH, G., P., Davey, E. K., COX, R. Flood Hazard – WRL Technical Report, Manly Vale: 2014
- [5] US ARMY CORPS OF ENGINEERS. HEC-RAS River Analysis System – 2D Modelling User's Manual. USA: 2022.

Ing. Jan Höll

*VODNÍ DÍLA – TBD a. s., Studená 909/2, 638 00 Brno, Česká republika
holl@vdtbd.cz*

Ing. Jiří Hodák, Ph.D.

*VODNÍ DÍLA – TBD a. s., Studená 909/2, 638 00 Brno, Česká republika
hodak@vdtbd.cz*

Ing. Karel Pekárek ml.

*CREA Hydro&Energy, z. s., Traubova 1546/6, 602 00 Brno, Česká republika
pekarek.ml@vdtbd.cz*

BATYMETRICKÉ MĚŘENÍ NÁDRŽÍ A KORYT VODNÍCH TOKŮ

A. Klimuškinová & T. Berit

Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Batymetrické měření nádrží a koryt vodních toků, zpracování situačních map stavu a objemu sedimentů, zjišťování technického stavu návodního líce sypaných hrází, získání digitálních modelů morfologie dna využitím dat z měřicího člunu (dále také „MČ“) Joska.

Státní podnik Povodí Vltavy provádí v rámci provozu a správy vodních děl pravidelná batymetrická měření sedimentačních procesů v nádržích i kontrolní měření technického stavu návodních liců sypaných hrází. Specifická pozornost je zaměřena na vývoj hydraulických procesů ve vodárenských nádržích a obecně pak na stabilitu a bezpečnost hrází ve vazbě na výskyt povodňových epizod. Na základě provedených měření je cyklicky vyhodnocován vývoj objemu a rozložení sedimentů v nádržích i příslušná geometrie těles hrází. Následným zpracováním naměřených dat jsou získávány aktualizované nástroje pro vodohospodářské řízení vodních děl i pro potřeby údržby objektů a jejich technickobezpečnostního dohledu.

Využití batymetrických dat získaných pomocí MČ Joska je v dalším textu prezentováno na výstupech pro plošné zaměření dna vodních nádrží Klabava na stejnojmenném toku a Láz na řece Litavce. Klabava ležící na toku s výrazným splaveninovým režimem představuje nádrž se sklonem k zanášení. Pro kvantifikaci sedimentů jsou z dat opakovaných měření MČ Joska generovány digitální modely reliéfu dna. Na základě těchto dat jsou aktualizovány základní charakteristiky nádrže (objemové křivky, křivky zatopených ploch) a jejich porovnání pak umožňuje vytvářet situační mapy objemových změn a provádět příslušné výpočty.

V případě vodárenské nádrže Láz je digitální model terénu vytvořen využitím dat získaných měřicím člunem Joska v roce 2020 a tento je porovnán s modelem z geodetického zaměření vyprázdněné nádrže, pořízeným v roce 2021. Vyhodnocení výstupů zpracovaných formou hypsometrických map, podélných a příčných řezů potvrzuje vyhovující úroveň přesnosti měřicího zařízení MČ Joska, v oboru jeho využití.

1. MĚŘICÍ APARATURA ČLUNU JOSKA

Pro získávání batymetrických dat využívá měřicí člun Joska vícepráskový sonar SONIC 2020 umístěný ve dně člunu, v jeho středové části. Sonar umožňuje pásmový rozsah měření s maximálním úhlem 130°, z důvodu eliminace případných chyb plynoucích z možného zkreslení měřených dat je však v praxi využíván úhel 90° až 120°. Měřicí aparatura dále obsahuje vyhodnocovací sensor Sonar Interface pro SONIC 2020, stabilizátor náklonu sonaru, dále zařízení IMU-IMG-S1 pro určení příčného i podélného náklonu a konečně GNSS inerciální systém GNSS ProPack 6 – jedná se o komunikační jednotku se satelitním systémem pro určování polohy, která obsahuje přijímač vysílání satelitů, gyroskop a autonomní komunikační systém.

Aparatura MČ Joska umožňuje měření hloubek v rozsahu 0,8 – 100 m, polohová i vertikální odchylka naměřených dat je menší, než $\pm 0,03$ m. Přesnost měření je pravidelně kontrolována externí firmou v rámci kalibrace celého systému.

Vertikální poloha člunu během měření je určena úrovní hladiny, jejíž přesná kóta je v pravidelných časových intervalech zaslána z příslušného limnigrafu. V případě sklonu hladiny v měřeném úseku, např. na konci vzdutí nádrže nebo v korytě vodního toku, jsou podél

trasy zřizovány kontrolní geodeticky zaměřené pevné body. Z důvodu vyšší přesnosti jsou obě tyto metody u většiny realizovaných měření preferovány před alternativní možností určení vertikální polohy pomocí systému GPS.

Měřičská data jsou pořizována a následně zpracována pomocí specializovaného softwaru společnosti Oy MERIDATA Finland. Při vlastním měření hloubek využívá MČ Joska produkt Meridata MDCS (průzkum a sběr dat v reálném čase), který převede pořízená data do bodového pole libovolného rastru v souřadnicovém systému S-JTSK. Bodový rastr je volen dle nároku na požadovanou výpovědní hodnotu měření od cca 2 do 100 cm. Vždy je však třeba zohlednit možnosti hardware pro další zpracování. Grafické vyhodnocení naměřených hodnot - primárně se jedná o vrstevnicové mapy, příčné a podélné řezy - je prováděno pomocí software Meridata MDPS určeného k následnému zpracování a interpretaci dat již v prostředí kanceláře.



Obrázek 1: Měřicí člun Joska.

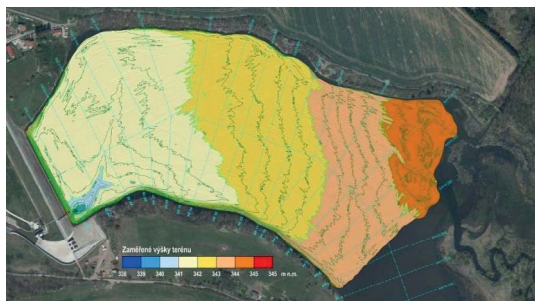
Měřicí člun Joska je lehký laminátový kajutový člun Quicksilver typ 650. Na měřenou lokalitu je dopravován na podvozku za terénním automobilem, kterým je zavážen na vodní hladinu. Pokud není v dosahu vhodný sjezd do vody, je možné jeho spuštění na vodu v předstihu zajistit autojeřábem.

2. ZPRACOVÁNÍ A INTERPRETACE DAT POŘÍZENÝCH MČ JOSKA

2.1 MĚŘENÍ SEDIMENTŮ V NÁDRŽI KLABAVA

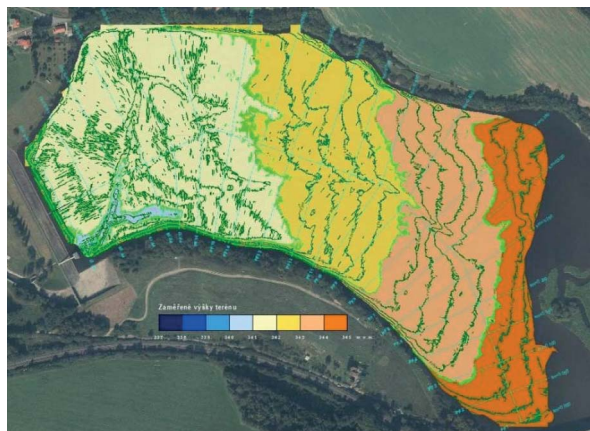
Vodní nádrž Klabava na stejnojmenném přítoku Berounky, se nachází severozápadně od města Rokycany. Původním důvodem výstavby nádrže byla protipovodňová ochrana povrchového dolu na železnou rudu níže po toku. Po relativně krátkém období těžby byl důl v roce 1975 zatopen a vodní dílo svůj primární význam ztratilo. Dnes je využíváno k zajištění minimálních průtoků, k rybolovu, rekreaci a ke snižování účinků povodní. Řeka Klabava pramení v Brdech, v oblasti Padrtských rybníků. Je to vodní tok s relativně vysokým spádem a rozkolísaným průtokem – dílčí povodí od přítoku Skořického potoka až po jeho ústí, jehož součástí je i nádrž Klabava, bylo zařazeno mezi území s vysokou mírou ohrožení povodněmi a erozí. Oba tyto faktory podporují erozní procesy a transport říčních splavenin s jeho následným ukládáním v nádrži.

Celoplošné batymetrické zaměření nádrže MČ Joska proběhlo na přelomu června a července 2020. S ohledem na nedostatečné hloubky na konci vzdutí nádrže, způsobené pokračujícím ukládáním sedimentů, nemohla být tato část nádrže měřena. Výstupem měření bylo bodové pole oblastí, v souřadnicích S-JTSK, v rastru 50 x 50 cm, které bylo podkladem pro vytvoření digitálního modelu terénu. Z modelu byly následně vygenerovány situace s vrstevnicemi, řezy terénem dna i návodním lícem hráze a vypočtena aktuální objemová křivka nádrže.



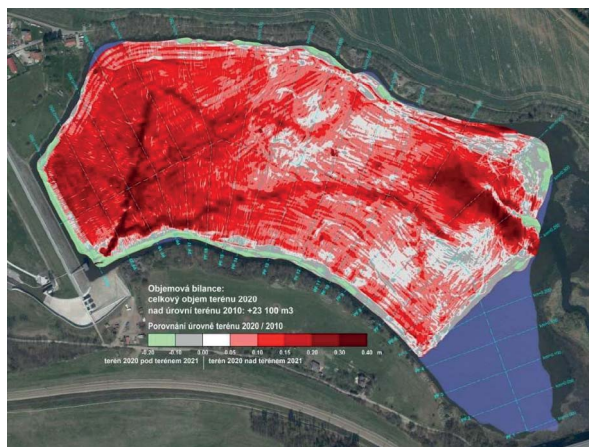
Obrázek 2: VN Klabava – hypsometrická mapa reliéfu dna 2020.

Pro znalost a dokumentaci vývoje zanášení nádrže sedimentem byl digitální model terénu 2020 porovnán s modelem terénu generovaným nad daty změřenými Joskou v říjnu roku 2010. Z následujícího obrázku je patrné, že tehdejší stav nádrže umožňoval zaměřit i oblast konce vzdutí.

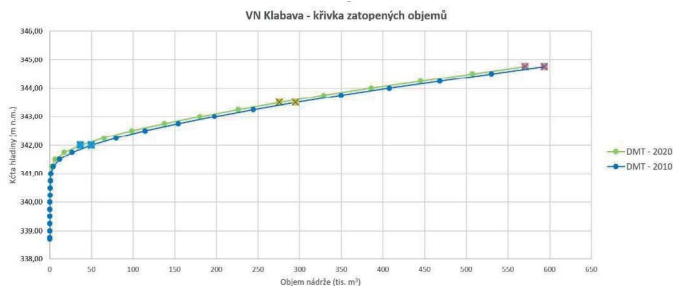


Obrázek 3: VN Klabava – hypsometrická mapa reliéfu dna 2010.

Na základě rozdílového modelu sestaveného z výsledků měření 2020 a 2010 bylo možné pro průnik zaměřených oblastí stanovit celkový nárůst objemu sedimentů a jeho plošné rozložení podél dna nádrže – jedná se o červené plochy v následující situaci (Obr. 4). Mocnějším vrstvám sedimentů odpovídají tmavší odstíny.



Obrázek 4: VN Klabava – srovnávací model
z dat batymetrického měření 2020 a 2010.



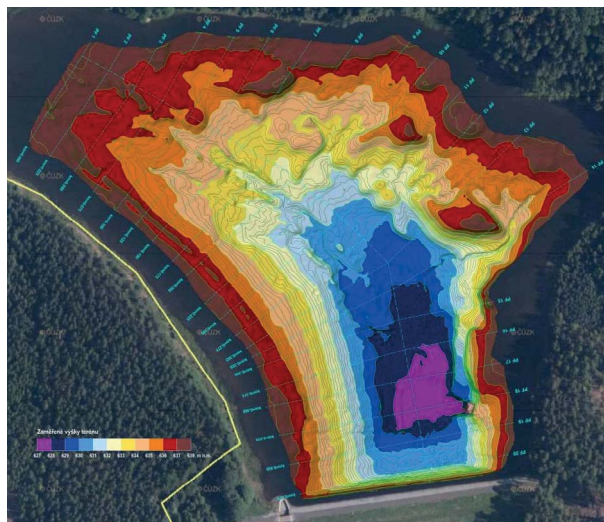
Obrázek 5: VN Klabava – porovnání objemových křivek
z dat batymetrického měření 2020 a 2010.

2.2 POROVNÁNÍ DAT ZÍSKANÝCH MČ JOSKA A GEODETICKÉHO ZAMĚŘENÍ LOKALITY VN LÁZ

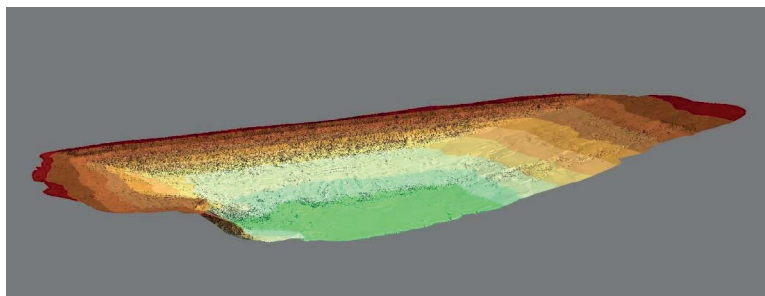
Vodní dílo Láz se nachází na horním toku řeky Litavky pramenící pod brdským vrchem Malý Tok. Bylo vybudováno již ve dvacátých letech 19. století, v době rozmachu těžby stříbra na Příbramsku a sloužilo jako rezervoár vody pro pohon důlní mechanizace. Od poloviny minulého století je součástí systému zásobování města Příbram pitnou vodou.

Jako vodárenská nádrž prochází Láz cyklicky kontrolním batymetrickým měřením. Naposledy bylo provedeno v roce 2020, přičemž byla zaměřena nejen plocha nádrže, ale velmi podrobně také návodní líc zemní hráze (viz Obr. 6 a 7). Následně, v roce 2021 byla v souvislosti se sanací průsaků do odpadní štolý nádrž vypuštěna a celý reliéf vodního díla byl geodeticky zaměřen

laserovým scanováním. Naskytla se tedy ojedinělá příležitost porovnat výsledky obou metod zaměření. V případě dat z MČ Joska bylo výstupem bodové pole v souřadnicích S-JTSK v rastru 100 x 100 cm pro dno nádrže a 10 x 10 cm pro návodní líc, body ze scanování pro odpovídající oblast byly v nepravidelném rastru 10–100 cm.

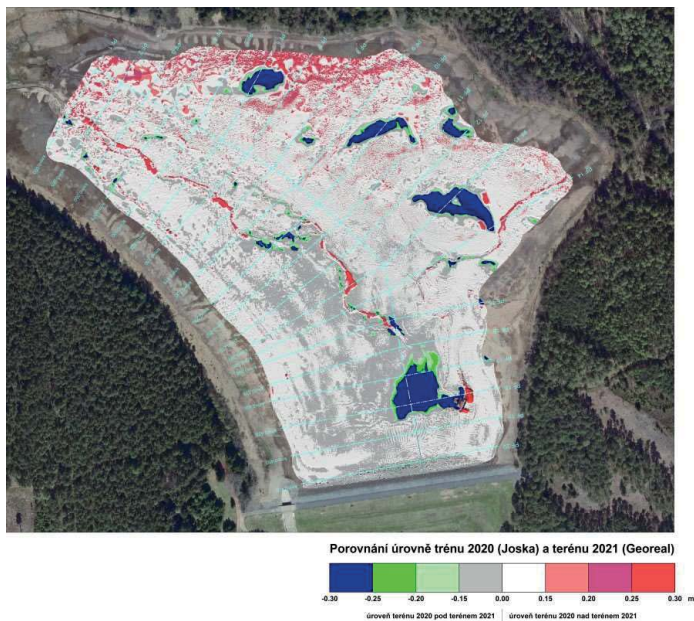


Obrázek 6: VN Láz – hypsometrická mapa reliéfu dna 2020.



Obrázek 7: VN Láz – zobrazení digitálního modelu návodního líce hráze

Rozdílový model z výsledků měření MČ Joska 2020 a laserového scanování ukazuje na velmi dobrou shodu obou použitých metod a potvrzuje tak i dostatečnou přesnost měřicí aparatury Josky. Výsledky byly prezentovány situací nádrže a podélnými i příčnými řezy. Z hypsometrické škály v situaci uvedené níže (Obr. 8) představují bílá a šedá plochy oblastí s výškovou diferencí zaměřených bodů okolo 10 cm, což je s ohledem na předpokládaný transport dnových splavenin během vyprazdňování nádrže a roční odstup obou měření velmi dobrý výsledek. K situaci je dále třeba poznamenat, že i při úplném vyprázdňení nádrže zůstala v lokálních bezodtokových prohlubních souvislá hladina, kterou laser nezaměří – tyto oblasti jsou v situaci znázorněny tmavě modrou a zelenou barvou.



Obrázek 8: VN Láz – srovnávací model z dat batymetrického měření 2020 a laser scanu 2021.

3. ZÁVĚR

Předložený příspěvek poukazuje na široké možnosti využití batymetrických dat pořizovaných měřicím člunem Joska. Na základě těchto dat může být odvozen aktuální objem akumulčního prostoru nádrží, průtočná kapacita říčních koryt, transport a vývoj objemu sedimentů, mohou být detekovány předměty pod hladinou (překážky v plavební dráze), to vše jako podklad pro projekční práce, provozní činnosti a činnosti spojené s technickobezpečnostním dohledem, pro ověření objemových charakteristik nádrží při aktualizaci manipulačních řádů, zjišťování skutečného stavu prováděných prohrábek a další činnosti, které souvisejí s morfologií terénu, skrytou pod vodní hladinou.

Ing. Andrea Klimuškinová
Povodí Vltavy státní podnik
andrea.klimuskinova@pvl.cz

Ing. Tomáš Berit
Povodí Vltavy státní podnik
tomas.berit@pvl.cz

SKÚSENOSTI Z PREVÁDZKY AUTOMATIZOVANÝCH SNÍMAČOV SLEDOVANÝCH VELIČÍN Z POHLADU TBD NA VODNÝCH STAVBÁCH VÝCHODNÉHO SLOVENSKA

P. Mackovjak, L. Uhorščák, J. Sinai & L. Fabian

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK, Bratislava, Slovenská republika.

ABSTRAKT: VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK ako poverená organizácia vykonáva odborný technicko-bezpečnostný dohľad nad vodnými stavbami na území Slovenskej republiky od roku 1975. Jedná sa o špecializovanú činnosť zameranú na zisťovanie technického stavu vodných stavieb, ktorých poškodenie môže spôsobiť ohrozenie priľahlého územia, životov ľudí a majetku najmä uvoľnením vzdúvanej alebo zadržiavanej vody. Samotný proces hodnotenia bezpečnosti a stability vodných stavieb je na základe spracovania a zhodnotenia filtračných, tlakových, deformačných, poveternostných a prevádzkových pomerov, ktoré sa sledujú na merných zariadeniach. Merania a pozorovania sa na všetkých vodných stavbách vybavených meracími zariadeniami vykonávajú ručným meraním, resp. odčítaním hodnôt, pričom riziko zlyhania ľudského faktora je v tomto prípade značné. Rovnako tak je náročné vykonávať merania v krátkych intervaloch pri mimoriadnych situáciách na vodnej stavbe s veľkým počtom meracích zariadení. Taktiež je dôležité vedieť popísať vývoj sledovanej veličiny z časového hľadiska pri jej náhlej zmene. V snahe zminimalizovať uvedené negatíva a zlepšiť podmienky výkonu TBD boli VODOHOSPODÁRSKOU VÝSTAVBOU, ŠTÁTNY PODNIK na prelome rokov 2014–2015 na vodných stavbách východného Slovenska v rámci výstavby operačnej sústavy zberu, prenosu a spracovania dát niektoré merné zariadenia doplnené o automatizované snímače, ktoré umožňujú zber a prenos zaznamenaných dát. V predkladanom článku sú popísané vybrané skúsenosti z prevádzky týchto snímačov, či už pozitívne alebo negatívne, za obdobie ich doterajšieho využívania pri výkone technicko-bezpečnostného dohľadu.

1. AUTOMATIZOVANÉ SNÍMAČE

Na prelome rokov 2014 – 2015 VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK v rámci výstavby operačnej sústavy zberu, prenosu a spracovania dát pre účely TBD v spolupráci s dodávateľskou firmou zabezpečila montáž automatizovaných snímačov, ktoré umožňujú zber a prenos zaznamenaných dát. Meraním sa sledujú filtračné, tlakové, deformačné, poveternostné a prevádzkové pomery na vodnej stavbe, na základe ktorých sa z hľadiska TBD vyhodnocuje bezpečnosť a prevádzkyschopnosť stavby. V rámci východného Slovenska boli vzhľadom na kategóriu vodnej stavby (I. a II.) vybrané nasledovné vodné stavby, ktoré sú v správe SVP, š. p., OZ Košice:

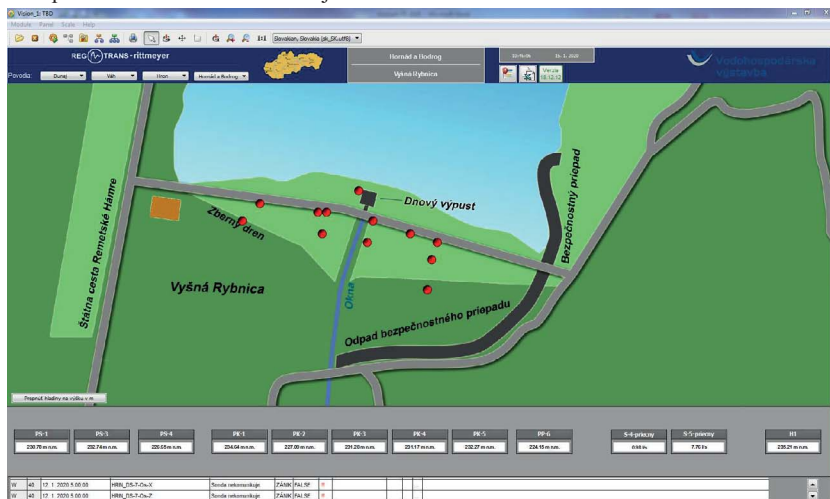
- | | |
|---------------------|------------------------|
| • Zemplínska Šírava | • Palcmanová Maša |
| • Starina | • Vlčia Dolina |
| • Bukovec | • Veľká Domaša |
| • Ružín I. | • Vyšná Rybnica |
| • Ružín II. | • čerpacia stanica Boľ |

Kritéria pre výber meracích zariadení a stanovišť pre meranie, rozsah a spôsob merania boli individuálne pre každú vodnú stavbu. Pred samotnou inštaláciou boli všetky procesy

prekonzultované s hlavným zamestnancom dohľadu (ďalej aj HZD) vykonávajúcim TBD na riešenej vodnej stavbe. Na jednotlivých uvedených vodných stavbách sa podľa kritérií a odporúčaní HZD sledujú nasledujúce veličiny:

- **Hladiny v pozorovacích sondách** – automatizované snímače hladín zaznamenávajú úroveň hladiny vody (prevažne v pozorovacích sondách) s krokom 1 hodiny, v prípade prekročenia stanovenej zmeny hladiny, resp. stanovenej varovnej úrovne s krokom 15 min. Všetky zaznamenané dáta o hladinách zo snímačov sú exportované 1x za 24 hodín.
- **Priesaky** – automatizované snímače kontinuálne s krokom 1 hodiny zaznamenávajú úroveň hladiny v zberných nádržiach a na základe konzumných kriviek merných priepadov na týchto stanovištiach je možné zobrazovať intenzitu priesakov v l.s^{-1} . Všetky zaznamenané dáta zo snímačov sú exportované 1x za 24 hodín.
- **Posuny na dilatáciách** – automatizované snímače zaznamenávajú údaje o posunoch na dilatáciách každých 15 minút.
- **Náklon** – náklonomery zaznamenávajú údaje o náklonoch objektu každých 15 minút, dostupné sú online.
- **Vztlaky** – snímače zaznamenávajú údaje o vztlakoch pred a za injekčnou clonou každých 15 minút a sú dostupné online.

Snímané javy sú v normálnom prevádzkovom režime exportované s prednastaveným intervalom prenosu. V prípade vzniku mimoriadnej udalosti (dosiahnutie resp. prekročenie limitných hodnôt v meranom intervale), je tento interval okamžite skrátený a po ukončení mimoriadnej udalosti prechádza dataloger späť do normálneho režimu. Na vizualizovanie exportovaných dát slúži systém (softvér) SCADA, ktorý umožňuje v grafickej podobe sledovať vývoj jednotlivých veličín online, alebo si dáta za vybraný časový údaj stiahnuť vo formáte *.csv. Ďalšou súčasťou celého systému je zasielanie varovných SMS správ o prekročení limitných hodnôt priamo z meracieho zariadenia na zoznam prednastavených telefónnych čísiel (platí len pre batériovo napájané snímače). Varovné emaily sú odosielané dispečerským pracoviskom na zoznam prednastavených adries po obdržaní dát zo záznamovej stanice.



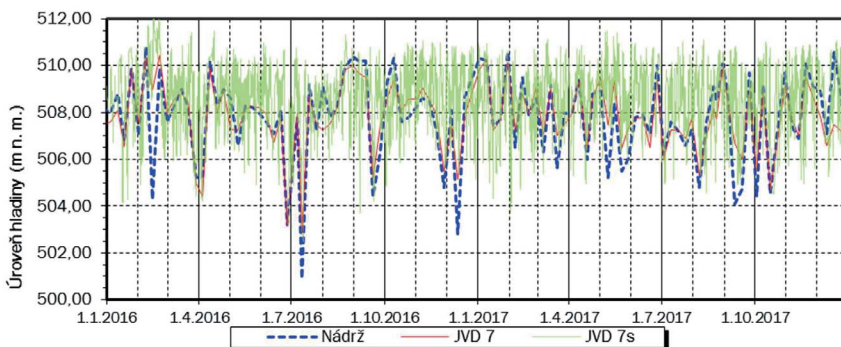
Obrázok 1: Pracovné prostredie softvéru SCADA.

Ako sme už vyššie v texte uviedli, v rámci pravidelného hodnotenia bezpečnosti a prevádzkyschopnosti vodných stavieb na základe doručených záznamov z meraní sa častokrát stretávame s obdobím, kedy tieto údaje z rôznych dôvodov abscentujú. Ak v danom čase dôjde v rámci prevádzky vodnej stavby k mimoriadnej udalosti, HZD nemá dostatočné informácie o vývoji, priebehu a vplyvu takejto udalosti na bezpečnosť vodnej stavby. Rovnako tak dochádza k nepresným meraniam (chybné odčítania na používanom meracom prístroji), resp. chybným zápisom z merania, ktoré nie je možné vždy overiť či skontrolovať. V tomto prípade je posúdenie korektnosti údajov výlučne na HZD, ktorý môže a rovnako tak aj nemusí tieto dáta zahrnúť do databázy. Pri následnom hodnotení však tieto chybné údaje môžu výrazne ovplyvniť hodnotenie sledovanej veličiny z pohľadu jej vývoja, ako aj štatistické hodnoty (charakteristické ako maximum, minimum a pod.). V nasledujúcom texte stručne uvádzame príklady z praxe, kedy exportované údaje z automatizovaných snímačov výrazne prispeli k zlepšeniu podmienok pre výkon TBD na jednotlivých stavbách a podrobnejšie popísali vývoj sledovanej veličiny.

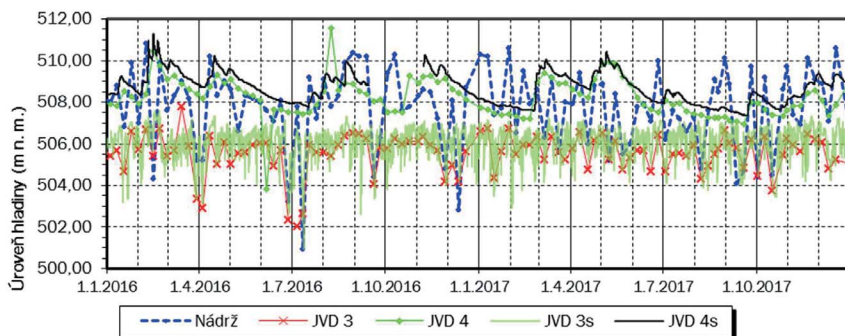
1.1 AUTOMATIZOVANÉ SNÍMAČE HLADÍN PODZEMNÝCH A PRIESAkových VŮD

K porovnaniu ručných meraní a automatizovaných snímačov sme si vybrali vodnú stavbu Vlčia Dolina, ktorá je súčasťou sústavy vodných stavieb Dobšiná pozostávajúca z troch vodných stavieb - Palcmanská Maša, Vlčia Dolina a vyrovnávací nádrž Dobšiná. Pre priebeh hladiny vody v nádrži sú charakteristické výrazné zmeny jej úrovne počas dňa, ktoré súvisia so špičkovou prevádzkou vodnej elektrárne. Nie sú nič mimoriadne ani zmeny úrovne hladiny v celom rozsahu zásobného priestoru nádrže, t. j. medzi maximálnou a minimálnou prevádzkovou hladinou, aj keď sa vyskytujú len ojedinelo. Porovnanie sme vykonali u sond JVD 3, JVD 4, JVD 7 vybudovaných na pravostrannom zaviazaní, kde je hladinový režim charakterizovaný dobrou kontinuitou s hladinou v nádrži.

Známené priebehy vykazujú vcelku dobrú zhodu medzi údajmi z ručných meraní a exportovanými zo snímača (s označením „s“). Údaje z automatizovaného snímača poukazujú na skutočnosť, že prostredie v okolí sond je namáhané výraznejšími a častejšími zmenami hladiny, ako boli doteraz zachytené pri ručných meraniach. Dáta z automatizovaných snímačov podrobne mapujú všetky zmeny úrovne hladín, ktoré pri ručných meraniach nemuseli byť spoľahlivo zachytené a dávajú jasný obraz o namáhaní prostredia v okolí pozorovacích sond.



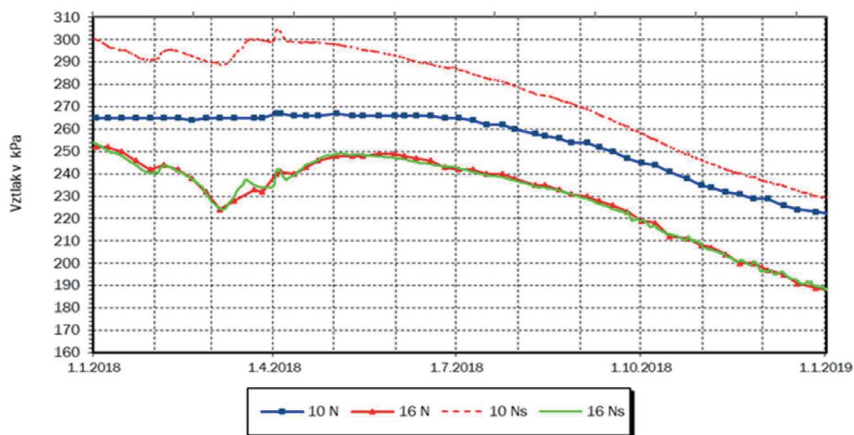
Obrázok 2: VS Vlčia Dolina – priebeh hladín v sonde JVD 7 spracované na základe výsledkov ručných meraní a dát z automatizovaných snímačov.



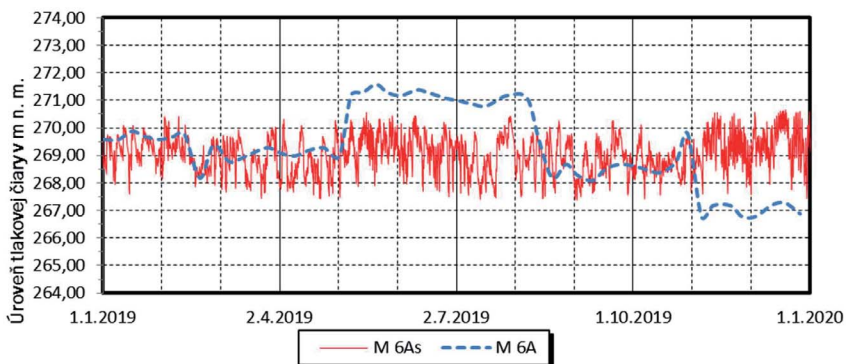
Obrázok 3: VS Vlčia Dolina – priebeh hladín v sondách JVD 3 a JVD 4 spracované na základe výsledkov ručných meraní a dát z automatizovaných snímačov.

1.2 AUTOMATIZOVANÉ SNÍMAČE VZTLAKOV

Automatizované snímače vztlakov a ich prínos z pohľadu TBD demonštrujeme na VS Veľká Domaša a Ružín II. – Malá Lodina. Znáznomené priebehy vztlakov potvrdzujú skutočnosť, že automatizované snímače citlivo reagovali na zmeny zaťažovacích stavov. Porovnaním priebehov vztlakov priamo odčítaných na manometroch s údajmi zo snímačov je zřejmé, ktoré manometre sú málo citlivé na kolísanie hladiny v nádrži a je potrebná ich výmena, resp. preverenie ich spoľahlivosti pomocou kalibrátora. Sem možno zaradiť manometre na VZV 10N na vodnej stavbe Veľká Domaša a M 6A na VS Ružín II. – Malá Lodina. V oboch spomínaných prípadoch došlo aj na základe takto získaných údajov k výmene analógových manometrov osadených na vztlakomerných vrtoch, ktoré slúžia na vizuálne odčítanie vztlaku.



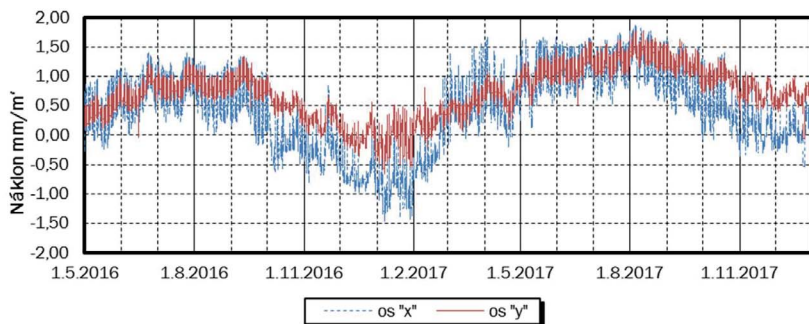
Obrázok 4: Veľká Domaša - priebeh vztlakov na VZV 10 N, 16 N, 17 N spracované na základe výsledkov ručných meraní a dát z automatizovaných snímačov.



Obrázok 5: Ružín II.-Malá Lodina - priebeh vztlakov na VZV M 5A, M 6A spracované na základe výsledkov ručných meraní a dát z automatizovaných snímačov.

1.3 AUTOMATIZOVANÉ SNÍMAČE NÁKLONOV

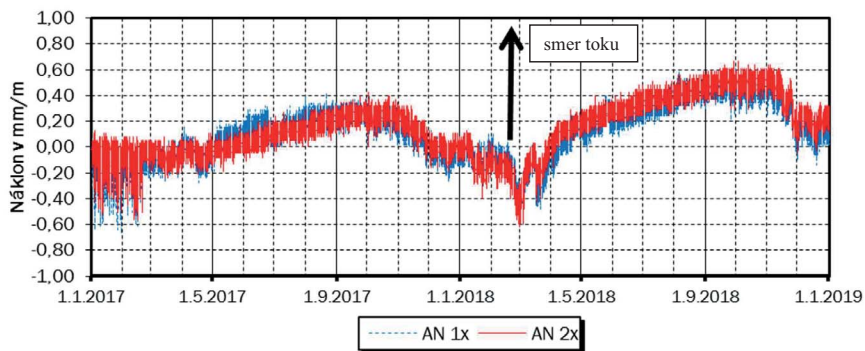
Dilatácia medzi strojovňou a oporným múrom na čerpacej stanici ČS Boľ bola v minulosti sledovaná len za pomoci jedinej dilatometrickej skoby. Z dôvodu zvýšených posunov v smere osi „y“, ktoré poukazovali na náklon múru, pristúpil správca k stabilizácii múru jeho ukotvením k strojovni. Napriek uvedeným opatreniam bol na opornom múre dodatočne osadený dvojsový automatizovaný náklonomer s časovým krokom zberu údajov 15 minút. Zo znázorneného priebehu exportovaných dát o náklonoch je badateľný sezónny charakter náklonu objektu. Samotný graf predstavuje obdobie až od 24.4.2016, kedy došlo k dodatočnej kalibrácii automatizovaného snímača a údaje z pred tohto obdobia boli neporovnateľné s nasledujúcim obdobím. Na základe vývoja posunov na skobe medzi oporným múrom a budovou strojovne pred stabilizáciou múru a vývoja náklonov od osadenia náklonomeru vyplýva, že náklon oporného múru po jeho dodatočnej sanácii v roku 2015 sa výrazne ustálil a samotný spôsob sanácie považujeme za dostatočný pre zachovanie stability uvedeného objektu.



Obrázok 6: ČS Boľ – vývoj náklonov na dvojsovom náklonomeri.

Obdobný príklad môžeme nájsť na VS Ružín II. – Malá Lodina. V rámci výstavby operačnej sústavy zberu, prenosu a spracovania meraných údajov boli koncom roka 2014 na

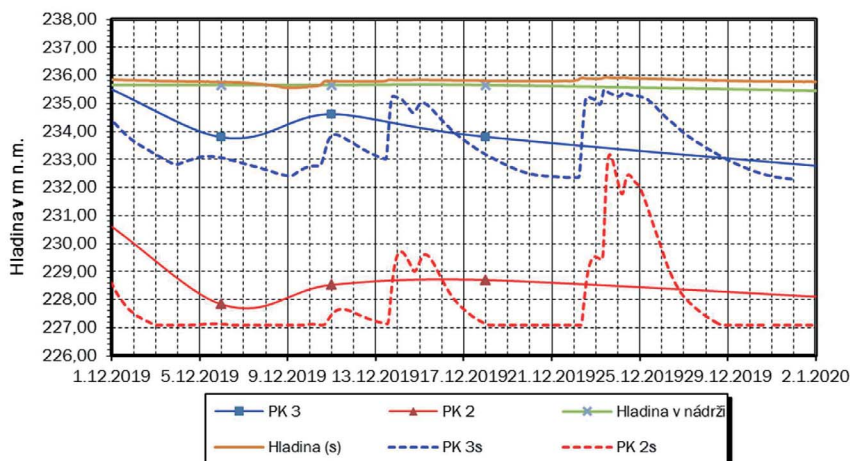
elektrárenském a priepadovom bloku osadené dva automatizované dvojsové náklonomery, ktoré zaznamenávajú zmeny polohy s časovým krokom 15 minút. Náklonomer AN 1 je osadený na elektrárenském bloku a AN 2 na priepadovom. Ide o nezávislé meranie dopĺňujúce výsledky meraní na pôvodných sklonomerových základniach osadených v rovnakých blokoch. Ani v jednom prípade však údaje z automatizovaných náklonomerov nepoukazujú na výraznejšie náklony objektov ohrozujúcich ich bezpečnosť, čo je v súlade aj s výsledkami na už spomínaných sklonomerových základniach, ako aj geodetických meraní na pozorovaných výškových bodoch metódou VPN. Na základe týchto výsledkov hodnotíme sledované objekty ako konsolidované bez náznakov nepriaznivých deformácií.



Obrázok 7: Ružín II. - Vývoj náklonu v pozdĺžnom smere automatizovaných snímačov náklonu AN 1 a AN 2.

2. CHÝBAJÚCE ÚDAJE

Ako sme už vyššie v texte uviedli, vďaka ďalšiemu nezávislému meraniu je možné nie len eliminovať prípadné nehodnoverné údaje spôsobené „ľudským faktorom“ (chybné odčítanie, resp. zapísanie hodnoty) ale taktiež odsledovať vývoj jednotlivých veličín v období, kedy absentujú údaje z ručných meraní. Ako príklad uvádzame vývoj hladín vo vybraných pozorovacích sondách na VS Vyšná Rybnica v decembri 2019. K hodnoteniu bezpečnosti a prevádzkyschopnosti z pohľadu TBD sme mali k dispozícii údaje len do 18.12.2019. V období od 22.12. do 26.12.2019 podľa exportovaných údajov z automatizovaných snímačov došlo krátkodobu k vzostupu hladiny v nádrži nad úroveň maximálnej prevádzkovej hladiny. Rovnako tak bol zaznamenaný vzostup hladín podzemných a priesakových vôd až o cca 6,00 m. Najväčší vzostup bol registrovaný u novovybudovaných sond, ktoré sú od doby ich vybudovania zatekané zrážkovými vodami, čo sa prejavuje náhlým a výrazným vzostupom hladín. V tomto prípade sa jednalo o krátkodobý stav, no pri absencii automatizovaných snímačov by sme o danej situácii na vodnej stavbe nemali informácie. Práve v obdobných situáciách sa preukazuje pozitívny prínos uvedených snímačov, ktorých exportované údaje môžu bližšie popísať vývoj jednotlivých sledovaných veličín pri hodnotení bezpečnosti a prevádzkyschopnosti VS z pohľadu TBD.



Obrázok 8: Vyšná Rybnica - priebeh hladín v sondách PK 2, PK 3, spracované na základe výsledkov ručných meraní a dát z automatizovaných snímačov.

3. PREVÁDZKA A ÚDRŽBA

Rovnako ako vodné diela a jednotlivé meracie zariadenia, aj nami popisované automatizované snímače si vyžadujú pravidelnú údržbu a servis. Najčastejšie servisné zásahy sa týkajú výmeny batérií a dodatočnej kalibrácie meracieho zariadenia na základe ručných meraní v reálnom čase priamo na mieste alebo online cez dispečing. Pri nedostatočnej kapacite batérií dochádza k výpadku exportu dát, ktoré je potrebné pri následnom servisnom zásahu opätovne spätne vyexportovať do databázy. Ďalším z faktorov, ktoré ovplyvňujú export nameraných údajov, sú výpadky siete GSM príslušného operátora. Aj v tomto prípade platí, že nedochádza k strate údajov, avšak tieto je potrebné dodatočne vyexportovať. Na prevádzku a technický stav jednotlivých automatizovaných snímačov vplyva aj samotné prostredie, v ktorom sú osadené. Vplyvom prostredia dochádza ku kondenzácii vody v datalogeroch, vyžrážavanie minerálov resp. inkrustov na snímačoch pri silne mineralizovaných vodách, poškodenie snímačov resp. datalogerov vplyvom mrazu, ale taktiež aj vandalizmom.

4. ZÁVER

Automatizované snímače od doby ich inštalácie predstavujú výrazný a nenahraditeľný prínos pri hodnotení bezpečnosti vodných stavieb z pohľadu TBD, keďže podrobne mapujú všetky zmeny meraných veličín obzvlášť v období intenzívnych zrážok, topení sa snehu a pod., kde výraznejšie krátkodobé zmeny pri ručných meraniach nemusia byť zachytené. Rovnako tak sú nenahraditeľné v období, kedy z rôznych dôvodov nie je možné zabezpečiť, resp. absentujú v dlhšom časovom rade ručné merania. Uvedené výhody však nie sú samozrejmosťou, ak nie je zabezpečený pravidelný servis, údržba a v prípade potreby aj kalibrácia vyššie popísaných automatizovaných snímačov.

LITERATÚRA

- [1] MACKOVJAK, P. a kol. Vodná stavba ČS Boľ. Etapová správa o TBD za obdobie 1.1.2016 – 31.12.2017, VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK, Bratislava, jún 2018, 43 s., 5 príl.
- [2] MACKOVJAK, P. a kol. Vodná stavba Ružín II. Etapová správa o TBD za obdobie 1.1.2017 – 31.12.2018, VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK, Bratislava, jún 2019, 84 s., 6 príl.
- [3] MACKOVJAK, P. Vyhodnotenie mesačného hlásenia technicko-bezpečnostného dohľadu nad vodnou stavbou Vyšná Rybnica za december 2019. VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK, Bratislava, január 2020, 2 s.
- [4] UHORŠČÁK, L. a kol. Veľká Domaša. Etapová správa o dohľade za rok 2018, VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA ŠTÁTNY PODNIK, Bratislava, jún 2019, 105 s., 7 príl.
- [5] UHORŠČÁK, L. a kol. Sústava vodných stavieb Dobšiná. Etapová správa o dohľade za roky 2016 – 2017, VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA ŠTÁTNY PODNIK, Bratislava, jún 2018, 85 s., 9 príl.

Ing. Peter Mackovjak

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK, Ďumbierska 26, Košice

peter.mackovjak@vzb.sk, +421 918 937 724

Ing. Ľubomír Uhorský

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK, Ďumbierska 26, Košice

lubomir.uhorscak@vzb.sk, +421 910 189 972

Ing. Ján Sinai

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK, Ďumbierska 26, Košice

jan.sinai@vzb.sk, +421 911 502 019

Ing. Ladislav Fabian

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, ŠTÁTNY PODNIK, Ďumbierska 26, Košice

ladislav.fabian@vzb.sk, +421 918 906 511

INOVATIVNÍ POSTUPY PRO POSOUZENÍ HYDRODYNAMICKÝCH JEVŮ – VD KŘÍMOV

P. Nowak, J. Souček & E. Bílková

Fakulta stavební ČVUT, Katedra hydrotechniky, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Správně posoudit hydrodynamické stavy na vodních dílech je klíčem pro posouzení bezpečnosti vodních děl a ekonomický návrh případných úprav stavebních i technologických prvků. Nové možnosti využití nekontaktních metod měření (PIV, PTV) a skenování konstrukcí přináší nové možnosti měření a vyhodnocování vlastností proudění. Tyto metody umožňují vyhodnotit i proudění silně časově proměnlivé. Obsahem práce je praktická ukázka využití těchto metod na VD Křimov při posouzení proudění ve vývaru. Pro zjištění průtoku, hladiny ve vývaru a hladinových rychlostí bylo použito inovativních metod. Odpadního koryto za prahem vývaru bylo naskenováno pomocí „solid state“ LIDARu. Výsledkem je prostorový model odpadního koryta. Metodou „structure from motion“ byl zrekonstruován 3D model stavebních objektů. Do tohoto prostorového modelu byl následně vsazen průběh hladiny získaný z matematického CFD modelu proudění se shodnými okrajovými podmínkami. Tím byla získána velmi věrná vizualizace průtokového stavu jak z měření in-situ tak i z matematického CFD modelu. Byly pořízeny video záběry z dronu při statické poloze se svislou optickou osou objektivu. Analýzou sekvencí obrazu (Particle Image Velocimetry – PIV metoda) byla doložena vektorová pole hladinových rychlostí.

1. POSOUZENÍ HYDRODYNAMICKÝCH JEVŮ

Na vodních dílech se často vyskytnou objekty velkých rozměrů (vývar, přeliv), které jsou nepřístupné pro měření rychlostí a průtoku klasickými hydrometrickými postupy. Dvojnásob to pak platí při povodňových průtocích nebo nestandardních událostech. Kontaktní hydrometrické měření je navíc velmi časově náročné, rizikové, a proto i drahé. Vývoj nekontaktních metod měření přináší nové možnosti měření a vyhodnocování vlastností proudění, a to především u časově proměnlivých hydrodynamických jevů.

Dominantními metodami využívanými pro hydraulická měření jsou „Particle Image Velocimetry“ (PIV) a „Particle Tracking Velocimetry“ (PTV). Obě metody využívají pro vyhodnocení hladinových rychlostí analýzu videozáznamu, resp. sekvence snímků. Letecké záběry z dronu je možné pořídit jednoduše, rychle a z bezpečné vzdálenosti.

Obsáhlé review (Jolley et al. 2021) popisuje vývoj použití těchto metod, jejich specifika a uvádí širokou škálu dostupné literatury. Dynamický vývoj samotných metod i jejich použití je doložen například tím, že mezi lety 2000 a 2020 bylo publikováno téměř 1600 odborných článků s touto tematikou.

Cílem této práce je ukázat možnosti distančního měření hladinových rychlostí, a to na konkrétní lokalitě VD Křimov. Při místním šetření byla demonstrována funkce vývaru pro tlumení energie vody vytékající z rozstřikovacích uzávěrů spodních výpustí. Vzhledem k tomu, že tato nestandardní manipulace mohla trvat pouze desítky sekund, bylo potřeba charakter proudění podrobně zaznamenat a vyhodnotit až po ukončení zkoušky. Za těchto podmínek je podrobnější vyhodnocení průtokového stavu klasickými metodami prakticky nemožné. Pro zjištění průtoku, hladiny ve vývaru a hladinových rychlostí bylo použito inovativních metod.

Samotné měření rychlostí bylo doplněno skenováním konstrukcí dvěma metodami. Takto získané tvary konstrukcí je možné použít jako podklad pro matematické modelování, ověření skutečného stavu konstrukcí nebo pro prezentační účely.

2. MĚŘENÍ VD KŘIMOV

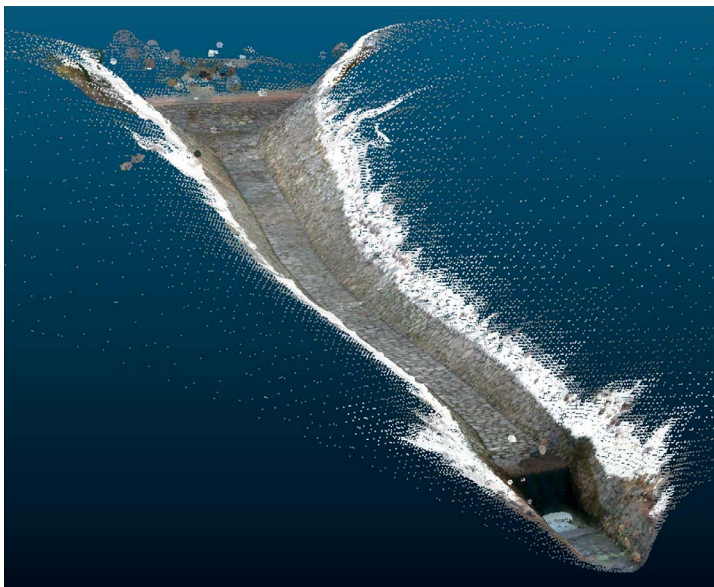
2.1 SKENOVÁNÍ OBJEKTŮ LIDAREM

Pro přesné skenování objektů byl použit LIDAR – „light detection and ranging“. Jedná se o metody dálkového snímání povrchů nebo objektů. Zařízení používá světlo ve formě pulsního laseru pro měření vzdáleností (National Ocean Service n.d.). Nově vydané review (Raj et al. 2020) dokumentuje vývoj této technologie a podrobně popisuje princip jejího fungování. Aktuálně má Lidar velmi široké použití a uplatňuje se při skenování terénu (Glennie et al. 2013) i konstrukcí (Xu & Stilla 2021).

Bylo provedeno naskenování odpadního koryta VD Křimov. Výstupem jednotlivých skenů pomocí „solid state“ LIDARu je mráčko bodů, které je navzájem s ostatními skeny automaticky registrováno a sesazeno. Výsledkem sesazení je „point cloud“, který reprezentuje část odpadního koryta. Spojením jednotlivých point cloudů získáme kompletní prostorový model objektu.

V tomto případě má sken dvojnásobnou vypovídající hodnotu, protože byl proveden až po pokusném otevření obou spodních výpustí. Protože byl sken proveden až po pokusném otevření obou spodních výpustí, byl proudící vodou odplaven napadlý sníh. Záznam zanechal linii maximální dosažené hladiny v korytě (po zohlednění pulzací a stříkající vody). Tento model byl použit pro zjištění skutečných hloubek vody a následné porovnání s výsledky modelu HEC-RAS.

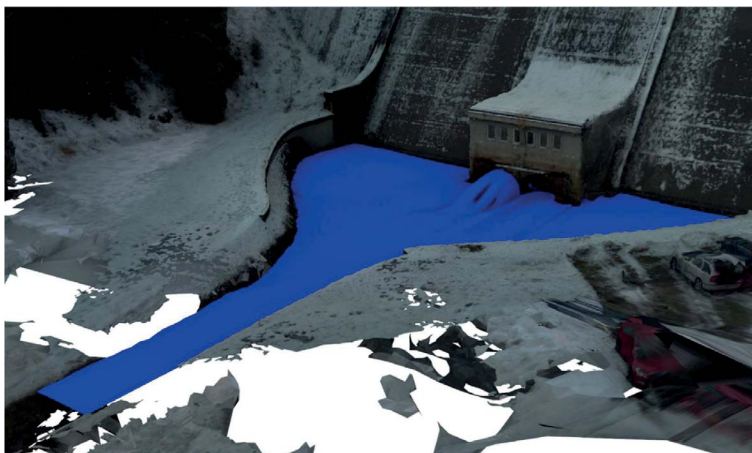
Takto získaný model je dostatečně přesný pro numerické výpočty proudění. Současně může sloužit pro verifikaci skutečného stavu díla nebo výsledků z matematických modelů (HEC-RAS, Ansys CFX, apod.).



Obrázek 1: Prostorový model odpadního koryta získaný skenováním (na obrázku včetně sněhu, který nebyl odplaven proudící vodou)

2.2 REKONSTRUKCE PROSTOROVÝCH OBJEKTŮ Z VIDEOZÁZNAMU

Fotodokumentace oblasti rozstřikovacího uzávěru, vývaru a odpadního koryta až po profil „uklidňovacího stupně“ byla provedena fotoaparátem připevněným na dronu. Z dostupných snímků bylo vybráno 103 záběrů v nekomprimovaném formátu DNG při rozlišení 4056 x 3040 pixelů. Z těchto snímků byl pomocí metody „structure from motion“ rekonstruován 3D model a přiřazeno měřítko. Niže uvedený snímek dokládá sesazení 3D modelu s výsledným průběhem hladiny při CFD simulaci stávajícího stavu.



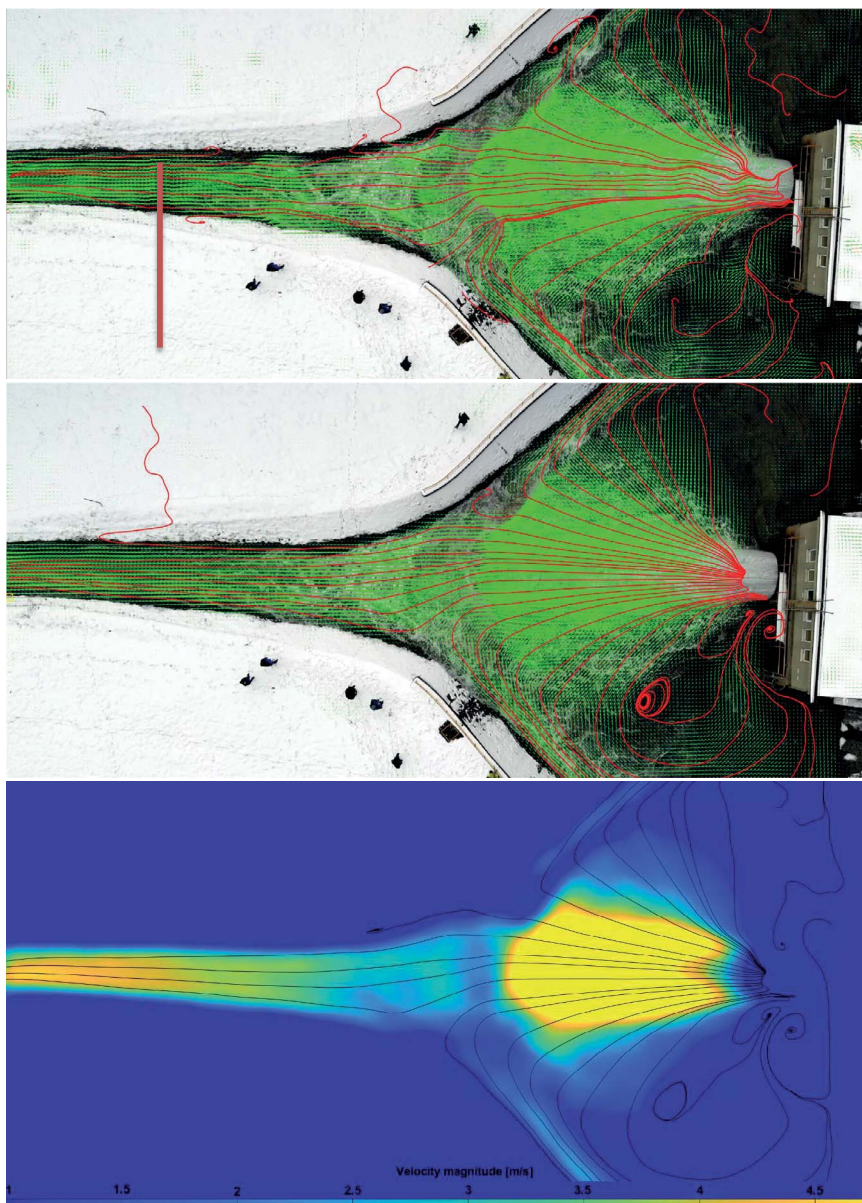
Obrázek 2: Sesazení modelu konstrukcí získaného pomocí "Structure from motion" a průběhu hladiny dle CFD modelu

2.3 ZJIŠTĚNÍ RYCHLOSTNÍHO POLE Z VIDEOZÁZNAMU

Při místním šetření byly pořízeny záběry z dronu při statické poloze se svislou optickou osou objektivu. Protože napadl sníh, jsou zasněžené plochy přexponované a tmavá vodní hladina podexponovaná. I přes tyto nepříznivé podmínky lze analyzovat hladinové rychlosti pomocí PIV metody (analýzy sekvencí obrazu) a získat vektorová pole hladinových rychlostí. Při analýze byl zanedbán náklon a zvlnění hladiny – veškeré hodnoty rychlostí jsou přepočteny na střední úroveň hladiny ve vývaru.

Zkouška spodních výpustí trvala od počátku otevírání rozstřikovacích uzávěrů do jejich uzavření cca 3,5 minuty. Z videozáběrů byl vybrán úsek o délce 10 sec těsně za středem manipulace, tj. cca 1 minuta a 15 sec po počátku manipulace. Videozáznam byl pořízen s následujícími parametry při kompresní metodě mpeg4 - 30 fps (30 snímků za sekundu) a rozlišení – 3840 x 2160 pixelů.

Samotný výtokový paprsek je velmi provzdušněn a má vysokou výtokovou rychlost. V oblasti výtokového paprsku je proto analýza rychlostí nepřesná. Pro přesné stanovení jeho rychlosti by byly nutné lepší světelné podmínky a zejména kratší doba expozice s podstatně vyšší snímkovací frekvencí.

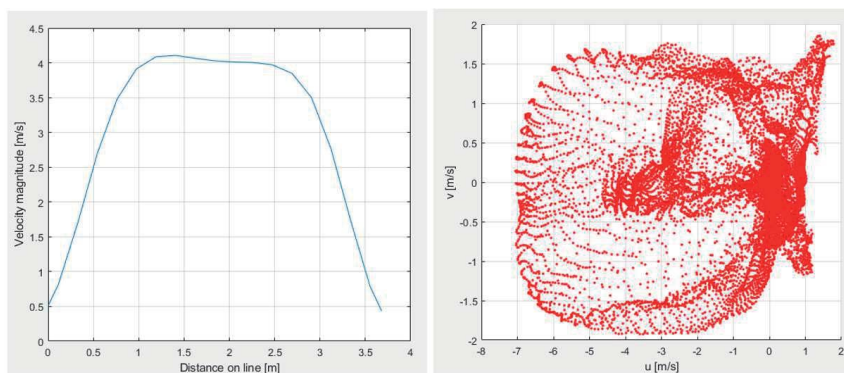


Obrázek 3: Vyhodnocení rychlostního profilu pomocí PIV metody;
a) pole okamžitých hladinových rychlostí, umístění příčného řezu
odpadním korytem; b) časově vyhlazené (10 s) hladinové rychlosti;
c) kontura rychlostí

Púdorysný záběr uvedený na Obrázek 3a odpovídá vektorovému hladinovému poli se zanesením proudnic. Výpočet byl zpracován s vyhlazovacím intervalem 1 sec. Vynesené proudnice dokládají stagnační zóny v bočních částech vývaru pod skluzem bezpečnostních přelivů. Ve vyznačeném profilu odpadního koryta je naměřena maximální hladinová rychlost $v = 4,1$ m/s.

Prodloužíme-li interval vyhlazení vektorového pole na 10 sec, dojde k vyhlazení proudnic. Vyhlazené rychlostní pole je znázorněno na Obrázek 3b. Pulzace vln na hladině jsou však potlačeny. Na Obrázek 3c je potom rychlostní konturový graf pro časově vyhlazené rychlostní pole (zobrazena velikost rychlosti).

Získaná rychlostní data je možné zpracovávat i po jednotlivé řezy a plochy. Na Obrázek 4a jsou zobrazeny hladinové rychlosti v příčném řezu odpadním korytem. Maximální hladinová rychlost je cca 4,21 m/s. Rozložení vodorovných a svislých složek vektorů rychlostí po jednotlivé výpočetní buňky na Obrázek 4b umožňuje statistický pohled na celou zkoumanou oblast. Graf zobrazuje zároveň četnost rozložení jednotlivých komponent rychlosti.



Obrázek 4: a) Hladinové rychlosti v příčném řezu odpadním korytem; b) Rozložení vektorů rychlostí ve vyhodnocované ploše

3. ZÁVĚR

Při zkouškách spodních výpustí s rozstřikovacím uzávěrem na VD Křimov byly použity inovativní způsoby měření hladinových rychlostí a skenování konstrukcí. Průběh zkoušky spodních výpustí byl zaznamenán videokamerou s vysokým rozlišení připevněnou na dronu. Díky tomu bylo možné vyhodnotit hladinové rychlosti ve vývaru vodního díla, a to jak okamžité, tak časově průměrované. Videozáznam dále umožňuje vyhodnotit hladinové rychlosti v příčném řezu odpadního koryta. Při zavedení předpokladu průběhu rychlosti po svislici můžeme tato data použít pro dopočetění průtoku korytem.

Letecké snímky byly dále použity pro sestavení prostorového modelu konstrukcí. Tvar odpadního koryta byl s vysokou přesností zaznamenán lidarem a následně převeden do 3D modelu. Jsme přesvědčeni, že představený postup umožňuje efektivní analýzu hladinových rychlostí proudění a vyhodnocení funkce hydrotechnického objektu. Data je možné použít také pro verifikaci matematických modelů proudění, které nám poskytuje komplexní obraz funkce a zatížení zájmového objektu.

Představený postup jednoznačně vyniká v poměru cena vs. získaná data získaná v krátké časovém intervalu.

PODĚKOVÁNÍ

Děkujeme Povodí Ohře, s. p. a panu Ing. Šintákovi za efektivní spolupráci při měření in-situ a následné podnětné konzultace.

LITERATURA

- [1] GLENNIE, C. et al., 2013. Geodetic imaging with airborne LiDAR: the Earth's surface revealed. *Reports on Progress in Physics*, vol. 76(issue 8). <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/0034-4885/76/8/086801>.
- [2] JOLLEY, M. et al., 2021. Considerations When Applying Large-Scale PIV and PTV for Determining River Flow Velocity. *Frontiers in Water*, vol. 3. <https://www.frontiersin.org/articles/10.3389/frwa.2021.709269/full>.
- [3] National Ocean Service, What is lidar?. *National Ocean Service*. <https://oceanservice.noaa.gov/facts/lidar.html> [Accessed 2022-03-29].
- [4] RAJ, T. et al., 2020. A Survey on LiDAR Scanning Mechanisms. *Electronics*, vol. 9 (issue 5). <https://www.mdpi.com/2079-9292/9/5/741>.
- [5] XU, Y. & STILLA, U., 2021. Toward Building and Civil Infrastructure Reconstruction From Point Clouds: A Review on Data and Key Techniques. *IEEE Journal of Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing*, vol. 14, pp.2857-2885. <https://ieeexplore.ieee.org/document/9359340/>.

Dr. Ing. Petr Nowak

*Katedra hydrotechniky, Fakulta stavební ČVUT Praha
nowak@fsv.cvut.cz*

Ing. Jiří Souček

*Katedra hydrotechniky, Fakulta stavební ČVUT Praha
jiri.soucek.2@fsv.cvut.cz*

Ing. Eva Bílková

*Katedra hydrotechniky, Fakulta stavební ČVUT Praha
eva.bilkova@fsv.cvut.cz*

VYHLEDÁVÁNÍ MÍST PRŮSAKŮ VODY Z PŘEHRADNÍCH NÁDRŽÍ A KONTROLA KVALITY NÁSLEDNÝCH INJEKTÁŽÍ

M. Procházka

SG Geotechnika a.s., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Jednou z aplikací karotáže je vyhledávání míst průsaků vody z přehradních nádrží a kontrola kvality následných injektáží. V širokém měříku se tato metodika uplatnila zvláště ve Španělsku v rámci státního programu „Utěšňování přehrad“. Detekce skutečných, plošně omezených míst průsaků vede k rozhodnutí o rozsahu následných technických prací a zásadně tak přispívá ke snížení finančních nákladů na eliminaci průsaků. Injektážní práce probíhají pouze v krátkých úsecích, tam, kde to má smysl. V průběhu injektáží je úkolem karotáže detekovat přetrvávající průsaky. V místech přetrvávajících průsaků je injektáž zopakována a její kvalita opět zkontrolována karotáží. Poté, co je konkrétní průsak utěsněn, se práce přesunou do dalšího kritického místa. Na přehradách, kde byla tato metodika použita, došlo k výraznému a trvalému zvýšení hladiny.

1. DETEKCE PRŮSAKŮ

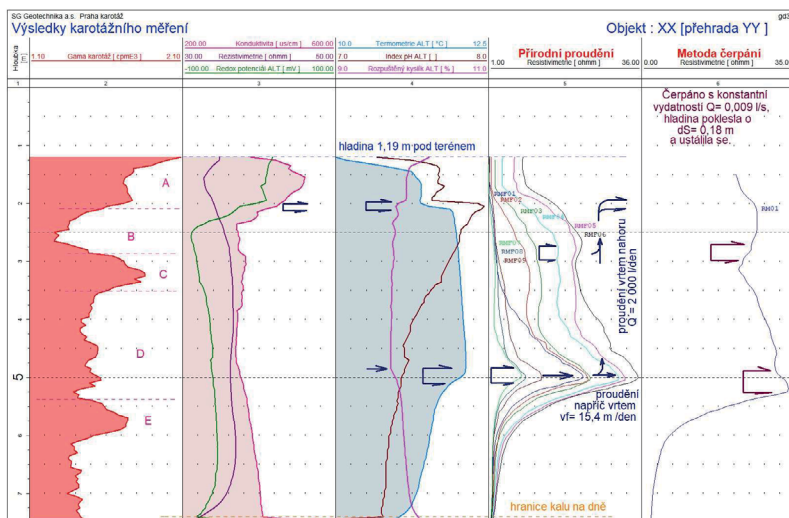
Detekce míst průsaků je prováděna na základě karotážních měření. Jedná se o karotážní metodiku vyvinutou na našem pracovišti pro tento účel.

Využit lze stávající monitorovací vrty, případně se sít' doplní o vrty v místech, kde jsou předpokládány významné průsaky. Na větších zakázkách hrazených z rozpočtu španělského státu, kde jsme tato měření prováděli v období let 1995-2002, byly vrty hloubeny v konstantních vzdálenostech od sebe (nejčastěji 16 m) podél břehů přehradní nádrže, z přehradních galerií nebo z koruny hráze pak i do horniny i pod tělesem hráze. Práce byly prováděny jak v sypaných hrázích, tak i ve velkých hrázích betonových, v hrázích s asfaltovým jádrem a v jednom případě v kamenné římské hrázi staré dva tisíce let.

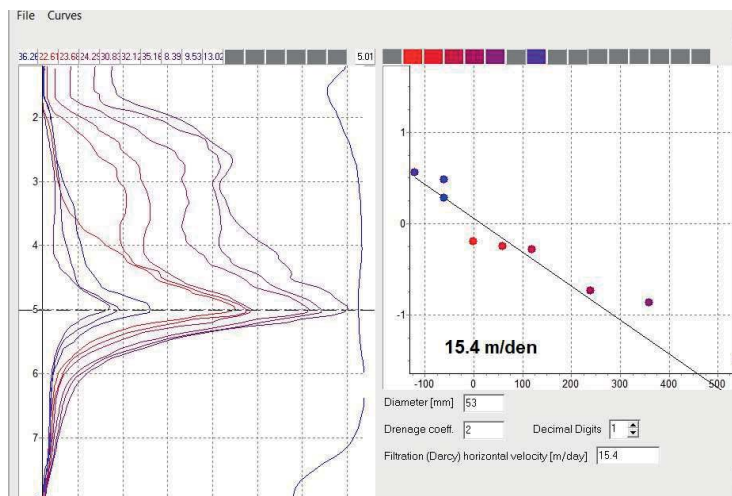


Obrázek 1: karotážní vozidlo na koruně přehradní hráze.

Ve vrtech je prováděno měření rezistivimetrie v aplikaci metody ředění označené kapaliny. Rezistivimetrie je metoda hloubkově spojitého měření měrného elektrického odporu vody ve vrtech s volitelným krokem vzorkování (nejčastěji 1 cm nebo 5 cm). Principem měření je sledování postupného ředění označené vody ve vrtu. Voda ve vrtu je předtím označena pomocí NaCl, tím dojde ke zvýšení její konduktivity (snížení měrného el.odporu). V různých časech po označení jsou pak pořizovány rezistivimetrické křivky. Dochází-li ve vrtu k prosakování vody z nádrže, sledujeme v čase postupné ředění označené vody- její nahrazování vodou prosakující z přehradní nádrže. Hloubka, v níž k ředění dochází, je místem průsaku. Z rychlosti ředění je vypočtena intenzita průsaku v daném místě a v dané hloubce. Pro ověření propustných míst a míry propustnosti se používá rezistivimetrie v aplikaci metody čerpání. Princip metody je shodný s metodou ředění, proudění je však v tomto případě vyvoláno, resp. urychleno čerpáním vody z vrtu. Karotážní měření bývá doplněno hloubkově spojitou registrací fyzikálně chemických vlastností vody a jejich případné zonality: teplota, konduktivita, index pH, redox potenciál, obsah rozpuštěného kyslíku. Porovnáním těchto parametrů s vlastnostmi vody v přehradní nádrži je možno určit, zda voda proudící ve vrtu má původ v přehradní nádrži (průsak) nebo jedná-li se o vodu podzemní. Je možno také odhadnout, z jaké hloubky v nádrži voda uniká. V nových vrtech bez výstroje je měření doplněno o měření kavernometrie a o karotáž magnetické susceptibility. Kavernometrie se používá pro detekci otevřených puklin, magnetická karotáž pak v případech, kdy se počítá s následnou injektáží vrtu, což je popsáno v dalším textu věnovaném kontrole kvality utěsnění průsaků.



Obrázek 2: Výsledky karotážního měření.



Obrázek 3: Výpočet rychlosti proudění.

Ve starších vrtech je vhodné ještě před karotážním měřením provést prohlídku vrtnou televizní kamerou pro kontrolu vnitřního prostoru vrtu a technického stavu výstroje.

Karotážní data jsou zpracována. Na základě zpracování jsou určena místa, kde k průsakům dochází s vyznačením užších oblastí, v nichž je intenzita průsaků největší. Zpráva obsahuje vymezení zón závažných průsaků s doporučením, kde provádět utěsnění, a to i s ohledem na materiál hráze a typ hornin v podloží hráze a v březích přehradní nádrže. Na některých lokalitách dochází k hlavním průsakům nikoliv v tělese hráze a jejím podloží, ale puklinami v hornině v březích vodní nádrže.

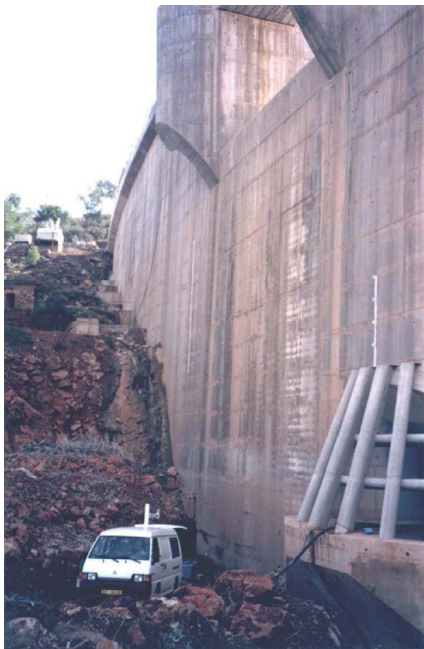
2. KONTROLA ÚSPĚŠNOSTI UTĚSNĚNÍ PRŮSAKŮ

Součástí programu „Utěšňování přehrad“ ve Španělsku bylo utěšňování průsaků vody pomocí injektáží. Injektáže byly prováděny v místech určených karotáží v první etapě prací. Průsaky jsou zpravidla vázány na plošné omezené úseky, a proto všude tam, kde byla karotáž použita, došlo díky znalosti skutečných míst, kde k průsakům dochází, k velmi výraznému snížení finančních nákladů na jejich eliminaci.

Ve vrtu je provedena injektáž cementovou směsí. Typ a hustota směsi byla volena s ohledem na geologické prostředí a tektonickou stavbu. Po zatuhnutí cementu byl vrt převrtán a bylo v něm provedeno kontrolní karotážní měření. Bylo sledováno, zda ve vrtu došlo ke snížení intenzity proudění, zda byly odstraněny všechny průsaky (jestliže vrtem bylo zastíženo více než jeden průsak) a zda došlo k vyplnění všech puklin cementovou směsí. Měření bylo prováděno kombinací metod: kavernometrie, magnetická karotáž a rezistivimetrie v aplikaci metody ředění. Jestliže je injektáž úspěšná, zmizí všechny anomálie na křivce kavernometrie (otevřené pukliny a případné kaverny jsou vyplněny). V místech, kde jsou tyto volné prostory vyplněny, dojde ke zvýšení signálu na křivce magnetické karotáže (cement obsahuje strusku, která obsahuje magnetické oxidy železa) a především zastaví se proudění vody. Bylo-li karotáž zjištěno, že injektáž nebyla zcela úspěšná, (přetrvávalo zbytkové proudění, pukliny se nepodařilo zcela vyplnit), bylo nutno injektáž zopakovat a poté zopakovat i kontrolní karotáž.

V místech hlavních průsaků bylo zcela výjimečně nutno provést injektáž až čtyřikrát, než byly bezpečně eliminovány. Z hlediska vrtné firmy nepřijemnost, z hlediska fungování přehrady zásadní předpoklad úspěchu.

V místech hlavních průsaků byla linie vrtů zahuštěna ze 16ti na 8 m, pak na 4 m. Ve zvláště problematických místech byly vzdálenosti mezi injektovanými (a kontrolovanými) vrty od sebe vzdáleny dokonce jen 2 m a výjimečně i 1 m. Jen tak bylo zaručeno, že se průsaky podařilo utěsnit.



Obrázek 4: karotážní vozidlo při kontrole kvality injektáže ve vrtu u paty přehrady.

Na přehradách, kde byla tato metodika použita, došlo k výraznému a trvalému zvýšení hladiny řádově o metry až 17 m. Poslední přehrada, na níž jsme prováděli naše měření ve Španělsku, byla přehrada Algar na řece Palancia u Valencie. Před dokončením prací však nastoupila po volbách ve Španělsku nová vláda, která státní projekty „utěšňování přehrad“ zastavila a peníze věnovala na pomoc uprchlíkům ze severní Afriky a na podobné sociální projekty. V dalších letech došlo k dalším otřesům na politické scéně i v ekonomice země. Dodnes (minimálně do loňského roku) je tedy přehrada v Algaru ve stavu, v jakém jsme ji opouštěli. Injektáže nejsou dokončeny a přehrada není napuštěna.

3. ZÁVĚR

Karotážní metodika pro detekci úniků vody z přehrad a kontrol úspěšnosti jejich následného utěšňování byla vyvinuta na našem pracovišti před delším časem, na sklonku 20. století. V poslední době byla doplněna o metodu hloubkově spojitého měření fyzikálně chemických

vlastností vody a jejich zonality. V České republice byla tato v zahraničí velmi úspěšná metoda (tyto práce jsme prováděli především na přehradách ve Španělsku, ale též v Rakousku, Německu a Norsku, obdobné práce též v Itálii) dosud využívána jen sporadicky na několika menších úkolech (Liberecká přehrada Harcov, VD Podhora, VD Les Království). Tento příspěvek má proto za cíl seznámit širší okruh odborné veřejnosti s možnostmi, jež karotáž v této oblasti nabízí.

RNDr. Martin Procházka

SG Geotechnika a.s., Geologická 4, 152 00 Praha 5

martin.prochazka@geotechnika.cz, +420 732 129 579

MONITORING VIBRACÍ A SEISMICITY BĚHEM PROVOZU PŘEHRAD

T. Rudolf

VODNÍ DÍLA – TBD a.s., Česká republika

ABSTRAKT: Hydrotechnické konstrukce a technologické vybavení jsou vystaveny dynamickému namáhání, které je způsobené přirozenou seismicitou a technickou seismicitou. Měření vibrací a seismicity je efektivní nástroj ke zjištění, zdali byla konstrukce vystavena nežádoucímu namáhání, nebo varování v čase na možné překročení limitů bezpečnosti. Měření indukovaných vibrací a dynamických pohybů konstrukcí může být využito v diagnostice konstrukcí, na základě měření lze také posuzovat technický stav technologického vybavení. Měření může být dále použito jako součást vyhodnocení realizované stavby či rekonstrukce z hlediska hydrodynamického namáhání, nebo také jako podklad pro návrh rekonstrukcí nebo odstranění problémů při výskytu vibrací. Příspěvek prezentuje praktické ukázky měření, závěry a opatření.

1. ÚVOD

Příspěvek se zabývá bezpečnostní přehrad a technologického vybavení v souvislosti s vlivem dynamických sil způsobených seismicitou a vibracemi. Toto téma je třeba řešit z důvodu zachování bezpečného provozu, životnosti konstrukcí a také z důvodu norem pro hlukové zatížení.

2. PŘÍRODNÍ SEISMICITA

2.1 SITUACE VE STŘEDNÍ EVROPE

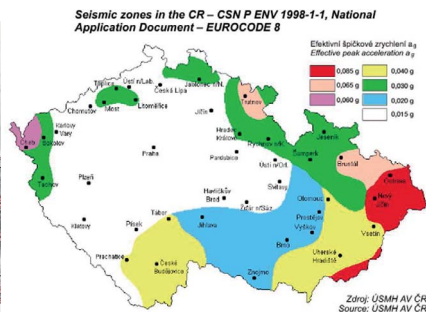
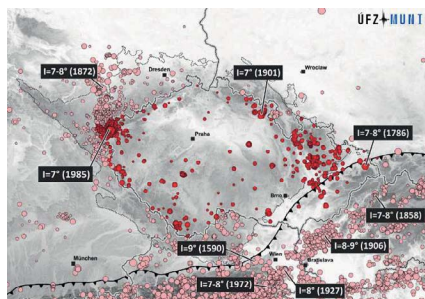
Přestože je současná seismická aktivita severně od Alp nízká, citlivé seismometry zaznamenávají v oblasti České republiky a okolních regionů desítky slabých otřesů denně. V některých oblastech místní obyvatelé zaznamenají slabší otřesy několikrát za život. Historické záznamy a výzkumy v oblasti paleo-seismologie ukazují, že také i v naší části Evropy byla občas relativně silná zemětřesení. V posledních desítkách let byla větší zemětřesení v České republice a na Slovensku výjimečná a lokalizovaná do několika oblastí.

Seismicitu můžeme rozdělit do dvou kategorií podle původu vzniku. První je přírodní seismicita vznikající pohybem tektonických částí a uvolňováním napětí na styku těchto částí, druhou kategorií je seismicita způsobená lidskou činností. Pro bezpečnost provozu stávajících přehrad jsou důležité makroseismické události a teoretické seismické ohrožení dotčených lokalit. Riziko vzniku seismické aktivity se běžně vyjadřuje jako pravděpodobnost překročení špičkového zrychlení zemského povrchu (PGA – Peak Ground Acceleration) na skalním podloží. Jako příklad lze uvést národní aplikační dokument v Eurokódu 8, který lze použít pro návrh běžných staveb, a který uvádí pravděpodobnost překročení 10 % za 50 let (odpovídající návratové periodě 475 let).

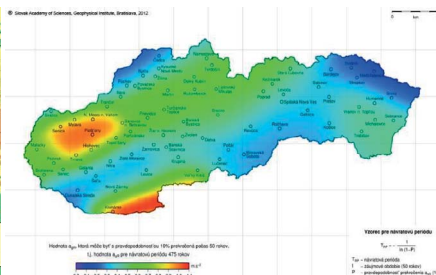
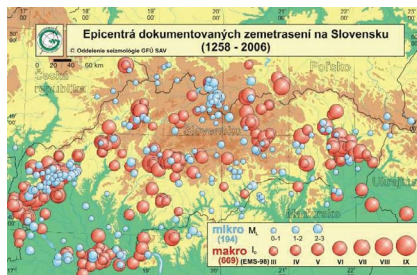
Stálý monitoring přírodní seismicity zajišťují v České republice Geofyzikální ústav Akademie věd v Praze a Ústav fyziky Země v Brně. Tyto instituce provozují a udržují Českou regionální seismologickou síť (CRSN).

V České republice má aktuálně zatím pouze jen několik přehrad stálý seismický monitoring. Příkladem je VD Horka v západních Čechách, kde je instalován monitorovací systém se

spouštěným záznamem v době události a nastavenými signálními hodnotami. Pokud dojde k překročení nastavené signální hodnoty, jsou definovány mechanismy kontroly přehrady. Např. obsluha vykoná fyzickou prohlídku díla, realizuje se geodetické měření bodů na hrázi apod. Dále má seismický monitoring VD Orlík, který se však nenachází v typicky seismické oblasti, a kde byl monitoring instalován z důvodu odhalení příčiny vzniku zvukových projevů uvnitř přehrady a indukované seismicity.



Obrázek 1: Seismicita v České republice: lokality historických otřesů, seismické oblasti v ČR.



Obrázek 2: Seismicita na Slovensku: lokality historických otřesů, seismické oblasti na Slovensku.

Přehrady jsou velmi významné infrastrukturní stavby, jejichž možné havárie mohou vést ke značným materiálním ztrátám a ohrožení lidského zdraví, životů a životního prostředí. Proto by měla být prováděna pravděpodobnostní hodnocení bezpečnosti přehrad i v souvislosti s potenciálním seismickým ohrožením. Obdobně jako je běžně prováděna analýza bezpečnosti z hlediska povodňových průtoků, mělo by být uvažováno ohrožení seismicitou, odolnost konstrukce a v souvislosti s tím realizován monitoring.

2.2 MONITORING SEISMICITY PRO HRÁZE VODNÍCH DĚL

Monitoring seismicity pro hráze vodních děl je zaměřen jen na makroseismické události. Takový monitoring může být realizován za relativně nízké investiční náklady. Centrem systému je záznamová jednotka, která běžně pracuje v režimu spouštěného záznamu při překročení

nastaveného prahu (triggered mode) a je připojena na datovou síť, která umožní odeslání dat nebo vzdálený přístup. Běžně záznamová jednotka umí také ihned odeslat upozornění, pokud je překročena nastavená signální hodnota.

Snímače, seismometry a akcelerometry, jsou připojeny do této záznamové jednotky. Běžně jsou užívány 3-osé snímače. Počet připojených snímačů závisí u potenciálním ohrožení přehrady a parametrech hráze. Obecně lze uvažovat 2-3 snímače jako dostatečné pro základní monitoring.



Obrázek 3: Monitoring seismických událostí: záznamová jednotka, seismometr.

3. TECHNICKÁ SEISMICITA

3.1 VÝSKYT A PŘÍČINY

Technická seismicita představuje dynamické zatížení konstrukce způsobené většinou nějakou lidskou aktivitou. V inženýrské praxi se setkáváme často s dynamickým zatížením konstrukcí od dopravy, rotačních strojů (motory, generátory) a také od bouracích prací. Do technické seismicity jsou také ale zahrnuty vibrace způsobené pulzací vodního proudu a obtékáním těles. Tento typ technické seismicity je běžný u hydrotechnických staveb a technologického vybavení přehrad a jezdů, jako jsou uzávěry spodních výpustí a pohyblivé jezové uzávěry.

Technická seismicita způsobuje dynamické síly působící primárně na technologickém vybavení, ale může také působit nebo se přenášet na stavební části. Na technologickém vybavení tyto dynamické síly způsobují značně rychlejší opotřebené pohybovacích mechanismů, čepů a ložisek. Také mohou způsobit únavu konstrukce. V minulosti bylo zaznamenáno několik případů vážné poruchy či havárie jezových uzávěrů. Příčinou je často nedostatečné zavzdušnění přepadového paprsku a nevhodně tvarovaná přepadová nebo výtoková hrana. Zejména konstrukce jezových uzávěrů jsou náchylné k rezonančnímu chování díky jejich velkým rozměrům a malé tuhosti. Někdy postačí pro inicializaci kmitání velmi malá síla, jako např. průsak poškozeným těsněním, vlny, náraz spláví apod. Naopak pro uzávěry spodních výpustí jsou zase typické vysoké výtokové rychlosti a tedy velké dynamické síly, které mohou způsobovat vlivem nedostatečného zavzdušnění nebo nevhodného tvaru při obtékání nebezpečné vibrace.



Obrázek 4: Typický projev vibrací jezové klapky, řasení přepadového paprsku a vlnění na horní hladině u přelivné hrany.



Obrázek 5: Folsom Dam, California 1995, havárie segmentu.

Konstrukce jsou také namáhány dynamickým zatížením během bouracích prací při rekonstrukcích a úpravách vodních děl. Pro ochranu jednotlivých částí před jejich poškozením, je doporučeno operativní měření dynamických účinků při bouracích prací.

3.2 MONITORING TECHNICKÉ SEISMICITY

Monitoring vibrací způsobených technickou seismicitou může být realizován jako dlouhodobý nebo krátkodobý. Krátkodobé měření používáme většinou pro detekci vibrací v průběhu funkčních zkoušek technologického vybavení nebo při ověřování vhodnosti technologického postupu bouracích prací.

Pro tato měření je vhodná přenosná záznamová aparatura napájená z akumulátoru. V závislosti na kapacitě baterií, možnosti externího napájení či výměně baterií je možné i s takovou aparaturou provádět delší měření. I přenosná záznamová jednotka může pracovat v režimu spouštěného záznamu a může být napojena do datové sítě nebo přes GSM signál pro vzdálený přístup či odeslání varovné zprávy.

Snímače pro měření vibrací musí mít vhodný rozsah detekce frekvence, zrychlení případně rychlosti kmitání pro daný případ a konstrukci. Frekvence závisí na typu konstrukce, jejích parametrech a budících silách. Pro měření na rozměrných betonových objektech mohou být použity snímače obdobné jako pro detekci přírodní makroseismické aktivity. Pro technologické vybavení, kterými bývají ocelové konstrukce, používáme malé akcelerometry, které upínáme ke konstrukcím pomocí silných magnetů bez poškození antikorozi ochrany konstrukce.



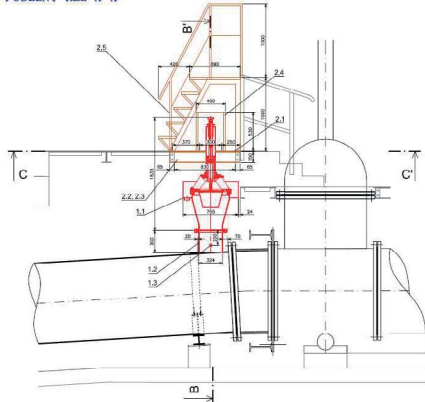
Obrázek 6: Přenosná aparatura pro měření vibrací.

3.3 PŘÍKLAD 1: VD LABSKÁ, HRÁZOVÁ SPODNÍ VÝPUST

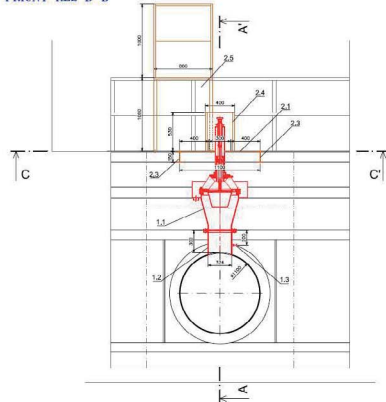
V průběhu rozsáhlé rekonstrukce VD Labská byly hlavní spodní výpusti v obtokovém tunelu kompletně mimo provoz a demontovány. Regulace odtoku byla zajištěna pouze spodní výpustí v tělese hráze, která zároveň slouží jako přivaděč na malou vodní elektrárnu. Ta zajišťuje odtok za normálních průtoků. Vzhledem k hydrologické situaci bylo nezbytné odpouštět více vody z nádrže a průtok byl regulován šoupátkovým uzávěrem na hrázové spodní výpusti. V průběhu této manipulace se vyskytly velmi silné vibrace, které způsobily uvolnění šroubů kotvení potrubí spodní výpusti a uvolnění převodovky na tělese uzávěru. Naměřené hodnoty efektivní rychlosti vibrací dosahovaly více než 10 mm/s a maximální špičkové hodnoty pak více než 60 mm/s. Tyto vibrace byly natolik silné, že v dlouhodobějším provozu mohly způsobit závažnou situaci.

Na základě měření byl proveden návrh pro eliminaci příčiny vibrací. Bylo navrženo a instalováno dostatečné zavzdušnění za provozní uzávěry spodní výpusti.

PODÉLNÝ ŘEZ A-A'

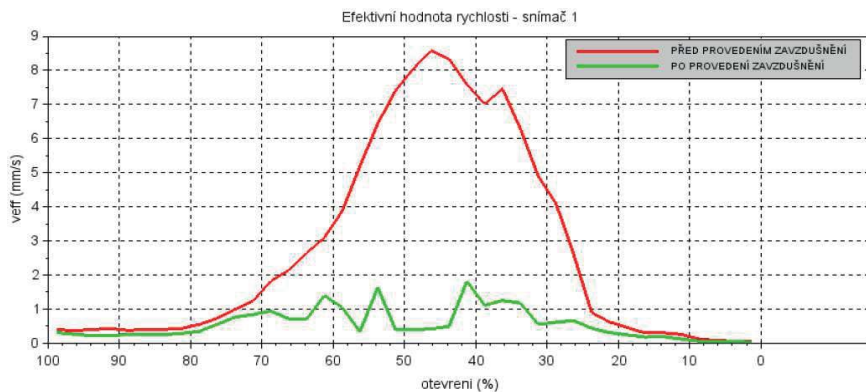


PŘÍČNÝ ŘEZ B-B'

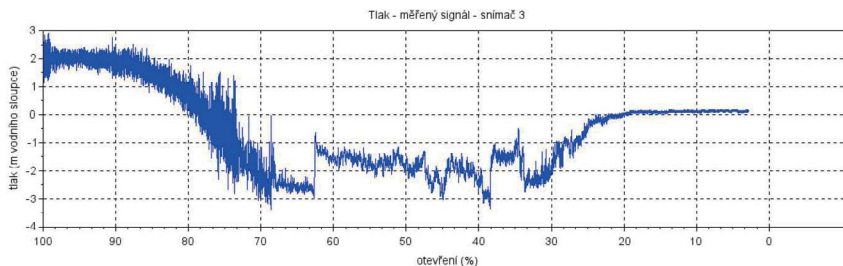


Obrázek 7: Návrh instalace automatického zavzdušňovacího ventilu.

Po instalaci bylo provedeno při funkčních zkouškách ověřovací měření, které mělo za úkol vyhodnotit efektivitu navrženého opatření. Zároveň byl měřen tlak v potrubí spodní výpusti na několika místech tak, aby bylo možné vyhodnotit vznik podtlaku za uzavěří. Měření ukázalo, že vibrace se realizací opatření značně snížily a jejich úroveň není pro provoz nyní nebezpečná. Efektivní rychlost vibrací se snížila o 85 %. Uspokojivé výsledky byl potvrzeny průběhem tlaku za uzavěřem.



Obrázek 8: Efektivní rychlost vibrací regulačního uzavěří.



Obrázek 9: Tlak za regulačním uzávěrem.

3.4 PŘÍKLAD 2: VD STŘEKOV, HORNÍ VRATA VELKÉ PK

Během provozu velké plavební komory VD Střekov byly zjištěny vibrace horních vrat. Velká plavební komora má spád nominální 7,5 m, šířka konstrukce je 24 m. Horní část dvoudílného stavidlového uzávěru začala silně vibrovat při vypouštění plavební komory. Nejsilnější vibrace byly zaznamenány při výšce hladiny v komoře cca 2 m nad normální dolní hladinou.

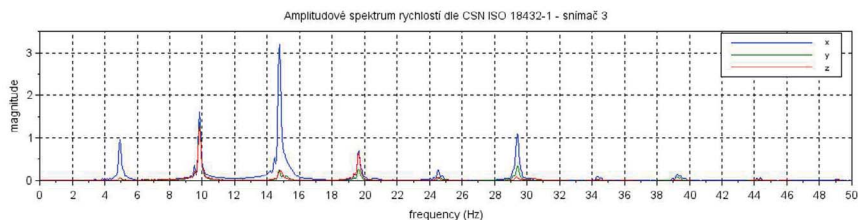


Obrázek 10: Rozmístění měřicích bodů na konstrukci stavidla.

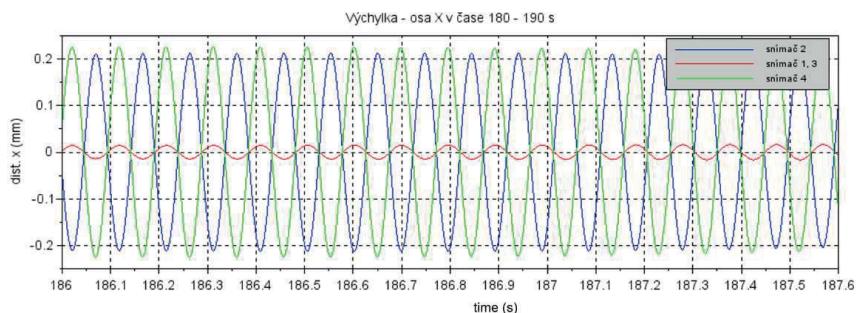
Měření bylo provedeno nejen na horní části, ale také na spodní části dvoudílného stavidla. Celkem bylo měření provedeno v 8 bodech. Maximální vibrace byly zaznamenány na dolní části stavidla na závěsném nosníku, kde maximální rychlost vibrací dosahovala 42 mm/s a efektivní rychlost 23 mm/s. Na horní části byly vibrace mírně nižší, maximální rychlost téměř 17 mm/s, efektivní 9 mm/s. Tyto hodnoty byly natolik velké, aby bylo nutné komoru odstavit z provozu do doby zjištění příčiny a nápravy.

Měření se potvrdilo, že konstrukce vibrovala v jejích vlastních frekvencích, a tedy byla splněna podmínka vzniku rezonance. Vlastní frekvence se mění se zatížením konstrukce, respektive s hladinou v komoře, o přibližně 10 Hz. Na základě měření bylo také možné vyhodnotit tvary kmitání, které odpovídaly teoretickým tvarům kmitání 2. a 3. vlastní

frekvence. Také bylo měřením zjištěno, že vibrace se šíří od pravého výklenku. Nakonec bylo v tomto výklenku nalezeno poškozené boční těsnění, které bylo potápečí opraveno. Po opravě již významné vibrace nebyly zaznamenány.



Obrázek 11: Amplitudové spektrum, vlastní frekvence uzávěru.

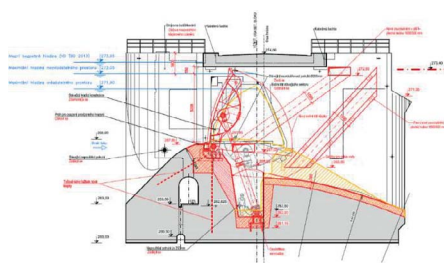


Obrázek 12: Měření vlastních frekvencí, výchylka pro druhou vlastní frekvenci uzávěru.

3.5 PŘÍKLAD 3: VD NECHRANICE, BOURACÍ PRÁCE

V rámci rekonstrukce levého pole bezpečnostního přelivu na VD Nechranice byly prováděny rozsáhlé bourací práce. Vzhledem k tomu, že založení betonové konstrukce přelivného objektu je poměrně mělké a tato konstrukce je umístěna na méně únosném podloží a zároveň byly bourací práce prováděny v těsné blízkosti revizní chodby, byly během bouracích prací měřeny dynamické účinky.

Měření ukázalo, že vibrace měřené v revizní chodbě a způsobené bouracími pracemi byly velmi blízko maximálním přípustným hodnotám stanoveným pro tuto konstrukci. Bylo tedy navrženo, aby další bourací práce v těsné blízkosti revizní chodby byly prováděny více šetrným způsobem.



Obrázek 13: Rekonstrukce přelivu: příčný řez, průběh bouracích prací.

4. ZÁVĚR

Provedená měření seismicity a vibrací ukázala, že monitoring vibrací je užitečná část technicko-bezpečnostního dohledu nad vodními díly. Měření jsou prováděna jak na technologickém vybavení, tak na stavebních konstrukcích. Na základě těchto měření jsme schopni navrhnout nápravná opatření mnohem efektivněji.

LITERATURA

- [1] Vibration of hydraulic equipment for dams, Bulletin 102, ICOLD, 1996.
- [2] CHOPRA, A. K. Earthquake engineering for concrete dams; Wiley Blackwell, Hoboken, 2020.
- [3] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.
- [4] DIN 4150-3 Effects of vibration on structures.
- [5] NOWAK, P.; KRÁLÍK, M.; SATRAPA, L.; BROUČEK, M.; Metodika pro měření a vyhodnocení vibrací jezových konstrukcí hydrotechnických staveb, ČVUT Praha, Praha, 2014.
- [6] Association of State Dam Safety Officials, [on-line], <https://damfailures.org/case-study/folsom-dam-california-1995/>, 2021.
- [7] Univerzita Komenského, Fakulta matematiky, fyzika a informatiky, [on-line], <https://www.seismology.sk/Maps/>
- [8] Ústav fyziky Země, [on-line], <https://www.ipe.muni.cz/public/czech-earthquakes>, 2021.
- [9] Association of State Dam Safety Officials, [on-line], <https://damfailures.org/case-study/folsom-dam-california-1995/>, 2021.

Ing. Tomáš Rudolf

VODNÍ DÍLA – TBD a.s.

rudolf@vdtbd.cz, +420 725 957 101

MOŽNOSTI ALTERNATIVNÍHO POUŽITÍ MATERIÁLŮ DO HRÁZE VD VLACHOVICE

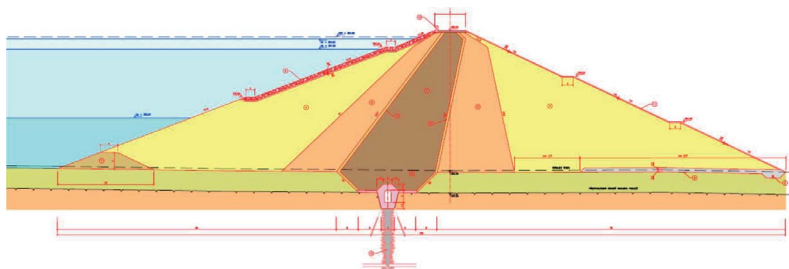
J. Říha & S. Kotaška

Ústav vodních staveb, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Česká republika

ABSTRAKT: V rámci opatření na zmírnění účinků dlouhodobého sucha vláda zařadila mezi priority přípravu výstavby vodního díla (VD) Vlachovice na Zlínsku. Hráz VD se předpokládá sypaná, její konstrukce se bude muset přizpůsobit poměrům v podloží hráze dokumentovaným IG průzkumem. Ten zahrnuje také část zabývající se zajištěním materiálů pro těleso hráze. Předběžné návrhy předpokládaly těleso hráze sestávající z těsnicího jádra, filtrů, přechodové a stabilizační zóny hráze, odvodňovacího systému a opevnění. Dosavadní průzkumy vytipovaly některé perspektivní zdroje pro materiály stabilizační a přechodové části. Jejich využití nicméně vyvolává řadu organizačních, socio-ekonomických a environmentálních problémů. V článku se autoři zaměřují na možnost alternativního použití méně vhodných místních materiálů do přechodové a stabilizační zóny hráze. V článku je proveden pohled o řešeních skladby tělesa hráze z místních, méně vhodných materiálů, a to prostřednictvím rešerše dostupných literárních zdrojů. Získané poznatky mohou být využity pro návrh tělesa hráze z málo vhodných až nevhodných materiálů nejen pro případ VD Vlachovice.

1. ÚVOD

Přehradní profil VD Vlachovice je dle (Aquatis 2015, Aquatis 2018) umístěn v morfologicky výhodném profilu nad obcí Vlachovice cca 550 m nad soutokem Vlárý a Sviborky. Hráz je uvažována jako sypaná s přímou osou. Koruna hráze je navržena na kótě 392,00 m n. m., maximální výška hráze nad terénem je cca 40 m. Převýšení koruny hráze nad maximální hladinou je navrženo 2 m, na koruně hráze se předpokládá vlnolam. Délka hráze v koruně činí cca 560 m. Příčný profil tělesa hráze je navržen jako tradiční zonální konstrukce s vnitřním jílovito-hlinitým těsněním (obr. 1). Těsnicí jádro je mírně ukloněné po vodě, rozhraní mezi jednotlivými typy sypaniny jsou opatřena filtry a přechodovými zónami. Sklony svahů hráze (1:2,5, 1:2) jsou navrženy podle zkušeností s podobnými typy materiálů. Těsnění hráze bude do podloží zavázáno pomocí betonové injekční chodby s prodloužením injekčním bločkem v místě zavázání. Těsnění podloží bude zajišťovat injekční clona do hloubky cca 45 m. Objem materiálu hráze je cca 1,2 mil. m³, z toho cca 257 tis. m³ do těsnicí části hráze. Vzhledem k omezeným materiálovým možnostem lokality nelze považovat tvar a skladbu příčného řezu za definitivní. Návrh alternativního příčného řezu je předmětem této studie.



Obrázek 1: Vzorový příčný řez hráze [1], [2].

V souvislosti s přípravu výstavby vodních děl (VD) v lokalitách, kde není v blízkém okolí vhodný materiál pro násyp hráze dle ČSN 75 2310, je třeba hledat možnosti alternativního použití místních, mnohdy méně vhodných zemín. Jedním z takových děl je také připravovaná přehrada u Vlachovic lokalizovaná do složitých podmínek flyše, který se vyznačuje značným střídáním vrstev různých hornin, většinou měkkých, snadno zvětrávajících. Bývají překryty zvětralínami a mladšími usazeninami. Na flyši byla v České Republice realizována řada hrází, jež mají atypickou skladbu materiálů např. Olešná, Luhačovice, Těrlicko nebo Karolínka.

Tento článek se zabývá možností alternativního použití méně vhodných místních materiálů do tělesa hráze se zaměřením na přechodovou a stabilizační část hráze. V rámci studie byl proveden odhad disponibilního množství zemín v zátopě, a pro navrženou materiálovou skladbu bylo odhadnuto potřebné množství jednotlivých typů zeminy. Tvar a skladba materiálů v příčném profilu tělesa hráze byla potvrzena geotechnickým výpočtem.

2. MATERIÁLY DO PŘEHRADNÍCH HRÁZÍ

Konstrukčním materiálem sypaných přehrad bývají zeminy nebo rozpojené horniny, které jsou k dispozici v dostatečném množství a kvalitě v místě hráze nebo nejbližším okolí. Při volbě zemín a kameniva se obvykle postupuje podle doporučení norem ČSN 75 2310, ČSN 72 1001, ČSN 75 1006 a ČSN 73 1001. Sypaniny musí být posouzeny z hlediska inženýrsko-geologických (IG) podmínek naleziště i z hlediska geotechnických vlastností.

Vhodnost zemín pro různé zóny sypaných hrází uvádí ČSN 75 2310 (tab. 1). Pro stabilizační části sypaných přehrad se používají materiály s vyšší smykovou pevností a větší propustností. Pro těsnění se používají naopak materiály s malou propustností, které ale vykazují menší pevnost.

Dle (Hobst et. al. 1984, ČSN 75 2310) by měly zeminy do těsnících prvků hrází splňovat následující parametry:

- obsah organických látek nepřesahuje 5 %,
- čára zrnitosti leží v zónách 1 a 2 tzv. "Myslivcova diagramu",
- mez tekutosti w_L není vyšší než 50 %,
- maximální průměr zrna je 100 mm,
- zeminy skupiny ML, CL, CS, MS mají index plasticity $I_p = w_p > 8$,
- u těsnících zemín je hydraulická vodivost menší než $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Tabulka 1: Vhodnost zemín pro různé zóny sypaných hrází (ČSN 75 2310)

Znak skupiny	Název zeminy	Homogenní	Těsnící část	Stabilizační část
GW	šterk dobře zrněný	nevhodná	nevhodná	výborná
GP	šterk špatně zrněný	nevhodná	nevhodná	výborná
GM	šterk hlinitopísčité	výborná	velmi vhodná	málo vhodná
GC	šterk jílovitopísčité	výborná	výborná	málo vhodná
SW	písek dobře zrněný	nevhodná	nevhodná	vhodná
SP	písek špatně zrněný	nevhodná	nevhodná	vhodná
SM	písek prachovitý	vhodná	vhodná	nevhodná
SC	písek jílovitý	velmi vhodná	výborná	nevhodná
ML	hlína písčité anorganická, velmi jemný písek	málo vhodná	málo vhodná	nevhodná
CL	jíl anorganický malé až střední plasticity	vhodná	velmi vhodná	nevhodná
OL	hlína písčité organická	málo vhodná	málo vhodná	nevhodná
MH	hlína anorganická	málo vhodná	málo vhodná	nevhodná
CH	jíl anorganický vysoká plasticita, mastný jíl	málo vhodná	málo vhodná	nevhodná
OH	jíl organický střední až vysoké plasticity	nevhodná	nevhodná	nevhodná

Vlastnosti zemin a rozpojených hornin získané z laboratorních nebo polních zkoušek se před ukládáním do hráze ověřují poloprovozními zkouškami, kterými se ověřují těžitelnost, ukládání a hutnění jednotlivých materiálů. Na základě hutnicího pokusu se určí relativní ulehlost, zhutnitelnost, objemová hmotnost sušiny a modul přetvárnosti zeminy. Dále se zjišťují nebo ověřují fyzikálně mechanické vlastnosti zhutněné sypaniny, podklady pro stanovení mocnosti zhutňovaných vrstev, technologie výstavby přehrady se zřetelem na dokonalé zpracování sypaniny, druh, účinnost a efektivita hutnicích prostředků, počet pojezdů, vliv změny vlhkosti na míru zhutnění apod.

Návrh příčného profilu tělesa přehrady pak odpovídá požadavkům a závěrům IG průzkumu, který objasňuje geologické, hydrogeologické a geotechnické poměry v místě přehrady, přidružených objektů a vytypovává vhodná naleziště sypaniny přicházející v úvahu pro konstrukci přehradní hráze. Zásady návrhu jsou stanoveny samostatně pro zeminy v podloží hrází a pro materiály do tělesa hráze. Pokud není materiál doporučený v tab. 1 k dispozici v blízkosti profilu hráze, lze vymezit 3 následující možnosti:

- Dovážení vhodného materiálu ze vzdálenějšího naleziště. Tato možnost je ekonomicky náročná, dovážení velkého objemu materiálu je nákladné. Zároveň dojde k přetížení přilehlých obcí a silnic nákladními automobily dovážejícími potřebné zeminy, což činí v případě VD Vlachovice až kolem 200 vozidel za den. Možnou alternativou je doprava sypanin železnicí, popř. v kombinaci s dalšími způsoby dopravy (např. pásovými dopravníky).
- Prizpůsobení profilu hráze a harmonogramu výstavby při použití místních méně vhodných materiálů. Tato možnost spočívá v návrhu příčného profilu zohledňujícímu vlastnosti místních materiálů, obvykle s se sklony svahů 1 : 3 a méně, návrh účinného a bezpečného odvodňovacího systému.
- Zlepšení vlastností materiálu stabilizační části se týká především zvětšení smykové pevnosti, zvětšení propustnosti nebo zlepšení deformačních charakteristik zemin. Změnu vlastností zeminy lze dosáhnout jejím nahrazením jinou zeminou (polštáře), mechanickými změnami stavu zeminy (odvodňování, zhutňování) nebo přísadami do zeminy (cement, vápno, asfalt nebo dehet, nebo i chemické látky).

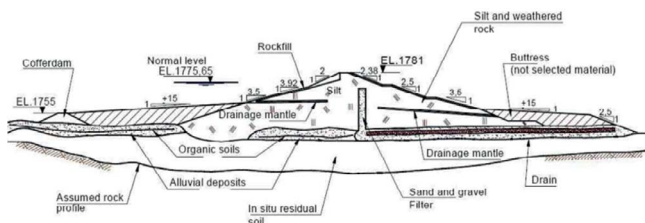
3. REŠERŠE HRÁZÍ Z MÉNĚ VHDNÝCH MATERIÁLŮ

Pro vytvoření představy o možném použití méně vhodných materiálů do hrází výšky kolem 40 m a realizovaných přehradách z těchto materiálů a problémech při jejich výstavbě a provozu byla provedena rozsáhlá rešerše dostupných literárních pramenů. Cílem rešerše bylo přehledně zpracovat zahraniční informace a popsat problematiku návrhu a výstavby hrází z méně vhodného materiálu. Hlavní pozornost byla zaměřena na dokumenty ICOLD (bulletiny a sborníky kongresů) a na další publikace přehradního inženýrství (Bilik a Jahoda 1969, Evdokimov 1970, Jabara a Harber 1976, Dupas et. al. 1991, Alonso a Vague 1997, Comitato Italiano Grandi Digh 1997, Colegio De Ingenieros De Caminos 2006, Kadomatsu 2012). Rešerše je členěna do kapitol podle zemí, kde se VD nacházejí. U každé hráze jsou přehledně zpracovány základní údaje (podklad, období výstavby, rozměry, materiál a specifika, problémy při výstavbě).

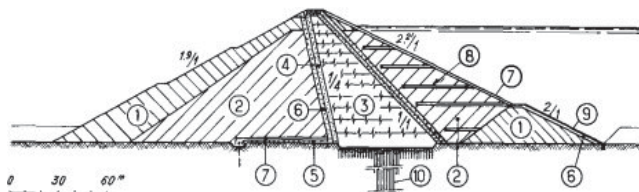
Studované hráze z celého světa postavené z méně vhodných materiálů dosahují výšky až 140 m, běžná výška hrází je kolem 40 m (tab. 2). Provoz hrází naznačuje některé problémy, jako jsou zajištění stability, vývoj pórových tlaků v málo propustném tělese hráze, nadměrné sedání násypu apod. Typické profily mají pozvolnější sklon svahů a jsou nejčastěji heterogenní. Těsnicí a stabilizační části jsou nejčastěji z místního materiálu (jíl, slín, spraš, aluvium, bazalt, břidlice, rula, svor) obsahujícího velký obsah jemnozrného hlinitého materiálu a dalších příměsí, u kterých může při vyšší vlhkosti dojít k nerovnoměrnému sedání různých částí hráze sypaných z materiálů s rozdílnými přetvárnými vlastnostmi. Problémem bývá nárůst pórových

tlaků během výstavby, vznik trhlin různého charakteru a často i ztráta stability. To ve většině případů (obr. 2 až 5) vedlo k návrhu drenážních prvků jak ve vzdušné, tak i v návodní části hráze. Tyto horizontální, resp. vertikální prvky odvádějí vodu během výstavby a snižují pórové tlaky v násypu. U násypů bez vnitřního těsnění se používají komínové drény, které jsou svedené do drenážního koberce v podloží hráze napojeného do drenážního prvku u vzdušné paty hráze (obr. 2, 4 a 5). Pro zajištění vyšší stability hráze se výplňový materiál stabilizačních částí hráze může prokládat zbytkovými úlomky kameniva, jež zajišťuje vyšší stabilitu materiálu. Stabilitu zvyšují také přítěžovací lavice budované při návodní, popř. vzdušné patě hráze.

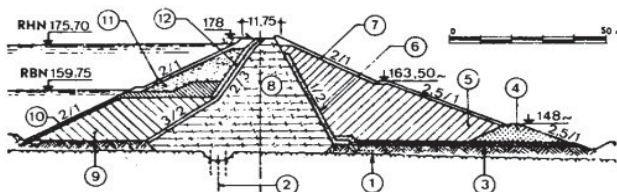
Studovaná vodní díla s netypickou skladbou hrází byla rozdělena do 4 podskupin typů hrází: a) homogenní hráze, b) hráze s horizontálními, popř. komínovými drény, c) hráze s "nestandardní" skladbou materiálu, d) hráze se stabilizací svahů během výstavby (obr. 2, 5).



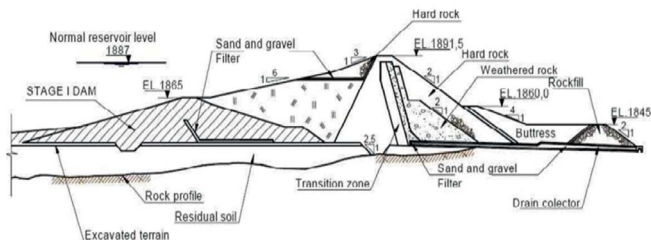
Obrázek 2: VD Troneras – Hráz s horizontálním + komínovým drénem (Bulletin 151, 2009).



Obrázek 3: VD Wadi-Ghan – hráz s horizontálními drény. (Comité Francais des grands barrages, 1976).



Obrázek 4: VD Revin – Hráz s nestandardní skladbou materiálu. (Comité Francais des grands barrages, 1976).



Obrázek 5: VD San Rita II – Hráz se stabilizací přísypů během výstavby (Bulletin 151, 2009).

Tabulka 2: Studovaná VD a jejich základní specifika

Název	Země	Rok dokončení	Výška	Sklon svahů		Materiály	
				Návodní	Vzdušní	Stabilizační	Těsnící
VD Guadarranque	Šp.*	1966	71 m	1:3 – 4	1:2,25	Hlinité písky	Jíl
VD Uzquiza	Šp.*	1989	65 m	1:2,9	1:2,2	Jíly a hlíny s příměsí oblázků	
VD Barbate	Šp.*	1993	32 m	1:4	1:4	Vybrané a aluviální jíly	
VD Giribaile	Šp.*	1997	94 m	1:2,3	1:2,1	Vybraný štěrk	Jíl
VD Taibilla	Šp.*	1973	40 m	1:2,2	1:2,05	Koluvium	Vybrané koluvium
VD Loteta	Šp.*		34 m	1:3	1:3		
VD Laverné	Šp.*		54 m	1:2,2	1:2,2		
VD Piedras Blancas	Ko.*	1952	25 m	1:2 – 3,5	1:2 – 3	Hlinité písky	
VD Quebradona	Ko.*	1958	34 m	1:2 – 4,5	1:2 – 3	Lomový kámen	Hlíny
VD Troneras	Ko.*	1962	37 m	1:3 – 3,5	1:2 – 2,5	Hlinité písky	
VD Miraflores	Ko.*	1965	63 m	1:3 – 4	1:2,5	Lomový kámen	Hlíny
VD Santa Rita II	Ko.*	1976	60 m	1:3 – 6	1:2 – 4	Hlinité písky	
VD Punchiná	Ko.*	1976	75 m	1:2,5	1:3	Hlinité písky	
VD San Lorenzo	Ko.*	1984	63 m	1:2,5 – 3	1:3,1	Hlinité písky	Zvětralý kámen
VD Gangapur	Ind.*	1953	37 m	1:2 – 3	1:2 – 3		
VD Gyoebu	Ba.*	1940	41 m	1:2 – 3	1:3 – 4	Píščitohlinitý mat.	Betonová zed'
VD Ilha Soltería	Br.*	1973	74 m	1:1,5 – 3,5	1:1,5		
VD Mosquito	Br.*		30 m	1:3 – 3,5	1:2 – 2,5	Jílové zeminy s výplní jakoukoliv zeminou	
VD Nova Ponte	Br.*	1994	142 m	1:1,65 – 1,9	1:1,3	Rockfil	Nepropustná zemina se štěrkem
VD Porto Estrela	Br.*	2001	61 m	1:1,4 – 1,3	1:1,5 – 1,9	Rockfil	Prachovito píščitý jíl, Sedimenty
VD Michechaur	Az.*	1953	80 m	1:2 – 4	1:2 – 4	Jemný písek s jilem	
VD Irikia	Ru.*		43 m	1:1,5 – 2,5	1:1,5 – 2,5	Štěrkopísek	Jílovitohlinitý materiál
VD Montbel	Fr.*	1985	36 m	1:4	1:3,5	Slíny	
VD Saint-Cassien	Fr.*	1965	60 m	1:3	1:2,15	Nepropust. mater.	Jíl s Rulou
VD Revin	Fr.*	1974	38 m	1:2	1:2 – 2,5	Břidlice	Jílovité hlíny
VD La Verne	Fr.*	1974	42 m	1:2,5 – 3	1:2	Lámaný svor	Jíl
VD Wadi-Ghan	Li.*		70 m	1:2	1:1,9	Aluvium, Bazalt	Spraše
VD Scoggins	US.*		35,4 m	1:2,5 – 3	1:2	Pískovec, písek	Ornice a zvětralý pískovec
VD Hřiňová	Sl.*	1965	51 m	1:1,5 – 2,5	1:1,6	Lomový kámen	Jíl
VD Genzano di Lucana	It.*	1990	70 m			Říční štěrk	Jíl
VD Locone	It.*	1986	66,3 m			Štěrkopíščitě slepence	Jíl
VD Valfabbrica	It.*	1994	67,23 m			Aluviální štěrky	Jíl
VD Olešná	ČR*	1964	18 m	1:2,5 – 2,75	1:1,75	Sutě, svah hlíny a pískov.	Svahové hlíny a spraše
VD Luhačovice	ČR*	1927	17,5 m	1:1,1 – 3	1:1,43 – 2	Náplavové hlíny a písky	Jíl
VD Těrlicko	ČR*	1964	25 m	1:3 – 3,5	1:2 – 2,5	Proluvní štěrky prokládané vrstevami vypálené haldoviny	Sprašové hlíny
VD Nagara	Jap.*	1994	52 m	1:3,5	1:3 – 3,5	Kalovec, písky	Hlíny
VD Martable	Indo.*	1999	95 m	1:2,5	1:3,5	Rockfil	Jíl
VD Cacaban	Indo.*	1958	37,3 m	1:2,5 – 2,75	1:3	Hlinitá půda s kamennou patkou	
VD Epingham	VB*		37 m	až 1:10		Jurský jíl	Flexibilní jurský jíl
VD Satpara	Pa.*		38 m	1:3	1:2,5	Rockfil	Jílové materiály

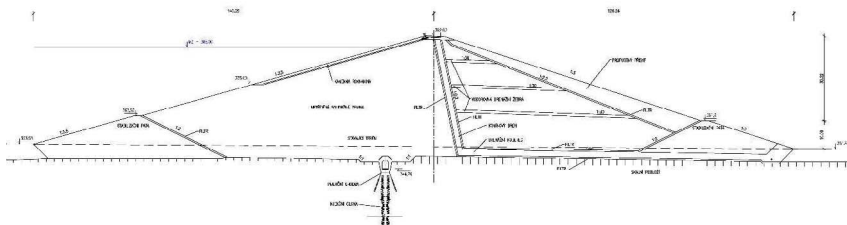
* Šp. - Španělsko, Ko. - Kolumbie, Ind. - Indie, Ba. - Barmá, Br. - Brazílie, Az. - Azerbájdžán, Ru. - Rusko, Fr. - Francie, Li. - Libanon, US. - Spojené státy americké, Sl. - Slovensko, It. - Itálie, ČR - Česká republika, Jap. - Japonsko, Indo. - Indonésie, VB. - Velká Británie, Pa. - Pákistán

4. VOLBA ALTERNATIVNÍHO PROFILU

Z poznatků získaných rešerší podkladů o budování hrází z méně vhodných materiálů (kapitola 3) vyplývají některé důsledky pro návrh alternativního profilu tělesa hráze VD Vlachovice:

- Navrhovaná hráz bude mít při použití méně vhodných materiálů výrazně mírnější sklon svahů než byly uvažovány v předchozích studiích (1 : 3, 1 : 3,5).
- Vzhledem k dosavadním výsledkům průzkumů zemin bude hráz patrně nasypána z různých materiálů různých vlastností.
- Bude třeba větší objem materiálů pro sypaní hráze, než byl původně uvažován, odhady činí kolem 2 mil. m³.
- Opatření pro urychlení konsolidace (drény, filtry) vyvolají potřebu větších objemů nakupovaného materiálu.
- V případě stabilizačních přísypů je třeba zajistit dostatečně stabilní materiál.
- Vzhledem k očekávanému dotvarování tělesa hráze v čase bude třeba navrhnout větší převýšení koruny hráze, resp. přesypání koruny hráze o předpokládaný pokles.

Z uvedeného vyplynul alternativní návrh příčného profilu (obr. 6), který byl projednán s Povodím Moravy, s. p. Pro tento profil bylo provedeno Ústavem geotechniky FAST VUT stabilitní posouzení. Pod vzdušní částí hráze byl uvažován materiál odpovídající poloskalní hornině s vyšší propustností, tento předpoklad vede k bezpečné mocnosti kobercového drénu v případě, že bude sloužit k odvodnění podloží. Stabilitní analýza ukazuje, že smykové plochy nezasahují do podloží hráze pod úrovní přítěžovací kamenité patky. Drenážní žebra na vzdušní straně hráze nebyla při stabilitním výpočtu uvažována, v případě realizace žebírek tento předpoklad posouvá výsledky stabilitních výpočtů mírně na bezpečnou stranu.



Obrázek 6: Upravený profil 2e) - hráz z netříděného materiálu opatřená komínovým a kobercovým drénem, vodorovnými žebry, stabilizačními patkami, přísypem a filtry.

Navržený profil sestává z následujících částí:

- Převažujícím materiálem je **netříděná soudržná zemina** ze zátopy nádrže. Předběžné odhady objemu materiálu v zátopě ukazují, že se tento materiál v prostoru zátopy nachází. Jeho využitelnost nicméně limituje řada faktorů. Určitým problémem je, že se materiál nachází ve vrstvě proměnlivé mocnosti a bude třeba jej hledat po celé ploše zátopy. Předpokládá se značná heterogenita materiálu s ohledem na pevnostní charakteristiky, propustnost a vlhkost. Tomu odpovídá relativně konzervativní tvar hráze a také skladba a umístění odvodňovacích prvků. Předpokládá se, že u části zemin bude třeba zlepšovat jejich vlhkost. Vyloučeno není přimíchání poloskalního materiálu do jílovité zeminy, což může zvýšit smykovou pevnost materiálu hráze.
- **Stabilizační patky** jsou navrženy z kamenitého materiálu, jsou umístěny při návodní a vzdušní patě násypu. Jejich účelem je stabilizovat násyp zejména v počátečním stádiu výstavby a také posílit celkovou stabilitu svahů vůči usmyknutí. To umožňuje mírné zvýšení sklonů obou svahů násypu hráze na navržené sklony 1:3 a 1:3,5.

- **Přísyp vzdušního svahu** šterkovým materiálem slouží k odvodnění případných výtoků z drenážních žebírek a současně výrazně přispívá ke stabilitě vzdušního svahu.
- **Komínový drén** má za úkol zachytit a bezpečně odvést případné průsakové těleso hráze. Dostupné podklady naznačují, že jde o významný prvek zajišťující bezpečnost hráze v případě heterogenního materiálu s proměnlivou propustností.
- **Kobercový drén** odvádí prosáklou vodu zachycenou komínovým drénem do patního sběrného drénu, kde bude umožněno sledování průsaků. Současně slouží k bezpečnému zachycení vody prosakující podloží. Jeho délka zajišťuje dostatečně nízké vstupní gradienty i v případě náhodné privilegované průsakové cesty v podloží.
- Bezpečnost vůči kontaktní sufozi na styku materiálů různé zmitosti zajišťují **filtry**.
- **Drenážní žebra** slouží pro zvýšení stability hráze v průběhu výstavby, a to zkrácením průsakové dráhy v průběhu primární konsolidace násypu.

5. ZÁVĚR

Z dostupných podkladů vyplývají důsledky pro další návrh příčného profilu a skladby hráze z méně vhodných materiálů. Při jejich použití do stabilizační části hráze se musí počítat s mírnějším sklonem svahů a s většími objemy potřebného materiálu jako např. u VD Epingham (Bridle et. al. 1985). Je třeba navrhnout opatření pro rychlejší konsolidaci zemin při ukládání do stabilizační části hráze, jako kobercové a komínové drény s kombinací vhodných horizontálních a vertikálních filtrů a drenáží v tělese hráze. To vyvolá potřebu větších objemů nakupovaného materiálu. Stabilizační části hráze se musí kombinovat s přísypy z dostatečně stabilního materiálu. Předpokládá se kombinace různých materiálů do hráze tak, aby bylo potřeba co nejméně dováženího materiálu. Vzhledem k očekávanému dotvarování tělesa hráze je třeba navrhovat větší převýšení koruny hráze, resp. její přesypání.

Následující výčet obsahuje některá další úskalí a nevýhody takového řešení:

- Materiály v zátopě a na svazích jsou nehomogenní s nepravidelným výskytem, mnohdy v malých mocnostech, často pod úrovní hladiny podzemní vody. To omezuje těžitelnost a použitelnost materiálů a naznačuje nutnost jejich úpravy.
- Bude třeba se vypořádat s vodními toky v zátopě (Vlára, Benčice, Tichovský potok), které omezují rozsah těžby a komplikují její provádění.
- V prostoru zátopy se vyskytuje řada sesuvů. Těžba materiálu v prostoru zátopy, zejména při patě svahů, může vyvolat ztrátu jejich stability.
- Konzervativní tvar vede k velkému objemu tělesa hráze, cca dvojnásobnému oproti původnímu návrhu dle (Aquatis 2015, Aquatis 2018). Objem dováženího materiálu je pouze o cca 250 tis. m³ menší, což poněkud snižuje výhodu tohoto řešení.
- Použití místních netříděných zemin vede ke komplikovanému uspořádání prvků tělesa hráze. Také se při takovémto uspořádání vyžaduje důsledná kontrola výstavby, zejména geometrie a vlastnosti ukládaných materiálů jednotlivých vrstev a zón.
- Předpokládá se, že u části zemin bude třeba zlepšovat jejich vlastnosti (vlhkost).
- Z hlediska výstavby může být obtížné materiály vzájemně odlišit a reálně vytěžit. Úskalím je také citlivost materiálů na klimatické podmínky během výstavby ve vztahu k jejich vlhkosti, potřebě jejich odvodnění, popř. požadavku na jejich úpravu a zlepšení vlastností. To může vést k prodloužení výstavby a k potížím při výstavbě.

PODĚKOVÁNÍ

Tato práce vznikla za podpory projektu TAČR ř. reg. TH04020154 *Optimalizace výstavby, oprav a provozování asfaltbetonových těsnících pláštů* a projektu FAST-J-21-7486 *Citlivostní analýza parametrů vstupujících do modelů porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze*.

LITERATURA

- [1] AQUATIS. Vlára. VD Vlachovice – Investiční záměr, Aquatis, a.s. Brno, 11/2015.
- [2] AQUATIS. Vlára, VD Vlachovice, předprojektová příprava, technické řešení, Aquatis, a.s., Brno, 2018.
- [3] ALONSO, F., VAGUE, C. Earth materials for cores and homogenous earthfill dams. Singularities. 19 Congress ICOLD, Florence, Italia, 1997, vol.2, Q.73, R.25, pp. 381-401.
- [4] BILÍK M., JAHODA Č. Large dams in the Carpathian Flysch of Moravia. Brno: the Czechoslovak National Committee on Large Dams and the Bohemian Civil Engineers' Union in Brno, 1969, 115 s.
- [5] COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS. Dams in Spain. Canales y Puertos Almagro 42, Madrid, 28010, Spain, 2006. ISBN: M-84-380-0318-4.
- [6] DUPAS, J., M., ALONSO, M., E., FRY, J., J., RIZZOLI, J., L., LEMOULLEC, D. Design and construction of embankments of poor quality material examples of applications. 17 Congress ICOLD, Vienna, Austria, 1991, vol.2, Q.67, R.2, pp. 27–61.
- [7] EVDOKIMOV, P., D. Design and construction of earth and rock-fill dams in the U.S.S.R. 12 Congress ICOLD, Montréal, Canada, 1970 vol.1, Q.36, R. 8, pp. 137–149.
- [8] JABARA, M., A., HARBER W., G. Problems associated with the construction of scoggins dam. 12 Congress ICOLD, Mexico, Mexico, 1976, vol.1, Q.44, R.13, pp. 565–580.
- [9] KADOMATSU, T., ed. 2012. Dams in Japan. Tokyo: Japan commission on large dams. 514 s.
- [10] PIMENTA DE ÁVILA, J., RODRIGUES DA CUNHA, V. Structurally unstable soils in the foundation of earth dams. 19 Congress ICOLD, Florence, Italia, 1997, vol.2, Q.73, R.60, pp. 1055–1066.
- [11] HOBST, L., KLABLENA, P., VERFEL, J. Technologie sypaných hrází, 1. vydání Praha 1, SNTL – Nakladatelství technické literatury, 1984, 360 s., 04-719-84
- [12] BULLETIN 151. Tropical residual soils as dam foundation and fill material. ICOLD, preprint, 2009 180 p.
- [13] COMITÉ FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES. Quelques exemples de digues et de barrages en terre de types spéciaux dans le cas de matériaux difficiles. 12 Congress ICOLD, Mexico, Mexico, 1976, vol.1, Q.44, R.8, pp. 131–152.
- [14] BRIDLE, R. C., VAUGHAN, P. R., JONES, H. N. Empingham Dam – design, construction and performance. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part1, 1985, 78, Apr., p. 247–289.
- [15] COMITATO ITALIANO GRANDI DIGH. Dams in Italy. Florencie, 1997, 451 s.
- [16] ČSN 75 2310 Sypané hráze.
- [17] ČSN 72 1001 Pomenovanie a opis hornín v inžinierskej geológii.
- [18] ČSN 75 1006 Kontrola zhutnění zemin a sypanin.
- [19] ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy.

prof. Ing. Jaromír Řiha, CSc.

*Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Veveří 95, 602 00 Brno
riha.j@fce.vutbr.cz*

Ing. Stanislav Kotaška

*Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Veveří 95, 602 00 Brno
kotaska.s@fce.vutbr.cz*

VÝZNAM INTERAKCIE INJEKČNEJ CLONY S HORNINOVÝM PROSTREDÍM PRI POSUDZOVANÍ JEJ ÚČINNOSTI

P. Václavík & E. Bednárová

Katedra geotechniky, Stavebná fakulta STU Bratislava, Slovenská republika

ABSTRAKT: Cieľom predkladaného príspevku je poukázať na možnosť využívania dostupných poznatkov a prostriedkov pri posudzovaní bezpečnosti priehrad v rámci TBD. Dôležitou súčasťou ich bezpečnosti je spoľahlivosť funkcie injekčnej clony. Početné výsledky výskumu potvrdili, že jej interakcia s bezprostredným geologickým prostredím má v tejto záležitosti významné postavenie. Využívajúc dostupnosť poznatkov z inžiniersko-geologického prieskumu, výsledkov vodných tlakových skúšok vrátane ich početných kritérií a meraní in situ, možno numerickým modelovaním MKP - formou parametrickej štúdie - prispieť k zvýšeniu miery spoľahlivosti posudzovania účinnosti injekčných clôn. V predkladanom príspevku sú výsledky takéhoto bádania ilustrované vo vybraných profiloch podložia priehrady Vlčia Dolina.

Kľúčové slová: podložie priehrady, vodné tlakové skúšky, kritéria, injekčná clona, numerické modelovanie, účinnosť injekčnej clony

1. STRUČNÁ CHARAKTERISTIKA VODNÉHO DIELA

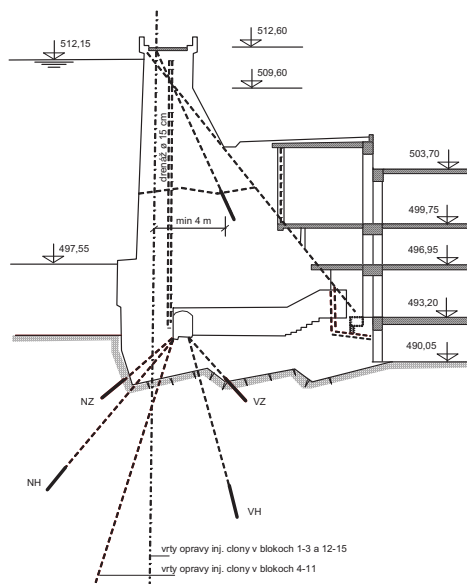
Vodná stavba Vlčia Dolina je druhou funkčnou súčasťou vodohospodárskej sústavy Dobšiná, ktorej primárnym účelom je produkcia špičkovej elektrickej energie [1]. Sústavu tvoria tri hlavné celky. Prvou je akumulacia nádrž Palcmanská Maša na Hnilci (1956), z ktorej sú prietoky prevádzané štôľňou, razenou v horskom masíve do povodia rieky Slaná, na vysokotlakovú vodnú elektrárňu vo Vlčej Doline so záchytnou nádržou (obr. 1). Pod ňou bola pod Dobšinou na Dobšinskom potoku v roku 1960 vybudovaná vyrovnávací nádrž s rovnakým názvom Dobšiná.

Priehradením údolia Vlčej doliny gravitačnou betónovou priehradou vznikla samotná nádrž Vlčia Dolina. Teleso priehrady má výšku 19 m nad okolitým terénom a 27 m nad základovou škárou (obr. 2). Kóty koruny priehrady sa nachádza na úrovni 512,60 m n. m. Priehradný múr má dĺžku 137,60 m v korune. Sklon návodného líca je 1:0,03, vzdušné líce má sklon 1:0,72.

Samotné teleso betónovej gravitačnej priehrady pozostáva z 15-tich dilatačných blokov šírky 4 až 7 m. Na blokoch číslo 3, 4 a 5 sa nachádza bezpečnostný priepad, ten má 4 polia o šírke 3,30 m ovládané segmentom.



Obrázok 1: Pohľad na teleso priehrady Vlčia Dolina [Foto: Uhorščák, Ľ.].



Obrázok 2: Schéma priečného profilu priehrady Vlčia Dolina.

2. POPIS GEOLOGICKEJ LOKALITY

Záujmové územie a jeho širšie okolie predstavuje komplex vulkanických a sedimentačných hornín, kde majú prevahu vulkanické horniny. Dominujú diabázové tufity a diabázy, sedimentárne horniny sú zastúpené niekoľkými druhmi fylitov [2].

Samotný profil, v ktorom sa nachádza teleso priehrady, tvoria najmä amfibolity. Sú zelenej, sivozelenej až čiernej farby s veľkým podielom kremeňa rôznej mocnosti a s tenkými žilkami sideritu, ankeritu, magnezitu a živcov. Pokryvné vrstvy tvoria suťové hliny, štrky a kamenité sute, ktorých hrúbka spravidla nepresahuje 4 m. Výstavbu vodného diela sprevádzali problémy a za zmienku stojí zosun približne 25 000 m³ horniny, ktorý sa dal do pohybu počas zakladania priehrady v oblasti pravého údolného svahu. Priepustnosť horninového prostredia bola skúmaná vodnými tlakovými skúškami.

3. VODNÉ TLAKOVÉ SKÚŠKY

Vodné tlakové skúšky patria stále k najkomplexnejším a najvyužívanejším metódam na určenie priepustnosti skalných hornín. Dôvodom pre vznik a vývoj týchto skúšok bolo budovanie hydrotechnických stavieb ako sú priehrady a hate. Po využití optimálnych priehradných profilov so zdravým skalným podložím boli projektanti nútení pristúpiť k navrhovaniu priehrad v podmienkach nespojitého a rozpukaného skalného podložia. Takéto podložie je nutné utesniť primárne s ohľadom na možnú eróziu podzákladia a z toho vyplývajúcu bezpečnosť priehrady, prípadne aj s ohľadom na stratu vody z nádrže najmä v tých oblastiach, kde hodnota vody je mimoriadne vysoká. Skalné podložie sa najčastejšie dotesňuje injektovaním. Určenie hranice (medze), pokiaľ je nutné prostredie injektovať, resp. stanovenie prípustnej priepustnosti skalného podložia, sa stalo diskutovanou otázkou. S pribúdajúcimi skúsenosťami, nadobudnutými pri realizovaní vodných diel, sa neustále objavujú názory na modifikáciu používaných parametrov, s úmyslom zmiernenia kritérií povolenej priepustnosti, avšak nie na úkor bezpečnosti konštrukcií.

3.1 KRITÉRIA PRE VODNÉ TLAKOVÉ SKÚŠKY

Účelom vodnej tlakovej skúšky (ďalej VTS) nie je iba stanoviť hodnotu hydraulického vodivosti prostredia, resp. koeficientu filtrácie, ale najmä zhodnotenie a posúdenie potreby utesnenia podlažia pod konštrukčnými časťami, ako napríklad hrádze nádrží, prípadne iné objekty ktoré tvoria vodné dielo. Na takéto zhodnotenie výsledkov vodných tlakových skúšok bolo odvodených viacero kritérií (tab. 1), pomenovaných zväčša po autorovi, ktorý ich odvodil. Tieto kritéria našli uplatnenie v rôznych podmienkach, či už hydrologických, geologických alebo geografických.

Pod kritériom pre VTS rozumieme hodnotu straty vody, pri prekročení ktorej treba pristúpiť k utesneniu podlažia priehrady [3].

Tabuľka 1 Kritéria dovolených strát vody pri VTS pre priehradu s výškou nad 30 m

Autor	Kritérium prípustných strát vody pri VTS
Lugeon	1 LU resp. 0,3 l. min ⁻¹ . m ⁻¹ pri 0,3 MPa
Jähde	0,1–0,5 l/min/bm pri 0,3 MPa
Terzaghi	0,05 l/min/m pri 10 kPa
Heitfeld	2,5–4 LU
USSR	3 LU
USA	3 – 4 LU

Verfel vychádzal z poznania, že priesaková dráha presakujúcej vody sa s narastajúcou hĺbkou predlžuje, čoho dôsledkom sú nižšie hodnoty gradientov vo väčších hĺbkach a teda aj menšie hydrodynamické namáhanie horninového prostredia. Obvykle sa s narastajúcou hĺbkou znižuje i rozpukanosť skalného masívu. Vzhľadom na tieto úvahy stanovil kritéria (tab. 2), zohľadňujú hĺbku v ktorej VTS realizujeme nasledovne [4]:

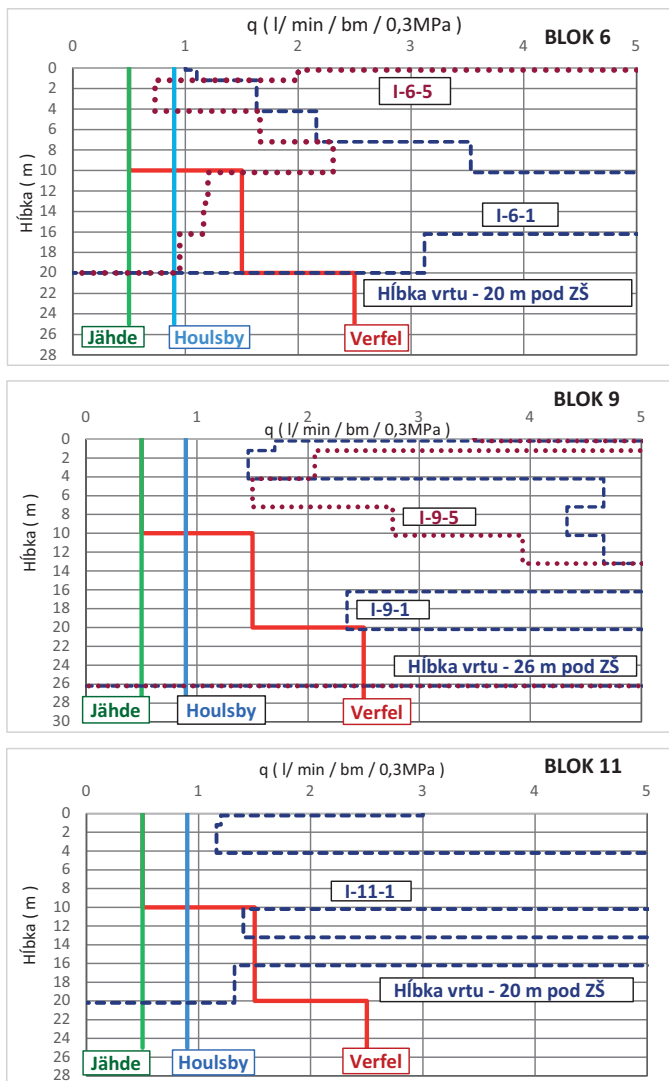
Tabuľka 2 Kritéria dovolených strát vody pri VTS podľa Verfla

Q_{dov} (l.min ⁻¹ .m ⁻¹)	Skúšobný tlak (MPa)	Hĺbka pod základovou škárou priehrady (m)
0,5	0,3	0–10
1,5	0,3	10–20
2,5	0,3	20–30
4,0	0,3	30–50
6,0	0,3	> 50

4. ANALÝZA VÝSLEDKOV VODNÝCH TLAKOVÝCH SKÚŠOK

Primárnym cieľom analyzovania výsledkov VTS, je porovnanie nameraných strát vody s hodnotiacimi kritériami podľa Lugeona, Verfla a Houslybyho. Hodnoty strát pri VTS pochádzajú z dokumentácie, ktorá bola spracovaná pri rekonštrukcii injekčnej clony v roku 1978 [2]. Grafická analýza výsledkov bola spracovaná pre podlažie všetkých blokov telesa priehrady. Vodorovná os zodpovedá stratám vody pri VTS (l/ min/ bm pri tlaku 0,30 MPa), vertikálna os zodpovedá hĺbke skúšanej etáže pod základovou škárou. Súvislou zelenou čiarou sú zaznamenané kritéria podľa Jähdeho, modrou čiarou podľa Houslybyho a červenou čiarou, po hĺbke odstupňovanou, sú zaznamenané kritéria podľa Verfla. Prerušovanými čiarami sú vykreslené výsledky strát vody vo vrtoch pod jednotlivými blokmi. Pri spracovaní výsledkov bola venovaná pozornosť najmä vrtom prvého poradia, resp. vrtom, realizovaným na návodnej strane injekčnej clony. Porovnanie nameraných strát vody pri VTS s kritériami podľa rôznych autorov ponúka prehľad o kvalite horninového prostredia a predpokladoch potrieb jeho utesnenia. Z grafickej analýzy vyplýva, že v niektorých vrtoch boli namerané vysoké straty vody v prvej skúšanej etáži, v oblasti základovej škáry. Dá sa predpokladať, že tieto javy boli ovplyvnené klakázou, t.j. únikom vody okolo obturátora.

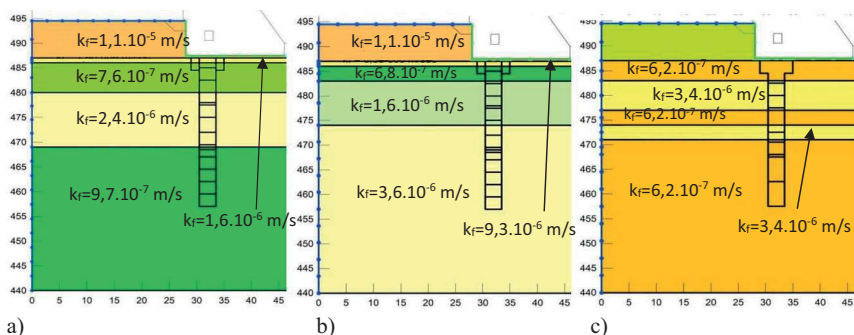
Na obr.3 sú pre ilustráciu prezentované výsledky analýzy VTS pod blokom 6, 9 a 11.



Obrázok 3: Porovnanie výsledkov VTS s kritériami podľa Jähdeho, Houlsbyho a Verfla v podloží blokov 6, 9 a 11 VS Vlčia Dolina [6].

Z grafického spracovania výsledkov VTS vyplýva, že kritéria, determinujúce potrebu utesnenia podložia priehrady vedú k odlišným záverom. Hypoteticky, ak budú straty pri VTS v najspodnejších etážach priradené aj hĺbkam väčším, ako bola skutočná hĺbka prieskumných

vrto (20 m pod základovou škárou pod blokom 6 a 11 a 26 m pod blokom 9), potreba utesnenia podlažia injekčnou clonou je v prípade podlažia pod blokom 6 viac ako 20 m a pod blokom 9 viac ako 26 m. Pod blokom 11 je potrebná hĺbka utesnenia podlažia podľa Verfla cca 16 m, avšak podľa Jahdeho a Houlshyho viac ako 20 m. K overeniu týchto predpokladov bolo aplikované numerické modelovanie (MKP), v rámci ktorého boli formou parametrických štúdií získané optimálne parametre (hĺbky) injekčnej clony. Potrebné hodnoty koeficientov filtrácie horninového prostredia v podlaží priehrady boli získané z výsledkov VTS, použitím vzťahov podľa viacerých autorov a to: Dupuit, Verigin, Moye a Hoek – Bray [5]. Ich priemerné hodnoty sú pre podlažie blokov 6, 9 a 11 zakomponované do schém na obr. 4.



Obrázok 4: Schémy numerických modelov podlažia priehrady Vlčia
Dolína a) v podlaží bloku 6, b) v podlaží bloku 9, c) v podlaží bloku 11.

5. OVERENIE OPTIMÁLNEJ HĽBKY INJEKČNEJ CLONY

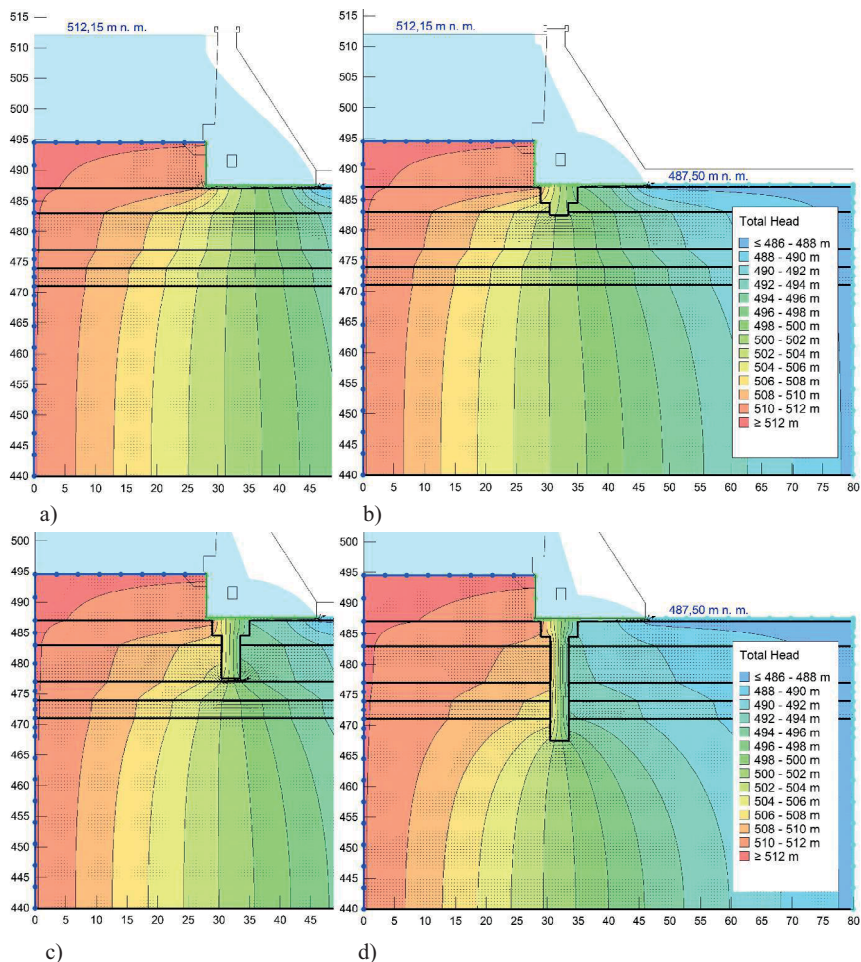
Pre overenie optimálnej hĺbky injekčnej clony a určenie jej účinnosti v podlaží priehrady Vlčia Dolína bola zvolená metóda konečných prvkov (MKP). Voľba metódy vyplynula z charakteru úlohy, ktorá vyžaduje podrobnú analýzu parametrov filtračného prúdenia v oblasti injekčnej clony [6]. V teoretickej rovine sa jedná o rovinný problém. Riešenie bolo uskutočnené vo vertikálnej rovine. Matematické riešenie úloh ustáleného filtračného prúdenia v rovine vyplýva z rovnice (1) odvodené z rovnice kontinuity a Darcyho filtračného zákona [7]:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = -q \quad (1)$$

kde: h - piezometrická výška (m); k_x , k_y - súčiniteľ filtrácie v smere osí x , y (m. s^{-1}); q - prítok resp. odtok vody z riešenej oblasti (m. s^{-1}).

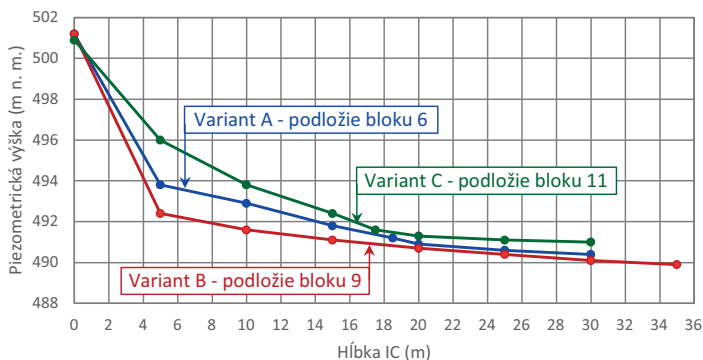
K analýze zadanej úlohy bol využitý software Geostudio, modul Seep/ W, nakoľko umožňuje riešenie úloh filtračného prúdenia MKP v horizontálnej i vertikálnej rovine s tlakovou i voľnou hladinou [8]. Pri riešení filtračného pohybu podlažím betónovej priehrady boli použité Dirichletova a Neumanova okrajová podmienka. Koeficient filtrácie podlažia priehrady, ako najdôležitejší faktor pre návrh injekčnej clony, bol stanovený z výsledkov VTS.

Pre porovnanie vplyvu vlastností horninového prostredia (koeficientov filtrácie) na optimalizáciu hĺbky injekčnej clony a tiež pre posúdenie vhodnosti jednotlivých kritérií na potrebu utesnenia podlažia priehrady boli skúmané tri rôznych varianty. Jednalo sa o v podlaží bloku 6 (variant A), bloku 9 (variant B) a bloku 11 (variant C). Na obr. 5 sú pre ilustráciu uvedené výsledky numerického riešenia v podmienkach podlažia priehrady pod blokom 11 (variant C).

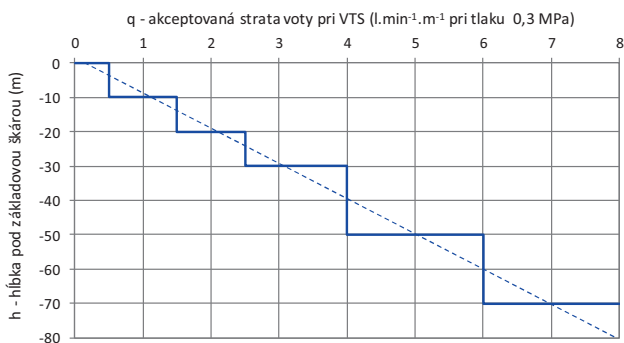


Obrázok 5: Vývoj piezometrických výšok v podloží bloku 11 a) bez injekčnej clony, b) pri hĺbke injekčnej clony 5 m, c) pri hĺbke injekčnej clony 10 m, d) pri hĺbke injekčnej clony 20 m; s fortifikačnou injektážou do hĺbky 3 m [6].

Výstupy, získané na základe numerických výpočtov MKP, sú graficky zobrazené na obr. 6. Hodnoty piezometrických výšok sú odčítané z oblastí tesne za injekčnou clonou, v blízkosti základovej škáry. Z výsledkov je zjavné, že ich redukcia vplyvom funkcie injekčnej clony sa najvýraznejšie prejavuje do hĺbky približne 20 m. Prehĺbovanie injekčnej clony nad túto hodnotu neprináša ďalšiu redukciu vztakov. Získané výsledky tak potvrdzujú opodstatnenosť kritérií podľa Verfla. Pri akceptovaní pozvoľna klesajúcich kritérií s hĺbkou pod základovou škárou je zjavné, že s nimi klesajú aj nároky na koeficient filtrácie horninového prostredia (obr. 7). Za povšimnutie stojí vplyv interakcie injekčnej clony a okolitého horninového prostredia. Názorne to dokazujú hodnoty vztakov (piezometrických výšok), premietnuté do účinnosti injekčnej clony v závislosti na jej hĺbke (tab. 3).



Obrázok 6: Výsledky optimalizácie hĺbky injekčnej clony.



Obrázok 7: Kritéria pre VTS podľa Verfla.

Tabuľka 3 Vplyv interakcie horninového prostredia a injekčnej clony na jej účinnosť

Hĺbka IC pod ZŠ (m)	Piez. výška za injekčnou clonou (m n.m.)			Účinnosť IC a jej predpolia (%)		
	Blok 6	Blok 9	Blok 11	Blok 6	Blok 9	Blok 11
0	501,20	501,20	500,90	44,422	44,422	45,639
5	493,80	492,60	496,00	74,442	79,310	65,517
10	492,90	491,40	493,80	78,093	84,178	74,442
15	491,80	491,10	492,40	82,556	85,396	80,122
20	490,90	490,70	491,60	86,207	87,018	83,367
25	490,50	490,40	491,10	87,830	88,235	85,396
30	490,40	490,10	491,00	88,235	89,452	85,801

Účinnosť injekčnej clony a jej predpolia (η) (tab. 3) je vyjadrená pomocou vzťahu: $\eta = (\Delta h / \Delta H) \cdot 100$ (%), kde Δh je redukcia piezometrickej výšky v podloží priehrady, dosiahnutá injekčnou clonou a jej predpolím (m) a ΔH je rozdiel hladiny vody v nádrži a v oblasti pod priehradou (m). Početné výsledky výskumov ukazujú, že účinnosť injekčnej

clony je významnou mierou závislá od vlastností okolitého horninového prostredia (koeficienta filtrácie). Uvedený fakt signalizuje, že v rozdielnych geologických podmienkach nebude injekčná clona rovnakých parametrov v rozdielnych geologických pomeroch vykazovať rovnakú účinnosť [9]. Tým sa potvrdzuje skutočnosť, že miera spoľahlivosti inžiniersko-geologického prieskumu zohráva nielen pri navrhovaní, výstavbe a prevádzke, ale aj pri posudzovaní bezpečnosti vodnej stavby a spoľahlivosti jej prevádzky, mimoriadne dôležité postavenie.

6. ZÁVER

Prezentované poznatky a skúsenosti potvrdzujú, že posúdenie účinnosti injekčnej clony je zložitý problém, pri ktorom, popri jej parametroch, zohrávajú dôležitý význam aj vlastnosti geologického prostredia, v ktorom bola realizovaná. Výsledky parametrickej štúdie súčasne dokazujú, že vo všetkých riešených variantoch, simulujúcich rôznu geologickú skladbu podložia priehrady, konvertovala optimálna hĺbka injekčnej clony ku kritériám podľa Verfla. Získané výsledky tak potvrdzujú hypotézu, že kritéria, odstupňované hĺbkou pod základovou škárou sú opodstatnené a najlepšie vystihujú potrebu utesnenia horninového prostredia pod vodnou stavbou. Pozoruhodné je aj poznanie, že skutočné parametre injekčnej clony v podloží priehrady Vlčia Dolina, realizovanej v 50-tich rokoch minulého storočia sú vo veľmi dobrej zhode s kritériami podľa Verfla.

LITERATÚRA

- [1] BEDNÁROVÁ, E. a kol. Priehradné staviteľstvo na Slovensku: Originality, miľníky, zaujímavosti. Bratislava. KUSKUS, s.r.o., 2010. ISBN 978-80-970428-0-6.
- [2] VD DOBŠINÁ, priehrada vo Vlčej Doline. Inžiniersko-geologický prieskum, IGHP n. p. závod Žilina, 1978.
- [3] KUTZNER, C.: Consideration on rock permeability and grouting criteria. ICOLD. Lausanne 1985. Q58-R17.
- [4] VERFEL, J. Injektování hornin a výstavba podzemních stěn. Bradlo. Bratislava 1992. ISBN 80-7127-043-1.
- [5] LUKÁČ, M., BEDNÁROVÁ, E. Navrhovanie a prevádzka vodných stavieb. Sypané priehrady a hrázde. Bratislava, Jaga, 2006. ISBN 80-8076-031-4.
- [6] VÁCLAVIK, P. Prehodnotenie parametrov injekčnej clony na vodnom diele Vlčia Dolina. Bratislava, Slovenská technická univerzita v Bratislave, 2020.
- [7] DARCY, T. S., FUAN F. Groundwater and the enviroment, The 2nd Annual Enviromental Engineering Workshop, Groundwater modeling case studies. 1996.
- [8] Geostudio 2016 - user manual. Alberta, Canada : GEO-SLOPE International Ltd, 2016.
- [9] BEDNÁROVÁ, E.: Vodné tlakové skúšky a účinnosť injekčných clôn. Inžinierske stavby 1994/8, s. 270–272.

Ing. Patrik Václavik

*Stavebná fakulta STU Bratislava, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, Slovensko
patrik.vaclavik@stuba.sk*

prof. Ing. Emilia Bednárová, PhD.

*Stavebná fakulta STU Bratislava, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, Slovensko
emilia.bednarova@stuba.sk*

VD VRANOV: FYZIKÁLNÍ MODEL SPODNÍ VÝPUSTI A POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ FYZIKÁLNÍHO A MATEMATICKÉHO MODELU BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

P. Balvín & J. Hlom

Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v.v.i., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: VD Vranov bylo dokončeno v roce 1934, kde byla na tehdejší dobu použita inovativní technologie koncových uzávěrů typu Johnson a válcové uzávěry. Za dobu jejich fungování nevyžadovaly větší opravy, probíhala pouze běžná údržba a drobné opravy. Nicméně, současný stav uzávěrů již nezaručuje z hlediska korozního a provozního poškození dlouhodobý spolehlivý provoz. Povodí Moravy, s.p. si nechalo vypracovat studii rekonstrukce regulačních uzávěrů, výsledkem této studie byl návrh výměny čtyř stávajících uzávěrů za čtyři nové segmentové uzávěry. Cílem výzkumu bylo ověření funkčnosti nově navržených segmentových koncových regulačních uzávěrů spodních výpustí VD Vranov a dále jejich součinnost s korunovým bezpečnostním přelivem a navazující kaskádou. V rámci výzkumu byly postaveny dva fyzikální modely – model jedné spodní výpusti (v měřítku 1:14.68) a model hrázového tělesa (v měřítku 1:55). V rámci výzkumu na fyzikálním modelu spodní výpusti bylo zejména cílem stanovení kapacity spodní výpusti ve vztahu k hladině vody v nádrži, míře zatopení dolní vodou ve vývaru a stupni otevření segmentového uzávěru. Model hrázového tělesa sloužil pro posouzení prostorového proudění ve vývaru při převádění vody přes přelivná pole, respektive při součinnosti proudů od spodních výpustí a přelivných polí. Dále byla na modelu hrázového tělesa ověřována konzumní křivka bezpečnostního přelivu. Naměřená konzumní křivka na fyzikálním modelu byla následně porovnána s konzumní křivkou získanou z výškového matematického modelu. Matematický model byl sestaven a vypočítán v programu FLOW-3D.

1. POPIS VODNÍHO DÍLA

Vodní dílo Vranov je tvořeno přehradní hrází ležící nad obcí Vranov nad Dyjí a nádrží sahající při maximální hladině až 30 km proti proudu řeky Dyje s celkovým objemem 132,7 mil m³, zatopená plocha nádrže činí 7,6 km². Vodní dílo (dále VD) je součástí dyjské vodohospodářské soustavy. VD bylo vybudováno v letech 1930 až 1934 v ř. km 175,405. VD Vranov je víceúčelová nádrž, mezi hlavní účely VD patří zejména akumulace vody pro zajištění minimálního průtoku a nadlepení pro odběry, ochrana před velkými vodami a další využití jako např. rekreace, rybolov, apod. [1]

1.1 HRÁZ VD

Vzdouvací objekt je tvořen tížnou betonovou hrází z litého betonu skládající se z 19 bloků o šířce 13,5 až 15 m a elektrárenského dvojbloku o šířce 27 m. Délka hráze v koruně je 290,5 m, šířka vozovky na koruně hráze je 4,5 m o kótě 353,39 m n. m., výška hráze od základu činí téměř 60 m.

1.2 BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV

Bezpečnostní přeliv pro převádění povodní je vybudován jako korunový s přepadem vody přes betonovou hráz. Přeliv je složen z devíti nehrazených polí o světlé šířce 9 · 13,6 m s pevnými prahy na kótě 350,10 m n. m. Tři přepadová pole mezi elektrárenským dvojblokem

a dvojblokem spodních výpustí tlumí přepadající vodu přímo ve vývaru. Pět z šesti polí přiléhající k levému břehu svádí přepadající vodu přes kaskádu v levém břehu do vývaru. Šesté přepadové pole tlumí přepadající vodu přímo ve vývaru.

1.3 VÝVAR

Vývar je nepravidelného tvaru o průměrné délce 58 m, šířce ve dně 40 m a s hloubkou pod prahem vývaru 4 m. Na dně vývaru jsou umístěny dva mohutné rozrážeče o výšce 4.5 m, které slouží k tlumení energie výtokových paprsků z potrubí spodních výpustí. Betonový práh na konci vývaru je zakončen kamenným záhozem.

1.4 SPODNÍ VÝPUSTI

Spodní výpusti jsou umístěny v levé části hráze a skládají se ze čtyř potrubí DN 1600 s osou na kótě 307.45 m n. m. V době svého dokončení byly tyto výpusti osazeny koncovými uzávěry s na svou dobu s inovativní technologií, dva koncové uzávěry jsou typu Johnson a dva jsou válcové. Před koncovými uzávěry jsou osazeny revizní uzávěry - šoupata a na návodní straně jsou spodní výpusti hrazeny revizním spustným stavidlovým uzávěrem typu Stoney.

1.5 VODNÍ ELEKTRÁRNA A MVE

Vodní elektrárna je situována v pravé části hráze, ve strojovně elektrárny jsou instalovány tři Francisovy turbíny, každá o maximální hltlosti $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Malá vodní elektrárna je situována ve vývaru bezpečnostního přelivu vedle budovy vodní elektrárny, elektřinu generuje Francisova turbína o hltlosti $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$ sloužící pro převádění minimálního zůstatkového průtoku.

2. ZKOUMANÁ PROBLEMATIKA

Hlavní motivací pro rekonstrukci koncových regulačních uzávěrů spodních výpustí je zejména jejich současný nevyhovující technický stav. Za dobu jejich fungování nevyžadovaly větší opravy, probíhaly pouze běžná údržba a drobné opravy. Nicméně, současný stav tohoto zařízení, jak z hlediska korozního, tak provozního poškození nezaručuje dlouhodobý spolehlivý provoz. Cílem plánované rekonstrukce je dosažení obnovení plné provozní spolehlivosti, včetně těsnosti na úrovni hodnot průsaků splňující současně normové požadavky, a prodloužení životnosti k zajištění dlouhodobé bezpečnosti celého VD. V prvním kroku Povodí Moravy, s.p. zadalo studii rekonstrukce regulačních uzávěrů firmě Aquatis, závěrem studie *Sehnal (2016)* bylo doporučení vyměnit všechny koncové uzávěry za čtyři nové segmentové uzávěry. [2]

Dále bylo zpracováno „Posouzení hydraulických poměrů v prostoru spodních výpustí a navazujícího vývaru VD Vranov – rekonstrukce výpustí“ – *Šulc (2017)*, v rámci této práce byly výpočtově ověřeny předpokládané kapacity spodních výpustí, proudové poměry ve vývaru a posouzeno nebezpečí kavitace segmentových uzávěrů. V závěru byly doporučeny zkoušky, které by bylo vhodné provést na fyzikálních modelech VD Vranov. [3]

Navazující fyzikální výzkum byl především zaměřen na:

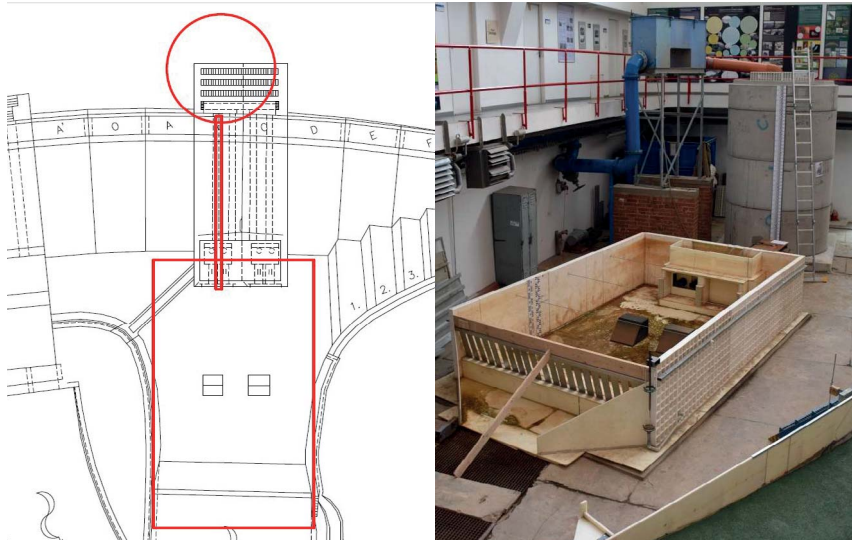
- stanovení kapacity spodních výpustí ve vztahu k hladině vody v nádrži, míře zatopení dolní vodou ve vývaru a stupni otevření segmentového uzávěru,
- návrh konfuorové části segmentového uzávěru pro optimalizaci kapacity SV a proudových poměrů ve SV a v navazujícím vývaru
- stanovení podmínek pro minimalizaci kavitace při manipulaci se segment. uzávěry,
- prostorové proudění ve vývaru při samotném převádění vody přes přelivná pole resp. při součinnosti proudů od spodních výpustí a přelivných polí pro nový návrhový stav tj. pro osazené segmentové uzávěry vč. stavební úpravy strojovny uzávěrů SV,
- bezpečné převádění povodňových průtoků přes VD s novými koncovými uzávěry spodních výpustí.

3. FYZIKÁLNÍ MODEL

V rámci laboratorního fyzikálního výzkumu byly postaveny dva modely – výsekový model jedné spodní výpusti v měřítku 1:14.68 a model hrázového tělesa v měřítku 1:55.

3.1 VÝSEKOVÝ MODEL SPODNÍ VÝPUSTI

Výsekový model jedné spodní výpusti zahrnoval kompletní potrubí jedné výpusti s prostorem nátoku v nádrži, nátokovým kusem, otevřeným šoupětem, přechodovým kusem s pohyblivým segmentovým uzávěrem umístěným na konci strojovny uzávěrů a kompletním vývarem zakončeným na prahu vývaru. Jednotlivé komponenty modelu jako např. segmentový uzávěr s přechodovým kusem byly vytvořeny metodou 3D tisku. Voda byla na model přivedena přes Thomsonův přeliv, který zajišťoval měření malých průtoků, velké průtoky byly měřeny příložným ultrazvukovým průtokoměrem na potrubí spodní výpusti. Limitním rozměrem mezních podmínek modelování dle Froudova zákona mechanické podobnosti byla výška výtokového otvoru segmentového uzávěru, která by neměla být menší než 60 mm. V měřítku 1:15 je výška otvoru 64 mm, toto měřítko bylo označeno jako limitní. Výsledné měřítko 1:14.68 bylo odvozeno dle skutečného průměru PE d110 potrubí, které bylo použito na fyzikálním modelu. Fyzikální model měl půdorysné rozměry cca 3 x 10 m a výšku 3.5 m.



Obrázek 1: Rozsah modelu spodní výpusti a fotografie vlastního provedení modelu spodní výpusti

Extrapolaci výsledků z modelu do skutečnosti ztěžoval fakt, že potrubí použité na fyzikálním modelu – PE d110, lze označit jako hydraulicky hladké, tj. proudění na modelu se nenacházelo v kvadratické oblasti odporů. V rámci daného měřítka a možnostech hydraulické laboratoře nebylo možné dosáhnout přesné podobnosti ztrát třením, proto bylo přistoupeno k jedinému možnému řešení, které doporučují *Gabriel a Čábelka (1987)* - byly určeny 4 návrhové průtoky, pro které byly vypočítány hodnoty λ ve skutečnosti (průtoky odpovídající otevření SV na 100%, 75%, 50% a 25%). Proudění se pro tyto otevření ve skutečnosti realizuje v kvadratické oblasti odporů, hodnota součinitele tření λ je cca 0,138. Hodnota součinitele λ byla proložena vodorovnou přímkou v Moodyho diagramu, místo průsečíků vodorovné přímky s křivkou pro

hladké potrubí odpovídá hodnotě Reynoldsova čísla, pro které jsou ztráty třením v podobnosti, tato hodnota odpovídala otevření cca 75%. Pro větší otevření byly ztráty třením na modelu mírně menší než ve skutečnosti, pro menší otevření byly ztráty mírně větší (relativní rozdíly ztrát byly v rozsahu cca $\pm 0,5$ %). Pro tyto případy byla v extrapolaci výsledků fyzikálního modelu zavedena příslušná korekce celkového spádu.

3.2 MODEL HRÁZOVÉHO TĚLESA

Model hrázového tělesa zahrnoval nádrž, těleso hráze s devíti poli bezpečnostního přelivu, kompletní kaskádu, vývar, VE, uzavíratelné potrubí spodních výpustí a navazující koryto pod VD Vranov v délce cca 200m – viz obr. 2. Model byl postaven v měřítku 1:55, limitním rozměrem byla výška přepadového paprsku proudnicově zaobleného přelivu, která by měla být větší než 50 mm. Voda na model byla dávkována pomocí Thomsonova měrného přelivu z rozvodného systému laboratoře.



Obrázek 2: Model hrázového tělesa

4. FYZIKÁLNÍ VÝZKUM

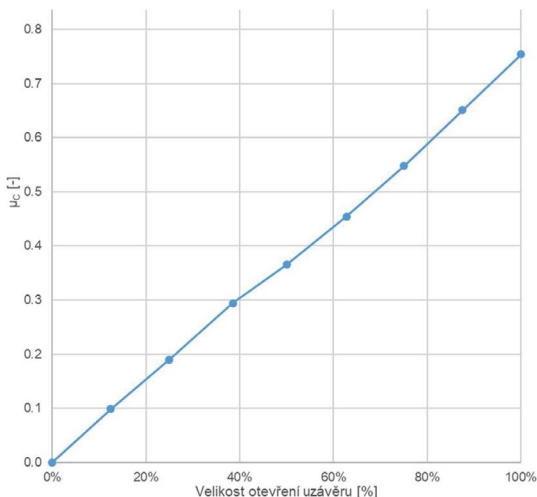
4.1 VÝZKUM NA MODELU SPODNÍ VÝPUSTI

V první fázi se výzkum orientoval na návrh přechodové části segmentového uzávěru (přechod z kruhového průřezu potrubí na obdélníkový výtokový profil). Přechodový kus a segmentový uzávěr byly navrženy dle podkladu „ČKD Blansko – Segmentové uzávěry“, délka přechodového kusu je 2,7 m, přechodový kus se po obou stranách symetricky rozšiřuje pod úhlem $3,4^\circ$ a vertikálně je horní část konfuzoru zešíklmena pod úhlem $13,2^\circ$, průměr vstupního potrubí je 1,6 m, výtokový otvor je obdélníkový o šířce 1,92 m a výšce 0,96 m se zaoblenými rohy o poloměru 0,16 m. Výtoková plocha je o cca 9% menší než vstupní kruhový profil potrubí – toto opatření je provedeno z důvodu omezení nízkých tlaků v potrubí spodní výpusti. Takto navržený přechodový kus se v rámci fyzikálního testování osvědčil a byl schválen zástupci Povodí Moravy, s. p.

V rámci pokusů byly posuzovány proudové poměry v potrubí spodních výpustí a ve vývaru, tvar výtokového paprsku, tlumení kinetické energie výtokového paprsku a kapacita potrubí spodní výpusti. Měření bylo prováděno pro otevření segmentového uzávěru 12,5 až 100 %, od minimální hladiny stálého nadržení až po mezní bezpečnou hladinu v nádrži a od minimální

hladiny ve vývaru po hladinu odpovídající hladině dolní vody při povodni $Q_{10\,000}$. Celkem bylo realizováno 138 rozdílných stavů.

V rámci realizovaných pokusů nebylo pozorováno nestandardní chování výtokového paprsku, při všech stavech byl výtokový paprsek kompaktní a byl tlumen v prostoru vývaru pomocí stávajících rozrážeců. Pouze při otevření 70 % a menších otevření segmentového uzávěru byl paprsek skloněn směrem dolů a narážel do plánovaného schodu konstrukce pro provizorní hrazení, v závěru výzkumné zprávy bylo doporučeno tento schod zešíkmit a snížit, tak aby nebyl příliš hydrodynamicky namáhán (výtokový paprsek dosahoval rychlosti až 26 m/s).



Obrázek 3: Závislost výtokového součinitele μ_c na velikosti otevření uzávěru

Z naměřených dat byla vyhodnocena kapacita potrubí spodní výpusti a získána závislost mezi % otevření segmentového uzávěru a celkovým výtokovým součinitelem spodní výpusti μ_c , v kterém jsou zahrnuty veškeré ztráty na výpusti – viz obr. 3 (ztráta na nátoku, tření, ztráta na otevřeném šoupěti, ztráta na přechodovém kusu a ztráta na výtoku ze segmentového uzávěru). Pomocí znalosti tohoto vztahu lze lehce zjistit výpočtem pomocí rovnice 1 (rovnice pro výtok otvorem) průtok spodní výpusti Q na základě znalosti celkového spádu H (rozdíl hladiny v nádrži a dolní vody ve vývaru, respektive osy potrubí, pokud je dolní voda níže), procentu otevření uzávěru (respektive výtokové ploše S_p) a gravitačním zrychlením g :

$$Q = \mu_c \cdot S_p \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad \left[m^3 / s \right]. \quad (1)$$

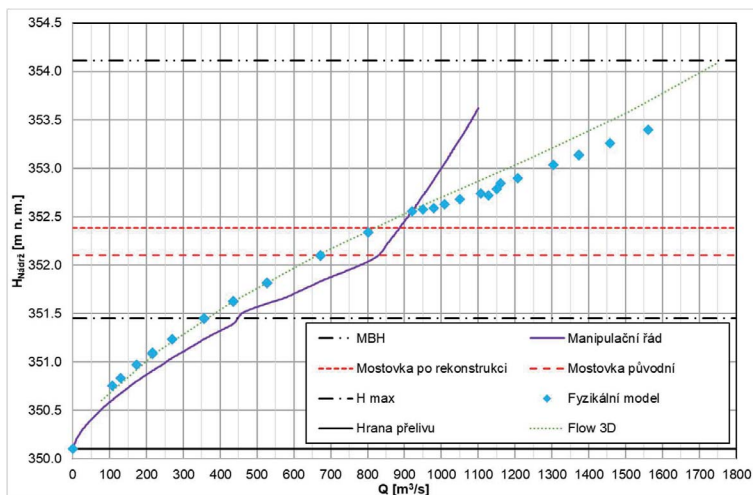
4.2 VÝZKUM NA MODELU HRÁZOVÉHO TĚLESA

Výzkum na modelu hrázového tělesa byl orientován na ověření kapacity nehrazeného bezpečnostního přelivu, proudění v navazující kaskádě a prostorové proudění ve vývaru. V rámci pokusů byla testována představená konstrukce pro provizorní hrazení koncových segmentových uzávěrů umístěná před strojovnou spodních výpustí a zeď odklánějící proud z kaskády směřující na dělicí ostrov mezi vodní elektrárnou a strojovnou spodních výpustí.

Prostorové proudění v kaskádě a v navazujícím vývaru bylo posuzováno pro průtoky $Q_1 - Q_{10\,000}$ ($1\,374\text{ m}^3/\text{s}$). V současném stavu představuje nebezpečí zejména proud z kaskády, který míří kolmo na dělicí ostrov mezi vodní elektrárnou a strojovnou spodních výpustí, ostrov je nejvíce ohrožen při průtoku odpovídajícímu cca Q_{50} , kdy dolní voda není příliš vysoko a proud z kaskády má již poměrně velkou kinetickou energii. Toto nebezpečí lze odstranit vhodnou kombinací provozu spodních výpustí, které odkloní proud z kaskády směrem do vývaru mimo dělicí ostrov. Druhou variantou řešení je navrhovaná zeď, která je umístěna v prostoru před strojovnou dolních výpustí a proud z kaskády odklání směrem do vývaru bez nutnosti otvírat spodní výpustí.

Další problém nastává od průtoku Q_{100} ($435\text{ m}^3/\text{s}$), při tomto průtoku je voda přepadající z 3 polí bezpečnostního přelivu, umístěných mezi vodní elektrárnou a strojovnou spodních výpustí, tlumena v prostoru vývaru, který je v cca polovině ukončen dělicím ostrovem mezi vývarem a výtokem z vodní elektrárny. Při průtoku Q_{100} začíná voda narážet na dělicí ostrov a vzniká zde „výron“ vody směrem na travnatou část ostrova, voda zde dosahuje rychlosti až 3 m/s . Řešení tohoto problému je možné pouze radikálním zmenšením dělicího ostrova.

Pro návrhový průtok $Q_{1\,000}$ byly změřeny výšky přelévání vody z kaskády odvádějící vodu z krajních polí bezpečnostního přelivu pro její případné navýšení na návrhový průtok.



Obrázek 4: Konzumční křivka bezpečnostního přelivu

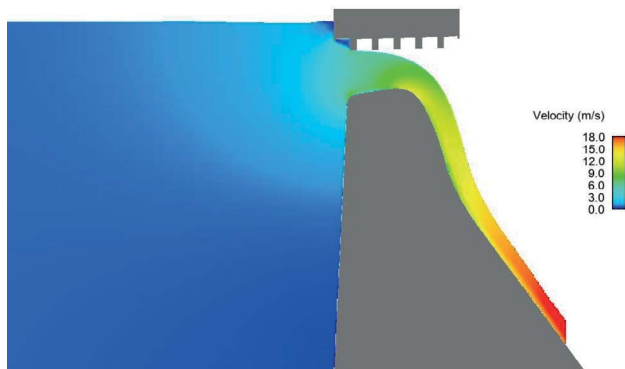
Dalším cílem fyzikálního výzkumu bylo ověření konzumční křivky nehrazeného bezpečnostního přelivu. V rámci výzkumu byly měřeny stavy od malých povodňových průtoků až po kontrolní povodeň $Q_{10\,000}$. Problém při měření nastal v okamžiku, kdy se hladina v nádrži ocitla na úrovni spodní hrany mostovky, v tomto momentě došlo na přilnutí přepadového paprsku na spodní stranu mostovky a vzniku podtlaků, které způsobily zkreslení naměřených výsledků. Naměřená konzumční křivka zobrazená na obrázku 4 je tedy věrohodná pouze do okamžiku dosažení hladiny v nádrži na spodní úroveň mostovky. V tomto případě bylo rozhodnuto o využití matematického modelování pro zjištění kapacity bezpečnostního přelivu při velkých povodňových průtocích a maximální kapacity přelivu při dosažení mezní bezpečné hladiny.

5. MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ

Matematické modelování bylo použito pro zjištění kapacity bezpečnostního přelivu pro kontrolní povodeň $Q_{10\,000}$, výsledky fyzikálního modelování posloužily pro kalibraci matematického modelu. V rámci matematického modelování byl použit CFD (Computational Fluid Dynamics) program FLOW-3D v12.0. FLOW-3D využívá vyvinuté techniky řešení pohybových rovnic tekutin pro řešení trojrozměrných problémů. Program je možné využít pro řešení širokého rozsahu úloh v oblasti proudění tekutin a šíření tepla, úlohy jsou řešeny metodou konečných objemů za použití RANS (Reynolds Avaraged Navier-Stokes) rovnic v definované výpočetní oblasti se specifikovanými okrajovými, respektive počátečními podmínkami.

Vlastní model je tvořen výpočetní oblastí, která je tvořena vzájemně spojenými výpočetními buňkami. Buňky rozdělují zájmový prostor na dílčí výpočetní objemy. Výpočetní buňky tvoří výpočetní prostor, který efektivně parametrizuje reálný fyzikální prostor. Každý parametr tekutiny je ve výpočetní síti charakterizován řadou hodnot v bodech výpočetní sítě. Skalární veličiny jako např. teplota a tlak jsou definovány ve středu výpočetních buněk, vektorové veličiny jako např. rychlost jsou definovány na stěnách výpočetních buněk. Jelikož se jednotlivé fyzikální parametry v prostoru průběžně mění, jemnější výpočetní síť poskytne přesnější popis reality než hrubší výpočetní síť. Jemnější síť ovšem zvyšuje celkové množství výpočetních buněk a tím zároveň zvyšuje potřebný výpočetní čas. Vytvoření výpočetní mřížky je zásadní krok, který ovlivňuje dobu výpočtu a kvalitu získaných výsledků. Výpočetní síť je tvořena strukturovanou výpočetní sítí (kartézské či cylindrické souřadnice), toto řešení umožňuje stabilní numerické řešení.

Vlastní řešení bylo realizováno na 2D výsekovém modelu, který zahrnoval prostor v nádrži o délce 40 m a vlastní těleso přelivu s mostovkou. Výpočetní síť byla tvořena buňkami o rozměrech 10 x 10 cm, v blízkosti přelivu byly buňky zjemněny na 5 x 5 cm. Citlivostní analýzou byla tato velikost buněk prohlášena za dostatečnou, menší buňky poskytovaly stejné výsledky, ale výpočetní čas byl násobně delší. Horní okrajová podmínka byla nastavena jako hladina v nádrži, dolní okrajová podmínka byla určena jako výtok do volna na konci skluzu bezpečnostního přelivu v dostatečné vzdálenosti, tak aby neovlivnila kapacitu přelivu. Výsledky matematického modelu korespondovaly s výsledky fyzikálního měření, naměřené hodnoty průtoků se lišily maximálně o $\pm 4\%$. Ze získané konzumní křivky (obr. 4) je jasné patrné, že VD Vranov dokáže převést kontrolní povodeň cca 1 m pod mezní bezpečnou hladinou pouze bezpečnostním přelivem, použitím spodních výpustí a vodní elektrárny lze docílit nižší hladiny.



Obrázek 5: Rychlostní pole na výsekovém modelu (mezní bezpečná hladina)

6. ZÁVĚR

Fyzikální výzkum posloužil jako nenahraditelná součást významné rekonstrukce hydrotechnické stavby ve fázi projektové přípravy. Metoda hydraulického modelování v laboratorii je vhodná především pro typy úloh, pro něž není možnost hydraulických výpočtů a matematických modelů na současné úrovni poznání dostatečně spolehlivá. Fyzikální model posloužil zejména při posouzení proudových poměrů a tlumení energie výtokového paprsku ve vývaru při provozu spodní výpusti a k přesnému určení kapacity spodní výpusti. Prostorový model hrázového tělesa umožnil komplexně posoudit proudové poměry ve vývaru při převádění povodňových průtoků. Určení kapacity bezpečnostního přelivu proběhlo v těsné spolupráci fyzikálního a matematického modelování, kdy výsledky fyzikálního modelu byly použity pro kalibraci a verifikaci matematického modelu, na kterém byly posléze simulovány stavy, které nebylo technicky snadno proveditelné na fyzikálním modelu.

LITERATURA

- [1]VÁGNER, Jiří. *Manipulační řád pro VD Vranov na řece Dyji v km 175.405*. Brno: Povodí Moravy, s.p. vodohospodářský dispečink, 2011.
- [2]SEHNAL, Jan. *VD Vranov - rekonstrukce regulačních uzávěrů spodních výpustí: Studie*. Brno. Aquatis, 2016.
- [3]ŠULC, Jan. *Posouzení hydraulických poměrů v prostoru spodních výpustí a navazujícího vývaru VD Vranov: rekonstrukce výpustí*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodních staveb, 2017.
- [4]ČÁBELKA, J., GABRIEL, P.: *Matematické a fyzikální modelování v hydrotechnice I - Výzkum na hydraulických modelech a ve skutečnosti*. Academia, Praha, 1987.

Ing. Jan Hlom

*Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v.v.i
jan.hlom@vuv.cz*

Ing. Pavel Balvín

*Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v.v.i
pavel.balvin@vuv.cz*

MASARYKOVO ZDYMADLO POD STŘEKOVEM – MINULOST, SOUČASNOST, BUDOUCNOST

P. Benčík & P. Hajdinová

Povodí Labe, státní podnik, Ústí nad Labem, Česká republika

ABSTRAKT: V příspěvku je zmíněn mimořádný význam vodního díla a přiblížen vývoj návrhu umístění a postupné výstavby Masarykova zdymadla na Labi. Dále jsou stručně shrnuty a popsány v minulosti provedené zásadní rekonstrukční a opravné práce, včetně jejich technické a finanční náročnosti. Rovněž je zhodnocen současný stav vodního díla a nastíněn výhled oprav a rekonstrukcí na období následujících deseti let.

1. STRUČNÁ HISTORIE VÝSTAVBY VODNÍHO DÍLA

Masarykovo zdymadlo v Ústí nad Labem – Střekově bylo vyvrcholením kanalizačních prací započatých na dolním Labi v roce 1903. Projekt a provedení stavby zajišťovala Komise pro kanalizování řek Vltavy a Labe v Čechách. Vlastní realizaci předcházela celá řada studií, které řešily varianty situačního umístění zdymadla a konstrukčního uspořádání hradících konstrukcí. V rámci přípravných prací byla prováděna série pokusů se zmenšeným modelem jezových těles pro stanovení vhodného tvaru spodní stavby a podjezí.

Zdymadlo bylo vybudováno v letech 1924–1936. Na výstavbě se podílela řada stavebních firem, z nichž převážnou většinu stavebních prací provádělo Podnikatelství staveb civilních inženýrů stavebních Nejedlý, Řehák a spol., Praha. Ocelové konstrukce a elektrickou výstroj jezu a plavebních komor dodaly Škodovy závody, Plzeň a ČKD, Praha. Zdymadlo je prozatím posledním stupněm labské kaskády na území České republiky a po jeho dokončení v roce 1936 patřilo mezi největší v celé Evropě.

Vzdouvacím objektem zdymadla Střekov je pohyblivý jez o čtyřech polích, při levém břehu je situována vodní elektrárna, při pravém břehu velká a malá plavební komora. Velkou plavební komoru lze použít při převádění povodní jako páté jezové pole. Ve vodní elektrárně Střekov byly jako jedny z prvních na našem území instalovány Kaplanovy turbíny, vyrobené tehdejší největší českou strojírnou Českomoravská-Kolben-Daněk (ČKD).

Zdymadlo bylo založeno ve složitých geologických podmínkách. Dno řeky je v dané lokalitě velmi propustné a je tvořeno vrstvami vzájemně zaklíněných valounů a bloků vulkanických hornin prostoupených nerovnoměrně uloženými píský, štěrky a jíly. Skalní podloží je tvořeno převážně čedičem a žnělcem.

Vzhledem k poměrně nepříznivým geologickým poměrům a k tehdejší úrovni technického vývoje bylo vodní dílo zakládáno na kesonech, které byly spouštěny přes propustné vrstvy ve dně řeky až na nepropustné skalní podloží. Kesony jsou železné konstrukce ve tvaru krabice s bříty a otevřeným dnem udržující vzduch pro práci pod vodou. Hloubka založení dosahuje až 11 m pod úroveň dna řeky.

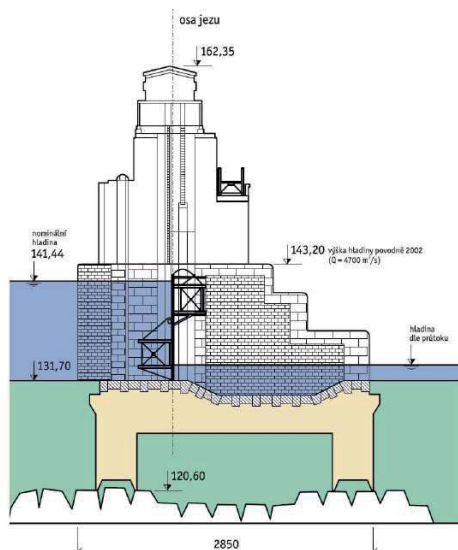
Spodní stavba jezových polí je tvořena betonovým prahem, který je obložen kvádrovým zdívkem o tloušťce 0,6 a 1,0 m. Kvádry ve vývaru jsou kotveny do masivní betonové spodní stavby.

Celkové řešení zdymadla bylo na svou dobu zcela výjimečné a revoluční. Proto bylo zdymadlo v roce 1958 zařazeno do seznamu kulturních památek České republiky.

2. ZÁKLADNÍ TECHNICKÉ PARAMETRY VODNÍHO DÍLA

Hlavní součástí zdymadla je přehrada říčního typu, obvykle klasifikovaná jako pohyblivý jez o 4 polích světlé šířky 24 m hrazených dvoudílnými tabulemi typu Stoney (horní 5,3 m a dolní 5,9 m vysoká) s kolovými podvozky. Tyto hradící konstrukce jsou zavěšeny na gallových řetězech a jejich pohybovací mechanismus je umístěn v kryté manipulační lávce (strojovna jezu) na vrcholu pilířových nástaveb. Provizorní zahrazení jezového pole od horní vody se provádí ocelovými hradidly pomocí portálového jeřábu pojezdžícího nad manipulační lávkou. Provizorní hrazení od dolní vody se provádí speciálními plovoucími ocelovými hradidly.

V každém jezovém poli je 26 až 31 m široká a nejméně 4 m tlustá železobetonová deska, uložená na dvou prazích (návodním a povodním) max. šířky 5 m založených na kesonech, které jsou zapuštěny do pevné skály v hloubce až 11 m pode dno koryta řeky. Tato deska vytváří prostor pro dosedací práh uzavěří, miskovitý vývar dlouhý ve dně 9 m a hluboký 1,4 m, a jeho uzavírací práh. Povrch celé konstrukce je obložený žulovými kvádry. Mezilehlé pilíře jsou obdobně mohutných parametrů. Hloubka jejich základů na kesonech je téměř shodná jako základových prahů spodní stavby jezových polí. Každý pilíř je dlouhý 28,5 m, široký 5 m a vysoký po ložiska ocelového krytého mostu se strojovnou jezu 24,4 m. Maximální celková výška konstrukce od břitů kesonů po střechu strojovny je 42,4 m. Spodní část pilířů je do výšky 1 m nad maximální konstrukční hrazenou výšku obložena žulovými kvádry. Na pilířích je také umístěna pojezdová dráha portálového jeřábu a veřejná lávka pro pěší.



Obrázek 1: Schematický příčný řez jezovým polem.

Maximální konstrukčně možná hrazená výška jezu je 10,90 m (současná 9,75 m). Celkový objem zdrže je 15,9 mil. m³, z toho asi 3,0 mil. m³ je možno využít pro regulaci odtoku. Provozní hladina se pohybuje mezi kótou 140,40 až 141,45 m n. m. (systém Balt po vyrovnání). Průtoky pod jezem jsou závislé na průtoku v řece. Hydrostatické vzdutí sahá k plavebnímu stupni Lovosice, tj. do vzdálenosti 19,8 km.

Plavební zařízení zahrnuje dvě plavební komory, horní a dolní rejdu a čekací stání, vše je situováno u pravého břehu, s výjimkou levobřežního čekacího stání pro nákladní plavidla

v dolní vodě. Obě komory jsou umístěny vedle sebe s horním ohlavlím v úrovni osy jezu. Malá plavební komora je dvoudílná o užité délce 173,7 m (horní část 82,2 m, dolní část 81,5 m) a šířce 13 m. Minimální hloubka vody nad horním záporníkem 2,8 m a nad dolním 2,5 m. Horní a střední vrata jsou ocelová vzpěrná, dolní ocelová opěrná. Velká plavební komora (vlaková) má užitnou délku 170 m a šířku 24 m. Minimální hloubka vody nad horním i dolním záporníkem je 3,0 m. Horní vrata jsou dvoudílná tabulová shodné konstrukce jako jezové uzávěry. Dolní vrata jsou ocelová vzpěrná. Spád plavebních komor je závislý na průtoku v řece. Běžný spád je 7,5 m (za vodního stavu 200 cm v Ústí nad Labem).

Vodní elektrárna je umístěna u levého břehu a průběžně zpracovává přirozené průtoky řekou. Její hlavní součástí jsou přívodní kanál s jemnými česlemi, železobetonová spodní stavba, tři vertikální Kaplanovy turbíny (každá o hltnosti 100 m³/s) s generátory situačně umístěné v ose jezu, rozvodna, transformovna a výtokový kanál. Vrchní stavba strojovny chybí, generátory jsou chráněny před povětrnostními vlivy pouze kruhovými plechovými poklopy. Vodní elektrárna pracuje při provozním spádu 3,0 až 8,6 m. Maximální výkon generátorů je 3 × 8,7 MW, instalovaný výkon generátorů 3 × 6,5 MW, dosažitelný výkon 15 MW. Průměrná roční výroba se pohybuje mezi 80 až 100 tis. MWh.

3. VÝZNAMNÉ OPRAVY A REKONSTRUKCE VODNÍHO DÍLA

Masarykovo zdyadlo bylo v době výstavby (1923–1936) koncipováno jako moderní plavební stupeň, který vyhovuje i dnešním dopravním potřebám. Proto nebylo třeba na něm provádět zásadní rekonstrukční a modernizační zásahy, jako na ostatních stupních dolního Labe. Teprve počátkem 90. letech 20. století bylo přikročeno k realizaci rozsáhlého programu obnovy fyzicky opotřebovaných prvků a náhrady technicky zastaralých součástí tohoto vodního díla. U malé plavební komory byla v letech 1991–1993 provedena výměna uzávěrů obtoků, náhrada elektromechanických pohonů za hydraulické a utěsnění jejich zdí. Velká plavební komora prodělala v letech 1993–1998 opravu zdí a výstroje, výměnu uzávěrů obtoků, náhradu elektromechanických pohonů za hydraulické a opravu dolních vzpěrných vrat i horních stavidlových vrat. Součástí prací na komorách byla výstavba velínu, nové příjezdové komunikace a přestavba provozního objektu. U jezu byla v letech 1995–1999 provedena oprava přechodové lávky pro pěší a v letech 1998–2002 rekonstrukce rybiho přechodu s výstavbou pozorovatelné migrace ryb. V roce 2002 byla dokončena výměna slupic a lávky jemných česlí vodní elektrárny. V roce 2000 byla zahájena generální oprava jezu, která spočívala v renovaci hradicích konstrukcí a závěsných řetězů, sanaci povrchů stavebních částí spodní stavby a jezových pilířů. Po průchodu extrémní povodně v srpnu roku 2002 došlo k havárii spodní stavby druhého jezového pole. V roce 2004 byla tato porucha opravena a v dalších letech byly postupně provedeny sanace zbývajících spodních staveb jezových polí.

V následující tabulce je uveden stručný soupis významnějších opravných a rekonstrukčních akcí za posledních cca třicet let.

Tabulka 1: Soupis významných oprav a rekonstrukcí

	Stručný popis akce	Rok ukončení akce
Malá plavební komora	Výměna uzávěrů obtoků, náhrada elektromechanických pohonů za hydraulické, utěsnění zdí	1993
	Oprava kamenem obložených líců bočních stěn a strojně-technologického vybavení MPK	2001
	Oprava pravé zdi MPK	2014
	Oprava těsnění dolních vrat	2022

	Stručný popis akce	Rok ukončení akce
Velká plavební komora	Výměna uzávěrů obtoků, náhrada elektromechanických pohonů za hydraulické, oprava dolní vzpěrných vrat, oprava zdí a výstroje	1994
	Oprava stavební části a strojně-technologického vybavení VPK	1998
	Výstavba nového velínu PK, sociální objekt, rekonstrukce dílen, cyklistická stezka, nová příjezdová komunikace a zpevněné plochy, venkovní vodovod a kanalizace, ČOV, osvětlení, oplocení a nástavba dělicích zdí	1999
	Oprava dna VPK	2012
	Sanace železobetonové konstrukce protizávaží horních vrat VPK	2012
	Zajištění levé zdi VPK (po povodni 2013)	2016
	Oprava havarijního stavu horních vrat - těsnění mezi stavidly	2019
Jez	Oprava přechodové lávky	1999
	Oprava jeřábu provizorního hrazení	1999
	Oprava I. jezového pole - renovace hradicích konstrukcí a závěsných řetězů, sanace povrchu betonů na jezových pilířích	2002
	Sanace poruchy spodní stavby II. pole jezu po povodni 2002	2004
	Oprava II. jezového pole - renovace hradicích konstrukcí a závěsných řetězů, sanace povrchu betonů na jezových pilířích	2006
	Oprava spodní stavby I. jezového pole	2008
	Oprava spodní stavby III. jezového pole	2009
	Oprava havarijního stavu hradicích konstrukcí III. jezového pole	2011
	Oprava spodní stavby IV. jezového pole	2011
	Oprava havarijního stavu hradicích konstrukcí IV. jezového pole	2013
	Oprava III. jezového pole - renovace hradicích konstrukcí a závěsných řetězů, sanace povrchu betonů na jezových pilířích	2015
	Oprava IV. jezového pole - renovace hradicích konstrukcí a závěsných řetězů, sanace povrchu betonů na jezových pilířích	2019
	Oprava těsnění mezi stavidly I. jezového pole	2021
Vodní elektrárna	Oprava střechy strojovny	1995
	Oprava slupic a lávky jemných česlí před vodní elektrárnou	2002
	Oprava železobetonového trámového stropu	2015
Ostatní součásti vodního díla	Rekonstrukce rybího přechodu, výstavba pozorovatelný migrace ryb	2002
	Čekací stání pro malá a velká plavidla čekající na proplavení	2006
	Instalace řídicího systému pro MPK a VPK	2006
	Oprava havarijního stavu lávky přes železnici na pravém břehu	2009
	Obnova státního znaku a nápisu na prsní zdi z dolní vody mezi plavebními komorami	2011
	Osvětlení VD (nasmětlení pilířů jezu, znaku českého lva, gallových řetězů a přechodové lávky)	2016

V následujících podkapitolách jsou stručně popsány akce zajímavé buď svým provedením, nebo netradičními postupy realizace.

3.1 OPRAVA SLUPIC A LÁVKY JEMNÝCH ČESLÍ VODNÍ ELEKTRÁRNY

Celková délka slupicové konstrukce jemných česlí je 107,4 m a skládá se z 19 slupic příhradové konstrukce. Vlastní slupice původně vyrobené z válcovaných ocelových profilů mají výšku 10,485 m, šířku základny 8,324 m a šířku mostovky 4,550 m. Osová vzdálenost jednotlivých slupic je 5,370 m. Spodní část slupic do výšky 0,9 m byla při montáži v roce 1934 zalita betonem.

Za dobu provozu došlo postupně k poškození celé konstrukce korozi a k zeslabení jednotlivých částí slupic pod vodou, zvláště v rozsahu dřívějšího kolísání hladiny. Znaméné zeslabení už bylo zjištěno při prohlídce slupic v roce 1968. Na základě toho byl v témže roce zpracován statický přepočet slupic, ve kterém nebylo ještě zjištěno překročení dovoleného namáhání u žádného konstrukčního prvku.

V březnu 1992 byla při snížené hladině horní vody o cca 2,5 m uskutečněna prohlídka nosné konstrukce jemných česlí s proměřením tlouštěk nejvíce zeslabených částí přístupných prutů. Konstrukce pod vodou byla kontrolována potápěčem. Následovalo nové posouzení únosnosti nejvíce namáhaných prutů s doporučením na zahájení přípravy výměny nosné konstrukce česlí. V srpnu 1996 byla provedena další prohlídka v obdobném rozsahu jako v roce 1992 se závěrem, že není zaručena stabilita slupic.



Obrázek 2: Celkový pohled na slupicovou konstrukci po její instalaci v roce 1934, spodní část zalita do betonu.

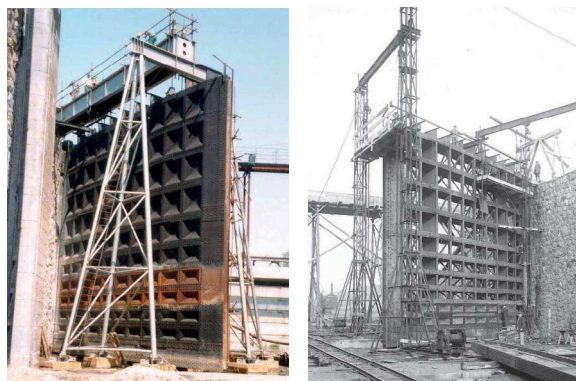
V rámci přípravy akce byla posouzena stabilita betonového základového bloku slupic a opatrně odbourán beton okolo jedné slupice. Stabilita bloku byla zaručena a části slupice v betonu byly bez poškození a korozního zeslabení. V následně zpracovaném projektu bylo navrženo nové slupice tvořené trubkovou příhradovou konstrukcí přichytit v přední části pomocí háku k původnímu betonovému bloku a v zadní části přichytit pomocí šroubových spojů k původní části zabetonované slupice. Vlastní výměna slupic probíhala za plného provozu vodní elektrárny. Demontáž jednotlivých slupic a osazení nové konstrukce byla prováděna pomocí potápěčů, přičemž byl před vyměňovanou slupicí osazen pod vodou ochranný štít.

3.2 OPRAVA DOLNÍCH VZPĚRNÝCH VRAT VELKÉ PLOVEBNÍ KOMORY

Oprava velké plavební komory zdymadla Střekov provedená v letech 1993 až 1998 v rámci celkového zlepšení stavu zdymadla obsahovala práce jak na stavební, tak na strojnětechnologické části. Součástí opravy technologické části byla oprava horních stavidlových a dolních vzpěrných vrat, výměna uzávěrů obtokových kanálů a vybudování nového ovládání těchto uzávěrů. Oprava dolních vzpěrných vrat se nakonec ukázala nejen finančně mnohem náročnější oproti původním předpokladům, ale hlavně i podstatně složitější co do technického řešení.

Nosný systém vrátní tvoří vodorovné a svislé nosníky příhradové konstrukce. Obě vrátně jsou vyztuženy diagonálami. Každá vrátně je usazena na patním výkyvném kluzném ložisku a v horní části na radiálním kluzném ložisku. Hradící stěna vrátní je provedena prolisovanými výplněmi z plechu tloušťky 9 mm nanýťovanými do polí mezi sítí svislých a podélných výztuh vrat. Oprava vzpěrných vrat spočívala ve výměně poškozených prvků příhradové konstrukce hlavních nosníků, diagonál a výplňových prolisovaných plechů ve třetí a čtvrté řadě zdola za svařované. Při opravě byla obnovena protikoroziční ochrana celé konstrukce vrat. Celý rozsah opravy nebylo možno provést v pracovní poloze vrátní pro úplnou nepřístupnost spodní části dolního nosníku vrátní. Zajistit přístup bylo možno buď snížením dna úvratí vybouráním drážky do železobetonové desky dna, nebo zvednutím vrátní. Vybourání drážky o minimální délce 14 m a hloubce 0,8 m by však znamenalo značné zeslabení betonové desky dna a přerušení hlavní tahové výztuže při jejím horním okraji. Proto byla zvolena varianta zvednutí vrátně a její zavěšení na pomocnou konstrukci.

Pro vyzdvižení vrátně bylo navrženo speciálně konstruované zdvihací zařízení, které se skládalo z hlavního a příčného nosníku, ze dvou velkých a jedné malé podpěry, roznášecích desek pod podpěrami, ze závěsných prvků a hydraulického ovládání. Hmotnost jedné vrátně byla dle dokumentace 125 t a k jejímu zdvihání bylo využito 4 hydromotorů se zdvihem 1 m. Každá vrátně byla vyzdvižena v pootevřené poloze v úhlu 35°, přičemž podpory zdvihacího zařízení byly umístěny na dně komory na roznášecích deskách a na zdech plavební komory.



Obrázek 3: Pohled na dolní vrata, levý snímek – zvedání levé vrátně v roce 1998, pravý snímek – montáž pravé vrátně v roce 1928.

3.3 SANACE PORUCHY SPODNÍ STAVBY 2. JEZOVÉHO POLE

Technický stav stavební konstrukce spodní stavby jezu, která je za běžného provozního stavu trvale zatopená, lze přímo zjišťovat pouze při provizorním zahrazení a vyčerpání příslušného jezového pole nebo potápěčskými průzkumy. Při manipulacích za běžného provozu jezu nebyly před rokem 2003, kdy vznikla havárie na 2. jezovém poli, zjištěny žádné negativní jevy, které by nasvědčovaly poruchám konstrukce spodní stavby jezu.

Oprava jezového uzávěru ve druhém jezovém poli byla zahájena v březnu 2003. Již při provizorním zahrazování z horní vody vznikly problémy s utěsněním provizorního hrazení na kontaktu s dosedacím prahem jezu, což svědčilo o jeho deformaci, která v minulosti nebyla nikdy zaznamenána. K havárii spodní stavby došlo 31. 5. 2003 po vyčerpání zahrazeného prostoru mezi horním a dolním provizorním hrazením. Pod kamenným obkladem směrem z horní vody až po dosedací práh tabulového uzávěru došlo jeho oddělením od betonu k vytvoření průsakové cesty a podmínek pro propagaci vztaku od horní vody. Vyčerpáním

zahrazeného prostoru došlo ke zvýšení vztlakových sil a prolomení kamenného obkladu doprovázeného silným výronem vody, který velmi rychle zatopil zahrazený a vyčerpaný prostor. To bylo potvrzeno i následně provedenými měřeními a průzkumy. Potápěčským průzkumem bylo potvrzeno nadzdvižení a deformace kamenného obkladu ve středu jezového pole před dosedacím prahem hradící konstrukce.

Při návrhu technického řešení opravy byly zvažovány dvě varianty, které se lišily způsobem provádění prací.

Varianta 1 předpokládala provedení prací pod vodou v prostoru před hradícími tabulemi a následné osazení horního provizorního hrazení na opravený dosedací práh. Zbývající část opravných prací by byla provedena za sucha ve vyčerpané jímce.

Varianta 2 předpokládala zřízení ochranné návodní jímky ze štětovnic Larsen IIIIn opřené ve dně o stávající těleso jezu a po výšce o stávající provizorní hrazení, které bude osazeno na podpůrných konstrukcích vysokých cca 2,2 m tak, aby pod hrazením vzniknul prostor pro provádění opravných prací. Pod takto zřízenou ochrannou jímku by byla celá oprava spodní stavby provedena za sucha ve vyčerpané jímce.

Z hlediska kvality sanace byla pro realizaci vybrána varianta 2.



Obrázek 4: Pohled na ochrannou návodní jímku.

Při sanaci havárie byly odstraněny stávající kvádry kamenného obkladu v celé šířce jezového pole (24 m) a v délce prvních 6 řad kamenů tj. 6,1 m. Beton pod kameny byl vybourán až na úroveň sahající 0,90 m pod stávající přelivnou hranu jezu. Odbouraný obklad byl nahrazen železobetonovou deskou, která byla na všech stykových spárách dotěsněna těsnícími pásy.



Obrázek 5: levý snímek – vybouraný prostor po kamenných obkladech, pravý snímek – nová železobetonová deska.

4. PLÁNOVANÉ REKONSTRUKCE A OPRAVY

V současné době je zahájena oprava horních vrat velké plavební komory. V rámci této akce bude provedena nejnutnější oprava konstrukce provizorního hrzení plavební komory z horní i dolní vody, vytěžení nánosů před horními vraty, celková renovace ocelové hradící konstrukce vrat včetně gallových řetězů a pohybovacích mechanismů a sanace povrchů betonů a kamenných obkladů pilířů. Současně s touto akcí je plánováno při zahrazení a vyčerpané velké plavební komoře provést opravu levé zdi. Tyto akce budou dokončeny do konce roku 2024.

Po dokončení výše uvedených oprav velké plavební komory a jejím uvedení do provozu by měla následovat oprava stavební části a vrat malé plavební komory. Na tuto akci je již zpracována zadávací dokumentace. Předpokládána realizace opravy malé plavební komory je v letech 2025 až 2026.

Připravuje se kompletní obnova provizorního hrzení jezu a velké plavební komory z horní i dolní vody. Bude provedena kompletní výroba nových pěti kusů hradidel z horní vody a čtyř kusů plovoucích hradidel z dolní vody.

Na základě v minulosti provedených potápěčských průzkumů se připravuje oprava poruch na trvale zatopených částech celého vodního díla. Současně se uvažuje o sanaci dna v podjezí i nadjezí.

Po roce 2027 by měla proběhnout na velké plavební komoře oprava dolních vrat včetně jejich pohybovacích mechanismů.

Vzhledem ke stárnutí stavebních a ocelových konstrukcí by výhledově po roce 2030 měla být provedena celková oprava strojovny jezu s nutnou rekonstrukcí elektroinstalace a případné instalace automatického systému řízení jezu. Dále je nutno počítat se sanací železobetonových konstrukcí pilířů. Po roce 2030 bude nutno naplánovat opravu portálového jeřábu pro provizorní hrzení z horní vody a celkovou opravu hradících konstrukcí jezu s obnovou jejich protikorozi ochrany, zejména v prvním a druhém jezovém poli.

Na výše uvedené akce bude nutno vynaložit každoročně náklady ve výši cca 40 až 50 mil. Kč (v cenové úrovni roku 2021).

Na vodní elektrárně se připravuje celková modernizace (výměna oběžných kol, navýšení hltnosti, stavební úpravy savky), jejímž cílem je navýšení roční výroby o 6 až 9,5 %.

5. ZÁVĚR

Masarykovo zřezadlo dnes již neodmyslitelně patří k dominantě krajského města Ústí nad Labem. Krása technického dědictví se zde nenásilně prolíná s moderními zařízeními vodního díla. Vzhledem k významu tohoto vodního díla z hlediska plavby i jako technické památky je dle našeho názoru v současné době věnována odpovídající péče jeho stavu nejen z hlediska bezpečnosti a provozuschopnosti, ale i z hlediska estetického. V rámci finančních možností bude v tomto trendu pokračováno i v dalších letech.

Ing. Pavel Benčík

Povodí Labe, státní podnik

bencikp@pla.cz

Ing. Pavla Hajdinová

Povodí Labe, státní podnik

hajdinovap@pla.cz

VD OPATOVICE – REKONSTRUKCE VD

J. Čaganová & P. Holomek

Povodí Moravy, s.p., Brno, Česká republika

ABSTRAKT: Účelem rekonstrukce bylo zvýšení kapacity funkčních objektů VD Opatovice, tj. zvětšení rozměrů přelivu, skluzu a vývaru tak, aby bylo zajištěno bezpečné převedení návrhové povodňové vlny NPV1000 a kontrolní povodňové vlny KPV10 000. S ohledem na zvyšování bezpečnosti vodního díla byla také upravena koruna hráze. V rámci stavebního objektu byl proveden nový vlnolam uložený nepropustně na nový základový pas. Těsnící jílovité jádro se dosypalo a převýšilo v místě největšího budoucího sedání. U bezpečnostního přelivu došlo k mírnému prodloužení přelivné hrany a zejména k rozšíření spadiště. Stávající přemostění na začátku skluzu bylo nahrazeno novou, štihlejší železobetonovou konstrukcí, která vytváří (s rozšířením skluzu) dostatečně kapacitní průtočný profil pod přemostěním. Při rekonstrukci byl skluz a vývar nahrazen novou konstrukcí, která má rozšířené parametry. Odpadní koryto - za vývarem byla provedena úprava v délce cca 160 m. Návodní opevnění bylo provedeno kamennou rovnalinou, která nahradila původní betonové opevnění. Přítěžovací lavice byla řešena přisypáním vzdušného líce sypané hráze (z důvodu zvýšení stability vzdušného svahu). Modernizace zařízení TBD řešila nahrazení a doplnění původních zařízení TBD, která byla z velké části zrušena během realizace rekonstrukce VD. Součástí projektu byla instalace snímačů s dálkovým přenosem dat na měrné profily průsaku a pozorovací i tlakoměrné vrty. Celkové náklady akce 102,6 mil. Kč včetně projekčních prací. Stavební práce byly zahájeny v březnu 2017 a ukončeny v květnu 2019, zhotovitelem byla firma SMP CZ, a.s.

1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O VD OPATOVICE - REKONSTRUKCE VD

1.1 MÍSTO STAVBY

Kraj:	Jihomoravský
Okres:	Vyškov
Obec:	Vyškov
Katastrální území:	Opatovice u Vyškova
Vodní tok:	Malá Haná, vodní dílo Opatovice, říční km 3,891 – 4,196
Číslo hydrologického pořadí:	4-12-02-0080

1.2 HLAVNÍ PARAMETRY HRÁZE:

Typ hráze:	kamenohlinité sypaná
Těsnění:	střední hlinité těsnění
Kóta koruny:	335,10 m n. m.
Šířka koruny:	5,43 m
Délka hráze v koruně:	177,1 m
Výška hráze nade dnem:	36,10 m

1.2.1 Údaje o stavebníkovi

Název investora:	Povodí Moravy, státní podnik
Sídlo investora:	Dřevařská 932/11, 601 75, Brno, Česká republika
IČ:	708 90 013

1.2.2 Údaje o zhotoviteli stavby

Název zhotovitele: SMP CZ, a.s.
Sídlo zhotovitele: Vyskočilova 1566, 140 00 Praha 4
IČ: 271 95 147

1.2.3 Údaje o zpracovateli projektové dokumentace

Název zpracovatele: AQUATIS a.s.
Sídlo zpracovatele: Botanická 834/56, 602 00 Brno, okres Brno - město
IČ: 463 47 526

1.2.4 Údaje o technickém dozoru stavby

Název zhotovitele: GEOtest, a.s.
Sídlo zhotovitele: Šmahova 1244/112, 627 00 Brno
IČ: 463 44 942

2. POSTUP REALIZACE STAVBY

Účelem rekonstrukce bylo zvýšení kapacity funkčních objektů VD Opatovice, tj. zvětšení rozměrů přelivu, skluzu a vývaru tak, aby bylo zajištěno bezpečné převedení návrhové povodňové vlny NPV1000 a kontrolní povodňové vlny KPV10 000. Současně bylo třeba při provádění stavby zachovat hlavní účel vodního díla - akumulaci surové vody pro skupinový vodovod Vyškov a Bučovice (v množství max. $0,120 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) a zajištění minimálního průtoku v toku pod nádrží.

Rekonstrukce a spočívá zejména:

- v přetěsnění koruny hráze (navýšení těsnícího prvku) dosypáním těsnícího jádra a jeho těsným napojením na nový vlnolam s masivním základem,
- zkapacitněním objektů na převedení povodní: bezpečnostního přelivu vč. spadiště, průtočného profilu pod přemostěním skluzu, skluzu a vývaru
- dosypáním přítěžovací lavice na vzdušném líci a patě (zvýšení stability hráze).

Po rekonstrukci se sníží kulminační průtok přehradním profilem:

- $Q_{1\,000}$ z 65,9 na $56,4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (za kulminační hladiny 334,21 m n. m.)
- $Q_{10\,000}$ z 133,2 na $103,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (za kulminační hladiny 335,00 m n. m.)

2.1 ČLENĚNÍ STAVBY NA OBJEKTY

SO 01 Koruna hráze
SO 02 Bezpečnostní přeliv
SO 03 Přemostění skluzu
SO 04 Skluz, otevřené koryto
SO 05 Vývar a napojení na stávající odpadní koryto
SO 06 Odpadní koryto
SO 07 Návodní opevnění
SO 08 Přítěžovací lavice
SO 09 Inženýrské sítě
SO 10 Modernizace zařízení TBD

Předmětná stavba byla oficiálně zahájena dne 2. 3. 2017 předáním staveniště, nachází se v prostoru hráze vodního díla Opatovice a v jejím bezprostředním okolí. Objekty SO 03 – SO 10 byly dokončeny dle původního termínu., tj. k 27. 2. 2019, SO 01 a SO 02 byly dokončeny k 15. 5. 2019.

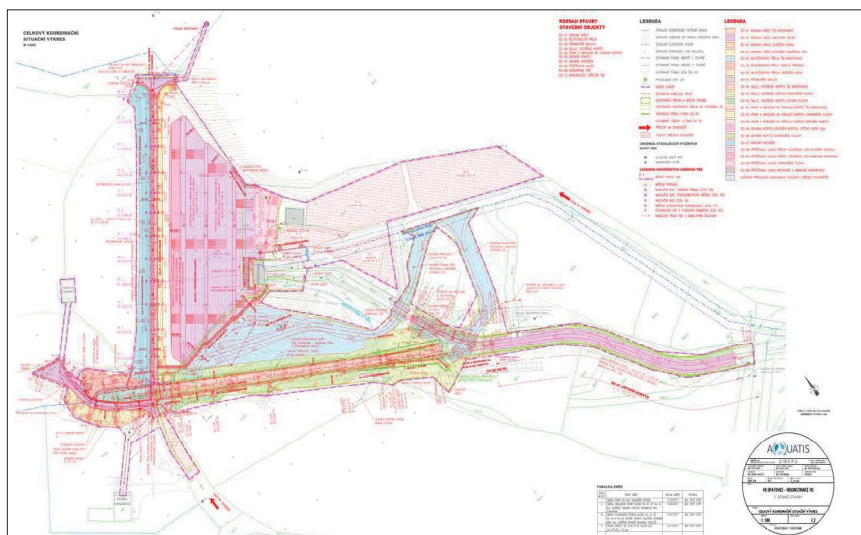
Kolaudační souhlas č.j. JMK 105479/2019 byl vydán dne 25. 7. 2019 vydal KÚ JmK, odbor životního prostředí.

2.2 ZÁKLADNÍ ROZMĚRY ZMĚN REKONSTRUOVANÝCH OBJEKTŮ

Průtok $Q_{100} = 24,80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Průtok $Q_{1\,000} = 65,9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ Průtok $Q_{10\,000} = 133,2 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Funkční objekt	Původní	Navrhovaný
Délka přelivu	31 m	31 m
Šířka spadiště	4 m	6 m
Šířka skluzu	4 m	6 – 4 m
Šířka / délka vývaru	4 / 25 m	4,6 / 27m
Koruna hráze	335,10 m n. m.	335,25 m n. m.
MBH	333,50 m n. m.	335,30 m n. m.



Obrázek 1: Situace stavby.

3. FÁZE VÝSTAVBY

Pro zajištění ochrany staveniště a převádění vody staveništem během výstavby byly v závislosti na postupu výstavby a její etapizaci rozděleny způsoby převádění vody (manipulace s vodou) během výstavby do jednotlivých fází.

Vymezeno je 5 fází výstavby. Za předpokladu stanovení míry ochrany 500 let pro fáze I. – IV. a 5 let pro fázi V.

V závislosti na tom byly navrženy jednotlivé stupně povodňové aktivity.

Tabulka 1: Fáze výstavby

	Udržovaná hladina	Nepřekročitelná hladina	Volný objem [m3]	Ochrana (N–let)
Fáze I	326,10 m n. m.	331,00 m n. m.	2,602 mil.	500
Fáze II	321,95 m n. m.	328,00 m n. m.	2,635 mil.	500
Fáze III	325,15 m n. m.	330,30 m n. m.	2,608 mil.	500
Fáze IV	328,75 m n. m.	333,00 m n. m.	2,583 mil.	500
Fáze V	332,45 m n. m.	333,30 m n. m.	0,580 mil.	5

4. ZMĚNY OPROTI PROJEKTU PRO STAVEBNÍ POVOLENÍ

V průběhu realizace byly vyvolány změny oproti projektu pro stavební povolení. Tyto změny byly popsány ve změnových listech, kterých bylo v průběhu stavby vydáno 7.

4.1 ZMĚNOVÝ LIST Č. 1

Zahrnuje změnu na objektu SO-08 Přítěžovací lavice - SO 08.3 Drenážní systém a spočívá ve změně polohy patního drénu v prostoru patky přítěžovací lavice, mění se umístění a technické řešení spojovací drenážní šachty ŠA-06, mění se trasa drénu „A“ a umístění drenážní šachty ŠA-03 s měřením a drenážní šachty ŠA-01 s čerpáním.

4.2 ZMĚNOVÝ LIST Č. 2

Objekt SO 04 Skluz, otevřené koryto konkrétně změny základové spáry bloků 04-01 -04-14. Skutečné základové poměry byly zjištěné při bouracích pracích a vyvolaly změnu úpravy hloubky a způsobu založení železobetonové konstrukce těchto bloků, konkrétně zvýšení rozsahu zemních prací a betonových konstrukcí.

4.3 ZMĚNOVÝ LIST Č. 3

Objekt SO 04 Skluz, otevřené koryto, změny základové spáry bloků 04-15 až 04-18 a objektu SO 05 Vývar. Skutečné základové poměry byly zjištěny až při bouracích pracích a neodpovídají dokumentaci skutečného provedení zpracované zhotovitelem při výstavbě díla.

4.4 ZMĚNOVÝ LIST Č. 4

Objekt SO 04 Skluz, otevřené koryto zajišťovací opatření na bloku 04-14, Zajišťovací opatření spočívají v podchycení bloku pomocí mikropilotové stěny s funkcí záporu podél spodní hrany bloku.

4.5 ZMĚNOVÝ LIST Č. 5

Objekty SO 02 Bezpečnostní přeliv, SO 03 Přemostění skluzu, SO 04 Skluz, otevřené koryto a SO 05 Vývar. Dle prováděcí dokumentace byla základová spára výše uvedených objektů vždy na skalním podloží. Při výkopových pracích bylo zjištěno, že základová spára je značně nerovná a k posouzení založení objektů byl vždy přizván geolog. Dle jeho doporučení byla základová spára upravena, což představovalo přetěžení základové spáry a zpětnou úpravu a vyrovnaní podkladním betonem, což představuje navýšení kubatury betonu.

4.6 ZMĚNOVÝ LIST Č. 6

Objekt SO 08 Přítěžovací lavice, konkrétně náhrady odtěženého jílovitého materiálu původního přísypu kamenitým materiálem (rockfillem) při provádění nového přísypu. Tato skutečnost byla zjištěna až při provádění nového přísypu, kdy před uložením nového rockfillu byl původní přísyp obnažen až na kamenitý materiál.

Součástí ZL jsou rovněž odečty prací, které nebyly při realizaci prováděny např. trysková injektáž na SO 01 Koruna hráze.

4.7 ZMĚNOVÝ LIST Č. 7

Objekt SO 02 Bezpečnostní přeliv, byly při hloubení základové jámy pro jeřáb, zjištěny odlišné geologické podmínky oproti realizační dokumentaci. Proto bylo nutné změnit založení jeřábu.

5. FINANCOVÁNÍ STAVBY

Celková cena dle smlouvy a dodatků č. 1-3 byla 94 718 433,- Kč (bez DPH).

Dodatky byly vyvolány změnou geologických podmínek, které nemohly být, vzhledem k rozsahu a přístupnosti stavby, podchyceny průzkumem prováděným před zahájením stavby.

Dodatek č. 3 měl dopad na termín dokončení části stavby, protože rozdílné podmínky pro zakládání jeřábu oproti realizační dokumentaci vyvolaly nutnost provedení dalších technických opatření, konkrétně zvýšení únosnosti základové spáry pomocí sítě mikropilot.

Nutnost zvýšení únosnosti byla zjištěna těsně před dokončením stavby, a proto i zvýšený objem prací vyvolal prodloužení termínu dokončení stavby na objektech SO 01 a SO 02.

6. FOTODOKUMENTACE STAVEBNÍCH OBJEKTŮ PŘED REKONSTRUKCÍ A PO DOKONČENÍ STAVBY



Obrázek 2: Celkový pohled na VD Opatovice po rekonstrukci.



Obrázek 3.: SO 02 Bezpečnostní přeliv a SO 03 Přemostění skluzu.



Obrázek 4: SO 04 Skluz, otevřené koryto.



Obrázek 5: SO 08 Přítěžovací lavice

Ing. Jitka Čaganová
Povodí Moravy, s.p., Brno
caganova@pmo.cz,

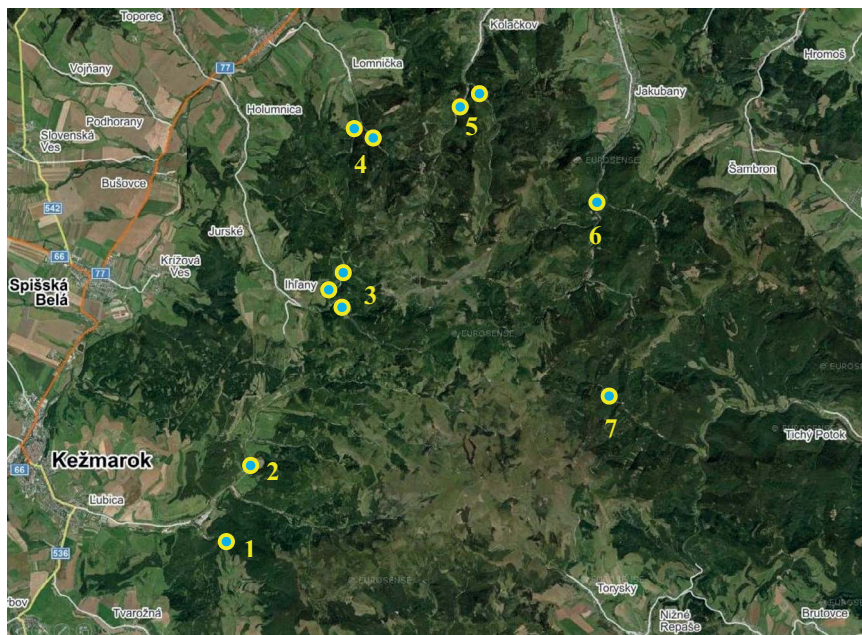
Ing. Petr Holomek
Povodí Moravy, s.p., Brno
holomek@pmo.cz

POZNATKY Z PREVÁDZKY POLDROV VYBUDOVANÝCH V LEVOČSKÝCH VRCHOCH

L. Fabian, B. Kopčáková, P. Mackovjak & Ľ. Uhorščák

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, š. p., Bratislava, Slovenská republika

ABSTRAKT: Povodne sú jednou z najčastejšie sa opakujúcich prírodných katastrof na území Slovenska. Návrhom protipovodňových opatrení sa pred mnohými stáročiami zaoberali už naši predkovia. V posledných rokoch sa však pozornosť verejnosti ako aj odborníkov v dôsledku čoraz častejšie sa vyskytujúcich povodní na Slovensku výrazne zamerala na možnosti účinnej ochrany pred škodlivými účinkami týchto negatívnych prírodných javov. Jedným z protipovodňových opatrení na ochranu miest a obcí, prípadne iných dôležitých objektov, je výstavba suchých nádrží, tzv. poldrov, situovaných v povodí nad chráneným územím. V tomto príspevku sa chceme venovať poznatkom z prevádzky jedenástich protipovodňových poldrov, ktoré boli vybudované v roku 2015 v oblasti bývalého vojenského obvodu Javorina, z hľadiska technicko-bezpečnostného dohľadu.



Obrázok 1: Situovanie poldrov vybudovaných v Levočských vrchoch; 1 – Polder Ruskinovský, 2 – Polder Ľubica, 3 – sústava poldrov nad obcou Ihľany (Holumnický, Ihla 0,60, Ihla 1,40), 4 – sústava poldrov nad obcou Lomnička (Poľný, Lomnický), 5 – sústava poldrov nad obcou Kolačkov (Lomnická rieka, Kolačkovský), 6 – Polder Jakubianka, 7 – Polder Škapová

1. ÚVOD

Otázka povodní je v současnosti výrazně aktuální téma, když v posledních letech sa čoraz častejšie stretávame s výskytom príválových dažďov a s tým súvisiacimi povodňami menšieho alebo väčšieho rozsahu. Inak tomu nie je ani v oblasti Levočských vrchov. Z tohto dôvodu sa Vojenské lesy a majetky, štátny podnik Pliešovce rozhodli vybudovať v priestore bývalého vojenského obvodu Javorina, nachádzajúceho sa v Levočských vrchoch, sústavu jedenástich suchých nádrží - poldrov. Výstavba poldrov za účelom zníženia povodňových rizík v obciach v okolí Levočských vrchov (Ľubica, Ihľany, Lomnická, Kolačkov, Jakubany a Tichý Potok) bola realizovaná v roku 2015.

2. POLDRE V LEVOČSKÝCH VRCHOCH

Základným konštrukčným prvkom vybudovaných poldrov je prehrádzka z ekoblokov (drôtokamenných košov) vyplnená železobetónovou tesniacou stenou. Teleso drôtokamennej prehrádzky je založené na železobetónovej základovej doske, s ktorou je prepojené betonárskymi tyčami. Ekobloky sú medzi sebou a s tesniacou stenou taktiež poprepájané betonárskymi tyčami. Prehrádzka zabezpečuje aj hydraulickú funkciu poldra, keďže jej súčasťou je aj dnový výpusť (priepust) zo železobetónových rúr DN 1000, ktorého kapacita postačuje na odvedenie vody do prietoku Q₁ a bezpečnostný priepad, dimenzovaný na Q₁₀₀. Dnový priepust bol zrealizovaný ako nehradený, bez záchytných hrabíc, z dôvodu zabezpečenia bezproblémovej migračnej cesty pre ichťofaunu.

V užších údoliach sú prehrádzky zaviazané priamo do svahov (Polder Lomnický km 4,16 pf. č. 1, Polder Poľný km 0,70 pf. č. 2, Polder Kolačkovský km 6,90 pf. č. 3 a Polder Škapová pf. č. 10), v širších profiloch je na teleso prehrádzky naviazaná zemná homogénna hrádza, sypaná z miestnych materiálov (jednostranná - Polder Ruskinovský km 1,3 pf. č. 13, Polder Lomnická rieka km 0,25 pf. č. 4, Polder Jakubianka km 12,90 pf. č. 5, Polder Holumnický km 10,60 pf. č. 6 a Polder Ihla km 1,40 pf. č. 7, resp. obojstranná - Polder Ľubica km 10,25 pf. č. 12 a Polder Ihla km 0,60 pf. č. 8). Základné parametre jednotlivých poldrov uvádzame v nasledujúcej tabuľke:

Tabuľka 1: Základné parametre poldrov v Levočských vrchoch

Názov poldra	Maximálny objem	Maximálna zátopa	Výška prehrádzky	Q ₁₀₀
	m ³	m ²	m	m ³ .s ⁻¹
Ruskinovský	76 000	30 000	9,2	45
Ľubica	103 000	51 000	8,2	90
Jakubianka	17 000	13 100	6,0	65
Škapová	4 800	2 400	6,5	45
Holumnický	6 300	3 300	7,7	45
Ihla 0,60	6 300	4 200	6,5	32
Ihla 1,40	14 000	8 400	6,5	28
Lomnická rieka	22 300	11 200	8,2	48
Kolačkovský	6 600	6 000	4,95	46
Lomnický	4 100	2 100	6,8	24
Poľný	1 700	1 200	4,5	27

3. POHĽAD NA DOTERAJŠIU PREVÁDZKU POLDROV

Od ukončenia výstavby poldrov v Levočských vrchoch ubehlo už takmer päť rokov. Za toto obdobie sa v záujmovom území vyskytlo niekoľko výdatných zrážok, následkom ktorých došlo k vzduťiu hladiny v retenčnom priestore jednotlivých poldrov. V nasledujúcom texte

dokumentujeme skutočnosti, ktoré boli pozorované na jednotlivých poldroch v čase zvýšených prietokov a bezprostredne po nich.

3.1 POLDER RUSKINOVSKÝ

Prvé zvýšené prietoky Ruskinovského potoka od ukončenia výstavby poldra boli registrované vo februári 2016, pri ktorých bola hradiaca konštrukcia poldra zaťažená len minimálne. K ďalšiemu zaťaženiu došlo v septembri 2017. Pozorovaným javom na tejto vodnej stavbe je pokles koruny zemnej hrádze v mieste naviazania na drôtokamennú prehrádzku, ktorý od ukončenia výstavby do konca roka 2017 predstavovala asi 20 cm. Tento jav bol pravdepodobne následkom nedokonalého zhutnenia zemnej hrádze v exponovanom mieste a hlavným zamestnancom dohľadu je špecifikovaný ako jav neohrožujúci bezpečnosť vodnej stavby. Zamestnanci vlastníka VS však pokles pravidelne kontrolujú, vďaka čomu môžeme konštatovať, že v súčasnosti už dané miesto nevykazuje žiadne ďalšie sadanie.



Obrázok 2 a 3: Vývoj poklesu koruny hrádze poldra v mieste kontaktu s prehrádzkou, 15.10.2015 (vľavo) a 02.05.2018 (vpravo)

3.2 POLDER ĽUBICA

Podobne, ako u poldra Ruskinovský, k prvému zaťaženiu poldra Ľubica (do výšky cca 2,2 m) došlo v druhej polovici februára 2016. V tomto prípade nedošlo k žiadnym negatívnym javom, no pri druhom zaťažení poldra v druhej polovici septembra 2017, kedy voda v poldri dosiahla úroveň takmer 4 m vodočtu, došlo pôsobením prepadajúcej vody cez bezpečnostný priepad k strhnutiu časti úpravy brehu pod vývarom poldra. Táto skutočnosť však celkovú bezpečnosť vodnej stavby neohrozila a poškodené miesto bolo opätovne opevnené kamenným zásypom. K naplneniu poldra Ľubica po úroveň bezpečnostného priepadu došlo aj v júli 2018.



Obrázok 4: Zaťaženie poldra Ľubica (22.09.2017)



Obrázok 5: Poškodenie úpravy brehov pod vývarom počas zvýšených prietokoch v toku dňa 22.09.2017

3.3 POLDER JAKUBIANKA

Vodná stavba Polder Jakubianka bol od ukončenia výstavby skúšaný povodňovými prietokmi hneď niekoľkokrát. Tak ako u predchádzajúcich poldrov, prvé zaťaženie prekonal vo februári 2016, pri ktorom bol pozorovaný mierny priesak na vzdušnej strane prehrádzky, neďaleko miesta ľavostranného zaviazania drôtokamennej prehrádzky so zemnou hrádzou. Ďalšie zaťaženia poldra po hranu bezpečnostného priepadu boli evidované v júli toho istého roka, v júli a septembri 2017 a v júni a júli 2018. Vyššie spomínaný priesak cez drôtokamenné teleso prehrádzky s betónovým tesnením bol pozorovaný pri každom zo spomínaných vzdutí hladiny v poldri, no keďže sa nejedná o priesak cez zemnú časť hrázde, ale betónové tesnenie prehrádzky, tento jav nevzbudzuje obavy o bezpečnosť vodnej stavby.



Obrázok 6: Zaťaženie poldra Jakubianka po hranu bezpečnostného priepadu (22.9.2017)

3.4 SÚSTAVA POLDROV NAD OBCOU IHLĽANY

Nad obcou Ihl'any sú vybudované tri poldre (Holumnický, Ihla 0,60 a Ihla 1,40), ktoré boli z dôvodu zvýšených prietokov zaťažené v júli 2016 a v roku 2018 v júni a júli. Najvýraznejšie vzdutie hladiny (po hranu bezpečnostného priepadu) bolo u všetkých troch poldroch registrované v júni 2018. Spomínané hydrologické javy boli poldrami bezpečne prevedené a nespôsobili na jednotlivých vodných stavbách žiadne negatívne skutočnosti, ktoré by mohli ohroziť ich bezpečnosť.



Obrázok 7: Prvé zaťaženie poldra Holumnický (18.07.2016)



Obrázok 8: Polder Ihla 0,60 v čase zvýšených prietokov

3.5 SÚSTAVA POLDROV NAD OBCOU KOLAČKOV

Nad Kolačkovom sú v súčasnosti vybudované dva poldre – Lomnická rieka a Kolačkovský. Tieto vodné stavby boli od roku 2015 po súčasnosť výraznejšie zaťažené vzdutou vodou dvakrát, v termínoch júl 2016 a september 2017, pričom v oboch prípadoch išlo o zaťaženie, kedy voda v poldroch dosiahla úroveň bezpečnostného priepadu. V oboch prípadoch boli

povodňové prietoky cez oba poldre bezpečne prevedené a po opadnutí hladiny neboli pozorované žiadne poškodenia jednotlivých objektov vodných stavieb.



Obrázok 9: Polder Lomnická rieka v prevádzke (17.07.2016)



Obrázok 10: Prepád vody cez bezpečnostný priepad (17.07.2016)

Jedným z negatívnych javov, vyskytujúcich sa aj pri týchto vodných stavbách, je zanášanie retenčného priestoru a priepustných zariadení poldrov plaveninami a splaveninami. Pracovníci vlastníka - Vojenské lesy a majetky š. p., pristupujú aj k tejto skutočnosti zodpovedne, poldre po každom zaťažení kontrolujú a podľa potreby bezodkladne pristupujú k sprietočňovaniu priepustov a k odstraňovaniu nahromadeného materiálu z retenčného priestoru poldrov.



Obrázok 11: Vyčistený retenčný priestor poldra Lomnická rieka

3.6 SÚSTAVA POLDROV NAD OBCOU LOMNÍČKA

Za účelom ochrany Lomničky pred povodňovými prietokmi boli nad obcou vybudované dva poldre – Lomnický a Poľný, ktoré sú situované v korytách rovnomenných potokov. Počas obdobia ich existencie boli podľa dostupných podkladov zaťažené len dvakrát, a to, rovnako ako poldre nad Kolačkovom, v júli 2016 a septembri 2017. Išlo však len o minimálne zaťaženie, ktoré nespôsobilo žiadne ohrozenie týchto vodných stavieb.



Obrázok 11: Vzdušná strana poldra Lomnický (14.06.2018)

4. VÝKON TECHNICKO-BEZPEČNOSTNÉHO DOHĽADU

Rovnako ako u ostatných kategorizovaných vodných stavieb, aj na poldroch vo vojenskom obvode Javorina, je vlastníkom vodných stavieb zabezpečený technicko-bezpečnostný dohľad odborne spôsobilou osobou. Poldre sú zaradené do III. a IV. kategórie vodných stavieb. Keďže samotné stavby nie sú vystrojené žiadnymi meracími zariadeniami, hodnotenie ich bezpečnosti a prevádzkyschopnosti sa vykonáva na základe vizuálnych obhliadok pracovníkov vlastníka

stavby, ktorých pozornosť je zameraná predovšetkým na dôkladnú vizuálnu kontrolu stavu hlavných objektov vodnej stavby (prehrádzka, bezpečnostný priepad, potrubie dnového výpustu, vývar) a ich bezprostredného okolia. Osobitná pozornosť je venovaná miestam zaviazania zemnej hrádze so svahom a prehrádzkou, deformáciám či poškodeniam vplyvom prostredia (erozívne brázdny po zrážkovej činnosti, poveternostné účinky, zosuvy brehov, účinky vegetácie a živočíchov, nepovolane zásahy tretích osôb a pod.).

Posudzovanie bezpečnosti poldrov na základe vykonávania vizuálnych obhliadok stavu takto špecifických vodných stavieb môže byť z istého pohľadu vnímané ako nedostatočné. Sčasti musíme konštatovať, že je tomu tak. Pri projektovaní týchto relatívne malých vodných stavieb sa, totiž, často opomína otázka osádzania meracích zariadení (napr. pozorovacie sondy, sieť geodetických bodov a pod.), vďaka ktorým by bolo možné omnoho objektívnejšie posudzovať ich bezpečnosť. Avšak, v tomto bode zákonite dostáva prioritu ekonomické hľadisko. Vzhľadom na skutočnosť, že už samotná výstavba poldra je pre investora výrazný finančný náklad, je nevhodná investovať aj do meracích zariadení pochopiteľná. Odhliadnuc od tejto skutočnosti ale platí: lepšie protipovodňové opatrenie bez meracích zariadení, ako žiadne protipovodňové opatrenie... Istý stupeň východiska z tejto situácie však môžeme vidieť v dostupných technológiách, ktoré nám umožňujú vo väčšej, či menšej miere pomôcť „pozrieť sa“ do telesa tej ktorej hrádze poldra a relevantným namodelovaním konkrétnej situácie včas odhaliť najrizikovejšie javy, najslabšie miesta a pod.. Vďaka tomu sme schopní determinovať preventívne opatrenia ešte pred reálnym zaťažením poldra povodňovými prietokmi.

5. ZÁVER

Aj napriek skutočnosti, že jednotlivé poldre nie sú kapacitne schopné transformovať celý objem povodňovej vlny pri prietoku Q_{100} na neškodnú úroveň, pri bleskových povodniach však plnia dôležitú funkciu protipovodňovej ochrany hlavne zachytením plavenín, ktoré by v zastavanom území mohli spôsobiť problémy upchávaním priepustov, mostov a pod.. Prínos uvedených stavieb je taktiež v stabilizácii koryta tokov a protieróznej ochrane územia. Aj napriek skutočnosti, že doposiaľ neboli všetky poldre v Levočských vrchoch zaťažené storočným prietokom, je ich prínos už teraz badateľný. Pri každej bleskovej zrážke dokázali zredukovať povodňovú vlnu, doposiaľ najvýraznejšie nad obcami Kolačkov a Ľubica. Dôkazom sú najmä vyjadrenia občanov nižšie položených obcí, ktorí vnímajú prínos týchto vodných stavieb ako výrazne pozitívny. Na základe doterajšieho výkonu dohľadu veľmi pozitívne hodnotíme zodpovedný prístup vlastníka, či už z pohľadu jeho zodpovedného prístupu k výkonu dohľadu, starostlivosti o jednotlivé poldre a v neposlednom rade z pohľadu ústretovej spolupráce s hlavným zamestnancom dohľadu.

LITERATURA

- [1]FABIAN, L. MACKOVJAK, P., UHORŠČÁK, L., JURICA, J.: Výstavba protipovodňových poldrov v bývalom vojenskom obvode Javorina. In: XXXV. Přehradní dny 2016. Sborník příspěvků - svazek 2. Ostrava: jún 2016, s. 180. ISBN 978-80-01-05970-8
- [2]Vojenské lesy a majetky SR, š. p. Pliešovce; pravidelné mesačné hlásenia z vodných stavieb, vypracovaných vlastníkom poldrov v rámci výkonu technicko-bezpečnostného dohľadu
- [3]Fotodokumentácia zhotovená pri obhliadkach územia protipovodňových poldrov vo vojenskom obvode Javorina

Ing. Ladislav Fabian, Ing. Barbara Kopčáková, Ing. Peter Mackovjak, Ing. Ľubomír Uhorskák
VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, š. p., Karloveská 2, P.O.BOX 45, 842 04 Bratislava
ladislav.fabian@vyb.sk, barbara.kopcakova@vyb.sk, peter.mackovjak@vyb.sk, lubomir.uhorscak@vyb.sk

VD HOSTIVAŘ – ZKAPACITNĚNÍ BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

P. Fošumpaur, T. Kašpar, M. Králík & M. Zukal

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Praha, Česká republika

J. Jirků & R. Veselý

Sweco Hydroprojekt a.s., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Stavba vodního díla Hostivař byla zahájena v roce 1959 a dokončena v roce 1963. Nádrž má plochu 34,9 hektaru a maximální hloubku 12 metrů. Primárním účelem bylo zajištění rekreace občanů hl. m. Prahy. Dalšími účely jsou zmírnění průchodu velkých vod a sportovní rybaření. Správcem vodního díla jsou Lesy hl. m. Prahy. Největší povodňovou událostí v historii přehrady Hostivař byla povodeň z června 2013 s kulminací téměř Q_{500} . Během povodně hladina vody v nádrži kulminovala na hodnotě 249,01 m n. m., přitom úroveň koruny hráze je na kótě jen o necelých 60 cm výše (249,60 m n. m.). Hlavním účelem probíhající stavební akce je proto zkapacitnění bezpečnostního přelivu, aby vyhovoval platným bezpečnostním standardům, které vyžaduje vyhláška 590/2002 Sb. o technických požadavcích pro vodní díla a norma ČSN 75 2935 (Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních). Podle těchto závazných předpisů musí vodní dílo Hostivař bezpečně převést kontrolní povodňovou vlnu s dobou opakování 10 000 let. Dokumentaci pro vydání rozhodnutí o umístění stavby a dokumentaci ke stavebnímu povolení zpracovala společnost Sweco Hydroprojekt a.s. Připravený projekt počítá s realizací nového bezpečnostního přelivu na pravém břehu nádrže u hráze. Bezpečnostní přeliv bude řešen jako boční nehrazený s dlouhou přelivnou hranou podél pravého břehu o celkové délce 66 m. Voda od tohoto přelivu bude odváděna novým skluzem ukončeným novým vývarem pod hráz, kde bude zaústěna do stávajícího vývaru společně s odtokovou štolou od existujícího bezpečnostního přelivu na levém břehu. Protože se jedná o poměrně rozsáhlý stavební zásah s mimořádnou důležitostí, probíhal v rámci projekčních prací také výzkum na fyzikálním modelu ve vodo hospodářské laboratoři Fakulty stavební ČVUT v Praze (2018). Fyzikální model v měřítku 1:20 umožnil ověřit a optimalizovat hydraulickou funkci nového bezpečnostního přelivu. Řešena byla nejenom kapacita bezpečnostního přelivu, ale také bezpečné odvedení vody při povodních na přilehlém skluzu a tlumení kinetické energie ve stávajícím vývaru, do kterého je zaústěn odpad od stávajícího a nového bezpečnostního přelivu. Stavba nového bočního přelivu byla započata v červnu 2021 a podle předpokladu bude ukončena koncem roku 2022.

1. ÚVOD

Stavba vodního díla Hostivař byla zahájena v roce 1959 a dokončena v roce 1963. Nádrž má plochu 34,9 hektaru a maximální hloubku 12 metrů. Primárním účelem bylo zajištění rekreace občanů hl. m. Prahy. Dalšími účely jsou zmírnění průchodu velkých vod a sportovní rybaření. Největší povodňovou událostí v historii přehrady Hostivař byla povodeň z června 2013. Během této povodně přitékalo do nádrže přes $80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a odtékalo $72 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Hodnota stoletého průtoku v korytě Botiče pod přehradou je $60,3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a dle podrobného hodnocení (Fošumpaur a kol., 2013) se v roce 2013 jednalo téměř o 500letou povodeň. Během povodně hladina vody v nádrži kulminovala na hodnotě 249,01 m n. m., přitom úroveň koruny hráze je na kótě jen o necelých 60 cm výše (249,60 m n. m.).

Hlavním účelem připravované stavební akce je proto zkapacitnění bezpečnostního přelivu, aby vyhovoval platným bezpečnostním standardům, které vyžaduje Vyhláška o technických

požadavcích pro vodní díla č. 590/2002 Sb. a norma ČSN 75 2935 (Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních). Podle těchto závazných předpisů musí vodní dílo Hostivař bezpečně převést povodeň s dobou opakování kulminačního průtoku 10 000 let.

Dokumentaci pro vydání rozhodnutí o umístění stavby zpracovala společnost Sweco Hydroprojekt a.s. v 11/2015. Následně bylo vydáno územní rozhodnutí. Následovala příprava dokumentace pro stavební povolení (Sweco Hydroprojekt a.s.). Připravený projekt počítá s realizací nového bezpečnostního přelivu na pravém břehu nádrže u hráze. Bezpečnostní přeliv bude řešen jako nehrazený s dlouhou přelivnou hranou podél pravého břehu nádrže o celkové délce 63 m. Voda od tohoto přelivu bude odváděna novým kaskádovým skluzem pod hráz, kde bude zaústěna do vývaru společně s odpadní štolou od stávajícího bezpečnostního přelivu.

Protože se jedná o poměrně rozsáhlý stavební zásah s mimořádnou důležitostí, probíhal v rámci projekčních prací také výzkum na fyzikálním modelu ve vodohospodářské laboratoři Fakulty stavební ČVUT v Praze (2019). Fyzikální model v měřítku 1:20 umožnil ověřit a optimalizovat hydraulickou funkci nového bezpečnostního přelivu. Řešena byla nejenom kapacita bezpečnostního přelivu, ale také bezpečné odvedení vody při povodních na přilehlém skluzu a tlumení kinetické energie ve stávajícím vývaru, do kterého je zaústěn odpad od stávajícího a nového bezpečnostního přelivu.

2. VÝCHOZÍ PODKLADY

2.1 PROJEKČNÍ PODKLADY

Základním projekčním podkladem byla dokumentace pro vydání rozhodnutí o umístění stavby (DÚR) „Posílení kapacity bezpečnostního přelivu VD Hostivař pro převedení Q10 000“ (Sweco Hydroprojekt a.s., 11/2015) a tehdy rozpracovaná dokumentace pro stavební povolení (DSP) „Stavba č. 43915 VD Hostivař - zkapacitnění bezpečnostního přelivu“ (Sweco Hydroprojekt a.s.). Situace vodního díla je zachycena v ortofotomapě na obrázku 1.

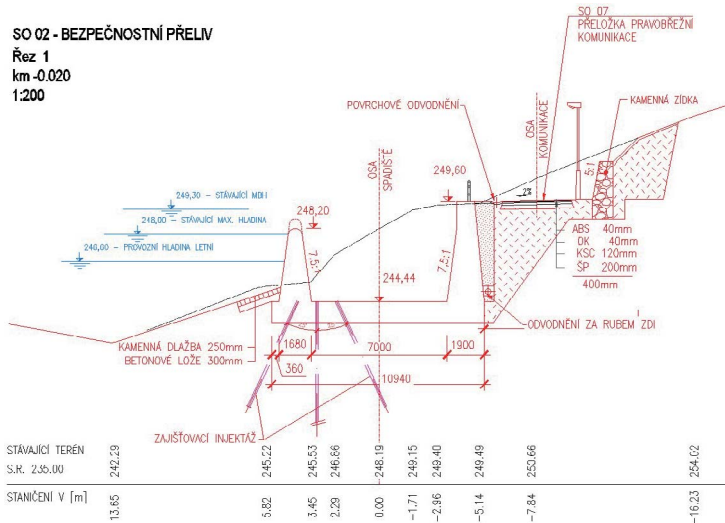


Obrázek 1: Navrhované stavební úpravy včetně nového bezpečnostního přelivu.

V rámci DSP byly zhotoviteli fyzikálního modelu poskytnuty všechny nezbytné podklady pro výstavbu modelu nového bezpečnostního přelivu včetně spadiště, kaskádového skluzu, vývaru pod skluzem a geometrie stávajícího vývaru pod vodním dílem.

Nový bezpečnostní přeliv je řešen jako boční při pravém břehu nádrže. Je opatřen přelivnou hranou se dvěma výškovými úrovněmi. Nižší úroveň je na kótě 248,20 m n. m. s délkou přelivné hrany 25 m a vyšší úroveň přelivné hrany je na kótě 248,70 m n. m. s délkou přelivné hrany 38 m. Podélný sklon spadiště je stejný jako přilehlé části skluzu a činí 4,5 %. Šířka spadiště je v horní části 4,0 m a postupně se rozšiřuje na hodnotu 7,0 m. V ose hráze je skluz přemostěn s dolní úrovní mostovky na kótě 248,80 m n. m.

Obrázek 2 znázorňuje vzorový příčný řez bezpečnostním přelivem a spadištěm. Bezpečnostní přeliv má zaoblenou přelivnou hranu s poloměrem zaoblení 1,2 m, která je obložena dlažbou z lomového kamene. Hodnota mezní bezpečné hladiny je 249,30 m n. m.



Obrázek 2: Příčný řez bezpečnostním přelivem a spadištěm.

Ve skluzu jsou z důvodu účinného tlumení kinetické energie umístěny čtyři stupně tlumící kaskády výšky 1,6 m (poslední stupeň je ve výšce 3,1 m nade dnem vývaru).

2.2 HYDROLOGICKÉ PODKLADY

Pro potřeby výzkumných prací je nezbytné využití údajů o N-letých průtocích, které popisují povodňový režim. Tato data byla převzata od ČHMÚ pobočka Praha (ze dne 25. 6. 2014).

Tok:	Botič
Profil:	hráz VD Hostivař
Plocha povodí	95,35 km ²
Hydrologické číslo povodí:	1-12-01-0200
Průměrný dlouhodobý roční průtok:	0,35 m ³ .s ⁻¹

Tabulka 1: N-leté průtoky [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]

N	1	2	5	10	20	50	100	1000
Q_N	4,8	9,5	18,0	26,0	35,0	48,9	60,3	96

Hodnota průtoku $Q_{10\,000}$ byla převzata ze studií VÚV a ČHMÚ, které se formou hydrologické analýzy zabývaly konstrukcí kontrolní povodňové vlny s dobou opakování 10 000 let dle tabulky 2.

Tabulka 2: Parametry KPV10 000 dle různých zdrojů.

Povodeň	Q_N	W_N
	[$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]	[mil. m^3]
VÚV Zima	140	18 368
VÚV Léto	175	9 810
ČHMÚ	151	13 780

Pro účely posouzení bezpečnosti přehrady Hostivař byla aplikována kulminační hodnota neredukované KPV_{10 000} s kulminací $175 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

2.3 GEODETICKÉ PODKLADY

Geodetické podklady sloužily pro výpočet dolní okrajové podmínky matematickým modelem a pro modelaci konfigurace terénu pod hrází vodního díla na fyzikálním modelu.

Pro konstrukci 1D matematického modelu pro výpočet dolní okrajové podmínky v podobě konzumní křivky koryta Botiče na konci fyzikálního modelu v ř. km 13,280 byla využita studie záplavového území vodního toku Botiče (Hydroprojekt a.s., 03/2006). Pro účely výpočtu byly využity zejména příčné řezy korytem Botiče od segmentového jezu Marcela v ř. km 10,424 po profil pod hrází VD Hostivař v ř. km 13,383, celkem tedy téměř 3 km toku.

Pro modelaci terénu pod VD Hostivař bylo využito geodetické zaměření v rámci koordinačního situačního výkresu (Sweco Hydroprojekt a.s., 11/2015).

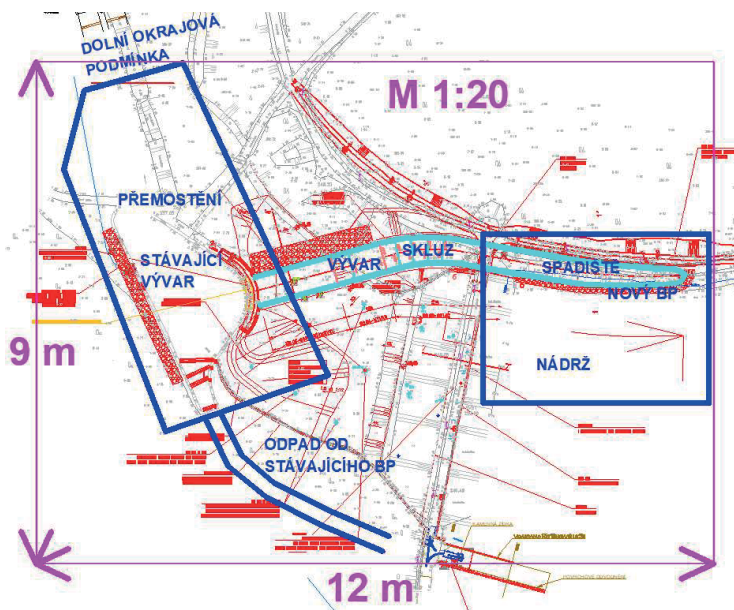
3. HYDRAULICKÝ MODEL

Hydraulický model nového bezpečnostního přelivu VD Hostivař v měřítku geometrické podobnosti 1:20 byl umístěn ve Vodohospodářském experimentálním centru Fakulty stavební ČVUT v Praze. Jedná se o objektový model, který má za úkol ověřit kapacitu přelivu, spadiště a skluzu včetně tlumení kinetické energie ve vývaru. Z uvedeného důvodu model obsahuje všechny podstatné objekty, kterými jsou:

- nový boční bezpečnostní přeliv (nehrazený, s dvěma výškovými úrovněmi přelivné hrany) včetně spadiště a přemostění koruny hráze,
- skluz od bezpečnostního přelivu s kaskádou tlumících stupňů,
- nový vývar od bočního přelivu s odpadním korytem do stávajícího vývaru,
- stávající vývar včetně zaústění odpadní štolý od stávajícího bezpečnostního přelivu a spodních výpustí (s možností nastavování různých průtoků),
- přemostění na odpadu ze stávajícího vývaru a nastavitelnou dolní okrajovou podmínku v korytě Botiče za přemostěním,
- příslušná část nádrže před novým bezpečnostním přelivem pro vytvoření reprezentativních podmínek proudění před přelivnou hranou.

Celkový rozsah hydraulického modelu je znázorněn na obrázku 3. Pohled na dokončený fyzikální model je na obrázku 4. Pro konstrukci hydraulického modelu bylo zvoleno geometrické měřítko 1:20, které platí jednotně pro délku, šířku a hloubku $M_l = M_B = M_h = 20$.

Měřítko modelu bylo určeno na základě mezních podmínek modelové podobnosti, možnosti laboratoře, konstrukčních možností a podmínek reprezentativního výzkumu. Výzkum byl realizován za předpokladu platnosti Froudova zákona mechanické podobnosti.



Obrázek 3: Situace modelu s vyznačením simulovaných objektů.



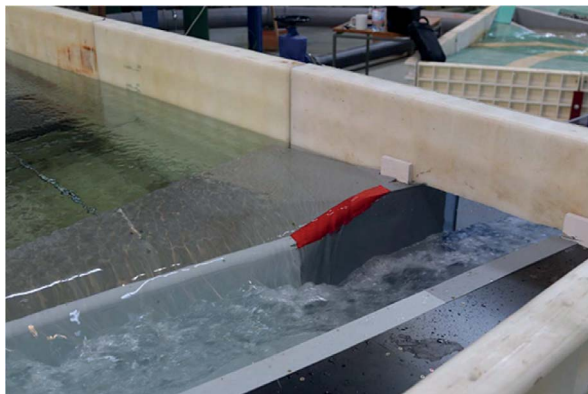
Obrázek 4: Celkový pohled na fyzikální model.

4. VÝSLEDKY VÝZKUMU

4.1 KAPACITA BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

Vzhledem ke skutečnosti, že vodní dílo Hostivař je zařazeno do II. kategorie dle TBD a s ohledem na reálné ohrožení lidských životů pod hrází, je třeba zajistit bezpečnost vodního díla pro průchod kontrolní povodňové vlny s dobou opakování kulminace $N = 10\,000$ let v souladu s požadavkem vyhlášky 590/2002 Sb.

Na základě fyzikálního výzkumu Výzkumného ústavu vodohospodářského T. G. M. (Haindl, Lískovec, 1964) vyplývá, že kapacita stávajícího bezpečnostního přelivu je limitována tlakovou odpadní štolou a při úrovni stávající mezní bezpečné hladiny (MBH) v nádrži na kótě 249,30 m n. m. činí $78\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. Z toho důvodu je nezbytné, aby kapacita nového bezpečnostního přelivu byla při hladině MBH = 249,30 m n. m. alespoň $97\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. V součtu pak bude možné převést při hladině na úrovni MBH průtok $175\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$, tedy průtok $Q_{10\,000}$. Z hlediska bezpečnosti je uvažován kulminační průtok neredukované KPV_{10 000}, a to zejména s ohledem na omezené retenční schopnosti nádrže. V rámci výsledků měření na fyzikálním modelu bylo zjištěno, že kapacita nového bezpečnostního přelivu je nedostatečná a při navrženém řešení bylo možné převést průtok $Q_{10\,000}$ při hladině na úrovni 249,35 m n. m., tedy o pět cm vyšší než odpovídá úrovni MBH. Z uvedeného důvodu bylo upraveno konstrukční řešení pilíře na konci bezpečnostního přelivu u hráze vodního díla. Původní svislý pilíř byl nahrazen šikmým pilířem se sklonem rovnoběžným s návodním lícem hráze (1:2,5) a výškovou úrovní 0,5 m nad terénem návodního líce. Navržená úprava pilíře je vyznačena na obrázku 5. Toto opatření umožnilo zajistit požadovanou kapacitu bezpečnostního přelivu.

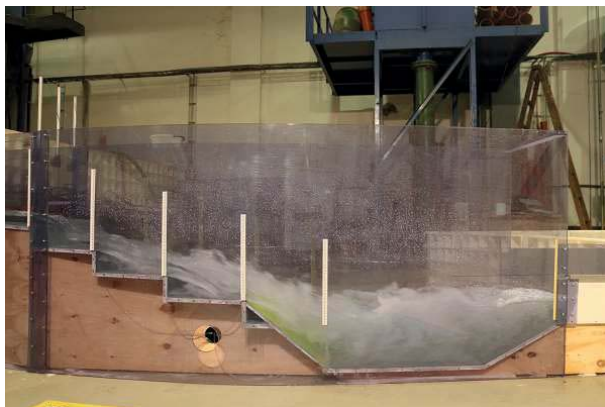


Obrázek 5: Detail nového bezpečnostního přelivu poblíž přemostění při převádění KPV přes vodní dílo.

4.2 KAPACITA SKLUZU A VÝVARU

Z důvodu objektivního posouzení úloh kapacity skluzu od nového bezpečnostního přelivu a také pro navazující úlohy ověření účinnosti tlumení kinetické energie byly navrženy manipulace při převádění povodňových průtoků. Současný systém manipulací včetně současné maximální hladiny (248,00 m n. m.) musí být upraven s ohledem na parametry nového bočního nehrazeného přelivu. Navržený systém manipulací je ve shodě s normou ČSN 75 2340 (Navrhování přehrad – Hlavní parametry a vybavení). Podle této normy odpovídá kóta návrhové hladiny v nádrži $H_{\max}$ maximální hladině retenčního prostoru, která je stanovena pro

návrhovou povodeň. Velikost návrhové povodně se určí s ohledem na zařazení vodního díla do kategorie dle TBD. V případě VD Hostivař, které je zařazeno do II. kategorie dle TBD odpovídá kulminace návrhové povodně průtoku Q_{1000} . Při tomto průtoku je zajištěna nová hladina $H_{\max} = 248,85$ m n. m. Současně při převádění KPV_{10 000} není překročena mezní bezpečná hladina MBH na úrovni 249,30 m n. m. Na základě formulovaného systému manipulací byly následně ověřovány průběhy hladiny ve skluzu a také účinnost tlumení kinetické energie. V rámci výzkumu byly ověřeny postupně 4 varianty tlumení kinetické energie ve skluzu a vývaru. Nejlépe se osvědčila varianta, která navrhuje úpravu posledního stupně kaskády se skloněným dnem a neobsahuje žádné rozražeče. Tato varianta umožňuje využít celou hloubku vývaru pro tlumení kinetické energie, jak znázorňuje obrázek 6, kde je ukázka pro průtok Q_{20} .



Obrázek 6: Konec kaskádového skluzu a vývar při převádění Q_{20} .

5. ZÁVĚR

Cílem fyzikálního hydraulického výzkumu bezpečnostního přelivu VD Hostivař řešeného v rámci projektové přípravy akce „Stavba č. 43915 VD Hostivař - zkapacitnění bezpečnostního přelivu“ bylo ověřit kapacitu nového bezpečnostního přelivu včetně spadiště a skluzu a posoudit tlumení kinetické energie. Výzkum dospěl k těmto základním závěrům:

1. V rámci výzkumu kapacity nového bezpečnostního přelivu byla navržena a ověřena konstrukční úprava pilíře bezpečnostního přelivu u hráze VD za účelem zajištění dostatečné kapacity a byla odvozena měrná křivka pro celé spektrum průtokových situací.
2. Byl navržen systém manipulací s uzávěry stávajícího bezpečnostního přelivu a řízení VD při převádění různých povodňových událostí. Pro tyto manipulace byla následně hodnocena kapacita skluzu od nového bezpečnostního přelivu a tlumení kinetické energie na skluzu a ve vývaru. Ověřování kapacity skluzu a vývaru přineslo zjištění, že kapacita koryta je dostatečná a výška levé a pravé zdi skluzu a vývaru poskytuje dostatečnou rezervu.
3. Z pohledu tlumení kinetické energie ve skluzu je jednoznačně výhodné řešení navržené projektantem v podobě kaskádového skluzu se čtyřmi stupni. Toto řešení zajišťuje výrazně lepší tlumení kinetické energie než v případě šikmého skluzu bez tlumící kaskády.
4. Tlumení kinetické energie ve stávajícím vývaru bylo sledováno při všech navržených provozních manipulacích. Proudové poměry lze do povodňových událostí cca PV₁₀₀ hodnotit jako bezproblémové s turbulentními projevy odpovídajícími dané průtokové situaci. Při převádění povodní PV1000 a PV10 000 již je míra turbulencí a zatížení vývaru adekvátně vyšší. Maximální hodnoty rychlosti ve stávajícím vývaru dosahovaly hodnot

z intervalu 5 až 6 m.s⁻¹ a směr vektorů rychlostí odpovídá dobře způsobu převádění průtoků novým a stávajícím bezpečnostním přelivem.

5. Podstatnou výhodou nového bezpečnostního přelivu je, že je oproti současnému přelivu nehrazený a bude při povodních fungovat bezobslužně. To v podstatě eliminuje riziko chybné nebo opožděné manipulace. V případě nádrží na malých povodích je existence nehrazeného přelivu právě z těchto důvodů provozně podstatně výhodnější.
6. Opatření současně zlepší retenční schopnost nádrže při menších a tedy častějších povodních. V současné době je možné udržovat neškodný odtok o velikosti 10 m³.s⁻¹ do dosažení současné maximální hladiny na úrovni 248,00 m n. m. Po realizaci akce se předpokládá překročení neškodného odtoku až při dosažení kóty 248,55 m n. m. Tím dojde ke zvýšení ovladatelného retenčního objemu nádrže o prostor mezi kótami 248,00 a 248,55 m n. m. Tento objem činí 284 tis. m³, což je srovnatelné s výstavbou zcela nového velkého poldru v povodí hostivařské nádrže.

PODĚKOVÁNÍ

V příspěvku byly využity některé výsledky projektů č. SGS22/094/OHK1/2T/11 a č. SGS21/105/OHK1/2T/11 ČVUT v Praze.

LITERATURA

- [1]FOŠUMPAUR, P., SATRAPA, L., KOPECKÁ, P.: Posouzení funkce VD Hostivař během povodně 2013. Odborný posudek. ČVUT v Praze, 09/2013.
- [2]FOŠUMPAUR, P., KAŠPAR, T., KRÁLÍK, M., ZUKAL, M.: Fyzikální hydraulický výzkum bezpečnostního přelivu VD Hostivař. ČVUT v Praze, 02/2019.
- [3]HAINDL, K., LÍSKOVEC, L.: Nádrž na Botiči u Hostivaře. Hydraulické přešetření dvou alternativních úprav vtoku do štol a vývaru pod štolou. Výzkumný ústav vodohospodářský, Praha Podbaba, 1964.
- [4]Sweco Hydroprojekt: Posílení kapacity bezpečnostního přelivu VD Hostivař pro převedení Q₁₀₀₀₀. Dokumentace pro územní rozhodnutí. Praha 11/2015.
- [5]Sweco Hydroprojekt: Stavba č. 43915 VD Hostivař - zkapacitnění bezpečnostního přelivu. Dokumentace pro stavební povolení. Praha - v přípravě.
- [6]Sweco Hydroprojekt a.s.: Stanovení záplavového území vodního toku Botiče a jeho přítoků na území hl. m. Prahy. Praha, 03/2006.
- [7]Vodní díla – TBD a.s.: Manipulační a provozní řád pro vodní dílo Hostivař. Praha, 10/2009.

doc. Dr. Ing. Pavel Fošumpaur

Ing. Tomáš Kašpar, Ph.D.

Ing. Martin Králík, Ph.D.

Ing. Milan Zukal, Ph.D.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6

fosumpaur@fsv.cvut.cz

Ing. Jaromír Jirků

Ing. Radek Veselý

Sweco Hydroprojekt a.s., Tábořská 940/31, 140 16 Praha 4

radek.vesely@sweco.cz

VODNÁ STAVBA RUŽINÁ, OPRAVA OBJEKTŮV

T. Ič & P. Gábor

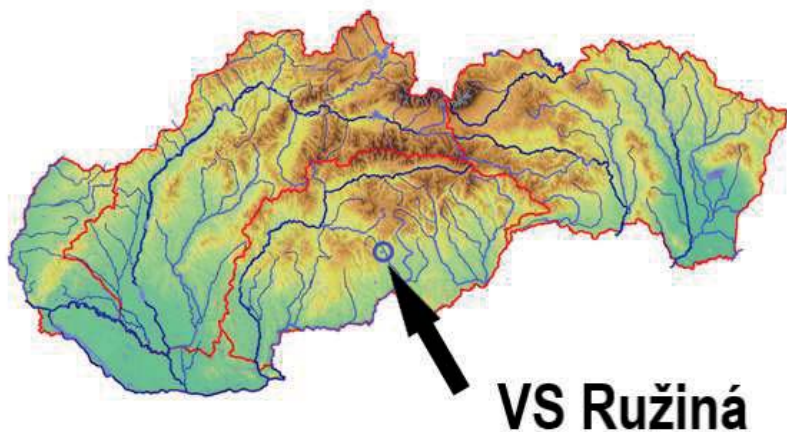
Slovenský vodohospodársky podnik, š.p., Odštepný závod Povodie Hrona Banská Bystrica, Slovenská republika

ABSTRAKT: Vodná stavba Ružiná bola do trvalej prevádzky uvedená v roku 1974. Po 45 rokoch prevádzky si zub času vybral svoju daň na technickom stave jednotlivých objektov. Na vodnej stavbe sa to prejavilo na stave betónových a kovových konštrukcií ako aj na ovládacích prvkoch. Príspevok popisuje prípravu na komplexnú opravu, ako aj priebeh samotnej opravy vodnej stavby.

1. ÚVOD

Vodná nádrž Ružiná bola vybudovaná na vodnom toku Budinský potok ako pravostrannom prítoku Krivánskeho potoka, v centrálnej časti južného Slovenska. Výstavba priehrady Ružiná prebiehala v období rokov 1969–1973. V nasledujúcom roku bola uvedená do skúšobnej prevádzky. Z hľadiska odborného technicko-bezpečnostného dohľadu sa jedná o vodnú stavbu II. kategórie. Účelom tejto vodnej stavby, s celkovým objemom viac ako 15 miliónov m³, je:

- akumulácia vody pre zabezpečenie úžitkovej vody pre priemysel a poľnohospodárstvo (závlahy),
- vyrovnávanie nerovnomerných prietokov v Budinskom a Krivánskom potoku,
- zmiernenie a sploštenie povodňovej vlny,
- využitie hydroenergetického potenciálu v malej vodnej elektrárni,
- rekreácia,
- chov rýb.



Obrázok 1: Poloha VS Ružiná.

1.1 HLAVNÉ PARAMETRE VODNEJ STAVBY A HLADINY

Dĺžka hrádze v korune	271,00 m
Kóta koruny hrádze	257,00 m n. m.
Kóta dna nádrže	235,00 m n. m.
Výška hrádze nad údolnou nivou	22,00 m

Celkový objem z toho:

- mŕtvy	1 027 m ³
- stály	577 030 m ³
- zásobný	13 920 664 m ³
- retenčný	1 051 154 m ³
- celkový	15 548 848 m ³

Min. prevádzková hladina 242,00 m n. m.

Max. prevádzková hladina 255,00 m n. m.

Max. dovolená hladina 255,60 m n. m.

1.2 HLAVNÉ OBJEKTY VODNEJ STAVBY

- hrádza s príslušenstvom
- združený funkčný objekt
- zariadenia na meranie a kontrolu hladín
- nádrž
- privádzač Mýtna - Ružiná
- malá vodná elektráreň Ružiná
- malá vodná elektráreň Mýtna



Obrázok 2: ZFO a koruna hrádzového telesa pred opravou.

1.3 VÝVOJ PROBLEMATIKY VODNEJ STAVBY

Už v čase uvedenia do trvalej prevádzky (1974) toto vodné dielo vykazovalo viacero nedostatkov spojených predovšetkým s nefunkčnosťou provizórneho hradenia dnových výpustov. Postupom času začalo dochádzať k degradácii aj ostatných strojno-technologických a betónových konštrukcií vodného diela, predovšetkým sťažené ovládanie uzáverov dnových výpustov, degradácia betónov združeného funkčného objektu, nedostatočný rozsah pozorovacích sond na meranie podzemných a priesakových vôd, poškodená elektročnosť a iné. Jedným z najzávažnejších problémov posledných rokov bolo obtekanie betónovej konštrukcie prístupovej a odpadovej chodby, pričom postupom času sa priesaky prejavovali na dilatčných spojoch jednotlivých betónových blokov, čoraz viac smerom na vzdušnú stranu hrádzového telesa. Tento problém správca vodnej stavby riešil už v predchádzajúcom období (v rokoch 2013 a 2014), avšak postupujúci trend priesakov smerom na vzdušnú stranu priehrady sa nepodarilo zastaviť.

Potreba realizácie opravy vyplynula aj z rozhodnutia Okresného úradu Lučenec, ktorým orgán štátnej vodnej správy určil vlastníčkovi vodnej stavby (Slovenskému vodohospodárskemu podniku, š. p., Radničné námestie, Banská Štiavnica) vykonať na VN Ružiná opatrenia na nápravu, a to v termíne do 31.12.2021. Na základe technicko-bezpečnostného dozoru vykonaného v rámci technicko-bezpečnostného dohľadu vodnej stavby Ružiná v septembri 2017, bolo konštatované: „Uložené opatrenia je možné považovať za tak zásadné pre bezpečnosť vodnej stavby, že stavba bude považovaná za bezpečnú len ak budú opatrenia vykonané alebo bude vypustená“.

V roku 2018 bolo na vodnej nádrži Ružiná v predstihu zrealizované doplnenie pozorovacieho systému sondami na meranie hladín podzemných vôd v hrádzovom telese a jeho podloží. Došlo k vybudovaniu nových 10 pozorovacích sond zabudovaných do hrádzového telesa, z toho 5 na monitorovanie hladín podzemných a priesakových vôd v hrádzi a 5 pozorovacích sond na monitorovanie hladín v podloží hrádze. Z pozorovania hladín podzemných a priesakových vôd z dodatočne vybudovaných sond sa nepreukázali vážnejšie preferované priesakové cesty, okrem už spomínaného obtekania betónovej prístupovej a odpadnej chodby a priesakov prejavujúcich sa na dilatčných spojoch. Tento fakt bol potvrdený aj následnými doplnkovými lokálnymi geofyzikálnymi meraniami, čo bola dôležitá skutočnosť pre návrh technického riešenia na elimináciu priesakových ciest.

Za účelom zabezpečenia opráv jednotlivých objektov, SVP, š.p. pristúpil v roku 2019 k zabezpečeniu realizačnej projektovej dokumentácie „VS Ružiná – oprava objektov“, ktorá navrhla technické riešenie opráv jednotlivých funkčných prvkov priehrady. Dokumentácia, okrem projekčného riešenia uložených opatrení, bola doplnená aj o opravu ostatných častí vodnej stavby, ktoré neboli priamo v havarijnom stave, avšak ich technický stav si už vyžadoval opravy. Je možné konštatovať, že rozsahom sa jednalo o generálnu opravu vodnej stavby.

2. REALIZÁCIA PRÁC NA HLAVNÝCH OBJEKTOCH STAVBY

Odovzdanie staveniska sa uskutočnilo v máji roku 2020, ukončenie opravy VN bolo plánované do konca roku 2021. Realizácia opravy nižšie uvedených stavebných objektov si vyžiadala úplné vypustenie nádrže, ktoré bolo ukončené v termíne 12/2020. V súvislosti s vypustením vodnej nádrže bolo potrebné zabezpečiť výlov rybej obsádky. Vodná nádrž Ružiná je v priamom užívaní Slovenského rybárskeho zväzu – Rada Žilina (SRZ). Preto celý priebeh výlovu rýb a následné nakladanie s rybami bolo plne v kompetencii užívateľa.

Problém vypustenia vodnej nádrže bol znásobený tým, že na konci vzdutia sa nachádza Prírodná rezervácia Pribrežie Ružinej s 5. stupňom ochrany. Táto rezervácia je hydrologicky naviazaná aj na výšku vodnej hladiny v nádrži, preto bolo potrebné prijať opatrenia na zadržanie

vody za účelom prežitia biotopov počas vypustenej nádrže. Správca vodnej stavby zrealizoval na prítokoch pretekajúcich touto rezerváciou sústavu prehrádzok za účelom vzdušia vody, čím bol pozitívne ovplyvnený režim podzemných vôd a zabezpečenie vlhkosti pre koreňový systém vegetácie na území prírodnej rezervácie.

2.1 TECHNICKÉ RIEŠENIE OPRAVY OBJEKTŮ VS BOLO REALIZOVANÉ V NASLEDOVNOM ROZSAHU

SO 01 Koruna hrádze

SO 02 Združený funkčný objekt

SO 03 Komunikačná a odpadná štôlna

SO 04 Strojovňa

SO 05 Výmena provizórneho hradenia

SO 06 Vývar

SO 07 Stavebná elektročnosť

2.1.1 SO 01 – Koruna hrádze

Stavebný objekt v sebe zahŕňa samostatné celky: komunikáciu na korune hrádze, účelovú komunikáciu na pravom brehu, opravu vlnolamu, brehovú opevnenie pri doškoľovacom stredisku, brehový múr na pravom brehu a zábradlie.

Oprava komunikácie na korune hrádze v dĺžke 272,95 m. Vplyvom nerovnomerného sadania telesa hrádze vznikli viaceré priečne trhliny, ktoré boli v minulosti sanované len provizórne. Ako zvláštny prvok ochrany komunikácie pre prípad budúceho sadania bola pod obrusnú vrstvu zabudovaná výstužná geomreža. V rámci opravy bola komunikácia rozšírená o časť pôvodného chodníka. Šírka vozovky je konštantná 5,0 m.

Zo vzdušnej strany je komunikácia ohraničená základovým pásom pre zábradlie, z návodnej strany vlnolamom prípadne základom pre zábradlie.

Obrusná vrstva bola vyhotovená z asfaltového betónu ACO 11-II hr. 40 mm, kde celková hrúbka súvrstvia je 250 mm. Pred realizáciou nových vrstiev komunikácie sa odstránili vrstvy existujúceho chodníka a komunikácie, odfrézoval sa asfaltobetónový kryt, vybúrali obrubníky a podkladové vrstvy, podklad sa dôsledne zhutnil. Prepojenie komunikácie sa dosiahlo preplátovaním obrusnej vrstvy na dĺžke 1,0 m. Styk sa opatril asfaltovou zálievkou.

Obdobne bola urobená výmena obrusnej vrstvy účelovej komunikácie na pravom brehu. Pri oprave vlnolamu prebehla demontáž zábradlia, vybúranie pôvodného vlnolamu, betonáž nových segmentov vlnolamu a príprava povrchu na finálnu úpravu. Nové segmenty boli vyhotovené z vodostavebného železobetónu C 30/37 XC2, XF3 na vrstve existujúceho podkladového betónu C 12/15 hr. 100 mm. Nasledovala celoplošná hydroizolácia a zjednotenie povrchovej úpravy všetkých segmentov systémom SIKa.



Obrázok 3: Koruna hrádze po oprave.

2.1.2 SO 02 – Združený funkčný objekt (ZFO)

Pod tento stavebný objekt spadá šachtový priepad so vstupnou šachtou a vonkajšie betónové povrchy strojovne dnových výpustov. Účelom riešeného objektu je bezpečné prevádzanie povodňových prietokov do odpadovej štólne a odtiaľ pod profil hrádze.

Predmetom projektu bola oprava existujúcich objektov v nevyhovujúcom technickom stave, rešpektujúca riešenie pôvodného stavu.

Oprava vnútorných betónových povrchov priepadu sa realizovala na báze sanačného systému SIKA vrátane finálnych zjednocovacích náterov. Rovnako sa urobila oprava nadzemných betónových povrchov ZFO a vonkajších stien šachty na priepad.

Oprava vnútorných stien šachty na priepad sa urobila zosekaním a otryskaním vysokotlakým vodným lúčom (500 bar), nasledovala lokálna ochrana výstuže. Reprofilácia betónovej konštrukcie prebehla na báze sanačného systému SIKA. Finálne farebné zjednotenie povrchu dvoma vrstvami paropriepustným akrylovým náterom – SIKAGROUND 675 – odtieň podľa požiadavky investora.

Ďalej tu prebehli: oprava schodiska vo vnútri šachty, oprava ochrannej búdky šachty na priepad a oprava rebríkov a zábradlí.

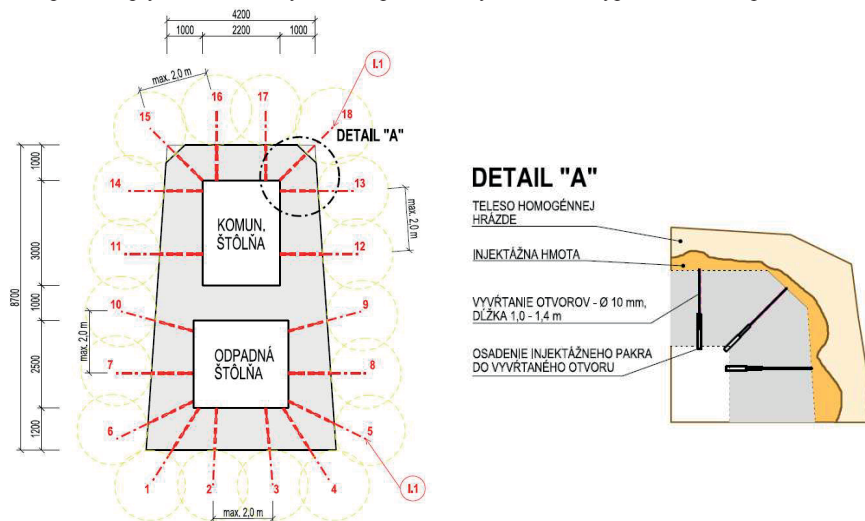


Obrázok 4: Združený funkčný objekt po oprave.

2.1.3 SO 03 – Komunikačná a odpadná štôľňa

Realizácia opravy objektu zahrňovala práce na sanácii priesakov, ktoré sa objavovali v komunikačnej štôľni v miestach dilatácii. Na lokalizáciu prívodných/priesakových ciest vody do dilatačných škár bol vyhotovený geofyzikálny prieskum, ktorý bol podkladom pre určenie sanačných opatrení na SO 03. Bola zvolená možnosť nepriamej detekcie prívodných/priesakových ciest vody do dilatačných škár na vzdušnej strane hrádze. Tá spočívala v zistení stavu telesa hrádze v okolí štôľne. Úloha bola riešená geoelektrickými metódami ERT (elektrická odporová/rezistívna tomografia) a DEMP (dipólové elektromagnetické profilovanie). Na základe vyhodnotenia geofyzikálneho prieskumu sa zistilo, že v telese hrádze neboli zaznamenané žiadne anomálie v nameraných hodnotách merného odporu, ktoré by mohli byť interpretované ako priesaky a ani iné anomálie, ktoré by mohli indikovať prívodné/priesakové cesty vody do dilatačných škár na vzdušnej strane hrádze. Na základe uvedeného zistenia sa dospelo k záveru, že priesaková voda zaznamenaná v dilatačných škárach prúdi na rozhraní železobetónovej štôľne a ílovito-piesčitého telesa hrádze.

Sanácia bola vyhotovená pomocou injektáží, ktoré vytvorili bariéry, prepojujúce dve nepriepustné časti telesa hrádze a to železobetónovú konštrukciu štôľne s hlinitoílovým homogénnym telesom. Vzhľadom na výsledky geofyzikálneho prieskumu, bolo zastavenie presakovania vody do priestoru štôľne realizované zhotovením vejárovitých clôn. Clona, ktorá previazala nepriepustný materiál t.j. železobetónovú konštrukciu štôľne s nepriepustnou vrstvou homogénnej hrádze vyhotovenej z hlinitoílového materiálu zabráňuje prúdeniu vody v medzerách medzi týmito dvomi vrstvami a eliminuje sa riziko vyplavovania jemných častí z homogénneho telesa hrádze. Pre realizáciu injektážnych prác boli vybrané injektážne zmesi MasRoc MP367 a MasRoc MP355. Zmes zohľadňuje miestne geologické a stavebné podmienky. Technologický postup realizácie injektáže bol realizovaný tak, aby dostatočne zabezpečil rozptyl materiálu a vytvorenie požadovaných bariér a výplne okolitého prostredia.



Obrázok 5: Priechy rez štôľňami s naznačenými injektážnymi clonami.

2.1.4 SO 04 – Strojovňa

V rámci opravy objektov VS Ružiná došlo aj k oprave celého armatúrneho a strojného vybavenia strojovne. V minulosti boli armatúry a potrubia v zlom stave podliehajúce korózii na povrchu vplyvom vlhkosti prostredia. Z toho dôvodu boli vymenené všetky armatúry ako uzávery, klapky, kužeľové uzávery. Všetky obnovované potrubia boli mechanicky očistené od hrdze a následne bola na celom ich povrchu zrealizovaná obnova náterov. V rámci tohto objektu boli ďalej nainštalované nové zábradlia, schodiská, rebriky a plošiny z kompozitného materiálu, ktoré sú kotvené cez chemické kotvy do betónových povrchov.



Obrázok 6: Objekt strojovne po oprave.

2.1.5 SO 05 – Výmena provizórneho hradenia

Stavebný objekt SO 05 rieši obnovu provizórneho hradenia, hrabíc a hrablicového krytu nachádzajúce sa pred vtokovými kusmi na vypúšťacom potrubí. Provizórne hradenie slúži v prípade potreby na uzavretie vtokových kusov v čase poruchy, havárie alebo výmeny časti vypúšťacieho potrubia nachádzajúceho sa v strojovni ZFO. Takéto hradenie je nainštalované na oboch vtokových kusoch. Pred hradením sa nachádzajú hrablice zamedzujúce vťahnutie väčších predmetov do vypúšťacích potrubí.

Priamo nad hradiacimi tabuľami provizórneho hradenia sa nachádza montážny otvor, ktorý je prekrytý hrablicovým krytom. Tieto zariadenia boli nefunkčné alebo v zlom technickom stave, preto bola potrebná jeho výmena. Pred začatím prác na výmene provizórneho hradenia a hrabíc bolo potrebné odťažiť časť dnových nánosov nachádzajúcich sa v tomto priestore aby mohli byť bezproblémovo osadené navrhované konštrukcie. Hradenie vtokového otvoru je zabezpečené pomocou oceľovej hradiacej tabule, ktorá sa pohybuje pomocou sústavy kladiek a navijaku. Obnova tohto zariadenia spočívala v celkovej výmere všetkých častí provizórneho hradenia (stavidlová tabuľa, zdvihacie zariadenie, navijak s lanom, kryt, reťaz a hrablice) okrem častí, ktoré sú pevne ukotvené do železobetónovej konštrukcie. Všetky novo inštalované časti, ktoré pôvodne boli oceľové boli nahradené nerezovými.



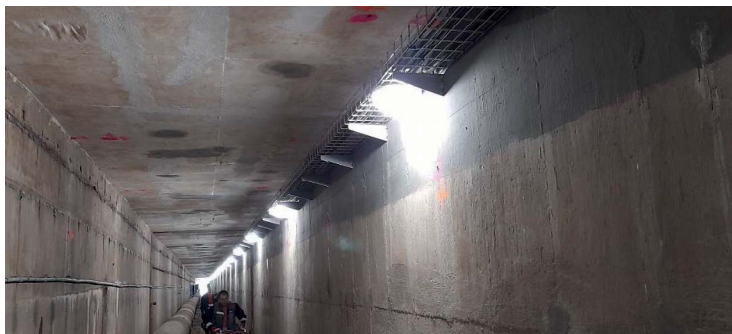
Obrázok 7: Nové tabule provízorého hradenia.

2.1.6 SO 06 – Vývar

Účelom vývaru je zabezpečiť tlmenie kinetickej energie vody vypúšťanej z nádrže. Oprava vývaru, prebehla v rozsahu: demontáž zábradlia, zosekanie nadmurovky na korune vývaru, odstránenie poškodeného betónu vo vývare, celoplošným otryskaním vysokotlakým vodným lúčom (min. 500 bar) a nadbetónovaním koruny vývaru. Na opravu bol použitý vodostavebný železobetón C 30/37 XC2, XF3 a s hrúbkou cca 100 mm. Finálna hydroizolácia a zjednotenie povrchovej úpravy koruny, zvislých a šikmých plôch vývaru pružnou cementovou 1K izoláciou SIKALASTIC 1K 8. Na záver osadenie nového zábradlia. Do opráv v rámci tohto stavebného objektu bola zahrnutá aj oprava vstupného portálu do komunikačnej štôlne. Reprofilácia existujúcej betónovej konštrukcie a ochrana viditeľnej časti podhľadu betónových prefabrikátov prekrytia portálu sa vykonala na báze sanačného systému SIKA. Na objekte vývaru bolo pôvodné zábradlie vymenené za nové z kompozitu s UV ochranou.

2.1.7 SO 07 – Stavebná elektročasť

Stavebná elektročasť rieši výmenu stavebných elektrorozvodov, nové káblové trasy v ZFO, istené vývody pre napájanie uzáverov, klapiek a provízorého hradenia, napájanie vonkajšieho osvetlenia, napájanie k elektrickým bránam na hrádzi a pripojenie ZFO z náhradného zdroja ASVaV.



Obrázok 8: Nové elektrorozvody s osvetlením v komunikačnej štôlni.

3. ZÁVER

Náklady na opravy v zmysle zmluvy o diele predstavujú sumu 2,608 milióna eur bez DPH. Predmetom projektu bola oprava existujúcich objektov v nevyhovujúcom technickom stave, ktorá v podstatnej miere rešpektovala a zohľadňovala architektonické, výtvarné a funkčné riešenie pôvodného stavu. V prípade, že by na nádrži neprebehli opravné práce, hrozilo, že vodná stavba by nebola funkčná a prevádzkyschopná. Realizáciou stavebných prác nedošlo k negatívnym zmenám v okolitom prostredí, skôr naopak – zvýšila sa celková estetická hodnota a atraktivita riešenej stavby i územia. Dosiahnutie maximálnej prevádzkovej hladiny bude závisieť od hydrologických podmienok avšak dĺžka plnenia sa v prípade štandardných hydrologických podmienok odhaduje približne do dvoch rokov.

LITERATÚRA

- [1] HARAGA, R; Dokumentácia skutočného realizovania stavby (SO 03, SO 04, SO 05) - Technická správa; Banská Bystrica, 2021.
- [2] MOTYKA, T; Dokumentácia skutočného realizovania stavby (SO 01, SO 02, SO 06) - Technická správa; Banská Bystrica, 2021.
- [3] PREVÁDZKOVÝ PORIADOK pre vodnú stavbu Ružiná na vodnom toku Budinský potok, v r.km 1,773.

Ing. Tomáš Ič

*Slovenský vodohospodársky podnik, š.p., Odštepný závod Povodie Hrona Banská Bystrica
tomas.ic@svp.sk*

Ing. Pavol Gábor

Slovenský vodohospodársky podnik, š.p., Odštepný závod Povodie Hrona Banská Bystrica

VD JINCE – SANACE PRŮSAKŮ TĚLESEM HRÁZE A ODBAHNĚNÍ NÁDRŽE

D. Göttler

Povodí Vltavy, státní podnik, Česká republika

1. ÚVOD

Cílem článku je seznámit s problematikou přípravy a průběhem vlastní realizace výše uvedené stavby. Realizace stavebního záměru probíhala v období březen - prosinec 2019. V současné době je již stavba zkolaudovaná a předána do užívání provozovateli.

Investorem akce byl státní podnik Povodí Vltavy, projektovou činnost, včetně výkonu autorského dozoru při realizaci stavby zajišťovala firma VODNÍ DÍLA – TBD a.s. Na inženýrské činnosti ve fázi povolování stavby se podílela společnost VRV a.s., biologické posudky byly zadány firmě Geo Vision s.r.o. Na základě zadávacího řízení pro veřejnou zakázku byl vybrán a následně zasmělněn zhotovitel „BAGGER, k.s.“. Celkové stavební náklady činily 2,99 mil. Kč. Stavba byla financována z vlastních prostředků státního podniku Povodí Vltavy.

2. CHARAKTERISTIKA LOKALITY

Vodní dílo Jince, nazývané též nádrž Velcí, se nachází v Chráněné krajinné oblasti Brdy, ve Středočeském kraji v okrese Příbram, v katastrálním území Jince v Brdech. CHKO Brdy byla zřízena k 1. lednu 2016 na území zrušeného vojenského újezdu Brdy a několika stávajících brdských přírodních parků.

Průtočná nádrž Velcí je umístěna na Ohrazenickém (Pstruhovém) potoce. Jejím hlavním účelem je akumulace, zajištění minimálního průtoku v profilu jímacího objektu úpravní vody městyse Jince, manipulace ke zlepšení hygienických podmínek a kvality vody v toku a částečné snížení povodňových průtoků. Nádrž je dále využívána vojenským útvarem Jince jako zdroj požární vody – plnicí místo. Vodní dílo Jince je z hlediska technicko - bezpečnostního dohledu zařazeno do IV. kategorie.



Obrázek 1: VD Jince před realizací záměru.

3. HISTORIE VODNÍHO DÍLA

VD Jince bylo naprojektováno Vojenským projektovým ústavem Praha a vybudováno armádou na počátku 80. let minulého století. Dílo bylo součástí akce „Dostavba kasáren Jince“ jako samostatný objekt „akumulační nádrž“ s účelem zadržení vody pro vylepšení průtoku vody v potoce v době přísušku v návaznosti na jímání vody pro Jince.

Vodní dílo bylo bezplatně převedeno do majetku státního podniku Povodí Vltavy od vojenské ubytovací a stavební správy v roce 1988.

V roce 1992 prošla nádrž opravou, jejíž cílem bylo zamezit průsakům a následným škodám na tělese hráze. Byla provedena injektáž jílovo-cementovou směsí na návodní straně hráze kolem přelivného objektu a dále obnova patní drenáže na pravé straně vzdušního líce.

4. NOVÝ ZÁMĚR

Aktuální stavební záměr se připravoval od roku 2018 a jeho předmětem byla především rekonstrukce návodního fóliového těsnění hráze v oblasti sruženého objektu. Technický stav těsnění byl v této části nevyhovující, zvyšovaly se průsaky monitorované na patních drénech. Součástí akce byla dále oprava přelivné hrany sruženého objektu, nová přístupová lávka a železobetonový strop armaturní šachty včetně výměny ovládacích prvků u stávajících uzávěrů a úprava přístupu do armaturní šachty pro zvýšení bezpečnosti při provozování díla.

V rámci stavby bylo také provedeno odbahnění nádrže a sedimentační jímky na přítoku s cílem navýšení retenční schopnosti nádrže. Účelem stavebního záměru bylo zvýšení bezpečnosti vodního díla, zlepšení technického stavu a podmínek hospodaření na VD.

5. PŘÍPRAVA A SPECIFIKA STAVBY

V rámci přípravy a možného zahájení stavby bylo nutné, aby investor zajistil vypuštění nádrže. Samotné vypuštění nádrže probíhalo dle podmínek příslušných rozhodnutí AOPK ČR, jakožto orgánu ochrany přírody (území, kde se stavba nachází je dotčeno ochranou III. zóny CHKO Brdy).

V souladu s podmínkami AOPK ČR byla nádrž pozvolně vypouštěna v období listopad 2018 až únor 2019 při současném provádění biologického dohledu a průzkumu odborně způsobilou osobou, zaměřeného na mihuli potoční, případně další zvláště chráněné a ohrožené druhy živočichů, včetně provedení záchranného přenosu živočichů z prostoru stavby.

Jak je uvedeno v úvodu článku, i po zrušení vojenského újezdu je část této oblasti nadále užívána armádou a veřejnosti nepřístupná. V případě lokality, kde je umístěna nádrž Velcí, se jedná o posádkové cvičiště Jince, včetně dopadové plochy Brda. Z tohoto důvodu byla realizace stavby „VD Jince – sanace průsaků tělesem hráze a odbahnění nádrže“ do značné míry omezena limitujícími přístupy na staveniště dle využívání vojenského prostoru. Při plánovaném výcviku, včetně ostrých střelb na přilehlých střelnicích, jsou z bezpečnostních důvodů uzavírány příjezdové komunikace do prostoru, a tedy i k nádrži Velcí.

Tato specifika byla známá na základě vyjádření vojenského útvaru Jince již v průběhu přípravy stavby a zadávacího řízení. Nicméně při realizaci díla musel zhotovitel důkladně plánovat postupy prací v návaznosti na podrobný plán střelb aktuálně vydávaný na příslušný měsíc. Práce bez omezení připadaly tedy v úvahu cca 1 týden v měsíci, pouze v srpnu to byly téměř týdny dva. Právě do tohoto srpnového období byly soustředěny práce na kompletní realizaci sanace návodní těsnění fólie tak, aby nezůstaly práce na návodním líci rozpracovány a hráz dočasně bez zatěsnění.

Dalším kritériem pro investora stavby byla podmínka městyse Jince, jakožto provozovatele vodovodní sítě, zajistit po celou dobu stavby pod vodním dílem dostatečný minimální průtok pro potřeby úpravny vody a zásobování spotřebiště pitnou vodou. Bez možnosti akumulace

vody v nádrži bylo splnění této podmínky poměrně závažnou komplikací. Během výstavby proto byly se zástupci městyse monitorovány průtoky a jejich vývoj v závislosti na počasí. Naštěstí, díky třem vyrovnávacím vodojemům na vodovodní síti, bylo překlenuto i kritické červnové období a nakonec tak nebylo nutné přistoupit k zajištění náhradního zásobování nebo jiného vodního zdroje pro městyse Jince.



Obrázek 2: Vypuštěná nádrž, dokončení biologického průzkumu.

6. STAVEBNĚ – KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Stavba byla rozdělena na sedm stavebních objektů.

6.1 SO 01 – BOURACÍ PRÁCE

V rámci tohoto objektu bylo řešeno odbourání betonových konstrukcí – vrchlík přelivné hrany bezpečnostního přelivu na výšku 0,75 m, stropní deska armaturní šachty, ochranná návodní betonová vrstva v rozsahu nového těsnění a dále odstranění a demontáž stávajících ocelových prvků – zábradlí, poklop, lávka, táhla pro ovládání uzávěrů a nefunkční vodočetná lať.

6.2 SO 02 - SANACE NÁVODNÍHO TĚSNĚNÍ

Hráz vodního díla Jince je provedena jako zemní sypaná s návodním foliovým těsněním typu NETEX. V rámci průzkumných prací bylo provedeno ověření stavu a typu folie. Návodní opevnění hráze je provedeno pomocí stříkaného betonu v průměrné tloušťce 0,15 m a mimo jiné slouží jako ochrana foliového těsnění před mechanickým poškozením. V roce 2015 byly v patním drénu u vyústění odpadní chodby pozorovány zvýšené průsaky v rozmezí 10 až 12 l/s. Jako nejpravděpodobnější příčina tohoto nepříznivého jevu byla určena netěsnost folie na styku s přelivným objektem spolu se ztrátou účinnosti historické injektáže z roku 1992 a bylo doporučeno provést opravu návodního foliového těsnicího prvku.

V rámci SO 01 byla odstraněna ochranná betonová vrstva v navrženém rozsahu pro sanaci těsnění – 4,5 m a 5,0 m od boků přelivné stěny sdruženého objektu (tj. 2,0 m za pozici původních injektážních vrtů na návodní straně hráze).

Na upravený návodní svah byla položena geotextilie a na ní nová těsnicí fólie HDPE tl. 3 mm. Napojení na stávající fólii bylo provedeno na základě zkušebních vzorků, a to lepením s přesahem cca 1,0 m. Tento spoj byl dále opatřen samolepícím pásem. Nová fólie byla zavázána

(prohloubený zámek) u koruny hráze a ve dně nádrže cca 8 m před armaturní šachtou. Na nové fóliové těsnění byla opět položena geotextilie a dále provedena ochranná betonová vrstva.

Původní drenážní trubky pod úrovní fólie, které dle historických podkladů měly být součástí plošného drénu a umístěny po vrstevnici, nebyly při stavbě nalezeny. Tyto drény měly být v rozsahu nového těsnění obnoveny. Byly však odkryty pouze samotné prostupy skrz přelivnou stěnu do spadiště. Nové drenážní trubky byly tedy uloženy podél sdruženého objektu a zaustěny do nejnižšího prostupu.

Napojení fólie na svislé betonové konstrukce sdruženého objektu bylo řešeno speciálními hřebíky s velkoplošnou podložkou, těsnící efekt byl zajištěn pomocí překryvného pásu prosyceného epoxidovou pryskyřicí v rámci systémového programu fóliového těsnění.



Obrázek 3: Sanace návodního těsnění – instalace fólie HDPE tl. 3 mm.

6.3 SO 03 – BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV

Bezpečnostní přeliv VD Jince je betonový, kašnového typu. Je součástí sdruženého objektu spolu s armaturní šachtou. Hrana přelivu je na kótě 547,50 m n. m., tj. 7,21 m nade dnem spadiště. Délka přelivné hrany je 33,4 m. V přelivu je hrazený otvor o šířce 1,0 m a výšce 1,0 m, zahrazený vodorovnými dřevěnými hradídky. Koruna přelivné hrany byla nevyrovnaná se známkami značné degradace betonového povrchu.

Předmětem tohoto stavebního objektu bylo vybetonování nové přelivné hrany bezpečnostního přelivu – monolitický železobeton (beton C30/37 XF3). Tvar přelivné hrany je shodný s původní a výšková úroveň přelivné hrany byla vyrovnána na úrovni 547,50 m n. m. Výšková úroveň manipulačního okna je v horní části shodná s přelivnou hranou, v dolní části je na původní úrovni 546,50 m n. m. Jako kotevní výztuž byla zachována část původní svislé výztuže stěn. Horizontální spára mezi původním a novým betonem byla zatěsněna bobtnavým páskem. Manipulační otvor a hradítka byly v rámci bezpečnostního přelivu osazeny nové, včetně vodících lišt z ocelového U profilu s protikorozi ochranou. Po vybetonování přelivné hrany bezpečnostního přelivu byly na koruně hráze nainstalovány nové kontrolní geodetické body – nivelační značky hřebové typ III.



Obrázek 4: Betonáž přelivné hrany na sdruženém objektu.

6.4 SO 04 – ARMATURNÍ ŠACHTA

Armaturní šachta je součástí sdruženého objektu a je předložena před bezpečnostní přeliv. Armaturní šachtou jsou tážově vedena dvě výpustná potrubí - horní DN 200 a spodní DN 400. Na každém potrubí je osazeno šoupě, spodní odpadní potrubí je navíc opatřeno uzávěrem na návodní straně s možností ovládání nad stropem armaturní šachty.

Byla vybetonována nová železobetonová stropní deska s osazením nového rámu a uzamykatelného poklopu. Na stropní desku bylo instalováno nové pozinkované zábradlí výšky 1,1 m. Stejný typ zábradlí byl navíc osazen i na stěny vývěřiště u paty vzdušného svahu hráze. Uvnitř armaturní šachty byl osazený nový ochranný koš, který zajišťuje bezpečný přístup na novou podestu a dno šachty. V průběhu stavby bylo dále rozhodnuto o nahrazení stávajících stupadel na sestupu do šachty novým nerezovým žebříkem.

Nová podesta z pororoštů je umístěna nad potrubím vedlejší spodní výpusti. V rámci SO 04 byla vyměněna ovládání všech stávajících uzávěrů – ovládací tyče a ruční kola. Šoupata na výpustných potrubích jsou nově ovládána z výše uvedené podesty, namísto ze stropu šachty jako před rekonstrukcí.

Na pravé zdi armaturní šachty byla osazena nová vodočetná lať. Sklolaminátová lať je k armaturní šachtě přikotvena přes dubovou fošnu do ochranného ocelového U profilu. Nad rámec projektu byly osazeny nové nerezové česle před nátokem do spodní výpusti jako náhrada za původní, jejichž nevyhovující stav byl zjištěn po vypuštění nádrže.

6.5 SO 05 – LÁVKA

Pro přístup z koruny hráze k armaturní šachtě byla dodána a osazena nová ocelová lávka žárově zinkovaná, včetně zábradlí výšky 1,1 m. Celková délka lávky je 14,7 m, nosnou část lávky tvoří nosníky HEB 240. Pochozí prvek je řešen z ocelových pororoštů tl. 30 mm, šířky 800 mm. Původní lávka byla z důvodu nevyhovujících bezpečnostních požadavků odstraněna v rámci SO 01.

6.6 SO 06 – ODBAHNĚNÍ NÁDRŽE

Odbahněním nádrže se zvýšil její zásobní prostor a průměrná hloubka v nádrži na 3,1 m. Na základě geodetického zaměření dna nádrže po odbahnění bylo celkem odtěženo a vyvezeno na příslušnou skládku 1350 m³ sedimentu. Běžné průtoky byly během stavby převáděny stávajícím potrubím – obtok DN 400, které vede z usazovací jímky při pravém břehu nádrže a vyústí uje do spadiště sdruženého objektu.

6.7 SO 07 – SEDIMENTAČNÍ NÁDRŽ

V první fázi stavby bylo provedeno odbahnění sedimentační jímky na přítoku do nádrže. Celkem bylo odstraněno 44 m³ sedimentu a zásobní objem tohoto objektu se zvýšil na 85 m³.



Obrázek 5: Dokončená stavba – napouštění nádrže.

7. ZÁVĚR

Realizací stavebního záměru došlo ke snížení průsaků tělesem hráze a celkovému zvýšení bezpečnostních a provozně-technických parametrů tohoto vodního díla Jince.

David Göttler

Povodí Vltavy, státní podnik (závod Berounka)

david.gottler@pvl.cz

VD HNĚVKOVICE – ZABEZPEČENÍ VD PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD

O. Hrazdira

Povodí Vltavy, státní podnik, sekce technická, Praha, Česká republika

O. Neumayer

Aquatis, a.s., divize - hydrotechnika a hydroenergetika II., Brno, Česká republika

ABSTRAKT: Aktuálního stav realizace zabezpečení vodního díla (dále jen VD) Hněvkovice před povodněmi ve smyslu normy ČSN 75 2935 – Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodni. Kontrolní povodňová vlna $Q_{10000} = 2\,600\text{ m}^3/\text{s}$ a WPV 10000 = 566 mil. m^3 , mezní bezpečná hladina s úrovní 2,17 m pod maximální kontrolní hladinou. Ohrožení stability zvýšeným zatížením od horní vody a zvětšením vztlaku na základové spáře vniknutím vody do tělesa hráze při přelítí její hydrotechnické koruny. Principem zabezpečení je zvětšení kapacity dvou polí bezpečnostního přelivu úprava plavební komory pro možnost převádění části povodňových průtoků. Práce prováděny za provozu VD.

1. ÚVOD

VD Hněvkovice leží na řece Vltavě s hrází v ř. km 210,390 v Jihočeském kraji, poblíž obce Hněvkovice a města Týn nad Vltavou.)

O výstavbě stupně Hněvkovice na Vltavské kaskádě, se uvažovalo už v období po první světové válce. Vodní dílo mělo být tehdy zřízeno hlavně pro potřeby plavby. Hladina v nádrži byla uvažována na kótě 372,00 m n. m. V druhé polovině 20 století, se vzhledem k uvažovanému výhledovému snižování zásob fosilních paliv, začal zpracovávat záměr výstavby „Jaderné elektrárny jižní Čechy“. Dodávka technologické vody pro tuto jadernou elektrárnu měla být zabezpečena z nově vybudované vodní nádrže na Vltavě. Původně uvažované umístění JE nedaleko obce Malovice bylo pro nevyhovující geologické poměry nahrazeno volbou náhradní lokality poblíž obce Temelín. Zabezpečení odběru technologické vody pro JE bylo v první fázi uvažováno v několika možných variantách. Z těch byla nakonec vybrána varianta odběru z nádrže Hněvkovice. Koncepce uvažovala s výstavbou dvou nových nádrží VD Hněvkovice a VD Kořensko, které měly ve spolupráci s VD Lipno spolehlivě zabezpečit požadované odběry i v případě suchých období. Obě nově vzniklá VD měla dále umožnit využití hydroenergetického potenciálu řeky. Příprava výstavby VD Hněvkovice – Kořensko byla zahájena na pokyn Ministerstva lesního a vodního hospodářství ČSR v roce 1978. V roce 1979 byl schválen investiční záměr. Generálním projektantem vodního díla se stal státní podnik Hydroprojekt, Praha, který v roce 1984 vypracoval úvodní projektovou dokumentaci. V první polovině roku 1986 bylo vydáno stavební povolení. Ústředním investorem stavby bylo ministerstvo lesního a vodního hospodářství ČSR, přímým investorem Vodohospodářský rozvoj a výstavba, Praha. Hlavním dodavatelem stavebních prací byl národní podnik Výstavba Jaderné elektrárny Temelín a dodavatelem technologie ČKD Blansko. V předstihu před rozvinutím vlastních stavebních prací byly v letech 1985–86 provedené přípravné práce související zejména s přípravou hlavních stavenišť. Oficiální zahájení stavby se datuje k 15. srpnu 1986. Betonáže v rámci I. etapy stavby VD Hněvkovice probíhali od února 1987. V lednu 1988 byla zahájena výstavba VE Hněvkovice. V říjnu 1988 se uskutečnilo první převedení vody přes dokončenou spodní stavbu I. etapy stavby a současně s tím byly zahájeny práce v jímcě II. etapy stavby. Stavba byla dokončena 31. července 1991. Kolaudace stavebních objektů a provozních souborů probíhala v letech 1991–92. Současně s výstavbou VD probíhala

výstavba čerpací stanice a přívodních výtlačných řadů pro odběr vody pro JE Temelín. Čerpací stanice se nachází na levém břehu v blízkosti hráze VD Hněvkovice.

1.1 ÚČEL VODNÍHO DÍLA

Vodní dílo zajišťuje svou funkcí a hospodařením s vodou následující účely v pořadí podle důležitosti:

- ve spolupráci s nádrží VD Lipno I zabezpečení minimálního průměrného denního průtoku ve Vltavě pod nádrží ve výši 6,5 m³/s, průměrného denního průtoku 9,5 m³/s ve Vltavě pod soutokem s Lužnicí a zabezpečením odběru povrchové vody pro JE Temelín,
- odběry povrchové vody z nádrže podle příslušných povolení,
- využití odtoku z nádrže k výrobě elektrické energie v pološpičkové vodní elektrárně, která je součástí vodního díla,
- rybí hospodářství,
- likvidace havárií v čistotě vody, eventuelně proplachování vodního toku ke zlepšení kvality vody a hygienických podmínek toku krátkodobým vypouštěním zvýšeného odtoku z nádrže Hněvkovice,
- ovlivnění zimního průtokového režimu v toku pod vodním dílem vypouštěním vody z nádrže Hněvkovice,
- plavba v nádrži,
- rekreace a vodní sporty.

1.2 POPIS VODNÍHO DÍLA

Vzhledem k tomu, že popis VD nemá být těžištěm tohoto článku, níže uvádím pouze popisy dotčených částí VD.

1.2.1. Těleso hráze

Hráz v ř.km 210,390 Vltavy, přímá, gravitační, betonová, trojúhelníkového příčného profilu

- | | |
|---|----------------|
| • kóta koruny tělesa hráze: | 372,60 m n. m. |
| • kóta koruny mostovky na koruně hráze: | 376,10 m n. m. |
| • úroveň dna v nejnižším místě | 352,60 m n. m. |
| • největší výška hráze nad terénem | 23,50 m |
| • největší výška nad základovou spárou | 33,50 m |
| • délka koruny hráze | 191 m |

V podélném směru tvoří hráz zprava tížné bloky (celková délka 56,0 m), blok plavební komory (16,0 m), dále zhruba v ose údolí tři přelivné bloky (46,0 m) a elektrárenský blok (41,0 m). Hráz končí tížnými bloky při levém břehu (32,0 m), částečně překrytými horní stavbou elektrárny (12,0 m).

Tělesem hráze prochází v podélném směru revizní a injekční štolu vnitřního profilu 3,20/2,20 m, se sběrnými kanálky 30 x 30 cm při obou stěnách štol.

Po koruně hráze je vedena veřejná komunikace kategorie S 7,5/60 s přemostěním pro zatěžovací třídu A, připojená na komunikaci z obce Hněvkovice na pravém břehu a na příjezdovou komunikaci z obce Břeží na levém břehu.

1.2.2. Bezpečnostní přelivy

Zhruba uprostřed hráze jsou umístěny tři hrazené korunové přelivy světlosti 12,0 m, oddělené pilíři šířky 5,0 m. Pevný práh přelivů je v úrovni 364,60 m n. m. Přelivná pole jsou hrazená ocelovými segmenty hradící výšky 7,0 m, pro možnost zahrazení do úrovně 371,60 m n. m. (což byla původně uvažovaná hladina nádrže).

Ocelová konstrukce segmentů je plnostěnná svařovaná. Ramena jsou prostřednictvím čepů a ložisek opřena o ocelové konzoly na pilířích. Boční a prahové těsnění segmentů je z profilové gumy. Segmenty jsou ovládány z místa u elektropohonů a z rozvaděče ve strojovně uzávěru u plavební komory (resp. pomocí modemu ze všech míst s možností spojení) v automatickém režimu manipulace. Zimní provoz je zabezpečen elektrickým vytápěním armatur těsnění segmentů a bublinkováním pro rozrušení ledové celiny (kompresorové stanice jsou ve strojovně).

Provizorní hrazení proti horní vodě je možné hradidly z ocelových trub DN 350 mm s gumovým těsněním, které se zasouvají do drážek v líci pilíře. Osazení se provádí autojeřábem. Pod segmenty odtéká voda do vývaru délky 44 m a hloubky 5 m.

Průtočná kapacita jednoho přelivného pole při hladině v nádrži 370,10 m n. m. (při úplném zdvižení segmentu) je 337 m³/s, celkový ovladatelný průtok přes přelivy je tedy cca 1 010 m³/s.

1.2.3. Plavební komora

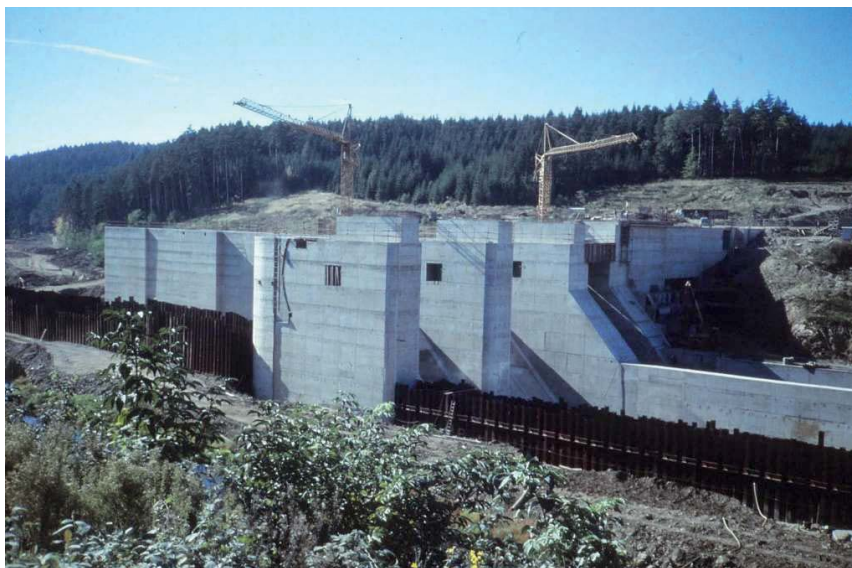
Plavební komora je situovaná v pravé polovině hráze, tvoří ji stavební blok šířky 16,0 m. Kapacitně je navržena pro plavební cesty s tonáží 300 t. Užité rozměry plavební komory jsou 45,0 x 6,0 m, minimální hloubka nad záporníkem 3,0 m. Koruna bočních zdí je 372,60 m n. m. Provozním uzávěrem horního ohlaví plavební komory VD Hněvkovice jsou jednokřídlová desková vrata. Pohyb vrátně zprostředkovává hydraulický lineární motor umístěný ve výklenku v platě horního ohlaví.

Provozním uzávěrem dolního ohlaví plavební komory VD Hněvkovice jsou stavidlová opěrná vrata. Vrata se zdvihají na Gallových řetězech pomocí elektromechanického převodového soustrojí. Proti obvodovému těsnicímu rámu komory je umístěno na návodní straně vrátně protivodní těsnění. V dolní části vrátně je umístěna dvojice protivodních klapek pro přímé prázdnění komory.

Plnění komory je podzáporníkové jednostranným krátkým obtokem v levé komorové zdi. Prázdnění je výtokem dvojicí klapek umístěných v dolní části stavidlových vrat.

Výjezd z plavební komory a dolní plavební rejda jsou odděleny od vývaru podélnou betonovou dělicí zdí.

Provizorní hrazení horního ohlaví plavební komory VD Hněvkovice je tabulové. Hrazení je rozděleno do čtyř tabulí stejné výšky, ale dvou dimenzí. Dvě spodní hradící tabule mají uprostřed rozpětí tloušťku 600 mm, na opěrných bočnicích 300 mm. Dvojice vrchních hradících tabulí mají uprostřed rozpětí tloušťku 500 mm, na opěrných bočnicích 300 mm. Provizorní hrazení dolního ohlaví plavební komory je ocelovými plovoucími hradidly.



Obrázek 1: Pohled na hráz VD Hněvkovice z pravého břehu dolní vody při stavbě VD.



Obrázek 2: Pohled do plavební komory proti vodě.



Obrázek 3: Pohled z velínu plavební komory na tři pole bezpečnostních přelivů.

2. POSOUZENÍ VODNÍHO DÍLA PŘI POVODNÍCH

Bezprostředně po průchodu povodně v roce 2002 přistoupil provozovatel vodního díla – státní podnik Povodí Vltavy k zajištění posudku vodního díla při povodních. Bylo provedeno statické posouzení vodního díla a na jeho podkladě zpracován organizací Vodní díla – TBD, a.s. tzv. Posudek vodního díla při povodních (dle TNV 752935 Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních). Vodnímu dílu, zařazenému pro účely TBD ve smyslu § 61 zákona 254/2001 Sb. do I. kategorie, byla přiřazena Kontrolní povodňová vlna KPV s pravděpodobností výskytu $p_Q = 0001$ s kulminacním průtokem $2\,600\text{ m}^3/\text{s}$. Mezní bezpečná hladina byla stanovena na úrovni koruny hráze, tedy $372,60\text{ m n. m.}$. Porovnáním maximální kontrolní hladiny s mezní bezpečnou (MBH – KMH = $-1,63\text{ m}$) bylo jednoduše konstatováno, že vodní dílo nevyhovuje požadavkům na bezpečnost ve smyslu TNV 75 2935.

Tímto zjištěním byl vlastně odstartován projekt na zabezpečení vodního díla Hněvkovice.

3. PŘÍPRAVA

3.1 OVĚŘENÍ KAPACIT PŮVODNÍHO VODNÍHO DÍLA

Protože výpočet KMH v rámci posudku bezpečnosti byl proveden pouze a jen jednoduše matematicky bez zohlednění retenčního účinku v nádrži a skutečného tvaru konstrukcí (byť na podkladu projektu skutečného provedení stavby), rozhodl státní podnik Povodí Vltavy o ověření parametrů na fyzikálním modelu. V roce 2013 proběhly v laboratořích Výzkumného

ústavu vodohospodářského T.G.Masaryka, veřejné výzkumné instituci v Pražské Podbabě práce spočívající zejména v sestavení konzumpční křivky bezpečnostních přelivů při plném otevření segmentových uzávěrů a konzumpční křivky přeléváných konstrukcí plavební komory, a to až do úrovně mostovky vodního díla tj. do kóty 376,10 m n. m., zjištění hodnot tlaku přitížení přelivných bloků od přepadající vody, typu vodního skoku pod vodním dílem a vlivu dolní vody na zatížení, a to na modelu s měřítkem geometrické podobnosti $M_1 = 50$.



Obrázek 4: Model 1:50, celkový pohled z pravého břehu dolní vody.

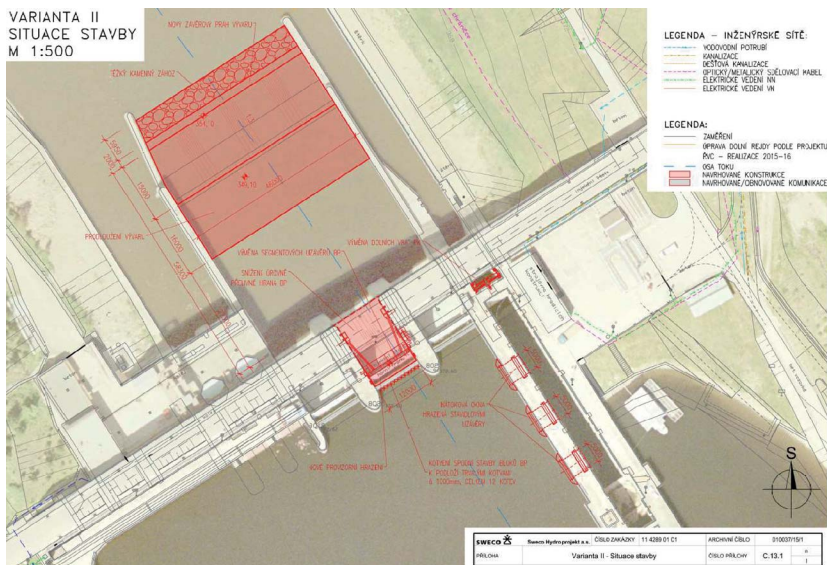


Obrázek 5: Model 1:50, celkový pohled z levého břehu dolní vody, $Q_{10000} = 2\,600 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.2 STUDIE PROVEDITELNOSTI

Na základě výsledků modelového výzkumu a spolu s jeho výsledky bylo v roce 2015 zadáno zpracování Studie proveditelnosti s jednoduchým zadáním: návrh variant bezpečného převedení Q_{10000} při dodržení požadavku $KMH \leq MBH$. Zpracovatel studie – Sweco Hydroprojekt, a.s. měl v návrhu variant volnou ruku. Účelem bylo zajistit, prověřit a hlavně neopomenout co možná největší množství více či méně vhodných variant řešení. Výsledkem tak bylo 12 variant řešení, a to jak způsobem snížení KMH (nové přelivy, obtoky, zkapacitnění původních přelivů, ...), tak zvýšením KMH (zvýšením stability hráze jejím přikotvením do podloží nebo přitížením). Níže uvádíme přehled všech variant (varianta s číslicí = snížení KMH, varianta s písmenem = zvýšení MBH a varianta s římskou číslicí = kombinace):

- Varianta 1 – Zkapacitnění současných přelivů
- Varianta 2 – Dodatečná výstavba šachtového přelivu
- Varianta 3 – Nový hrazený bezpečnostní přeliv na levém břehu
- Varianta 4 – Nový nehrazený bezpečnostní přeliv na pravém břehu
- Varianta 5 – Nový hrazený bezpečnostní přeliv na pravém břehu
- Varianta 6 – Úprava konstrukce plavební komory formou předsazeného uzávěru
- Varianta 7 – Úprava konstrukce plavební komory a výměna dolních vrat
- Varianta 8 – Zvýšení kapacity objektu plavební komory
- Varianta A – Kotvení hrázových bloků do podloží
- Varianta B – Přitížení tělesa hráze
- Varianta C – Zamezení vztlaků na základovou spáru tělesa hráze
- Varianta I – Převádění povodňových průtoků přes plavební komoru s doprovodným kotvením
- Varianta II – Převádění povodňových průtoků přes plavební komoru a zvýšení kapacity bezpečnostního přelivu



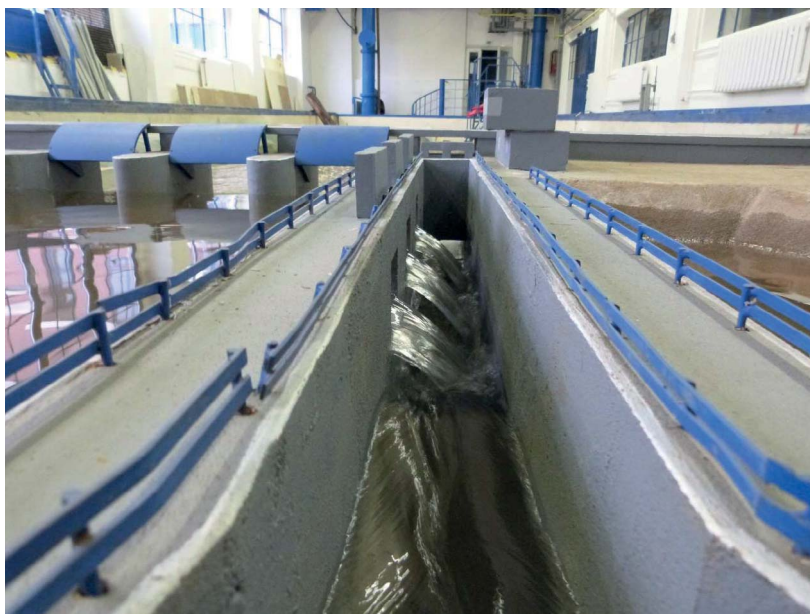
Obrázek 6: Studie proveditelnosti (Sweco Hydroprojekt, a.s., 2015) – nejvhodnější varianta.

3.3 MODELOVÝ VÝZKUM PODRUHÉ

Nejvhodnější varianta – tj. kombinace zkapacitnění jednoho ze tří polí bezpečnostního přelivu a úprava plavební komory pro možnost převádění vody při povodních byla ověřena na upraveném fyzikálním modelu v roce 2016. Ten byl upraven dle návrhu studie. Vzhledem k tomu, že návrh nebyl ve skutečnosti (tedy na modelu) dostatečně kapacitní, bylo za spolupráce provozovatel VD – projektant – modelář přikročeno k úpravám modelu vedoucím k zkapacitnění VD. Původní varianta, která řešila zprůtočnění plavební komory jednak úpravou dolních vrat pro možnost ovládání v nevyrovnaných hladinách a jednak vytvořením tří oken v levé stěně komory, byla postupně upravena na návrh s odbouráním záporníku horních vrat. Tím byla kapacita komory podstatně, ale nedostatečně, zvýšena. To vyřešilo zkapacitnění druhého ze tří polí bezpečnostního přelivu.



Obrázek 7: Samotné otevření plavební komory při povodni nestačí ...



Obrázek 8: ... plavební komoru je třeba doplnit o 3 nátoková okna.

3.4 DOKUMENTACE PRO STAVEBNÍ POVOLENÍ A STAVEBNÍ POVOLENÍ

3.4.1. Dokumentace pro stavební povolení

Výsledky Studie a Modelu byly podkladem pro zadání zpracování dokumentace pro stavební povolení změny stavby vodního díla. Ta již má jednoznačné řešení a jasnou strukturu. Zpracovatelem byla opět společnost Sweco Hydroprojekt, a.s. a termín zpracování – rok 2016. Členění dokumentace bylo již striktně na provozní soubory a stavební objekty se všemi povinnými přílohami. Nižší uvádíme přehled a stručný popis jednotlivých stavebních celků:

- PS 01 – Výměna uzávěrů bezpečnostního přelivu
dva ze tří segmentových uzávěrů budou vyměněny za o 1,5 m vyšší
- PS 02 – Výměna horních vrat plavební komory
horní vrata plavební komory budou vyměněna z důvodu bourání záporníku za nová o 6,0m hlubší
- PS 03 – Výměna dolních vrat plavební komory
výměna dolních vrat je jasná – potřeba jsou nová vrata s možností jejich pohybu do nevyrovnaných hladin a do průtoku a taky o 2,0m vyšší
- PS 04 – Systém řízení BP
nové segmenty bezpečnostního přelivu budou nově ovládány
- PS 05 – Systém řízení PK
.... Stejně jako uzávěry plavební komory
- SO 01 – Stavební úpravy bezpečnostního přelivu

snížení přelivné hrany dvou polí bezpečnostního přelivu o 1,5m a tím i podstatné části přelivné plochy

- SO 02 – Stavební úpravy horních vrat plavební komory
zejména snížení záporníku o 6,0m, stavební úpravy pro možnost osazení nových ložisek a těsnění,...
- SO 03 – Stavební úprava dolních vrat plavební komory
odbourání horního záporníku o 2,0m, úpravy pro nová ložiska a těsnění, nová strojovna pohonu vrat
- SO 04 – Stavební jímky
dočasné konstrukce pro možnost realizace stavebních prací na přelivech a plavební komoře při normální provozní hladině
- Další stavební objekty jako jsou hromosvody, elektroinstalace, atd.

Předpokládané náklady stavby: přes 150 mil. Kč bez DPH.

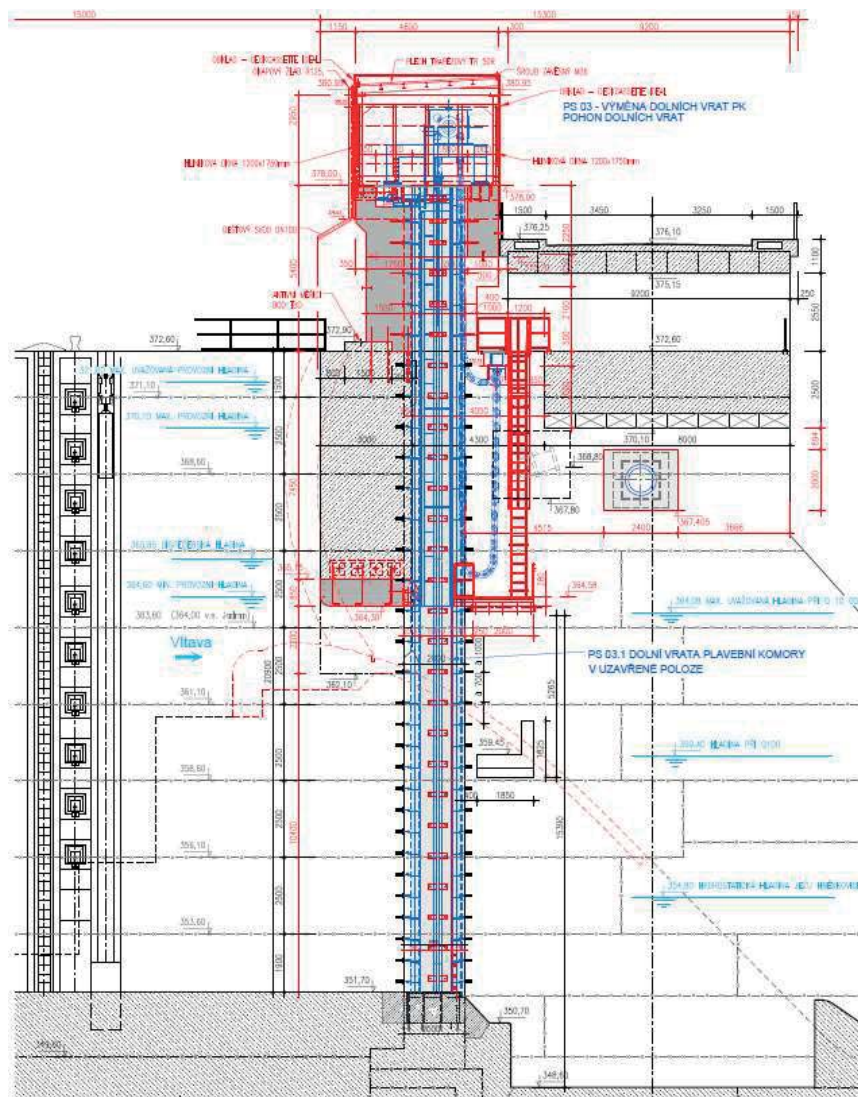
3.4.2. Stavební povolení

Zajistit stavební povolení u příslušného speciálního stavebního úřadu (Krajský úřad Jihočeského kraje – odbor životního prostředí, zemědělství a lesnictví) nebyl pro ostřílené techniky sekce technické státního podniku Povodí Vltavy žádný větší oříšek, takže pouze v datech: žádost o stavební povolení: srpen 2017, nabytí právní moci vydaného stavebního povolení: prosinec 2017.

3.5 ZADÁNÍ VEŘEJNÉ ZAKÁZKY

3.5.1. Dokumentace pro provádění stavby

S vydaným stavebním povolením, dokumentací pro stavební povolení a dalšími podklady byla vypsána soutěž – výběr zhotovitele dokumentace provádění stavby. Nejvhodnější nabídku podala společnost Aquatis, a.s., jejímž úkolem tak bylo od února do října roku 2018 zpracovat kompletní dokumentaci pro možnost zadání veřejné zakázky na realizaci rekonstrukce VD Hněvkovice. Změna projektanta s sebou přinesla i drobné změny v řešení, a protože víc očí víc vidí, byla dokumentace dopracována a odevzdána jako jednoznačný a kvalitní podklad pro realizaci. Není lepší prezentace dokumentace, než ukázky některých z jejích příloh – viz. níže.



Obrázek 11: Podélný řez upravenými dolními vraty (vč. nové strojovny).

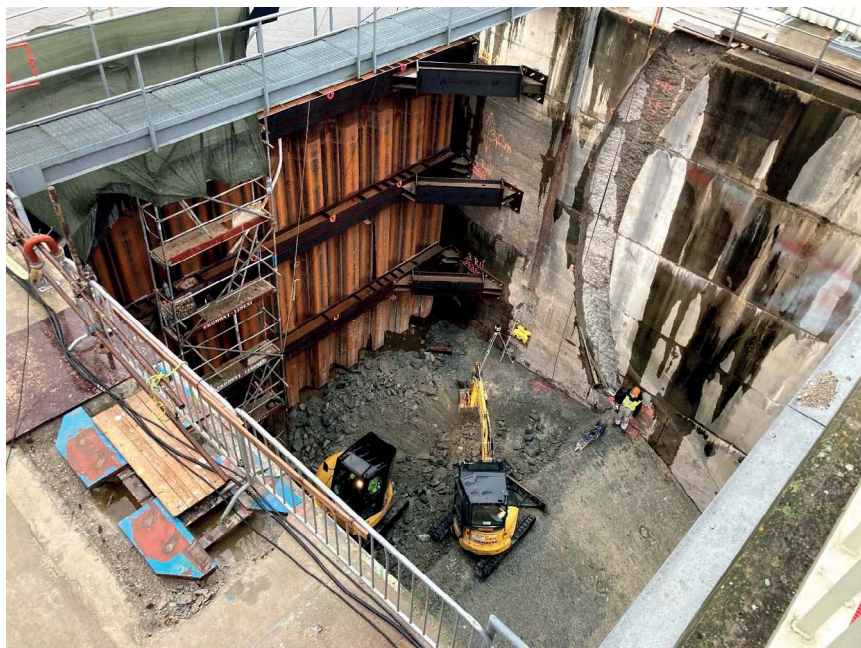
3.5.2. Další činnosti pro možnost realizace stavby

V průběhu zadání veřejné zakázky na výběr zhotovitele stavby byly zahájeny veškeré další činnosti, a to:

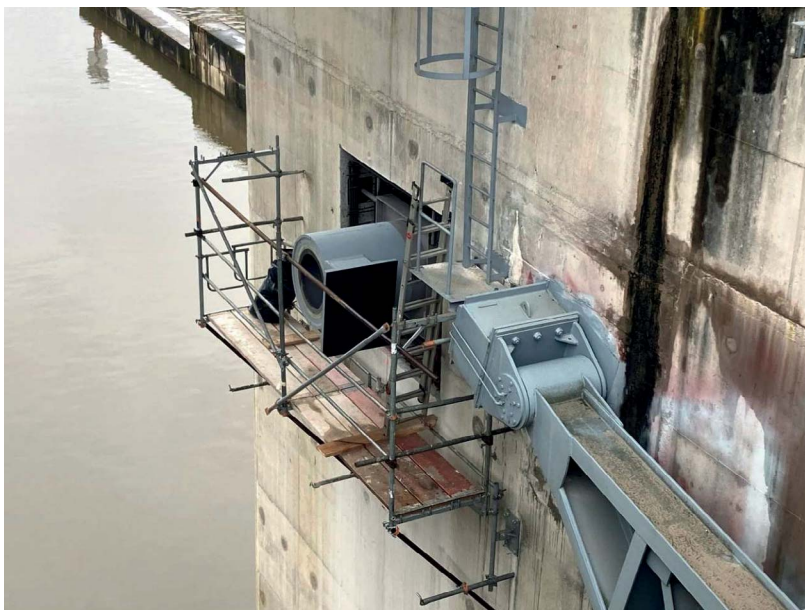
- TBD při rekonstrukci vodního díla,
 - autorský dozor při realizaci stavby,
 - výkon Koordinátora BOZP ve fázi přípravy stavby,
 - výkon technického dozoru stavebníka,
 - zpracování podkladů pro podání žádosti o dotaci z programu ministerstva zemědělství – Prevence před povodněmi IV.,
 - aktualizace veškerých správních rozhodnutí a souhlasů,

3.5.3. Realizace

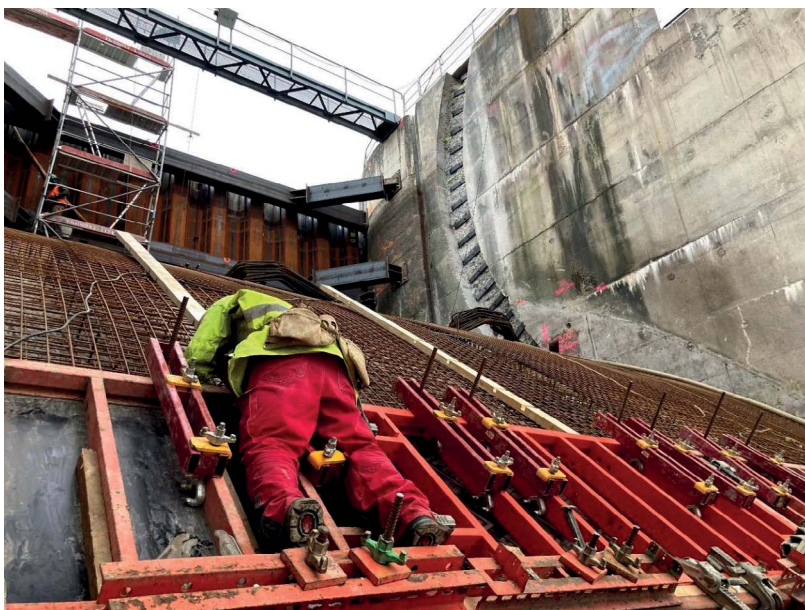
Na konci roku 2019 byl vybrán zhotovitel stavby – společnost Metrostav, a.s., s níž byla uzavřena smlouva o dílo. Realizace stavby byla zahájena v květnu roku 2020 a bude dokončena v řádném smluvním termínu 30. června letošního roku. Celkové náklady rekonstrukce 250 mil. Kč bez DPH z toho dotace programu Ministerstva zemědělství – Prevence před povodněmi IV ve výši 187 mil. Kč bez DPH. Realizace takového typu a rozsahu rekonstrukce vodního díla se neobešla bez řešení změn, které si však vyžádaly pouze cca sedmiprocentní navýšení smluvní ceny díla. Vlastní realizaci si Vám dovolueme představit formou fotodokumentace.



Obrázek 12: Bourání přelivné hrany bezpečnostního přelivu pod dočasnou jímkou.



Obrázek 13: Ložisko nového segmentového uzávěru ve vyřezaném otvoru skrz pilíř přelivu.



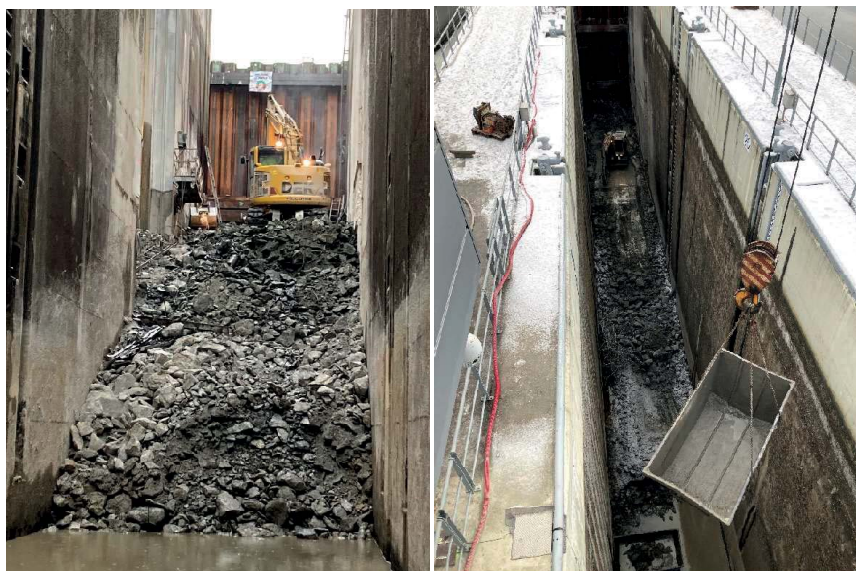
Obrázek 14: Betonáž nové polohy přelivné plochy.



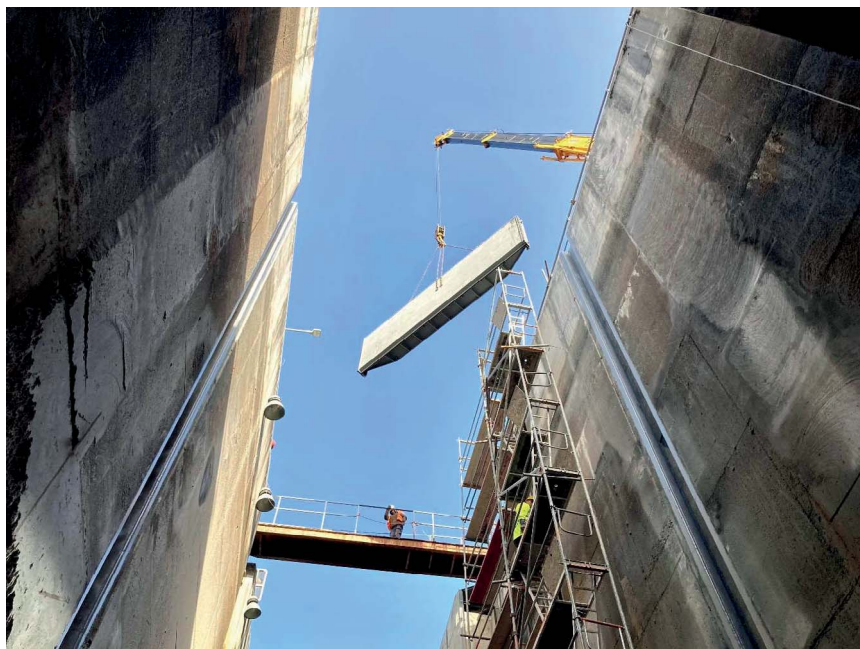
Obrázek 15: Montáž částí nového segmentového uzávěru.



Obrázek 16: Suché zkoušky segmentového uzávěru.



Obrázek 17 a 18: Bourání dna záporníku horního ohlavi – opět pod ochranou jímky.



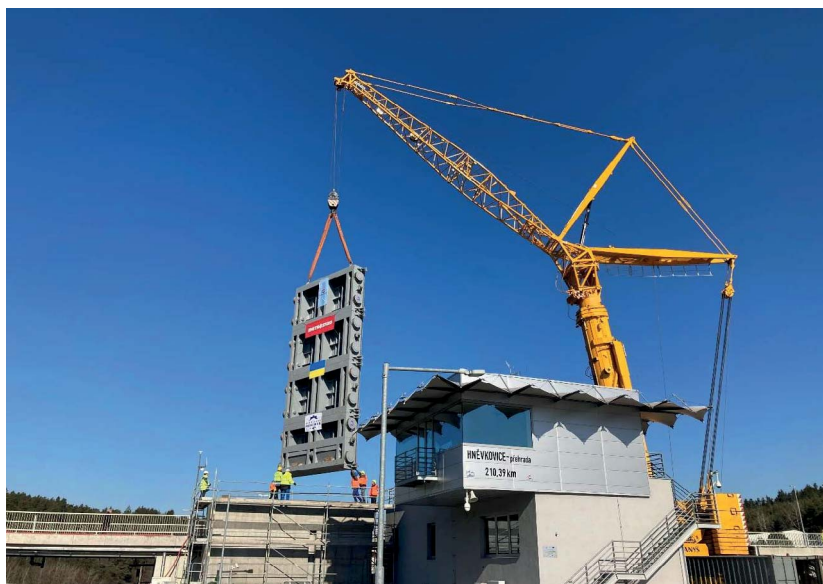
Obrázek 19: Osazení nových prvků provizorního hrazení horních vrat plav. komory



Obrázek 20: ... a vlastní montáž nových horních vrat plavební komory.



Obrázek 21: Betonáž fundamentu pro nová (větší) dolní vrata.



Obrázek 21: Montáž nových dolních vrat plavební komory.



Obrázek 22: Letecký snímek na vodní dílo – v rekonstrukci horní ohlavi plavební komory a jedno ze dvou rekonstruovaných poli bezpečnostního přelivu.

4. ZÁVĚR

Přestože závěr formulujeme ještě před vlastním dokončením rekonstrukce, těsně před zprovozněním plavební komory, dovoluujeme si konstatovat, že zejména díky aktivní profesionální spolupráci objednatele, zhotovitele a jeho subdodavatelů, technického dozoru, projektanta a dalších účastníků stavby se i přes složitost a některá unikátní technologická řešení daří stavbu realizovat ve smluvních termínech a se změnami pouze s min. dopady do ceny díla.

Ondřej Hrazdira

Povodí Vltavy, státní podnik, sekce technická, oddělení realizace investic

Holečkova 3178/8, 150 00 Praha 5

ondrej.hrazdira@pvl.cz

Oldřich Neumayer

Aquatis, a.s., Botanická 834/56, 602 00 Brno

oldrich.neumayer@aquatis.cz

LOKÁLNÍ PORUCHY V ASFALTOBETONOVÝCH PLÁŠTÍCH SYPANÝCH HRÁZÍ PŘEČERPÁVACÍCH VODNÍCH ELEKTRÁREN

V. Chmelař & M. Rudolfová

ČEZ, a.s., Praha, Česká republika

J. Říha & M. Špano

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, Česká republika

ABSTRAKT: Asfaltobetonové plášťové těsnění se běžně používá pro návodní těsnění hrází horních nádrží přečerpávacích vodních elektráren (PVE). Některé takové instalace trpí lokálními vadami, které se projevují jako puchýře vyskytující se jak mezi dvěma vrstvami hutného asfaltobetonu, tak i uvnitř jedné hutné vrstvy. Tyto závady se vyvíjejí zejména v zóně, kde hladina vody kolísá v důsledku čerpacích cyklů PVE. Puchýře mají různou hloubku a pokud nejsou opraveny, mohou způsobit lokální prosakování vrstvou, což vede k jejímu dalšímu poškození. Poruchy jsou v článku klasifikovány a podrobně diskutovány. Je popsán jejich vznik a vývoj spolu s uvedením možných příčin.

1. ÚVOD

Asfaltobetonová (AB) plášťová těsnění patří ke klasickým způsobům těsnění sypaných hrází, zejména v lokalitách, kde není možné použít místních materiálů. Asfaltobeton je tradiční materiál, který je díky svým vlastnostem vhodný pro konstrukci návodních plášťů hrází sypaných přehrad. Zmínky o prvním použití jednoduchých AB plášťů se uvádějí již kolem roku 1300 př. n. l. První použití AB tak, jak ho známe dnes, se uvádí v roce 1910 v USA při stavbě přehrady Central. Na území Československa se AB začal používat v 60. letech 20. století.

Práce (Říha a Buchtová 2005) na základě rozsáhlého průzkumu dostupných podkladů o návodních AB plášťových těsněních sypaných hrází uvádí 367 vodních děl (VD) s členěním dle tabulky 1.

Tabulka 1: Počty identifikovaných lokalit s AB plášťovým těsněním

Typ nádrže, typ hráze a těsnění, podmínky	Počet VD
Údolní nádrže, většinou vodárenské	218
Nádrže PVE – časté kolísání hladiny, běžné teploty	119
Nádrže PVE – časté kolísání hladiny, extrémní teplotní zatížení v horských oblastech	30

Asfaltobetonové těsnicí pláště musí podle ČSN 75 2020 splňovat celou řadu požadavků. Pro správnou funkci pláště, musí být zaručena vodotěsnost těsnicích vrstev při tlakových účincích vody. Plášť musí odolávat podmínkám ve venkovním prostředí, zejména vysokým teplotám, kdy může docházet k nadměrným plastickým deformacím. Zatížení pláště představuje také střídání teplot. Při kolísání hladiny je rozehrátý plášť náhle zatopen a ochlazen. Během kolísání hladiny, případně během vypouštění nádrže nesmí být ohrožena stabilita pláště. Dále musí být plášť odolný vůči účinkům vln, ledu a nárazům plovoucích předmětů.

AB je tvořen směsí těžného nebo drceného hrubého a drobného kameniva, kamenné moučky a asfaltu. Jako pojivo se používá ropný silniční asfalt, nebo asfalt modifikovaný polymery.

Pojivo musí vykazovat dobrou přilnavost ke kamenivu. Přilnavost ovlivňuje také zvolené kamenivo, kde lepší přilnavost mají zásadité horniny.

Pro výrobu AB jako těsnicí vrstvy se používá kameniva s plynulou křivkou zrnitosti. Dochází tak k vyplňování mezer stále menšími zrny kameniva a snižuje se spotřeba asfaltového pojiva. U AB používaných pro drenážní vrstvy se využívá kameniva s přerušovanou křivkou zrnitosti. Mezizrninný prostor tak není vyplňován menšími zrny, což zajišťuje požadovaný podíl vzduchových mezer.

Základní třídění AB je podle funkce, jakou má v dané vrstvě zastávat, tedy těsnicí nebo drenážní. Drenážní vrstva musí splňovat podmínku dostatečné propustnosti, těsnicí vrstva musí být co nejméně propustná. AB podle druhu vrstvy a jejich značení podle ČSN 75 2020 jsou uvedeny v tabulce 2. Pro orientaci je uvedeno též třídění a značení podle starší ČSN 73 6851.

Studie (Říha a Buchtová 2005) ukazuje, že střední doba života AB pláště je kolem 30 let. Mnohdy je nicméně životnost pláště zkrácena v důsledku různých typů poškození a poruch různého rozsahu a závažnosti. V případě PVE v horských oblastech se poruchy vyskytují obvykle dříve a ve větší intenzitě na horních nádržích, kde je asfaltobeton vystaven častým a významným změnám teploty pohybujících se od -15 do +60 °C (Grätz et al. 2011).

Tabulka 2: Značení AB dle starší ČSN 73 6851 a platné ČSN 75 2020

ČSN 73 6851		ČSN 75 2020	
Druh asfaltobetonu	Značka	Druh asfaltobetonu	Značka
Vodostavební AB	VAB	AB vodostavební - ložný, podkladní, těsnicí, drenážní	ACVL, ACVP, ACVT, PAV
Hutný vodostavební AB	VABH	AB vodostavební těsnicí	ACVT
Mezerovitý vodostavební AB	VABM	AB drenážní vodostavební	PAV
		AB vodostavební - ložný, podkladní	ACVL, ACVP

Jednou z poruch vyskytujících se na pláštích horních nádrží PVE jsou lokální poruchy ve formě puchýrků (kráterků), které se postupně vyvíjejí v počtu až několika tisíc za rok. V článku je popsán vývoj puchýrků na horní nádrži VD Dlouhé Stráně ve srovnání s výskytem těchto poruch na jiných dílech v Evropě. Uvedeny jsou rovněž možné příčiny poruch.

2. POPIS VODNÍHO DÍLA DLOUHÉ STRÁNĚ

PVE Dlouhé Stráně je umístěna v Olomouckém kraji, na území obce Loučná nad Desnou. Lokalita je vysokohorského charakteru, je v zalesněné centrální části pohorí Hrubého Jeseníku, která je součástí chráněné krajinné oblasti Jeseníky. Umístění PVE Dlouhé Stráně je patrné z obrázku 1.

Dolní nádrž je situována na horním toku říčky Divoká Desná a vznikla přehrazením údolí sypanou kamenitou hrází. Podzemní elektrárna, včetně souvisejícího systému tunelů a štol, je umístěna v levobřežním masivu říčního údolí. Horní nádrž, s kótou koruny hráze 1350 m n. m., je situována na horském hřebenu Dlouhé Stráně, v masivu Mravenečníku. Nádrž se nachází v chladné klimatické oblasti, v okrsku C2 - chladném horském pásmu. Horní nádrž, která má nesymetrický oválný tvar (obr. 2), vznikla nasypáním obvodové hráze z kamenitého materiálu vytěženého v prostoru nádrže. Návodní svahy a dno nádrže jsou opatřeny plášťovým asfaltobetonovým (AB) těsněním.

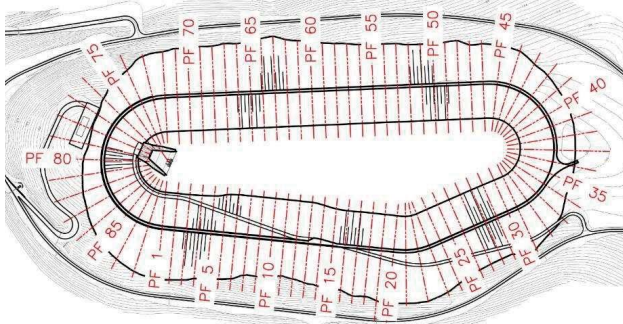
Obvodová hráz horní nádrže je kamenitá s kótou koruny 1350 m n. m. Výška hráze na vzdušné straně dosahuje až 45 m, zatímco na návodní straně je kolem 25 m (obr. 3). Kamenivo v tělese hráze bylo získáno z výlomu v prostoru horní nádrže a tunelů pro přívadče. Dno a svahy nádrže jsou těsněny asfaltobetonovým jednoplášťovým těsněním se skladbou dle obrázku 4. Vrstva

hutného asfaltobetonu činila původně 80 mm, ložná vrstva z mezerovitého AB pak 40 až 80 mm. Povrch pláště byl pokryt 2 mm silnou ochrannou vrstvou z mastixu. Plocha těsnícího pláště dna je 71 000 m² a svahů 98 000 m². Celkový objem horní nádrže je cca 2,72 mil. m³.

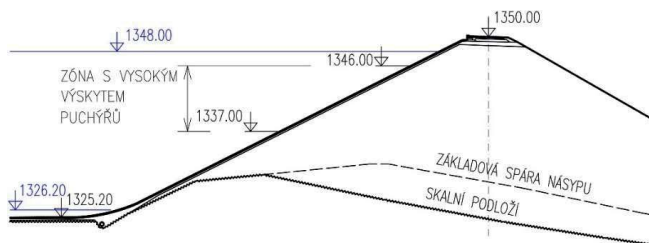


Obrázek 1: Umístění PVE Dlouhé Stráně.

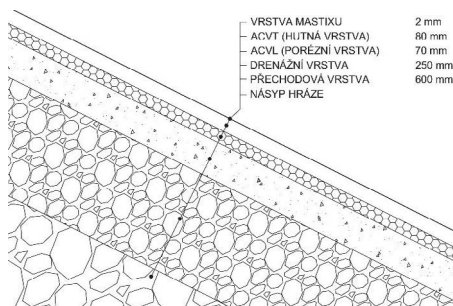
Hladina vody v nádrži kolísá ve vazbě na provoz elektrárny v čerpacím a turbínovém režimu, a to v rozkvyu hladin cca 21,8 m, tedy zhruba mezi kótami 1326 a 1348 m n. m. (obr. 3). Hladina nejčastěji kolísá mezi kótami 1337 a 1346 m n. m., v tomto pásu je výskyt puchýřků nejčastější.



Obrázek 2: Půdorys horní nádrže PVE Dlouhé Stráně.



Obrázek 3: Vzorový příčný řez hrází horní nádrže.

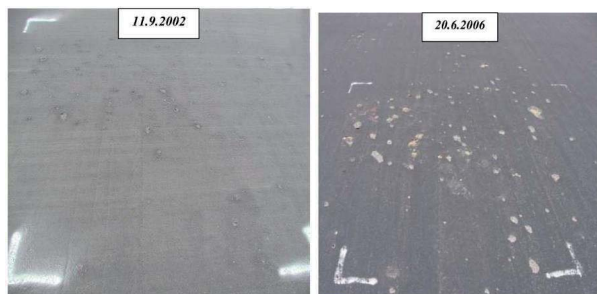


Obrázek 4: Skladba AB pláště.

3. POPIS A VÝVOJ BODOVÝCH PORUCH - PUCHÝŘŮ

3.1 PORUCHY PŮVODNÍHO AB PLÁŠTĚ

V letech 2001 až 2007, tedy cca 8 let po uvedení VD do provozu v roce 1995, se na povrchu pláště AB těsnění začaly objevovat bodové poruchy po celém obvodu nádrže ve výškové úrovni cca 1339 až 1346 m n. m. První zjištění existence poruch je datováno na říjen 2001 a bylo popsáno ve zprávě TBD (2002). Bylo zjištěno bodové narušení ochranného uzavíracího nátěru a těsnicí vrstvy asfaltobetonového těsnicího pláště (VABH) do hloubky až cca 50 mm v počtu řádově tisíců kusů. Porušení mělo tvar kráterků o průměru do 60 mm, s otvory o průměru do 30 mm. V květnu 2002 bylo konstatováno, že se zvýšil počet porušených míst. Poruchy se dále rozvíjely, došlo ke zvětšování kráterků i otvorů až do hloubky cca 80 mm, tedy na celou mocnost těsnicí vrstvy. Výsledky systematického sledování stavu pláště jsou na obrázku 5. Za příčinu vzniku poruch bylo tehdy označeno použití nevhodného kameniva. Bylo doporučeno provést celkovou opravu AB pláště na svazích nádrže, která byla naplánována na rok 2007.



Obrázek 5: Časový vývoj bodových poruch v letech 2002 a 2006 (TBD 2006).

3.2 PORUCHY PO OPRAVĚ V ROCE 2007

Zhruba 4 roky po dokončení opravy AB pláště byly 23. 5. 2011 obsluhou VD během pravidelné prohlídky zjištěny puchýře na opraveném AB plášti svahů (obr. 6). Byla provedena jejich dokumentace, šlo o cca 600 kusů porušených míst v pásu kolísání hladiny od kóty 1340 do 1346 m n. m. Poruchy v té době nezpůsobily zvýšení průsaků. Od roku 2011 byly zahájeny četné průzkumné a studijní práce pro stanovení příčin bodových poruch. Stádia po-rušení ukazuje tabulka 3.

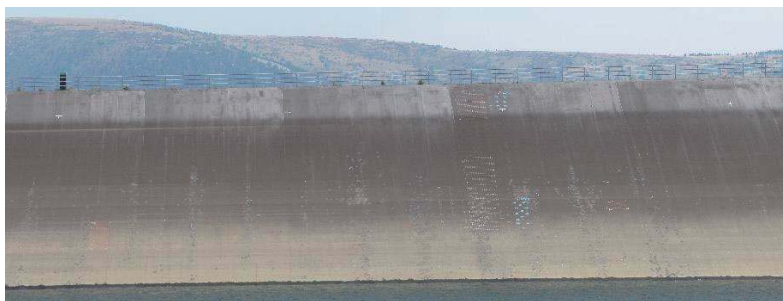
Puchýře byly na první pohled uspořádány “podél svahu” (obr. 7), linie shluků byly od sebe vzdáleny cca 5 m, což odpovídá délce lišty finišeru při pokládce AB směsi. Hloubka puchýřků je proměnlivá od několika mm až po téměř 80 mm, a to v závislosti na hloubce skrytých dutin a průběhu porušení. Z hlediska prostorového výskytu se ukázalo, že v přímých úsecích je výskyt puchýřků větší než v obloucích (obr. 8).



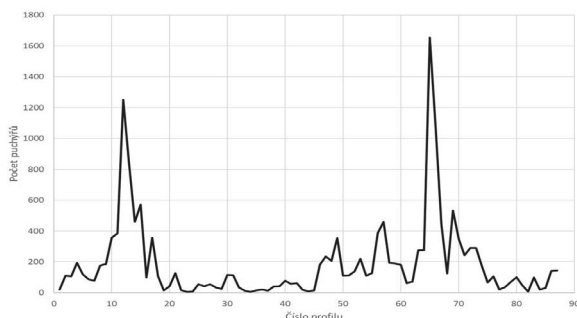
Obrázek 6: Puchýřky identifikované 4 roky po dokončení opravy AB pláště.

Tabulka 3: Stádia bodových poruch

Stádium poruchy	Zobrazení stádia porušení	
Drobná dutina (1 až 2 mm) uvnitř pláště		
Skrytá porucha projevující se zvětšenými dutinami (5 až 10 mm) uvnitř pláště		
Narušená struktura na povrchu pláště		
Otevřený puchýř		



Obrázek 7: Úsporařadání puchýřků podél svahu.



Obrázek 8: Počty puchýřků v profilech nádrže (obr. 2) v roce 2013

4. SROVNÁNÍ SE ZAHRANIČNÍMI VODNÍMI DÍLY

Obdobné bodové poruchy byly sledovány také na některých zahraničních vodních dílech, např. Porabka a Żarnowiec v Polsku, dolní nádrž Längental v Rakousku nebo horní nádrži PVE Markersbach v Německu. Dokumentace poruch ukazuje, že je rozsah poškození na jednotlivých dílech různý. Tak např. na VD Längental a Markersbach šlo o jednotlivé stovky puchýřků za rok, které vlastníci děl pravidelně opravují. Na polských dílech šlo o jednotlivé tisíce poruch, zatímco na horní nádrži VD Dlouhé Stráně roční počet opravovaných puchýřků činil několik let po dokončení opravy pláště 12 až 16 tisíc za rok (obr. 9).

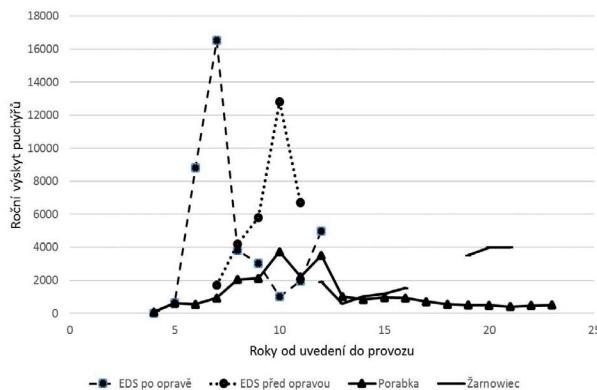
Ze srovnání vyplývá, že na VD Dlouhé Stráně se oproti polským AB pláštům začaly puchýře vyvíjet mnohem dříve po uvedení díla do provozu (obr. 9). Rozsah bodových poruch zprvu prudce narůstal, následně pak došlo ke stagnaci v počtu puchýřků. Vývoj poruch na VD Dlouhé Stráně lze nicméně oproti ostatním VD označit za extrémní.

5. MOŽNÉ PŘÍČINY PORUŠENÍ

Příčiny porušení AB pláštů jsou diskutovány v odborných člancích a monografiích po řadu let (Fabian a Ditter 1988), (Szling a Szymański 1991), (Handbook 1999), (Sobolewski 2010), (Akhtarpour a Khodaii 2013), (Kledyński a Banaszek 2019) a (Wang et al. 2019). Provedené průzkumy naznačují, že puchýřky vznikají a vyvíjí se v důsledku kombinace řady faktorů, které ovlivňují jejich rozsah a časoprostorové rozmístění. Tyto faktory zahrnují nevhodné složení (např. vliv parafinů) a zhoršenou kvalitu složek AB směsi (asfalt, kamenivo, filer), nevhodné postupy při dopravě a ukládání (chladnutí směsi popř. její rozmístění během dopravy, pokládání za vlhka, nedostatečné ztuhnutí), nedostatky v podloží AB pláště (zvýšená vlhkost, špatný

drenážní účinek podkladních vrstev). Extrémní zatížení, tj. kolísání hladiny vody v nádrži a změny teploty pláště v rozsahu až od -20 do $+60$ °C nelze považovat za příčinu po-ruchy, jde o návrhové parametry, kterým by měl AB plášť odolávat.

Jednotliví autoři dle svého odborného zaměření vypracovali speciální teorie vzniku puchýřků. Jedním z názorů, který má původ v silničním stavitelství, předpokládá, že puchýřky jsou vyvolány vznikem těkavých plynů či vodních par uvnitř AB pláště. Tento jev je vyvolán výrazným zvýšením povrchové teploty pláště (Grätz et al. 2011) a je častější u vícevrstevných plášťů. Croll (2008) předpokládal, že vývoj puchýřků je výsledkem postupného boulení pláště způsobeného cyklickými změnami napjatosti v důsledku změn povrchové teploty. Někteří autoři (Szling a Szymański 1991) nebo (Sobolewski 2010) přičítají vznik puchýřků použití tzv. nevhodného kameniva s vysokou pórovitostí nebo kameniva obsahujícího bobtnavé minerály (jílové minerály, zeolity apod.). Ty podporují zvýšení vlhkosti uvnitř hutné vrstvy a vytváří místní skryté dutiny. Wang et al. (2019) přičítají vznik puchýřků vlhkosti uvnitř hutné vrstvy. Vlhkost pochází z vody, kterou jsou skráceny hutnicí válce.



Obrázek 9: Porovnání časového vývoje puchýřů na různých VD.

6. ZÁVĚR

Vznik a vývoj puchýřků je poruchou, která se vyskytuje poměrně zřídka na AB pláštích nádrží některých přečerpávacích vodních elektráren. Jde obvykle o nádrže s častým kolísáním hladiny doprovázeným prudkými změnami teploty pláště, které ale představuje zatížení a je tudíž návrhovým parametrem. Puchýřky vznikají obvykle několik let po uvedení díla do provozu. Na příčiny jejich vzniku a vývoje existují různé teorie, žádná z nich nebyla však uspokojivě potvrzena. Na vzniku puchýřků se s vysokou pravděpodobností podílí více nepříznivých faktorů jako použití nevhodných složek asfaltobetonu s případnými nevhodnými látkami, nedůslednost při výrobě směsi a provádění pláště.

Pro zabránění vzniku puchýřků je třeba stanovit vhodné testovací metody materiálů a také samotné směsi hutného asfaltobetonu. V případě nádrží PVE se značným zatížením pláště je třeba specifikovat zpřísněné požadavky na všechny použité materiály a také fáze procesu výstavby.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek je vznikl za podpory projektu TAČR TH04020154 *Optimalizace výstavby, oprav a provozování asfaltobetonových těsnících plášťů* a TH03030182 *Ochrana konstrukcí vodních staveb a přirozených břehů před účinky oscilačních větrových vln*.

LITERATURA

- [1] AKHTARPOUR, A., KHODAI, A., 2013. Experimental study of asphaltic concrete dynamic properties as an impervious core in embankment dams. *Construction and Building Materials* 41, 319–334.
- [2] CROLL, J. A., 2008. A new hypothesis for the development of blisters in asphalt pavements. *International Journal of Pavement Engineering* 9, 59–67.
- [3] ČSN 73 6851 Asfaltbetonové konstrukce hydrotechnických staveb, účinná od 1. 6. 1981.
- [4] ČSN 75 2020 Asfaltové vrstvy hydrotechnických účinná od 1. 4. 2010.
- [5] FABIAN, E., DITTER, K., 1988. Criteria for judgement of the ageing behaviour of asphaltic surface linings and their influence on the repair and regeneration of pumped storage reservoirs, in: *Proc. VII ICOLD San Francisco, CIGB, Q61, R. 21, 371–397*.
- [6] GRÄTZ, B., KLIMKE, H.D., MOCK, P., SEIBERT, CH., 2011. Blasenbildung beim Gussasphalt-Einbau. Einflussgrösse Hohlraumgehalt der Asphaltbinderschicht. *Asphalt. J.* 46, 15–25.
- [7] HANDBOOK, 1999. The Shell Bitumen Hydraulics Engineering Handbook, Shell International Petroleum Company Ltd., Shell Centre London, SE1 7NA (CD ROM Version).
- [8] KLEDYŇSKI, Z., BANASZEK, B. 2019. The durability of asphalt concrete lining on embankments of upper reservoirs of pumped-storage power plants. In *Monitoring i bezpieczeństwo budowli hydrotechnicznych, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Państwowy Instytut Badawczy, Warszawa, 17–29*.
- [9] ŘÍHA, J., BUCHTOVÁ, J., 2005. The asphalt and geomembrane dam lining database and its use at the Dlouhé Stráně dam rehabilitation, In: *Dams at the Beginning of the 21st Century, Annual Dresden Conference on Hydraulic Engineering, Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 29, 277–286*.
- [10] SOBOLEWSKI, T. 2010. PGE Energia Odnawialna SA. Monografia Elektrowni Szczycowo-Pompej Porabka Żar Wydanie II, Biała, 195 p.
- [11] SZLING, Z., SZYMAŃSKI, A., 1991. The origin of and prevention from damage to impervious facings, in: *Proc. 17th ICOLD Vienna, Q65, R. 6, 95–71*.
- [12] TBD 2002. PVE Dlouhé Stráně – horní nádrž. V. etapová zpráva trvalého provozu, období 8/01 – 7/02. Vodní díla – TBD a.s. Brno, 2002.
- [13] TBD 2006. PVE Dlouhé Stráně – horní nádrž. II. souhrnná etapová zpráva trvalého provozu, období 8/01 – 7/06. Vodní díla – TBD a.s. Brno, 2006.
- [14] WANG, Z., HAO, J., SUN, Z., MA, B., XIA, S., & LI, X., 2019. Blistering Mechanism Analysis of Hydraulic Asphalt Concrete Facing. *Applied Sciences*, 9(14), 2903.

Ing. Vítězslav Chmelař
vitezslav.chmelar@cez.cz

Ing. Mirka Rudolffová
mirka.rudolfova@cez.cz

ČEZ, a.s.

prof. Ing. Jaromír Říha, CSc.
riha.j@fce.vutbr.cz

Ing. Miroslav Špano, Ph.D.
spano.m@vutbr.cz

VUT v Brně, Fakulta stavební

PROGRAMOVÉ PROSTŘEDKY PRO SIMULACI PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ

S. Kotaška & J. Říha

Ústav vodních staveb, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně

ABSTRAKT: V současné době je k dispozici řada programů umožňujících simulace porušení sypaných hrází v důsledku přelítí a vnitřní eroze zemin. Programy vycházejí z různých zjednodušujících předpokladů, porušení je řešeno různými metodami a vyžaduje specifický rozsah vstupních údajů. Ve vazbě na výpočetní postupy programy poskytují i při zadání stejných vstupních parametrů často různé výsledky. Za účelem doporučit vhodný software pro rutinní inženýrské výpočty vznikla mezinárodní pracovní skupina „Internal Erosion Initiated Breach Model Performance Evaluation“, v níž jsou zastoupeny pracovní skupiny ze zainteresovaných zemí celého světa včetně České republiky. V České republice se využívají empirické rovnice, vycházející z dat reálného protřžení hrází anebo softwaru, které byly odvozeny v 90. letech minulého století jako DAMBRK, BREACH, BRDAM, BEED, FLDWAV, NATRZ doporučené v Metodickém pokynu č. 1 /2010 k technickobezpečnostnímu dohledu nad vodními díly. Cílem prací je otestovat programy simulující porušení sypaných hrází se zaměřením na vnitřní erozi. Ověření softwaru bude provedeno s využitím výsledků modelových (experimentálních) a reálných protřžení hrází. Výsledkem studijních prací bude doporučení na použití jednotlivých programů v praxi s uvedením dalších doporučení pro jejich aplikaci. Článek popisuje dosavadní práci skupiny, uvádí softwarové prostředky vybrané pro testování a vybrané výsledky testovaných experimentů. Stručně je uveden postup testování softwaru.

1. ÚVOD

Dostupné programové vybavení pro simulaci porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze zemin obsahují hydraulické a transportní moduly. Ty jsou založeny na četných předpokladech, využívají často empiricky získané rovnice a příslušné vstupní parametry. Softwarové (SW) prostředky zohledňují celou řadu faktorů a jevů, které mají co nejprůběhověji predikovat vznik a vývoj průsakové cesty, průlomového otvoru a odvodit hydrogram průlomového průtoku v profilu hráze. Některé programy umožňují provedení citlivostní analýzy vstupních parametrů, popř. stochastické modelování.

S cílem doporučit vhodný SW pro praktické výpočty porušení sypaných hrází vnitřní erozí byla vytvořena pod vedením Electricité de France (EDF) a HR Wallingford pracovní skupina „Internal Erosion Initiated Breach Model Performance Evaluation“, v níž jsou zastoupeni odborníci ze zainteresovaných zemí včetně České republiky. Skupina je zaměřena na testování SW pro simulaci porušení hrází vnitřní erozí a na jeho celkové zhodnocení na základě souladu vypočtených charakteristik a dat získaných z laboratorních a polních měření. Předpokládá se, doba řešení 3 roky, diskuze výsledků bude probíhat jednou za půl roku na pracovních setkáních.

2. POPIS HODNOCENÝCH PROGRAMOVÝCH PRODUKTŮ

Pro testování byly vybrány programy WIDAM C, AREBA, RUPRO, DL Breach a EMBREA. SW byl vybrán na základě zkušenosti z testování Dam Safety Interest Group (DSIG) v roce 2017 předešlých verzí programů pro simulaci porušení sypaných hrází přelítím, dostupnosti softwaru, existence uživatelské podpory a manuálů.

2.1 WINDAM C

Software Dam Analysis Modules založený na systému Windows (WinDAM) byl vyvinut společností USDA Agricultural Research Service ve spolupráci s USDA Natural Resources Conservation Service a Kansas State University. Tento SW vychází z předešlé verze SIMBA. Program umožňuje řešit porušení homogenních násypů ze soudržných a nesoudržných materiálů. Odtok z nádrže je řízen až třemi funkčními objekty a nouzovým přelivem, u kterého může vzniknout eroze při patě hráze. Výpočet bere v úvahu rovněž možnost zahlcení funkčních objektů dolní vodou na vodušní straně hráze a snížení jejich kapacity. Při řešení vnitřní eroze je průsakový otvor idealizovaně uvažován jako čtvercový. Pokud dojde k překročení kritického tečného napětí na svahu u vzdušní paty hráze v místě výtoku vody z průsakové trubice, je zahájena simulace zpětné eroze od paty hráze propagující se proti proudu v místě průsakové trubice tzv. „headcut“ eroze. K provalení nadloží průsakové trubice dojde, pokud strop průsakové trubice dosáhne koruny hráze nebo pokud je šířka otvoru větší než dvojnásobek výšky nadloží trubice. Následně výpočet přejde na erozi při přelítí.

SW byl validován na 4 skutečných epizodách, 7 polních zkouškách a na 18 laboratorních experimentech; dále byl validován na experimentech USDA – ARS. Tento model byl zvolen DSIG 2017, protože je vhodný rovněž pro predikci porušení hrází přelítím (Visser et al. 2015). Výhodou SW je příjemné uživatelské prostředí doplněné manuálem. Nevýhodou pak je použití imperiálních jednotek, v nich jsou zadávány vstupy a získávány výstupy. Druhou nevýhodou je simulace pouze headcut eroze, která nelze na rozdíl od ostatních SW zaměnit za výpočet povrchové eroze málo soudržných a nesoudržných zemin. Software je volně šiřitelný a je možné jej zdarma stáhnout na stránkách USDA (Natural Resources Conservation Service, 2020). V současné době je vyvíjen SW WinDAM D, který umožní výpočet porušení hrází sypaných v jednotlivých vrstvách s různými vlastnostmi a WinDAM E zahrnující vnitřním těsnicí jádro (Visser et al. 2015).

2.2 RUPRO

Software RUPRO založený na programu RUBAR20 byl vyvinut společností Cemagref (IRSTEA) v rámci projektu IMPACT. Software RUBAR20 původně sloužil pro výpočet 2D mělkého proudu při průchodu průlomové vlny pod vodním dílem, v roce 2004 byl doplněn modulem RUPRO pro výpočet porušení homogenních hrází ze soudržných a nesoudržných materiálů. Tvar tělesa hráze je v programu zadán pomocí digitálního modelu terénu. Při řešení vnitřní eroze je průsakový otvor uvažován jako kruhový. Odnos materiálu je rovnoměrný po celém plášti trubice, dokud není dosaženo podloží případně materiálu, u kterého není uvažována eroze. Pokud otvor dosáhne 2/3 výšky hráze, dojde ke zřícení stropu otvoru a výpočet přechází na porušení přelítím v obdélníkovém průlomovém otvoru. Model RUPRO byl validován v rámci projektu IMPACT a s využitím dat z experimentů (Paquier et al. 1998; Paquier 2002). SW je vhodný primárně pro simulaci 2D proudění v korytě a inundačním území. Implementovaný model porušení sypaných hrází zahrnuje řadu zjednodušujících předpokladů. Eroze je rozdělena rovnoměrně po celém obvodu a délce průsakové trubice, průlomový otvor při přelítí je aproximován obdélníkovým profilem atp. Nevýhodou jsou podprogramy, ve kterých je třeba vytvářet vstupní data do programu RUBAR20. Softwarové prostředí je uživatelsky nepřívětivé, vyžaduje alespoň základní znalost francouzského jazyka. Software RUBAR20 je vlastnictvím firmy Cemagref a je možné o něj požádat vývojáře softwaru. Pro účely testování byl software poskytnut bezúplatně. Licence se uděluje na dobu 10 let (IRSTEA 2019).

2.3 AREBA

Software AREBA (A Rapid Embankment Breach Analysis) byl vyvinut v roce 2011 v TU Delft ve spolupráci na evropském projektu IMPACT (Van Damme et al. 2012). V roce 2013 byl vývoj softwaru AREBA převzat HR Wallingford. Software AREBA se od té doby rozdělil na komerční SW distribuovaný společností HR Wallingford a nekomerční vyvíjený univerzitou TU Delft (AREBA-TUD). AREBA slouží pro výpočet porušení homogenních i nehomogenních hrází ze soudržných a nesoudržných materiálů. Batygrafie nádrže je aproximován krychlí charakterizovanou maximálním objemem a kótou hladiny v nádrži. Povodňová vlna a odtok z nádrže se uvažuje konstantní. Tvar průsakové trubice je předefinován jako kruhový. Je zde možnost výpočet kohezivních zemin pomocí „headcut“ eroze. Metoda výpočtu kolapsu nadloží průsakové trubice je převzata ze SW HR BREACH (Mohamed 2002), zborcení stropu se vyhodnocuje na základě pevnostních charakteristik zeminy (soudržnost, úhel vnitřního tření). Po provalení nadloží se předpokládá pokles koruny hráze o objem potřebný k naplnění průsakové trubice nadložním materiálem, výpočet pak přechází na porušení při přelítí v obdélníkovém průlomovém otvoru.

Model AREBA byl validován na 4 historických porušení hrází, 7 polních zkouškách a 18 laboratorních experimentech. Tento model byl zvolen DSIG jako vhodný pro rychlou a zjednodušenou predikci porušení hrází přelítím (Van Damme et al. 2012). Výhodou je možnost stochastického modelování metodou Monte Carlo a zadání většiny vstupních parametrů jako náhodných veličin formou střední hodnoty a odchylky. Nevýhodou je značné zjednodušení problému porušení sypané hráze. Program AREBA je soukromý ve vlastnictví HR Wallingford a je možné o něj požádat vlastníka SW. Pro účely testování byl software poskytnut zdarma. Licence je poskytnuta na vyžádání, případně je v nabídce 30denní zkušební verze, na které ale nelze výpočet provádět.

2.4 DL BREACH

Software DL Breach byl vyvinut doktorem na Clarkson University, NY, USA (Wu 2013). SW umožňuje řešení porušení homogenních a nehomogenních násypů ze soudržných a nesoudržných materiálů, např. zonálních hrází a hrází s vnitřním těsněním. Lze rovněž zohlednit opevnění svahů hráze (vegetací apod.). Odtok z nádrže je stanoven na základě hydraulického výpočtu transformace nádrže. Tvar průsakového otvoru je idealizován čtvercem se svislými stěnami. Pokud dojde k překročení kritického tečného napětí u paty hráze, započne výpočet zpětné eroze od paty hráze propagující se proti proudu. Provalení stropu průsakové trubice je dáno stabilitou jejího nadloží a je dáno pevnostními charakteristikami zeminy. Po provalení stropu je proveden modelový propad koruny hráze odpovídající objemu materiálu oderodovaného trubicí. Aby nedošlo k zastavení průtoku průlomovým otvorem v důsledku zavalení průsakové trubice, je vytvořen tzv. „virtuální prostor“, kam je přesunut materiál z kolapsu nadloží průsakové trubice a jeho objem je postupně odnášen na základě překročení kritického tečného napětí. Po oderodování materiálu z virtuálního prostoru, započne výpočet dalšího rozšiřování průlomového otvoru přelítím.

Model DL Breach byl ověřen na 50 případových studiích skutečných poruch přehrad a polních pokusech provedených v rámci projektu IMPACT. Přesnost predikce průlomového průtoku byla 98 %, šířky průlomového otvoru 80 % a času porušení 69 %.

Software je volně šiřitelný a lze jej stáhnout na stránkách Clarkson univerzity. Zajímavou funkcí je modelování přelítí pomocí větrových vln a možnost připočítat vliv větru při porušení. Nevýhodou SW je příprava dat v textovém editoru a spuštění výpočtu z příkazového řádku. Výsledky se ukládají do souboru txt. Omezením je také zjednodušená geometrie průlomového otvoru (lichoběžník, obdélník apod.). Model DL Breach byl nově implementován do SW HEC-RAS 6.0.0, kde je možnost simulace poruchy hráze pomocí modelu DL Breach.

2.5 EMBREA

Software EMBREA byl vyvinut společností HR Wallingford, je nástupcem SW HR Breach. SW byl vyvinut k řešení porušení homogenních a nehomogenních hrází (zonálních, s vnitřním těsněním) ze soudržných a nesoudržných materiálů. Model umožňuje zohlednit porušení krycích vrstev (opevnění, vegetace apod.). Odtok z nádrže funkčními objekty je modelován hydraulickým výpočtem, paralelně probíhá výpočet transformace odtoku nádrží. Potrubí průsakové trubice má proměnlivý tvar v čase. Provalení nadloží průsakové trubice se simuluje obdobně jako v programovém produktu HR BREACH na základě pevnostních charakteristik zeminy nad trubicí. Na kolaps nadloží navazuje simulace porušení přelitím. Při přelití je průlomový rozšiřován nejvíce v dolní polovině otvoru, kde vzniká vyšší namáhání stěn a dna průlomového otvoru při proudění vody. Po ztrátě stability stěn průlomového otvoru je simulováno jejich usmýknutí a kolaps materiálu do průlomového otvoru. Model umožňuje zadání různé erodibility jednotlivých zón hráze.

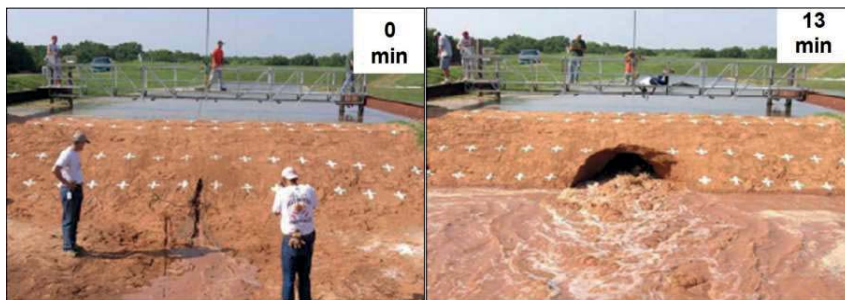
Model EMBREA byl ověřen na 4 skutečných poruchách hrází, na 7 polních a 18 laboratorních experimentech. Tento model byl zvolen DSIG jako jeden z modelů, který kvalitně predikuje porušení hrází přelitím (Mohamed 2002; Morris 2011).

Software je volně přístupný online na stránkách HR Wallingford ve velmi omezené „Lite“ verzi (pouze homogenní hráz, omezená volba metody výpočtu atd.) a za poplatek 500 £/rok v kompletní verzi, případně za 5000 £ za časově neomezenou licenci. Výhodu je využití metody Monte Carlo pro stochastické a citlivostní simulace.

3. POPIS VALIDAČNÍCH EXPERIMENTŮ

Jako první sada pro testování byly zvoleny dobře dokumentované experimenty porušení sypaných hrází vnitřní erozí.

- United States Department of Agriculture (USDA) kontrolované testy (obr. 1) – velmi kvalitní data s fotografiemi a videonahrávkami událostí, dobrá znalost přítoku, odtoku, okrajových podmínek, vlastností půdy včetně testování charakteristik erodibility.
- Polní testy provedené v rámci projektu firmy IMPACT Norway (obr. 2) – řízené experimenty s fotografiemi a videozáznamy. Hydraulické charakteristiky jsou občas hůře zaznamenány, a to v důsledku nepřesností v okrajových podmínkách daných přírodními poměry. Stavba hráze rovněž nebyla vždy dobře zdokumentována. V rámci testu byly zaznamenány základní vlastnosti zemín, které umožnily odhad kritického tečného napětí a erodibility. Přímé měření erozních charakteristik zemín nebylo provedeno.



Obrázek 1: Vybrané experimenty prováděné v laboratoři USDA – HERU Stillwater, USA (Hanson et al. 2010).



Obrázek 2: Vybraný experiment prováděný během IMPACTU v Norsku (Vaskinn et al. 2004).

Tabulka 1: Vybrané experimenty pro první programové testování modelů

Organizace	Popis a účel zkoušky	Počet testů	Reference
HR Wallingford	Vnitřní eroze (piping)	0	-
USDA-ARS-HERU Stillwater, USA	Vnitřní eroze (piping)	2	(Hanson et al. 2010)
Norsko – IMPACT	Vnitřní eroze (piping)	1	(Vaskinn et al. 2004)

Dva testy byly provedeny ve venkovní laboratoři USDA – ARS – HERU Stillwater (tab. 1). Porušení čtvrté hráze bylo provedeno v Norsku v rámci projektu IMPACT (tab. 1). Hráze byly pro první testování uvažovány jako homogenní. Hráz testovaná v laboratoři USDA-ARS-HERU byla zhotovena z písku s jílovitou příměsí. Ke kolapsu nadloží došlo za 15 minut (Hanson et al. 2010)). Druhá testovaná hráze byla homogenní z jílovité morény (obr. 2), k porušení nadloží došlo za 27 minut (Vaskinn et al. 2004)

4. POSTUP TESTOVÁNÍ A CÍLE

Cílem studia porušení hráze průsakovou erozí je určení časového průběhu průtoku $Q_b(t)$ průlomovým otvorem (hypotetickou průsakovou trubicí) ve vazbě na průběh polohy $H(t)$ hladiny vody v nádrži a průměru $D(t)$ průsakové trubice. Zjednodušeně se dá říct že, porušení vnitřní erozí je první stupeň porušení hráze, který po prolomení nadloží nad průsakovou trubicí přechází v porušení při přelítí.

Řešení vývoje průlomového otvoru vznikajícího při porušení hráze průsakovou erozí je nejčastěji popsáno následujícími časově proměnnými stavovými veličinami:

- objem vody v nádrži $V(t)$ [m^3],
- poloha hladiny v nádrži $H(t)$ [m n. m.],
- přepadová výška v místě průlomového otvoru $h(t)$ [m],
- průtok průlomovým otvorem $Q_b(t)$ [m^3/s],
- rychlost vody v průsakové trubicí $v_{pip}(t)$ [m/s],
- průměr, poloměr průlomového otvoru $D(t)$, $r(t)$ [m],
- tečné napětí podél stěn otvoru $\tau(t)$ [Pa],
- rychlost eroze na jednotku plochy $\dot{\epsilon}(t)$ [$\text{kg}/\text{s}/\text{m}^2$],
- tlakový gradient v trubicí $IE(t)$ [-].

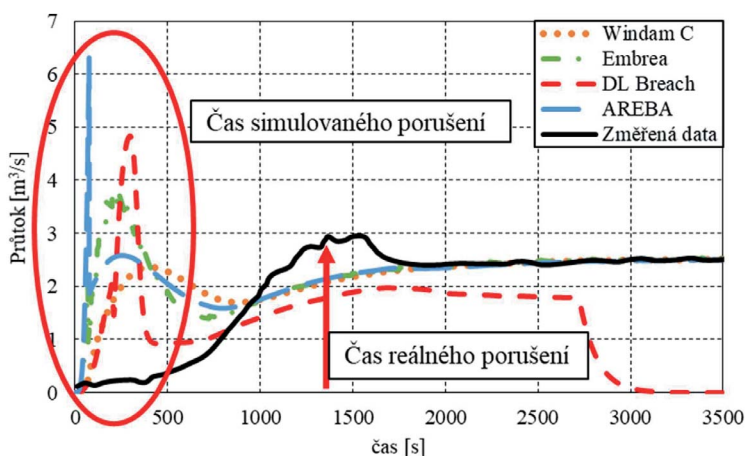
Testování programů probíhá ve třech etapách. V každé etapě je zvolen určitý počet případů (nejčastěji 2–4 případové studie) porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze z provedených experimentů nebo případových studií porušení. V první etapě se testuje SW na experimentálních datech z polních pokusů malých homogenních hrází, u kterých jsou dobře

zaznamenány všechny parametry protřžení. V druhé etapě budou předmětem řešení hráze velkých přehrad, ve třetí etapě pak ochranné hráze.

Každá etapa bude rozdělena na dvě fáze testování. V první fázi, tzv. „blind testing“ bude k dispozici jen omezené množství informací bez známých hodnot maximálního průlomového průtoku, šířky a tvaru průlomového otvoru atd. Cílem testování bude optimalizovat parametry porušení a odhadnout rozměry otvoru a průlomový průtok. Následně budou výsledky simulací porovnány se známým průlomovým průtokem, velikostí průlomového otvoru, dobou protřžení atp. V druhé fázi, tzv. „backward testing“ budou poskytnuty všechny dostupné informace a data k provedeným experimentům. Cílem bude optimalizovat vstupní parametry modelu a sblížit výsledné vypočtené odtoky z nádrží s průtoky naměřenými při experimentech.

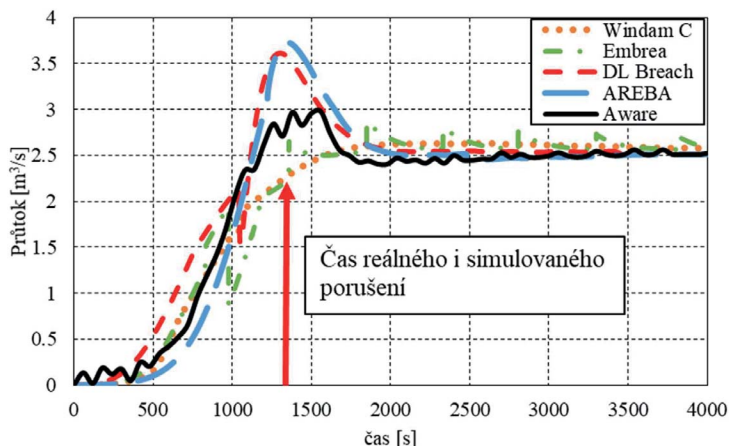
5. DÍLČÍ VÝSLEDKY

Výsledky z první **simulace** porušení sypané hráze vnitřní erozí – HERU Stillwater, USA – část blind je uvedena na 0, kde je vidět že kulminační průtok je oproti reálnému pokusu nadhodnocen a zároveň je časově posunut.



Obrázek 3: Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – HERU Stillwater, USA – část blind test.

Výsledky z první **simulace** porušení sypané hráze vnitřní erozí – HERU Stillwater, USA – část aware je uvedena na 0 kde je vidět časová i kulminační shoda výsledků ze všech analyzovaných SW. U všech SW došlo k přepočtení vstupních parametrů součinitele erodibility na základě parametru tečného napětí a v případě softwaru DL Breach došlo ke změně jednak parametru kritického tečného napětí tak i parametru erodibility. Výsledky se tímto přiblížily reálnému porušení, a to jednak hydrogramem průtoku, tak průběhem hladiny v nádrži a zároveň i velikostí průlomového otvoru. Z výsledků je patrné, že při správných vstupních parametrech zeminy, a to hlavně erodibility a kritického tečného napětí, lze dosáhnout vysoké přesnosti predikce hydrogramu průlomového průtoku při vzniku porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze.



Obrázek 4: Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – HERU Stillwater, USA – část backward test.

6. ZÁVĚR

Součástí krizových plánů jsou také výsledky studií protřžení sypaných hrází jejich přelitím a vnitřní erozí. Součástí těchto studií je mimo jiné simulace protřžení hráze a odvození hydrogramu odtoku z nádrže v hrázovém profilu. K tomu mohou sloužit účelově sestavené nebo komerční programové produkty. Ty mohou poskytovat různý uživatelský komfort ale také značně odlišné výsledky. Tento příspěvek poskytuje informaci o činnosti pracovní skupiny pro testování dostupného komerčního programového vybavení pro simulaci porušení sypaných hrází vnitřní erozí, uvádí přehled vybraných programů a stručně popisuje způsob testování a dílčí výsledky. Výsledkem práce skupiny bude doporučení na použití vhodného softwaru s uvedením spolehlivosti jeho výstupů a návodu na jeho použití. Výsledky činnosti pracovní skupiny budou publikovány v odborném tisku.

PODĚKOVÁNÍ

Tato práce vznikla za podpory projektu FAST-J-21-7486 *Citlivostní analýza parametrů vstupujících do modelů porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze* a projektu FAST-J-22-7998 *Ověření tvaru spektra větrových oscilačních vln na uzavřených vodních plochách*.

LITERATURA

- [1] HANSON, G. J.; TEJRAL, R. D.; HUNT, S. L.; TEMPLE, D. M. Internal erosion and impact of erosion resistance. Proc. 30th U.S. Society on Dams Annual Conference, April 12-16, 2010, Sacramento, California, str. 773-784.
- [2] KOTAŠKA, S.; ŘÍHA, J. Přehled metod modelování porušení zemních hrází. Vodní hospodářství. 2019, 69, 11, 2–10.
- [3] MOHAMED, M., A., A. Embankment breach formation and modelling methods. Ph.D. Thesis, The Open University, England, 2002.

- [4] MORRIS, M., W. Breaching of earth embankments and dams. Ph.D. Thesis, The Open University, England, 2011.
- [5] PAQUIER, A.; NOGUES, P.; HERLEDAN, R. Model of piping in order to compute dam-break wave. Concerted Action on Dambreak Modelling: Munich Meeting, Munich, Germany, 1998.
- [6] PAQUIER, A. Rupro, breach model used by cemagref during Impact Project. 1st Project Workshop (Wallingford Meeting), Wallingford, England, 2002.
- [7] VAN DAMME, M.; MORRIS, M., W.; HASSAN, M., A., A., M. A new approach to rapid assessment of breach driven embankment failures. FRMRC Research Report, WP4.4, 2012.
- [8] VASKINN, K., A.; LOVOLL, A.; MORRIS, M.; HASSAN M., A., A., M. Physical modelling of Breach formation: Large scale field test. IMPACT project, (www.floodsite.net), 2004.
- [9] VISSER, K.; TEJRAL, R.D.; AND NEILSEN, M.L. WinDAM C earthen embankment internal erosion analysis software. Proceedings of the Joint Federal Interagency Sedimentation and Hydrologic Modeling Conference, April 19-23, 2015, Reno, Nevada, 10.
- [10] WU, W. Simplified physically based model of earthen embankment breaching. Journal of Hydraulic Engineering, 2013, 139, 8, 837-851.
- [11] WU, W. Introduction to DLBreach – A Simlified Physically – Based Dam/Levee Breach Model. Technical Report, April 2016, Clarkson University, NY, USA, 120.
- [12] IRSTE. RUBAR 20. Operating manual. Centre de Lyon Villeurbanne, October 2019, 62.
- [13] NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE [online]. 2022© United States Department of Agriculture. [Cit. 20.1.2022]. Dostupné z: <https://www.nrcs.usda.gov/>

Ing. Stanislav Kotaška

*Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Veverí 95, 602 00 Brno
kotaska.s@fce.vutbr.cz*

prof. Ing. Jaromír Říha, CSc.

*Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Veverí 95, 602 00 Brno
riha.j@fce.vutbr.cz*

VD LIPNO I - PEVNOSTNÍ KONTROLA OCELOVÉ KONSTRUKCE KLAPEK PŘELIVU S NÁSLEDNOU REALIZACÍ ZESÍLENÍ V RÁMCI ZVÝŠENÍ RETENČNÍ SCHOPNOSTI A ZVĚTŠENÍ ZÁSOBNÍHO OBJEMU VD

P. Lachman & L. Vojta

Povodí Vltavy, státní podnik, Česká republika

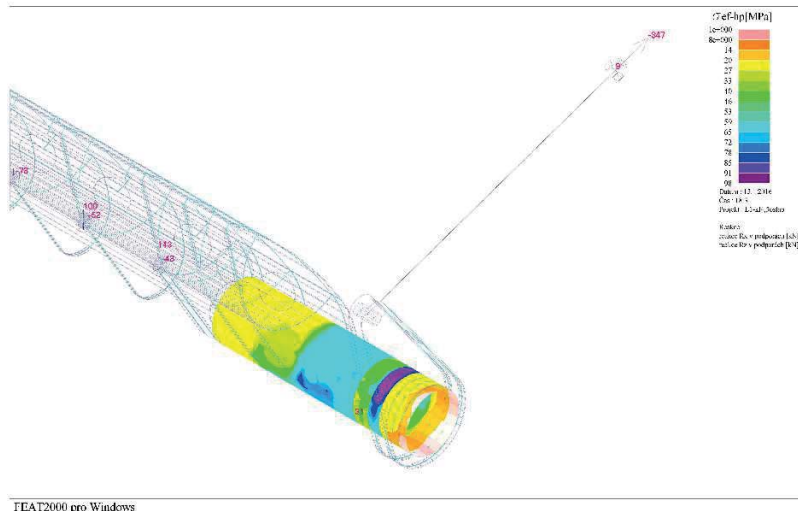
Abstrakt: Na základě průběžných komplexních prohlídek technologie prováděných v souladu se směrnicemi provádění technickobezpečnostního dohledu ve spojitosti s možností zvýšení maximální hladiny, byla nasměrována pozornost na stávající konstrukci klapek bezpečnostního přelivu hráze. Ty jsou stěžejním prvkem pro ovladatelný převod vody a musí splňovat pevnostní požadavky na tlakové působení vody s vyhovujícím součinitelem bezpečnosti ve všech možných zatěžovacích stavech při manipulaci s nimi.

Na základě doporučení TBD byla prováděna kontrolní periodická měření tloušťky stěny ovládacích trub klapek, která odhalila i lokální korozní zeslabení těchto částí. Proto byl zadán požadavek na provedení pevnostní kontroly celé konstrukce, s cílem zdokumentovat rozložení zatížení a napětí v ocelové konstrukci klapek ve všech zatěžovacích stavech tak, aby bylo možno posoudit vliv korozních úbytků a stanovit jejich mez ve všech prvcích konstrukce, dle platné ČSN EN 1990 ed.2 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. To vše zároveň ve spojitosti s možnou vyšší maximální provozní hladinou.



Obrázek 1: Těleso hráze s klapkami přelivu VD Lipno I.

Klapka VD Lipno I - rozložení napětí v trubce pohonu oslabené korozí na 13 mm.
Zat. stav : Klapka vztyčená s přetlakovou hranou max.výhledové vzdutí 726,10.



Obrázek 4: Rozložení napětí v trubce pohonu oslabené korozí z 15 na 13 mm.

Mezní stavy (limit states) jsou stavy, při jejichž překročení již konstrukce nesplňuje příslušná návrhová kritéria. Na základě druhu a zatřídění konstrukce (třída provedení EXC3, třída následků CC3, s nejvyšší třídou spolehlivosti RC3, opět dle ČSN EN 1990) bylo provedeno namodelování zatížení konstrukce s vlivem statických i dynamických účinků. Na základě výsledků a nalezení míst špičkových hodnot napětí v konstrukci byl proveden statický posudek pro korozi zeslabenou ovládací trubku pohonu podle současně platné metodiky Eurokódů (konkrétně Eurokód 3 - Navrhování ocelových konstrukcí ČSN EN 1993-1-1), upravený parciálními součiniteli zatěžovacích stavů. Výsledkem je vyhovující dosažení maximální napětí, ovšem na samé mezi při uvažované vyšší hladině. Při současné o 50 cm nižší maximální hladině je rezerva větší.

Z důvodu toho, že výhledová úroveň max. hladiny 726,10 přivodí dosažení meze napětí v ovládací trubce pohonu již statickým zatížením bez rezervy na dynamické účinky, bylo doporučeno provedení zásadní rekonstrukce klapky, především posílení trubek ovládání a přenosu kroutícího momentu na těleso klapky. Navržené úpravy klapky byly provedeny pro zajištění provozní spolehlivosti dle samostatně vypracovaného projektu pro posílení konstrukce klapky a její realizaci.

Posílení míst s diagnostikovaným špičkovým napětím bylo realizováno překlátováním pásnicemi a dodatečnými výztuhami o tloušťkách 8 a 12 mm. Technologie navařování těchto prvků byla stanovena rovněž s ohledem na rizika deformací konstrukce a vyžadovala přesné dodržení definovaného technologického postupu svařování dle EN ISO 3834 jenž byl součástí předvýrobní přípravy. Obsahoval specifikaci postupů svařování (WPS) včetně svařovacího materiálu, předehřevu, interpass teploty a opatření pro zabránění zkroucení během a po svařování. Rovněž důležité bylo stanovení sledu svařování s omezením, stanovení přípustných míst zapálení a ukončení svařování včetně mezilehlých míst umístění zapálení a ukončení

svařování, kde geometrie je taková, že svařování nelze provádět spojitě. Veškeré svařovací postupy probíhaly podle ČSN EN 1090-2+A1- Provádění ocelových konstrukcí a byly prováděny pracovníky s požadovanou příslušnou kvalifikací. V rámci celé akce úpravy klapky byla provedena repase ložisek a následná aplikace nové protikorozi ochrany konstrukce obou klapky.

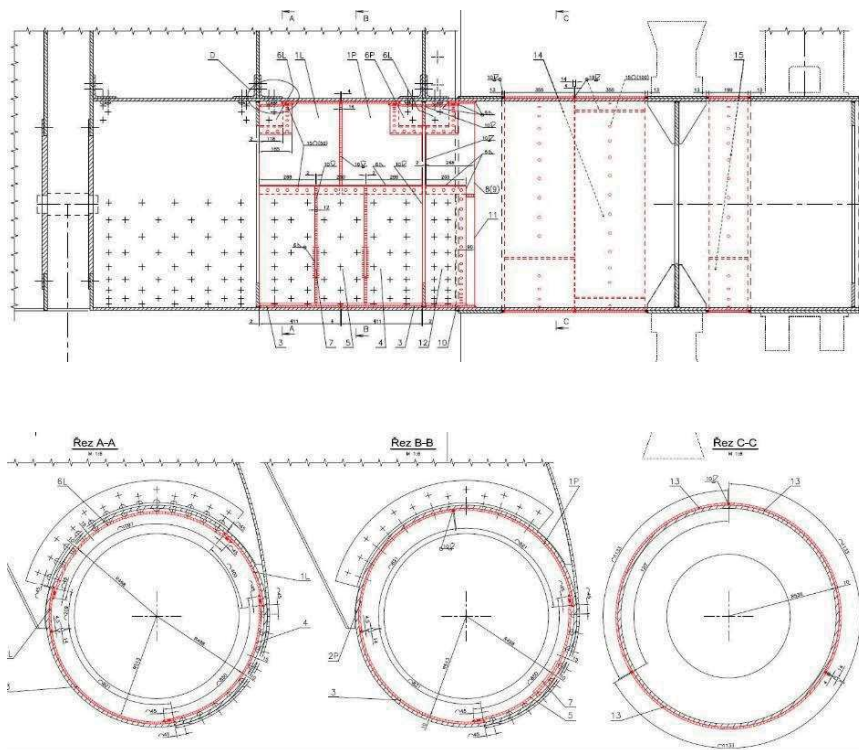


Schéma 1: Výrobní výkresy zesilovacích prvků ovládací roury klapky.

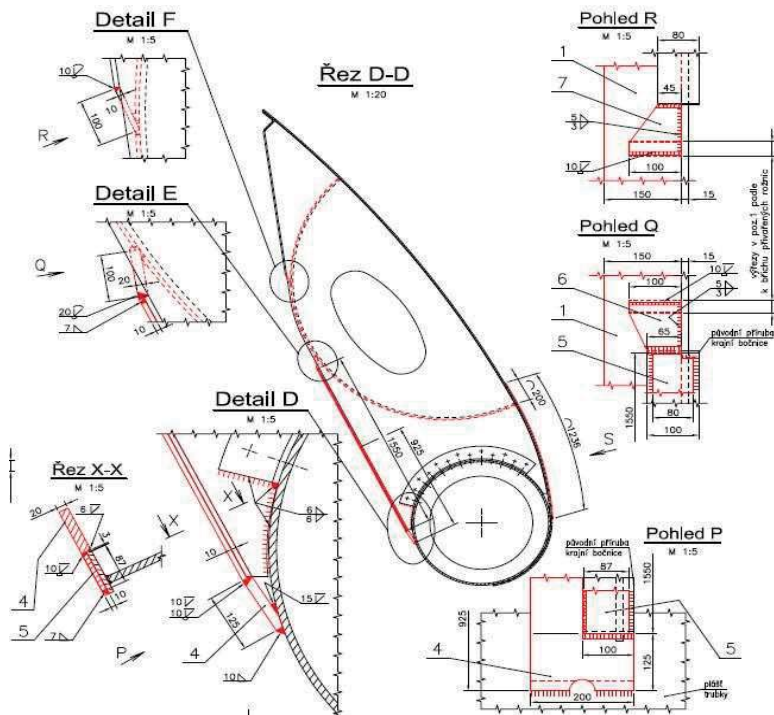


Schéma 2: Detaily dílčích posilovacích prvků v konstrukci klapky.



Obrázek 5: Vnější výztuhy a posílení ovládací trubky klapky.

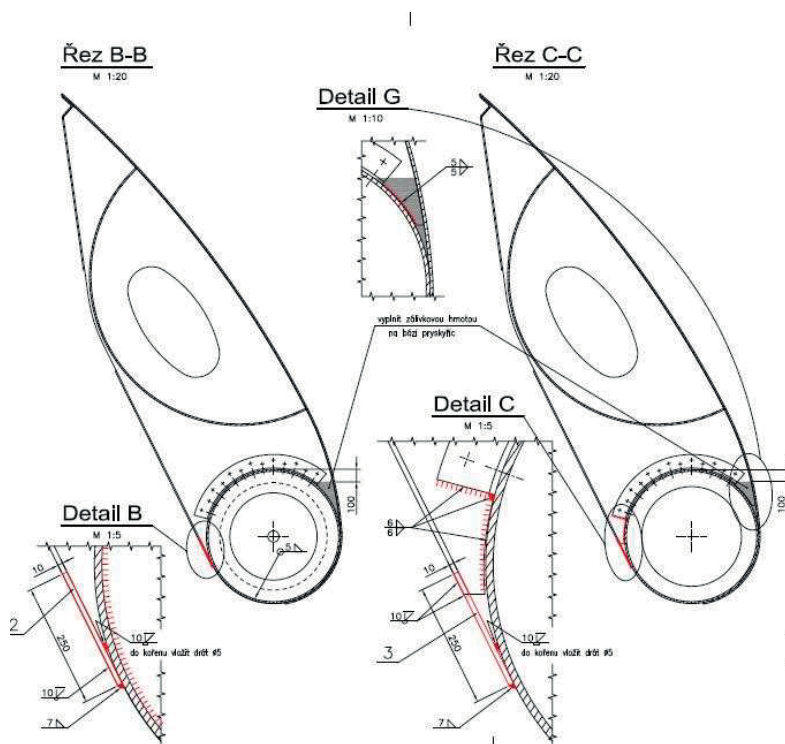


Schéma 3 – vyznačení druhu a rozměru svárů v detailech.



Obrázek 6: Detail překlátování a posílení vnitřní strany ovládací trubky.



Obrázek 7: Nová protikoroziční ochrana klapky.

Ing. Pavel Lachman

Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5, Česká republika

pavel.lachman@pvl.cz

L. Vojta

Povodí Vltavy, státní podnik, Česká republika

SPRIECHODNENIE MIGRAČNEJ BARIÉRY NA VS VEĽKÉ KOZMÁLOVCE

M. Minárik & T. Mészáros

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, š. p., Bratislava, Slovakia

E. Styk & J. Michalková

SLOVENSKÝ VODOHOSPODÁRSKY PODNIK, š. p., Bratislava, Slovakia

ABSTRAKT: Vodná stavba Veľké Kozmálovce sa nachádza na rieke Hron v rkm 73,50. Hlavným účelom vodnej stavby je zabezpečenie odberu technologickej a chladiacej vody pre atómovú elektráreň v Mochovciach. Ďalej zabezpečuje minimálny prietok v toku Hron, odber pre Perec, MVE využíva spád na výrobu elektriny, slúži na chov rýb a športový rybolov. Výstavbou hate ukončenej v roku 1988 sa vytvorila bariéra, ktorá neumožňovala migráciu rýb a iných vodných živočíchov. Pre elimináciu tohto nepriaznivého stavu sa v súlade Rámcovou smernicou o vode správca vodnej stavby SVP š. p. rozhodol vybudovať prírodné pôsobiaci rybovod pre umožnenie protiprúdovej migrácie rýb mrenového pásma. Realizáciou projektu, ktorá prebehla v období rokov 2018–2019 a jej zhodnotením z hľadiska technicko-bezpečnostného dohľadu sa zaoberá predkladaný článok.

1. VODNÁ STAVBA VEĽKÉ KOZMÁLOVCE

Vodná stavba Veľké Kozmálovce sa nachádza na rieke Hron v rkm 73,50, neďaleko obce Veľké Kozmálovce. Z hľadiska odborného technicko-bezpečnostného dohľadu je vodná stavba zaradená do II. kategórie. VS Veľké Kozmálovce slúži hlavne na odber technologickej a chladiarenskej vody pre atómovú elektráreň v Mochovciach, pričom ďalej zabezpečuje minimálny prietok v toku Hron, odber pre Perec, slúži na športový rybolov, rekreačné účely a vodné športy. Malá vodná elektráreň využíva spád na výrobu elektriny.

Hlavným objektom vodnej stavby je pohyblivá hať s tromi poľami, pravostranná a ľavostranná zemná hrádza, malá vodná elektráreň a odberný objekt pre jadrovú elektráreň Mochovce. Pravostranná a ľavostranná zemná hrádza je zo štrkopiesku, tesniacim prvkom je fólia z polyetylénu uložená na návodnej strane, chránená prísypom zeminy s rozprestierkou z lomového kameňa. V pravostrannej hrádzi v km 0,170–0,212 staničenia hrádze sú umiestnené odberné objekty pre odber vody pre EMO s max. kapacitou $4,8 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.



Obrázok 1: Pohľad na haťové polia vodnej stavby Veľké Kozmálovce.

1.1 STRUČNÝ POPIS STAVBY „VS VEĽKÉ KOZMÁLOVCE, ZABEZPEČENIE POZDĽŽNEJ KONTINUITY A SPRIECHODNENIE TOKU HRON RKM 73,400“

Popri pozitívnom prínose vyplývajúcom z plnenia svojich účelov, predstavuje VS Veľké Kozmálovce aj negatívny vplyv v podobe prekážky pri migrácii vodných živočíchov. Z uvedeného dôvodu sa pristúpilo k riešeniu biokoridoru slúžiaceho na odstránenie migračnej bariéry na toku. Na podklade predchádzajúcich štúdií, ktoré riešili trasovanie rybovodu na ľavej strane vodnej stavby Veľké Kozmálovce vypracovala firma CABEX s.r.o. dokumentáciu pre stavebné povolenie a realizáciu stavby v roku 2014 s názvom VS Veľké Kozmálovce, zabezpečenie pozdĺžnej kontinuity a spriechodnenie toku Hron rkm 73,400 (ďalej aj ako projektová dokumentácia, resp. PD) [1]. Vypracovaná projektová dokumentácia je komplexným riešením rybovodu, ako aj objektov v miestach kritického križovania. Rybovodom bolo potrebné prekonať križovanie ľavostrannej hrádze zdrže nad haťou v podobe vtokového objektu, križovanie prístupovej komunikácie k vodnej stavbe rámovým priepustom. V mieste križovania ľavostrannej ochrannnej hrádze pod VS je umiestnený výtokový objekt. Súčasťou projektu sú aj nevyhnutné preložky sietí: preložka káblov vysokého napätia, optických káblov, vodovodného potrubia a priesakového kanála. Samotná realizácia projektu prebehla v období rokov 2018–2019.



Obrázok 2: Situácia stavby biokoridoru (zdroj: SVP, š.p.).

Forma biokoridoru je zadefinovaná ako bezprekážkový koridor s bystrinnými prvkami, ktorý má nahradiť neexistujúcu trasu pre protiprúdovú migráciu rýb mrenového pásma. Materiálové zloženie riešeného biokoridoru bolo čo najviac prispôsobené lokálnym drsnostiam rieky Hron. Tvar koryta biokoridoru je navrhnutý tak, aby bola v celom úseku zavodená hladina o šírke 5m a dodržaná minimálna hladina 0,7m. Biokoridor sa vyznačuje tvarom striedania plytčiny v ktorej sú minimálne hĺbky a rýchlosti a hĺbočiny v osi koryta biokoridoru, v ktorej bude sústredená hlavná prúdnic. Bystrinná časť biokoridoru je rozdelená na 3 pozdĺžne celky, kde sa plynule striedajú konkávne a konvexné úseky. Hlavné objekty resp. prvky biokoridoru sú:

- Výtokový objekt

Výtokový objekt je navrhnutý v mieste križovania biokoridoru s ľavostrannou ochrannou hrádzou (ďalej aj ako L'OH) pod haťou ako železobetónový celok, tak aby netvorila migračnú bariéru. Hlavnou funkciou objektu je ochrana biokoridoru pred spätným vzduťm vody z toku Hron počas povodňových stavov. Druhou dôležitou funkciou je naopak, dočasné zadržanie vody v biokoridore počas období sucha, pri nedostatku vody.

- Lávka
- Oporný múr pri lávke

Lávka a oporný múr pri lávke sú situované pred výpusťným objektom biokoridoru.

- Rámový priepust

Rámový priepust sa nachádza v mieste križovania s prístupovou komunikáciou pre VS Veľké Kozmálovce. V mieste rámového priepustu je zavodená šírka biokoridoru zúžená z 5 m na 4 m (jedná sa o dĺžku 9,5m).

- Hlavný oporný múr

Hlavný oporný múr vychádza z konfigurácie jestvujúceho terénu – ľavostranná ochranná línia. Oporný múr je situovaný v tesnej blízkosti jestvujúcich objektov.

- Vtokový objekt

Účelom vtokového objektu je využiť hladinový režim v zdrži tak, aby do bystrinnej bezprekážkovej časti biokoridoru prúdil prietok v intervale 1 až 1,5 m³.s⁻¹. Vtokový objekt pozostáva z piatich vtokových otvorov, ktoré sú hradené štvorcovými stavidlami. Samotné teleso vtokového objektu pozostáva z 15 komôr, ktoré plynulo prevádzajú vodu do bystrinnej časti biokoridoru.

2. PREVÁDZKA VS VEĽKÉ KOZMÁLOVCE A VYKONÁVANIE TECHNICKO-BEZPEČNOSTNÉHO DOHĽADU

V zmysle znenia zákona 364/2004 Z.z. o vodách a o zmene zákona o priestupkoch (ďalej aj ako vodný zákon) sa odborný technicko-bezpečnostný dohľad (ďalej aj ako TBD) zameriava na zisťovanie technického stavu vodnej stavby, ktorej poškodenie môže spôsobiť ohrozenie príslušného územia, života ľudí a majetku, najmä uvoľnením vzdúvanej alebo zadržiavanej vody.

2.1 PREVÁDZKA VS VEĽKÉ KOZMÁLOVCE A VYKONÁVANIE TECHNICKO-BEZPEČNOSTNÉHO DOHĽADU POČAS PRÍPRAVY PROJEKTU BOKORIDORU

V rámci výkonu TBD počas prípravnej fázy projektu „VS Veľké Kozmálovce, zabezpečenie pozdĺžnej kontinuity a spriechodnenie toku Hron rkm 73,400“ sa k predloženej projektovej dokumentácii vypracovalo stanovisko hlavného zamestnanca dohľadu (ďalej aj ako HZD). HZD požadoval v uvedenom stanovisku, k zabezpečeniu riadneho chodu TBD, dodržanie niekoľko zásad a požiadaviek, a to najmä:

- Včasné informovanie HZD o zámeroch investora uvedenej stavby a prizývanie k dôležitým rokovaniam týkajúcich sa VS.
- Zachovanie plnej funkcie pätného drénu ľavostrannej ochrannej hrádze a s ním súvisiacich objektov.
- V miestach križovania ľavostrannej ochrannej hrádze objektmi biokoridoru zabezpečenie ich previazania takým spôsobom, aby nedošlo k vzniku priesakových plôch a k ohrozeniu stability ochrannej hrádze.
- Osadenie kontrolných výškových bodov (klincových značiek) a vodočetnej laty na vtokovom a výtokovom objekte.

Na základe zhodnotenia zmien spôsobených vybudovaním (v zmysle PD) a prevádzkovaním biokoridoru, bolo rozhodnuté, že predmetné zmeny nie sú natoľko významné, aby bolo potrebné vypracovať aktualizovaný odborný posudok o preskúmaní kategórie vodnej stavby. VS Veľké Kozmálovce bola ponechaná v II. kategórii.

2.2 PREVÁDZKA VS VEĽKÉ KOZMÁLOVCE A VYKONÁVANIE TECHNICKO-BEZPEČNOSTNÉHO DOHĽADU POČAS VÝSTAVBY BIOKORIDORU

Na základe verejného obstarávania bola vypracovaná zmluva o dielo s firmou Váhostav – SK, a. s. a práce na stavbe sa začali dňom odovzdania staveniska 15.8.2018 s predpokladaným termínom ukončenia 31.10.2019.

Vplyvom výstavby biokoridoru vznikali faktory (kritické stavebné materiály, prvky, postupy a práce), ktoré mohli resp. môžu negatívne ovplyvniť bezpečnosť a prevádzkyschopnosť VS Veľké Kozmálovce. Keďže sa jedná o prístavbu k existujúcej VS, tieto faktory je možné deliť nasledovne:

- A. Faktory, ktoré môžu ohroziť resp. ovplyvniť bezpečnosť a prevádzkyschopnosť VS Veľké Kozmálovce ako celku.
 - a. Montážne štádium biokoridoru.
 - i. Postup stavebných prác a úkonov
 - ii. Opatrenia počas povodňových aktivít - Plán povodňovej aktivity dodávateľa
 - iii. Stabilita a nepriepustnosť dočasných ohrádzok v mieste kritických križovaní
 - iv. Stabilita dočasných výkopov a zárezov
 - b. Celková existencia VS.
 - i. Zachovanie funkčnosti jestvujúcich tesniacich prvkov (napojenie biokoridoru na jestvujúce objekty a prvky VS).
 - ii. Zachovanie funkčnosti jestvujúcich drenážnych systémov resp. ich nahradenie v podobe ekvivalentného technického riešenia.
 - iii. Vodotesnosť, mechanická odolnosť a stabilita nosných prvkov objektov biokoridoru v mieste kritických križovaní (správny návrh, vyhovujúca kvalita použitých stavebných materiálov, prác a úkonov).
 - iv. Osadenie a funkčnosť zariadení potrebných na manipuláciu biokoridoru v miestach kritického križovania.
- B. Faktory, ktoré môžu ohroziť resp. ovplyvniť bezpečnosť a prevádzkyschopnosť biokoridoru.
 - i. Primeraná vodotesnosť, mechanická odolnosť a stabilita nosných prvkov objektov biokoridoru (správny návrh, vyhovujúca kvalita použitých stavebných materiálov, prác a úkonov).
 - ii. Osadenie a funkčnosť zariadení potrebných na manipuláciu biokoridoru.

VS Veľké Kozmálovce, vyplývajú z jej strategického charakteru, musela počas výstavby biokoridoru zabezpečovať dodávku technologickej a chladiacej vody pre atómovú elektrárňu v Mochovciach. Z dôvodu komplexnosti postupu stavebných prác, ktoré sa museli prispôbovať aktuálnym požiadavkám prevádzky VS, bol rozsah dohľadu na základe priebežných kontrolných dní operatívne prispôbovaný a zosúladený s aktuálnym postupom stavebných prác.

V rámci výkonu TBD počas výstavby biokoridoru VS Veľké Kozmálovce, sa s ohľadom na faktory, ktoré môžu negatívne ovplyvniť bezpečnosť a prevádzkyschopnosť VS vykonali nasledovné úkony:

- Účast' na dôležitých rokovaniach a kontrolných dňoch.

Aktivna účasť za účelom zosúladienia výkonu TBD počas výstavby biokoridoru s postupom výstavby biokoridoru v zmysle ustanovení Vyhlášky TBD.

• Vizuálne obhliadky

Obhliadky boli hlavne zamerané na kontrolu vyššie uvedených faktorov vplyvujúcich na bezpečnosť resp. prevádzkyschopnosť vodnej stavby. Jedným z hlavných problémov počas výstavby bola strmosť svahov vytvorená po zárezu do jestvujúcich násypov resp. ochranných hrádzi v montážnom štádiu budovania oporných múrov, ktoré sa vykonalo bez dočasného zabezpečenia napriek upozorneniam HZD. Situácia dospela až k malým lokálnym zosuvom, ktoré potencionálne ohrozovali stabilitu prevádzkovej budovy (viď Obrázok 3). Po mimoriadnom kontrolnom dni sa pristúpilo k urýchlenu zhotoveniu oporných konštrukcií a k vykonaniu spätného zásypu.



Obrázok 3: vľavo – zárez do jestvujúceho násypu; vpravo – malý lokálny zosuv v blízkosti prevádzkovej budovy.

Ďalším významným problémom bolo náhradné technické riešenie dočasných ohrádzok pre budovanie vtokového objektu. Pôvodné riešenie uvažovalo s dočasným ohradením pomocou štetovnic, ktoré mali byť stabilizované zemným násypom, avšak z dôvodu kolízie štetovnic s jestvujúcim dnovým, fóliovým tesnením sa toto riešenie zamietlo a pristúpilo sa k dočasnej ohrádzke zo zemného násypu bez štetovnic (viď. Obrázok 4 – vľavo), pričom práce na vtokovom objekte prebiehali po zosúladení prevádzkových požiadaviek odberateľa pri minimálnej prevádzkovej hladine. Po realizácii hrubej stavby vtokového objektu sa väčšia pozornosť venovala následnému napojeniu novej tesniacej fólie na jestvujúce fóliové plášťové tesnenie ľavej ochrannej hrádze zdrže VS (viď. Obrázok 4 – vpravo).



Obrázok 4: vľavo – Dočasná zemná ohrádzka; vpravo – Spoj nového a jestvujúceho fóliového plášťového tesnenia LOH.

- Zahustenie počtosti vybraných meraní a vykonanie kontrolných a špeciálnych meraní

Popri kontrolnom meraní, ktoré sa na VS vykonávajú v rámci povinnosti HZD za trvalej prevádzky VS, sa pre potreby budúcich numerických analýz odobrali v mieste výkopu vtokového objektu vzorky zemín LOH a jej podložia. Laboratórne skúšky na odobratých vzoriek sa následne vykonali v laboratóriu stavebnej fakulty STU v Bratislave [3]. Rovnako sa v rámci výkonu TBD vykonával videomonitoring ľavostranného potrubia pätného drénu v úseku rámového priepustu za účelom overenia jej funkčnosti, na základe ktorej sa nakoniec rozhodlo o jej zachovaní (projekt pôvodne uvažoval o prekládke). Ďalej, za účelom včasného identifikovania anomálnych javov (zvýšené priesakové množstvá alebo zakalenie) počas trvania stavebných prác na vtokovom objekte a následne za účelom overenia funkčnosti napojenia vtokového objektu na LOH zdrže (overenie funkčnosti fóliového plášťového tesnenia) sa početnosť merania priesakových množstiev v šachte nachádzajúcej sa v tesnej blízkosti vtokového objektu zahustilo z pôvodnej počtosti raz týždenne na raz denne.

- Vypracovanie projektu meraní biokoridoru [5]

V projekte meraní sa navrhlo osadenie nových merných zariadení v podobe kontrolných výškových bodov a vodočetnej laty. K novým merným zariadeniam sa na základe vykonaných numerických analýz stanovili ich medzné hodnoty.

- Účasť na funkčnej skúške a kolaudácii biokoridoru

Po ukončení stavebných prác a funkčnej skúšky biokoridoru na max. dovolený prietok sa dňa 11.12.2019 vykonala kolaudácia biokoridoru za účasti všetkých zainteresovaných strán. Následne na základe kolaudačnej prehliadky biokoridoru okresný úrad Nitra vydalo rozhodnutie o povolenie v súvislosti s užívaním vodnej stavby na obdobie 10 rokov.

2.3 SKÚŠOBNÁ PREVÁDZKA BOKORIDORU

Z hľadiska technicko-bezpečnostného dohľadu, tak ako aj počas výstavby objektu rybovodu, sa VS nachádza v etape trvalej prevádzky. Výkon dohľadu sa riadi platným programom technicko-bezpečnostného dohľadu (PTBD) pri zachovaní vykonávania zhustených meraní priesakových množstiev v blízkosti vtokového objektu. Vo vhodných klimatických podmienkach sa vykoná základné meranie na novo-zabudovaných geodetických bodoch a následne sa pravidelné merania zakomponujú do PTBD. Z hľadiska posúdenia účinnosti vybudovaného opatrenia sa ukončením výstavby začal trojročný monitoring migračnej priechodnosti rybovodu. Rybovod by mal po celej svojej dĺžke zabezpečiť protiprúdovú migráciu rýb mrenového pásma. Monitoring sa bude vykonávať nepretržitým automatickým snímaním pomocou 5-tich inštalovaných kamier vo vtokových komorách, podporným ichtiologickým prieskumom s odborným vyhodnotením.

3. ZÁVER

Predkladaný článok sa zaoberá prevádzkou VS Veľké Kozmálovce a výkonom TBD nad VS počas obdobia prípravy a realizácie projektu „VS Veľké Kozmálovce, zabezpečenie pozdĺžnej kontinuity a spriechodnenie toku Hron rkm 73,400“, z čoho z hľadiska TBD vyplývajú nasledovné poznatky a skúsenosti:

- Pri stavebných prácach na vodných stavbách, ktoré podliehajú stavebnému konaniu vystáva potreba komplexnej nezávislej kontroly projektovej dokumentácie nielen z formálnej ale aj z technickej resp. odbornej stránky.
- Potreba zastúpenia HZD počas konzultácií postupu stavebných prác ešte pred začatím stavebných prác a odovzdaní staveniska dodávateľovi.
- Ako pozitívne hodnotíme účinnosť a komunikáciu medzi stavebným dozorom investora resp. vlastníka VS a HZD.

- Pri budúcich, významných stavbách odporúčame uváženie využívania priebežného videomonitoringu stavebných prác z dôvodu kvalitnejšej dokumentácie skutočného prevedenia a kontroly stavebných prác.

LITERATÚRA

- [1] CHLÁDEK P.: VS Veľké Kozmálovce, zabezpečenie pozdĺžnej kontinuity a spriechodnenie toku Hron, rkm 73,400, PD v stupni DSP a RP, CABEX s.r.o., Bratislava, 12/2014.
- [2] CHLÁDEK P.: VS Veľké Kozmálovce, zabezpečenie pozdĺžnej kontinuity a spriechodnenie toku Hron, rkm 73,400, Manipulačný poriadok pre objekt SO 01 Rybovod, CABEX s.r.o., Bratislava, 10/2019, 16 str.
- [3] SLÁVIK I.: Experimentálny výskum geotechnických vlastností zemín odobratých na VD Kozmálovce, STU v Bratislave, Stavebná fakulta, Katedra geotechniky, Bratislava, 04/2019, 12 str.
- [4] MINÁRIK M., MÉSZÁROS T., STRAŠIFTÁKOVÁ J.: Vodná stavba Veľké Kozmálovce, Etapová správa o dohľade za obdobie od 1.1.2016 do 31.12.2017, Bratislava, 11/2018, 60 str., 6 príl.
- [5] MÉSZÁROS T., MRVA M., MINÁRIK M.: Vodná stavba Veľké Kozmálovce Biokoridor, Projekt meraní, Bratislava, 02/2020, 30 str.

Ing. Marian Minárik, PhD.

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, štátny podnik
tibor.meszaros@vzb.sk

Ing. Tibor Mészáros, PhD.

VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA, štátny podnik
tibor.meszaros@vzb.sk

Ing. Lubomír Styk

SLOVENSKÝ VODOHOSPODÁRSKY PODNIK, štátny podnik
lubomir.styk@svp.sk

Ing. Jarmila Michalková

SLOVENSKÝ VODOHOSPODÁRSKY PODNIK, štátny podnik
jarmila.michalkova@svp.sk

INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ SLEDOVÁNÍ SVAHOVÝCH DEFORMACÍ NA LEVÉM BŘEHU VD NECHRANICE

J. Rout, J. Tlamsa & J. Záruba

SG Geotechnika a.s., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: VD Nechanice bylo vystavěno v prostředí terciérních vulkanitů a pánevních sedimentů obecně náchylných ke vzniku svahových deformací. Příspěvek se věnuje rozsáhlým svahovým deformacím na levém břehu nádrže, které se objevily po napuštění, a během více než 50 let provozu se lokálně průběžně oživují a posouvají tak břehovou linii. V článku jsou zhodnoceny základní geologické poměry i inženýrskogeologické práce provedené při přípravě projektu pro eliminaci rizik v zátopě. Popsán je vznik hlavních deformací a jejich vývoj v čase, i přístup k jejich inženýrskogeologickému a geotechnickému sledování. Představeny jsou nově provedené průzkumné práce i vybudovaný monitorovací systém pro sledování a hodnocení deformací. Hodnoceny jsou možná rizika i možnosti případné sanace.

1. ÚVOD

Vodní dílo Nechanice bylo vystavěno v průběhu 60. let 20. století a je poučným příkladem stavby, která byla vyprojektována s menším ohledem na inženýrskogeologické podmínky, neboť negeologické důvody pro výběr místa převážily. S řadou svahových deformací se především v místě hráze potýkala již stavba a četné deformace vznikly po napuštění díla na levém břehu nádrže při lokalitě Oáza. K deformacím zde dochází průběžně až do současnosti a přetváření břehů zde bude i nadále pokračovat.

Pracovníci SG Geotechnika a.s. měli v posledních letech možnost sledovat vývoj deformací břehu na lokalitě Oáza a v jejím bezprostředním okolí v rámci několika projektů. Pro zhodnocení aktuálních rizik i návrhy sanace břehů zpracovali návrh podrobného inženýrskogeologického průzkumu a následně prováděli dozor nad jeho realizací. V současné době zde realizují geotechnický a hydrogeologický monitoring a sledují postup i charakter deformací na březích.

2. GEOLOGICKÉ POMĚRY

Podle regionálně geologického členění Českého masívu náleží zájmové území k jednotce podkrušnohorských pánví a přilehlých vulkanických hornatin. V rámci této jednotky pak studovaná lokalita patří na rozhraní oblasti Doupovských hor a pětipeské části Mostecké pánve.

Na geologické stavbě se v západní části zájmové oblasti podílejí vulkanogenní horniny Střezovského hřbetu představované bazalty, často s výraznou autometamorfózou, a tufy. Vulkanity budují nehomogenní příkrovové těleso s mocností min. 40 m. V podloží příkrovu byly místy dokumentovány vyклиhující relikt křídových pískovců a níže permské jílovce, prachovce, i arkózové pískovce. Ve východní části se vyskytují pánevní sedimenty tvořené subhorizontálně uloženými a mírně zvrásněnými polohami pískovců, prachovců, jílovců i uhelných jílovců. Oba litologické komplexy odděluje linie Střezovského zlomu probíhající ve směru ZJZ-VSV.

3. PROZKOUMANOST ÚZEMÍ

V zájmovém území byla provedena celá řada průzkumných prací spojených zejména s přípravou projektu výstavby vodního díla a následně i se sledováním svahových deformací. Provedené průzkumné práce jsou přehledně shrnuty ve zprávě [2]. Při průzkumu zátopy (Hanuš 1960 in [2]) nebylo zájmové území identifikováno jako vyložení rizikové. Nicméně v rámci mapování svahových deformací zde Kleček (1963 in [2]) vymapoval starší sesuvy, více však toto riziko nebylo při přípravě projektu akcentováno.

Po vzniku svahových deformací se lokalitě podrobně věnoval nejprve Juranka (1971) a následně až do začátku 90. let 20. století především doc. Rybář se svými spolupracovníky [2]. V letech 2018–2020 prováděl komplexní inženýrskogeologické průzkumné práce na lokalitě Pňovský [3]. Od roku 2021 probíhá na lokalitě GT a HG monitoring [4].

4. VZNIK A VÝVOJ SVAHOVÝCH DEFORMACÍ

K nejvýznamnějšímu sesuvu na lokalitě Oáza došlo v druhé polovině roku 1969. Tento sesuv byl iniciován rychlým snížením hladiny vody v nádrži během 3 měsíců na kótu 252,0 m n. m. (tj. cca o 15 m při rychlosti poklesu hladiny 15–20 cm/den). Jedná se o rotačně-planární sesuv šířky 310 a délky 170 m. Sesuvem došlo k celkovým horizontálním posunům až 24 m (Spanilá, Rybář 1983 in [2]). Smykovou plochu ověřil nově ve vrtech Pňovský [3], který ji dokumentoval v hloubce 18–22 m v prostředí permských jílovců a prachovců.

V současnosti se tento sesuv jeví jako uklidněný a nejsou na něm sledovány významné pohyby. Výjimkou je strmá sesuvná odlučná stěna, v níž průběžně dochází ke zvětřování a postupnému opadávání úlomků i větších kusů hornin, současně dochází k rozvolňování odlučné hrany sesuvu činností kořenů (Obr. 1).



Obrázek 1: Pohled na odlučnou stěnu sesuvu tvořenou tufy a bazalty s balvanitým až blokovitým rozpadem.

Jiný typ svahových deformací je vázán na abrazní činnost vln na hladině Nechranické nádrže a postihuje rozsáhlou část břehu v okolí Oázy v celkové délce kolem 1,5 km. Jedná se o aktivní deformace kombinující skalní řícení překlopením, opadávání kamenů, sesouvání dílčích bloků apod. K těmto deformacím dochází průběžně od napuštění nádrže. V důsledku abraze je v závislosti na stavu vody v nádrži a na klimatu zejména větru podemílána pata srubů, dochází k obnovování deformací a postupnému postupu abrazního srubu. Velikost posunu břehové hrany je odhadována místy až na 30 m.

5. GEOTECHNICKÝ MONITORING

Od roku 2020 probíhá na lokalitě geotechnický monitoring, který má za cíl sledovat skutečné deformace na sesuvu na lokalitě Oáza i na povrchu nad jeho odlučnou hranou a upozornit na případně hrozící nebezpečí především v blízkosti existující chatové zástavby. Využíváno je měření v inklinometrických vrtech, měření pórových tlaků, sledování hladiny podzemní vody v hydrogeologicky vystrojených vrtech a geodetické měření pevných bodů na terénu (Obr. 2). Významné deformace zde zatím nebyly zaznamenány.



Obrázek 2: Prostor okraje odlučné stěny sesuvu v těsné blízkosti zástavby osady Oáza se systémem monitorovacích vrtů a bodů.

Abrázní sruby jsou sledovány vizuálně v rámci kvartálních prohlídek. Jedná se místy o velmi živé pohyby menších rozměrů, jak je popsáno v následující kapitole. Přesná predikce těchto deformací je však prakticky nemožná a sruby se průběžně vyvíjejí. Opadaný materiál je činností vody odnášen z paty svahu a žádným způsobem tak nepřispívá ke stabilizaci břehu.

S ohledem na výsledky geotechnického monitoringu a na možná rizika je doporučeno pokračovat v monitoringu, prozatím bez nutnosti sanačních opatření.

6. SLEDOVÁNÍ ABRAZNÍ ČINNOSTI

Součástí geotechnického monitoringu celé zájmové oblasti je průběžné sledování abrazní činnosti v prostoru osady Oáza a navazující části levého břehu v délce zhruba 500 m (obr. 3). Prohlídky tohoto úseku břehů vodního díla jsou v kvartálním režimu a podle úrovně hladiny v nádrži jsou prováděny formou terénních pochůzek nebo prohlídkou břehů z lodi.

Hlavním úkolem tohoto sledování je kontrola stavu a vývoje strmých svahů a stěn abrazních srubů, sesuvů nebo opuštěných lomů. Předmětem terénních prohlídek je tak dokumentace geodynamických jevů jako je abrazivní „podemílání“ spodních částí svahů a související vznik převisů, opadávání materiálu ze stěn abrazních srubů a odlučných stěn sesuvů, sesouvání větších částí abrazních srubů, dokumentace výskytu a vývoje nepříznivých diskontinuit vedoucích k nestabilitě svahů a stěn, vliv zvětrávacích procesů a eroze na přetváření strmých svahů a stěn, akumulace a odnos napadaného materiálu vodou pod abrazními sruby, sledování morfologických projevů geodynamických jevů v prostoru nad horními hranami abrazních srubů a sesuvů v podobě tahových trhlin, poklesů a zvlnění terénu, projevy na vegetaci apod.



Obrázek 3: Úsek abrazního břehu východně od osady Oáza.

Celkový charakter pozorovaných geodynamických procesů a jejich vliv na rychlost přetváření břehů vodního díla je v zájmovém území úzce spjat s jeho geologickou stavbou. Ve východní části sledovaného úseku břehu je horninové prostředí tvořeno pánevními sedimenty, které jsou linií Střezovského zlomu odděleny od vulkanických hornin v západní části území.

6.1 ABRAZNÍ SRUBY V PROSTŘEDÍ PÁNEVNÍCH SEDIMENTŮ

Tato oblast zahrnuje zhruba 300 m dlouhý úsek výrazných abrazních srubů s výškou 4–8 m, které jsou tvořené terciárními pánevními sedimenty v podobě střídajících se poloh jílovců, uhelných jílovců, prachovců a pískovců. Z výsledků provedených terénních prohlídek této oblasti je dobře patrné, že na charakter a rychlost přetváření abrazních stěn má zásadní vliv litologie přítomných hornin (horniny s různou pevností a odolností vůči zvětrávacím procesům a vodní abrazi), jejich úložné poměry (střídání a mocnost litologicky odlišných vrstev) a přítomnost systémů diskontinuit (vrstevní plochy a vertikální pukliny). Dalšími faktory ovlivňující přetváření břehů je pak stav hladiny ve vodním díle, intenzita a síla větru a obecně klimatické poměry (srážky, teplotní změny apod.). V průběhu sledovaného období byly v této oblasti zjištěny, jak menší opady horninového materiálu tvořící ošypové kužele, tak i skalní řícení větších horninových bloků až rozsáhlejší sesouvání celých částí srubů.



Obrázek 4: Strmý svah abrazního srubu tvořeného polohami jílovců, prachovců a pískovců. Ve svahu patrný aktivní opad materiálu z horní části srubu se vznikem menších převisů.

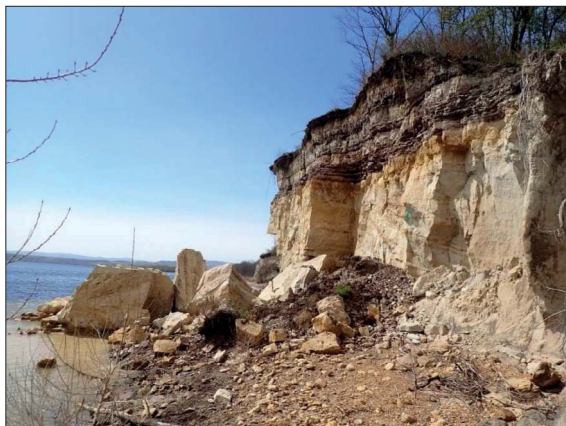
Ve východní části sledovaného břehu, kde jsou abrazní sruby tvořeny různě odolnými polohami jílovců, prachovců a pískovců, jsou pozorovány především trvalé opady horninového materiálu vytvářející osypové kužele. Menší strmost stěn srubů je zde dána výskytem abrazí odolnějších poloh železitých pískovců ve spodní části a naopak rychle se rozpadajících poloh jílovců při horní hraně srubu, v důsledku čehož zde dochází k vytváření četných menších převisů (Obr. 4).



Obrázek 5: Sesutá část abrazního srubu v prostoru Střezovského zlomu oddělujícího pánevní a vulkanické horniny (na obr. vlevo).

V oblasti Střezovského zlomu jsou stěny abrazních srubů tvořeny výhradně tenkými polohami jílovců, uhelných jílovců a prachovců. Vzhledem k jejich geomechanickým charakteristikám,

malé odolnosti vůči vodní abrazi a také přítomnosti tektonické linie zde dlouhodobě dochází k sesouvání rozsáhlých horninových bloků (Obr. 5) se skokovým posunem horní hrany srubu.



Obrázek 6: Sesutá část abrazního srubu tvořeného masivní polohou pískovců s vertikálními puklinami a nadložní polohou světle šedých až černých jílovců, uhelných jílovců a prachovců.

Odlišný charakter deformací stěn abrazních srubů (Obr. 6) je pozorován v úseku s výskytem mocných poloh pískovců s četnými vertikálními puklinami a s podložní polohou abrazi málo odolných jílovců, uhelných jílovců a prachovců, jejichž vodní erozi dochází postupně k tvorbě menších převisů. V úseku s tímto nepříznivým horninovým sledem bylo v rámci sledovaného období zdokumentováno hned několik událostí v podobě sesutí větších horninových bloků o objemu až prvních desítek m³. Z porovnání stavu abrazních srubů v rámci jednotlivých prohlídek je patrné, že proces přetváření břehů je zde velmi rychlý (Obr. 7).



Obrázek 7: Srovnání stavu oblasti sesuté části abrazního srubu po 6-ti měsících, dokládající velmi rychlý odnos materiálu vodou.

6.2 ABRAZNÍ SRUBY V PROSTŘEDÍ VULKANICKÝCH HORNIN

Tato oblast zahrnuje zhruba 350 m dlouhý úsek výrazných abrazivních srubů západně od Střezovského zlomu až po sesuv při osadě Oáza. Výška srubů se zde pohybuje v rozmezí 4–10 m a jsou v celé délce tvořené vulkanickými horninami v podobě bazaltů a tufů (Obr. 8).



Obrázek 8: Strmé stěny abrazivních srubů tvořených zvětralými tufy a bazalty, ve spodní části s výraznými osypovými kužely.

Celkový charakter a geodynamický vývoj abrazivních srubů tohoto úseku je ovlivněn odolností přítomných hornin vůči zvětrávacím procesům, vodní abrazi a charakterem jejich rozpadu. V případě pevnějších, erozi a abrazi odolnějších bazaltů dochází s ohledem na stupeň rozpukání k jejich kamenitému až balvanitému rozpadu. U výrazně méně odolných tufů dochází k rozpadu na jilovito-písčitou zeminu. V úsecích srubů tvořených tufy se vytváří osypové kužele přecházející do písčitých pláží. V případě bazaltů naopak strmé stěny zasahují až k hladině vodního díla nebo přecházejí přímo do balvanité abrazní plošiny (Obr. 9).



Obrázek 9: Stěny abrazního srubu tvořeného vulkanickými horninami v podobě zvětralých tufů (oblast písčité pláže) a bazaltů (oblasti kamenité abrazní terasy).

V rámci provedených prohlídek bylo u abrazních srubů celé této oblasti pozorováno výhradně trvalé opadávání zvětralého a rozvolněného horninového materiálu s pozvolným posunem horní hrany stěn. Při západním okraji sesuvu u osady Oáza byly v přístupných stěnách místy zdokumentované otevřené tahové trhliny představující riziko sesutí větších bloků (Obr. 10).



Obrázek 10: Stěna abrazního srubu při západním okraji sesuvu u osady Oáza s výraznými otevřenými tahovými trhlinami.

7. ZÁVĚR

Příspěvek shrnuje vývoj svahových deformací na lokalitě Oáza na VD Nechanice a popisuje aktuálně prováděný geotechnický monitoring. Realizace geotechnického monitoringu v současnosti zajišťuje bezpečnost na lokalitě bez nutnosti nákladných a technicky vysoce náročných sanačních opatření. Monitoring je nutno průběžně aktualizovat a vyhodnocovat jeho výsledky.

Velikost abraze je lokalita v českých poměrech ojedinělá. Zkušenosti z VD Nechanice je vhodné využít při přípravě podobných projektů v geologicky obdobně nepříznivém prostředí pro situování větších vodních děl.

PODĚKOVÁNÍ

Na úplný závěr bychom rádi vzpomenuli památku doc. Rybáře, který se lokalitě dlouhodobě a pečlivě věnoval a seznámil s její problematikou celou řadu studentů i spolupracovníků. Pro zpracování projektu průzkumu nám pak nezištně a ochotně poskytl řadu cenných materiálů ze svého soukromého archivu. Jeho systematická a důkladná práce by měla být inspirací a zároveň i vysoce nasazenou laťkou pro všechny pokračovatele v oboru.

LITERATURA

- [1] TLAMSA, Jiří; ROUT, Jiří: VD Nechanice – Oáza – geotechnický monitoring. Sledování abrazních břehů – zpráva č. I-IV. SG Geotechnika a.s., Praha, 2021-2022.

- [2] ROUT, Jiří; SEKYRA, Zdeněk; NEDVĚD, Jiří: Zadávací projekt inženýrskogeologického průzkumu pro přípravu PD na akci „VD Nechanice – sanace abrazí LB (Oáza) – III. etapa“. SG Geotechnika a.s., Praha, 2017.
- [3] PŇOVSKÝ, Tomáš: VD Nechanice – sanace abrazí LB (Oáza) – III. etapa, inženýrskogeologický průzkum. SAMSON spol. s r.o., Praha, 2020.
- [4] ZÁRUBA, Jiří: VD Nechanice – sanace abrazí Oáza III. etapa - Závěrečná zpráva – roční monitoring – období 10/2020-09/2021. SG Geotechnika a.s., Praha, 2021.

Mgr. Jiří Rout

SG Geotechnika a.s.

jiri.rout@geotechnika.cz

Mgr Jiří Tlamsa

SG Geotechnika a.s.

jiri.tlamsa@geotechnika.cz

Ing. Jiří Záruba

SG Geotechnika a.s.

jiri.zaruba@geotechnika.cz

VODOHOSPODÁRSKY DISPEČING AKO SÚČASŤ MANAŽMENTU POVODIA A JEHO HISTÓRIA NA ZAHORÍ.

V. Slaninka

Slovenská republika

ABSTRAKT: História povodňového dispečingu na Zahorí sa začala založením vodného družstva v Malackách v roku 1928. V prvopočiatkoch sa vodné stavy na vodných stavbách odčítavali a hlásili povodňovým telefónom do ústredne, ktorá bola umiestnená v kancelárii vodného družstva v Malackách. Vodné stavy sa viedli v zošitovej forme a boli spracované štatistickými metódami. Po roku 1950–1955 sa prestali spracovávať vodné stavy z vodných stavieb. Merania zostali v zošitovej forme do roku 1995, keď už výstupy vodných stavov boli dané elektronickým systémom v tabuľkovej forme. Žiaľ, ani tieto údaje sa dodnes štatisticky nespracovávajú.

1. ÚVOD

Každé vodné dielo je unikátna stavba založená v inom geologickom podloží, v inom morfológickom profile, hydrologickom území a v iných prírodných podmienkach. Každá stavba, obzvlášť vodná, predstavuje v území riziko. Nemonitorovanie týchto stavieb je vysokým hazardom dnešnej spoločnosti.

2. HISTÓRIA DISPEČINGU V POVODÍ MORAVY NA ZÁHORÍ

Názny vzniku povodňového dispečingu je možné sledovať už vo vodnom družstve v Malackách v roku 1930. Na svoju dobu to bola organizácia na veľmi vysokej úrovni. Organizačná schéma bola daná vodným zákonom z roku 1885. Súčasťou budovania povodňovej hrádze bola povodňová linka z Malaciek do Zohoru a odtiaľ po stĺpoch až do Brodského. Na každom desiatom stĺpe bola možnosť napojenia vojenského telefónu. Vedľa kancelárií a povodňového skladu bola zriadená telefónna ústredňa so spojovateľkou v Malackách na Pezinskej ulici č. 1098 (dnešné sídlo Vodohospodárskych stavieb Malacky). Ústredňa bola napojená na políciu a poštu. Povinnosťou hrádzového strážnika bolo počas povodne odčítavať vodné stavy na určených vodočtoch a pravidelne ich hlásiť na ústredňu, kde bol jeden technik, ktorý porovnával výšku hladiny vody s výškou koruny hrádze. Do situácie a pozdĺžneho profilu zakresľoval všetky povodňové javy. Tieto informácie pravidelne odovzdával riaditeľovi. Vodné stavy sa zapisovali do zošita a z vybraných staníc boli spracované štatistickými metódami v spolupráci s hydrologickou službou v Bratislave. Každá povodeň sa fixovala do mapových podkladov minimálne každý kilometer a pri každom objekte na ochrannej hrádzi. Po roku 1950–1955 sa prestali spracovávať vodné stavy a celú agendu spracovania vodných stavov na vybraných vodočtoch vodných tokov prevzalo SHMÚ [1]. V 70. rokoch dostali vodné diela diaľkové elektrické ukazovatele výšky vodných hladín. Zariadenie sa skladalo z vysielateľa, prijímateľa, registračného zariadenia a spojovacieho vedenia. Na menších tokoch boli budované merače prietoku na princípe žľabového venturimetra. Na čerpacích staniciach sa merali prietoky pomocou cloniek na princípe rozdielu diferenčných tlakov. Koncom osemdesiatych rokov minulého storočia sa vybudovala rádiová sieť so základňovou stanicou v Malackách a retransláciami v Zohore, v Kútoch a v Holíci. Táto bola napojená na základňovú stanicu v Bratislave. Dispečing dostal aj ďalekopisnú stanicu a

novú telefónnu ústredňu. Tu boli uložené aj manipulačné poriadky, prevádzkové poriadky, pasporthy a povodňový plán. Zmenu z tabuľkovej formy ručného záznamu údajov môžeme sledovať začiatkom roku 1995, kedy súťaž na monitoring vyhrala spoločnosť SAE – Control, a. s. zo Žiliny. Dispečing bol vybavený jedným PC a spojením cez telefónnu sieť prostredníctvom GSM modemu (od roku 2015 je diaľkový prenos dát realizovaný už pomocou GPRS modemu). Na vodných dielach boli monitorovacie stanice s možnosťou zberu základných údajov: hladina hornej, dolnej vody, hladina prítoku, teploty vody, teplota vzduchu a zrážky a neskôr boli pridávané ďalšie údaje, či už meteorologické, alebo hladiny výtoku z drénov, údaje o spotrebe elektrickej energie, údaje z prietokomera a ďalšie. Už z povodne v roku 1997 mala správa povodia Moravy v Malackách všetky dôležité údaje z vodného diela Kunov. Pri povodni v roku 1999 boli z významných nádrží v správe povodia Moravy k dispozícii všetky potrebné údaje pre analýzu povodňovej vlny, vrátane zrážok s hodinovým intervalom. V rámci rekonštrukcie objektov vodných stavieb sa do siete rozhodnutím vedenia museli zaradiť i iné systémy, ktoré mali problém navzájom komunikovať, dokonca neboli schopné prepisovať údaje do Excelu a bol problém s archivovaním dát. Po roku 2000 bola monitorovaná väčšina vodných nádrží v kategórii II. a III. a všetky čerpacie stanice. V roku 2000 sa začalo so sledovaním dvoch významných zhybiek pod Myjavou a pod Rudavou, ktoré sú významné nielen z povodňového hľadiska, ale aj z hľadiska dodávky vody pre veľkoplošnú závlahu. Dispečing bol riešený tak, aby tu nemusela byť trvalá obsluha a všetky prekročenia limitných hodnôt vrátane nepovoleného vniknutia do objektu boli esemeskou hlásené trom pracovníkom. Nonstop sa dispečing obsadzoval pri mimoriadnych situáciách. Pri povodniach sa dispečing posilňoval o dvoch vodohospodárov a jedného logistika. Práca na dispečingu bola počas povodne jednou z najťažších. Počet telefonátov a vybavovaní od pracovníkov povodňových orgánov, polície, hasičov, mestských a obecných úradov aj fyzických osôb bol denne vyše 100. V snahe o silnú centralizáciu odštepného závodu Bratislava bolo rozhodnuté rekonštruovať dispečing v Bratislave a z Malaciek urobiť len podružný dispečing. Týmto rozhodnutím bol rozvoj a zvyšovanie počtu sledovaných vodných diel prakticky zastavený. Na nových stavbách ako bol polder Oreské, polder Svacenický jarok, stavidlo na Lakšárskom potoku, neboli osadené monitorovacie stanice. Celkovo je v súčasnosti monitorovaných 26 vodných diel (potreba však bola vyšpecifikovaná na 50).

3. ÚLOHY DISPEČINGU

Najkomplexnejšie ich popísal profesor Ladislav Votruba [2] už v roku 1993. Podľa neho je cieľom dispečingu riadiť vodohospodárske sústavy v reálnom čase tak, aby boli zabezpečené hlavné úžitky jednotlivých vodohospodárskych diel aspoň s návrhovou bezpečnosťou: zásobovanie vodou, ochrana pred povodňou, čistota toku, hydroenergetika, plavba, rekreácia, znižovanie nákladov. K realizácii týchto efektov sa zriaďuje riadiaci systém, ktorý tvoria technické zariadenia (meracia, prenosová, výpočtová, ovládacia technika), príprava pre rozhodovanie (programové vybavenie, spracovanie dát, predpovede a návrhy opatrení) a ľudia (vzdelanie a prax – zatriedenie do kvalifikačného katalógu). Návrhmi dispečingu na rozhodnutia štátnej vodnej správy rozumíme návrhy na zmeny odtoku z vodných stavieb, na manipuláciu na vodných dielach, na vyhlásenie povodňových stupňov, informácie pre vedenie správy závodu a ďalšie vodohospodárske orgány a organizácie, príkazy na zákrok cudzích organizácií, ktoré spravujú objekty na toku, varovanie verejných orgánov, varovanie dotknutých záujemcov, návrhy pre vodohospodársky orgán na obmedzenie, resp. zákaz spôsobu užívania vody, žiadosť o pomoc orgánov štátnej správy a samosprávy hasičskému zboru, polícii, vojsku a pod. cez člena povodňovej komisie [3], návrhy na fixovanie kulminačných, nízkych hladín, hydrotechnické výpočty, vyhodnotenie prietokov, transformácia povodňovej vlny, porovnanie s údajmi SHMÚ a zakreslenie do geodetického elaborátu [3]. V prípade Správy povodia Moravy sa jedná o dispečing uceleného povodia

v súlade s vodným zákonom § 11 odstavca 4 a smernicou EÚ o vode, podľa ktorého je správne územie povodia Dunaja v medzinárodnom povodí Dunaja na území Slovenskej republiky vymedzené čiastkovým povodím Dunaja, Moravy, Váhu, Hrona, Ipľa, Slanej, Bodrogu, Hornádu, Bodvy. Nad týmito dispečingami nemôže byť nadriadený dispečing (pretože na území štátu výrazne neovplyvňujú nižšie položené povodia), ako sa to snažili presadzovať niektorí manažéri po vzore socialistického riadenia podniku. U všetkých opatrení dispečingu závisia dosiahnuté výsledky od času, ktorý je k dispozícii pre príslušné zabezpečovacie a záchranné obnovovacie práce a od mobilizácie ľudí, mechanizačných prostriedkov a hmôt. V kritických situáciách sa cení rýchlosť a zistenie nežiadúcich javov, predstih predpovedí havárií, ich predpoveď trvania, šírenia a odznenia a podobne. Každá vodná stavba predstavuje v území riziko. Menšie vodné stavby budované v období socializmu sú obzvlášť rizikové, pretože boli budované tak, že kvantita prevažovala nad kvalitou. Ale rizikové sú aj stavby budované v dnešnej dobe, kde zase prevládali korupčné škandály a zisky a „naši“ dodávatelia boli uprednostňovaní pred kvalitou stavby. Nemonitorovanie týchto stavieb je vysokým hazardom dnešnej spoločnosti. Vodohospodársky dispečing na správach Slovenského vodohospodárskeho podniku (ďalej len SVP) by nemal plniť len informačnú funkciu riadenia vodohospodárskych sústav, ale aj iné funkcie, na ktoré žiaľ terajší manažment nedbá a ani ich nerozvíja. Ak sa zanedbá údržba a rozvoj vodohospodárskej infraštruktúry, nakoniec nás to vždy dobehne. Ďalším utlmením rozvoja dispečingu bolo hodnotenie najvyššieho kontrolného úradu, ktorý úlohu dispečingu nepochopil a snažil sa presadiť jeden dispečing na celom Slovensku, čo sa nedá nazvať inak, len ako utópia. Ale zrejme vychádzali zo súčasného stavu a pracovníci generálneho riaditeľstva, ktorí im dávali informácie, nemajú prakticky žiadne skúsenosti a žiaľ, nepoznajú ani komplexnú úlohu vodohospodárskeho dispečingu. Jeden dispečer nemôže ovládať okolo tisíc objektov, ktoré si vyžadujú monitoring. To je hrubé nepochopenie prevádzky vodných stavieb. Na prvom mieste v úlohách vodohospodárskych dispečingov by malo byť zbieranie dát zo všetkých kategorizovaných vodných diel, čerpacích staníc, plavebných komôr, energetických objektov, nápuštných a výpuštných objektov, monitorovanie odvodňovacej sústavy, ktorá je v mnohých prípadoch využívaná na dopravu vody pre závlahy atď., čo sa v súčasnosti deje. Ale druhou úlohou dispečingu by malo byť vyhodnocovanie týchto dát štatistickými metódami, čo sa však už nedeje. Napríklad hodnoty odtoku cez bezpečnostné prepady vodnej nádrže, ktorá je priamo na toku, sú presnejšie ako výpočty odtoku z povodia v tomto profile z teoretických modelov alebo z merania hydrometrovaním vo vodnom toku. Tieto dáta chýbajú pracovníkom, ktorí prehodnocujú manipulačné poriadky podľa súčasných predpisov každých 5 rokov, ale najmä projektantom vodných diel. Pracovníci dispečingu, ale aj pracovníci, ktorí robia revíziu manipulačných poriadkov – projektanti, nie sú dostatočne motivovaní a dokonca sú podceňovaní súčasným manažmentom a na správach závodov sú zaradovaní do stredoškolských platových tried. Týmto aktom je zabrzdený rozvoj tohto dôležitého prvku riadenia vodohospodárskej sústavy. Vodné diela sú riadené manipulačnými poriadkami, ktoré vychádzajú z vodohospodárskych riešení spracovaných teoretickými výpočtovými metódami (vo väčšine prípadov bez dlhodobého pozorovania a merania) pre navrhovanie vodných stavieb, ktoré nájdeme v literatúre, ale aj v normách. Klimatické zmeny nás v budúcnosti určite prinútiť tieto riešenia prehodnotiť a k tomu by mali slúžiť zozbierané údaje, ale aj ich vyhodnotenie známymi štatistickými metódami pri každom vodnom diele. Dnes vystupuje do popredia riadenie vodných stavieb počas sucha a to si vyžaduje zaviesť monitoring aj na nápuštných a odborných objektoch, na stavidlách, a na zhybkách odvodňovacej kostry, ktorá je využívaná aj na dodávku vody k závlahám.

4. ZÁVER

V súčasnosti sú na SVP výrazne motivované nevodohospodárske činnosti. Dovolím si tvrdiť, že veľa činností, ako sú ekonomické, technické a logistické operácie zabezpečované na SVP podnikovým riaditeľstvom a odštepými závodmi, by bolo racionálnejšie zabezpečovať externými firmami tak, ako to bolo za vodných družstiev do roku 1950. Dnes to vyzerá, že z 3314 pracovníkov SVP je len 1/3 technicko-hospodárskych pracovníkov, z toho na podnikovom riaditeľstve a na odštepných závodoch je ich len 1/5 [4]. Práve títo technickí pracovníci chýbajú na vodných dielach. Z povinnej zverejňovaných údajov sa dozvieme, že vysokoškolských pracovníkov je 718, ale koľko z toho je z odboru vodného hospodárstva a vodných stavieb, sa nedozvieme. SVP spravuje vyše 90 % stavebných objektov a pri prevádzke vodných diel by predsa mali prevažovať stavební vodohospodárski odborníci. SVP zamestnáva všetky možné odbory, ktoré sa študujú na Slovensku a každému je priznané vysokoškolské štúdium ale aj prax, i keď s vodným hospodárstvom príslušné štúdium nemá nič spoločné a bez vzdelania v odbore predsa nie je možné uznať ani odbornú prax. Potom niet divu, že tieto, na štúdium náročné vodohospodárske odbory, na technických univerzitách na Slovensku zanikajú pre nedostatok študentov. O zaostávaní v informatizácii a digitalizácii SVP svedčí aj nedostatočné vybavenie úsekových technikov výpočtovou technikou, hoci sú ako povodňoví technici - vodohospodári čiastkových povodí, základným článkom manažmentu povodia. Za tento stav nesú zodpovednosť politickí manažéri na všetkých stupňoch riadenia. Dnešné riadenie podniku je zdokonalením nesprávneho riadenia podniku z dôb socializmu (správa - odštepny závod – generálne riaditeľstvo) a je priam neuveriteľné, že takto beží i korešpondencia aj pre najmenšiu obec. Veľká časť ekonomických činností na OZ a PR sa dá efektívne zabezpečiť externými službami. Len výmena politického manažmentu na všetkých stupňoch riadenia za odborníkov vzdelaných vo vodnom hospodárstve a vodných stavbách, ktorí prešli kariérnym postupom, dokáže naštartovať a efektívne riadiť procesy tak, aby sa rekonštruovalo, modernizovalo a stávalo rýchlo a hospodárne, a aby sa nekradlo. V súčasnosti žije celý svet koronavírusom a som presvedčený, že to prinesie nové pohľady aj na riadenie a organizáciu práce vo vodnom hospodárstve. Hlavná personalistka Twitteru Jennifer Christieová pre BuzzFeed News priznáva: „Už asi nikdy nebudeme fungovať ako predtým. Ľudia, ktorí mali zdržanlivý postoj k práci na diaľku, zisťujú, že im prospieva. Manažéri, ktorí si mysleli, že nedokážu riadiť vzdialený tím, nadobúdajú nové perspektívy. Nevidím cestu nazad.“

LITERATÚRA

- [1] DUB, O.: Hydrografia a Hydrometria, kap. I str. 18, vydalo Slovenské vydavateľstvo technickej literatúry Bratislava 1957.
- [2] HEŘMAN, J.; VOTRUBA, L. a kol.: Spolehlivost vodohospodářských děl, kap. 12 strana 260-261, vydala Česká matice technická v ZN Brázda Praha 1993.
- [3] SLANINKA, V.: Zborník prednášok z konferencie 2019, Povodňová služba v 19. a v 20. storočí. Skúsenosti vodohospodárskych (tzv. kultúrnych) inžinierov pri hodnotení povodní. Konferencia Manažment povodí Vyhne 8.-9. októbra Zborník prednášok z konferencie 2019 Vyd. Slovenská vodohospodárska spoločnosť ZSVTS pri VÚVH, 2019 - HE 11.
- [4] SVP VÝROČNÁ SPRÁVA 2013–2018

Ing. Vladimír Slaninka

vladimir.slaninka@airwave.sk, +421903760047

VD VRANOV – REKONSTRUKCE KORUNY HRÁZE VČETNĚ PRŮZKUMU A JEŘÁBOVÉ DRÁHY

J. Stejný

Povodí Moravy, s.p., Brno, Česká republika

ABSTRAKT: Účelem stavby bylo uvedení vodního díla do bezpečného a provozuschopného stavu a do souladu s technickými standardy. Opatření na VD Vranov zajistí bezpečné převedení transformované desetitisícileté povodně a má umožnit bezpečné užívání tohoto vodního zdroje, rekreační nádrže a fungující ochrany před velkými vodami v následujícím období. Současně se provedly opatření řešící projevy stárnutí betonových konstrukcí převážně na koruně hráze.

Základem bylo zejména provedení nové koruny hráze. Rekonstrukce spočívala v celkovém nahrazení koruny hráze a přemostění přelivů novou konstrukcí, včetně zábradlí.

U jeřábové dráhy byla provedena rekonstrukce vodorovných ploch na koruně hráze v místě elektrárenského dvojbloku. Byla provedena rekonstrukce povrchů návodního a vzdušného líce v pásu pod korunou hráze.

Součástí rekonstrukce koruny hráze byla výměna kabelových vedení v koruně hráze, přeložky kabelových vedení do objektu strojovny návodních uzávěrů nátoků na turbíny VE. Součástí rekonstrukce byla modernizace a rozšíření systému měření TBD.

Investiční náklady na rekonstrukci VD Vranov dosáhly cca 58 mil. Kč.

1. ÚDAJE O VODNÍM DÍLE

Vzdouvacím objektem je betonová tížná hráz s osou v oblouku o poloměru cca 500 m. Hráz betonovaná technologií litého betonu je rozdělena na 18 dilatačních bloků. Šířka jednotlivých bloků hráze je 13,5 až 15,5 m, elektrárenský dvojblok má šířku 27,0 m. Bloky jsou děleny dilatačními spárami, těsněnými měděným plechem a šachtíčkou s asfaltovou zálivkou. Dilatační spáry dělicí konstrukci hráze do dilatačních celků probíhají svisle přes celou výšku konstrukce hráze i přes pilíře, opěry a nosnou konstrukci mostů.

Na návodní straně jsou železobetonové lichoběžníkové těsnící klíny. Pro převedení víceletých vod je 9 bloků provedeno s nehrazenými přemostěními bezpečnostními přelivy. Přemostění přelivů je vzájemně odděleno výpustným blokem o celkové délce cca 27,0m. Mostní objekty jsou tedy děleny na most o 3 polích jako a most o šesti polích.

V hrázi jsou tři revizní chodby na kótách : 312,45 m n. m., 332,25 m n. m. a 345,45 m n. m. Chodby jsou široké 1 m a výška je 2,0 m. Samostatný přístup do každé chodby je ze vzdušné strany hráze.

Stavbou rekonstrukce koruny hráze vč. průzkumu a jeřábové dráhy se účely vodního díla nemění.

VD Vranov zajišťuje podle schváleného manipulačního řádu svou funkci a hospodařením s vodou následující účely:

1) akumulace vody pro zajištění:

- trvalého minimálního průtoku MQ v toku pod jezem ve Vranově, $Q_{min} = 1,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,
- nalepšení průtoků pro zajištění trvalého minimálního průtoku MQ v Dyji v bilančním profilu jezu Krhovice $Q_{min} = 1,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,
- odběr pro skupinový vodovod Znojmo,
- odběr pro skupinový vodovod Vranov - Moravské Budějovice – Dukovany,

- zajištění průtoků v Dyjsko - mlýnském náhonu od Krhovického jezu,
- výroba elektrické energie,
- odběry pro závlahy,
- odběry drobných odběratelů povrchové vody.

2) ochranu před velkými vodami

- snížení kulminací velkých vod s částečnou ochranou pozemků pod přehradou až po nádrže Nové Mlýny.

3) další využití vodního díla

- rekreace a vodní sporty,
- sportovní rybolov,
- plavba v nádrži.

Z hlediska technickobezpečnostního dohledu je vodní dílo Vranov zařazeno do II. kategorie (kategorizace podle zákona č. 254/2001 Sb., o vodách).

Pro zajištění dobrého technického stavu vodního díla realizoval jeho správce v uplynulých letech význačné opravy. Jednalo se zejména o opravu vzdušného líce hráze, opravu části návodního líce, opravu kaskády bezpečnostního přelivu a opravu rozdělovacího objektu a vývarů pod přelivem a VE. Opravy spočívaly v sanacích degradovaných betonových ploch.

V rámci těchto prací bylo v uplynulých letech provedeno také několik etap průzkumných prací, při kterých byly zdokumentovány pevnostní a materiálové charakteristiky sanovaných betonových konstrukcí. Hlavním problémem je použití litého betonu, jehož nevyhovující kvalita (velice nízká mrazuvzdornost) je při nasycení vodou a působení tání a tuhnutí za mrazu, příčinou značné degradace, zejména povrchových vrstev betonu. Výsledky těchto průzkumů byly využity i pro rekonstrukci koruny hráze v rámci předmětné stavby.

V říjnu 2011 byla provedena „Hlavní prohlídka mostu přes přeliv VD Vranov nad Dyjí na účelové komunikaci“. Předchozí hlavní prohlídka mostu byla provedena v roce 2000. Předmětem diagnostiky mostu bylo zjištění pevností povrchových vrstev betonu v tahu (přidržnost) na konstrukcích úložných prahů, koncových podpěr, úložných prahů mezilehlých podpěr, trámů a mostovkových desek postižených dlouhodobými průsaky spojenými s vyluhováním cementového tmele a vznikem výkvětů a inkrustací.

Zjištěný stav konstrukce mostu se od roku 2000 výrazně zhoršil, takže musela být upravena i zatížitelnost mostu.

V roce 2011 byl proveden také stavebně technický průzkum k doplnění dosavadních informací o stavu betonových konstrukcí koruny hráze a přemostění přelivů. V rámci průzkumu bylo provedeno:

- odběr jádrových vývrtů pro pevnostní a materiálové zkoušky,
- nedestruktivní zkoušky pevnosti betonu v tlaku,
- průzkum poškození návodního a vzdušného líce hráze v partiích pod korunou hráze, pomocí horolezecké techniky,
- laboratorní zkoušky jádrových vývrtů.

Výsledky pevnostních zkoušek prokázaly vyhovující pevnosti betonu v tlaku. Nižší hodnoty pevnosti v tahu byly zaznamenány u povrchových vrstev, které jsou zjevně narušeny účinky klimatických vlivů s dominantním postavením mrazového zvětrávání.

Ze zkoušek mrazuvzdornosti bylo zjištěno, že odolnost použitého betonu proti působení mrazu je prakticky u všech oblastí, ze kterých byly vývrty odebrány velmi nízká.

Výsledkem bylo zjištění, že dříve provedené sanace povrchu vzdušného a návodního líce jemnou stěrkou jsou v místech zatékání vody korunou hráze (zejména v místech chodníků)

degradované. Příčinou degradace je „odmrzáni“ finální vrstvy namáhané prosakující vodou z koruny hráze. Nejvýznamnější degradace betonu byla pak v místě pilířů, které jsou navíc vystaveny vlivu srážek.

Z analýzy původních technologických postupů použitého litého betonu vyplynulo, že hlavní příčinou degradace povrchu betonových konstrukcí je jeho mikrostruktura, existence kapilárních pórů a z toho vyplývající nízká mrazuvzdornost. To potvrdily i výsledky zkoušek mrazuvzdornosti, při nichž se prokázalo, že beton nedosahuje ani stupně mrazuvzdornosti T25. Použitý litý beton nesplňuje kritéria pro vodostavební beton. Pevnost v tlaku betonu je na velice dobré úrovni a postupem času se zvýšila.

Na základě výsledků provedených průzkumů bylo rozhodnuto o rekonstrukci koruny hráze a jeřábové dráhy vodní elektrárny.

2. ÚDAJE O STAVBĚ

Stavba samotná byla realizovaná v období X/2016 - III/2019.

Stavba byla rozdělena na následující stavební objekty:

- SO 01 - Koruna hráze
- SO 02 - Jeřábová dráha
- SO 03 - Návodní líc
- SO 04 - Vzdušní líc
- SO 08 - Elektroinstalace
- SO 09 - Zařízení TBD

Stavebně technické řešení jednotlivých objektů bylo v rámci stavby následující:

SO 01 Koruna hráze

Účelem tohoto stavebního objektu byla kompletní rekonstrukce koruny hráze. Rekonstrukce spočívala v celkovém nahrazení koruny hráze a přemostění přelivů novou konstrukcí. Po ekonomickém zhodnocení se „pouhá“ oprava mostních konstrukcí jevila jako nevhodná a málo trvanlivá. Oprava by navíc neřešila možnost zvýšení zatížitelnosti mostů, která v současné době již nevyhovuje potřebám provozu vodního díla ani potřebám využití místní komunikace přes korunu hráze.

Rekonstrukce koruny hráze byla dále rozdělena na stavební podobjekty:

- SO 01-200 – Koruna hráze – koruna hráze
- SO 01-202 – Koruna hráze – přemostění střední část
- SO 01-202 – Koruna hráze – přemostění levá část

Při rekonstrukci koruny hráze bylo provedeno odstranění zábradlí, odstranění vozovky na koruně hráze, včetně chodníků a ŽB říms vložení chodníků, kabelových žlabů a všeho příslušenství, odstranění izolace koruny hráze a odvodnění.

Mostní objekty byly demolovány v rozsahu kompletního odstranění mostního příslušenství, odstranění vodorovné nosné konstrukce, vybourání a odstranění částí mezilehlých podpor mostu a vybourání stávajících úložných prahů a závěrných zdí opěr mostu.

Po realizaci odstranění mostního příslušenství, kompletní nosné konstrukce s ocelovými ložisky a dále odbourání konstrukce spodní stavby s odbouráním povrchu byla provedena úprava konstrukce spodní stavby.

Nové vodorovné nosné konstrukce byly navrženy jako prostá pole z prefabrikovaných předpjatých nosníků se sphaženou železobetonovou deskou.

Vodorovné nosné konstrukce mostů jsou uloženy na konstrukci spodní stavby prostřednictvím elastomerových ložisek.

Na koruně hráze bylo provedeno osazení nových mostních odvodňovačů, nové spádové (podkladní) betony, pokládka izolace koruny hráze včetně konstrukcí přemostění, betonáž chodníků a obrubníků, kabelové vedení, pokládka AB vozovky na koruně hráze, včetně konstrukcí přemostění, instalace ŽB prefabrikovaného zábradlí.

Součástí tohoto stavebního objektu byly i úpravy potřebné k případnému budoucímu zvýšení retence (zvýšení retenčního prostoru nádrže) a zabezpečení bezpečného převedení povodně PV10000. Realizací stavby je zabezpečeno bezpečné převedení povodně Q10000. Navíc v budoucnu po projednání nakládání s vodami umožní zvýšit retenční prostor nádrže až o 19,5 %. Jedná se zejména o úpravu levobřežního závázání na koruně hráze, kde je v rámci stavby instalováno mobilní hrazení a dále o instalaci těsněných povodňových dveří v prostoru návodní strojovny spodních výpustí a o instalaci vodotěsného poklopu v bloku J. Mobilní hrazení bylo rovněž osazeno na všech otvorech v zábradlí na návodní straně hráze a byl jím zabezpečený také vstup do návodní strojovny SV z koruny hráze

SO 02 Jeřábová dráha

Účelem tohoto stavebního objektu byla rekonstrukce vodorovných ploch jeřábové dráhy na koruně hráze v místě elektrárenského dvojbloku. Rekonstrukce spočívala v odstranění degradovaných vodorovných betonových ploch jeřábové dráhy, repasi vstupů do šachet strojovny návodních uzávěrů VE, v betonáži nové plochy pod JD, osazení odvodnění, a pokládky kolejí JD. Povrch konstrukce jeřábové dráhy byl opatřen pochůzím izolačním nástřikem.

SO 03 Návodní líc hráze

Účelem tohoto stavebního objektu byla rekonstrukce poškozených betonových ploch návodního líce v pásu pod korunou hráze. Rekonstrukce byla provedena masivní kotvenou reprofilací modifikovaným stříkaným betonem.

SO 04 Vzdušní líc hráze

Účelem tohoto stavebního objektu byla rekonstrukce (sanace) poškozených betonových ploch vzdušného líce v pásu pod korunou hráze. Rekonstrukce byla provedena masivní kotvenou reprofilací modifikovaným stříkaným betonem.

SO 08 Elektroinstalace

Obsahem tohoto stavebního objektu byla rekonstrukce kabelových vedení v koruně hráze a strojovně spodních výpustí. Dále byla provedena rekonstrukce veřejného osvětlení. Sloupky veřejného osvětlení byly opatřeny LED svítidly.

SO 09 Zařízení TBD

Účelem tohoto stavebního objektu bylo rozšíření zařízení technickobezpečnostního dohledu (TBD) a zvýšení úrovně TBD na tomto vodním díle. Byla provedena instalace kontrolních bodů ve štole, na koruně hráze a na vzdušném líci pro měření svislých a vodorovných posunů hráze. Dále je v tomto SO zahrnuto zajištění TBD nad vodním dílem během rekonstrukce podle zákonných předpisů.

3. ÚDAJE O PRŮBĚHU REALIZACE STAVBY

Rekonstrukce koruny hráze, jako poměrně úzké liniové stavby si vyžádalo dlouhodobé omezení komunikace po koruně hráze. Koordinace prací a logistika stavby byla v těchto stísněných podmínkách velice problematická. Výstavba byla postupná etapová (proudová) a práce na většině stavebních objektů probíhaly současně.

Stavba byla realizovaná na základě PD pro provádění stavby, současně po celou dobu stavby všichni zúčastnění pružně reagovali na skutečnosti zjištěné v jejím průběhu a odlišné od této PD, a podíleli se na případném zpracování a odsouhlasování změn. Jednalo se především o:

- změnu ve způsobu provádění při rekonstrukci přemostění přelivů koruny hráze. A to s využitím podpůrné konstrukce (horní nosné skruže) „shora“. Tato konstrukce byla využita jak pro bourání stávající konstrukce přemostění, tak pro realizaci nového přemostění přelivů.

Pro přemostění přelivů byly použity železobetonové nosníky, zhotovené mimo vlastní most, jako „ztracené bednění“ a osazeny nad přelivy. Následně pak byla zhotovena železobetonové deska. Celá konstrukce pak s dodatečným předepnutím tvoří přemostění přelivových bloků.

Uvedená změna úzce souvisí i s nepodstatnou úpravou tvaru zábradlí, kde bude stále využito prefabrikované ŽB konstrukce. Změna se dotýká úpravy ukotvení zábradlí k vlastní koruně hráze.

Uvedenou změnou tak byly optimalizovány podmínky při provádění stavebních prací na vodním díle. Pokud by došlo v průběhu rekonstrukce koruny hráze k povodňovému stavu a následnému ohrožení stavby, mohl takto zhotovitel operativně reagovat na vzniklý stav.

V původním řešení realizace stavby šlo u bourání stávajícího přemostění a realizace monolitických konstrukcí nového přemostění o časově náročný proces, který spočíval ve:

- zřízení konstrukce pro zachycení bouraného přemostění - množství odpadávající sutě do nádrže či na vzdušný líc hráze (do podhrází)

- ve zřízení vlastní podpůrné konstrukce pro realizaci nového monolitického přemostění (bednění, armování a vlastní betonáž) při dodržení všech technologických postupů a včetně lhůty pro zrání betonu, tj. 28 kalendářních dní. Než by bylo možné podpůrnou konstrukci odstranit, uplynula by doba v řádu měsíců. Pak by teprve bylo možné přejít na další mostní pole a celý proces opakovat.

Právě v době vlastních bouracích prací a v době zrání betonu by nebylo možné v průběhu povodňového stavu zabezpečit stavbu tak, aby nedošlo ke zhoršení průtokových poměrů na VD Vranov.

Technickou změnou nedošlo k vyplnění (zamezení průtoku vody) prostoru (jak konstrukci nosnou, popř. podpůrnou konstrukci - nutnou pro bourací práce a k vybudování prostorového bednění ŽB konstrukce přemostění) nad bezpečnostními přelivy. Také kotvení podpůrné konstrukce, která by nesla rozestavěný most po celou dobu jeho provádění, do přelivových bloků, neskýtala záruku dalšího nepoškození přelivových ploch při jejich přelévání.

Navržená změna provádění umožnila eliminovat nebezpečné stavy na vodním díle Vranov na nejnižší možnou míru, zejména pak za povodňových stavů.

Autorský dozor s navrhovanou změnou provedení stavby souhlasil. Tato změna výrazně zvýšila bezpečnost Vodního díla Vranov nad Dyjí po dobu realizace stavby a případného časového souběhu s povodňovými událostmi.

S navrhovanou změnou souhlasili taky všichni účastníci výstavby, včetně správce dotačního titulu. Na tuto změnu bylo také vydáno povolení stavby před dokončením – vydal Krajský úřad JMK, OŽP, Brno, pod č.j. JMK 144456/2017, spisová zn. S-JMK 124559/2017 OŽP-Bou, ze dne 6. 10. 2017, nabylo právní moci 26. 10. 2017.

Navrhovaná změna realizace měla významný vliv také na snížení zatížení životního prostředí v okolí stavby (rekreační oblast) – zvýšení hluku a prašnosti v okolí stavby bylo proti současnému stavu v podstatě nulové, při bourání stávajících konstrukcí nedocházelo k pádu úlomků bouraných konstrukcí do nádrže ani na přelivy hráze a do podjezí. Stávající konstrukce přemostění byla na místě pouze rozřezána a odvezena k rozbourání mimo samotné staveniště – do recyklačního dvora Zhotovitele stavby.

Současně tato změna umožnila urychlení realizace stavby – použití horních nosných skruží umožnilo bourání stávajícího a realizaci nového přemostění současně přes 2 přelivy.

- změnu – zachování šachtiček s ocelovým potrubím v asfaltové zálivce, které byly objeveny v dilatačních spárách jednotlivých bloků v průběhu realizace stavby. Tyto šachtičky nebyly zakreslené v dochované části původní projektové dokumentace a byly objeveny až po odbourání stávající konstrukce vozovky. Všemi účastníky výstavby bylo odsouhlaseno ponechání těchto šachtiček v upravovaných mostních pilířích i v dilatačních spárách pevných bloků – ocelové potrubí bylo zavíčkováno a zůstalo ukončené pod povrchem rekonstruované komunikace.

V průběhu stavby bylo Zhotovitelem zajištěno řádné provádění všech zkoušek v rozsahu podle Kontrolního a zkušebního plánu uvedeného v dokumentaci pro provádění stavby. Všechny kontrolní zkoušky byly prováděny na stavbě akreditovanou zkušební laboratoří schválenou objednatelem. Tyto zkoušky byly doplněny o kontrolní zkoušky vstupních materiálů betonových směsí. Výsledky všech zkoušek byly průběžně předávány investorovi stavby. Na všechny zabudované výrobky byly doloženy průkazní zkoušky, certifikáty nebo prohlášení o shodě.

Stavba byla investorem převzata 29.3.2019 s drobnými nedodělkami, které nebrání jejímu provozování. Veškeré drobné vady a nedodělkami byly v dohodnutém termínu do 30.4.2019 odstraněny.

Dne 7. 5. 2019 proběhla závěrečná (kolaudační) prohlídka stavby.

4. FOTODOKUMENTACE



Obrázek 1: Celkový pohled před rekonstrukcí.



Obrázek 2: Celkový pohled po rekonstrukci.

Ing. Jakub Stejný
Povodí Moravy, s.p.
stejny@pmo.cz