

## ANALIZA HYDROLOGICZNO – HYDRAULICZNA

*Budowa chodnika zlokalizowanego przy drodze powiatowej nr 2209 L Jastków -*

*Sieprawice – Tomaszowice w miejscowości Sieprawice*

*Odcinek od km2+618,50 do km 3+375,00,*

### 1. Podstawa opracowania projektu.

Projekt opracowano w oparciu o:

- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dziennik Ustaw Nr 63 z dnia 3 sierpnia 2000 r. – poz. 735),
- „Światła mostów i przepustów – zasady obliczeń z komentarzem i przykładami” – oprac. IBDiM Wrocław, 2000 r.,
- „Regulacja rzek i potoków” aut. J. Wołoszyn, wyd. PWN Warszawa, 1974 r.
- Mapy sytuacyjno - wysokościowe w skali 1:25 000.

### 2. Określenie przedmiotu i zakres inwestycji

Przedmiotem analizy jest ustalenie parametrów hydrologiczno – hydraulicznych istniejącego przepustu rurowego  $\phi 80$  długości 11m.

- ustalenie maksymalnego spływu wód opadowych,
- ustalenie poziomu przepływu miarodajnego,
- określenie światła projektowanego obiektu,
- obliczenie wysokości spiętrzenia wysokiej wody.

### 3. Stan istniejący

Istniejącego przepustu rurowego  $\phi 80$ .

Długość przepustu istniejącego – 11m

Wysokość nasypu nad przepustem – 1m

Kąt skrzyżowania z osią drogi - 84°

### 4. Charakterystyka zlewni i ciek

Zlewnia rozpatrywanego ciek położona jest w dorzeczu rzeki Ciemięgi. Pomierzona na mapie w skali 1: 15 000 wynosi  $F= 3.11\text{km}^2$ . Rozpatrywany ciek prowadzi wodę a w okresie wiosennym również wodę z roztopów. Pod względem geologicznym jest to teren reprezentowany przez osady zastoiskowe i obszary gliniaste. Zlewnia znajduje się w terenie falistym o gruntach mało przepuszczalnych. Długość zlewni 2.00km. Średni spadek zlewni:  $U= (230 - 200.00) / 2000 = 0.015$ .

## 2. Obliczenia hydrologiczne. Obliczenie maksymalnego spływu wód opadowych

Wartość  $Q_p$  (maksymalny przepływ o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się ) określa się przy użyciu formuły opadowej (p.2.7)

$$Q_p = f \cdot F_1 \cdot j \cdot H_1 \cdot A \cdot \lambda \cdot \delta_j$$

Gdzie:

- $f$  - bezwymiarowy współczynnik kształtu fali równy 0,6 w rozpatrywanym obszarze kraju,
- $F_1$  - maksymalny moduł odpływu jednostkowego wyrażony w postaci iloczynu,  
$$F_1 = q_1 / (\varphi \times H_1)$$
- $q_1$  - maksymalny odpływ jednostkowy o prawdopodobieństwie 1% [ $m^3 \times s^{-1} \times km^2$ ],
- $\varphi$  - współczynnik odpływu odczytany z mapy (p.3.1.7.) = 0,55,
- $H_1$  - maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie pojawienia się 1%, odczytany z mapy (p.3.1.6.) = 100mm
- $A$  - powierzchnia zlewni – 3,11 [ $km^2$ ],

$$A_{\text{zlewni}} := 2.00km \cdot 1.555km$$

$$A = 3.11 km^2$$

- $\lambda_p$  - kwantyl rozkładu zmiennej  $\lambda_p$  dla zadanego prawdopodobieństwa  $p$  odczytany z tabeli 2.5.

$$\lambda_p := 0.894^{\frac{1}{p}}$$

- $\delta_j$  - współczynnik redukcji jeziornej, odczytany z tab. 2.11 w zależności od wskaźnika jeziorności  $jez$ ,

$$jez := 1$$

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego  $F_1$  określa się z tabeli 2.13 w zależności od hydromorfologicznej charakterystyki koryta rzeki  $\Phi_r$  i czasu spływu po stokach  $t_s$ ,

Hydromorfologiczną charakterystykę koryta rzeki określa się ze wzoru:

$$\Phi_r = \frac{1000 \cdot (L + 1)}{m \cdot (I_{r1})^{\frac{1}{3}} \cdot A^{\frac{1}{4}} \cdot (j \cdot H_1)^{\frac{1}{4}}}$$

W którym :

$L + l$  - długość cieku wraz z suchą doliną działu wodnego - 2,5 [km]

$m$  - miara szorstkości koryta cieku odczytana z tabeli 2.14

$$m := 9$$

$I_{rl}$  - uśredniony spadek cieku = 2%

Czas spływupo stokach  $t_s$  określa się z tabeli 2.15 w zależności od hydromorfologicznej charakterystyki stoków

$$\Phi_s = \frac{(1000 \cdot I_s)^{\frac{1}{2}}}{m_s \cdot (I_s)^{\frac{1}{4}} \cdot (j \cdot H_l)^{\frac{1}{2}}}$$

W którym :

$I_s$  - średnia długość stoków [km]

$p$  - gęstość sieci rzecznej

$$p = \frac{(\Sigma (L + l))}{A}$$

$$I_s := \frac{1}{1.8 \cdot p}$$

$$p := \frac{2.5 \text{ km}}{3.11 \text{ km}^2}$$

$$I_s := \frac{1}{1.8 \cdot 0.8}$$

$$p = 0.8 \text{ km}^{-1}$$

$$I_s = 0.69$$

$I_s$  - średnia spadek stoków [‰]

$m_s$  - miara szorstkości stoków, odczytywana z tabeli 2.16

$$I_s = \frac{(\Delta h \Sigma k)}{A}$$

$$m_s := 0.15 \quad \Sigma k := 92$$

$$\Delta h := 1.0$$

$$A := 3.11 \quad H_l := 100$$

$$j := 0.55$$

$$I_s := \frac{1.0 \cdot 92}{3.11}$$

$$I_s = 29.58$$

$$I_{rl} = \frac{W_g - W_d}{L + l} \quad I_{rl} := \frac{230 - 200}{2.5}$$

$$I_{rl} = 12$$

$$\Phi_r = \frac{1000 \cdot 2.5 \text{ km}}{m \cdot (I_{rl})^{\frac{1}{3}} \cdot A^{\frac{1}{4}} \cdot (j \cdot H_l)^{\frac{1}{4}}}$$

$$\Phi_r = 33.55$$

$$\Phi_r := \frac{1000 \cdot 2.5}{9 \cdot (12)^{\frac{1}{3}} \cdot 3.11^{\frac{1}{4}} \cdot (0.55 \cdot 100)^{\frac{1}{4}}}$$

$$\Phi_s = \frac{(1000 \cdot I_s)^{\frac{1}{2}}}{m_s \cdot (I_s)^{\frac{1}{4}} \cdot (j \cdot H_l)^{\frac{1}{2}}}$$

$$\Phi_s := \frac{(1000 \cdot 0.69)^{\frac{1}{2}}}{0.15 \cdot (29.58)^{\frac{1}{4}} \cdot (0.55 \cdot 100)^{\frac{1}{2}}}$$

$$\Phi_s = 10.13$$

$$t_s := 140 + \left[ \frac{(190 - 140)}{(12 - 10)} \right] \cdot (10.13 - 10)$$

$$t_s = 143.25 \quad \blacksquare \rightarrow \blacksquare \quad t_s = 150 \quad \Phi_r = 40$$

$$F_1 := 0.038$$

$$Q_p = f \cdot F_1 \cdot j \cdot H_1 \cdot A \cdot \lambda \cdot \delta_j$$

$$Q_p := 0.6 \cdot 0.038 \cdot 0.55 \cdot 100 \cdot 3.11 \cdot 0.894 \cdot 1.0$$

$$Q_p = 3.49 \quad \frac{m^3}{s}$$

### 3. Obliczenia hydrauliczne

Obliczenia hydrauliczne wykonano w oparciu o opracowanie „Światła mostów i przepustów – zasady obliczeń z komentarzem i przykładami” – sporządzone przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów we Wrocławiu na zlecenie generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych w Warszawie, w 2000r .

Obliczenia przepustów wykonano wg schematu hydraulicznego:

Przepust o niezatopionym wlocie i wylocie i przepływem częścią przekroju (wg rys.3.1.a )

$$H > 1,2 h_p \text{ i } h_p < 1,25 h_{kr}$$

Gdzie:

$H$  – głębokość spiętrzonej wody przed wlotem

$h_p$  - wysokość przewodu przepustu

$h_{kr}$  – głębokość krytyczna w przepuście

#### Obliczenia hydrauliczne

##### **a) Charakterystyka drogi**

- rzędna korony drogi na skrzyżowaniu z ciekim wodnym – 198,95,
- szerokość korony nasypu drogowego –  $B_n$  – 7,00 m,
- nachylenie skarp nasypu drogowego –  $1 : m_n = 1 : 1,5$ .

##### **b) Charakterystyka ciek**

- przekrój poprzeczny doliny nieregularny,
- współczynnik szorstkości koryta  $n_d = 0,06 \text{ s/m}^{1/3}$ ,
- spadek podłużny ciek  $i_d = 0,5\%$ ,
- rzędna dna ciek przed wlotem przepustu – 196,90.

Warunki przepływu wody miarodajnej.

Nasyp drogowy przecina dolinę, w której nie ma wykształconego koryta ciek. Woda występuje okresowo i spływa po dnie doliny, która porasta trawą, krzakami oraz drzewami. Przepustowość koryta obliczona została dla schematu przekroju jednodzielnego ponieważ przekrój doliny jest zwarty bez wyraźnych tarasów zalewowych.

##### **a) Głębokość wody w korycie ciek przy przepływie miarodajnym**

- szerokość zwierciadła wody:

$$B := 4.00\text{m} \quad \text{dla } h = 0.90\text{m}$$

- powierzchnia przekroju strumienia:

$$F := 4.35\text{m}^2$$

- obwód zwilżony:

$$O_z := 7.8\text{m}$$

- promień hydrauliczny:

$$R_h = \frac{F}{O_z} \quad R_h := \frac{4.35}{7.8} \quad R_h = 0.56 \text{ m}$$

- średnia prędkość przepływu:

$$v = \frac{1}{n_d} \cdot \left[ (R_h)^{\frac{2}{3}} \cdot (i_d)^{\frac{1}{2}} \right] \quad v := \frac{1}{0.06} \cdot \left[ (0.56)^{\frac{2}{3}} \cdot (0.005)^{\frac{1}{2}} \right]$$

$$v = 0.8 \quad \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Q = F \cdot v \quad Q := 4.35 \cdot 0.8 \quad Q = 3.48 \quad \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Warunek  $(0.95 \cdot Q_m < Q(h_m) < 1.05 \cdot Q_m)$  = "spełniony"

Obliczone natężenie przepływu równe jest miarodajnemu.

Poziom w.w. w niezabudowanym przekroju hydrometrycznym I-I dla przepływu miarodajnego wynosi:

$$197.30 + 0.50 = 197.80 \text{ m.n.p.m.}$$

Napełnienie na wlocie projektowanego przepustu:

$$197.80 - 12 \cdot 0.005 = 197.74.$$

$$197.74 - 197.44 = 0.30 \text{ m}$$

#### d) Wzniesienie linii energii przed wlotem przepustu

Prędkość  $V_0$  wody dopływającej:

$$v_0 = \frac{Q_m}{F_0} \quad v_0 := \frac{3.48}{4.35} \quad \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad v_0 = 0.8$$

Wzniesienie linii energii przed przepustem  $H_0$  względem poziomu dna wlotu gdzie wartość współczynnika energii kinetycznej  $\alpha_0$  przyjęto równą 1,10.

$$H_0 = H_d + \frac{\alpha_0 \cdot (v_0)^2}{2g} \quad H_0 := \left[ 1.0 + \frac{1.1 \cdot (0.8)^2}{2 \cdot 9.81} \right] \quad H_0 = 1.04 \text{ m}$$

#### e) Dobór kształtu wlotu i wymiarów przewodu

Przyjmuje się schemat hydrauliczny przepustu z wlotem i wylotem niezatopionym i przepływem częścią przekroju (rys. 3.1.a). Przewód przepustu zostanie wykonany z rur o przekroju kołowym, a wlot będzie prostopadły ze stożkami (rys. 3.5.b). Wartość współczynnika wydatku „m” określona z tabeli 3.3. przy założeniu pełnego dławienia bocznego dla przyjętego typu wlotu wynosi 0,31.

Przybliżona szerokość zastępcza przekroju wlotowego przewodu  $b_{kr}$  w ruchu krytycznym

$$b_{kr} = \frac{Q_m}{m \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (H_0)^{\frac{3}{2}}}$$

Wartość współczynników z tab. 3.3 przy założeniu pełnego dławienia bocznego dla przyjętego typu wylotu wynoszą:

$$m := 0.31 \quad \epsilon_{\text{ww}} := 0.79 \quad \mu := 0.65$$

$$b_{kr} := \frac{3.48}{0.31 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot (1.04)^{\frac{3}{2}}} \quad b_{kr} = 2.39 \text{ m}$$

- zagwarantowanie niezatopienia wlotu z którego wynika, że:

$$D \geq \frac{H \cdot d}{1.2} \quad D \geq \frac{1.0}{1.20} \quad D \geq 0.83 \text{ m}$$

- dobrana średnica przewodu nie powinna być mniejsza od minimalnej dla przewodu nieprzełazowego  $D \geq 0,52 \text{ m}$ ,
- prędkość wody w przepuscie nie przekraczała  $3,0 \div 3,5 \text{ m/s}$ ,
- wymaganego wzniesienia stropu przewodu nad zwierciadłem wody w przewodzie,
- nie przekroczenia dopuszczalnego poziomu spiętrzenia wody przed przepustem,
- zachowanie minimalnego spadku dna przewodu,
- utrzymanie odpowiedniej prędkości na wylocie, nie wymagającej wykonania kosztownych umocnień,

Przyjęto średnicę przewodu  $D = 1,00 \text{ m}$  i spadek przewodu  $i_p$  równy spadkowi minimalnemu 0,005

#### f) Rzeczywiste wzniesienie linii energii przed przepustem $H_0$

Potrzebna długość przewodu przepustu według wymiarów nasypu drogowego  $L_p = 12,00$  m. Ze stosunku  $L_p/D = 12.0$  wynika, że  $L_p < 20 D$ , wobec tego głębokość wody przed wlotem należy obliczać tak jak dla przewodu krótkiego.

Obliczenia prowadzono metoda kolejnych założeń głębokości  $H$ , dla których określono natężenie przepływu, aż osiągnie ono wartość  $Q_m$ .

Ostatecznie otrzymano:

- głębokość wody na wlocie  $H = 0,90$  m, głębokość spełnia warunek  $D \geq H : 1,2$ , wlot do przepustu jest więc niezatopiony.
- Powierzchnię przekroju strumienia wody przed wlotem do przepustu  $F_o = 4,35 \text{ m}^2$  ( $H = 0,90$  m),
- Szerokość napływu wody  $B_o = 7,44$  m. Wartość ta jest większa od  $6D$  i spełnia warunek (3.10).
- Współczynnik wydatku wzięto z tabeli 3.3 dla dławienia pełnego. Za pole przekroju przewodu przepustu  $F_p'$  przy rzędnej spiętrzonego zwierciadła wody przyjęto część pola kołowego przekroju przewodu przepustu odpowiadającą danej głębokości:  
 $F_p' = 0,198 \text{ m}^2$
- prędkość dopływowa  $V_o = 0,8$  m/s
- wzniesienie linii energii  $H_o = 1,04$  m,

- wartość współczynnika wydatku:

$$m = 1 \quad \epsilon_{\text{wv}} := 0.79 \quad \mu_{\text{wv}} := 0.65 \quad a_0 := 1.1$$

- $b_{kr} = 2,39$  m (tab. 3.2. według funkcji :

$$W_Q = \frac{Q}{D^2 \cdot \sqrt{g \cdot D}} \quad W_Q := \frac{3.48}{1.0^2 \cdot \sqrt{9.81 \cdot 1.0}} \quad W_Q = 1.11$$

- obliczone według wzoru (3.12) natężenie przepływu:

$$H_0 := \left( \frac{3.48}{0.31 \cdot 2.39 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad H_0 = 1.04$$



$$H = H_0 - \frac{[a_0 \cdot (v_0)^2]}{2 \cdot g} \quad H := 1.04 - \frac{[1.1 \cdot (0.80)^2]}{2 \cdot 9.81} \quad H = 1 \text{ m}$$

$$Q = m \cdot b_{kr} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (H_0)^{\frac{3}{2}} \quad Q := 0.31 \cdot 2.39 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot (1.04)^{\frac{3}{2}} \quad Q = 3.48 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Woda przed wlotem przepustu spiętrzy się do rzędnej  $196.90 + 1.04 = 197.94 \text{ m n.p.m.}$ ,

#### g) Warunki zatopienia wylotu przewodu

Głębokość strumienia wody w przekroju wylotowym  $h_{\text{wyl}}$  przyjęto z tab. 3.4. Dla warunków obliczeniowych otrzymuje się:

- wzniesienie zwierciadła wody dolnej nad dnem wylotu  $h_d = h_m = 0,3 \text{ m}$  ( $p = 2$ ).
- Głębokość krytyczna określona z tab. 3.2. dla obliczonego stosunku  
 $W_Q = Q_m / (D^2 \times (g \times D)^{1/2}) = 1.11$ ;  $h_{kr} = 0,975 \text{ m}$ ,
- z warunku (3.2.):

$$h_d \leq 1.25 \cdot h_{kr} \quad 0.3 \leq 1.25 \cdot 0.975 = 1.22 \text{ m}$$

Strumień na wylocie z przepustu jest niezatopiony.

#### h) Prędkość przepływu i napętnienie przewodu przy przepływie miarodajnym

Zaprojektowany przepust prowadzi wodę niepełnym przekrojem przewodu, przy niezatopionym wylocie. Prędkość przepływu w przewodzie przepustu określono dla pola przekroju strumienia o głębokości krytycznej ( $F_p = F_{kr}$ ) p. 3.1.3. Powierzchnię  $F_{kr}$  określono z tab. 3.2 dla  $W_Q = 1.11$ . Wynosi  $F_{kr} = 0.975 \times D^2 = 0.975 \text{ m}^2$

$$V_p = \frac{Q_m}{F_p} \quad V_p := \frac{3.48}{0.975} \quad V_p = 3.57 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Obliczona prędkość w przewodzie jest równa dopuszczalnej  $3,5 \text{ m/s}$ .

#### i) Parametry strumienia w przekroju wylotowym

Spadek krytyczny w przewodzie obliczony z tabeli 3.2. dla  $W_Q = 1,11$  wynosi:

$n$  - szorstkość przewodu - 0.017

$$\frac{i_{kr} \cdot \sqrt[3]{D}}{n^2 \cdot g} = 13.8866 \quad i_{kr} := 13.8866 \cdot \frac{0.017^2 \cdot 9.81}{\sqrt[3]{1.0}} \quad i_{kr} = 0.04$$

$$h_{kr} = 0.975$$

Współczynnik szorstkości przewodu  $n = 0,017$  dobrano z tab. 4.1. dla powierzchni betonowej.


Spadek przewodu przepustu  $i_p = 0,005$  jest mniejszy od spadku krytycznego  $i_{kr} = 0,04$   $i_p < i_{kr}$ .

Według tab. 3.4. za głębokość wylotową przyjęto  $h_{wyl}=0,75 h_{kr}=0,75 \times 0,975=0,73m$ .

Inne parametry strumienia w przekroju wylotowym, obliczone z wykorzystaniem wzorów dla przekroju kołowego, wynoszą:






- $h_{wyl}=0,73m$ ,
- $F_{wyl}=0,61 m^2$
- $V_{wyl}=3,48 / 0,61 = 5,70 m/s$
- $b_{wyl}=0,84m$ .

Dla dna cieku z tab. 2.2 prędkość nierozmywająca  $v_{nr}=0.8 m/s$ . Koryto cieku należy umocnić na długości  $Lu = 3 \times D = 3.0m$ . Typ umocnienia dobrany dla prędkości obliczeniowej  $1.5 \times V_{wyl} = 8.55 m/s$ . Płyty betonowe ażurowe o wymiarach  $0.6 \times 0.4m$ .



**mgr inż. Jerzy Kaliszuk**  
upr. bud. do projektowania i nadzoru  
w specjalności drogi  
nr ewid. LUB/0026/POOD/04

Pow. zlewni  
3.11km<sup>2</sup>

		mgr inż. Jerzy Kalliszuk NIP 821-123-41-99 REGON 432258971		Jakubowice Kościółka ul. Kasztanowa 5 21-003 Cielecierzyn
kom. 0503 070 826				
<b>INWESTOR:</b>		Urząd Gminy Jastków ul. Chmielowa 3 21-002 Jastków		
<b>BRANŻA:</b> Drogowa		<b>STADIUM:</b> PBW		
<b>TEMAT:</b> Projekt budowlano-wykonawczy chodnika przy drodze powiatowej nr 2209L Jastków - Sieprawice - Tomaszowice w miejscowości Sieprawki.				
<b>RYSUJEK:</b> <b>POWIERZCHNIA ZLENNI</b>				
Wyszczególnienie	Imię i Nazwisko	Podpis	Nr. upr.	DATA: 12.2013
Projektant	mgr inż. J. Kalliszuk		LUB/0026/POD/B	SKALA 1:15 000
St. asystent	mgr inż. R. Palonka		---	Rys. nr
Asystent	mgr inż. M. Gosik		---	
Asystent	Inż. A. Chojniowski		---	