

Władysław MATUSIEWICZ

Katedra Geoinżynierii SGGW w Warszawie
Department of Geotechnical Engineering WULS – SGGW

Odwodnienie budowli posadowionej na gruntach spoistych w rejonie skarpy wiślanej Drainage of the structure founded on cohesive soils in Vistula escarpment zone

Słowa kluczowe: skarpa, podtopienia, drenaż, parametry geotechniczne, filtry drenażowe

Key words: escarpment, excessive rise in ground water level, drainage, geotechnical parameters, drainage filters

Wprowadzenie

Budowle inżynierskie projektowane na zboczach, skarpach i stokach zbudowanych z gruntów spoistych w sposób szczególnie narażone są na pęknięcia i przesunięcia, a w skrajnych przypadkach mogą ulec zniszczeniu. Głównym czynnikiem decydującym o bezpieczeństwie budowli są warunki geologiczne i geotechniczne podłoża. Miarą stateczności skarp wraz z znajdującą się na niej budowlą jest współczynnik bezpieczeństwa (F), zależny od rodzaju obciążeń. Wynosi on 1,5 dla I i II klasy budowli, 1,4 dla III klasy i 1,3 dla IV klasy (Fürstenberg 1976). Zdarza się, że grunty w obrębie skarp i zboczy w trakcie wznoszenia budowli spełniają warunki no-

śności i stateczności, lecz po kilku lub po kilkunastu latach eksploatacji ich stateczność maleje. Powodem są wody opadowe, infiltrujące w głąb profilu gruntuwego poprzez naruszoną strukturę podłoża, powstałą w trakcie robót ziemnych związanych z budową. Uprzywilejowane drogi filtracji najczęściej występują:

- na styku fundamentów i ścian fundamentowych z gruntem rodzimym,
- w gruncie zasypowym wypełniającym wykopy, w których zostały wykonane różnego rodzaju przewody podziemne, na przykład gazowe, wodociągowe, kanalizacje,
- przez soczewki i przewarstwienia piaszczyste.

Wody opadowe powodują uplastycznienie gruntów spoistych i pogarszają parametry geotechniczne gruntów podłoża. W konsekwencji skarpy, zbocza i stoki obciążone budowlami są mniej stateczne i w skrajnych przypadkach mogą ulec przemieszczeniu i spowodować zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji budowli.

Przykładem posadowienia obiektów na skarpie z gruntów spoistych jest kościół i dom parafialny zaprojektowane w obrębie skarpy wiślanej, przy ulicach Kokosowej i Orszady w Warszawie (rys.1 i 2).

Obliczenia stateczności wykonane dla parametrów gruntów wyznaczonych z badań geotechnicznych wykazały, że skarpa obciążona kościołem, domem parafialnym, tunelem i zbiornikiem wód deszczowych jest stateczna, gdyż współczynniki stateczności (F) w prze-



RYSUNEK 1. Miejsce posadowienia budowli
FIGURE 1. View of structures site



RYSUNEK 2. Widok skarpy wiślanej
FIGURE 2. View of Vistula escarpment

krojach obliczeniowych zawierają się w granicach dopuszczalnych (Dokumentacja geologiczno-inżynierska... 2005).

Celem pracy jest propozycja przyjęcia rozwiązań ograniczających wpływ infiltracji wód powierzchniowych w rejon fundamentów analizowanych budowli posadowionych na skarpie wiślanej, zbudowanej z gruntów spoistych, na ich uplastycznienie.

Zakres pracy obejmuje ocenę warunków gruntowo-wodnych w obrębie skarpy, obliczenia meteorologiczne i hydrauliczne do wymiarowania urządzeń odwadniających oraz zabezpieczenia ich przed kolmatacją, niedopuszczenie wód opadowych do wykopu w trakcie prowadzenia budowy i po oddaniu obiektów do eksploatacji, odprowadzenie wód drenazowych do odbiornika.

Warunki geotechniczne

Skarpa wiśłana w obrębie ulicy Orszady i Kokosowej położona jest na krawędzi wysoczyzny morenowej interglacjału mazowieckiego (Sarnacka 1973). W zakresie głębokości 1–4,5 m występują tam szare gliny zwałowe zlodowacenia Warty z wkładkami fluwioglacjalnych piasków drobnych i średnich. Poniżej, do głębokości 13 m, zalegają gliny zwałowe brązowe zlodowacenia Odry. Grunty gliniaste, o miąższości do głębokości 25 m, podścielają piaski drobne interglacjału mazowieckiego, w których swobodne zwierciadło wody podziemnej waha się w granicach 13,9–14,9 m (rys. 5, 6 i 7). Współczynniki filtracji tych warstw według badań laboratoryjnych wynoszą $8 \cdot 10^{-5}$ – $9 \cdot 10^{-5}$ $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$. W glinach zwałowych zlodowace-

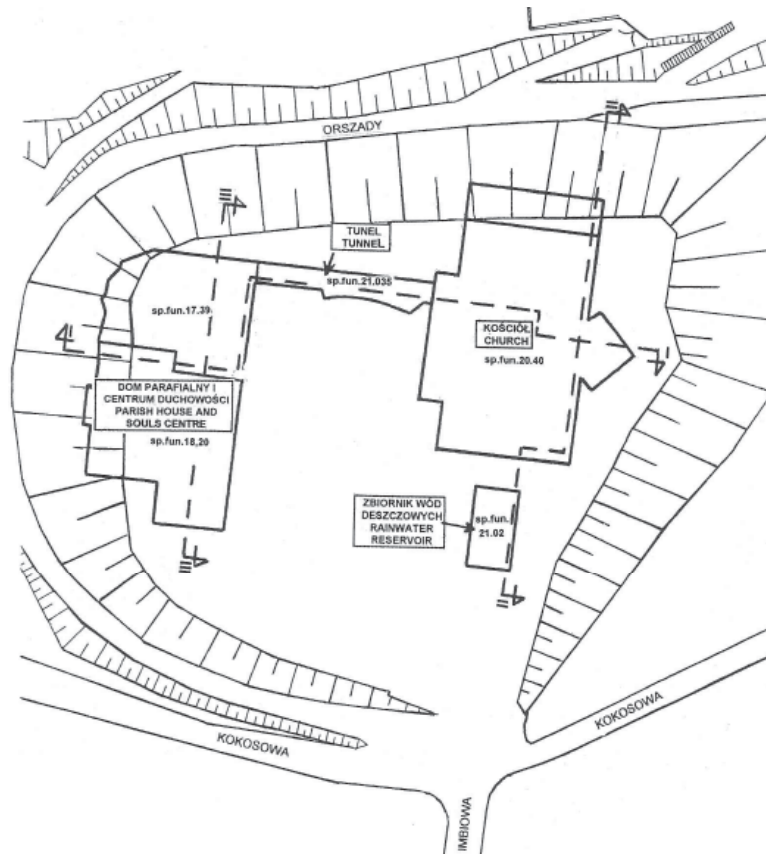
nia Warty i Odry wody podziemnej nie nawiercono. Woda pojawia się jednak okresowo w przewarstwieniach piaszczystych, o czym świadczy rudobrazowy kolor gruntu, powstały na skutek utleniania żelaza dwuwartościowego.

Badania geotechniczne wykazały, że teren do głębokości 1 m zbudowany jest z gruntów nasypowych, pod którymi zalegają piaski gliniaste i gliny piaszczyste w stanie półzwałowym (stopień plastyczności $I_L < 0$) i twardoplastycznym ($I_L = 0$ – $0,25$). Występujące w tej warstwie dwie wkładki piasku drobnego, o miąższości 0,05 m, są luźne i średnio zagęszczone (stopień zagęszczenia $I_D = 0,2$ – $0,4$). Zalegające od 4,5 do 12 m gliny piaszczyste są w stanie półzwałowym ($I_L < 0$) i twardoplastycznym ($I_L = 0$ – $0,25$). Podścielające je piaski interglacjału mazowieckiego są zagęszczone ($I_D = 0,6$ – $0,8$). Według Dokumentacji geologiczno inżynierskiej... (2005), parametry geotechniczne wynoszą: głębokość 1,4–4,5 m (Pg, Gp) – $\varphi_u = 20^\circ$, $C_u = 33$ kPa; głębokość 4,5–14 m (Gp) – $\varphi_u = 25^\circ$, $C_u = 45$ kPa; głębokość > 14 m (Pd, Ps) – $\varphi_u = 33^\circ$.

Metoda ujęcia wód infiltracyjnych

W pierwszym etapie budowy wykonany będzie kościół i szczelny zbiornik wód deszczowych, pełniący funkcję przeciwpożarową. Po oddaniu kościoła do dyspozycji duszpasterskiej i rozebraniu istniejącej kaplicy zbudowany będzie dom parafialny z Centrum Duchowości oraz tunel (rys. 3).

Grunty w obrębie fundamentów zostaną odwodnione za pomocą drenażu pierścieniowego zewnętrznego (rys. 4),



RYSUNEK 3. Fundamenty projektowanych budowli i przekroje podłużne drenaży na skarpie wiślanej
 FIGURE 3. The foundations of designed structures and the longitudinal cross-sections of drainage at the Vistula escarpment

co nie doprowadzi do ich uplastycznienia wywołanego wodami infiltracyjnymi z opadów i przewarstwień piaszczystych oraz z nawadniania roślin w okresie letnim. Mając to na uwadze, zaproponowano w sumie osiem ciągów drenażowych (rys. 4). Wody drenażowe odprowadzone będą do dwu studni chłonnych A i B o średnicach 1,2 m, zlokalizowanych u podstawy skarpy (rys. 4). Studnia

A przejmie wody z drenaży kościoła i zbiornika wód deszczowych, studnia B z drenaży domu parafialnego i tunelu.

Obliczenia drenażu obejmują: określenie minimalnej odległości od fundamentu budowli (L_1) i ilości wód infiltrujących w głąb profilu gruntowego, zabezpieczenie rur drenażowych od zamulenia, wydatek drenażu i studni chłonnych.



RYSunEK 4. Plan drenażu ze studniami chłonnymi i średnicy 1,2 m
 FIGURE 4. Scheme drainage and absorbing wells of diameter 1.2 m

Metoda obliczeń

(Sokołowski i Żbikowski 1993)

Minimalna odległość założenia drenażu od ławy fundamentowej (L_1):

$$L_1 = \frac{H_1 - h_1}{\text{tg}\varphi} [\text{m}] \quad (1)$$

gdzie:

H_1 – głębokość wykopu pod drenaż [m],
 h_1 – głębokość do spodu fundamentu [m],

φ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°].

Jednostkowy warstwowy dopływ wody do drenów (q) według Darcy'ego:

$$q = kli [\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (2)$$

gdzie:

k – współczynnik filtracji gruntu [$\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$],

l – miąższość warstwy wodonośnej [m],

i – gradient hydrauliczny [-]

$$i = \frac{\Delta h}{l} [-] \quad (3)$$

gdzie Δh – strata ciśnienia wody [m].

Jednostkowe natężenie deszczu o określonym prawdopodobieństwie (p) wyrażone częstotliwością występowania (c) i czasem trwania (t):

$$q_d = \frac{470\sqrt[3]{c}}{t^{0,667}} [\text{dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}] \quad (4)$$

gdzie:

c – częstotliwość deszczu

$$c = \frac{100}{p} [\text{lata}] \quad (5)$$

p – prawdopodobieństwo pojawiania się deszczu [%],

t – czas trwania opadu [min].

Jednostkowy dopływ do drenażu wód opadowych infiltrujących górną powierzchnią filtru (q_p):

$$q_p = q_d F_2 \quad [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (6)$$

gdzie:

q_d – natężenie deszczu [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot (\text{m}^2)^{-1}$],
 F_2 – górną powierzchnia filtru na 1 m drenażu [m^2].

Jednostkowy odpływ wód drenażowych oraz opadowych infiltrujących górną powierzchnią filtru drenażowego (q_j):

$$q_j = q + q_p \quad [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (7)$$

Całkowite natężenie odpływu wody z drenażu (Q_c):

$$Q_c = q_j l_c \quad [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}] \quad (8)$$

gdzie l_c – suma długości drenażu podłączonych do jednego odpływu [m].

Obliczanie średnic drenażu (kalibracja):

$$Q_o = FV = \frac{\Pi d^2}{4} \cdot \frac{c_1}{2} \sqrt{di} \quad [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}] \quad (9)$$

$$c_1 = \frac{1}{n} R h^{\frac{1}{6}} \quad [-] \quad (10)$$

gdzie:

d – średnica drenu [m],

c_1 – współczynnik prędkości według

wzoru Manninga [-],

n – współczynnik szorstkości drenu [-],

R_h – promień hydrauliczny drenu [m],

i – spadek drenażu [%o].

Rzeczywista objętość odpływu z kalibrowanego odcinka drenażu (Q_c):

$$Q_c = q_j l_j \quad [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}] \quad (11)$$

gdzie l_j – długość kalibrowanego odcinka drenażu [m].

Z krzywej sprawności przewodu kołowego określa się wysokość napełnienia średnicy rury, h [m], oraz prędkość rzeczywistą, V_{rz} [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]. Prędkości dopuszczalne powinny zawierać się w granicach 0,25–1,2 $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$.

Dobór gruntu na filtr drenażu według Terzagiego przy zawartości frakcji ilowej < 15%:

– warunek I, zapewniający wystarczającą przepuszczalność filtru

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4; \quad D_{15} = 4d_{15} \quad [\text{mm}] \quad (12)$$

– warunek II, zapewniający stabilizację gruntu przyległego do filtru

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4; \quad D_{15} = 4d_{85} \quad [\text{mm}] \quad (13)$$

(według tej metody grunt na filtr drenażu dobiera się w zależności od wskaźnika plastyczności (I_p), wskaźnika różnorodności gruntu (U) i średnicy ziaren gruntu filtru, która wraz z mniejszymi wynosi 50%, z wykresu zamieszczonego w podręczniku Sokołowskiego i Żbikowskiego 1993),

– warunek III, zapewniający niedostawanie się gruntu do wnętrza rury

$$D_{80} \geq s \quad [\text{mm}] \quad (14)$$

gdzie:

d_{15}, d_{85} – średnica ziaren gruntu chronionego, których zawartość wraz z mniejszymi wynosi w próbie odpowiednio 15 i 85% [mm],

D_{15}, D_{80} – średnica ziaren gruntu jw., lecz dla gruntu filtru [mm],

s – szerokość szczeliny wlotowej [mm].

Maksymalna chłonność jednostkowa obsypki przy jednostronnym dopływie do drenu (q_o):

$$q_o = hlv_d \quad [\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (15)$$

dla

$$h = h_1 + \Delta h \quad [\text{m}] \quad (16)$$

$$\Delta h = 0,22 \frac{q}{k} \quad [\text{m}] \quad (17)$$

$$v_d = 65 \cdot \sqrt[3]{k} \quad [\text{m} \cdot \text{d}^{-1}] \quad (18)$$

gdzie:

h – wysokość od spodu obsypki do miejsca zetknięcia się krzywej depresji z linią styku obsypki i gruntu rodzimego [m],

l – długość obsypki [m],

h_1 – wysokość napełnienia drenu równa połowie jego średnicy [m],

v_d – prędkość dopuszczalna wody na filtrze drenazowym [$\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$].

Wydatek studni chłonnej o przekroju okrągłym, Q_{ch} (Edel 2002):

$$Q_{ch} = 4\pi r h_s k_f \quad [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}] \quad (19)$$

gdzie:

r – promień studni [m],

h_s – głębokość wody w studni do jej dna [m],

k_f – współczynnik filtracji gruntu nasyconego poniżej dna studni chłonnej [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$].

Wyniki badań i obliczeń

Ze względu na dwa różne terminy wykonania obiektów duszpasterskich zaproponowano dwa niezależne ciągi drenazowe. Pierwszy obejmie kościół i zbiornik wód deszczowych, drugi odwodni dom parafialny z Centrum Duchowości oraz tunel w okresie po zakończeniu budowy kościoła.

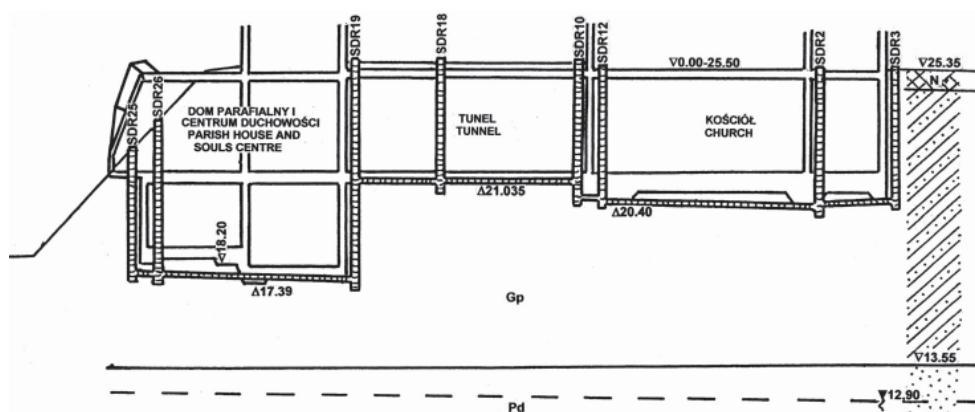
Parametry gruntu do obliczeń drenazu wynoszą: współczynnik filtracji gliny piaszczystej $k_{10} = 0,042 \text{ m} \cdot \text{d}^{-1}$, współczynnik filtracji piasku drobnego polodowcowego, w który będą odprowadzane wody drenazowe $k_{10} = 8,5 \text{ m} \cdot \text{d}^{-1}$, kąt tarcia wewnętrznego glin piaszczystych na poziomie fundamentów tunelu i zbiornika wód deszczowych $\varphi_u = 20^\circ$, na poziomie zaś fundamentów kościoła i domu parafialnego $\varphi_u = 40^\circ$. Maksymalna różnica między rzędną dna fundamentu budowli a rzędną dna drenazu $\Delta h = 0,35 \text{ m}$. Wyniki obliczeń podstawowych parametrów drenazu zestawiono w tabeli 1. Proponowane rozwiązania konstrukcyjne, mające nie dopuścić do utraty bardzo dobrych parametrów nośnych podłoża pod objekty, przedstawiono na rysunkach 5–10.

Podsumowanie

Na podstawie wyników badań podłoża oraz obliczeń systemu drenazowego można sformułować następujące wnioski i zalecenia odnośnie do zabezpieczenia gruntów w obrębie skarpy przed nadmiernym nawodnieniem:

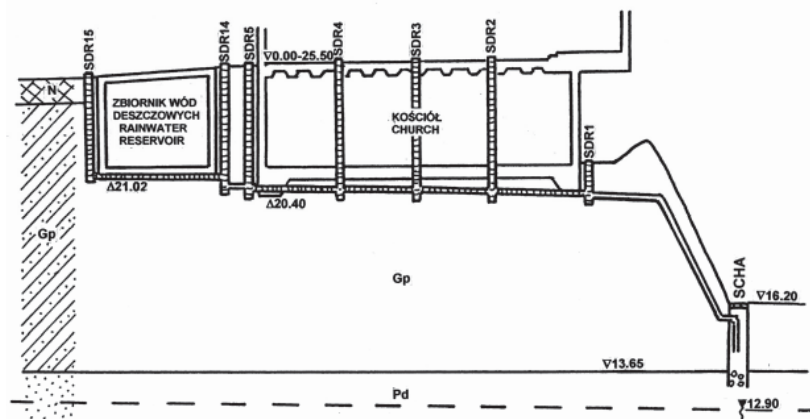
TABELA 1. Wyniki obliczeń drenaży
TABLE 1. Results of drainage calculations

Parametry obliczeniowe Design parameters	Odwadniany obiekt / Dewatering of structure			
	Kościół Church	Zbiornik wód deszczowych Rainwater reservoir	Dom parafialny Parish house	Tunel Tunnel
d [m]	0,113	0,113	0,113	0,113
i [%o]	4	4	4	4
L_1 [m]	0,3	0,55	0,3	0,64
k [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]	$9,84\cdot 10^{-5}$	$9,84\cdot 10^{-5}$	$9,84\cdot 10^{-5}$	$9,84\cdot 10^{-5}$
q [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$]	$2,9\cdot 10^{-8}$	$2,9\cdot 10^{-8}$	$2,9\cdot 10^{-8}$	$2,9\cdot 10^{-8}$
q_d [$\text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}\cdot(\text{m}^2)^{-1}$]	$1,332\cdot 10^{-5}$	$1,332\cdot 10^{-5}$	$1,332\cdot 10^{-5}$	$1,332\cdot 10^{-5}$
q_p [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$]	$5,328\cdot 10^{-6}$	$5,328\cdot 10^{-6}$	$5,328\cdot 10^{-6}$	$5,328\cdot 10^{-6}$
q_j [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$]	$5,357\cdot 10^{-6}$	$5,357\cdot 10^{-6}$	$5,357\cdot 10^{-6}$	$5,357\cdot 10^{-6}$
Q_c [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$]	$7,165\cdot 10^{-4}$	$7,165\cdot 10^{-4}$	$4,66\cdot 10^{-4}$	$4,66\cdot 10^{-4}$
Q_o [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$]	$4,51\cdot 10^{-3}$	$4,51\cdot 10^{-3}$	$4,51\cdot 10^{-3}$	$4,51\cdot 10^{-3}$
h [m]	0,031	0,031	0,025	0,025
V_{rz} [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]	0,31	0,31	0,25	0,25
Filtr / Filter I	Ps	Ps	Ps	Ps
Filtr / Filter II	2/8 lub 2/16	2/8 lub 2/16	2/8 lub 2/16	2/8 lub 2/16
q_o [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$]	2,2	2,2	2,2	2,2
Q_{CH4} [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$]	$8,9\cdot 10^{-4} > Q_c$	$8,9\cdot 10^{-4} > Q_c$	–	–
Q_{CHB} [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$]	–	–	$1,335\cdot 10^{-3} > Q_c$	$1,335\cdot 10^{-3} > Q_c$

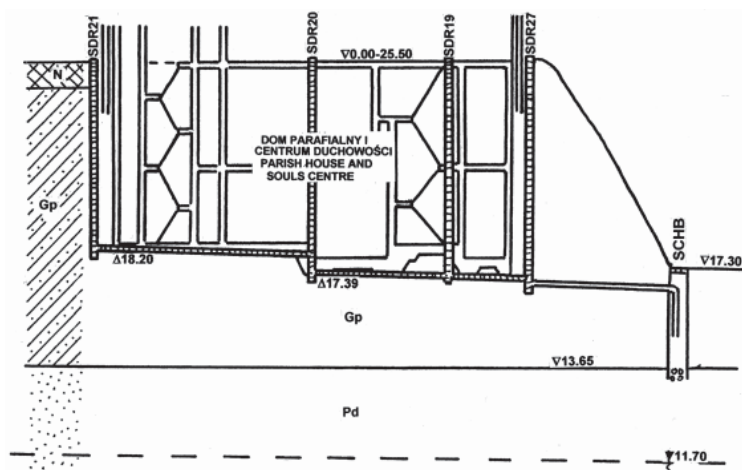


RYSUNEK 5. Przekrój I-I fundamentów i drenażu kościoła, tunelu i domu parafialnego z centrum duchowości

FIGURE 5. Cross-section I-I for foundation and drainage system of church, tunnel, parish house and souls centre

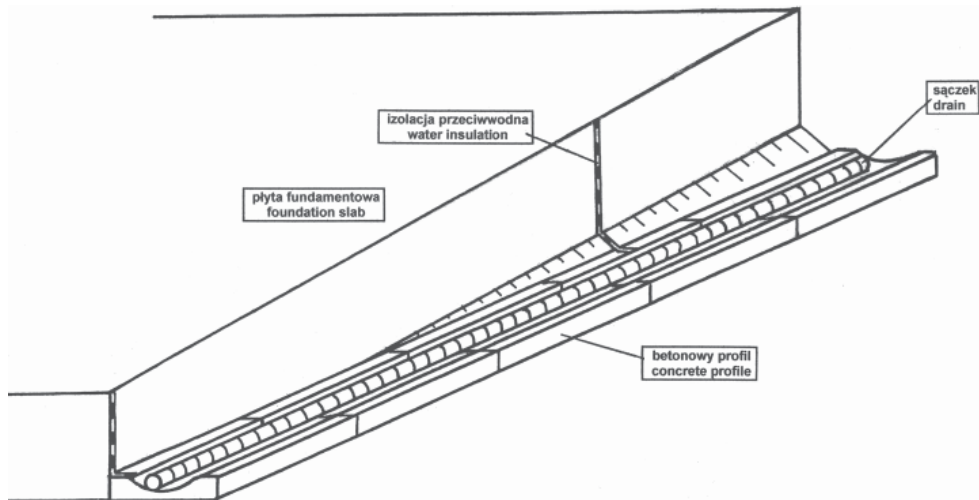


RYSUNEK 6. Przekrój II-II fundamentów i drenażu kościoła i zbiornika wód deszczowych
 FIGURE 6. Cross-section II-II for foundation and drainage system of church and rainwater reservoir

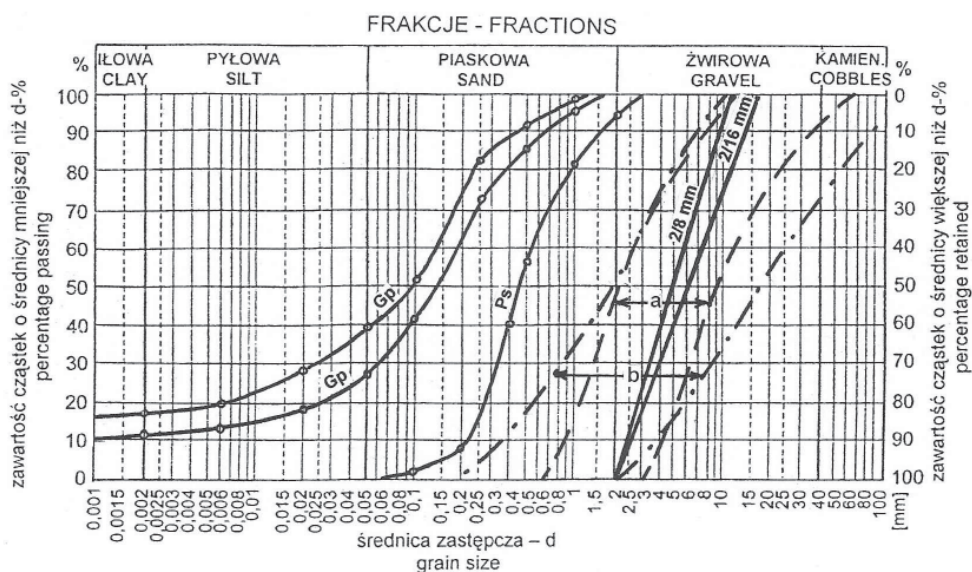


RYSUNEK 7. Przekrój III-III fundamentów i drenażu domu parafialnego z centrum duchowości
 FIGURE 7. Cross-section III-III for foundation and drainage system of parish house and souls centre

1. Cypel wysoczyzny morenowej, przylegający do skarpy wiślanej, jest szczególnie narażony na procesy zbczowe, dlatego posadowione na nim obiekty powinny spełniać duże wymagania posadowień i stateczności zbcza.
2. Cypel zbudowany jest z glin piaszczystych zlodowacenia Warty i Odry, pod którymi zalegają piaski drobne polodowcowe.
3. Gliny piaszczyste są w stanie twaroplastycznym, piaski drobne w stanie zagęszczonym.
4. Obecne bardzo dobre parametry fizyczne i mechaniczne gruntów mogą ulec pogorszeniu z powodu zmiany charakteru użytkowania terenu. Głównym czynnikiem powodującym uplastycznienie gruntów będą wody opadowe z przewarstwień piaszczystych, z roztopów wiosennych oraz



RYSUNEK 8. Drenaż pierścieniowy zupełny
 FIGURE 8. Perfect horizontal drainage



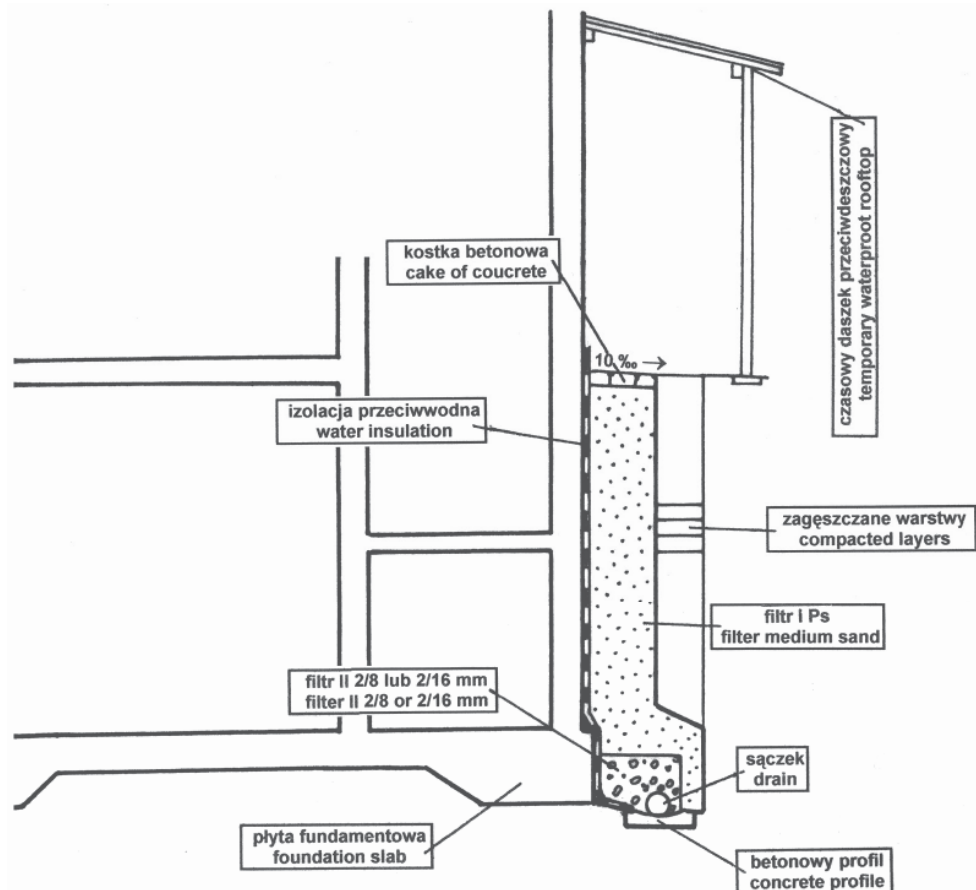
RYSUNEK 9. Dobór gruntu na filtr drenazowy: przedział a – według Terzagiego, przedział b – według Abramowa
 FIGURE 9. Granular filter design: range a – by Terzaghi formula, range b – by Abramow formula

ze sztucznego nawadniania roślin infiltrujących w rejon fundamentów budowli.

5. Ochrona gruntów spoistych przed uplastycznieniem będzie polegać na

przejęciu wszystkich wód infiltracyjnych za pomocą drenażu pierścieniowego zupełnego.

6. Drenaż zostanie ułożony na wyprofilowanych kształtkach betonowych,



RYSUNEK 10. Konstrukcja filtru drenażowego z czasowym daszkiem przeciwdeszczowym
 FIGURE 10. Scheme of drainage system and temporary waterproof

- uniemożliwiających kontakt wód infiltracyjnych z podłożem.
7. Izolację zewnętrzną ścian fundamentowych należy połączyć na zakład z betonowym profilem stabilizującym, co nie doprowadzi do infiltracji wód do gruntu między płytą fundamentową a sączkiem.
 8. W trakcie realizacji budowy część wykopu między ścianą przyziemia a gruntem rodzimym, na którym będzie układany drenaż, należy osłonić daszkiem przeciwdeszczowym.
 9. Drenaż zostanie zabezpieczony przed kolmatacją dwuwarstwowym filtrem z kruszywa mineralnego dobranego według metody Terzagiego i Abramowa.
 10. Wody drenażowe zostaną odprowadzone do dwu studni chłonnych zlokalizowanych u podstawy skarpy, co zapewni niezawodność pracy dre-
- Daszek zabezpieczy wykop przed nadmiernym nawodnieniem glin piaszczystych podłoża wodami opadowymi.

nażu. Przyjęte rozwiązanie pozwoli na bezpieczne działanie systemu w przypadku braku energii elektrycznej.

11. Grunty filtru drenażowego należy zagęścić warstwami 0,15 m do wartości $I'_D \geq 0,5$, a przylegające do filtru grunty rodzime zagęścić warstwami 0,2 m do wartości $I_S \geq 0,92$.

Literatura

- ABRAMOW K. 1973: Poziemnyje drenazi w promysłennom i gorodskom stroitelstwie. ILPS, Moskwa.
- Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla planowanej budowy kościoła pw. Bł. Edmunda Bojanowskiego przy ul. Kokosowej/Orszady w Warszawie, 2005. Red. Z. Lechowicz. SGGW, Warszawa.
- EDEL R. 2002: Odwodnienie dróg. WKŁ, Warszawa.
- KUBRAK J. 1992: Hydraulika techniczna. Wydawnictwo SGGW, Warszawa.
- MATUSIEWICZ W. 1993: Przykłady obliczeń odwodnień zabezpieczających szczelne zbiorniki betonowe przed skutkami wyporu wody. *Przegląd Naukowy Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska* 2: 49–55.
- MATUSIEWICZ W. 2003: Zabezpieczenie obiektów budowlanych przed skutkami deszczów nawalnych w warunkach ograniczonego odpływu. *Przegląd Techniki Rolniczej i Leśnej* 2: 22–27.
- MATUSIEWICZ W. 2005: Odwodnienie dużego wykopu fundamentowego Świątyni Świętej Opatrzności Bożej w Warszawie. *Acta Scientiarum Polonorum, Architectura* 4 (1): 4–20.
- MIELCARZEWICZ E. 1971: Melioracje terenów miejskich i przemysłowych. ARKADY, Warszawa.

Projekt budowlany kościoła parafialnego z plebanią Centrum Duchowości Bł. Edmunda Bojanowskiego przy ulicy Kokosowej w Warszawie, 2006. Red. R. Szczepański. Biuro Architektoniczne PanArchitekt, Warszawa.

SARNACKA Z. 1973: Szczegółowa mapa geologiczna Polski, arkusz Piaseczno. Warszawa.

SOKOŁOWSKI J., ŻBIKOWSKI A. 1993: Odwodnienia budowlane i osiedlowe. Wydawnictwo SGGW, Warszawa.

Summary

Drainage the structure founded on cohesive soils in Vistula escarpment zone.

This paper presents problems related to the church and the parish house construction the Vistula escarpment zone. Foundation slabs of design buildings are located AT 4.1–8.2 m below ground surface. Subsoil of buildings to 11 m depth consists the sandy Clay in a stiff condition. Below sandy clay layer the postglacial compacted sands are distinguished. The sate factors obtained for the Vistula escarpment with design buildings the stable condition. In order to protect the subsoil conditions of foundation slabs zones against soil properties changing one to the infiltration of rainfall water the drainage system was designed. The water from system drainage outflows gravitationally to two absorbing wells located at escarpment toe.

Author's address:

Władysław Matusiewicz
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego
Katedra Geoinżynierii
ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa
Poland
e-mail: wladyslaw_matusiewicz@sggw.pl