

**ХИДРАВЛИЧНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА ПРЕЛИВНИ СЪОРЪЖЕНИЯ  
ВЪВ ВРЪЗКА С АКТУАЛИЗАЦИЯ НА ОРАЗМЕРИТЕЛНИТЕ  
ВИСОКИ ВЪЛНИ**

Николай Лисев<sup>1</sup>, Сава Тачев<sup>2</sup>, Владимир Кукурин<sup>3</sup>, Петър Тодоров<sup>4</sup>

**HYDRAULIC STUDY OF FLOOD DISCHARGE STRUCTURES DUE TO  
DESIGN FLOOD UPDATE**

Nikolay Lissev<sup>1</sup>, Sava Tachev<sup>2</sup>, Vladimir Kukurin<sup>3</sup>, Peter Todorov<sup>4</sup>,

**РЕЗЮМЕ**

В статията са представени резултатите от проведеното хидравлично моделно изследване на преливник шахтов тип, извършено с основна цел проверка на пропускателната способност на изградените още в края на миналия век шахтов преливник, отвеждащ безнапорен тунел и трамплинен участък. Изследването е извършено поради увеличаване на оразмерителните високи води вследствие актуализация на хидроложките изследвания. Направен е анализ на хидравличното действие на отделните съоръжения и сравнение с резултатите от други подобни изследвания. Въз основа на получените резултати са предложени мерки за подобряване на проектното решение.

**SUMMARY**

The present article summarizes the results of a morning glory spillway hydraulic model tests carried out at the Hydraulic laboratory at the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy. The model represents an undistorted geometrically scaled copy of an existing but not fully constructed prototype. Aim of the model tests is to check whether the discharge capacity of the structures is sufficient for discharging the updated design floods, resulting from hydrological analysis revision. The hydraulic performance of the individual structures is assessed and compared with the results from other similar studies. Due to the insufficient flow capacity of the shaft construction of complementary side channel spillway is proposed.

---

<sup>1</sup> Николай Лисев, доц. д-р инж., УАСГ, Катедра “Хидравлика и Хидрология”, 1046 София, бул. “Христо Смирненски” 1, e-mail: [lisev\\_fhe@uacg.acad.bg](mailto:lisev_fhe@uacg.acad.bg).

<sup>2</sup> Сава Тачев, ас. д-р инж., УАСГ, Катедра “Хидравлика и Хидрология”, 1046 София, бул. “Христо Смирненски” 1, e-mail: [sava371@abv.bg](mailto:sava371@abv.bg)

<sup>3</sup> Владимир Кукурин, инж., УАСГ, Катедра “Хидравлика и Хидрология”, 1046 София, бул. “Христо Смирненски” 1, e-mail: [v.kukurin@gmail.com](mailto:v.kukurin@gmail.com).

<sup>4</sup> Петър Тодоров, инж., УАСГ, Катедра “Хидравлика и Хидрология”, 1046 София, бул. “Христо Смирненски” 1, e-mail: [peter\\_v@gyuvetch.bg](mailto:peter_v@gyuvetch.bg)

## 1 Въведение

Осигуряването на достатъчна проводимост на съоръженията за отвеждане на високите води е от фундаментално значение за сигурността на язовирните стени. Статистическите данни относно причините за настъпване на аварии при язовирните стени, представени в бюлетините на ICOLD, 1995 и 2003 показват, че главният природен фактор за настъпилите аварии с тежки икономически последици и дори загуби на човешки живот е недостатъчната проводимост на преливните съоръжения. Това е особено опасно при на земнонаситните и каменно насипни стени, при които преливане през короната на стената вследствие недостатъчна проводимост на преливните съоръжения е основната причина за нейното разрушаване в почти 71% от случаите.

Сред първостепенните причини за аварията се изтъква недостатъчно прецизната оценка на инженерно-хидроложките условия или недостатъчната хидравлична проводимост. Сред определящите фактори за това са: неопределеностите свързани с наличната информация, като данни за валежите, измерените в ХМС водни количества, като качество на данните и продължителност на периода на измерванията, климатичните промени и ограниченията свързани със способностите на съвременната наука за предсказване на екстремни събития с малка честота на повторение. Методите и критериите за проектиране трябва да са в унисон с технологичното развитие и да отговарят на стандартите и нормативните документи. Съгласно изводите направени в IPCC: Climate Change 2001, Impacts, Adaptation, and Vulnerability, Summary for Policymakers, промените в климата през следващите десетилетия ще предизвикат значително засилване на стреса върху водните ресурси, като промените в температурата и валежите неминуемо ще предизвикат промени в режима на оттока на реките. В някои региони на света с висока степен на вероятност се очаква увеличение на водните количества с 10 до 40%. Очаква се засилване на интензивността на валежите, като едновременно с това тяхната обща сума намалява.

Описаните процеси в по-голяма или по-малка степен се проявяват и в нашата страна. Това налага преоценка, както на съществуващите съоръжения, така и на съоръженията, които предстои да бъдат изградени. През 2012 г. беше инициран проект за довършване на няколко язовира за нуждите на водоснабдяването които са започнати в миналото, но тяхното строителство беше спряно по финансови причини.

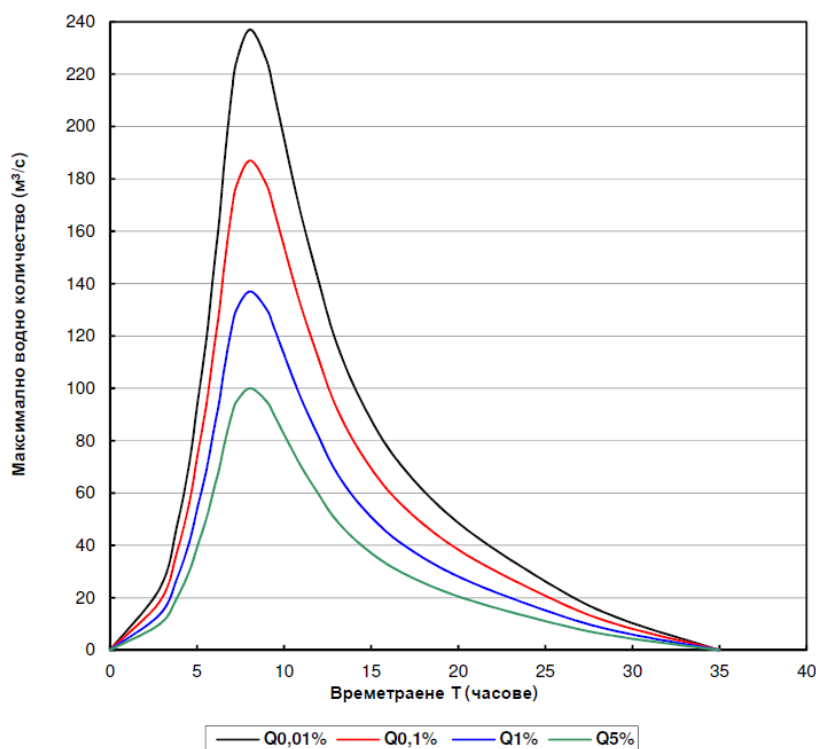
Един от тях е язовир „Пловдивци“, който се изгражда на река Искрец, в южната част на Родопите, близо до българо-гръцката граница, непосредствено над село Пловдивци. Язовирът е проектиран като годишен изравнител и е предназначен за водоснабдяване на градовете Рудозем, Мадан, Средногорци и редица по-малки населени места в района.

Първото инженерно-хидроложко изследване е извършено от „Водоканалинженеринг“ през 1992 г., като след това са извършени още две подобни проучвания от „Енергопроект-хидроенергетика“ през 2009 г. и от „Свеко Енергопроект“ през 2012 г.

Резултатите от последното изследване показват завишаване на оразмерителните водни количества, което освен на климатичните промени се дължи и на завишаване класа на язовирната стена .т.е. свързано е с промяна на нормативните изисквания през изминалия период. Максималните оразмерителни водни количества и хидрографите на постъпващи в язовирното езеро води са показани в таблица 1 и фигура 1.

Таблица 1. Оразмерителни водни количества и обеми на високите вълни.

Обезпеченост	0,01	0,1	1,0	5,0
Водно количество $Q$ ( $m^3/s$ )	237,0	187,0	137,0	100
Обем на вълната $W$ ( $m^3 \cdot 10^6$ ).	8,89	7,07	5,19	3,79



Фигура 1. Хидрографи на високите вълни постъпващи в язовир „Пловдивци“.

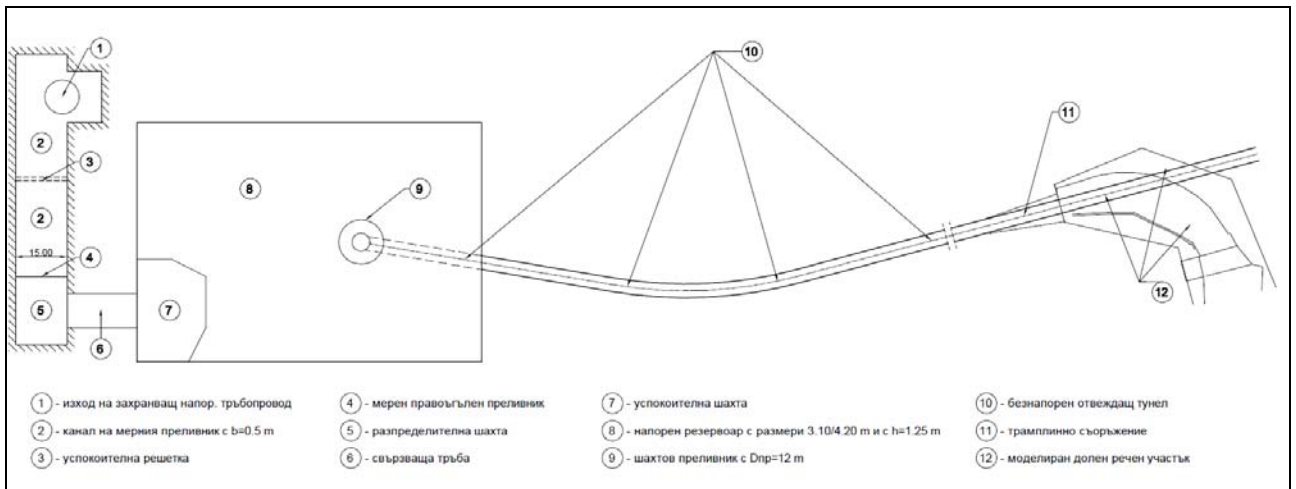
Поради малката площ на язовирното езеро неговата ретензионна способност е минимална и оразмерителното водно количество за преливника след изчисляване на ретенцията се получава  $Q_{0,1\%} = 231,00$  ( $m^3/s$ ).

През 1993г. в Хидравличната лаборатория към УАСГ София е извършено хидравлично моделно изследване на същия преливник в мащаб 1:40. Въз основа на получените резултати са изработени работни проекти и е извършена значителна част от строителните работи по шахтовия преливник, безнапорния деривационен тунел и енергогасителя след него.

След 20 годишен период е взето решение за продължаване на строителството. Това налага преоценка (увеличаване) на оразмерителните водни количества с отчитане на удължена хидроложка редица до 201г. и повишаване класа на стената от II на I клас. Налага се проверка на хидравличната проводимост на изградената шахта на преливника, като за целта е направено екзекутивно заснемане на нейните геометрични размери. Поради частично ерозиралата и компрометирана бетонова облицовка на долната правоъгълна част на сечението на тунела, проектантът предлага решение напречния профил на безнапорния тунел да се изпълни с кръгло напречно сечение при запазен радиус на горната полукръгла част  $D = 4,0$  m.

Взето е решение за изграждане на нов хидравличен модел, като за подобряване на качеството и достоверността на хидравличните изследвания и редуциране влиянието на т. н. «мащабен ефект» е избран геометричен мащаб на модела около 1:25. Приетият мащаб за настоящото хидравлично моделно изследване изисква водни количества за модела 3,13 пъти по-големи в сравнение с тези от предишното изследване. Това спомага за постигане на по-

голяма точност, както по време на самите изследвания, така и при транспонирането на експерименталните резултати от модел към натура. На фигура 2 е показана общата компоновка на модела, където са включени горния участък с преливника, безнапорния тунел и долния участък след трамплина.



Фигура 2. Обща компоновка на модела.

На фигура 3 са показани снимки на преливната фуния и безнапорния тунел заедно с долния участък след трамплина.



Фигура 3. Общ вид на преливната фуния и безнапорния тунел заедно с долния участък след трамплина..

## 2 Задачи на моделното изследване

### *А. Съществуващо положение на съоръженията*

- Да се определи точно ключовата крива на преливника.
- Да се установи възможно ли е пропускането на максимално водно количество  $Q_{\max}=Q_{0,01\%}=231\text{m}^3/\text{s}$  и при каква преливна височина.
- Определяне на хидродинамичното налягане в шахтовия преливник за възможно максимално водно количество.
- Установяване на хидравличната картина и формираните се дълбочини в безнапорния отвеждащ тунел при преминаване на различни водни количества.
- Хидравлична картина в долния участък при падане на струя от трамплина при преливане на  $Q = 200,0 \div 231,0\text{m}^3/\text{s}$ . Хидродинамичното натоварване на речното дъно от падащата струя

### *Б. Преустройство на безнапорния тунел*

Поради частично ерозиралата и компрометирана бетонова облицовка на долната правоъгълна част на тунела, проектантът предлага решение напречния профил на безнапорния тунел да се изпълни с кръгло напречно сечение при запазен радиус на горната полукръгла част  $r=2,0\text{m}$  ( $D=4,0\text{m}$ ). Това решение за преустройство на тунела води до търсене решението на следните задачи:

- Да се установи влиянието на кръглия профил на безнапорния тунел върху прпускателната способност на шахтовия преливник т.е. начертаване (определяне) на нова ключова крива.
- Да се определи точно граничното водно количество при което се проявява редуциращото вилияние на кръглия профил на тунела върху протичащите водни количества.

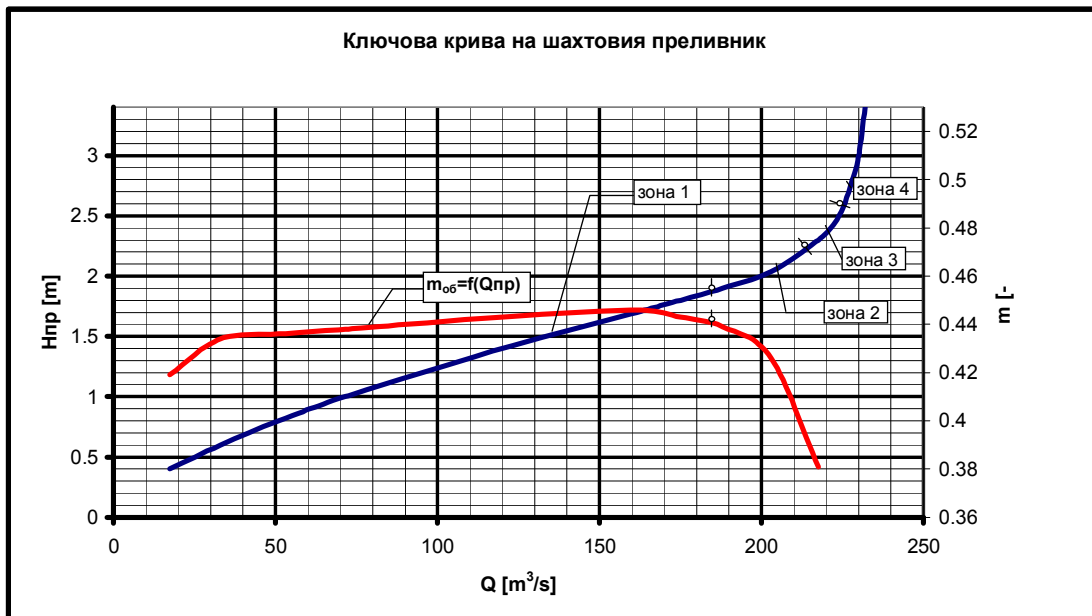
## 3 Резултати от моделните изследвания

Както беше посочено в началото на доклада най-важната цел на моделните изследвания е определяне на пропускната способност на изградения шахтов преливник.

Концепцията за използване на шахтовите преливници се основава на използване на тунела за отбиване на строителните води след като бъде изградена вертикална шахта в неговото начало, което води до общо поевтиняване на техническото решение. Като цяло това е едно много елегантно и красиво решение. Основният проблем при този тип преливници е липсата на сериозен резерв при надвишаване на неговата хидравлична проводимост. След преминаване на вертикалната шахта в потопен режим много бързо се стига до обръщане на ключовата крива, при което сравнително малко нарастване на водните количества може да предизвика бързо повишаване на водните нива и оттам преливане през короната на язовираната стена.

На фигура 4 е показана експериментално установената ключовата крива на шахтовия преливник. Могат да се обособят четири зони на ключовата крива, а именно:

- Зона 1 – преминаващи водни количества до  $185\text{m}^3/\text{s}$
- Зона 2 – преминаващи водни количества  $185 \leq Q \leq 215\text{m}^3/\text{s}$
- Зона 3 – преминаващи водни количества  $215 \leq Q \leq 225\text{m}^3/\text{s}$
- Зона 4 – преминаващи водни количества  $225 \leq Q \leq 231\text{m}^3/\text{s}$



Фигура 4. Ключова крива на преливника и крива на коефициента на водните количества.

Условното формиране на тези зони може да се интерпретира от стойността на обобщения коефициент на всяко водно количество изчислен по формулата :

$$m_{об} = \frac{Q}{L_{np} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{np}^{3/2}}$$

Където  $L_{np}$  е ефективната (действителната) дължина по билото на кръговия преливник:  $L_{np} = \pi \cdot D_{np} - \delta_{cm} = 3,14 \cdot 12 - 0,8 = 36,88m$

На същата фигура е построена и графика  $m_{об} = f(Q)$ . Вижда се, че за водни количества в интервала  $35 \leq Q \leq 185 m^3/s$ ,  $m_{об}$  се изменя в малки граници от 0,435 до 0,446. Максимални стойности за  $m_{об}$  се получават при преминаване на  $Q = 130 \div 170 m^3/s$ .

Зона 2 отговаря за начало на потопяване на шахтовия преливник при което  $m_{об}$  намалява от 0,44 до 0,40. Ако за граничното водно количество  $Q = 215 m^3/s$  ( $H_{np}^{cp} = 2,24m$ ) се изчисли коефициента на потапяне по формулата:

$$\sigma_{nom} = \frac{Q}{m_{об} \cdot L_{np} \cdot H_{np}^{3/2}} = \frac{215}{0,44 \cdot 36,88 \cdot 4,43 \cdot 2,24^{1,5}} = 0,90$$

Тази стойност на коефициента на потопяване обуславя устойчиво потопяване на преливника на шахтата без значими пулсации на водното ниво и задавянето ѝ.

Зона 3 обхваща обхваща съвсем малък диапазон на изменение на водните количества  $Q = 215$  до  $225 m^3/s$ . Тази зона формира преходен режим от потопен преливник към напорен режим на целия шахтов преливник до изхода в безнапорния тунел. Ако за средното водно количество  $Q = 220 m^3/s$  се изчисли обобщения коефициент на водното количество ще се получи

$$m_{об} = \frac{220}{36,88 \cdot 4,43 \cdot 2,39^{1,5}} = 0,364$$

Респективно  $\sigma_{nom} \approx 0,82$

При такова потопяване започва вихрово винтово засмукване на въздух, вследствие на което постепенно се преминава в напорен режим.

Зона 4 обуславя напълно напорен режим. В тази зона пропускната способност на шахтовия преливник като цяло се определя по формулата

$$Q_{ш}^{np} = \mu \cdot \omega_{шх} \sqrt{2g(z + H_{np})}$$

$$\frac{V_{mod}^2}{g \cdot h_{mod}^{хар}} = \frac{V_{нат}^2}{g \cdot h_{нат}^{хар}}$$

загуби на напор от преливния ръб до изходното сечение в безнапорния

тунел.  $\omega_{шх}$  е напречното сечение на тръбното парче с  $D = 4,00$  m и  $h = 3,00$  m, заустващо в тунела ( $\omega_{шх} = 10,02 \text{ m}^2$ ),  $z$  е геодезичната височина от билото на преливника до горния ръб на изходното сечение  $z = 927^{77} - 887^{70} = 37^{70}$  m .

$$\text{За } Q = 225 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow H_{np}^{cp} = 2,58 \rightarrow \mu = \frac{225}{10,02 \cdot \sqrt{19,62(37,07 + 2,58)}} = 0,805$$

$$\text{За } Q = 231 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow H_{np}^{cp} = 3,30 \rightarrow \mu = \frac{231}{10,02 \cdot \sqrt{19,62(37,07 + 3,30)}} = 0,819$$

Коефициентът  $\mu$  може да се изчисли и като обобщен коефициент на съпротивление по формулата:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \xi_{np} \cdot \text{фун} + \xi_{\text{дл}}^{ц.ш.} + \xi_{\text{кол}} + \xi_{\text{ст.}}}} = \frac{1}{\sqrt{1,05 + 0,09 + 0,019 \frac{21,5}{4} + 0,21 + 0,08}} = 0,804$$

На фигура 5 е построен и графикът  $m_{об} = f(H_{np})$ . Видно е, че максимални стойности на коефициента  $m_{об}$  се формират при преливни височини  $H_{np} = 1,45$  до  $1,75$  m.



Фигура 5

Получените резултати от модел в мащаб 1:25 съвпадат почти напълно с резултатите от предишното моделно изследване в мащаб 1:40.

Хидравличната картина в безнапорния тунел е регистрирана визуално и чрез измерване на осреднените дълбочини на течението от външната страна. Освен това в 3 характерни мерни профила са монтирани и пиезометри за установяване и на пулсациите на дълбочините.

След изходния (краен напорен) профил на шахтовия преливник с височина  $h = 3,0$  m течението се разширява и преструктурира в по-голямото напречно сечение на тунела, при което дълбочината се редуцира. На разстояние около 9-10 m средната по сечение дълбочина

е около  $2,70 - 2,73$  m ( $\omega \approx 10,85$  m<sup>2</sup>), при което се получава  $V_{cp.} = \frac{215}{10,85} = 19,82$  m/s . От

това сечение по дължината на тунела започва формирането на подприщителна крива при бурно състояние на течението. При начало крива (на разстояние 60 m от началото на тунела течението е с добри хидравлични показатели в напречен профил ( $h_{oc} = 2,83$  m,  $h_n = h_o = 2,90$  m)). Непосредствено след среда крива се наблюдава така нареченото виражиране на течението, при което по протежение на дясната стена на тунела се формира по-голяма дълбочина. В напречен профил на 12 m след среда крива е регистрирана  $\Delta z$  между дълбочините до лявата и дясната оградни стени приблизително равна на 1,40 m. При изчисление по теоретичната формула  $\Delta z$  се получава:

$$\Delta z = \frac{2b_t \cdot V_{cp}^2}{r_o \cdot 2g} = \frac{2 \cdot 4,0 \cdot 19,85^2}{120 \cdot 19,62} = 1,21$$

Влиянието на виражирането на течението от кривата продължава и в праволинейния участък, като се обезличава на разстояние около 10 m преди край тунел.

Що се отнася до измерените пулсации на налягането (на дълбочините), те са сравнително големи само в криволинейния участък. При осреднена дълбочина в оста на течението  $h_{oc} = 2,90$  m в пиезометрите, монтирани в дясната страна са регистрирани следните максимални стойности:

- П1 -  $P_{x.o.} = 42$  kPa ( $h = 4,2 + 1,0 = 5,2$  m)
- П2 -  $P_{x.o.} = 28$  kPa ( $h = 2,8 + 3,0 = 5,8$  m)

В края на тунела течението е стабилно безнапорно при средна по сечение дълбочина около 3,45 m и скорост  $V_{cp} \approx 16,3$  m/s .

Трамплинното съоръжение представлява разширяващ се в план открит канал с правоъгълно напречно сечение с широчини на дъното  $b_{нач} = 4,0$  m и  $b_{край} = 8,6$  m (ъгъл на разширение  $5,05^\circ$ ). Екзекутивните чертежи показват, че този участък е изпълнен точно по указанията от предишното хидравлично моделно изследване.

Максимална скорост на течението в трамплинния участък се получава в край вертикална крива, където средната дълбочина е  $h_3^{cp} = 1,69$  m ( $\omega_3 = 13,35$  m<sup>2</sup>)

$$V_{mp}^{max} = \frac{215}{13,35} = 16,10$$

В изходното сечение на трамплина, където свършват и разсейвателните тела, се наблюдава известно увеличение на дълбочините до оградните стени ( $h_{oc} = 2,0$  m,  $h_n = 2,40$  m,  $h_o = 2,45$  m). Като се има предвид височината на 4 броя

разсейвателни тела, може да се приеме средна дълбочина  $h_4^{cp} = 1,88$  m ( $\omega_4^{cp} = 16,16$  m<sup>2</sup>),

формираща средна по сечение скорост:  $V_{кр.тр.}^{cp} = \frac{215}{16,16} = 13,30$  m/s



#### 4 Изследване на допълнителен траншеен преливник

Представените по-горе резултати показват, че изграденият шахтов преливник не притежава достатъчна проводимост за провеждане на висока вълна с вероятност за превишение 0,01%. След обстоен анализ е предложено изграждане на допълнителен преливник, който да работи едновременно с шахтовия преливник.

Траншейният преливник се проектира като едновременно действащ втори преливник освен изградения шахтов с оглед сигурното пропускане на максималното водно количество  $Q_p = 0,01\% = 235m^3 / s$ . Препоръчителното разпределение на горното водно количество бе установено от показаната на фигура 4 ключова крива и то е следното:

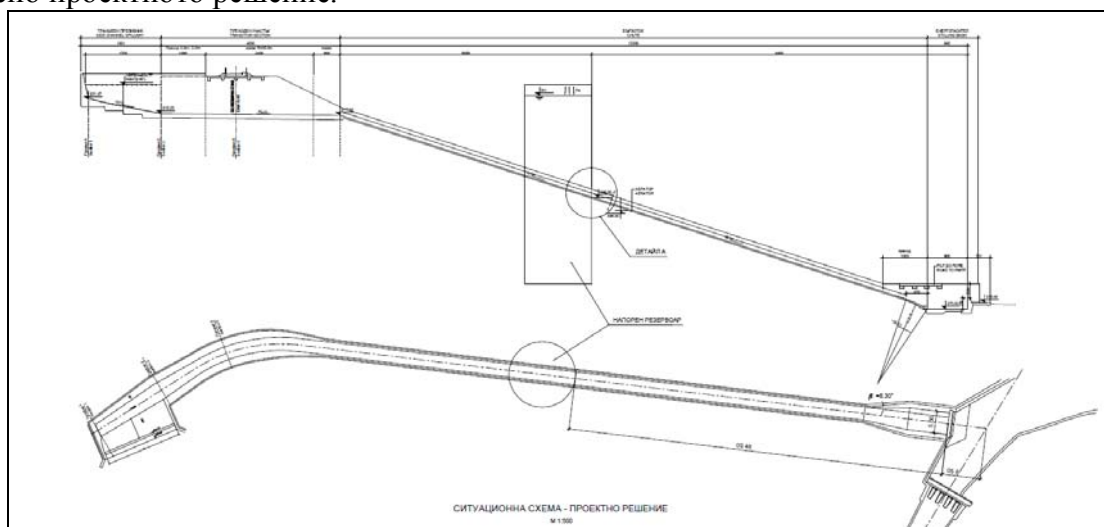
За шахтовия преливник  $Q_{\max}^{op} = 160m^3 / s$ ;

За траншейния преливник  $Q_{\max}^{op} = 75m^3 / s$ .

Поради невъзможността на хидравличната лаборатория от изграждане на цялостен физичен модел на траншейния преливник на който бързото течение и енергогасителят заустват в съществуващия долен речен участък от построения и изследван хидравличен модел на шахтовия преливник (шахов преливник, безнапорен тунел с кръгло напречно сечение и трамплин) изследователският колектив и възложителя приеха следното решение:

- Изгражда се физичен модел на фрагмент от праволинейния участък на бързото течение, енергогасителят и заустването на течението, гасителя в съществуващото речно легло изпълнено от предишния модел на шахтовия преливник в същия геометричен мащаб 1:25,32;
- Премаващото през съоръженията на траншейния преливник водно количество се осигурява от подходящо устройство, независимо от резервоара, захранващ шахтовия преливник;
- Хидравличната картина в долния речен участък да се изследва при едновременното действие на трамплинното съоръжение от шахтовия преливник и енергогасителят след бързото течение на траншейния преливник.
- Дълбочината на течението в бързото течение в напречното сечение съответстващо на начало физичен модел на бързото течение за дадено водно количество да се определи с помощта на теоретични хидравлични изчисления.

На фигура 6 е показан в ситуация и надлъжен разрез траншейния преливник и отвеждащите съоръжения след него до заустването на течението в долния речен участък съгласно проектното решение.



Фигура 6. Изглед на модела на траншейния преливник.

За да се получи изчислената действителна дълбочина на течението в профил А-А на модела бяха изпълнени следните допълнителни съоръжения:

- Напорен вертикален резервоар, който се захранва в долната си част от допълнителен независим източник (напорен тръбопровод) нямащ хидравлична връзка с захранващата система на шахтовия преливник. Изпълнен е от дебелостенна PVC тръба с диаметър 60 cm и височина 3,0 m. Тръбата е положена върху специален фундамент гарантиращ устойчивостта и водонепропускателността ѝ.
- Към напорния резервоар се монтира наставка с трапецовидно напречно сечение със същата геометрия на бързотока. Наставката е нисходяща, сключваща ъгъл с хоризонта  $\theta$  равен на наклона на дъното на бързотока ( $i=0,33$ )

За да действа хидравлически като наставка дължината ѝ следва се удовлетворява изискването:

$$l_n = (3,5 \div 4)h_{наст.}$$

За максималното водно количество  $Q = 75 \text{ m}^3/\text{s}$  проведените хидравлични изчисления за бързотока с програма HEC RAS за неравномерно движение в непризматични и призматични легла в профил А-А при кота дъно 897,00 и приемане  $n \approx 0,014$  се получава дълбочина  $h_{cp}^A \approx 1,24 \text{ m}$ .

Пропускането на необходимото водно количество може да се провери по изчислителната формула за наставки:

$$Q = \mu \cdot \omega_n \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (1)$$

където:

$\mu$  - коефициент на водното количество за този тип нисходяща наставка с трапецовидно напречно сечение. Съгласно литературни специализирани източници  $\mu = 0,76 \div 0,78$

$\omega_n$  – площ на напречното сечение на наставката. При  $Q = 75 \text{ m}^3/\text{s}$   $\omega_n = 4,06 \text{ m}^2$

$$H = \frac{Q^2}{\mu^2 \cdot \omega_n^2 \cdot 2g} = \frac{75^2}{0,77^2 \cdot 4,06^2 \cdot 19,62} = 29,3 \text{ m}$$

Следователно за модела е необходим напор

$$H_{mod} = \frac{29,3}{25,32} = 1,15 \text{ m}$$

С помощта на хидравличните изследвания върху фрагмент от съоръженията за отвеждане на високите на чрез допълнително проектирания траншеен превилник (по-голямата определяща част от бързотока, енергогасителят и заустването на течението в съществуващия долен речен участък) следва да бъдат решени следните проблемни въпроси:

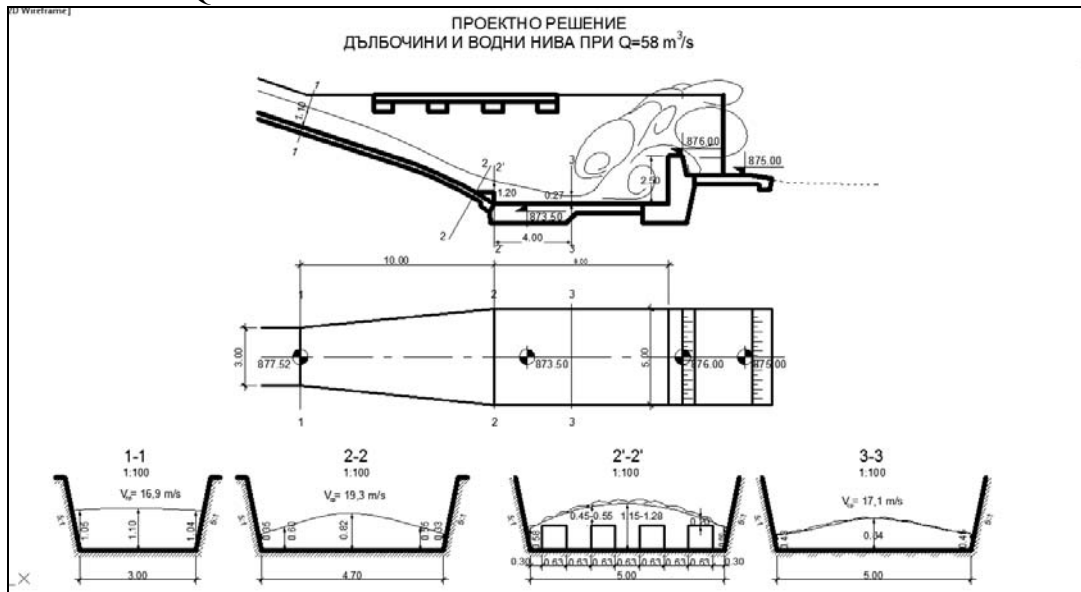
- Установяване структурата на течението, измерване на дълбочини в характерни профили както и определяне приблизителното местоположение на дънен аератор.
- Погасяване енергията на течението в гасителното съоръжение свързващо бързотока с долния речен участък. Търсене на най-добро хидравлично решение при пропускане през двата преливника  $Q_{max, cp} = Q_{0,1\%} = 185 \text{ m}^3 / \text{s}$  ( $Q_{mp}^{np} = 58 \text{ m}^3 / \text{s}$ ;  $Q_{uu}^{np} = 127 \text{ m}^3 / \text{s}$ )
- Определяне на хидравличната картина и характерните параметри на течението при пропускане през двата преливника на  $Q_{max, np} = Q_{0,01\%} = 135 \text{ m}^3 / \text{s}$  ( $Q_{mp}^{np} = 75 \text{ m}^3 / \text{s}$ ;  $Q_{uu}^{np} = 160 \text{ m}^3 / \text{s}$ )
- За да се даде адекватен отговор и решение на поставените задачи са проведени допълнителни теоретични хидравлични изчисления за проектираната траншея, които не са представени в настоящия доклад.

## Резултати от хидравличното моделно изследване

За осигуряване протичането на двете характерни водни количества по бързотока от вертикалния тръбен напорен резервоар на модела бяха извършени тариране на  $Q$  по напор с помощта на пиезометър на двата размера (с различните височини) на наставката с помощта на мерен триъгълен преливник при  $\theta = 90^\circ$ .

Получени бяха следните резултати: - **Проектно решение**

На фигура 7 са дадени измерените на модела дълбочини и водни нива преизчислени за натура в характерни напречни сечения в долния участък на бързотока и енергогасителя при преминаване на  $Q = 58 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Фигура 7. Изглед на модела в края на бързотока.

В напречен профил 1-1 (кота дъно 877,62) средната по сечение дълбочина е  $h_{cp}^{(1)} = 1,07\text{m}$  ( $\omega^{(1)} = 3,44\text{m}^2$ ) формираща средна скорост в профила  $V_{cp}^{(1)} = 16,85\text{m/s}$ .

Непосредствено след профил 1-1 започва разширяващ се участък с дължина в план (проектирана по X) равна на 10 m.

При разширение от 3 на 5,0 m и действителна дължина по наклона  $L_{пр.уч.}^{\text{дейс}} = 10,90\text{m}$  ъгълът на разширение  $\beta$  е равен на  $\text{arctg} \frac{1}{10,9}$ ,  $\beta = 5,24^\circ$

При скорост на течението  $V = 16 \div 18 \text{ m/s}$  разширението на течението е съвсем слабо, като граничните такива линии не следват геометрията на разширението. Естественото разширение на течението е под ъгъл  $\beta \approx 3^\circ$ . На фигура 7 са нанесени измерените дълбочини в четири напречни профила. Видно е, че в профил 2-2 (непосредствено пред разсейвателните тела) разпределението на дълбочините по широчината на напречния профил е много неравномерно. Освен това поради значително по-късия енергогасител от необходимата му дължина, получена от теоретичните изчисления началото на хидравличния скок се отменя след телата на разстояние около 4,0 m. Измерените дълбочини в профил 3-3 са също неравномерно разпределени, но все пак се наблюдава редуциране на разликата в дълбочините по оста и в зоната до оградните стени ( $h_{oc} = 0,88\text{m}$ ;  $h_{cm} = 0,44\text{m}$ ).

Ако приемем за стеснена (първа спрегната) дълбочина осреднена стойност  $h_{cm}^{cp} \approx 0,67\text{m} = h'$ , втората спрегната се определя с помощта на график (Гидравлика – Штеренлихт стр. 618). Методиката е следната:

- Изчислява се критичната дълбочина в сечение 3-3 при предпоставка правоъгълно напречно сечение:

$$h_{кр}^{np} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,07 \cdot 58^2}{9,81 \cdot 1,5^2}} = 2,45m$$

- Изчислява се отношението:

$$h' / h_{кр}^{np} = \frac{0,67}{2,45} = 0,274$$

- Изчислява се отношението:

$$\frac{m}{b \cdot h'} = \frac{0,2}{5,0 \cdot 0,67} = 0,06$$

- Изчислява се числото на Froud за сечение 3-3

$$Fr = \frac{V_{cm}^2}{g \cdot h_{cm}}; \quad V_{cm} = \frac{58}{(5 + 0,2 \cdot 0,44) \cdot 0,67} = 17,20m/s$$

$$Fr = \frac{17,2^2}{9,81 \cdot 0,67} = 45,0$$

От графиката се отчита  $\frac{h''}{h'} = 8,8$

$$h'' = 8,8 \cdot h' = 8,8 \cdot 0,67 = 5,9m$$

Определяне дължината на хидравличния скок

- По формулата на Чертоусов

$$L_{x.ск} = 10,3 \cdot h' (\sqrt{Fr} - 1) = 28,10m$$

- По формулата предложена от Штеренлухт при числа на Фруд  $10 < Fr < 50$

$$L_{x.ск} = (h'' - h') (6,55 - 0,186 \sqrt{Fr}) = 27,70m$$

При положение, че в края на бързотока са изпълнени необходимия брой и правилно оразмерени разсейвателно-гасителни тела, дължината на енергогасителя се препоръчва да се приеме както следва:

$$L_{зас} \approx 0,62 \div 0,65 L_{x.ск} = 0,62 \cdot 27,70 = 18,0m$$

Ако в края на гасителя се предвиди водобойна стена тип “Ребок” със средна височина  $h_{вод.ст.}^{Роб} = (0,35 \div 0,40) h''$  дължината на енергогасителя може да се редуцира с 9 ÷ 10%. За разглеждания случай изпълнена водобойна стена тип “Ребок” с височина

$$h_{вод.ст.}^{Роб.ср.} = 0,38 \cdot 5,90 = 2,25m$$

Следователно оптимизираната дължина на енергогасителя за  $Q_{0,1\%} = 58 m^3/s$  следва да се приеме:

$$L_{зас}^{онм} = 18,0 - 0,096 \cdot 18 = 16,20m$$

Поради големите изкопни работи които биха се получили при тази дължина на енергогасителя беше експериментиран и междинен вариант (преустройство – вариант I с  $L_{гас} = 15,0 m$ ) приложения 5 и 6. При този участък от 3,0 на 5,0 m също бе приета 15,0 m.

При действителна по наклона дължина 17,05 m ъгълът на плавното разширение се получава  $\beta = 3,36^\circ$ .

Регистрираната хидравлична картина и измерените дълбочини в крайния участък на бързотока и в енергогасителя показват незадоволително хидравлично действие. Даже при  $Q = 58 m^3/s$  течението обтича разсейвателните тела без да се формира началото на хидравличния скок в тази зона. На приложение 6 са дадени измерените дълбочини в

напречно сечение 3-3 където започва винтово-вихровото течение на хидравличния скок, чиято структура продължава и над водобойната стена.

Максималната кота на водното ниво, която се формира в гасителя се получава в зоната на водобойната стена и достига 879,00. Недостатъчно добрите хидравлични показатели на този вариант при пропускане на  $Q = 58 \text{ m}^3/\text{s}$  водят до извода, че при преминаване на  $Q_{\text{max}} = 75 \text{ m}^3/\text{s}$  конфигуриращата се обща хидравлична картина както в гасителя така и в зоната на долния речен участък, където се събират двете течения е **неприемлив** с оглед сигурността на подпорните стени и речното дъно.

### Преустройство – вариант II.

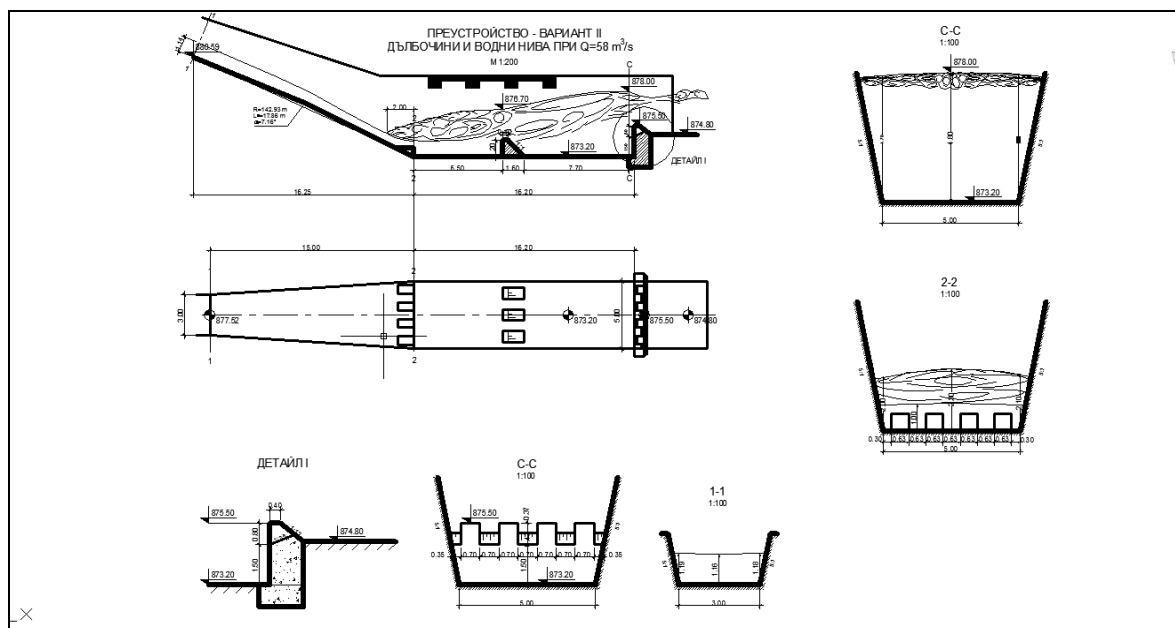
С цел подобряване хидравличното действие на енергогасителя реактивно на крайния участък на бързотока изследвана нова конфигурация на двете водопровеждащи съоръжения. С оглед намаляване на междинния ъгъл на вертикалната чупка на дъното на бързотока в крайния участък  $\beta'$  които за вариант I е сравнително голям ( $\beta' \approx 10^\circ$ ).

Освен това бяха увеличени дължините както на енергогасителя така и на разширяващия се краен участък на бързотока:

Размери в план: енергогасител  $L_{\text{гас}} = 16,20\text{m}$  и плавно разширяващ се участък от 3,0 на 5,0 m -  $L_{\text{пр.уч.}} = 16,25\text{m}$ .

При действителна дължина на разширяващия се участък по наклона  $L_{\text{р.уч.}}^{\text{дейс.}} = 17,86\text{m}$  ъгълът на разширението се получава  $3,2^\circ$ .

Предвид получената по изчислителен път сравнително голяма дължина на хидравличния скок ( $L_{\text{х.ск.}} = 27 \div 28 \text{ m}$ ) за малкото характерно водно количество.  $Q = 58 \text{ m}^3/\text{s}$  и препоръките на известни изследователи хидравлици като: Слиский С.М.; Высоцкий Л.; Carlier M; Peterka A.J и др. за допълнително погасяване на излишната кинетична енергия на течението в зоната на хидравличния скок на модела бе изпълнено и изследвано вариантно решение с допълнителни гасителни тела разположени в самия енергогасител. Формата, размерите и броя на телата бяха определени съгласно методиката на Peterka. На фигура 8 са показани местоположението на телата в енергогасителя както и хидравличната картина, формираща се в него и в крайния участък на бързотока при преминаване на  $Q_{0,1\%} = 58 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Фигура 8. Изглед на модела в края на бързотока – Вариант II.

Измерените дълбочини и коти ВН в характерните профили показват много доброто хидравлично действие на енергогасителя. Максималната кота на ВН в края на гасителя която бе регистрирана за това водно количество с 878,00, която удовлетворява напълно изискванията за ненамокряне на околния терен.

При пропускането обаче на максималното водно количество  $Q_{\max} = 75 \text{ m}^3/\text{s}$  междинните гасителни тела влошават значително хидравличната картина в енергогасителя, поради несъответствието им както на теоретично изчислената втора спрегната дълбочина, така и на съществуващия общ обем на гасителя за това водно количество.

Така например в сечение 2-2 непосредствено пред разсейвателните тела в края на бързотока измерената средна дълбочина е около 0,82 m и при ширина на дъното  $b_2 = 4,65 \text{ m}$  средната по сечение скорост се получава:

$$V_2 = \frac{75}{(4,65 + 0,2 \cdot 0,82) \cdot 0,82} = 19 \text{ m/s}$$

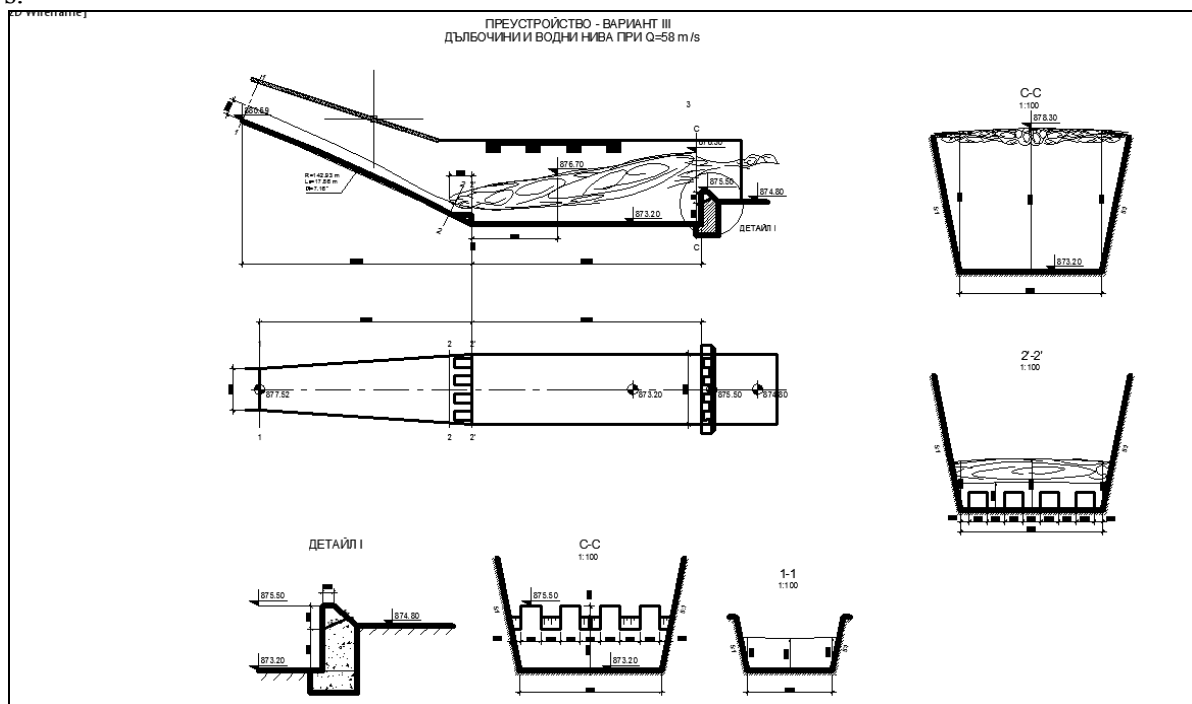
Изчисленията за втората спрегната дълбочина и дължината на хидравличния скок за  $Q = 75 \text{ m}^3/\text{s}$  показват следните резултати:

$$h_2 = h' = 0,82 \text{ m}; \quad h'' = 7,5 \text{ m}, \quad L_{x.ck} = 35 \text{ m}$$

Тези данни доказват, че приетите дължина и дълбочина на енергогасителя не удовлетворяват условието за безрисково пропускане на водите. Междинните гасителни тела причиняват така наречения ефект на фонтаниране на течението вследствие на динамично въздействие на струи с висока скорост върху твърди тела. Водното ниво в края на гасителя се получава  $880 \div 880,50$ , което би предизвикало странично преливане над стените на гасителя и наводнение на околния терен.

### Преустройство – вариант III.

Този вариант е със същата конфигурация и размери спрямо вариант II като разликата се състои в премахването на междинните гасителни тела. На фигура 9 са показани измерените дълбочини и водни нива в характерни профили при преминаването на  $Q_{0,1\%} = 58 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Фигура 9. Изглед на модела в края на бързотока – Вариант III.

В сечение В-В намиращо се непосредствено пред началото на хидравличния скок дълбочините са сравнително равномерно разпределени ( $h_{oc} = 0,69$  m  $h_{ct}^л = 0,65$  m;  $h_{ct}^д = 0,66$  m), при което формиращата се средна по сечение скорост  $V_B^{cp} = 18,0$  m/s. Хидравличният скок в енергогасителя е добре структуриран като дължината му се помещава изцяло в границите на гасителя. Максималната кота на ВН се получава непосредствено пред водобойната стена и има стойност 878,30.

При  $Q_{max} = 75$  m<sup>3</sup>/s в профил В-В средната дълбочина е около 0,83 m, при което средната по сечение скорост се получава около  $V_B^{cp} = 18,75$  m/s.

Разсейвателно-гасителните тела в края на бързотока допринасят за формирането на начало хидравличен скок в тяхната зона, което означава, че те са задължителни.

Измерените дълбочини и ВН в участъка на енергогасителя показват, че структурата на хидравличния скок не отговаря на определението “съвършен” хидравличен скок. Дължината му се получава значително по-голяма от дължината на гасителя, при което максималното ВН, което се формира – 879,70 е с местоположение непосредствено след водобойната стена.

Все пак единствено този вариант на гасител позволява погасяването на по-голямата част от енергията на течението при преминаване на  $Q_{max} = 75$  m<sup>3</sup>/s и отвеждането му безпрепятствено в долния речен участък.

## 5 Заключение

Като се имат предвид резултатите, получени от теоретичните изчисления и хидравлични моделни изследвания, смятаме за целесъобразно и необходимо да направим следните изводи:

- Изпълненият шахтов преливник няма достатъчна хидравлична проводимост за провеждане на актуализираната висока вълна с вероятност за превишение 0.01%. Необходимо е изграждане на допълнителен траншеен преливник.
- Енергогасителят след бързотока на траншейния преливник зауства при лявата стена след изхвъргача на съществуващия тунел, като след изследване на три различни вариоанта е предложено оптимално решение за неговите размери и височинно положение, които осигуряват безпроблемната едновременна работа на двата преливника.
- Хидравличната картина в долния участък при срещането на двете течения -  $Q_{0,1\%} = 58$  m<sup>3</sup>/s от траншейния преливник с  $Q_{0,1\%} = 127$  m<sup>3</sup>/s от шахтовия е също с добри показатели. Излитащата от трамплина струя пада в зоната на пресичането на двете оси (на трамплина и на бързотока), при което се формира общо течение побиращо се в коригираното речно легло.
- Формиращото се общо течение в долния участък при срещането на преминаващите водни количества от двата преливника за максимално водно количество с повторемост веднъж на 10 000 години ( $Q_{0,01\%}^{общо} = 235$  m<sup>3</sup> / s), надхвърля билата на подпорните стени от към левия бряг и наводнява прилежащата тераса, както и съоръженията в нея (локален път и мост). Следва да се има предвид, че съществуващото речно легло не може да проведе такова форсмажорно водно количество.

## ЛИТЕРАТУРА

- [1] ICOLD Bulletin no.99 – Dam Failures – Statistical Analysis, 1995.
- [2] ICOLD Bulletin no.125 – Dams and Floods, 2003.
- [3] ICOLD Bulletin no.142 – Bulletin of Safe Passage of Extreme Floods, 2012.
- [4] IPCC. Climate Change 2001: Impacts, Adaptation, and Vulnerability, Summary for Policymakers, Geneva, 2001.

- [5] Лисев Н., П. Хидравлично моделно изследване на шахтов преливник на яз “Пловдивци“. Международна юбилейна научно-приложна конференция УАСГ2012, 15-17 ноември 2012.
- [6] Язовир “Пловдивци”, хидравлично моделно изследване на съоръженията за отвеждане на високите води, Доклад на ЦНИЛХИ, 2012 г.
- [7] Хидравлично моделно изследване на бързотока, енергогасителя и заустващото съоръжение от траншейния преливник на язовир “Пловдивци”, Доклад на ЦНИЛХИ, 2012 г.