

JK PROJEKT

Renata Ryszał-Chudy

projektowanie dróg i obiektów inżynierskich
inżynieria ruchu
nadzory
ekspertyzy

61-608 Poznań, ul. Błażeja 6 G/21
tel. 607 215 215 / fax.: 61 82 20 034
e-mail: renata.chudy@onet.pl
NIP 972-004-29-65 REGON 301746063

PROJEKT

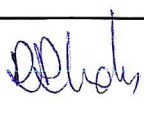


Rodzaj opracowania: Projekt architektoniczno-budowlany

Nazwa inwestycji: Rozbudowa drogi wojewódzkiej nr 191 w m. Zacharzyn

Obiekt: Budowa rowów odpływowych

Inwestor: Wielkopolski Zarząd Dróg Wojewódzkich
ul. Wilczak 51
61-623 Poznań

Nr umowy: 624/80.WZP/15 i 401/13.WD/16

<i>Stanowisko</i>	<i>Imię i nazwisko Nr uprawnień, specjalność</i>	<i>Data</i>	<i>Podpis</i>
Projektant:	mgr inż. Renata Ryszał-Chudy WKP/0241/ POOD/04 specjalność drogowa w zakresie dróg	12.2016	
Projektant:	mgr inż. Paweł Żyniewicz WKP/0312/ POOD/11 specjalność drogowa w zakresie dróg	12.2016	
Sprawdzający:	mgr inż. Romuald Chudy 498/pw/94 – specjalność konstrukcyjno - budowlana	12.2016	

Poznań, grudzień 2016 r.

ZAWARTOŚĆ

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. WSTĘP

- 1.1 Materiały wyjściowe
- 1.2. Inwestor
- 1.3. Lokalizacja obiektu i zakres opracowania
- 1.4. Badania geotechniczne

2. PROJEKTOWANE ROZWIĄZANIA TECHNICZNE

- 2.1. Rowy odpływowe
- 2.2. Przepusty
- 2.3. Przegrody filtracyjne
- 2.4. Wyloty kanalizacji deszczowej

3. ILOŚĆ WÓD

II. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

- 1. Plan orientacyjny w skali 1:10 000 (dołączony do projektu zagospodarowania terenu)
- 2. Plan zagospodarowania w skali 1:500 – ark. 2.5-2.9 (dołączony do projektu zagospodarowania terenu)
- 3. Profile podłużne rowów odpływowych 1:100/1000
 - 3.1 Rów E19/RM1
 - 3.2 Rów RM2
 - 3.3 Rów RM3
 - 3.4 Rów RM4
- 4. Przegroda filtracyjna
- 5. Umocnienie dna rowu
- 6. Przepust – adaptacja rozwiązania typowego

1. WSTĘP

1.1 Materiały wyjściowe

- umowa nr 624/80.WZP/15 z dnia 24.08.2015 r.,
- umowa nr 401/13.WD/16 z dnia 12.05.2016 r.,
- ustawa z dnia 18.07.2001 r. Prawo Wodne (tj. Dz. U. z 2001 r. Nr 115, poz. 1229 z późniejszymi zmianami) [1],
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43, poz. 430 ze zmianami) [2],
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz. U. 2014 poz. 1800) [3],
- Wytyczne prognozowania stężenia zawiesin ogólnych i węglowodorów ropopochodnych w ściekach z dróg krajowych, załącznik do zarządzenie nr 29 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 30 października 2006 r. w sprawie wprowadzenia metodyki prognozowania zanieczyszczeń w ściekach drogowych do stosowania przy opracowaniu dokumentacji na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad [4],
- Odwodnienie dróg, Roman Edel. WKiŁ Warszawa 2006 r. [5],
- Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych, Wolfgang Geiger, Herbert Dreiseitl. Projprzem-EKO Bydgoszcz, Bydgoszcz 1999 r. [6],
- Ekologiczne zagadnienia odwodnienia pasa drogowego, Praca zbiorowa, Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad 2009 r. [7]
- Dokumentacja geotechniczna dla projektowanej rozbudowy drogi wojewódzkiej nr 191 w m. Zacharzyn [8],
- Projekt budowlano-wykonawczy „Rozbudowy drogi wojewódzkiej nr 191 w m. Zacharzyn”, opracowanie Biuro Projektowe JK PROJEKT Renata Ryszał - Chudy [9],
- Mapa zasadnicza w skali 1:500 [10],
- Mapy ewidencji gruntów 1:5000 [11],
- Mapa topograficzna w skali 1:25 000 [12],

1.2. Inwestor

Wielkopolski Zarząd Dróg Wojewódzkich w Poznaniu, ul. Wilczak 51, 61-623 Poznań.

1.3. Lokalizacja obiektu i zakres opracowania

Inwestycję zaprojektowano na terenie gminy Chodzież, w województwie wielkopolskim
Zakresem inwestycji jest rozbudowa drogi wojewódzkiej nr 191 na długości wsi Zacharzyn wraz z budową systemu odwodnienia drogi składającego się z projektowanych kolektorów deszczowych z wylotami do projektowanych rowów odpływowych włączonych do istniejącego systemu rowów, tj.: rowów melioracji

szczegółowej będących w Zarządzie Rejonowego Związku Spółek Wodnych i Wielkopolskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych.

Zakresem opracowania jest projekt budowy rowów odpływowych.

1.4. Badania geotechniczne

Dla całej inwestycji wykonano 130 odwiertów w istniejącej konstrukcji nawierzchni, w poboczu gruntowym, poza korpusem drogowym wraz z rozpoznaniem podłoża gruntowego do 2-5 m poniżej terenu.

Według opinii geotechnicznej w obrębie projektowanych rowów powierzchniową warstwę budują gleby o miąższości 0.4-0.7m, poniżej piaski średnie, bądź drobne.

W większości otworów nie stwierdzono występowania wody gruntowej, poza 3 otworami. Wodę gruntową o zwierciadle swobodnym nawiercono w warstwach gruntów piaszczystych na głębokości 1,9-2,0 m poniżej terenu.

2. PROJEKTOWANE ROZWIĄZANIA TECHNICZNE

2.1. Rowy odpływowe

Z uwagi na brak naturalnych odbiorników wód opadowych w pobliżu inwestycji projektuje się 4 rowy odpływowe i przebudowuje jeden rów melioracji szczegółowej E19 odbierające wody z projektowanych wylotów kanalizacji deszczowej włączone do istniejącego systemu rowów, tj.: rowów melioracji szczegółowej będących w Zarządzie Rejonowego Związku Spółek Wodnych i Wielkopolskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych.

Parametry projektowanych rowów zestawiono poniżej:

Rów E19/RM1:

- szerokość dna	1.5 m
- nachylenie skarp	1 : 1.5
- spadek dna	$i = 1-4 \text{ ‰}$
- długość rowu	0.310 km (E19) i 0.034 (RM1)
- głębokości proj.	0.5÷1.4 m
- umocnienie	warstwą humusu grubości 15cm z obsianiem mieszanką traw do stanowisk mokrych i podtopionych

Rów RM2:

- szerokość dna	0.4 ÷ 1.5 m
- nachylenie skarp	1 : 1.5 (od km 0+417 do km 0+438 – skarpa lewa 1:1, umocniona płytami ażurowymi 40x60x10cm z wypełnieniem szczelin humusem i obsianiem mieszanką traw do stanowisk mokrych i podtopionych)
- spadek dna	$i = 2-27 \text{ ‰}$
- długość rowu	0.438 km

- | | |
|--------------------|--|
| - głębokości proj. | 0.5÷1.6 m |
| - umocnienie | od km 0+000 do km 0+086 - darnią
od km 0+086 do km 0+186 - warstwą humusu grubości 15cm z obsianiem mieszkanką traw do stanowisk mokrych i podtopionych
od km 0+186 do km 0+267 - darnią
od km 0+267 do km 0+438 - warstwą humusu grubości 15cm z obsianiem mieszkanką traw do stanowisk mokrych i podtopionych |

Rów RM3:

- | | |
|--------------------|--|
| - szerokość dna | 0.4 ÷ 1.5 m |
| - nachylenie skarp | 1 : 1.5 |
| - spadek dna | i = 1-34 ‰ |
| - długość rowu | 0.548 km |
| - głębokości proj. | 0.5÷1.4 m |
| - umocnienie | od km 0+000 do km 0+485 - warstwą humusu grubości 15cm z obsianiem mieszkanką traw do stanowisk mokrych i podtopionych
od km 0+485 do km 0+548 - darnią |

Rów RM4:

- | | |
|--------------------|---|
| - szerokość dna | 0.4 ÷ 1.5 m |
| - nachylenie skarp | 1 : 1.5 |
| - spadek dna | i = 2-25 ‰ |
| - długość rowu | 0.150 km |
| - głębokości proj. | 0.5÷1.7 m |
| - umocnienie | od km 0+000 do km 0+045 – darnią
od km 0+045 do km 0+150- warstwą humusu grubości 15cm z obsianiem mieszkanką traw do stanowisk mokrych i podtopionych |

Dla obsługi rowów (wycinka, czyszczenie, odmulenie) zaprojektowano pasy technologiczne, tj.:

- dla rowu E19/RM 1- pas szerokości 3,0 m do obsługi mechanicznej,
- dla rowu RM 3 od km 0+210 do km 0+548 - pas szerokości 3,0 m do obsługi mechanicznej

Dla rowów RM2, RM3 od km 0+000 do km 0+548 i rowu RM4 przyjęto, że obsługa odbywać się będzie odpowiednio z:

- gminnej drogi wewnętrznej,
- gminnej drogi wewnętrznej,
- drogi powiatowej.

Dla pasów technologicznych zaprojektowano nawierzchnie ulepszone z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie o grubości warstwy 15cm.

2.2. Przepusty

Dla zapewnienia dostępu do przyległych działek w ciągu projektowanych rowów zaprojektowano przepusty betonowe średnicy $\varnothing 0.6\text{m}$ z betonowymi prefabrykowanymi ściankami czołowymi.

Przepusty projektuje się zgodnie z projektem typowym przepustów drogowych z elementów prefabrykowanych, zgodnie z opracowaniem „Przepustu drogowe z elementów prefabrykowanych” Transprojekt Warszawa sp. z o.o. .

Zaprojektowano przepusty z prefabrykowanych kręgów żelbetowych średnicy $\varnothing 60$ z wlotami i wylotami w postaci żelbetowej ścianki czołowej o grubości $0,25\text{m}$ usytuowanych równolegle do osi dróg wraz z prostopadłymi skrzydłami wlotu.

Poniżej zestawiono podstawowych parametry projektowanych przepustów

Przepust	lokalizacja	długość	rzędna wlotu	rzędna wylotu	pochylenie
[-]	[-]	[m]	[m nrm]	[m nrm]	[%]
P1	RM2 0+171.48	11	55.18	55.15	0.3
P2	RM3 0+063.46	9	54.06	54.05	0.1
P3	RM3 0+154.15	8	54.15	54.14	0.1
P4	RM3 0+186.68	11	54.19	54.18	0.1

2.3. Przegrody filtracyjne

Przed wprowadzeniem wód opadowych i roztopowych z rowów odpływowych do docelowych odbiorników (rowu E i Kanału Zacharzyńskiego) na rowach odpływowych i w korycie przebudowywanego rowu E19 projektuje się przegrody filtracyjne mające za zadanie:

- w wyniku procesu sedymentacji redukcję zawiesiny ogólnej,
- w wyniku procesu piętzenia wody na progu retencjonowanie wody, oraz odciążenie dalszych odbiorników, tj. rowów melioracji szczegółowej - rowu E i Kanału Zacharzyńskiego
- w wyniku retencjonowania wód zwiększenie czasu infiltracji wody do gruntu.

Przyjęto przegrody filtracyjne wysokości 0.3m . Poniżej zestawiono lokalizację przegród w ciągu projektowanych rowów odpływowych:

numer przegrody	row	lokalizacja przegrody
PF1	E19	0+070.00
PF2	E19	0+170.00
PF3	E19	0+270.00
PF4	RM2	0+085.88
PF5	RM2	0+266.54
PF6	RM3	0+200.00
PF7	RM4	0+044.70

Przegrody filtracyjne należy wykonać zgodnie z częścią rysunkową opracowania.

2.4. Wyloty kanalizacji deszczowej

W celu systematycznego odprowadzania ścieków deszczowych i roztopowych z powierzchni rozbudowywanego odcinka drogi wojewódzkiej projektuje się układy kanalizacji deszczowej z wylotami do rowów odpływowych wraz odcinkami tych rowów. Kolektory przechwytywać będą wody opadowe poprzez wpusty uliczne z osadnikami. Projektuje się osadniki piasku o głębokości $h \geq 0,5$ m. W osadnikach wpustów deszczowych nastąpi oczyszczenie ścieków z zanieczyszczeń ziarnistych mineralnych (głównie piasku) oraz zawiesin, które mogą pojawić się na powierzchni drogi.

Parametry projektowanych układów odwodnienia:

- średnice kolektorów - 0,3÷0,5 m
- spadki kolektorów - min 3 ‰
- wymiary rowu - szerokość 0.4-1.5m, głębokość min. 0.5m

Wyloty kanalizacji deszczowej projektuje się jako adaptacja rozwiązania typowego (KPED k.02.16).

Poniżej zestawiono parametry projektowanych wylotów kanalizacji deszczowej.

wylot	średnica wylotu [m]	rodzaj wylotu	rzędna dna wylotu	rzędna progu	rzędna dna cieku
W1 km 0+607	0,5	projektowany	54,15	54,10	53,88
W2 km 1+379	0,4	projektowany	57,31	57,26	57,08
W3 km 2+106	0,4	projektowany	57,40	57,35	57,20
W4 km 2+597	0,3	projektowany	56,39	56,34	56,21

Projekt architektoniczno – budowlany kanalizacji deszczowej stanowi oddzielne opracowanie branżowe.

3. ILOŚĆ WÓD

Wielkość maksymalnego spływu wód określono ze wzoru:

$$Q_p = \varphi \cdot F_{red} \cdot q_{T.c}$$

gdzie:

φ - współczynnik opóźnienia odpływu, zależny od wielkości zlewni, dla zlewni

$$F < 1.0ha, \varphi = 1.0, \text{ dla } F > 1.0ha, \varphi = 0.97$$

$$F_{red} = \sum_i \vartheta_i \cdot F_i$$
 - powierzchnia zredukowana zlewni [ha],

ϑ_i - współczynnik spływu i-tej powierzchni, wg opracowania [5],

0.9 - dla nawierzchni bitumicznej,

0.85 – dla chodników

0.8 – dla poboczy gruntowych,

0.9 – dla skarp,

$q_{T,c}$ - natężenie deszczu miarodajnego o czasie trwania T i częstotliwości c ,

p - prawdopodobieństwo wystąpienia deszczu.

Natężenie deszczu przyjęto równe deszczowi miarodajnemu o czasie trwania 10 min, o prawdopodobieństwie p występowania deszczu 50% (raz na 2 lat) zgodnie z § 101, ust. 2 [2] dla dróg klasy G, obliczone na podstawie wzoru (3.7) opracowania [5].

$$q_{10min,50\%} = \frac{A}{t^{0.667}} = \frac{592}{10^{0.667}} = 127,4 dm^3 / (s \cdot ha)$$

gdzie:

A – współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu oraz średniej rocznej wysokości opadów (wg. tab. 3.2 opracowania [5]),

t – czas trwania deszczu [min].

zlewnia	nawierzchnia bitumiczna	nawierzchnia brukowa	ϑ_{bitum}	ϑ_{bruk}	F_{red}	φ
[-]	[ha]	[ha]	[-]	[-]	[ha]	[-]
A1	0.932	0.524	0.9	0.85	1.284	0.97
A2	0.378	0.216	0.9	0.85	0.524	1
A3	0.352	0.201	0.9	0.85	0.488	1
A4	0.237	0.135	0.9	0.85	0.328	1

Wielkość chwilowego maksymalnego spływu wód opadowych, z drogi i terenów przyległych określono ze wzoru:

$$Q_{50\%} = q \cdot F_{red}$$

Wielkość maksymalnego godzinowego spływu wód opadowych, z drogi i terenów przyległych określono ze wzoru:

$$Q_{max,h} = 3.6 \cdot q \cdot F_{red}$$

Wielkość objętości średniego spływu wód w roku określono ze wzoru:

$$V_{r,średnie} = F_{red} \cdot h$$

gdzie:

$F_{red} = \sum_i \vartheta_i \cdot F_i$ - powierzchnia zredukowana zlewni [ha],

h - przeciętna średnioroczna wysokość opadu dla Polski, przyjęto h=600mm.

Wielkość średniego dobowego spływu wód określono ze wzoru:

$$V_{rd,średnie} = F_{red} \cdot h$$

Wielkość spływu wód opadowych dla natężenia deszczu 15l/s/ha, z drogi i terenów przyległych określono ze wzoru:

$$Q_{15l} = q \cdot F_{red}$$

Poniżej zestawiono zbiorczo charakterystykę ścieków wprowadzanych do ziemi:

Wylot KD/ RÓW RMI	$Q_{50\%}$	Q_{15l}	$V_{r, \text{średnie}}$	$Q_{\text{max}, h}$	$Q_{\text{max}, \text{rok}}$	$V_{r, \text{średnie}}$
	$[dm^3/s]$	$[dm^3/s]$	$[m^3/\text{rok}]$	$[m^3/h]$	$[m^3/\text{rok}]$	$[m^3/d]$
W1/RM1	158.7	19.3	7 705	589.0	9 823	21.11
W2/RM2	66.7	7.9	3 143	240.2	4 009	8.61
W3/RM3	62.1	7.3	2 926	223.7	3 733	8.02
W4/RM4	41.8	4.9	1 968	150.2	2 509	5.39

objętość retencyjną w/w rowów:

row	długość odcinka retencji	szerokość dna	wysokość przegrody	objętość retencji	chwilowy maksymalny spływ wód opadowych $Q_{50\%}$	objętość maksymalnego spływu wód opadowych dla $t=10\text{min}$ $V_{50\%, 10\text{min}}$
	$[m]$	$[m]$	$[m]$	$[m^3]$	$[dm^3/s]$	$[m^3]$
E19/RM1	273	1.5	0.3	71	158.7	95
RM2	245	1.5	0.3	64	66.7	40
RM3	185	1.5	0.3	48	62.1	37
RM4	73	1.5	0.3	19	41.8	25

czas po jakim zostanie wyczerpana rezerwa retencyjna rowów odpływowych RMI z uwagi na projektowane przegrody filtracyjne:

row	E19 RM1	RM2	RM3	RM4
chwilowy maksymalny spływ wód opadowych $Q_{50\%}$ dla $q_{10\text{min}, 50\%} = 127,4 dm^3/(s \cdot ha)$ $[dm^3/s]$	158.87	66.7	62.1	41.8
objętość retencji rowów RMI $[m^3]$	71	64	48	19
	$[min]$	$[m^3]$	$[m^3]$	$[m^3]$
objętość wód opadowych po $t=...min$	1	9.5	4.0	2.5
	2	19.0	8.0	5.0
	3	28.6	12.0	7.5
	4	38.1	16.0	10.0
	5	47.6	20.0	12.5
	6	57.1	24.0	15.0
	7	66.7	28.0	17.6
	7.46	71.0	29.9	18.7
	7.58	72.2	30.3	19.0
	8	76.2	32.0	20.1
	9	85.7	36.0	22.6
	10	95.2	40.0	25.1
	11	104.7	44.0	27.6
	12	114.3	48.0	30.1
	12.88	122.6	51.5	32.3
	13	123.8	52.0	32.6
	14	133.3	56.0	35.1
	15	142.8	60.0	37.6
	16	152.4	64.0	40.1
	17	161.9	68.0	42.6
	18	171.4	72.0	45.1
	19	180.9	76.0	47.7
	20	190.4	80.0	50.2

oraz ilość wód wprowadzanych do docelowych odbiorników, tj. rowu E i Kanału Zacharyńskiego dla deszczu miarodajnego o czasie trwania 10 min, o prawdopodobieństwie p występowania deszczu 50% (raz na 2 lat) zgodnie z § 101, ust. 2 [2] dla dróg klasy G, obliczone na podstawie wzoru (3.7) opracowania [5].

$$q_{10min,50\%} = \frac{A}{t^{0.667}} = \frac{592}{10^{0.667}} = 127,4 dm^3 / (s \cdot ha)$$

rów	E19/RM1	RM2	RM3	RM4
nazwa odbiornika	Rów E	Rów E	Rów E	Kanał zacharyński
chwilowy maksymalny spływ wód opadowych $Q_{50\%}$ dla $q_{10min,50\%} = 127,4 dm^3 / (s \cdot ha)$ [dm ³ /s]	158.2	66.7	62.1	41.8
objętość retencji rowów RMI [m ³]	71	64	48	19
objętość maksymalnego spływu wód opadowych dla t=10min $V_{50\%,10min}$	95	40	37	25
objętość wód opadowych wprowadzonych do w/w odbiorników dla deszczu o czasie trwania 10min po wyczerpaniu rezerwy retencyjnej rowów odpływowych* [m ³]	24.2	0	0	6.1

*- z uwagi na mały współczynnik filtracji przegrody filtracyjnej pominięto wielkość wód infiltrujących przez nią