

Most na rzece Topór

OPIS TECHNICZNY

1 Stan istniejący	5
1.1 Teren w rejonie obiektu	5
1.2 Kolizje z urządzeniami obcymi	5
1.3 Warunki geotechniczne	5
2 Stan projektowany	5
2.1 Droga na dojeździe do obiektu	5
2.2 Obiekt mostowy - podstawowe parametry	6
3 Konstrukcja obiektu	7
3.1 Ustrój niosący	7
3.2 Podpory	7
3.3 Posadowienie	8
4 Rozwiązania szczegółów i wyposażenie	8
4.1 Zabudowa płyty pomostu	8
4.2 Wyposażenie obiektu	9
4.3 Urządzenia obce	10
4.4 Ochrona konstrukcji przed korozją	11
5 Bezpieczeństwo pożarowe i bezpieczeństwo użytkowania	11

1 Stan istniejący

1.1 Teren w rejonie obiektu

Teren w bezpośrednim sąsiedztwie obiektu pozostaje niezabudowany; przyległe obszary stanowią grunty użytkowane rolniczo.

1.2 Kolizje z urządzeniami obcymi

Na etapie projektowym nie zidentyfikowano kolizji obiektu z istniejącymi urządzeniami uzbrojenia terenu.

1.3 Warunki geotechniczne

Na badanym terenie od powierzchni stwierdzono warstwę nasypów. Poniżej nasypów w zachodniej części terenu dominują generalnie grunty niespoiste w stanie średnio zagęszczonym, a we wschodniej części terenu grunty spoiste i mało spoiste nawzajem się rozwarstwiają w stanie plastycznym i twardoplastycznym.

W rejonie większości otworów występuje zwierciadło wód gruntowych o charakterze swobodnym i naporowym. Poziom zwierciadła nawierconego to 1,50 – 2,50 m p.p.t. i ustalonego około 1,00 – 1,60 m p.p.t. Warstwę wodonośną tworzą piaski średnie oraz piaski gliniaste. Ustabilizowany poziom wód gruntowych może się wahać i być uzależniony od intensywności opadów atmosferycznych lub wiosennych roztopów. Wahania ustabilizowanego poziomu wód gruntowych mogą dochodzić nawet do 1,00 m. Dodatkowo w otworach geotechnicznych zaobserwowano liczne i obfite sączenia.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz.U.2012.463) dla przedstawionej inwestycji na podstawie wykonanych badań geotechnicznych należy przyjąć złożone warunki gruntowe oraz II kategorię geotechniczną.

2 Stan projektowany

2.1 Droga na dojeździe do obiektu

Przekrój normalny drogi dla rozwiązania docelowego:

• jezdnia	2 x 2,75 m	=	5,50 m
• ciąg pieszo-rowerowy		=	3,50 m
• pas zieleni		=	1,50 m
• pobocze gruntowe ze ściekiem i barierą	1,00 m + 1,00 m	=	2,00 m

- Razem szerokość drogi

$\Sigma =$ 11,80 m

Spadki poprzeczne na jezdni w rejonie obiektu

$i = 2,0 \%$

Trasa drogi na dojazdach do obiektu przebiega w planie po linii prostej, a jej niweleta ukształtowana jest również jako odcinek prosty, bez załamań i zmian promienia.

2.2 Obiekt mostowy - podstawowe parametry

W celu bezkolizyjnego przekroczenia przeszkody wodnej w postaci rzeki Topór zaprojektowano jednoprzęsłowy wiadukt drogowy.

Projektowany przekrój poprzeczny na obiekcie:

- | | | | |
|--|-----------------------------|------------|---------|
| • jezdnia | $2 \times 2,75 \text{ m}$ | $=$ | 5,50 m |
| • pas z barieroporęczą (lewa strona) | | $=$ | 1,00 m |
| • kapa chodnikowa z ciągiem pieszo-rowerowym | $0,9 + 3,5 + 0,2 \text{ m}$ | $=$ | 4,60 m |
| • Razem szerokość obiektu | | $\Sigma =$ | 11,10 m |

- | | |
|--|---------------------------|
| • Spadek poprzeczny na jezdni: | 2% |
| • Typ spadku poprzecznego na jezdni: | daszkowy |
| • Spadek poprzeczny na kapach chodnikowych: | 2% |
| • Pochylenie podłużne niwelety | 0,5% |
| • Rozpiętość teoretyczna (w osiach podpór): | $L_t = 5,3 \text{ m}$ |
| • Długość całkowita: | $L_c = 6,20 \text{ m}$ |
| • Szerokość całkowita: | $S = 11,10 \text{ m}$ |
| • Kąt skrzyżowania osi obiektu z rzeką | $\alpha = 90,00^\circ$ |
| • Skrajnia pionowa pod obiektem wynosi min.: | 1,90 m |
| • Obciążenie użytkowe: | klasa II wg PN-EN 1991-2. |

3 Konstrukcja obiektu

Projektowany obiekt stanowi most drogowy małej rozpiętości zlokalizowany w ciągu drogi lokalnej, umożliwiający przekroczenie cieku wodnego o charakterze sezonowym. Przyjęto rozwiązanie konstrukcyjne w postaci jednoprzęsłowego ustroju belkowego, opartego na masywnych żelbetowych przyczółkach. Gabaryty konstrukcji zostały dostosowane do warunków gruntowo-wodnych.

Ustrój nośny zaprojektowano jako zespolony – z prefabrykowanych belek sprężonych typu DS oraz monolitycznej płyty żelbetowej. Przyjęto posadowienie pośrednie na palach prefabrykowanych.

Szczegółowe rozwiązania elementów konstrukcyjnych opisano w kolejnych punktach.

3.1 Ustrój niosący

Zaprojektowano jednoprzęsłowy ustrój nośny złożony z prefabrykowanych belek strunobetonowych typu DS o długości 6,00 m, zespolonych z monolityczną płytą nadbetonu grubości 21 cm. Belki prefabrykowane, zgodnie z rozwiązaniem systemowym, opierają się przegubowo na monolitycznych przyczółkach żelbetowych za pośrednictwem przekładki bitumicznej, tworząc ustrój o belkowym schemacie statycznym.

W obiekcie zastosowano 12 belek prefabrykowanych w rozstawie osiowym 0,90 m. Belki zespolone są na budowie poprzez wykonanie monolitycznej płyty żelbetowej o stałej grubości 21 cm na całej szerokości i długości przęsła, tworząc ustrój zespolony o wysokości konstrukcyjnej wynoszącej 40 cm. Zbrojenie płyty stanowi górna i dolna siatka prętów.

Całkowita szerokość płyty pomostu wynosi 11,10 m. Górna powierzchnia płyty ukształtowana została ze spadkiem daszkowym 2%, zgodnie z projektowanym spadkiem jezdni oraz chodników.

3.2 Podpory

Podpory obiektu stanowią monolityczne przyczółki żelbetowe o pełnościennym korpusie o grubości 65 cm. Belki prefabrykowane typu DS są obetonowane w oczepie przyczółka, tworząc połączenie przegubowe zapewniające swobodę obrotu. Połączenie to umożliwia pracę ustroju przęsła jako belki jednoprzęsłowej.

Skrzydła przyczółków zaprojektowano jako ściany żelbetowe gr. 0,30 m, podwieszone do korpusu przyczółka i ustawione równoległe do osi drogi. Ich długość wynosi ok. 2,1 m.

Przyczółki będą wyposażone w płyty przejściowe długości 4,0 m i grubości 0,25 m ze spadkiem podłużnym 10%. Płyty będą wykonywane na miejscu jako żelbetowe (zbrojone górną i dolną siatką

prętów) na całej szerokości jezdni i oparte na wspornikach wykształconych na tylnej powierzchni przyczółków.

3.3 Posadowienie

Zaprojektowano posadowienie pośrednie na prefabrykowanych palach wbijanych o przekroju kwadratowym 40×40 cm, rozmieszczonych w jednym rzędzie pod każdym z przyczółków. Każdy rząd stanowi 6 pali długości ok. 10 m. Zwieńczenie pali stanowi żelbetowa ściana przyczółka przyczółków.

Podłoże gruntowe w rejonie posadowienia stanowią grunty rodzime o wystarczającej nośności, niewymagające wymiany. Przewiduje się obniżenia zwierciadła wód gruntowych i stosowania tymczasowych konstrukcji zabezpieczających wykopy. Zwłaszcza w przypadku bardzo intensywnych opadów atmosferycznych lub wiosennych roztopów w trakcie realizacji inwestycji należy wykonać odwodnienie w wykonanych wykopach oraz zapewnić stabilność ścianek wykopów np. po przez zastosowanie ścianek rozporowych.

4 Rozwiązania szczegółów i wyposażenie

4.1 Zabudowa płyty pomostu

Izolacja

Płyta pomostu na całej szerokości będzie chroniona warstwą izolacji bitumicznej z papy termozgrzewalnej grubości 10 mm.

Nawierzchnia

Nawierzchnia jezdni na obiekcie składa się z warstwy wiążącej z asfaltu twardolanego grubości 5,0 cm oraz warstwy ścieralnej z mieszanki SMA o grubości 4,0 cm. Założono wykonanie przeciwspadku 6% z asfaltu twardolanego od krawężnika w kierunku osi ścieku (25 cm od krawężnika).

Na chodnikach przewidziano chemoutwardzalną cienkowarstwową izolacjonawierzchnię na bazie żywic epoksydowo-poliuretanowych o grubości 5 mm.

Chodniki i krawężniki

Kapy chodnikowe będą wykonane na mokro jako żelbetowe, kotwione do płyty pomostowej poprzez kotwy talerzowe.

Deski gzymsowe zaprojektowano jako polimero-betonowe wys. ok. 65 cm.

Krawężniki kamienne typu mostowego, rodzaju A, wysokości 18 cm, klasy I wg PN-97/B-11213.

4.2 Wyposażenie obiektu

Urządzenia bezpieczeństwa ruchu

Na krawędziach jezdni dla oddzielenia ruchu drogowego od chodnika założono wykonanie barier ochronnych spełniających wymagania dla H2 oraz W3. Od strony CPR przewidziano balustradę stalową ocynkowaną wysokości 1,10 m.

Dylatacje

Na obiekcie na obu końcach przewidziano dylatacje jezdni w formie uciąglenia nawierzchni, zgodnie z wymaganiami GDDKiA. Rozwiązanie to zapewnia ciągłość nawierzchni oraz ogranicza występowanie zarysowań i uszkodzeń na styku obiektu z nasypem.

Odwodnienie

Wody opadowe z nawierzchni obiektu odprowadzane będą powierzchniowo z uwzględnieniem spadku podłużnego (w obrębie jezdni – wzdłuż obustronnych ścieków, których oś położona jest 25 cm od krawężnika). Ponadto zastosowany jest system drenażu składający się z podłużnych i poprzecznych drenów z grysłu otoczonego żywicą, usytuowanych wzdłuż linii odwodnienia, oraz drenów poprzecznych z geowłókniny umieszczonych na całej szerokości obiektu przy dylatacjach.

Woda z drenów odprowadzana będzie do sączków.

Zebrane wody z drenażu będą grawitacyjnie odprowadzane do pionowych sączków spustowych, położonych wzdłuż drenaży podłużnych lub w kierunku nasypu za przyczółkami do istniejącego systemu odwodnienia drogowego.

Płyty przejściowe

Zaprojektowano płyty przejściowe o długości 4,00 m i grubości 25 cm, wykonane z betonu klasy C30/37 zbrojonego stalą B500SP. Spadek podłużny płyty wynosi 10% w kierunku nasypu.

Płyty zostaną wykonane na miejscu, na pełnej szerokości jezdni i oparte na wspornikach wykształconych w tylnej powierzchni przyczółków. Pod płytami przewidziano warstwę wyrównawczą z betonu C12/15. Płyty przejściowe będą izolowane od wierzchu za pomocą izolacji bitumicznej z papy termozgrzewalnej grubości 10 mm przedłużonej w sposób ciągły z powierzchni przęsła.

Odwodnienie płyt przejściowych realizowane będzie poprzez system drenażu żwirowego, zlokalizowanego w nasypie wzdłuż skrajów płyty.

Grunt zasypowy

Jako materiał służący do zasypki za przyczółkiem można stosować grunty uprzednio wydobyte (o ile są to grunty niespoiste i niezanieczyszczone gruntami organicznymi, wysadzinowymi ani odpadami), żwiry, mieszanki i piaski, co najmniej średnioziarniste o wskaźniku różnorodności nie mniejszym niż 3,5 i współczynnika filtracji $k_{10} \geq 8 \times 10^{-5} \text{ m/s}$. Grunt należy zagęszczać warstwami niezwłocznie po wbudowaniu (po stwierdzeniu uzyskania wymaganych parametrów już ułożonej warstwy). Wskaźnik zagęszczenia powinien wynosić, co najmniej 1,0 wg Proctora.

Zabezpieczenie skarp i stożków

Stożki i skarpy pod obiektem należy umocnić płytami betonowymi ażurowymi z wypełnieniem humusem i obsianiem dla stożków oraz z wypełnieniem kruszywem pod obiektem. U podnóża skarp i stożków należy wykonać oporniki z betonu o przekroju 30x80 cm.

Znaki pomiarowe

Dla oceny prawidłowej pracy obiektu przewiduje się repery na ustroju niosącym i na podporach oraz co najmniej jeden stały znak wysokościowy w sąsiedztwie obiektu.

4.3 Urządzenia obce

Na obiekcie przewiduje się instalację urządzeń obcych obejmujących linię elektryczną i telekomunikacyjną przebiegających w kanałach rurowych średnicy 110 mm umieszczonych w kapie chodnikowej pod CPR.

4.4 Ochrona konstrukcji przed korozją

Powierzchnie betonowe

Przyjęto ochronę strukturalną konstrukcji projektując minimalną grubość otuliny prętów zbrojenia zgodnie z normą. Wszystkie odkryte powierzchnie betonowe powinny spełniać najwyższe wymagania dotyczące jakości wykonania - powinny być jednolitej faktury, koloru i bez raków. Zabezpieczeniu antykorozyjnemu podlegają tylko boczne i dolne powierzchnie belek gzymsowych.

Wszystkie powierzchnie podpór i płyt przejściowych stykające się z gruntem należy zabezpieczyć izolacją bitumiczną cienką.

Powierzchnie stalowe

Wszystkie stalowe elementy wyposażenia obiektu (w tym bariery i balustrady) będą pokryte powłokami ochronnymi w postaci ocynkowania metodą ogniową.

5 Bezpieczeństwo pożarowe i bezpieczeństwo użytkowania

Obiekt oraz urządzenia zapewniające dostęp do elementów obiektu zaprojektowano z materiałów niepalnych.

Pojazdy poruszające się po obiekcie zabezpieczono przed zjechaniem z obiektu barierami stalowymi umieszczonymi na krawędzi jezdni. Zapewnione są warunki widoczności.

Obliczenia hydrauliczne przepustowości koryta potoku Topór w profilu projektowanego mostu w systemie odwodnienia terenu ze zlewni objętej analizą w miejscowości Domaszczyn, gmina Długoleka, powiat wrocławski, województwo dolnośląskie

Charakterystyka odbiornika wód opadowych oraz roztopowych

Odbiornikiem wód opadowych i roztopowych jest ciek (potok) o nazwie Topór, stanowiąc lewostronny dopływ rzeki Dobra, która z kolei dopływa do Widawy we wschodniej części Wrocławia w okolicy dzielnicy Psie-Pole osiedle Zakrzów. Potok Topór przebiega w rozciągniętej zlewni od północnej części Oleśnicy w miejscowości Dąbrowa, Stępiń, od południa Smardzów, następnie wąskim gardłem spowodowanym układem dróg krajowych przebiega opadał miejscowości Borowa, następnie przepływa przez Długolekę i Domaszczyn, a od strony południowej zlewnia sięga Pietrzykowic i Brzeziej Łąki. Ujście potoku Topór do rzeki Dobra ma miejsce na granicy z Wrocławiem. Potok Topór w całej zlewni posiada słabo rozwiniętą sieć hydrograficzną, stanowiącą mniejsze rowy melioracyjne i drogowe. Powierzchnia zlewni szacowana jest na około 50,86 km². Całkowita długość zlewni w osi potoku wynosi 22,137 km, a średni spadek zlewni wynosi 1,44 promila.

Przepływy charakterystyczne

Do określenia przepływów charakterystycznych dla potoku Topór jako cieku niekontrolowanego (nie posiadającego monitoringu wodowskazowego) lub ciąg pomiarowy nie posiada przynajmniej kilkunastu lat nieprzerwanych obserwacji wodowskazowych, co umożliwia określenie stanów i przepływów charakterystycznych, zastosowano empiryczne wzory Iszkowskiego i Kajetanowicza, wg poniższych zależności (źródło: Pociask-Karteczka, 2006, Zlewnia i jej właściwości):

Przepływ średni roczny $SSQ = 0,0317 * Cs * H * F$ [m³/s]

Przepływ normalny (najdłużej trwający) $NQT = 0,7 * yr * SSQ$ [m³/s]

Przepływ średni niski $SNQ = 0,4 * yr * SSQ$ [m³/s]

Przepływ najniższy $NNQ = 0,2 * yr * SSQ$ [m³/s]

Przepływ najwyższy $WWQ = Cw * m * H * F$ [m³/s]

gdzie:

F – powierzchnia zlewni w km²,

H – opad roczny normalny w metrach,

Cs – współczynnik odpływu (stosunek opadu do odpływu),

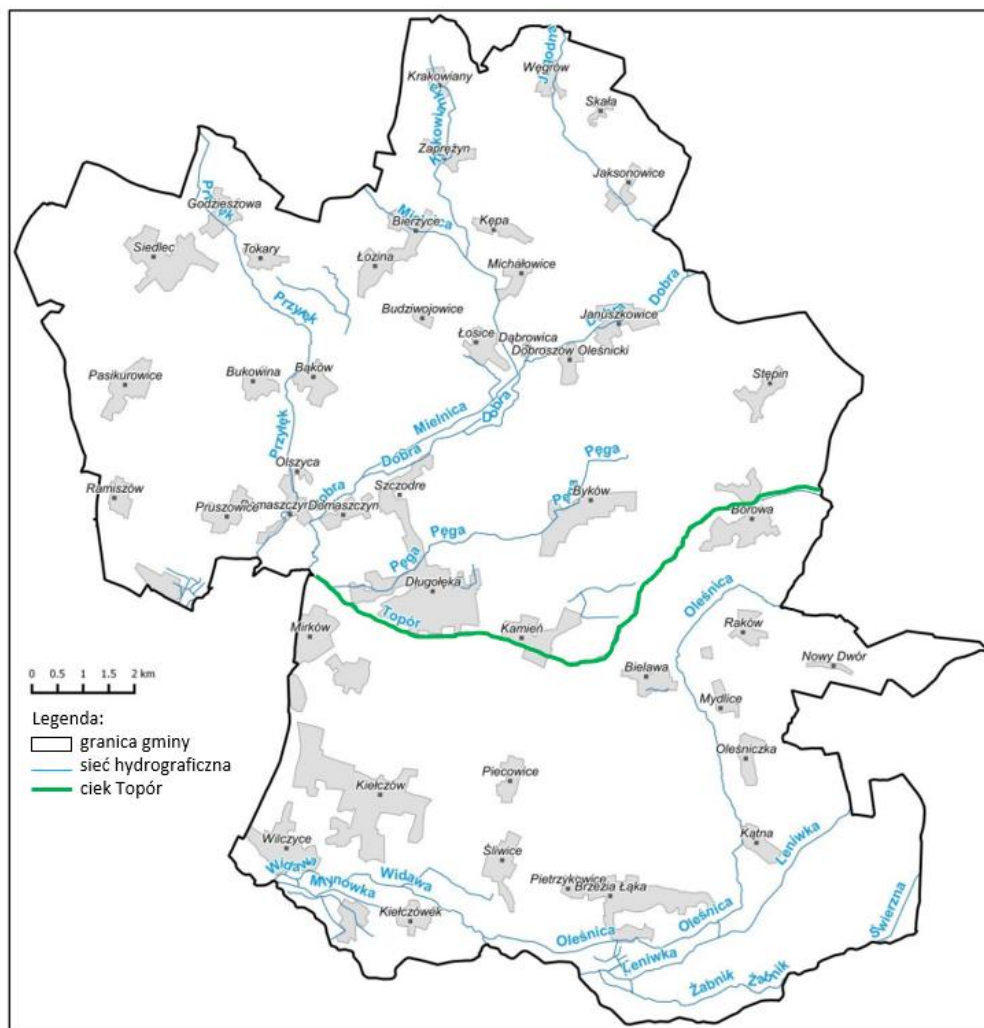
Cw – współczynnik zależny od charakteru i kategorii zlewni,

m – współczynnik zależny od wielkości zlewni,

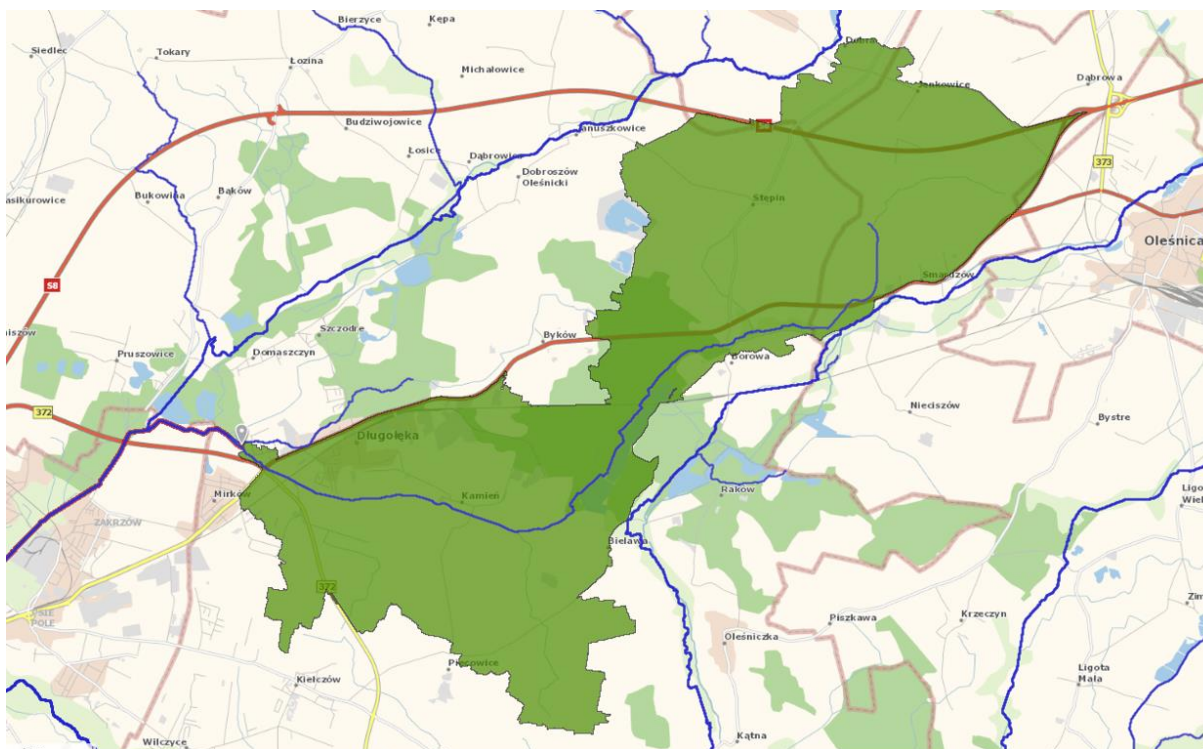
yr – współczynnik retencji zależny od roślinności, przepuszczalności terenu i wielkości zlewni,

Na podstawie Map Hydrologicznego Podziału Polski (MHP) oraz analizy kartograficznej przyjęto powierzchnię cząstkowej potoku Topór od źródeł do

profilu zamykającego, tj. analizowanego przekroju obliczeniowego. Powierzchnię zlewni określono jako $F = 50,86 \text{ km}^2$. Lokalizację potoku na terenie gminy Długołęka przedstawia rysunek 1, a analizowanego przekroju w zlewni przedstawia rysunek 2.



Rys. 1. Lokalizacja potoku Topór w gminie Długołęka



Rys. 2. Powierzchnia zlewni potoku Topór do profilu zamykającego w Domaszczynie.

Korzystając z tabel i zależności współczynników zależnych od cech morfologicznych zlewni, zawartych w opracowaniu „Pociask-Karteczka, Zlewnia i jej właściwości 2006”, dla analizowanej części zlewni potoku Topór wyznaczono następujące wartości współczynników:

$F - 50,86 \text{ km}^2 = 5086 \text{ ha}$,

$*H - 0,541 \text{ m}$,

$C_s - 0,3$ (płaskizny w połączeniu z pagórkami),

$C_w - 0,025$ (kategoria I),

$m - 6,4$ (dla powierzchni do 150 km^2 i terenu nizinnego),

$yr - 0,9$ (dla zlewni do $200\,000 \text{ km}^2$ oraz terenu nizinnego).

* wysokość opadu atmosferycznego przyjęto z roczników meteorologicznych i otwartych danych IMGW-PIB, skąd odczytano wartości średnie z okresu normy klimatologicznej, tj. okresu 1991–2020, dla stacji meteorologicznych z Wrocławia $H=541 \text{ mm}$ (156 dni z opadem) (<https://klimat.imgw.pl/pl/climate-normals>).

Na podstawie powyższych danych i zależności obliczono:

$SSQ = 0,2617 \text{ [m}^3/\text{s]}$

$NQT = 0,1648 \text{ [m}^3/\text{s]}$

$SNQ = 0,0942 \text{ [m}^3/\text{s]}$

$NNQ = 0,0471 \text{ [m}^3/\text{s]}$

$WWQ = 4,402 \text{ [m}^3/\text{s]}$

Określenie ilości wód opadowych i roztopowych

Ilość odprowadzanych wód opadowych i roztopowych dla terenu całej analizowanej zlewni potoku Topór do profilu zamykającego, oszacowano korzystając ze wzorów:

- dla oszacowania ilości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych maksymalnie sekundowo:

$$Q = \psi \times q \times F \times \varphi \text{ (dm}^3/\text{s)},$$

lub

$$Q = q \times F_{\text{zred}} \times \varphi \text{ (dm}^3/\text{s)},$$

gdzie:

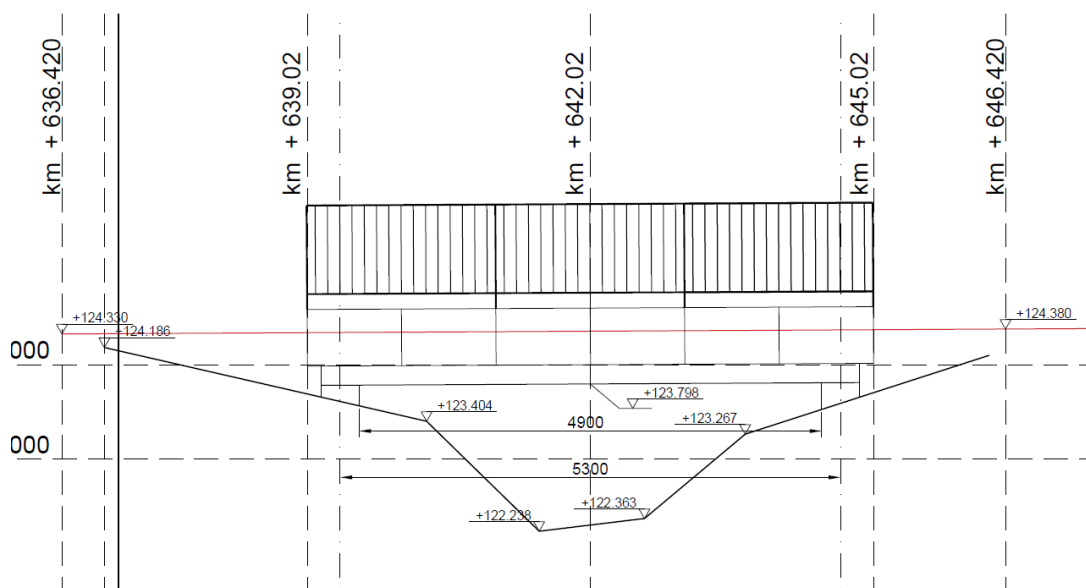
- ψ – współczynnik spływu, (przyjęto: dla terenów zielonych i gruntów przepuszczalnych $\psi=0,1$ ponieważ zajmują 93% powierzchni zlewni),
- q – natężenie deszczu miarodajnego ($\text{dm}^3/\text{s*ha}$), przyjęto z atlasu opadowego IMGW-PIB dla różnych częstości występowania deszczu $\text{dm}^3/\text{s*ha}$
- F – powierzchnia zlewni (ha),
- $F_{\text{zred.}}$ – powierzchnia zredukowana zlewni (ha),
- φ – współczynnik opóźnienia dla przedmiotowej zlewni wynosi 1,0

Natężenie jednostkowe dla prawdopodobieństwa p = od 2 do 99% (wg zaleceń częstości deszczu obliczeniowego do wymiarowania kanalizacji deszczowej PN-EN 752:2008:2017 dla kategorii zagospodarowania terenu – tereny rolnicze, tereny zielone, tereny przepuszczalne) dla różnych czasów trwania odczytane z atlasu IMGW-PIB (PMAJTP) zestawiono w tabeli 1 (<https://klimat.imgw.pl/opady-maksymalne>).

Czas trwania opadu t	Prawdopodobieństwo wystąpienia p%				
	2%	10%	20%	50%	99%
5	668.5	482.4	412.7	323.4	255.4
10	400.6	289.9	245.9	196.9	152.7
15	296.9	214.4	183.0	145.7	113.2
30	177.9	128.6	109.3	85.3	67.8
45	131.8	95.0	81.0	64.0	50.0
60	106.4	76.5	65.7	51.4	40.3
90	78.4	56.8	48.7	38.2	30.1
120	62.8	45.1	39.0	30.9	24.3

Weryfikacja przepustowości koryta potoku Topór w przekroju lokalizacji przekroju obliczeniowego projektowanego mostu jako przepływ swobodny

Do weryfikacji przepustowości potoku Topór wyznaczono maksymalne hydrologiczne warunki przepływu wód opadowych i roztopowych w warunkach swobodnego przepływu. Następnie dla zadanego przekroju poprzecznego wyznaczono parametry hydrauliczne, zlokalizowano maksymalne napełnienie koryta, następnie uwzględniono założony dopływ wód opadowych i roztopowych wylotem. Parametry cieku na wysokości analizowanego profilu przyjęto zgodnie z przekazanymi przekrojami geodezyjnymi przedstawionymi na rysunku 3



Rys. 3. Przekrój obliczeniowy projektowanego mostu

Obliczenia przepustowości potoku Topór w przekroju obliczeniowym wylotu kanalizacji z oczyszczalni przeprowadzono wg równania Manninga:

$$v = k \times I^{1/2} \times R_h^{2/3}$$

$$R_h = F_k / U$$

$$Q_{obl} = F \times v$$

gdzie:

- k – współczynnik chropowatości koryta [-], gdzie $k = 1/n$ dla n jako współczynnik szorstkości Manninga-VanTe-Chowa ($k=0,025$),
- R_h – promień hydrauliczny [m] określany jako $R_h = F/U$,
- I – średni spadek dna cieku [%], przyjęto spadek zlewni 1,44 promil,
- F – powierzchnia przekroju koryta [m²],
- U – obwód zwilżony [m],
- Q_{obl} – natężenie przepływu [m³/s]

Dla wyznaczonych powyżej parametrów przepływu i parametrów geometrycznych przekrojów obliczeniowych przeprowadzono analizę zdolności cieku do odprowadzenia wód powierzchniowych w określonych warunkach przepływu. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeniowych przedstawiono poniżej. Oznaczenia użyte w tabelach: napełnienie rowu h [m], szerokość dna przekroju b [m] oraz szerokość zwierciadła wody B [m].

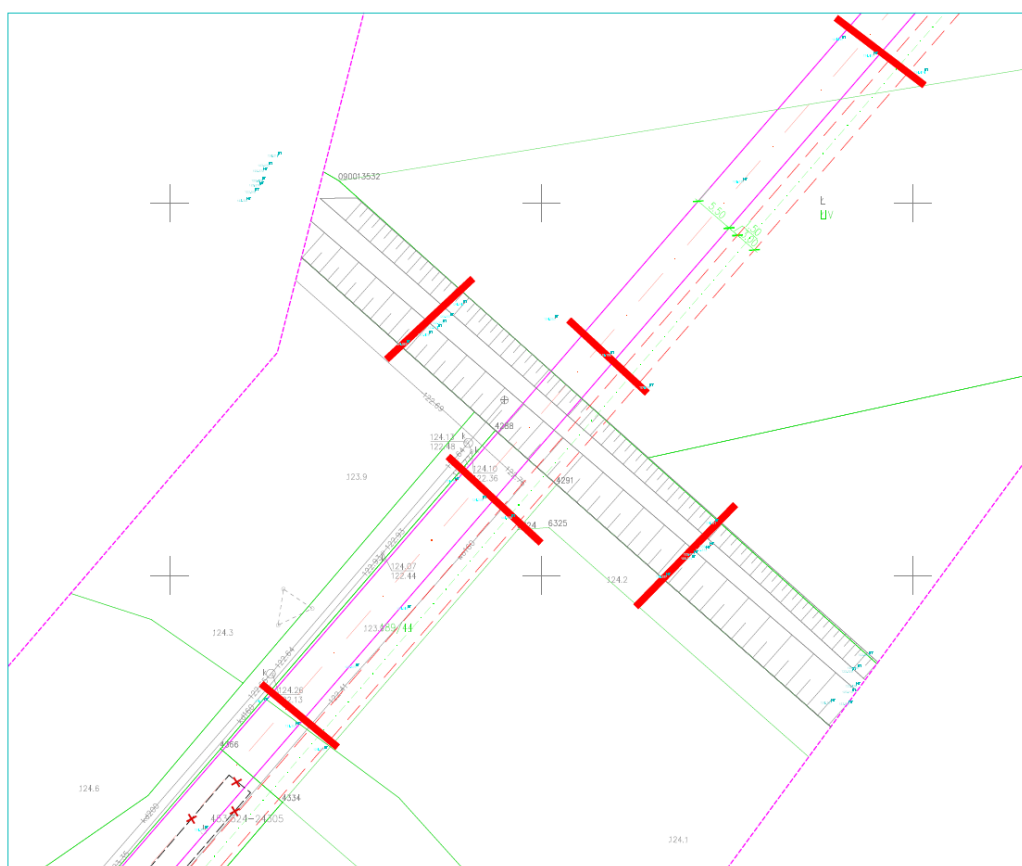
Tabela 2. Wyniki obliczeń hydraulicznych dla potoku Topór w profilu obliczeniowym

b	B	h	F	U	R_h	V	Q_{obl}
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m/s]	[m ³ /s]
1.00	1.0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.000	0.00
1.00	1.3	0.10	0.12	1.36	0.08	0.244	0.03
1.00	1.6	0.20	0.26	1.72	0.15	0.359	0.09
1.00	1.7	0.23	0.31	1.84	0.17	0.390	0.12
1.00	1.9	0.30	0.44	2.08	0.21	0.445	0.19
1.00	2.2	0.40	0.64	2.44	0.26	0.518	0.33
1.00	2.5	0.50	0.88	2.80	0.31	0.582	0.51
1.00	2.8	0.60	1.14	3.16	0.36	0.641	0.73
1.00	3.1	0.70	1.44	3.52	0.41	0.695	1.00
1.00	3.4	0.80	1.76	3.88	0.45	0.746	1.31
1.00	3.7	0.90	2.12	4.24	0.50	0.795	1.68
1.00	4.0	1.00	2.50	4.61	0.54	0.842	2.10
1.00	4.6	1.20	3.36	5.33	0.63	0.930	3.13
1.00	4.9	1.30	3.84	5.69	0.67	0.973	3.73
1.00	5.2	1.40	4.34	6.05	0.72	1.014	4.40
1.00	5.8	1.60	5.44	6.77	0.80	1.093	5.95
1.00	6.5	1.84	6.89	7.62	0.90	1.183	8.14

W tabeli 2 zaznaczono charakterystyki hydrauliczne koryta rzeki dla przepływów niskich $SSQ = 0,2617 \text{ m}^3/\text{s}$ oraz wysokich $WWQ = 4,40 \text{ m}^3/\text{s}$.

Weryfikacja przepustowości koryta potoku Topór w przekroju lokalizacji przekroju obliczeniowego projektowanego mostu jako przepływ z ograniczeniem przepływu

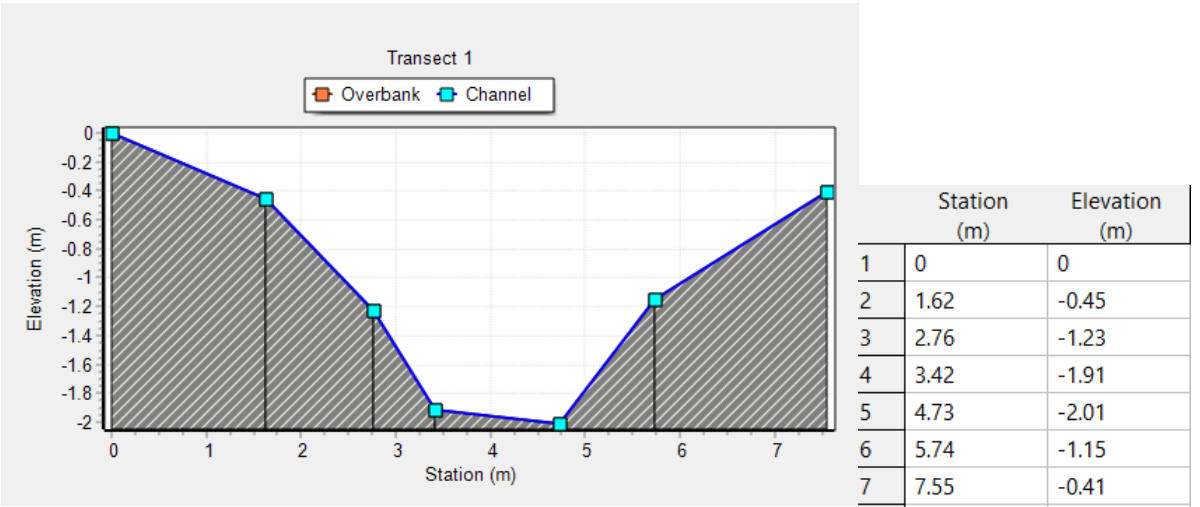
Do weryfikacji przepustowości potoku Topór wyznaczono maksymalne hydrologiczne warunki przepływu wód opadowych i roztopowych w warunkach ograniczenia przekroju spowodowanego projektowanym mostem. Dla zadanego przekroju poprzecznego wyznaczono parametry hydrauliczne, zlokalizowano maksymalne napełnienie koryta, następnie uwzględniono założony dopływ wód opadowych i roztopowych wylotem dla różnych scenariuszy prawdopodobnych wód opadowych. Parametry cieku na wysokości analizowanego profilu przyjęto zgodnie z przekazanymi przekrojami geodezyjnymi przedstawionymi na rysunku 4.



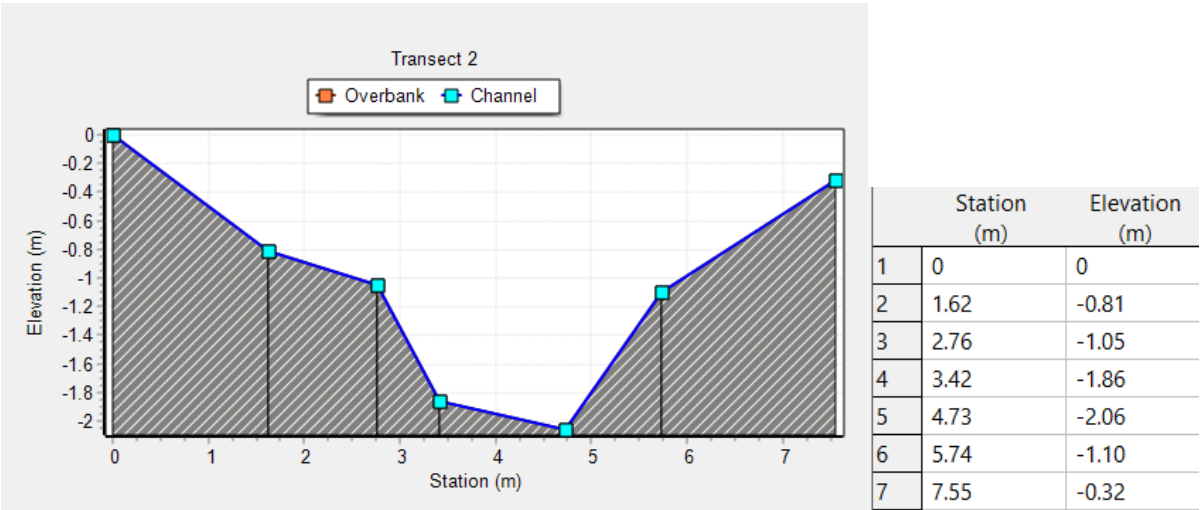
- Dstore-Perv - pojemność retencyjna powierzchni przepuszczalnej; 6.0 mm
- %Zero-Imperv - procent powierzchni nieprzepuszczalnej pozbawionej pojemności retencyjnej; 0

Model Hortona:
 Tereny o dobrej przepuszczalności
 Max Infiltracja 75 mm/hr
 Min infiltracja 7.5 mm/hr

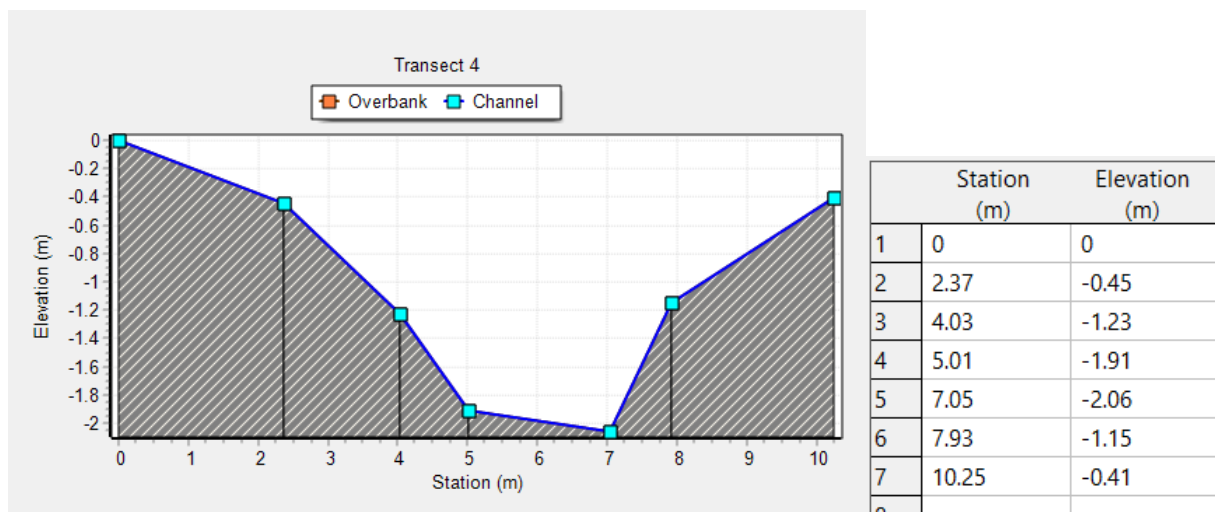
Profile terenowe przyjęte do modelowania:



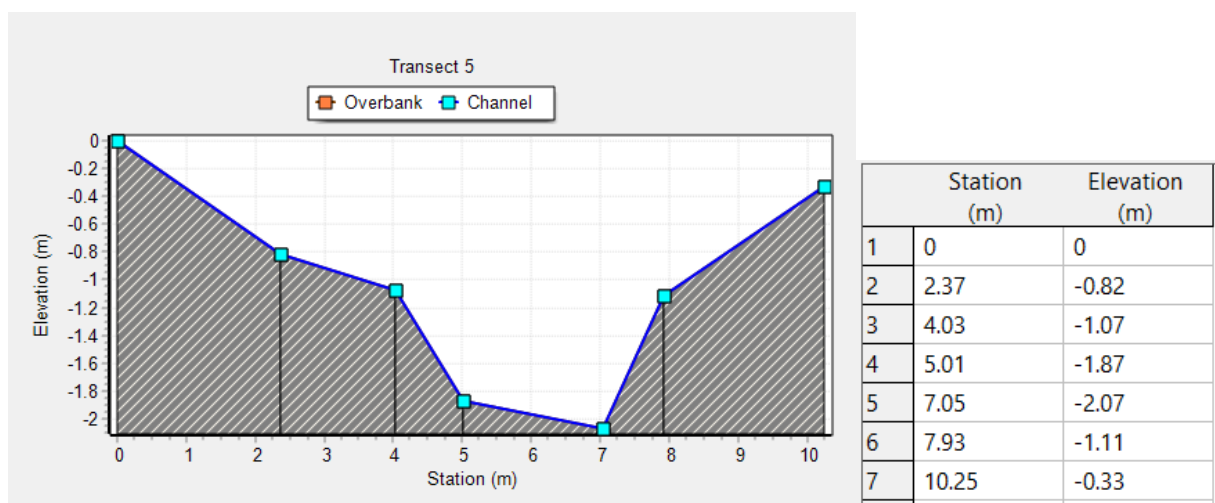
Rys. 5. Przekrój 1



Rys. 6. Przekrój 2



Rys. 7. Przekrój 3



Rys. 8. Przekrój 4

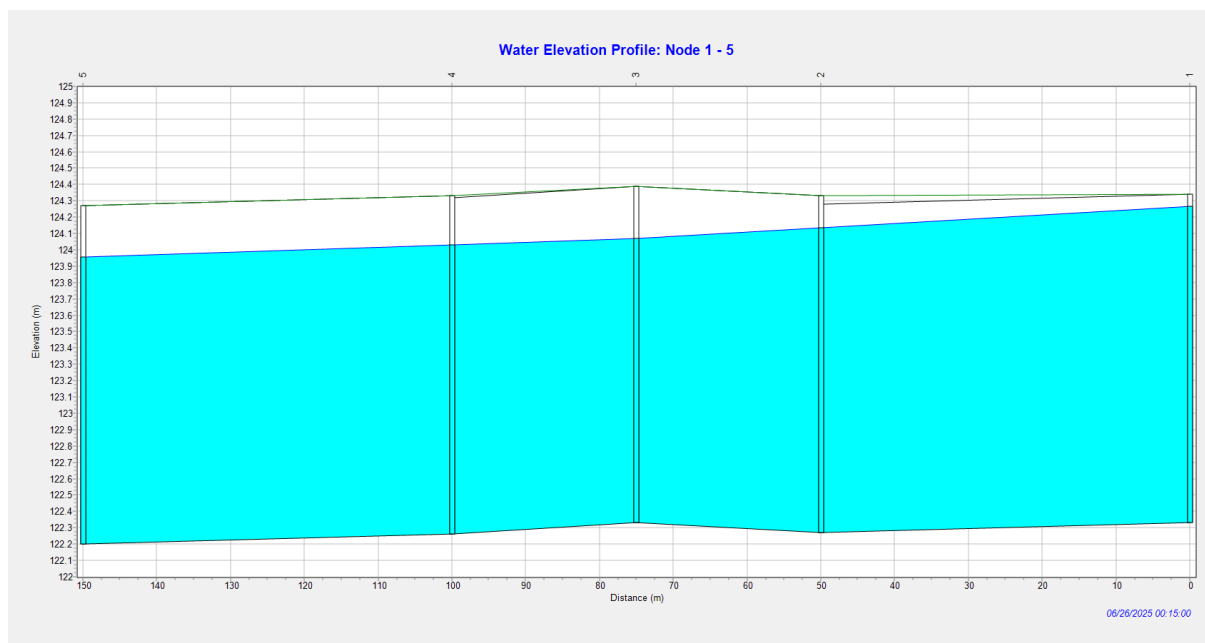
Wyniki modelu hydraulicznego z hydrogramem wód opadowych

Przekrój modelowany bez mostu, na rysunku 9 przedstawiono schemat modelu hydraulicznego.

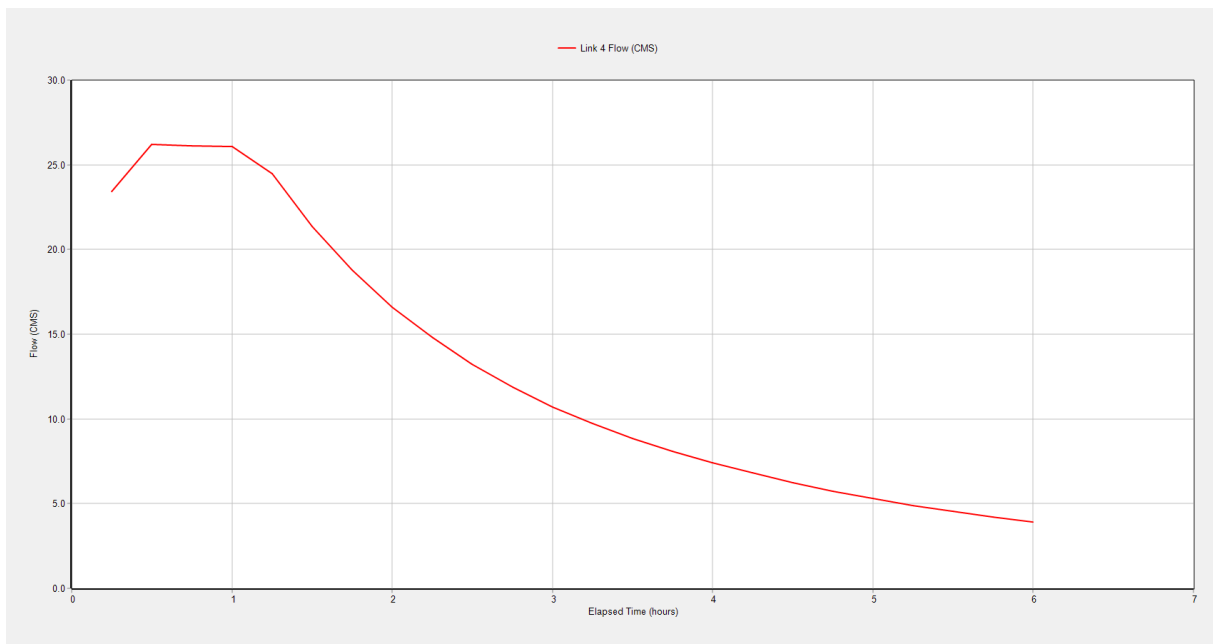


Rys. 9. Schemat modelu hydraulicznego przepływ swobodny - bez mostu.

Wyniki dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 20\%$

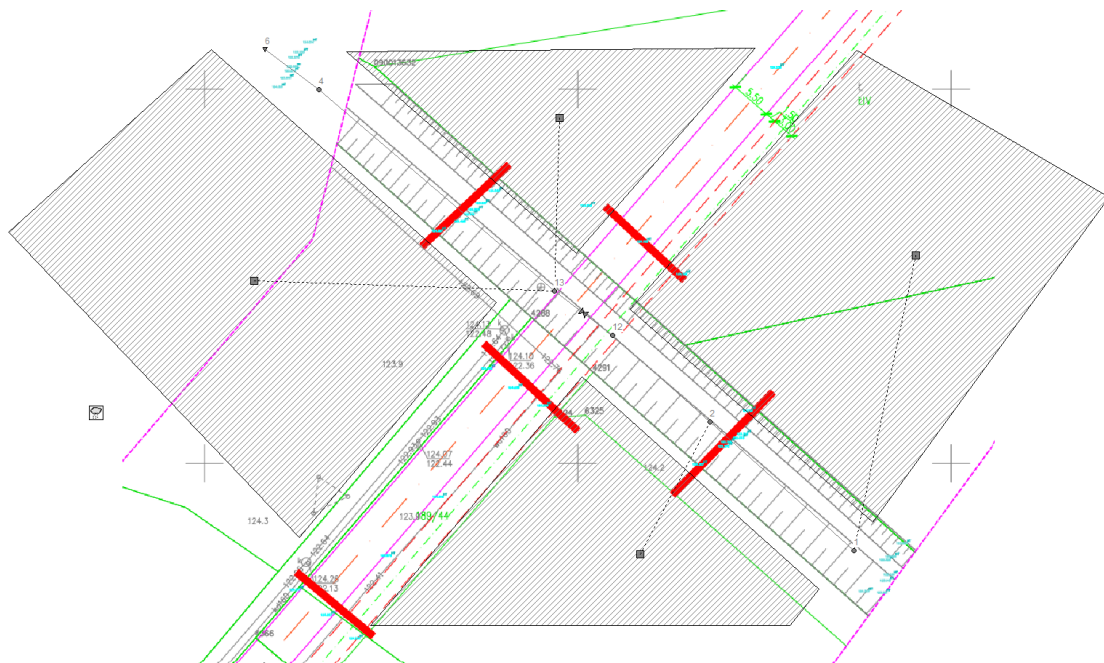


Rys. 10. Przekrój podłużny z poziomem zwierciadła wody dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 20\%$.

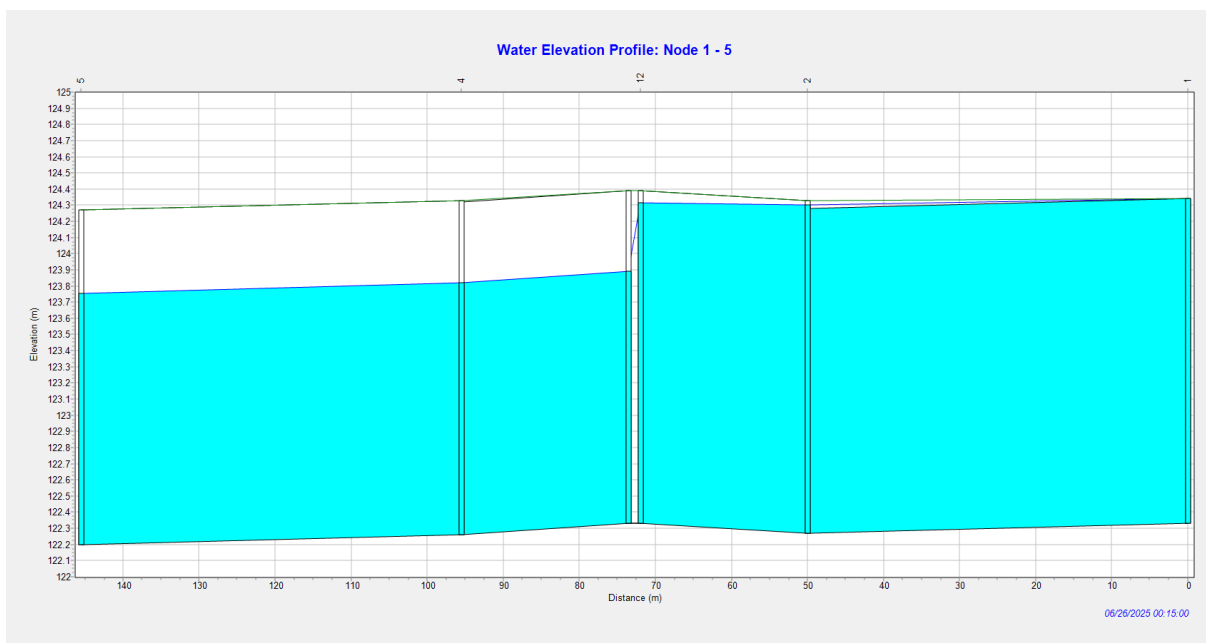


Rys. 11. Hydrogram przepływu w profilu projektowanego mostu dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 20\%$

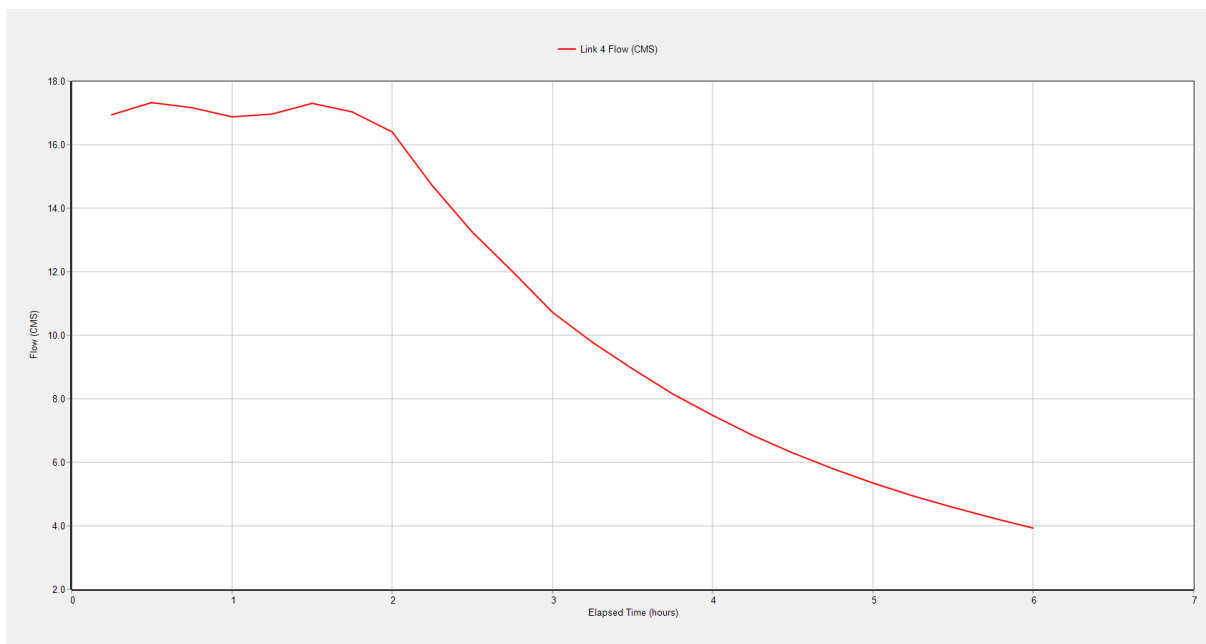
Przekrój modelowany z mostem, na rysunku 12 przedstawiono schemat modelu hydraulicznego.



Rys. 12. Schemat modelu hydraulicznego z mostem.



Rys. 13. Przekrój podłużny z poziomem zwierciadła wody dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 20\%$ - z mostem



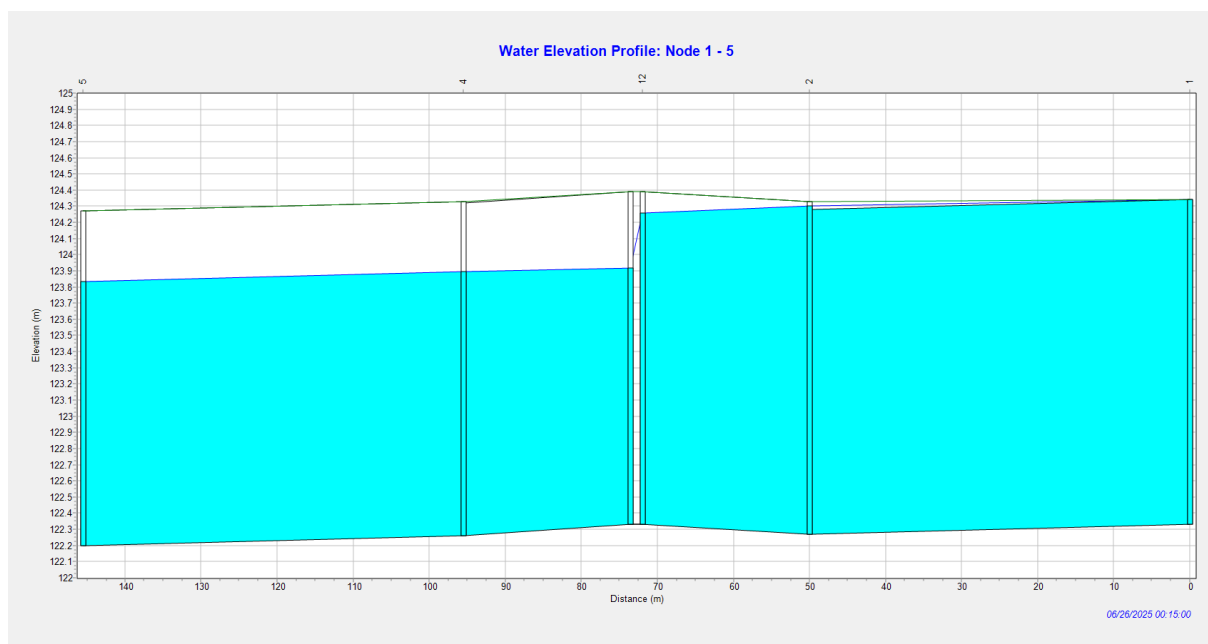
Rys. 14. Hydrogram przepływu w profilu projektowanego mostu dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 20\%$ - z mostem.

Interpretacja wyników:

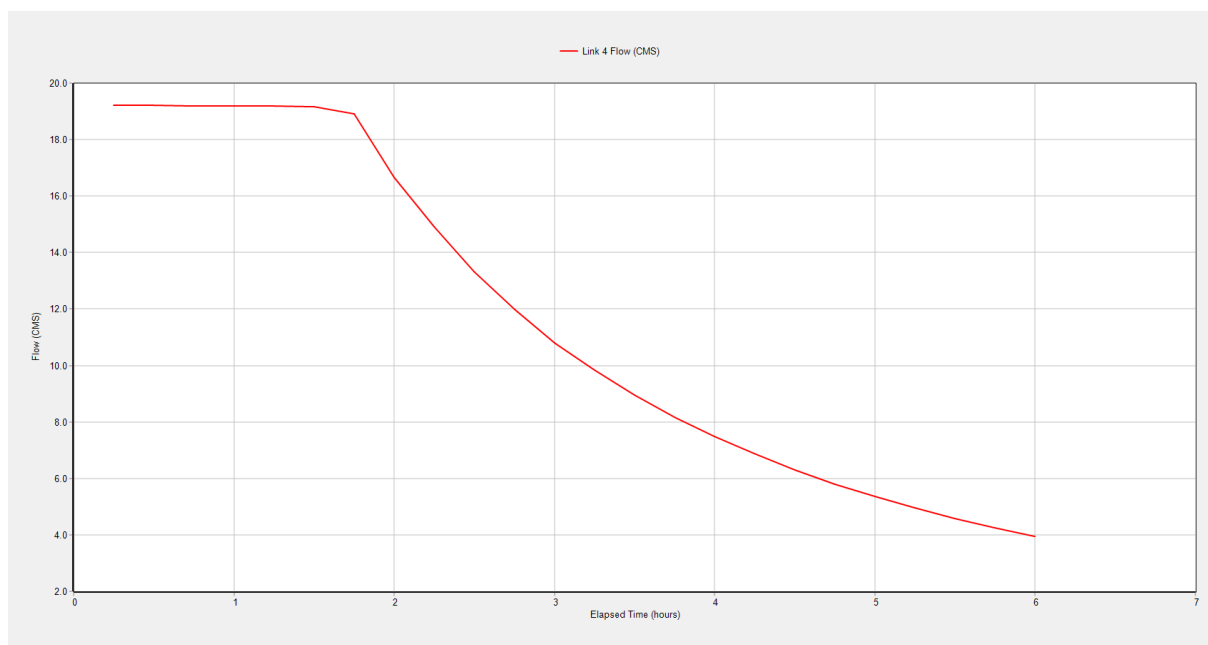
Przepływ projektowy dla opadów miarodajnych o prawdopodobieństwie $p = 20\%$ mieści się na granicy przepustowości. Podniesienie o 45 cm pozwoli na bezpieczny i krótszy swobodny przepływ. Podniesienie dolnej krawędzi mostu powinno nastąpić o 45 cm, czyli do rzędnej 124,24 m n.p.m.

Warianty dla projektowanego mostu dla opadów niekorzystnych po podniesieniu dolnej krawędzi mostu o 45 cm.

Wyniki dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 20\%$

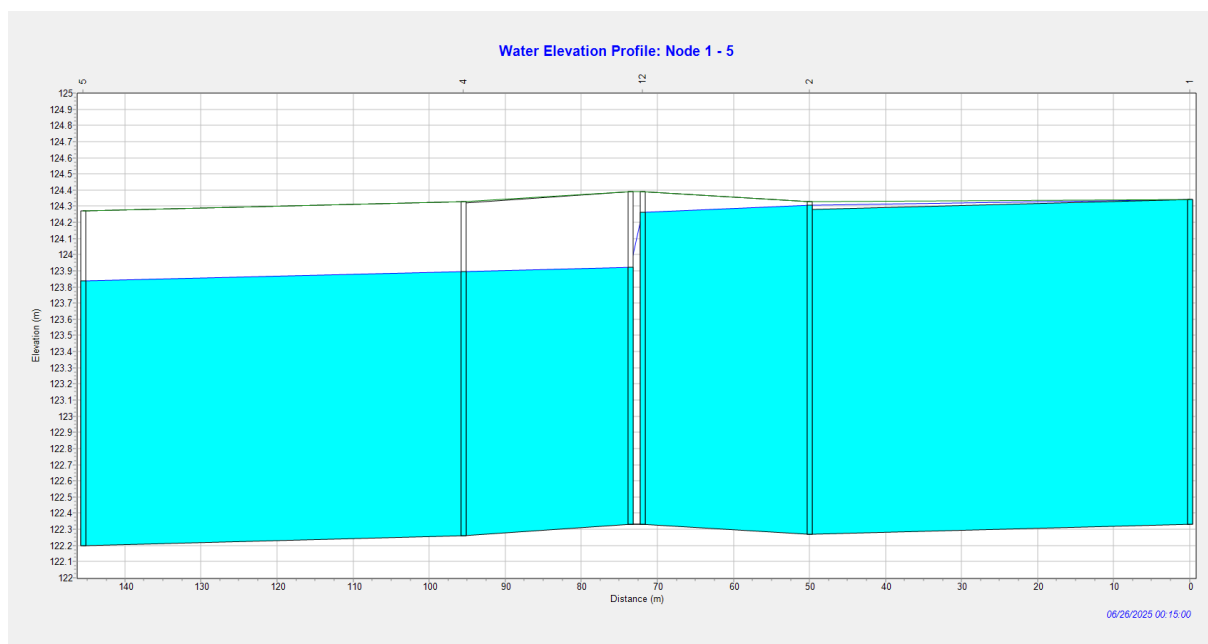


Rys. 15. Przekrój podłużny z poziomem zwierciadła wody dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 20\%$

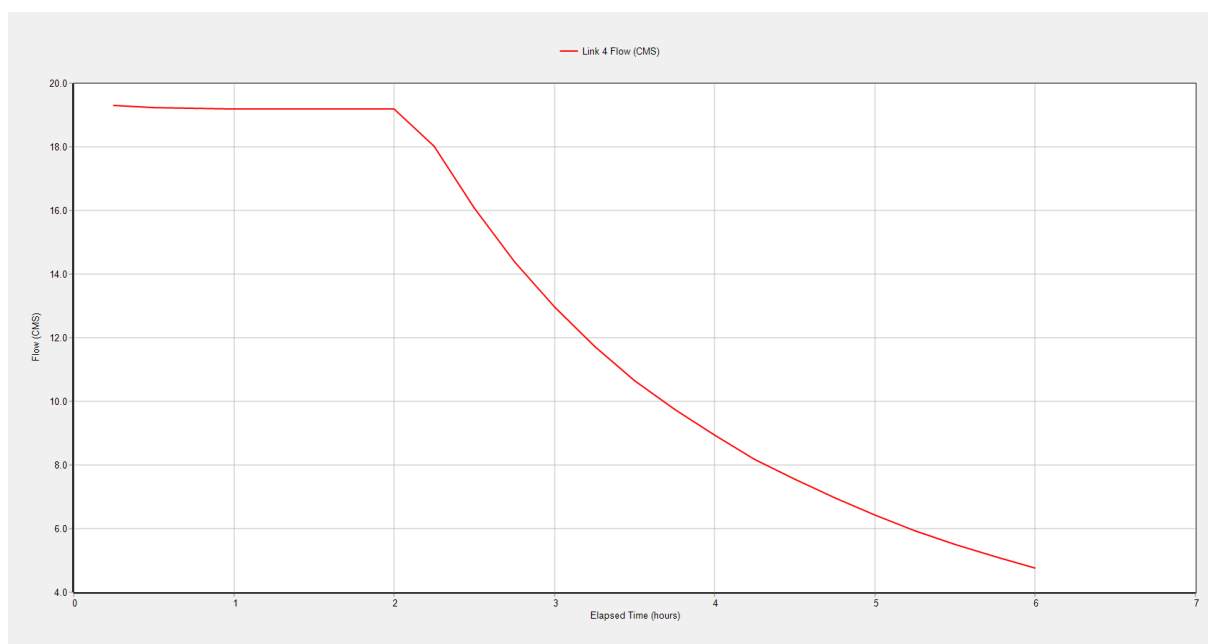


Rys. 16. Hydrogram przepływu w profilu projektowanego mostu dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 20\%$

Wyniki dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 10\%$ po podniesieniu dolnej krawędzi mostu o 45 cm.

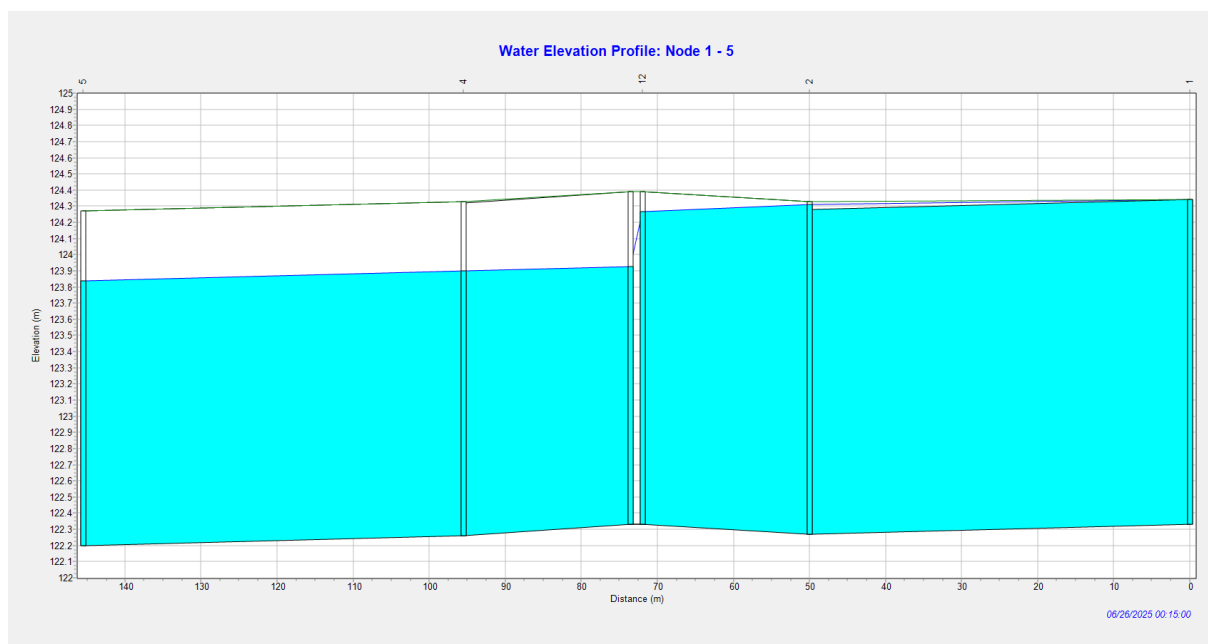


Rys. 17. Przekrój podłużny z poziomem zwierciadła wody dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 10\%$

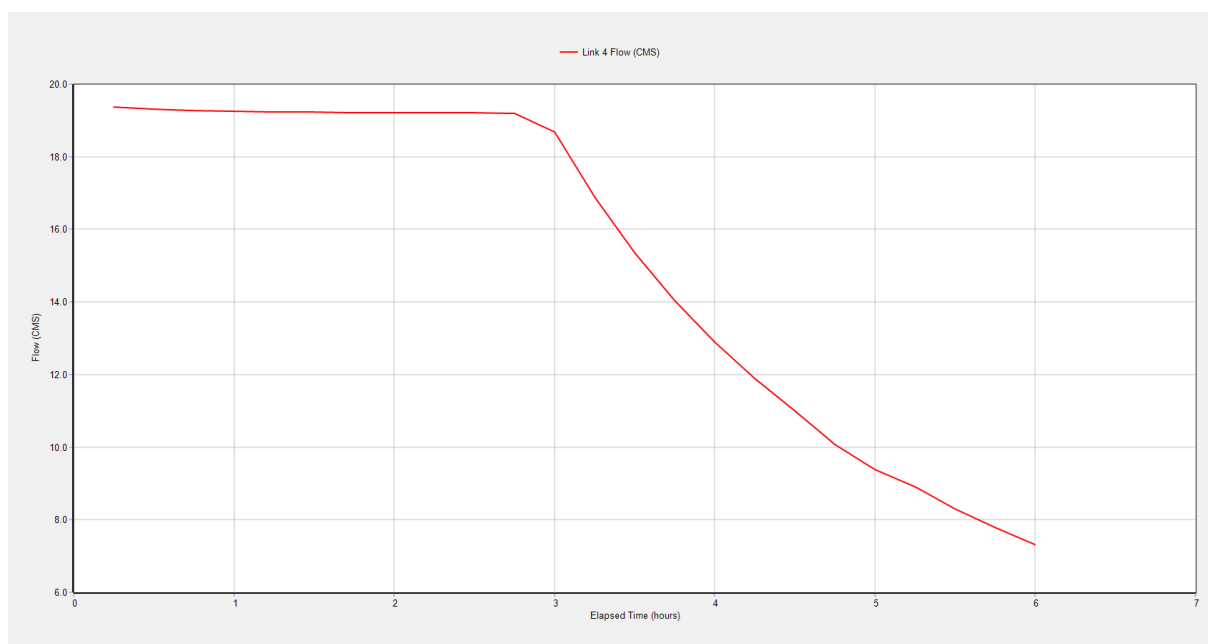


Rys. 18. Hydrogram przepływu w profilu projektowanego mostu dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 10\%$

Wyniki dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 2\%$ po podniesieniu dolnej krawędzi mostu o 45 cm.



Rys. 19. Przekrój podłużny z poziomem zwierciadła wody dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 2\%$

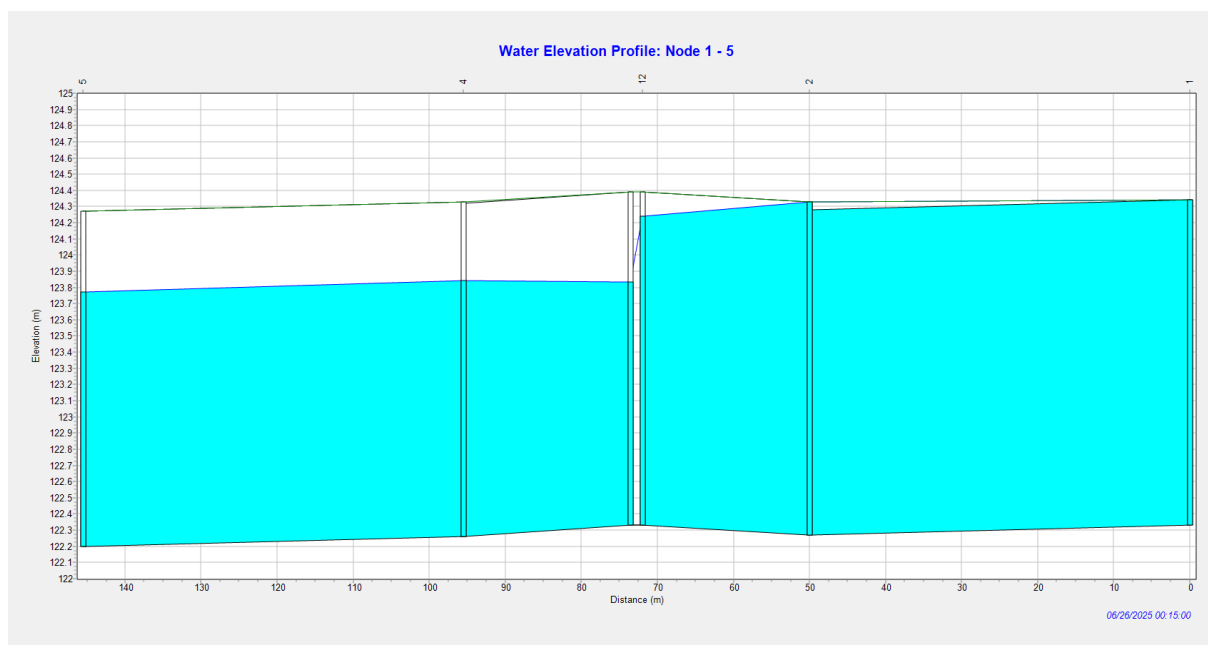


Rys. 20. Hydrogram przepływu w profilu projektowanego mostu dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 2\%$

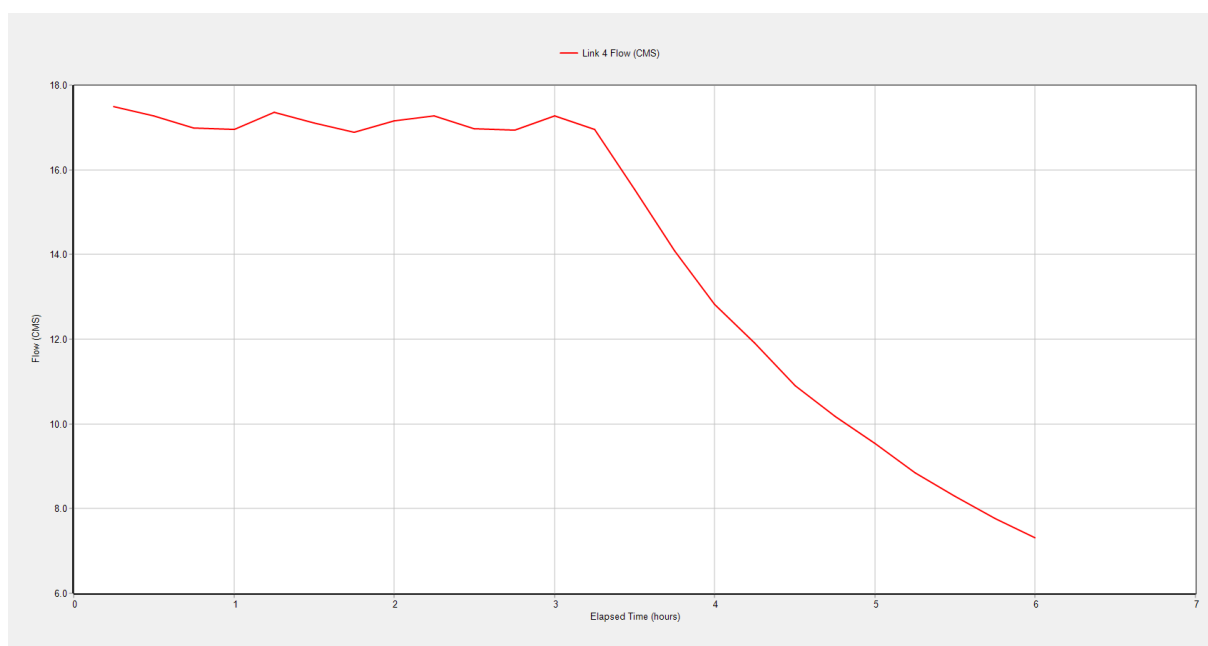
Analiza hydrauliczna dla przypadku nie podnoszenia dolnej krawędzi zaprojektowan mostu.

W efekcie nastąpi dłuższy czas obciążenia układu hydraulicznego w świetle mostu i skokowy przepływ pod ciśnieniem wody.

Wyniki dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 2\%$

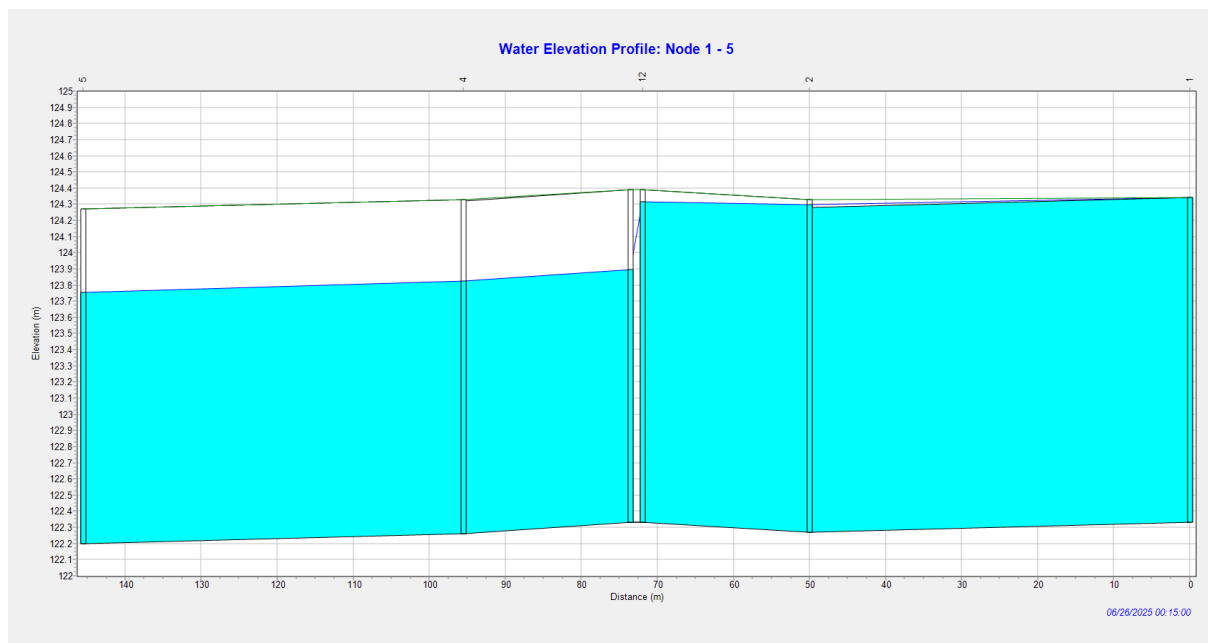


Rys. 21. Przekrój podłużny z poziomem zwierciadła wody dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 2\%$

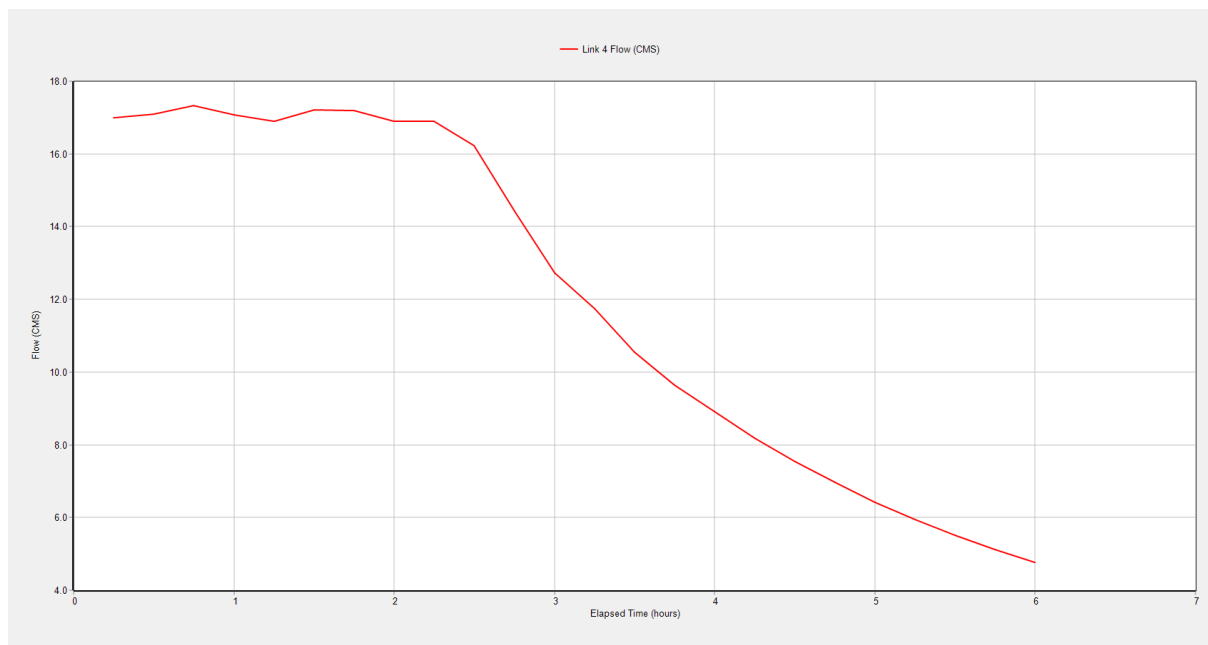


Rys. 22. Hydrogram przepływu w profilu projektowanego mostu dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 2\%$

Wyniki dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 10\%$



Rys. 23. Przekrój podłużny z poziomem zwierciadła wody dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 10\%$



Rys. 24. Hydrogram przepływu w profilu projektowanego mostu dla deszczu o prawdopodobieństwie $p = 10\%$

Zalecenia końcowe:

Analizując wyniki modelu hydraulicznego opracowanego dla różnych scenariuszy opadów miarodajnych należy stwierdzić, że przewidywane

położenie dolnej krawędzi mostu wyznaczającej światło przekroju mostowego pozostaje na granicy przepuszczalności hydraulicznej koryta potoku Topór dla prawdopodobieństwa opadów $p = 20\%$ oraz przyjętych parametrów morfologicznych i zagospodarowania całej zlewni potoku Topór. W tym przypadku rekomenduje się przyjęcie przepływu kontrolnego w oparciu o opady prawdopodobne niż dla szacowanych metodą empiryczną przepływów charakterystycznych, z uwagi na możliwość ich niedoszacowania. Wobec powyższego wariant wyjściowy dla opadów o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 20\%$ wydaje się być wystarczający dla analizowanej zlewni.

Dodatkowo przeprowadzono symulacje wariantów dla opadów bardziej ekstremalnych, tj. 10% i 2%, dla których zakładana dolna rzędna mostu powodowałaby przepływ wody pod ciśnieniem i możliwość piętrzenia skutkującego potencjalnym zagrożeniem konstrukcji mostu jak również podtopieniem terenów przyległych. Wobec powyższego przeprowadzono wariantowe symulacje dla sytuacji, w której dolna krawędź mostu zostanie podniesiona o 45 cm, pozostawiając do głębszej analizy konstrukcyjnej i ewentualnie geologicznej terenów przyległych, w jakich rzędach ostatecznie zostanie zaprojektowany most.

