

Flood control of the lower Vistula

Author

Jędrzej Kosiński

Keywords

flood risk, flood control, flood risk reduction by the Włocławek reservoir, flood risk reduction by the Lower Vistula Cascade reservoirs

Abstract

So far it has been considered that the Włocławek reservoir is of little importance for flood protection of the downstream areas. The article shows the fallacy of this opinion. The Włocławek reservoir's potential for flood water retention is herein determined. The impact of the Lower Vistula Cascade engineering on flood risk reduction is also analysed.

DOI: 10.12736/issn.2300-3022.2013213

The high water level which appeared in the Vistula River (Wisła) in May 2010 causing a flood, and with it billions of PLN of losses in private property as well as technical, municipal and state infrastructure, has given rise to the question: whether it must be so? This question inspired an analysis of the lower Vistula (dolna Wisła) flood flows over 41 years (1971–2011) and an initial indication of the potential flood control opportunities offered by the Włocławek reservoir [3]. In the second part of this article, reference is made to the flood control opportunities that would result from additional stages of the Lower Vistula Cascade (Kaskada Dolnej Wisły, LVC). In order to conduct such analyses it is first necessary to identify the causes (flood flows) of the flood risks, and then their reduction opportunities offered by the existing reservoir in Włocławek and other (potentially feasible) reservoirs of the LVC. Lastly, the rules should be determined for the use of these opportunities. The assumptions, calculations results, and conclusions are described below.

Flood wave definition

To analyze the Włocławek reservoir flood control options, first it was necessary to define the term “flood wave”. For this purpose, the allowable flow volume was used as defined in “Instrukcja gospodarowania wodą na stopniu wodnym Włocławek” [“Instructions for water management at the Włocławek barrage”] issued in 2006 [1]. Based on analysis of maps of the flood plains in the area of Toruń, the Civil Protection Department of the Toruń City Office has determined that the maximum flow that does not cause flood damage is at the rate of $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$. This flow was therefore defined as the maximum allowable flow (water discharge) for the Włocławek barrage. It was assumed on this basis that the flood wave is a spate of average daily flow rate greater than the allowed flow. At the same time, in order

to eliminate instantaneous excessive flows from the analysis, a time criterion has been imposed. Ultimately, therefore, the flood wave concept has been applied to a cumulative spate in excess of the allowable flow and lasting for at least two days.

Analysis of flood waves at the Włocławek barrage

On the basis of operating records of the Włocławek hydropower plant [2] from 1971 until 2011 (41 years) all the spates were selected that occurred at the Włocławek barrage, peaked at over $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ and lasted for at least two days. All such waves and their characteristic parameters are listed in Tab. 1.

Wave parameters (daily average peak flow, whole wave average flow, wave volume and length) are shown in the graphs (Fig. 1–5). The waves in the figures are numbered consistently with the chronology of their occurrence given in Tab. 1.

Based on the data presented above, it can be concluded that over the last 41 years 50 flood waves occurred, at frequency from 0 to 5 in a year, duration from 2 to 36 days (average 7.1 days) and flow rates from $2,420 \text{ m}^3/\text{s}$ to $4,403 \text{ m}^3/\text{s}$ (average $2,989 \text{ m}^3/\text{s}$), with daily average peak flow rates from $2,435 \text{ m}^3/\text{s}$ to $5,972 \text{ m}^3/\text{s}$ (average $3,528 \text{ m}^3/\text{s}$) and total volume from 0.418 bln m^3 to 13.695 bln m^3 (average 2.017 bln m^3).

As shown in the graphs (Fig. 3–5), only three of the waves clearly differ from the typical waveform. These are wave No. 5 (Oct 1974), wave No. 8 (March 1979), and wave No. 45 (May 2010). The other waveforms are typical of the average spate.

It is worth noting that waves No. 8 (March 1979) and No. 45 (May 2010), hailed by the media “the waves of the Millennium”, were not so big at all. Statistically, they correspond to the wave which may occur about once every ten years. Wave No. 45 (May 2010) was the third longest and the second in terms of

Wave No.	Year	Wave duration		Time days	Qmax m ³ /s	Qav m ³ /s	Wave volume mln m ³
		from	until				
1	1971	31 Jan	4 Feb	5	3,812	3,222	1,391.90
2		20 March	31 March	12	3,103	2,668	2,765.84
3	1972	28 Aug	30 Aug	3	3,333	2,999	777.43
4	1974	18 June	21 June	4	3,738	3,161	1,092.36
5		20 Oct	15 Nov	27	4,074	3,238	7,553.17
6	1975	2 Jan	14 Jan	13	2,534	2,461	2,764.37
7	1977	1 March	15 March	15	3,371	2,829	3,665.87
8	1979	14 March	18 Apr	36	5,972	4,403	13,695.18
9	1980	29 July	9 Aug	12	5,469	3,868	4,010.52
10		16 Oct	26 Oct	11	4,949	3,403	3,234.64
11		17 Dec	21 Dec	5	3,256	2,758	1,191.37
12	1981	15 March	23 March	9	3,826	2,879	2,238.54
13	1982	5 Jan	9 Jan	5	3,878	3,293	1,422.40
14	1983	14 March	15 March	2	2,528	2,488	429.84
15	1987	4 Apr	5 Apr	2	2,697	2,673	461.81
16		28 May	30 May	3	3,706	3,180	824.34
17	1989	8 May	9 May	2	2,883	2,706	467.60
18	1993	24 March	26 March	3	2,637	2,519	652.84
19	1994	8 Apr	17 Apr	10	3,519	3,052	2,637.19
20	1996	12 Apr	15 Apr	4	2,611	2,547	880.24
21		16 Sept	17 Sept	2	2,606	2,522	435.80
22		23 Sept	24 Sept	2	2,606	2,451	423.45
23	1997	15 July	19 July	5	3,904	3,290	1,421.28
24		28 July	29 July	2	2,947	2,543	439.34
25		1 Aug	3 Aug	3	2,738	2,628	681.26
26	1998	20 Feb	23 Feb	4	2,973	2,787	963.19
27		26 Apr	30 Apr	5	4,951	3,842	1,659.92
28	1999	8 March	16 March	9	3,564	2,977	2,314.74
29		25 Apr	29 Apr	5	2,974	2,729	1,179.01
30		29 June	2 July	4	3,058	2,743	947.81
31	2000	11 Feb	15 Feb	5	2,978	2,752	1,188.95
32		15 March	18 March	4	3,340	2,968	1,025.57
33		11 Apr	16 Apr	6	4,570	3,593	1,862.78
34		6 Aug	7 Aug	2	2,541	2,475	427.68
35	2001	29 Apr	3 May	5	3,311	2,901	1,253.40
36		31 July	6 Aug	7	4,798	3,799	2,297.38
37	2002	29 Jan	7 Feb	10	3,292	2,952	2,550.53
38	2003	17 March	18 March	2	2,763	2,628	454.03
39	2004	5 Aug	6 Aug	2	2,944	2,793	482.54
40	2005	22 March	30 March	9	5,292	3,415	2,655.33
41	2006	31 March	12 Apr	13	5,653	3,679	4,132.17
42	2009	5 Apr	6 Apr	2	2,435	2,420	418.18
43	2010	3 March	10 March	8	3,624	3,052	2,109.72
44		26 March	28 March	3	2,575	2,526	654.65
45		21 May	15 June	26	5,842	4,203	9,441.19
46		3 Aug	5 Aug	3	3,066	2,774	718.93
47		7 Sept	13 Sept	7	4,331	3,488	2,109.37
48	2011	16 Jan	26 Jan	11	3,556	3,052	2,900.97
49		10 Feb	13 Feb	4	2,665	2,557	883.53
50		5 Aug	7 Aug	3	2,594	2,549	660.61
AVERAGE:				7.1	3,527.7	2,988.6	2,017.0

 Tab. 1. Flood waves in Włocławek in 1971–2011 (flood wave = Q inflow > 2400 m³/s, duration > 2 days)

volume, average flow rate, and culmination flow rate. It lasted 26 days, its average flow rate was 4,203 m³/s, daily average peak rate 5,842 m³/s, and total volume a „mere” 9.45 bln m³. In the graph (Fig. 5) the waveforms are shown as defined on the basis of average daily flows at the Włocławek barrage. The waves are plotted in such a way that the moment of the excess over the allowable flow rate, which is the beginning of the flood wave, approximately corresponds to t = 0.

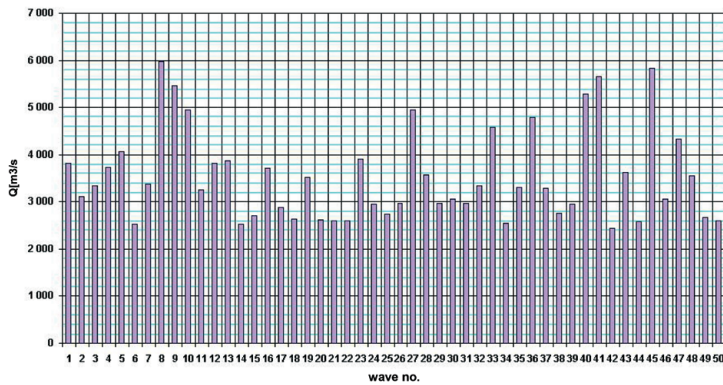


Fig. 1. Daily average peak flows in the Vistula at flood spates (1971–2011)

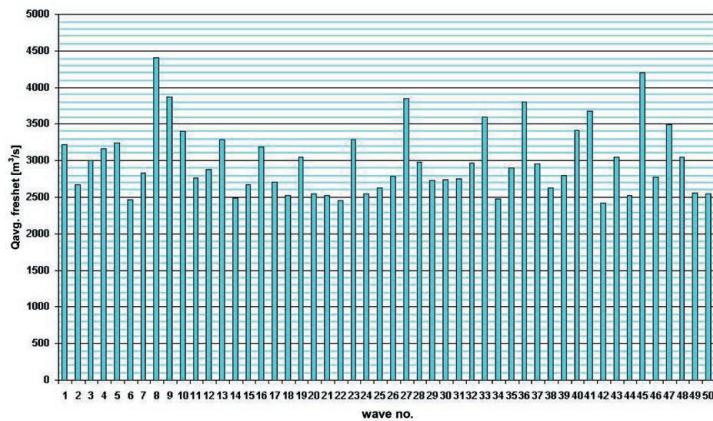


Fig. 2. Average flows at flood spates (1971–2011)

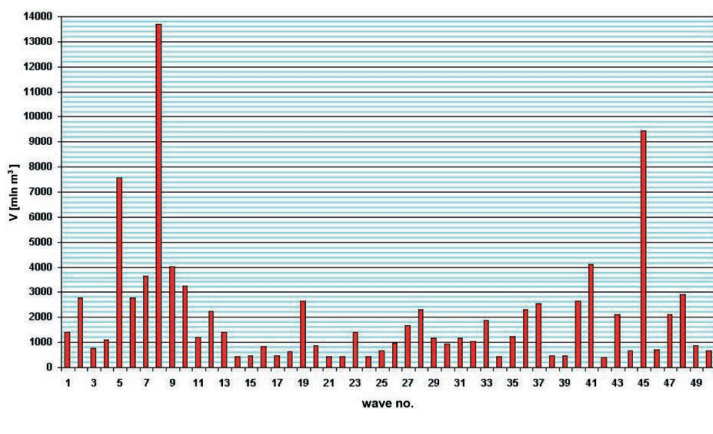


Fig. 3. The Vistula River's spate wave volumes in Włocławek (1971–2010)

Based on the data presented above, it can be concluded that over the last 41 years 50 flood waves occurred, at frequency from 0 to 5 in a year, duration from 2 to 36 days (average 7.1 days) and flow rates from 2,420 m³/s to 4,403 m³/s (average 2,989 m³/s), with daily average peak flow rates from 2,435 m³/s to 5,972 m³/s (average 3,528 m³/s) and total volume from 0.418 bln m³ to 13.695 bln m³ (average 2.017 bln m³). As shown in the graphs (Fig. 3–5), only three of the waves clearly differ from the typical waveform. These are wave No. 5 (Oct 1974), wave No. 8 (March 1979), and wave No. 45 (May 2010). The other waveforms are typical of the average spate.

It is worth noting that waves No. 8 (March 1979) and No. 45 (May 2010), hailed by the media „the waves of the Millennium”, were not so big at all. Statistically, they correspond to the wave which may occur about once every ten years. Wave No. 45 (May 2010) was the third longest and the second in terms of volume, average flow rate, and culmination flow rate. It lasted 26 days, its average flow rate was 4,203 m³/s, daily average peak rate 5,842 m³/s, and total volume a „mere” 9.45 bln m³.

Basic details of the Włocławek reservoir

For the purpose of flood protection downstream of Włocławek there is only one reservoir now available, formed by the barrage

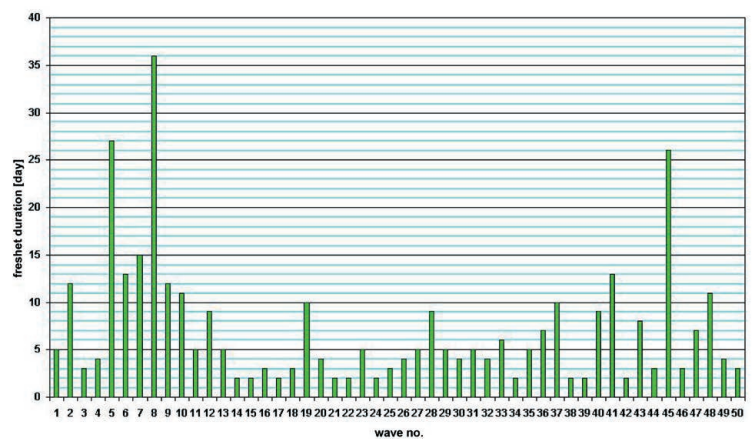


Fig. 4. The Vistula River's spate durations in Włocławek (1971–2011)

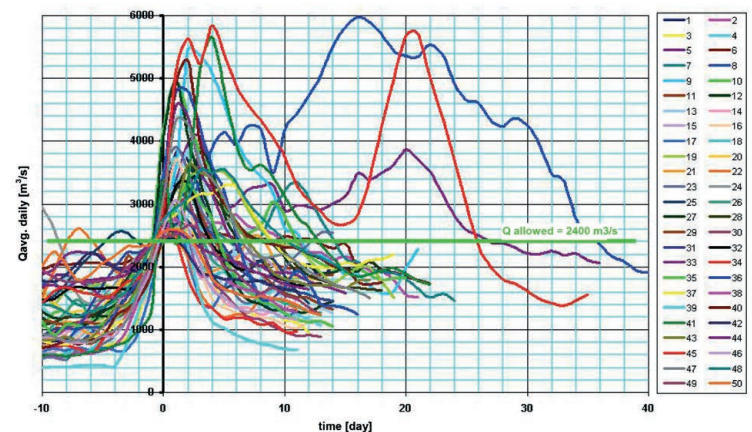


Fig. 5. Flood wave forms at the Włocławek barrage (1971–2011)

set across the Vistula (Wisła) in Włocławek, at kilometre 674.850. This is the first of eight barrages of the LVC – and so far the only one completed (in 1970). In accordance with the provisions of the „Instructions for water management ...” [1], practically no flood control use of its capacity is provided for. In the light of the following analyses, it appears that such a position can be justified only by the technical condition of the dams. But there are no contraindications, after the reservoir’s upgrade, to its use for flood protection in the full range of its capabilities. The Włocławek reservoir’s characteristic damming heights are:

- regular storage level: NPP = 57.30 m a.s.l. NN
- maximum storage level: NPP = 58.50 m a.s.l. NN
- minimum storage level: NPP = 56.50 m a.s.l. NN

On the basis of the „Instructions for water management...” [1], the graph (Fig. 6) presents the dependence of the reservoir’s static capacity as a function of the water table, with specific values superimposed.

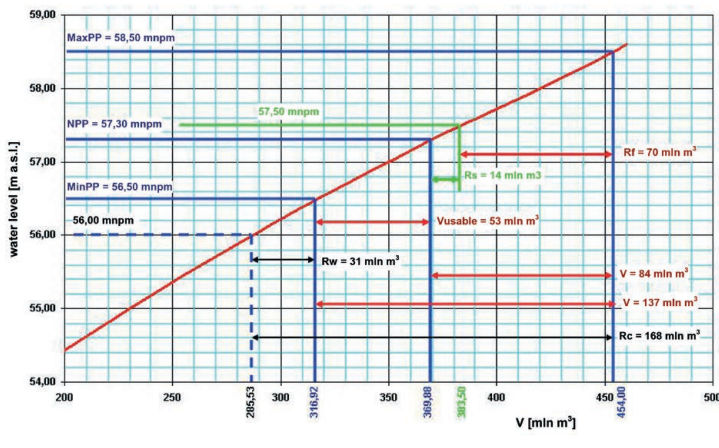


Fig. 6. Statistical capacity of the Włocławek reservoir, as per “Instructions for water management...” of 2006

It can be read from the graph that the reservoir’s functional capacity (between the NPP and MinPP levels) is 53 mln m³. In theory, the reservoir has a permanent flood reserve (volume of the layer between MaxPP and NPP) with capacity of 84 mln m³. However, this capacity has not been used yet, because of the technical condition of the reservoir and its associated hydraulic structures. In accordance with the instructions in effect until recently, only a portion of the permanent flood reserve could be used, i.e. the 0.2 m layer above the NPP level, with capacity of 14 mln m³ (currently, however, this possibility is not being used). In the reservoir a forced flood reserve can be accumulated of at least 31 mln m³, by emptying the reservoir to elevation 56.00 m a.s.l. NN (0.5 m below MinPP). As can be seen, in theory, the reservoir portion with static capacity up to 168 mln m³ could be utilised for flood control. In addition, the reservoir’s dynamic capacity quite significantly increases that capacity [1]. For example, at flow rate 3810 m³/s with the reservoir dammed up to the NPP elevation, the tank capacity

increases by 42 mln m³. At present, while flood waves are passing, as a rule only the useful capacity (53 mln m³) is used, and occasionally (twice since the reservoir entered operation) the forced reserve of 31 mln m³ is also used. This means that out of the entire static capacity theoretically available for flood control, only 30% is utilised regularly, and 50% occasionally. Of course, in order to increase the possible use of the reservoir’s capacity, it should be first upgraded. Such an effort is worth undertaking, as the analysis results presented below show.

For the purpose of further considerations it was assumed that a water layer of 137 mln m³ might be used for flood control without specifying its elevation. This means that the aggregate volume of the useful layer and the permanent flood reserve can be used for flood control, or the aggregate volume of the forced reserve, useful layer, and a portion of the permanent flood reserve up to elevation 57.60 m a.s.l. NN, or an intermediate variant.

Rules of the reservoir’s utilisation

The analysis of the flood waves so far [3] in terms of flood control shows that this reservoir can, and even should, be used for flood control. This would allow many losses to be avoided. For this purpose, after the reservoir’s upgrade, the water management rules should be so adjusted as to make the most of its capabilities to reduce flood wave peaks downstream of the reservoir. This consists in retaining some water in the reservoir during the wave’s peak. In this way, the flow downstream will be smaller than the inflow to the reservoir, and the difference will be accumulated in the reservoir. Only after the inflow has lowered, the accumulated water can be discharged from the reservoir in a volume below the allowable flow. The sketches show the rules of flood waves’ passage through the reservoir, i.e. water discharge control (Fig. 7) and the process of filling the reservoir (Fig. 8). In these drawings, against the background of a hypothetical flood wave highlighted in blue, the rules of water management (discharges from the reservoir and reservoir levels) are shown in red. The value Q_{orange} highlighted in the Fig. 7 means the level of water discharge at which, at the time when inflows exceed the discharge, the volume of water retained in the reservoir will fill up its flood capacity.

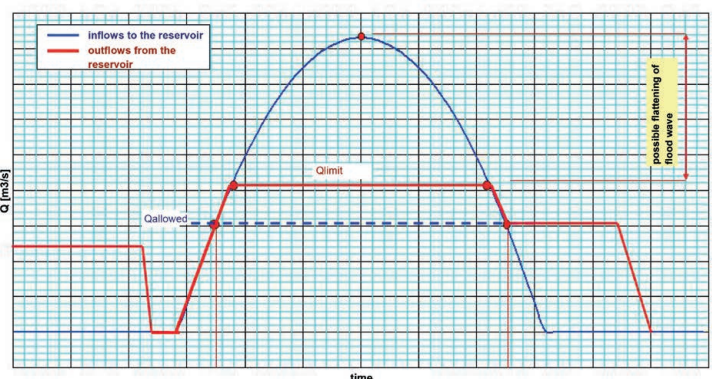


Fig. 7. Rules of flood wave passage, inflows and outflows

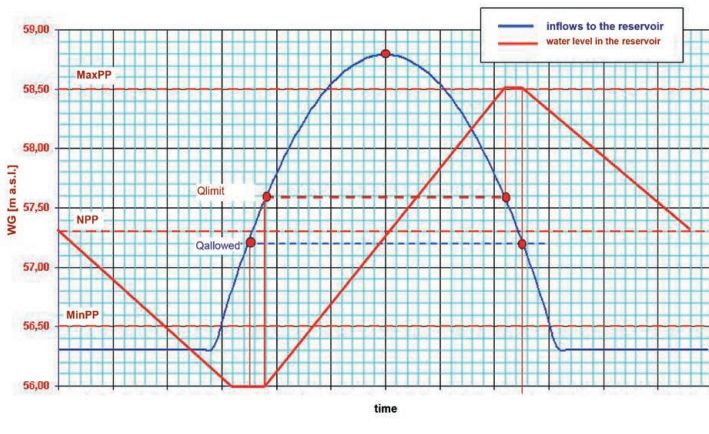


Fig. 8. Rules of flood wave passage, water levels in the reservoir (using forced reserve)

Easily seen in the graph (Fig. 7) is that the use of the reservoir capacity for flood control enables flood wave flattening. This reduction in flow culmination downstream of the reservoir directly translates into reduction of flood losses in these areas. The main difficulty is, of course, the precise forecast of the waveform and its parameters, but more accurate forecasting methods and better and faster calculations tools significantly minimize this problem.

Evaluation of the impact of water management on flood risk
 In order to objectively assess the impact of the Włocławek reservoir on the available flood risk reduction options, for each wave indicated in Tab. 1, a risk reduction factor „r” was calculated [3]. This factor was determined by two methods. In the first – simplified – method the calculations are based on the average flows and discharges for a particular flood wave. In the second method the calculations are based on the actual daily average flows. The first method may be used for barrage operations planning, while the second one verifies the calculations by the simplified method, because the input for the calculations can be determined only after the wave’s passage.

The flood risk reduction factor „r” is determined by the following formula:

$$r = \left(1 - \frac{Q_{\text{discharge}} - Q_{\text{allowed}}}{Q_{\text{av}} - Q_{\text{allowed}}} \right) \cdot 100\%$$

where:

$Q_{\text{discharge}}$ – in the simplified method – discharge from the reservoir averaged for the entire wave, in the detailed method – the maximum discharge from reservoir

Q_{av} – in the simplified method – inflow to the reservoir averaged for the entire wave, in the detailed method – the maximum daily inflow to the reservoir

Q_{allowed} – for both methods – allowable flow

$Q_{\text{allowed}} = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$, safe for the areas downstream of reservoir.

This factor, equal to the ratio of the discharged flow’s surplus over the safe flow (2400 m³/s) to the surplus that would occur if there was no reservoir, defines the flood risk reduction. The higher the factor, the better. A factor of 100% means complete elimination of the flood downstream of Włocławek.

The results of flood risk reduction factor calculations for each wave (Tab. 2) refer to the assumption that in order to protect against flooding a 137 mln m³ volume of the reservoir will be used.

Comparison of the results of the two calculation methods shows that the simplified method as a rule produces lower reduction factors than the detailed method (Fig. 9). An advantage of this methodology is the ease of computation, and the fact that no exact waveform (determined only after the wave’s passage) need be known, such as in the detailed method.

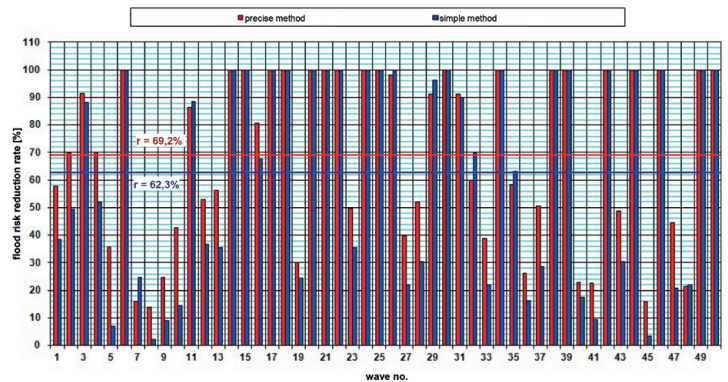


Fig. 9. Reservoir impact on flood risk reduction downstream of Włocławek (1971–2011)

It follows from the analysis of all the waves in the analysed period of 41 years that the average flood risk reduction factor calculated by the simplified method is over 62%, whereas calculated by the detailed method it is over 69%. This means that utilising 137 mln m³ of the reservoir capacity can completely eliminate at least 20 floods (40% of cases), and to a greater or lesser extent reduce the other floods. In the “ΔQ” column of Tab. 2 the difference is specified between the maximum daily average flood wave flow and the maximum water discharge from the reservoir with adjusted water management and using the 137 mln m³ reservoir capacity. It is easily seen that the peak wave reduction, i.e. flood wave flattening, achieved through appropriate water management depending on the wave, ranges from 156 m³/s to 1,128 m³/s (average 643 m³/s), which is equivalent (according to the consumption curve of the water gauge in Torun derived from the „instructions for water management at the Włocławek barrage” of 2006) to a reduction in water levels at the water gauge in Torun from ca. 15 to ca. 125 cm (average 70–80 cm). It is therefore worth fighting for.

At the conclusion of this analysis, Fig. 10 shows the flood risk reduction factors in order (wave numbering in the graph is not

Wave No.	Year	Q_{sr} wave	Q_{max} wave	Q_{sr} of wave discharge	Q_{max} of discharge	ΔQ	Reduction factor by simplified method	Reduction factor by detailed method
–	–	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	%	%
1	1971	3,222	3,812	2,905	2,997	815	38.6	57.7
2		2,668	3,103	2,536	2,612	491	49.4	69.8
3	1972	2,999	3,333	2,471	2,480	853	88.2	91.4
4	1974	3,161	3,738	2,764	2,800	938	52.1	70.1
5		3,238	4,074	3,179	3,472	602	7.0	35.9
6	1975	2,461	2,534	2,339	2,315	219	100.0	100.0
7	1977	2,829	3,371	2,723	3,215	156	24.7	16.1
8	1979	4,403	5,972	4,359	5,471	501	2.2	14.0
9	1980	3,868	5,469	3,736	4,708	761	9.0	24.8
10		3,403	4,949	3,259	3,858	1,091	14.4	42.8
11		2,758	3,256	2,441	2,516	740	88.6	86.4
12	1981	2,879	3,826	2,703	3,071	755	36.8	53.0
13	1982	3,293	3,878	2,975	3,046	832	35.5	56.3
14	1983	2,488	2,528	1,695	1,877	651	100.0	100.0
15	1987	2,673	2,697	1,880	2,170	527	100.0	100.0
16		3,180	3,706	2,652	2,652	1,054	67.7	80.7
17	1989	2,706	2,883	1,913	1,984	899	100.0	100.0
18	1993	2,519	2,637	1,990	1,991	646	100.0	100.0
19	1994	3,052	3,519	2,894	3,183	336	24.3	30.0
20	1996	2,547	2,611	2,151	2,199	412	100.0	100.0
21		2,522	2,606	1,729	2,104	502	100.0	100.0
22		2,451	2,606	1,658	1,901	705	100.0	100.0
23	1997	3,290	3,904	2,973	3,157	747	35.6	49.7
24		2,543	2,947	1,750	2,291	656	100.0	100.0
25		2,628	2,738	2,100	2,213	525	100.0	100.0
26	1998	2,787	2,973	2,391	2,411	562	100.0	98.0
27		3,842	4,951	3,525	3,940	1,011	22.0	39.6
28	1999	2,977	3,564	2,801	2,958	606	30.5	52.1
29		2,729	2,974	2,412	2,451	523	96.3	91.1
30		2,743	3,058	2,346	2,392	666	100.0	100.0
31	2000	2,752	2,978	2,435	2,451	527	90.0	91.2
32		2,968	3,340	2,571	2,778	562	69.9	59.8
33		3,593	4,570	3,329	3,729	841	22.1	38.7
34		2,475	2,541	1,682	1,784	757	100.0	100.0
35	2001	2,901	3,311	2,584	2,778	533	63.2	58.5
36		3,799	4,798	3,572	4,167	631	16.2	26.3
37	2002	2,952	3,292	2,793	2,841	451	28.7	50.6
38	2003	2,628	2,763	1,835	2,104	659	100.0	100.0
39	2004	2,793	2,944	2,000	2,186	758	100.0	100.0
40	2005	3,415	5,292	3,239	4,630	662	17.4	22.9
41	2006	3,679	5,653	3,557	4,919	734	9.5	22.6
42	2009	2,420	2,435	1,627	1,881	554	100.0	100.0
43	2010	3,052	3,624	2,854	3,027	597	30.4	48.8
44		2,526	2,575	1,997	2,186	389	100.0	100.0
45		4,203	5,842	4,142	5,291	551	3.4	16.0
46		2,774	3,066	2,245	1,938	1,128	100.0	100.0
47		3,488	4,331	3,261	3,472	859	20.8	44.5
48	2011	3,052	3,556	2,908	3,307	249	22.1	21.5
49		2,557	2,665	2,160	2,186	479	100.0	100.0
50		2,549	2,594	2,020	2,149	445	100.0	100.0
AVERAGE:		2,989	3,528	2,601	2,885	643	62.3	69.2

 Tab. 2. Results of flood risk reduction factor calculations (flood wave = $Q_{inflow} > 2400 \text{ m}^3/\text{s}$, duration > 2 days) for a reservoir with flood capacity 137 mln m^3

consistent with that in Tab. 1) with the uses of the Włocławek reservoir's other capacities (only the useful layer is 53 mln m³, aggregate capacity 137 mln m³ and the maximum reservoir flood capacity 168 mln m³).

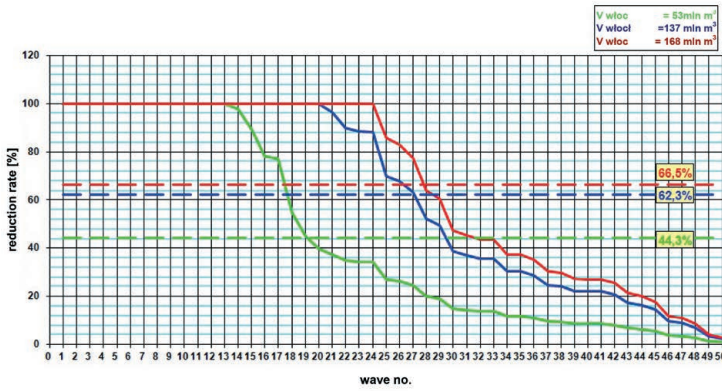


Fig. 10. Flood risk reductions available downstream of Włocławek as a function of the utilised reservoir capacity (1971–2011)

It is clear from the graph that with appropriate water management of the Włocławek reservoir, using only the useful layer's capacity, only 13 floods (26% of cases) could be completely eliminated, and the average flood risk reduction factor would be 44.3%. The use of 137 mln m³ capacity would make it possible to completely eliminate 20 floods (40% of cases) and achieve an average flood risk reduction factor of 62.3%. The maximum use of the reservoir capacity, i.e. 168 mln m³, could eliminate as many as 24 floods (48% of cases) and achieve an average flood risk reduction factor of 66.5%. In other cases, when floods were not completely eliminated, the average flood risk reduction factor would oscillate in the range of 25% to 37% depending on the reservoir flood capacity utilisation.

Potential impact of the Lower Vistula Cascade on flood risk reduction

Summarising the results of the above flow analysis, it should be noted that there is no real possibility to completely eliminate the risk of flooding. This explains the graph (Fig. 11), which shows the flood capacity of a reservoir (or reservoirs) needed to reduce subsequent flood waves to the allowable flow.

As can be easily calculated, in order to reduce, for example, flood wave No. 8 to allowable flow $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$, flood capacity 6.2 bln m³ is required, which equals 37 times the capacity of Włocławek reservoir when fully used for flood control (168 mln m³) or of 117 Włocławek reservoirs, when only its useful layer (53 mln m³) is used. Whereas, according to the concept of the LVC engineering [4], only eight reservoirs with capacities close to that of the Włocławek reservoir can be realistically considered. But the likelihood of such a wave's occurrence is only ca. $p = 10\%$ (once every 10 years). This means that the flood risk, as well as the floods themselves, will always be present. Nevertheless, in the vast majority of flood freshets the losses can be significantly reduced.

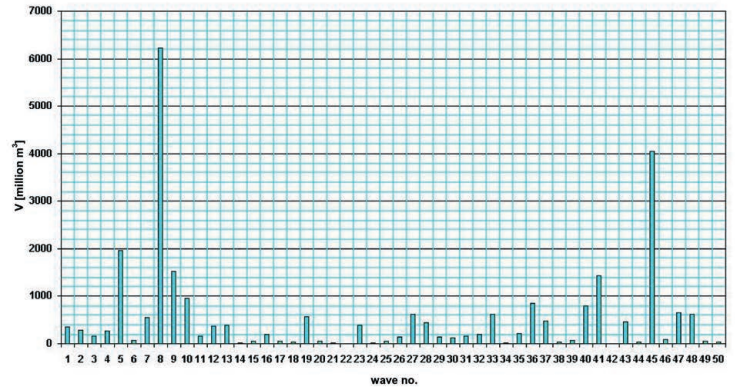


Fig. 11. Reservoir capacities required for safe passage of the Vistula River's (Wisła) freshet waves in Włocławek (1971–2011)

Flood risk can be reduced in two ways. The first way is to provide greater capacities to capture excess water (construction of other reservoirs, increases in their capacities, construction of polders), and the second way is to increase the allowable flow (construction of river embankments, reinforcement of river banks and the entire infrastructure, etc.). This analysis has considered only the first method and was meant to show how much of the flood risk reduction could be realistically expected from increasing the reservoir's flood capacity.

A similar effect on the flood risk reduction will be brought about by the other reservoirs of the LVC. The reservoir parameters provided for in the concept of the lower Vistula (dolna Wisła) Cascade engineering [4] are shown in Tab. 3. In addition to the existing Włocławek Cascade, it was assumed that for the purposes of flood control a 1.5 m water layer would be used. In Włocławek, subject to certain damming levels, the depth of this layer (between MinPP and MaxPP) is 2.0 m.

The total flood capacity of all LVC reservoirs so calculated is almost 580 mln m³. Each downstream reservoir will have to

Barrage	River km	reservoir length	reservoir area	normal storage level	layer thickness	flood capacity
–	km	km	km ²	m a. s. l.	m	mln m ³
Wyszogród	586.00	41.5	45.60	72.00	1.50	68.40
Płock	626.00	34.0	49.50	64.00	1.50	74.25
Włocławek	674.85	57.0	68.50	57.30	2.00	137.00
Ciechocinek	711.00	33.0	31.30	46.00	1.50	46.95
Solec Kujawski	757.80	49.0	36.54	37.50	1.50	54.81
Chełmno	801.75	44.7	38.64	30.00	1.50	57.96
Opalenie	864.00	62.2	53.96	22.00	1.50	80.94
Tczew	904.65	40.6	37.51	12.00	1.50	56.27
TOTAL:						576.58

Tab. 3. Design parameters of the lower Vistula (dolna Wisła) Cascade reservoirs, source: Energoprojekt study (1990)function of the utilised reservoir capacity (1971–2011)

cope with a wave reduced by the upstream reservoir, whereas the most upstream reservoir will have to cope with the Vistula's (Wisła) natural flow. Therefore a process will occur of multiple reductions of the flood wave peaks passing through successive reservoirs (each reservoir will reduce the wave culmination reduced by the upstream reservoir). Such a mechanism is shown schematically in Fig. 12.

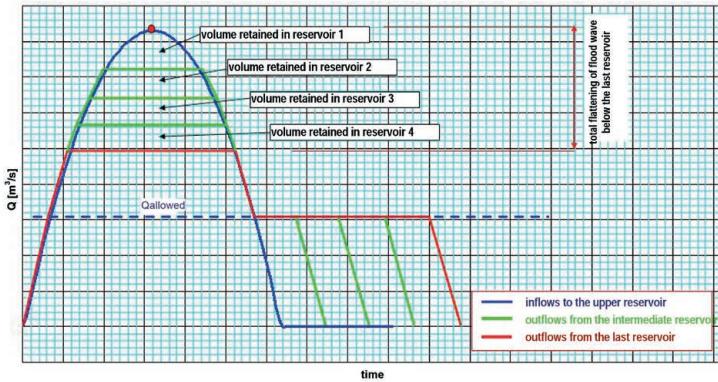


Fig. 12. Flood wave peak reduction and waveform change at a cascade of reservoirs

Simplifying the analysis by omitting location related aspects (relatively small changes in flood flows along the length of the river, slightly different allowable flows), it can be assumed that in theory one big reservoir could be created with flood capacity equal to the total flood capacity of all LVC reservoirs. In order to assess the cascade's impact on the flood risk reduction, it was therefore assumed that such a reservoir had been developed in Włocławek. It was also assumed that the allowable flow downstream of the reservoir was equal to the flow allowed in Włocławek, i.e. $Q_{\text{allowed}} = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$. On the basis of the analyzed waves and the simplified method (which gives worse results), the average flood risk reduction factor was determined as a function of the total capacity used for flood control. This dependency is shown in the graph (Fig. 13).

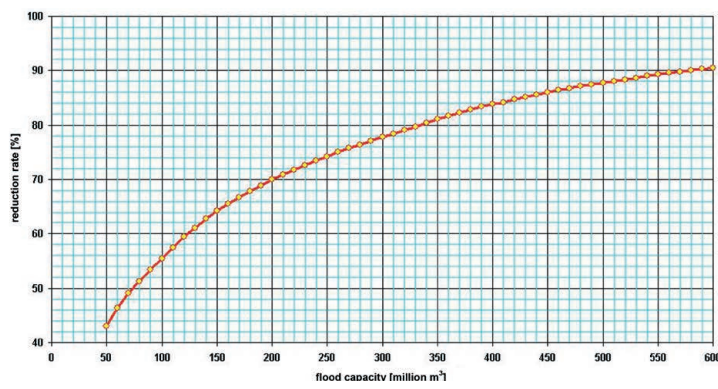


Fig. 13. Dependence of average flood risk reduction factor as a function of the total capacity of reservoirs used for flood control

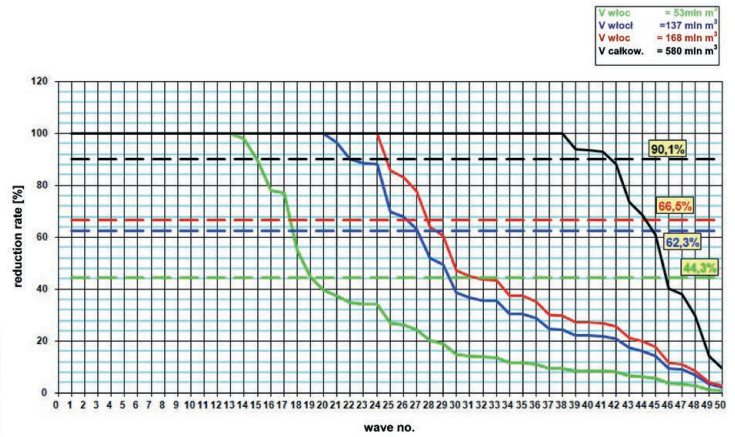


Fig. 14. Potential for reducing flood risk across all Lower Vistula Cascade reservoirs (1971–2011)

This flood risk reduction potential not only cannot be ignored, but its utilisation should be pursued, the more so as this is not the only benefit that the LVC might bring about. This will translate (besides other benefits) into a significant reduction in damage to property and a reduction in the environmental and other costs incurred by both the local community and the state. Therefore appropriate efforts should be taken as soon as possible to modernize the Włocławek reservoir, as well as to resume the indefinitely postponed execution of the LVC.

Conclusions

1. Contrary to provisions of official documents, the Włocławek reservoir can have a very significant impact on the flood safety of the downstream areas.
2. Due to the technical condition of the Włocławek reservoir facilities, only limited reduction of flood risks is feasible. The result of this is that for these purposes only the reservoir's energy layer of 53 mln m^3 is used (ca. 30% of the reservoir's entire flood capacity).
3. As regards the waves that occurred in the last 41 years, the Włocławek reservoir alone, if only its useful layer (53 mln m^3) was used, could eliminate 13 floods (26% of cases), whereas if 137 mln m^3 of its capacity was used, it could prevent as many as 20 floods (40% of cases). Full utilisation of the reservoir's potential (168 mln m^3) could completely eliminate 24 floods (48% of cases). Also very important in other cases is the flood risk reduction (reduction of an excess over $Q_{\text{allowed}} = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$), because it reduces both the effects and the territorial range of flooding.
4. The average reduction factor of the flood risks in the last 41 years, if only the Włocławek reservoir was used, calculated by the simplified method (which gives worse results), is 44.3%, and could be almost 67%.
5. Potential operation of the eight LVC stages in the analyzed period could completely eliminate 38 floods (76% of all cases), and obtain an average flood risk reduction factor of over 90%.

6. The great economic benefits and the ability to significantly reduce flood risks, and thus potential losses associated with floods, which could be achieved by full utilisation of the Włocławek reservoir capacity, and even more of the capacity of all LVC reservoirs, should as soon as possible prompt efforts to modernize the existing facility and to resume implementation of the LVC engineering project.

REFERENCES

1. Instrukcja gospodarowania wodą na stopniu wodnym Włocławek [*Instructions for water management at the Włocławek barrage*], Usługi Projektowe Studialne i Badawcze, Anna Śliwińska, Msc. Eng., 2006.
2. Dokumentacja ruchowa elektrowni wodnej we Włocławku [*Operating documentation of the hydroelectric plant in Włocławek*] (1971–2011).
3. Kosiński J., Ochrona przeciwpowodziowa – co mógłby Włocławek [*Flood control – how Włocławek could contribute*], *Gospodarka Wodna* 2013, issue 11.
4. Malinowski R., Założenia techniczno-ekonomiczne rozwoju polskiej hydroenergetyki do 2020 roku [*Technical and economic assumptions for development of the Polish hydropower sector by 2020*], BSiPE Energoprojekt, Warsaw 1990.

Jędrzej Kosiński

The Włocławek Hydroelectric Power Plant / ENERGA SA

e-mail: jedrzej.kosinski@energa-hydro.pl

Civil engineer, specializing in water engineering. Chief hydroengineering specialist at the Włocławek Hydroelectric Power Plant, where he has been employed since 2000. Also a technical adviser at ENERGA SA for the construction of a new barrage downstream of Włocławek.

He graduated from Wrocław University of Technology (1976) where he started his career. In 1979 he joined the Hydraulic Engineering R&D Centre “Hydroprojekt” in Włocławek. Since 1993 he has been employed at the Regional Office of Spatial Planning in Włocławek. Certified builder in hydraulic engineering. Honorary member of the Polish Association for Small Hydropower Development.

This is a supporting translation of the original text published in this issue of "Acta Energetica" on pages 169–177. When referring to the article please refer to the original text.

PL

Ochrona przeciwpowodziowa na dolnej Wiśle

Autor

Jędrzej Kosiński

Słowa kluczowe

zagrożenia powodziowe, ochrona przeciwpowodziowa, redukcja zagrożeń powodziowych przez zbiornik wrocławski, redukcja zagrożeń powodziowych poprzez zbiorniki Kaskady Dolnej Wisły

Streszczenie

Dotychczas uznawano, że zbiornik wrocławski ma znikome znaczenie dla ochrony przed powodzią terenów położonych poniżej. W artykule wykazano nieprawdziwość tej opinii. Określono możliwości zbiornika wrocławskiego, jeśli wykorzysta się jego potencjał retencjonowania wód powodziowych. Przeanalizowano również wpływ kaskadowej zabudowy dolnej Wisły na redukcję zagrożeń powodziowych.

Wielka woda, która pojawiła się w Wiśle w maju 2010 roku, spowodowała powódź, a wraz z nią liczone w miliardach zł straty zarówno w mieniu prywatnym ludności, jak również w infrastrukturze technicznej, komunalnej i państwowej, zrodziły pytanie: czy tak być musi? Pytanie to zainspirowało do przeprowadzenia analizy przepływów powodziowych dolnej Wisły na przestrzeni 41 lat (1971–2011) oraz wskazanie w pierwszej kolejności potencjalnych możliwości, jakie daje zbiornik we Wrocławku dla ochrony przed powodziami [3]. W drugiej części artykułu odniesiono się do możliwości ochrony przeciwpowodziowej, jakie by zaistniały, gdyby funkcjonowały pozostałe stopnie Kaskady Dolnej Wisły. W celu przeprowadzenia takich analiz trzeba najpierw określić przyczyny (przepływy powodziowe), a następnie możliwości redukcji zagrożeń powodziowych, jakie daje istniejący zbiornik we Wrocławku oraz inne (potencjalnie możliwe do realizacji) zbiorniki Kaskady Dolnej Wisły. Należy wreszcie określić zasady wykorzystywania tych możliwości. Poniżej opisane zostały założenia, wyniki obliczeń oraz wnioski.

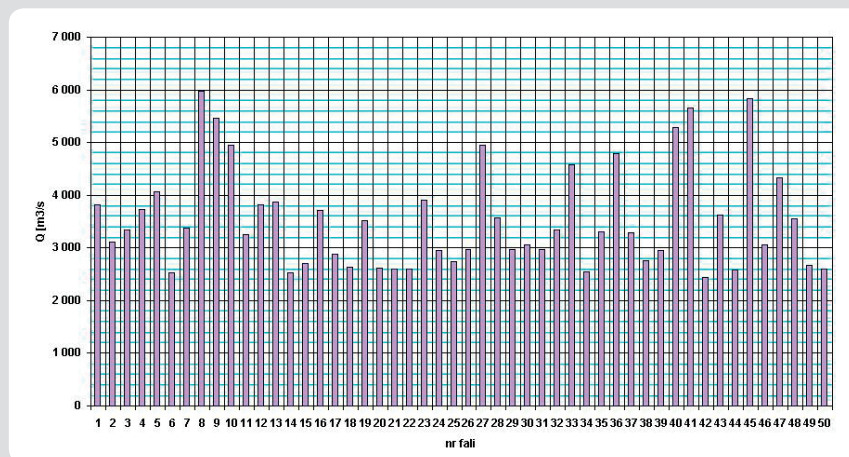
Definicja pojęcia „fala powodziowa”

Do przeprowadzenia analizy możliwości ochrony przeciwpowodziowej zbiornika we Wrocławku w pierwszej kolejności potrzebne było zdefiniowanie pojęcia „fala powodziowa”. W tym celu posłużono się wielkością przepływu dozwolonego, określonego w „Instrukcji gospodarowania wodą na stopniu wodnym Wrocławek” z 2006 roku [1]. Na podstawie analizy map terenów zalewowych w rejonie Torunia Wydział Ochrony Ludności Urzędu Miasta w Toruniu określił, że maksymalny przepływ, który nie powoduje szkód powodziowych, wynosi $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$. Przepływ ten został zatem określony jako maksymalny dozwolony przepływ (zrzut wody) dla stopnia wodnego we Wrocławku. Na tej podstawie przyjęto, że fala powodziowa jest to wezbranie o średnim dobowym przepływie większym od przepływu dozwolonego. Jednocześnie, w celu wyeliminowania z analizy chwilowych przekroczeń tego przepływu, narzucone zostało kryterium czasowe. Ostatecznie zatem pojęciem fali powodziowej nazwane zostały wezbrania o kulminacji przekraczającej przepływ dozwolony i trwające przynajmniej dwie doby.

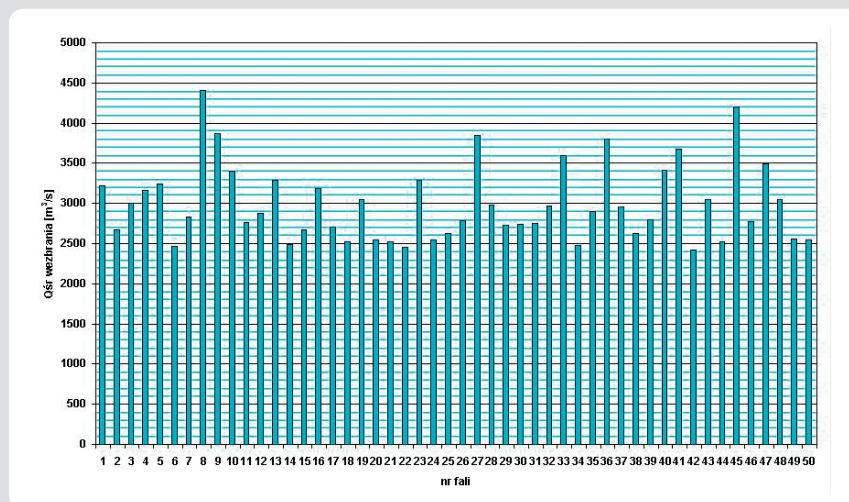
Analiza fal powodziowych w przekroju Wrocławka

Na podstawie dokumentacji ruchowej elektrowni wodnej we Wrocławku [2] od 1971 roku do 2011 roku (41 lat) zostały wybrane wszystkie wezbrania, jakie wystąpiły w przekroju stopnia wodnego we Wrocławku, o kulminacji powyżej $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ oraz

o długości nie mniejszej niż dwie doby. Zestawienie wszystkich fal oraz ich charakterystycznych parametrów zawarto w tab. 1. Parametry fal (przepływy średniodobowe maksymalne, średnie przepływy całej fali, objętości fal oraz ich długości) pokazane zostały na wykresach (rys. 1–5). Na rysunkach tych numeracja fal jest zgodna



Rys. 1. Maksymalne przepływy średniodobowe w Wiśle w czasie wezbrań powodziowych (1971–2011)



Rys. 2. Średnie przepływy w czasie wezbrań (1971–2011)

Nr fali	Rok	Czas trwania fali		Czas doba	Q _{max} fali m ³ /s	Q _{sr} fali m ³ /s	Objętość fali mln m ³
		od	do				
1	1971	31 stycznia	4 lutego	5	3 812	3 222	1 391,90
2		20 marca	31 marca	12	3 103	2 668	2 765,84
3	1972	28 sierpnia	30 sierpnia	3	3 333	2 999	777,43
4	1974	18 czerwca	21 czerwca	4	3 738	3 161	1 092,36
5		20 października	15 listopada	27	4 074	3 238	7 553,17
6	1975	2 stycznia	14 stycznia	13	2 534	2 461	2 764,37
7	1977	1 marca	15 marca	15	3 371	2 829	3 665,87
8	1979	14 marca	18 kwietnia	36	5 972	4 403	13 695,18
9	1980	29 lipca	9 sierpnia	12	5 469	3 868	4 010,52
10		16 października	26 października	11	4 949	3 403	3 234,64
11		17 grudnia	21 grudnia	5	3 256	2 758	1 191,37
12	1981	15 marca	23 marca	9	3 826	2 879	2 238,54
13	1982	5 stycznia	9 stycznia	5	3 878	3 293	1 422,40
14	1983	14 marca	15 marca	2	2 528	2 488	429,84
15	1987	4 kwietnia	5 kwietnia	2	2 697	2 673	461,81
16		28 maja	30 maja	3	3 706	3 180	824,34
17	1989	8 maja	9 maja	2	2 883	2 706	467,60
18	1993	24 marca	26 marca	3	2 637	2 519	652,84
19	1994	8 kwietnia	17 kwietnia	10	3 519	3 052	2 637,19
20	1996	12 kwietnia	15 kwietnia	4	2 611	2 547	880,24
21		16 września	17 września	2	2 606	2 522	435,80
22		23 września	24 września	2	2 606	2 451	423,45
23	1997	15 lipca	19 lipca	5	3 904	3 290	1 421,28
24		28 lipca	29 lipca	2	2 947	2 543	439,34
25		1 sierpnia	3 sierpnia	3	2 738	2 628	681,26
26	1998	20 lutego	23 lutego	4	2 973	2 787	963,19
27		26 kwietnia	30 kwietnia	5	4 951	3 842	1 659,92
28	1999	8 marca	16 marca	9	3 564	2 977	2 314,74
29		25 kwietnia	29 kwietnia	5	2 974	2 729	1 179,01
30		29 czerwca	2 lipca	4	3 058	2 743	947,81
31	2000	11 lutego	15 lutego	5	2 978	2 752	1 188,95
32		15 marca	18 marca	4	3 340	2 968	1 025,57
33		11 kwietnia	16 kwietnia	6	4 570	3 593	1 862,78
34		6 sierpnia	7 sierpnia	2	2 541	2 475	427,68
35	2001	29 kwietnia	3 maja	5	3 311	2 901	1 253,40
36		31 lipca	6 sierpnia	7	4 798	3 799	2 297,38
37	2002	29 stycznia	7 lutego	10	3 292	2 952	2 550,53
38	2003	17 marca	18 marca	2	2 763	2 628	454,03
39	2004	5 sierpnia	6 sierpnia	2	2 944	2 793	482,54
40	2005	22 marca	30 marca	9	5 292	3 415	2 655,33
41	2006	31 marca	12 kwietnia	13	5 653	3 679	4 132,17
42	2009	5 kwietnia	6 kwietnia	2	2 435	2 420	418,18
43	2010	3 marca	10 marca	8	3 624	3 052	2 109,72
44		26 marca	28 marca	3	2 575	2 526	654,65
45		21 maja	15 czerwca	26	5 842	4 203	9 441,19
46		3 sierpnia	5 sierpnia	3	3 066	2 774	718,93
47		7 września	13 września	7	4 331	3 488	2 109,37
48	2011	16 stycznia	26 stycznia	11	3 556	3 052	2 900,97
49		10 lutego	13 lutego	4	2 665	2 557	883,53
50		5 sierpnia	7 sierpnia	3	2 594	2 549	660,61
ŚREDNIO:				7,1	3 527,7	2 988,6	2 017,0

Tab.1. Wykaz fal powodziowych we Włocławku w latach 1971–2011 (fala powodziowa = Q_{dopl} > 2400 m³/s, czas trwania > 2 doby)

z chronologią ich występowania podaną w tab. 1.

Na wykresie (rys. 5) pokazano kształty fal określone na podstawie wielkości średnich dobowych przepływów w przekroju stopnia we Włocławku. Fale zostały naniesione w taki sposób, żeby moment przekroczenia przepływu dozwolonego, czyli początek fali powodziowej, w przybliżeniu odpowiadał chwili $t = 0$.

Na podstawie powyżej przedstawionych danych można stwierdzić, że na przestrzeni ostatnich 41 lat wystąpiło 50 fal powodziowych, o częstotliwości występowania od 0 do 5 w roku, o czasach trwania od 2 do 36 dób (średnio 7,1 doby) i przepływach od 2420 m³/s do 4403 m³/s (średnio 2989 m³/s), o maksymalnych średniodobowych przepływach od 2435 m³/s do 5972 m³/s (średnio 3528 m³/s) i o całkowitej objętości od 0,418 mld m³ do 13,695 mld m³ (średnio 2,017 mld m³).

Jak widać na wykresach (rys. 3–5), jedynie trzy spośród wszystkich fal wyraźnie odbiegają od typowego przebiegu. Są to fala nr 5 (październik 1974), fala nr 8 (marzec 1979) oraz fala nr 45 (maj 2010). Kształt pozostałych fal jest typowy dla przeciętnego wezbrania.

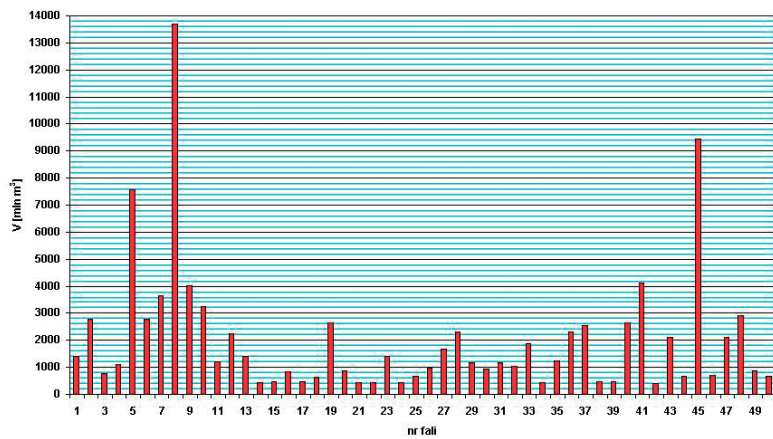
Warto przy tej okazji zwrócić uwagę, że fale nr 8 (marzec 1979) oraz nr 45 (maj 2010), okrzyknięte w mediach „falami 1000-lecia”, nie były wcale takie duże. Statystycznie odpowiadają one fali, która może pojawić się jeden raz na ok. 10 lat. Fala nr 45 (maj 2010) była trzecią w kolejności pod względem długości, a drugą pod względem objętości, średniego przepływu i przepływu kulminacyjnego. Trwała 26 dni, jej średni przepływ wynosił 4203 m³/s, maksymalny średniodobowy 5842 m³/s, a całkowita objętość fali wynosiła „zaledwie” 9,45 mld m³.

Podstawowe dane zbiornika we Włocławku

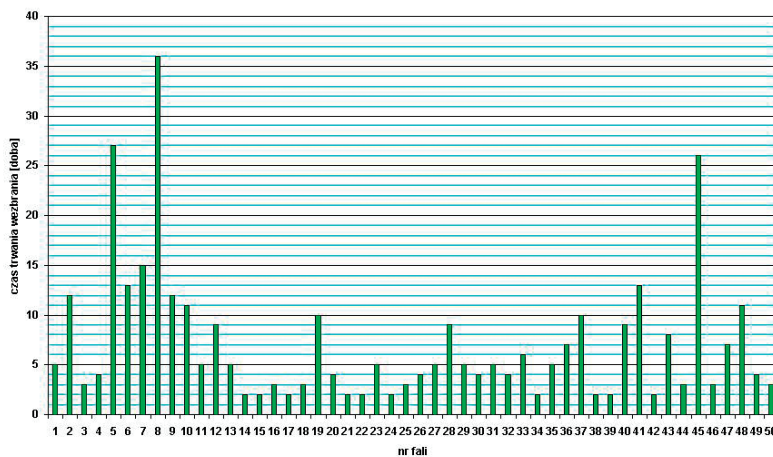
Do ochrony przeciwpowodziowej terenów poniżej Włocławka mamy obecnie do dyspozycji jedynie zbiornik powstały po przegrodzeniu rzeki stopniem wodnym we Włocławku, zlokalizowanym w 674,850 km Wisły. Jest to pierwszy z ośmiu i jak do tej pory jedyny zrealizowany w 1970 roku, stopień wodny Kaskady Dolnej Wisły. Zgodnie z zapisami w „Instrukcji gospodarowania wodą...” [1] praktycznie nie przewiduje się wykorzystywania jego pojemności do ochrony przed powodzią. W świetle przeprowadzonych niżej analiz wydaje się, że takie stanowisko można uzasadniać jedynie stanem technicznym budowli piętrzących. Nie ma jednak przeciwwskazań, po przeprowadzeniu modernizacji, do wykorzystywania tego zbiornika w celu ochrony przeciwpowodziowej w pełnym zakresie jego możliwości. Charakterystyczne poziomy piętrzenia zbiornika we Włocławku to:

- normalny poziom piętrzenia: NPP = 57,30 m n.p.m. NN
- maksymalny poziom piętrzenia: MaxPP = 58,50 m n.p.m. NN
- minimalny poziom piętrzenia: MinPP = 56,50 m n.p.m. NN.

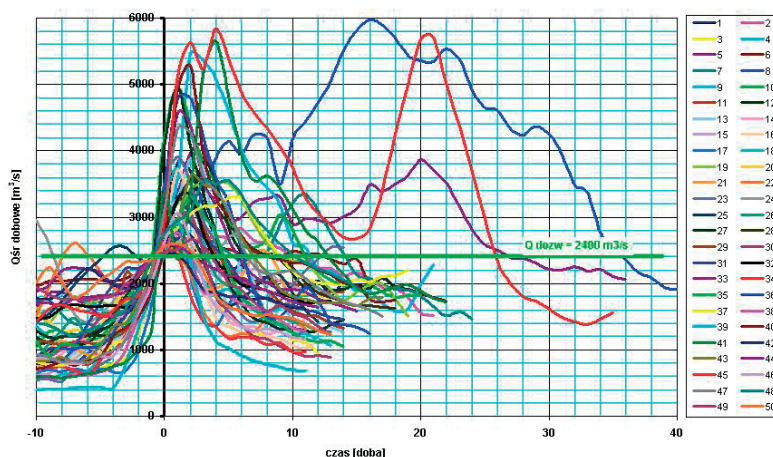
Na podstawie „Instrukcji gospodarowania wodą...” [1], na wykresie (rys. 6) pokazano zależność pojemności statycznej zbiornika w funkcji poziomu zwierciadła wody oraz



Rys. 3. Objętości fal wezbraniowych Wisły we Wrocławku (1971–2011)



Rys. 4. Czas trwania wezbrań Wisły we Wrocławku (1971–2011)



Rys. 5. Kształty fal powodziowych w przekroju Wrocławka (1971–2011)

naniesiono charakterystyczne wielkości. Z wykresu można odczytać, że pojemność użytkowa zbiornika (pomiędzy poziomami NPP i MinPP) wynosi 53 mln m³.

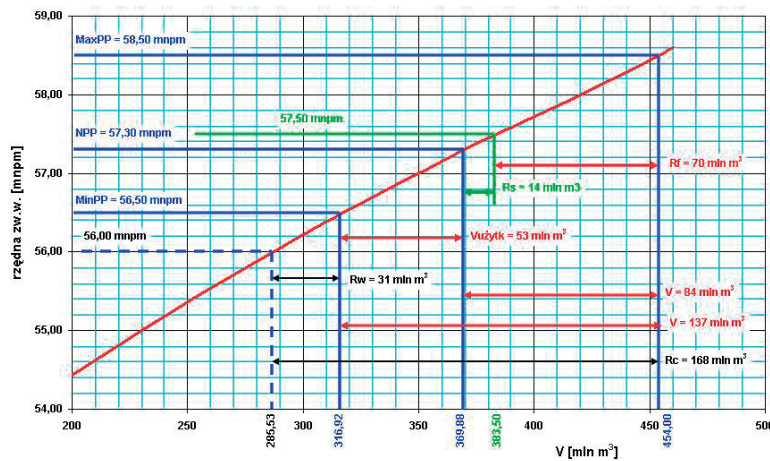
Teoretycznie zbiornik posiada stałą rezerwę powodziową (objętość warstwy pomiędzy MaxPP a NPP) o pojemności 84 mln m³. Pojemność ta jednak dotychczas nie jest

wykorzystywana z powodu technicznego stanu zbiornika i towarzyszących mu budowli wodnych. Zgodnie z obowiązującą do niedawna instrukcją można było wykorzystać jedynie część stałej rezerwy powodziowej – warstwę o grubości 0,2 m nad NPP o pojemności 14 mln m³ (obecnie jednak odchodzi się od tej możliwości). W zbiorniku można uzyskać rezerwę powodziową wymuszoną o objętości przynajmniej 31 mln m³, poprzez opróżnienie zbiornika do rzędnej 56,00 m n.p.m. NN (0,5 m poniżej MinPP). Jak zatem widać, teoretycznie do ochrony przeciwpowodziowej można by wykorzystać część zbiornika o pojemności statycznej dochodzącej do 168 mln m³. Dodatkowo pojemność dynamiczna zbiornika dość istotnie zwiększa tę pojemność [1]. Dla przykładu, przy przepływie 3810 m³/s i piętrzeniu w zbiorniku na rzędnej NPP pojemność zbiornika wzrasta o 42 mln m³. Obecnie, w czasie przechodzenia fal powodziowych, z reguły wykorzystuje się jedynie pojemność użyteczną (53 mln m³), a sporadycznie (dwa razy od początku funkcjonowania zbiornika) również rezerwę wymuszoną o pojemności 31 mln m³. Oznacza to, że z całej statycznej pojemności, teoretycznie możliwej do wykorzystania w celu ochrony przeciwpowodziowej, wykorzystuje się jedynie 30%, sporadycznie ok. 50%. Oczywiście, żeby zwiększyć możliwości wykorzystania pojemności zbiornika należałoby wcześniej przeprowadzić prace modernizacyjne. Warto podjąć taki wysiłek, co uzasadniają wyniki analizy przedstawione poniżej.

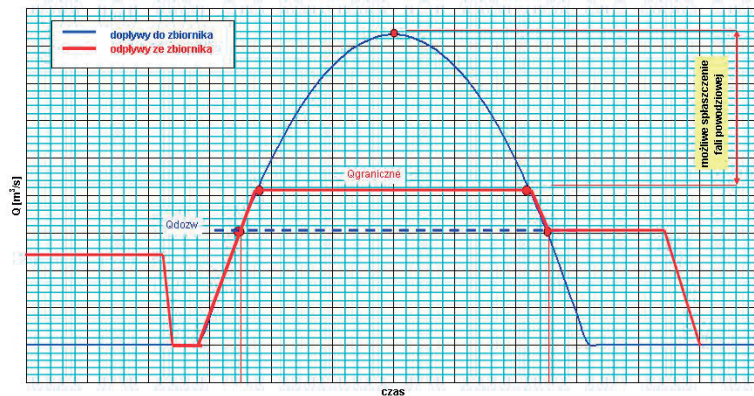
Na potrzeby dalszych rozważań założono, że w celu ochrony przeciwpowodziowej będzie można wykorzystać warstwę wody o pojemności 137 mln m³ bez określania jej rzędnych. Oznacza to, że dla ochrony przed powodzią można wykorzystywać sumaryczną objętość warstwy użytecznej i stałej rezerwy powodziowej lub sumaryczną objętość rezerwy wymuszonej, warstwy użytecznej i część stałej rezerwy powodziowej do rzędnej 57,60 m n.p.m. NN lub jakiś wariant pośredni.

Zasady wykorzystywania zbiornika

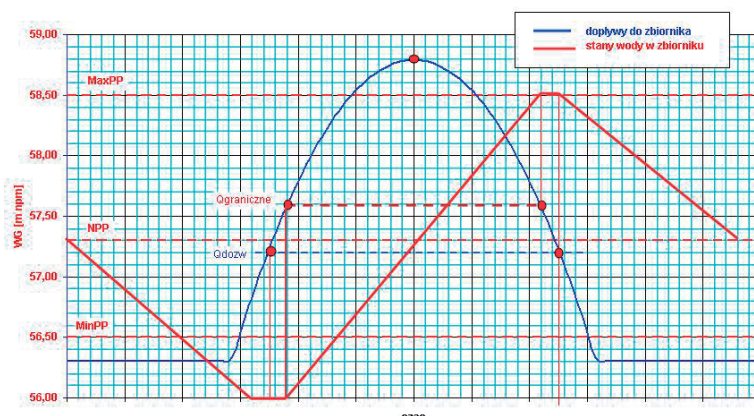
Analiza dotychczasowych fal powodziowych [3] w aspekcie ochrony przeciwpowodziowej dowodzi, że zbiornik ten można, a nawet trzeba wykorzystywać do ochrony przeciwpowodziowej. Pozwoliłoby to uniknąć wielu strat. W tym celu, po dokonaniu modernizacji zbiornika, należałoby odpowiednio skorygować zasady gospodarki wodą w taki sposób, żeby w maksymalnym stopniu wykorzystać jego możliwości do zmniejszenia kulminacji fali powodziowej poniżej zbiornika. Polega to na tym, żeby w czasie kulminacji fali zatrzymywać w zbiorniku część wody. W ten sposób przepływ poniżej będzie mniejszy niż dopływ do zbiornika, a różnica będzie gromadzona w zbiorniku. Dopiero po obniżeniu się dopływu zgromadzona woda może zostać zrzucana ze zbiornika w ilościach nie większych niż przepływ dozwolony. Na szkicach przedstawione zostały zasady przepuszczania fal powodziowych przez zbiornik, tj. sterowanie zrzutami wody (rys. 7) oraz proces napiekania zbiornika (rys. 8). Na rysunkach tych, na tle hipotetycznej fali powodziowej zaznaczonej kolorem niebieskim, pokazano kolorem



Rys. 6. Krzywa pojemności statystycznej zbiornika we Włocławku, wg „Instrukcji gospodarowania wodą...” z 2006 roku



Rys. 7. Zasady przepuszczania fali powodziowej, dopływy i odpływy



Rys. 8. Zasady przepuszczania fali powodziowej, stany wody w zbiorniku (z wykorzystaniem rezerwy wymuszonej)

czerwonym zasady prowadzenia gospodarki wodą (zrzuty ze zbiornika i poziomy w zbiorniku). Zaznaczone na rys. 7 $Q_{graniczne}$ oznacza taki zrzut wody, przy którym, w czasie gdy dopływy są większe niż ten

zrzut, objętość wody zatrzymana w zbiorniku wypełni jego pojemność powodziową. Na wykresie (rys. 7) łatwo zauważyć, że wykorzystanie pojemności zbiornika

w celu ochrony przeciwpowodziowej umożliwia tzw. spłaszczenie fali powodziowej. To obniżenie kulminacji przepływu poniżej zbiornika wprost przekłada się na ograniczenie strat powodziowych na tych terenach. Zasadniczą trudność stanowi oczywiście precyzja prognozy przebiegu fali i jej parametrów, jednakże coraz dokładniejsze metody prognozowania oraz coraz lepsze i szybsze narzędzia do prowadzenia obliczeń istotnie minimalizują ten problem.

Ocena wpływu gospodarki wodnej na zagrożenia powodziowe

W celu dokonania obiektywnej oceny wpływu zbiornika włocławskiego na możliwości redukcji zagrożenia powodziowego, dla każdej fali wskazanej w tab. 1, obliczono współczynnik redukcji zagrożenia „r” [3]. Współczynnik ten określono dwoma metodami. W metodzie pierwszej – uproszczonej – obliczenia oparte zostały na przepływach i zrzutach średnich dla określonej fali powodziowej. W metodzie drugiej za podstawę posłużyły rzeczywiste przepływy średnie dobowe. Metoda pierwsza może służyć do planowania pracy stopnia wodnego, natomiast metoda druga weryfikuje obliczenia metody uproszczonej, ponieważ wielkości do obliczeń można określić dopiero po przejściu fali.

Współczynnik redukcji zagrożenia powodziowego „r” określony został wzorem:

$$r = \left(1 - \frac{Q_{zrz} - Q_{dozw}}{Q_{sr} - Q_{dozw}} \right) \cdot 100\%$$

gdzie:

Q_{zrz} – w metodzie uproszczonej – średni dla całej fali zrzut ze zbiornika, w metodzie szczegółowej – maksymalny zrzut ze zbiornika;

Q_{sr} – w metodzie uproszczonej – średni przepływ całej fali powodziowej dopływający do zbiornika, w metodzie szczegółowej – maksymalny dobowy dopływ do zbiornika;

Q_{dozw} – dla obu metod – przepływ dozowany $Q_{dozw} = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$, bezpieczny dla terenów poniżej zbiornika.

Współczynnik ten, wyrażający stosunek nadwyżki przepływu zrzuconego nad przepływem bezpiecznym ($2400 \text{ m}^3/\text{s}$) do nadwyżki, jaka pojawiłaby się w przypadku braku zbiornika, określa wielkość redukcji zagrożenia powodziowego. Im ten współczynnik jest wyższy, tym lepiej. Współczynnik równy 100% oznacza całkowite wyeliminowanie powodzi poniżej Włocławka.

Wyniki obliczeń współczynnika redukcji zagrożenia powodziowego dla każdej fali (tab. 2) dotyczą założenia, że w celu ochrony przed powodzią zostanie wykorzystana część zbiornika o pojemności 137 mln m^3 .

Porównując wyniki obliczeń oboma metodami, można stwierdzić, że metoda uproszczona daje z reguły niższe wartości współczynnika redukcji od metody szczegółowej (rys. 9). Zaletą tej metody jest jednak łatwość obliczeń oraz fakt, że nie musi być znany dokładny kształt fali (określony dopiero po przejściu fali), tak jak ma to miejsce w metodzie szczegółowej.

Z analizy wszystkich fal w badanym okresie 41 lat wynika, że średni współczynnik redukcji zagrożenia powodziowego liczony metodą uproszczoną wynosi ponad 62%, natomiast liczony metodą szczegółową ponad 69%. Oznacza to, że wykorzystując pojemność 137 mln m³ zbiornika, można było całkowicie wyeliminować przynajmniej 20 powodzi (40% przypadków), a pozostałe w większym lub mniejszym stopniu ograniczyć. W kolumnie oznaczonej „ΔQ” w tab. 2 podana została różnica pomiędzy maksymalnym średniodobowym przepływem fali powodziowej a maksymalnym zrzutem wody ze zbiornika przy skorygowanej gospodarce wodnej i wykorzystaniu pojemności zbiornika równej 137 mln m³. Łatwo zauważyć, że obniżenie kulminacji, tzw. spłaszczenie fali powodziowej, uzyskane dzięki odpowiedniej gospodarce wodą, zależnie od fali waha się w przedziale 156 m³/s – 1128 m³/s (średnio 643 m³/s), co odpowiada (wg krzywej konsumpcyjnej wodowskazu w Toruniu pochodzącej z „Instrukcji gospodarowania wodą na stopniu wodnym Włocławek” z 2006 roku) obniżeniu stanów wody na wodowskazie w Toruniu od ok. 15 do ok. 125 cm (średnio 70–80 cm). Jest zatem o co walczyć.

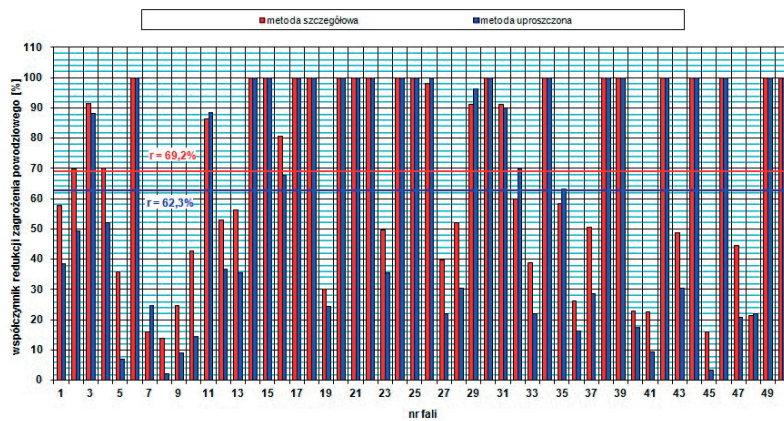
Na zakończenie tej analizy na rys. 10 pokazano uporządkowane wartości współczynnika redukcji zagrożeń powodziowych (na wykresie tym numery fal nie odpowiadają numerom fal podanych w tab. 1) przy wykorzystaniu innych pojemności zbiornika we Włocławku (jedynie warstwa użyteczna – 53 mln m³, sumaryczna pojemność równa 137 mln m³ oraz maksymalna pojemność przeciwpowodziowa zbiornika – 168 mln m³).

Z wykresu jasno wynika, że stosując gospodarkę wodną na zbiorniku we Włocławku, przy wykorzystaniu jedynie pojemności warstwy użytecznej, można było całkowicie wyeliminować jedynie 13 powodzi (26% przypadków), a średni współczynnik redukcji zagrożenia powodziowego wynosi 44,3%. Wykorzystywanie objętości 137 mln m³ zapewniłoby możliwość całkowitego wyeliminowania 20 powodzi (40% przypadków) oraz średni współczynnik redukcji zagrożenia powodziowego wynoszący 62,3%. Wykorzystując pojemność zbiornika maksymalnie, tj. 168 mln m³ – można by wyeliminować nawet 24 powodzie (48% przypadków) i uzyskać średni współczynnik redukcji zagrożenia powodziowego na poziomie 66,5%. W pozostałych przypadkach, w których nie wystąpiło całkowite wyeliminowanie powodzi, średni współczynnik redukcji zagrożeń powodziowych oscylowałby w granicach 25% do 37% w zależności od wykorzystywanej pojemności powodziowej zbiornika.

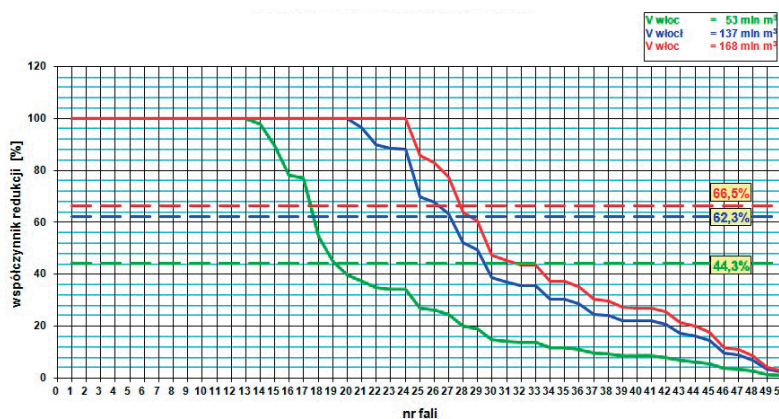
Potencjalny wpływ Kaskady Dolnej Wisły na redukcję zagrożeń powodziowych
Podsumowując wyniki przeprowadzonych wyżej analiz przepływów, należy zauważyć, że nie ma realnych możliwości, żeby całkowicie wyeliminować zagrożenia powodziowe. Wyjaśnia to wykres (rys. 11), na którym pokazano, jaką objętość powodziową powinien posiadać zbiornik (lub zbiorniki), żeby zredukować kolejne fale powodziowe do przepływu dozwolonego.

Nr fali	Rok	Q _{sr} fali	Q _{max} fali	Q _{sr} zrztu fali	Q _{max} zrztu	ΔQ	Współczynnik redukcji metoda uproszczona	Współczynnik redukcji metoda szczegółowa
							m ³ /s	m ³ /s
–	–							
1	1971	3 222	3 812	2 905	2 997	815	38,6	57,7
2		2 668	3 103	2 536	2 612	491	49,4	69,8
3	1972	2 999	3 333	2 471	2 480	853	88,2	91,4
4	1974	3 161	3 738	2 764	2 800	938	52,1	70,1
5		3 238	4 074	3 179	3 472	602	7,0	35,9
6	1975	2 461	2 534	2 339	2 315	219	100,0	100,0
7	1977	2 829	3 371	2 723	3 215	156	24,7	16,1
8	1979	4 403	5 972	4 359	5 471	501	2,2	14,0
9	1980	3 868	5 469	3 736	4 708	761	9,0	24,8
10		3 403	4 949	3 259	3 858	1 091	14,4	42,8
11		2 758	3 256	2 441	2 516	740	88,6	86,4
12	1981	2 879	3 826	2 703	3 071	755	36,8	53,0
13	1982	3 293	3 878	2 975	3 046	832	35,5	56,3
14	1983	2 488	2 528	1 695	1 877	651	100,0	100,0
15	1987	2 673	2 697	1 880	2 170	527	100,0	100,0
16		3 180	3 706	2 652	2 652	1 054	67,7	80,7
17	1989	2 706	2 883	1 913	1 984	899	100,0	100,0
18	1993	2 519	2 637	1 990	1 991	646	100,0	100,0
19	1994	3 052	3 519	2 894	3 183	336	24,3	30,0
20	1996	2 547	2 611	2 151	2 199	412	100,0	100,0
21		2 522	2 606	1 729	2 104	502	100,0	100,0
22		2 451	2 606	1 658	1 901	705	100,0	100,0
23	1997	3 290	3 904	2 973	3 157	747	35,6	49,7
24		2 543	2 947	1 750	2 291	656	100,0	100,0
25		2 628	2 738	2 100	2 213	525	100,0	100,0
26	1998	2 787	2 973	2 391	2 411	562	100,0	98,0
27		3 842	4 951	3 525	3 940	1 011	22,0	39,6
28	1999	2 977	3 564	2 801	2 958	606	30,5	52,1
29		2 729	2 974	2 412	2 451	523	96,3	91,1
30		2 743	3 058	2 346	2 392	666	100,0	100,0
31	2000	2 752	2 978	2 435	2 451	527	90,0	91,2
32		2 968	3 340	2 571	2 778	562	69,9	59,8
33		3 593	4 570	3 329	3 729	841	22,1	38,7
34	2001	2 475	2 541	1 682	1 784	757	100,0	100,0
35		2 901	3 311	2 584	2 778	533	63,2	58,5
36	2002	3 799	4 798	3 572	4 167	631	16,2	26,3
37		2 952	3 292	2 793	2 841	451	28,7	50,6
38	2003	2 628	2 763	1 835	2 104	659	100,0	100,0
39	2004	2 793	2 944	2 000	2 186	758	100,0	100,0
40	2005	3 415	5 292	3 239	4 630	662	17,4	22,9
41	2006	3 679	5 653	3 557	4 919	734	9,5	22,6
42	2009	2 420	2 435	1 627	1 881	554	100,0	100,0
43	2010	3 052	3 624	2 854	3 027	597	30,4	48,8
44		2 526	2 575	1 997	2 186	389	100,0	100,0
45		4 203	5 842	4 142	5 291	551	3,4	16,0
46		2 774	3 066	2 245	1 938	1 128	100,0	100,0
47	2011	3 488	4 331	3 261	3 472	859	20,8	44,5
48		3 052	3 556	2 908	3 307	249	22,1	21,5
49		2 557	2 665	2 160	2 186	479	100,0	100,0
50	2 549	2 594	2 020	2 149	445	100,0	100,0	
ŚREDNIO:		2 989	3 528	2 601	2 885	643	62,3	69,2

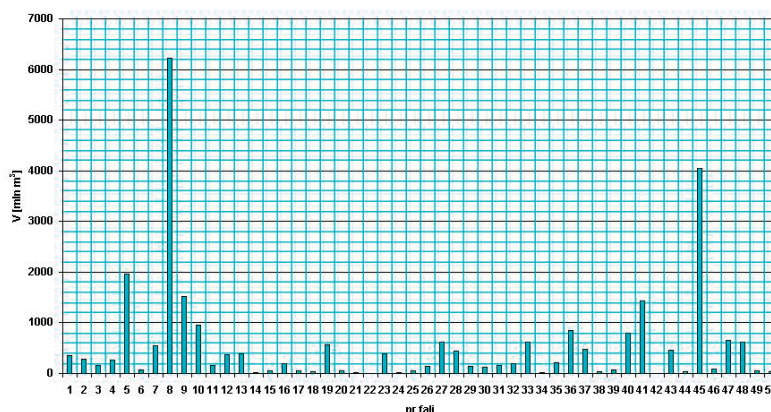
Tab. 2. Wyniki obliczeń współczynnika redukcji zagrożenia powodziowego (fala powodziowa = Q_{dopt} > 2400 m³/s, czas trwania > 2 doby), obliczenia przeprowadzono dla zbiornika o pojemności powodziowej 137 mln m³



Rys. 9. Wpływ zbiornika na zmniejszenie zagrożenia powodziowego poniżej Włocławka (1971–2011)



Rys. 10. Możliwości redukcji zagrożenia powodziowego dla obszarów poniżej Włocławka w funkcji wykorzystywanej pojemności zbiornika (1971–2011)



Rys. 11. Wymagane objętości zbiornika umożliwiające bezpieczny przepływ fal zebraniowych Wisły we Włocławku (1971–2011)

Jak łatwo wyliczyć, żeby zredukować np. falę powodziową nr 8 do przepływu dozwolonego $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$, należałoby dysponować pojemnością powodziową rzędu 6,2 mld m^3 , co odpowiada objętości 37 zbiorników, wielkości zbiornika we Włocławku, przy

jego pełnym wykorzystaniu w celach przeciwpowodziowych (168 mln m^3) lub 117 zbiorników przy wykorzystaniu jedynie jego warstwy użytecznej (53 mln m^3). Tymczasem, zgodnie z koncepcją kaskadowej zabudowy dolnej Wisły [4], realnie

można rozważyć zaledwie osiem zbiorników o pojemnościach zbliżonych do pojemności zbiornika włocławskiego. A przecież prawdopodobieństwo wystąpienia takiej fali to zaledwie ok. $p = 10\%$ (raz na 10 lat). Oznacza to, że zagrożenia powodziowe, podobnie jak same powodzie, zawsze będą występowały. Niemniej, w przeważającej liczbie wezbrań powodziowych straty można istotnie ograniczyć.

Zmniejszenie zagrożeń powodziowych można prowadzić w dwojaki sposób. Pierwszy – polega na zapewnieniu większych pojemności do przechwycenia nadmiaru wody (budowa kolejnych zbiorników, zwiększanie ich pojemności, budowa polderów zalewowych), a drugi – na zwiększeniu przepływu dozwolonego (wykonanie obwałowań rzeki, ubezpieczeń brzegów oraz całej infrastruktury itp.). Przeprowadzona analiza rozważała jedynie sposób pierwszy, który miał na celu wykazanie, w jakim stopniu można realnie liczyć na redukcję zagrożeń powodziowych poprzez zwiększenie pojemności powodziowej zbiornika.

Podobne oddziaływania na redukcję zagrożeń powodziowych będą miały pozostałe zbiorniki Kaskady Dolnej Wisły. Parametry zbiorników, zgodnie z koncepcją kaskadowej zabudowy dolnej Wisły [4], pokazano w tab. 3. Poza istniejącym stopniem we Włocławku przyjęto, że dla celów ochrony przeciwpowodziowej będzie wykorzystywana warstwa wody o grubości 1,5 m. We Włocławku, zgodnie z określonymi poziomami piętrzenia, grubość takiej warstwy (między MinPP i MaxPP) wynosi 2,0 m.

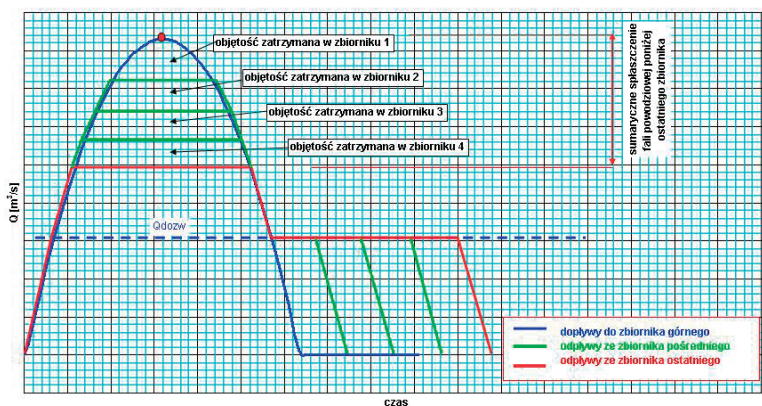
Tak wyliczona łączna pojemność powodziowa wszystkich zbiorników Kaskady Dolnej Wisły wynosi prawie 580 mln m^3 . Każdy zbiornik poniżej będzie musiał zmierzyć się z falą zredukowaną przez zbiornik leżący powyżej, natomiast zbiornik leżący najwyżej – z naturalnym przepływem w Wiśle. Nastąpi zatem proces wielokrotnego redukowania kulminacji fali powodziowej przepływającej przez kolejne zbiorniki (kolejny zbiornik będzie redukował kulminację fali zredukowanej wcześniej przez zbiornik położony wyżej).

Mechanizm taki pokazano schematycznie na rys. 12.

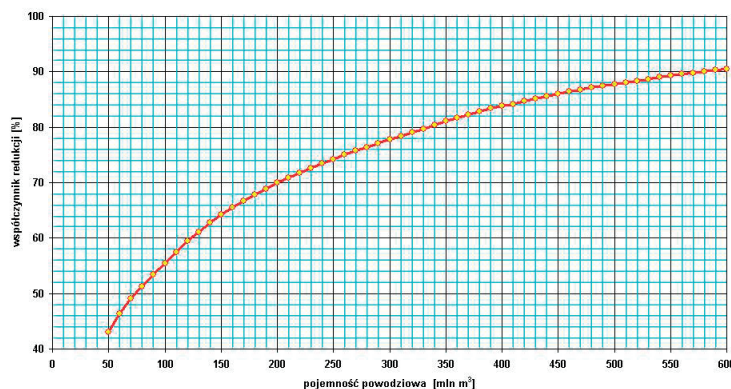
Upraszczając analizę poprzez pominięcie aspektów związanych z lokalizacjami (stosunkowo niewielkie zmiany przepływów powodziowych na długości rzeki, nieco inne przepływy dozwolone), można założyć, że teoretycznie mogły powstać jeden wielki zbiornik o objętości powodziowej równej sumarycznej objętości powodziowej wszystkich zbiorników Kaskady Dolnej Wisły. W celu przeprowadzenia oceny oddziaływania kaskady na redukcję zagrożeń powodziowych założono zatem, że zbiornik taki powstał we Włocławku. Przyjęto również, że przepływ dozwolony poniżej tego zbiornika równy jest przepływowi dozwolonemu dla Włocławka, czyli $Q_{\text{dozw}} = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$. Na podstawie analizowanych fal i metody uproszczonej (dającej gorsze wyniki), wyznaczono zależność średniego współczynnika redukcji zagrożeń powodziowych w funkcji sumarycznej pojemności, wykorzystywanej dla ochrony przed powodzią. Zależność ta pokazana została na wykresie (rys. 13).

Nazwa stopnia	km rzeki	długość zbiornika	powierzchnia zbiornika	normalny poziom piętrzenia	grubość warstwy	pojemność powodziowa
–	km	km	km ²	m n.p.m.	m	mln m ³
Wyszogród	586,00	41,5	45,60	72,00	1,50	68,40
Plock	626,00	34,0	49,50	64,00	1,50	74,25
Włocławek	674,85	57,0	68,50	57,30	2,00	137,00
Ciechocinek	711,00	33,0	31,30	46,00	1,50	46,95
Solec Kujawski	757,80	49,0	36,54	37,50	1,50	54,81
Chełmno	801,75	44,7	38,64	30,00	1,50	57,96
Opalenie	864,00	62,2	53,96	22,00	1,50	80,94
Tczew	904,65	40,6	37,51	12,00	1,50	56,27
RAZEM:						576,58

Tab. 3. Parametry projektowane zbiorników Kaskady Dolnej Wisły, źródło: opracowanie Energoprojektu (1990)



Rys. 12. Redukcja kumulacji i zmiana kształtu fali powodziowej na kaskadzie zbiorników



Rys. 13. Zależność średniego współczynnika redukcji zagrożenia powodziowego w funkcji sumarycznej pojemności zbiorników, wykorzystywanej dla ochrony przed powodzią

Widać, że przy wykorzystywaniu dla ochrony przeciwpowodziowej jedynie pojemności warstwy użytecznej zbiornika włocławskiego (53 mln m³) można było uzyskać średni współczynnik redukcji na poziomie nieco poniżej 45%. Maksymalne wykorzystanie pojemności tego zbiornika mogło spowodować wzrost średniego współczynnika redukcji zagrożenia powodziowego do ok. 67%. Z wykresu

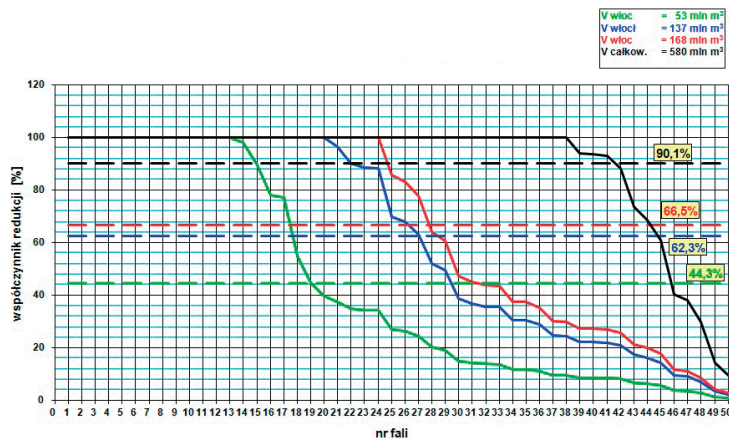
można również odczytać, jaki wpływ na stopień redukcji zagrożeń powodziowych w analizowanym okresie mogły mieć kolejne zbiorniki Kaskady Dolnej Wisły dla terenów leżących poniżej najniższego zbiornika. W tym celu współczynnik ten należałoby odczytać z powyższego wykresu dla sumarycznej pojemności powodziowej części lub wszystkich zrealizowanych zbiorników na dolnej Wiśle. Gdyby w tym czasie

mogła funkcjonować cała Kaskada Dolnej Wisły, której zbiorniki miałyby sumaryczną pojemność powodziową równą 580 mln m³, średni współczynnik redukcji zagrożeń powodziowych mógłby wynosić 90,1% (liczony metodą uproszczoną), co zgodnie z wykresem pokazanym na rys. 14 oznacza, że wszystkie zbiorniki kaskady mogłyby całkowicie wyeliminować 38 powodzi (76% wszystkich przypadków), jakie miały miejsce w latach 1970–2011.

Tych możliwości ograniczenia zagrożeń powodziowych nie tylko nie można ignorować, ale wręcz należy dążyć do ich wykorzystania, tym bardziej że nie są to jedynie korzyści, jakie może przynieść kaskadowa zabudowa dolnej Wisły. Przełoży się to bowiem (poza innymi korzyściami) na istotne zmniejszenie szkód materialnych, środowiskowych i innych, ponoszonych zarówno przez społeczność lokalną, jak i przez państwo. Należałoby zatem jak najszybciej podjąć odpowiednie wysiłki i zmodernizować zbiornik włocławski oraz wznowić realizację odkładanej w nieskończoność Kaskady Dolnej Wisły.

Wnioski

1. Wbrew zapisom oficjalnych dokumentów zbiornik włocławski może mieć bardzo znaczący wpływ na bezpieczeństwo powodziowe terenów położonych poniżej.
2. Stan techniczny obiektów zbiornika włocławskiego umożliwia zaledwie niewielką redukcję zagrożeń powodziowych. Skutkuje to wykorzystywaniem do tych celów jedynie warstwy energetycznej zbiornika o pojemności 53 mln m³ (ok. 30% całej pojemności powodziowej zbiornika).
3. W przypadkach fal, jakie miały miejsce w ostatnich 41 latach, sam zbiornik włocławski, przy wykorzystaniu jedynie swojej warstwy użytecznej (53 mln m³), mógłby wyeliminować 13 powodzi (26% przypadków), a przy wykorzystaniu pojemności 137 mln m³ mógłby zapobiec nawet 20 powodziom (40% przypadków). Przy pełnym wykorzystaniu możliwości zbiornika (168 mln m³) można było całkowicie wyeliminować 24 powodzi (48% przypadków). Również bardzo istotna w pozostałych przypadkach jest redukcja zagrożenia powodziowego (zmniejszenie przekroczenia $Q_{dozw} = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$), ponieważ ogranicza zarówno skutki powodzi, jak i jej zasięg w terenie.
4. Średni współczynnik redukcji zagrożenia powodziowego z ostatnich 41 lat, przy wykorzystywaniu jedynie zbiornika włocławskiego, obliczony metodą uproszczoną (dającą gorsze wyniki), wynosi 44,3%, a mógłby wynosić prawie 67%.
5. Potencjalne funkcjonowanie ośmiu stopni Kaskady Dolnej Wisły, w analizowanym okresie, umożliwiłoby całkowite wyeliminowanie 38 powodzi (76% wszystkich przypadków) oraz osiągnięcie średniego współczynnika redukcji zagrożenia powodziowego na poziomie ponad 90%.
6. Wielkie korzyści gospodarcze oraz możliwość istotnego ograniczenia zagrożeń powodziowych, a tym samym potencjalnych strat związanych z powodzią, jakie mogłyby być uzyskane poprzez pełne wykorzystanie pojemności zbiornika włocławskiego, a tym bardziej



Rys. 14. Potencjalne możliwości redukcji zagrożenia powodziowego poprzez wszystkie zbiorniki Kaskady Dolnej Wisły (1971–2011)

wszystkich zbiorników Kaskady Dolnej Wisły, powinny skłonić do jak najszybszego podjęcia wysiłku modernizacji istniejącego obiektu oraz wznowienia realizacji kaskadowej zabudowy dolnej Wisły.

Bibliografia

1. Instrukcja gospodarowania wodą na stopniu wodnym Włocławek, Usługi Projektowe Studialne i Badawcze mgr inż. Anna Śliwińska, 2006.
2. Dokumentacja ruchowa elektrowni wodnej we Włocławku (1971–2011).
3. Kosiński J., Ochrona przeciwpowodziowa – co mógłby Włocławek, *Gospodarka Wodna* 2013, nr 11.
4. Malinowski R., Założenia techniczno-ekonomiczne rozwoju polskiej hydroenergetyki do 2020 roku, BSiPE Energoprojekt, Warszawa 1990.

Jędrzej Kosiński

dr inż.

Elektrownia Wodna we Włocławku / ENERGA SA

e-mail: jedrzej.kosinski@energa-hydro.pl

Inżynier budownictwa, specjalność inżynieria wodna. Główny specjalista hydrotechnik w elektrowni wodnej we Włocławku, gdzie pracuje od 2000 roku. Zatrudniony również jako doradca techniczny ENERGA SA do spraw budowy nowego stopnia na Wiśle poniżej Włocławka.

Absolwent Politechniki Wrocławskiej (1976). Pracę rozpoczął na swojej macierzystej uczelni. W 1979 roku podjął pracę w Centralnym Biurze Studiów i Projektów Budownictwa Wodnego „Hydroprojekt” we Włocławku. Od 1993 roku zatrudniony w Wojewódzkim Biurze Planowania Przestrzennego we Włocławku. Posiada uprawnienia budowlane w zakresie budownictwa hydrotechnicznego. Jest członkiem honorowym Towarzystwa Rozwoju Małych Elektrowni Wodnych.