



Dr inż. Krzysztof GAJEWSKI, gajewski@tu.koszalin.pl
Politechnika Koszalińska, WBiIS, Katedra Geotechniki

ANALIZA PRZYCZYŃ AWARII KOLEKTORA Ø700 POSADOWIONEGO NA PODŁOŻU ŚCIŚLIWYM

THE ANALYSIS OF CAUSES FOR DAMAGE TO SEWAGE COLLECTING PIPE Ø700, FOUNDED ON COMPRESSIBLE SOIL SUBSTRATUM

Streszczenie Artykuł przedstawia przypadek nadmiernego osiadania (ponad 60 cm) odcinka konstrukcji kolektora ściekowego posadowionego na palach cementowo-piaskowych i przykrytego nasypem ochronnym. Pokazano wyniki badań parametrów oraz obliczeń stanu granicznego nośności (metodą Bishopa) i stanu granicznego użytkowania (w oparciu o teorię konsolidacji), dla podłoża zbudowanego z torfu, gytii i kredy.

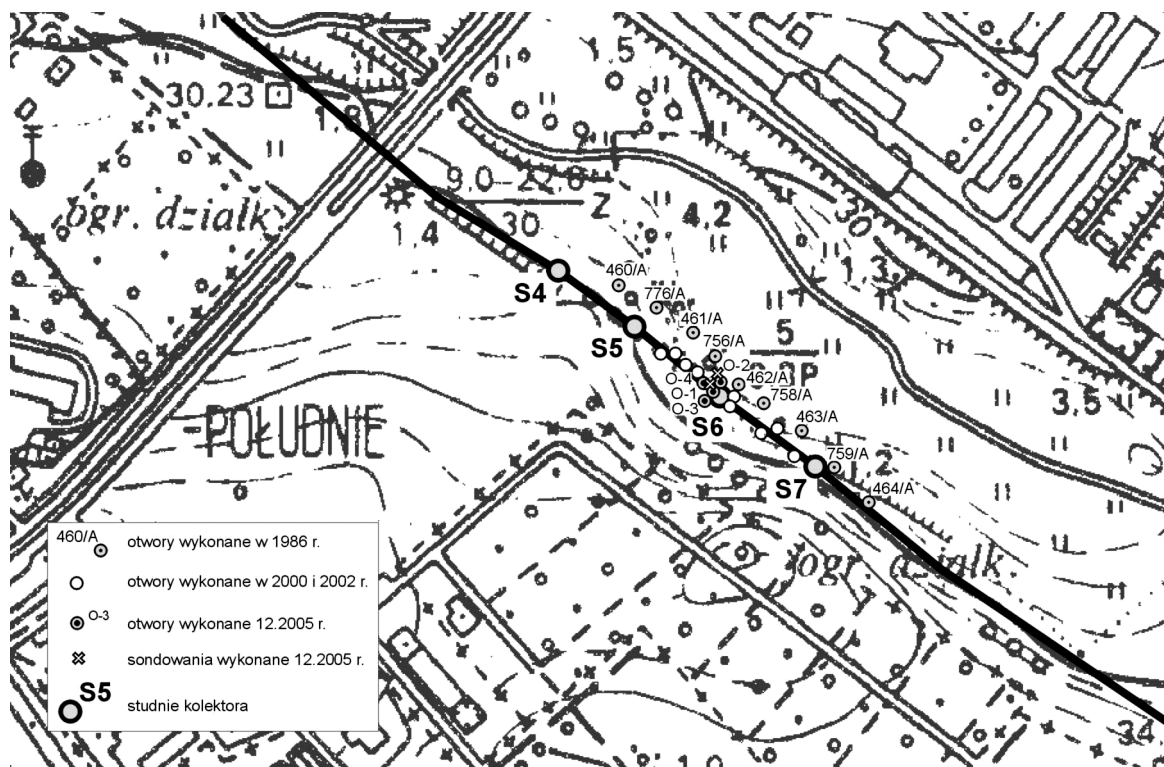
Abstract Paper presents a case history for an excessive settlement (more than 60 cm) of sewage collecting pipe segment founded on cement-sand piles and covered with protective embankment. The results of soil properties investigations and calculations for ultimate limit state (using Bishop's method) and serviceability limit state (using theory of consolidation) for substratum built of peat, gyttia and lake-marl, had been showed.

1. Wprowadzenie

W artykule omówiono awarię (nadmierne osiadanie) odcinka głównego kolektora sanitarnego 100-tysięcznego miasta na terenie Pomorza Środkowego. Kolektor przebiega wzdłuż doliny rzeki i jest posadowiony w złożonych warunkach geotechnicznych. Pomimo znajomości tego faktu oraz podjętych działań projektowych i wykonawczych, po 3-letniej eksploatacji jedna ze studni rewizyjnych osiadła ok. 60 cm, co doprowadziło do całkowitej zmiany spadku kolektora (pracującego grawitacyjnie) oraz zagroziło jego rozszczelnieniem.

2. Charakterystyka techniczna kolektora

Lokalizację kolektora przedstawiono na wycinku mapy topograficznej (patrz rys.1.). Kolektor na rozpatrywanym odcinku został zrealizowany w 2002 roku, w technologii rur HOBAS (z żywic zbrojonych włóknem szklanym), o średnicy nominalnej 700 mm, łączonych z odcinków długości 6,0 m (uszczelkami kielichowymi typu FWC). Studnie rewizyjne, rozstawione co 70÷100 m, wykonano jako żelbetowe, z płytą denną dociążającą, (typu PREFABET). Kolektor odprowadza grawitacyjnie ścieki sanitarne do oczyszczalni oddalonej o ok. 15 km, w związku z czym zachodziła konieczność takiego posadowienia rur i studni, aby uzyskać średni spadek projektowany w granicach 1‰ (tj. 1 cm na 10 m).



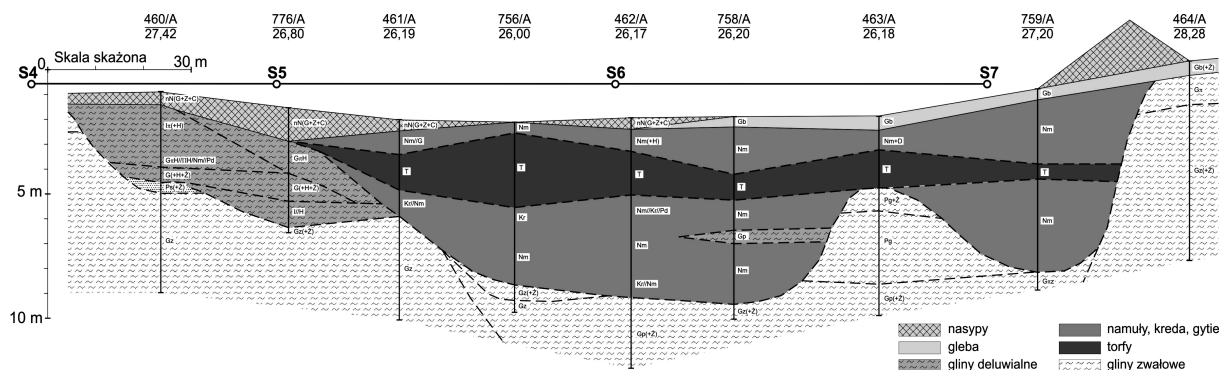
Rys. 1. Lokalizacja kolektora, studni rewizyjnych oraz wykonanych badań podłoża.

Rury kolektora układane były przeważnie w wykopie (poniżej głębokości przemarzania gruntu) lub też (gdy wynikało to z ukształtowania terenu) na powierzchni terenu, albo na specjalnie wznoszonych nasypach (z pospółki), a następnie obsypywane gruntem rodzimym, w celu ochrony przed zmianami temperatury i ewentualną dewastacją. Na analizowanym odcinku zastosowano właśnie takie posadowienie, przy czym wysokość nasypu ochronnego, ponad spód rury kolektora, sięgała 2 m.

3. Podłoże gruntowe a realizacja posadowienia kolektora

Kolektor został zlokalizowany w złożonych warunkach geotechnicznych, na obszarze zakola pradoliny rzeki oraz wzdłuż krawędzi tej pradoliny, wyerodowanej w nośnych glinach zwałowych. Pradolinę wypełniają grunty akumulacji bagienno-rzecznej, takie jak torfy, namuły, gytie i kreda jeziorna, o łącznej miąższości dochodzącej do 7 metrów (patrz rys.2.). W pobliżu krawędzi doliny grunty organiczne są często przykryte nasypami oraz glinami deluwialnymi. Woda gruntowa występuje praktycznie na powierzchni terenu i jest związana z poziomem wody w pobliskiej rzece oraz intensywnością wód opadowych, spływających po terenie do rzeki.

Należy podkreślić, że złożoność budowy podłoża gruntowego znana była co najmniej od lat 80-tych XX wieku. Pierwsza koncepcja przebiegu kolektora zakładała bowiem jego lokalizację nieco bliżej rzeki. Wykonane wówczas badania podłoża, przez Geoprojekt Gdańsk w 1986 r., w pełni dokumentowały tą budowę. Przy projektowaniu nitki kolektora (przesuniętej ok. 12÷15 m w kierunku południowo-zachodnim – w stosunku do koncepcji z roku 1986) wykonano kolejne badania podłoża w 2000 r. Niestety ich zakres i sposób udokumentowania był znacznie skromniejszy niż w 1986 r., a do tego brak w nim było badań parametrów gruntów organicznych. Popełniono też rażące błędy w rozpoznaniu i klasyfikacji tych gruntów.



Rys. 2. Archiwalny przekrój podłużny podłoża kolektora (wg badań z 1986 r.)

W projekcie budowlanym kolektora, opartym jedynie na dokumentacji geotechnicznej z 2000 r., przewidziano pierwotnie na odcinku pomiędzy studniami S5 i S6, oraz częściowo w kierunku studni S7 – łącznie na 107 metrach - wymianę słabonośnego podłoża na grunt nośny. Kolektor miał być posadowiony na powierzchni istniejącego terenu (rzędna dołu rury ok. 26,3 m.npm.) i obsypany gruntem do rzędnej ok. 28,00 m.npm. W trakcie robót ziemnych okazało się jednak, że realizacja wymiany gruntu jest praktycznie niemożliwa, z uwagi na upłynnianie się podłoża pod pracującym sprzętem. Dlatego też roboty ziemne wstrzymano, zlecono wykonanie uzupełniających badań geotechnicznych (dokumentacja z 2002 r.) oraz opracowanie projektu zamiennego posadowienia kolektora na odcinku S5 ÷ S6. W projekcie tym zalecono wykonanie podparcia kolektora, na obszarach ograniczonych do złączy rur (a więc co 6 m), w postaci pali piaskowo-cementowych, o średnicy 60 cm. Zależnie od miąższości gruntu słabonośnego liczba pali wahała się od 2 do 8 sztuk (w dwóch rzędach) na jedno złącze rur, przy długości pala równej 2,5 do 5,5 m. Taką technologię przyjęto w uzgodnieniu z Wykonawcą, który zgłaszał doświadczenia w jej stosowaniu w madach rzecznych. Zdziwienie budzi brak, w projekcie zamiennym, jakichkolwiek obliczeń weryfikujących nośność czy też odkształcalność słabonośnego i ściśliwego podłoża kolektora.

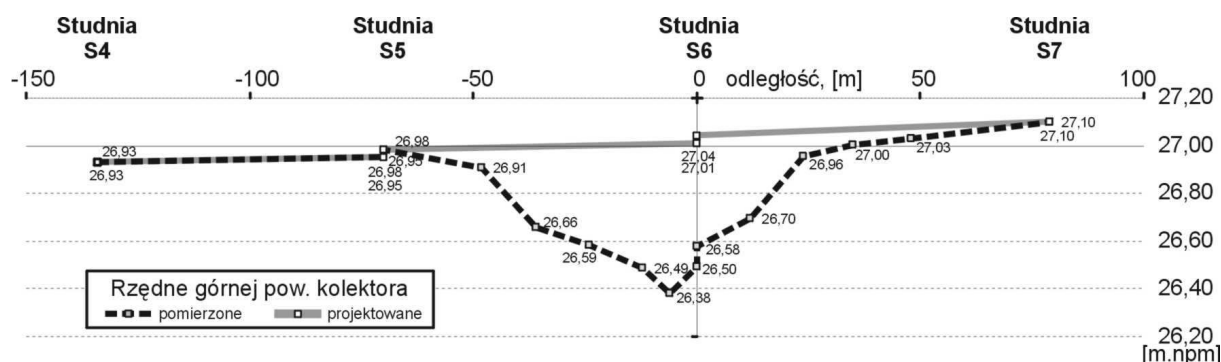
Należy podkreślić, iż pale zostały zaprojektowane i wykonane jedynie pod złączami rur, na odcinku S5 ÷ S6, zaś ich pierwotna średnica (60 cm) została zredukowana do 30 cm, bez jakiegokolwiek uzasadnienia obliczeniowego!!!. Prace przy układaniu kolektora, na analizowanym odcinku, zakończono uformowaniem nasypu w sierpniu 2002 r.

4. Identyfikacja stanu awaryjnego kolektora

We wrześniu 2005 roku, służby Inwestora, w czasie wykonywania rutynowego przeglądu kolektora, stwierdziły, iż światło rury w studni rewizyjnej S6 jest praktycznie całkowicie wypełnione ściekami, podczas gdy w studniach leżących zarówno przed, jak i za studnią S6, spływające ścieki wypełniają jedynie około 20% przekroju kolektora. Natychmiast wykonano odkrywki złączy kolektora bezpośrednio przy studni S6 oraz w kierunku S5, w odległościach 6 m od S6, a następnie 12 m od S6 i dalej 3 razy po 12 m, w kierunku od studni S6. Wykonano także kontrolny pomiar geodezyjny rzędnych odkrytych złączy, jednak bez dowiązania go do jakiegokolwiek punktu odniesienia (!). Wyniki tego roboczego pomiaru wskazywały na znaczne osiadanie kolektora, rzędu 50÷70 cm, względem wejścia rur kolektora do studni S6.

Aby ustalić przyczyny pojawienia się nadmiernych deformacji (osiadania) rur kolektora oraz studni rewizyjnej S6, a także przedstawić propozycje technicznych sposobów likwidacji tych deformacji, uruchomiono temat badawczy [1]. W ramach prac z tym związanych wykonano dokładny pomiar geodezyjny deformacji kolektora na odcinku pomiędzy studniami S4 i S7. Wyniki tego pomiaru (patrz rys. 3) potwierdziły deformację podłoża pod kolektorem

między studniami S5 i S6 oraz dodatkowo wykazały także istotne osiadanie podłoża kolektora na odcinku w kierunku studni S7. Uzyskano również ważną informację, iż studnie S4, S5, a także S7 praktycznie nie osiadły od czasu przeprowadzenia pomiaru powykonawczego kolektora w grudniu 2002 r.



Rys. 3. Wyniki pomiarów deformacji kolektora.

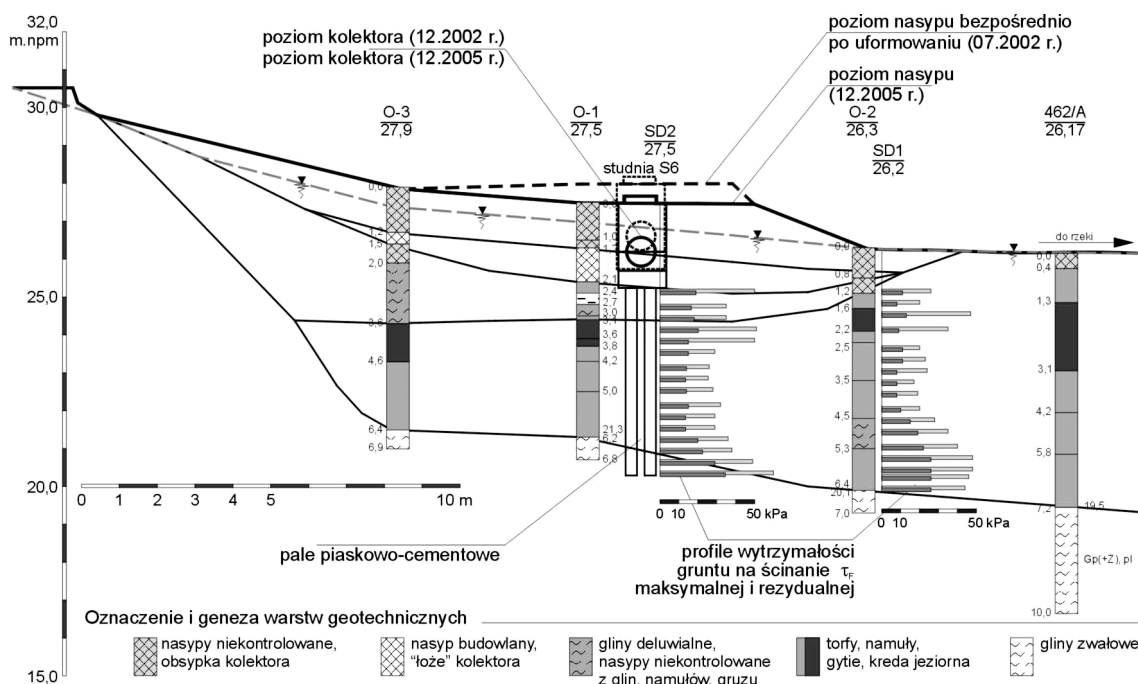
Ponieważ dokumentacje archiwalne z badań podłoża (z lat 2000 i 2002), a zwłaszcza dokumentacja z 1986 r., bardzo obszernie przedstawiały budowę podłoża gruntowego pod analizowanym odcinkiem kolektora oraz w jego bezpośrednim sąsiedztwie (ponad 20 otworów badawczych na obszarze 200 x 15 m), ograniczono liczbę kontrolnych penetracji podłoża do 4 otworów, w celu pobrania prób gruntów organicznych o nienaruszonej strukturze (NNS), do badań parametrów ścisłości oraz określenia skuteczności wykonanych pali piaskowo-cementowych. Wykonano także sondowania podłoża sondą obrotową, krzyżakową, określając maksymalną i rezydualną wytrzymałość gruntu, średnio co 0,3 do 0,4 m sondowania.

Przeprowadzona analiza pozwoliła na przedstawienie bardziej precyzyjnego obrazu (przekroju pionowego) warunków gruntowo-wodnych w rejonie studni S6, (rys. 4.). Przekrój ten, w odróżnieniu od większości przekrojów podłoża z dokumentacji archiwalnych, został poprowadzony prostopadle do osi kolektora. Na jego podstawie opracowano uogólnione przekroje obliczeniowe (dla 2 faz deformacji podłoża – patrz rys.rys. 5a. i 5b.), które pozwoliły na wykonanie obliczeń sprawdzających warunki nośności i użyteczności podłoża.

5. Analiza stanów nośności i użyteczności podłoża pod kolektorem

5.1. Budowa podłoża oraz warunki i parametry geotechniczne

W przeprowadzonych, na potrzeby [1], wierceniach i sondowaniach potwierdzono generalnie budowę podłoża pod nasypem kolektora odnotowaną w badaniach archiwalnych z 1986, 2000 i 2002 roku. W dokumentacjach z 2000 i 2002 r., bez wykonania jakichkolwiek badań (!!!), podano wartość edometrycznego modułu ścisłości pierwotnej warstwy gruntów organicznych (torfów), oszacowaną na $M_0 = 500$ kPa. Zastanawiający jest także fakt, iż w dokumentacjach tych brak jest rozpoznania w podłożu takich gruntów jak gytia na kredę jeziorną (ewentualnie namułów o składzie pyłu – zależnie od sposobu klasyfikowania, patrz [3]), których występowanie odnotowały zarówno dokumentacja Geoprojektu (1986) jak i wykonane w 2005 r. badania dla potrzeb [1]. Odkształcalność a także proporcje miąższości tych gruntów w całym pakiecie „torf/gytia/kreda”, mają decydujące znaczenie dla warunków konsolidacji podłoża pod kolektorem oraz obliczanych wartości osiadania.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny podłoża kolektora w rejonie studni S6.

Wykonane badania (dla potrzeb [1]) pozwoliły na sprecyzowanie wartości parametrów fizyko-mechanicznych warstwy gruntów ściśliwych (torfów/gytii/kredy) oraz weryfikację stanu konsystencji górnej (ok. 0,5 m) warstwy glin zwałowych, które okazały się miękkoplastyczne. W wynikach badań zwracały uwagę znaczące wartości wilgotności torfów (rzędu 460÷630%) oraz gytii/kredy (ok. 300%), przy zawartości części organicznych, odpowiednio (65÷85%) oraz (15÷30%). W pakiecie „torf/gytia/kreda” torf zajmuje maksymalnie 30% miąższości.

Określona w badaniach ściśliwość torfów i gytii/kredy okazała się być sumarycznie wyższa od podanej w dokumentacji z 2000 r. i wyrażała się wartościami edometrycznych modułów ściśliwości pierwotnej $M_0 = 200 \div 300$ kPa (dla gytii/kredy) i $M_0 = 400 \div 600$ kPa (dla torfu).

Wytrzymałość rezydualna torfów/gytii przy szybkim ścinaniu (dla kąta tarcia wewnętrznego $\Phi_U = 0$) wynosiła około 8÷10 kPa poza obszarem nasypu, i około 13÷15 kPa – pod nasypem, co świadczyło o zachodzącym w podłożu procesie konsolidacji (wzmacniania) tych gruntów.

Do celów obliczeniowych wydzielono 8 warstw geotechnicznych, choć „de facto” trzy z nich (nr 1, 2 i 3) odpowiadają warstwie nasypu w różnych stadiach jego wykonania i osiadania, zaś czwarta (nr 5) symuluje wykonanie pali piaskowo-cementowych. Tak więc, ogólnie w podłożu wydzielono pięć warstw gruntu + pale. Poszczególnym warstwom, przypisano oznaczenia oraz parametry geotechniczne jak w tabelicy nr 1.

Tablica 1. Charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych, wg [1]

nr warstwy	rodzaj gruntu	ciężar objętościowy γ , [kN/m ³]	kąt tarcia $\Phi^{(n)}$, [°]	spójność $c^{(n)}$ [kPa]	moduł ściśliwości M_0 , [MPa]
1	nN(Pg//Ps, GH, Gb)	17.0	8	15	10.0
2	nN(Pg//Ps, GH, Gb)	17.0	8	15	10.0
3	nN(Pg//Ps, GH, Gb)	19.0/9.0(naw.)	8	15	10.0
4	nB(Po//Pg)	18.5/8.5(naw.)	25	0	30.0
5	pal piaskowo-cementowy	20.0/10.0(naw.)	35	15	-
6	G π , G p +H//T, typ „C”	16.5	8	15	10.0

7	T, Nm, Gy/Kr	12.0/2.0(naw.)	0	10	0.2÷0.3
8	G _π , G _p , G, typ „B”	19.5	12	25	30.0

Woda gruntowa w podłożu, przed wykonaniem nasypu, układała się na powierzchni gruntów organicznych, wypełniających dolinę, tj. na rzędnej ok. 26,0÷26,4 m.npm. Po wykonaniu nasypu wody opadowe, spływające z wysoczyzny w kierunku rzeki, nasyciły grunty nasypowe i deluwialne i doprowadziły do podniesienia się poziomu wód gruntowych w korpusie nasypu do rzędnej ok. 27,4÷27,0 m.npm, ze spadkiem w kierunku rzeki.

Generalnie woda gruntowa i opadowa w rejonie kolektora wpływa negatywnie na właściwości wytrzymałościowo-odkształceniowe gruntów budujących nasyp, powodując jego rozluźnienie i niekorzystne zmiany konsystencji gruntów spoistych.

5.2. Sprawdzenie nośności podłoża kolektora na wypieranie.

Nośność nasypów na podłożu ściśliwym zazwyczaj sprawdza się wg warunku, który zakłada, że naprężenia graniczne (dopuszczalne) w podłożu będą większe niż naprężenia wywołane nasypem, zwiększone przez odpowiedni współczynnik bezpieczeństwa F (zwykle w granicach 1,2÷1,4) – patrz [2].

Dla analizowanego przypadku obciążenie podłoża nasypem, bezpośrednio po jego uformowaniu, oszacowano na $q = 35\div 40$ kPa. Naprężenia graniczne dla podłoża nasypu w formie grobli ciągłej można wstępnie wyznaczyć ze wzoru $\sigma_{GR} = 5,14 \times S_U$, gdzie S_U to „niedrenowana” wytrzymałość gruntu ściśliwego, wyznaczona np. podczas ścinania sondą krzyżakową. Wytrzymałość taką oszacowano z badań na poziomie ok. 8 do 10 kPa. Daje to dopuszczalne naprężenia graniczne w podłożu nasypu, na stropie warstwy ściśliwej, o wartościach od ok. 41 do ok. 51 kPa. Tak, więc współczynnik bezpieczeństwa F wynosił w takim wypadku od 1,17 do 1,28, co jest bliskie dolnej wartości zakładanej. Metoda ta jest jednak bardzo przybliżona i często zawodna. Nie uwzględnia ona np. faktu, iż wytrzymałość gruntu ściśliwego, organicznego może praktycznie spaść do zera, np. w przypadku dynamicznego obciążenia tego gruntu. Takie właśnie obciążenia przykładane były na podłoże, gdy zagęszczane było wibracyjnie „łoże” z pospółki, układane bezpośrednio pod kolektor (!!!), podobnie jak i obsypka kolektora. Także pale piaskowo-cementowe były formowane poprzez wibracyjne pogrążanie rury stalowej przez nasyp, w grunt organiczny, a następnie przez wibracyjne zagęszczanie materiału trzonu pala przy wyciąganiu rury. Dodatkowe obciążenie stanowił także sprzęt budowlany, który poruszał się po nasypie i w jego bezpośrednim sąsiedztwie. Spowodowało to konieczność uformowania nasypu o znacznie większej szerokości podstawy od zakładanej (ok. 10 m zamiast 3÷4 m !!!).

Dokładniejsze szacowanie nośności podłoża gruntowego pod kolektorem przeprowadzono metodą Bishopa, używaną do obliczeń stateczności ogólnej masywu gruntowego z uwagi na możliwości poślizgu wzdłuż powierzchni walcowej i symulacji wyparcia gruntu spod nasypu uformowanego na gruncie ściśliwym (patrz [4]).

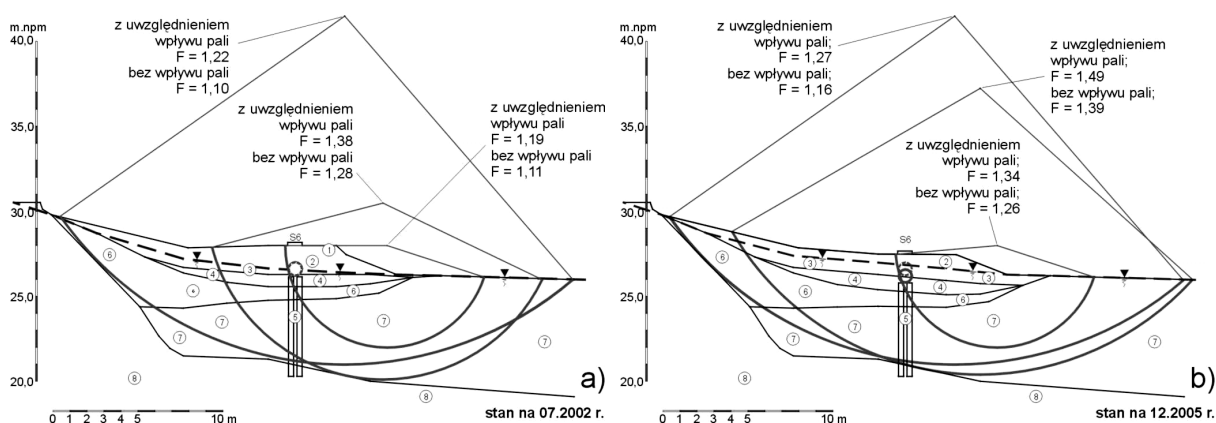
Analizę wykonano dla dwóch przekrojów obliczeniowych, odzwierciedlających stan obciążenia podłoża w chwili zakończenia formowania nasypu oraz po jego deformacji (patrz rys. 5). Zakładano przy tym różne warianty wartości parametrów wytrzymałościowych gruntów. Sprawdzone także obliczeniowy wpływ, na nośność podłoża, wykonanych pali piaskowo-cementowych, przy założeniu, że pale zostały doprowadzone do warstwy nośnej podłoża, mają zapewnioną ciągłość i pełną wytrzymałość oraz, że są one rozmieszczone w dwóch rzędach na całej długości kolektora. Były to założenia, które powinny zwiększyć istotnie obliczeniową nośność tak sprawdzanego podłoża.

Wyniki obliczeń, które polegały na określeniu położenia tzw. krytycznych powierzchni poślizgu wraz z podaniem wartości współczynnika stateczności F, zestawiono w tablicy 2.

poniżej oraz pokazano na rysunkach 5a i 5b. W obliczeniach metodą Bishopa wartość współczynnika F, którą można uznać za gwarantującą wystarczający zapas bezpieczeństwa sprawdzanej budowli ziemnej (tutaj nasypu na podłożu ściśliwym), wynosi $F > 1,5$.

Tablica 2. Wyniki obliczeń stateczności metodą Bishopa – wartości współczynnika stateczności F

	parametry podłoża wg dokumentacji z 2000 r.		parametry podłoża z badań wykonanych dla [1], w 2005 r.	
	z uwzględnieniem wpływu pali	bez wpływu pali na nośność podłoża	z uwzględnieniem wpływu pali	bez wpływu pali na nośność podłoża
nasyp po wzniesieniu (07.2002 r.)	1,22 1,19 *)	1,10 1,11 *)	1,38	1,28
nasyp po deformacji (12.2005 r.)	1,27 1,34 *)	1,16 1,26 *)	1,49	1,39
*) – stateczność lokalna				



Rys. 5. Wyniki obliczeń stateczności podłoża nasypu; a) stan bezpośrednio po uformowaniu nasypu, b) stan po okresie 3-letniej deformacji (osiadania)

Powyższe wyniki należy skomentować następująco. Zapas obliczeniowej stateczności podłoża pod nasypem, ze względu na możliwość wyparcia gruntu, jest niższy od minimalnej wartości zalecanej $F = 1,5$. Dla niektórych kombinacji parametrów nośność podłoża była bliska granicznej, zaś stateczność nasypu – zagrożona. Obliczeniowy wpływ pali na nośność podłoża jest stosunkowo niewielki ($5 \div 11\%$) i nie decyduje o zachowaniu wystarczającego zapasu bezpieczeństwa ze względu na możliwość wyparcia gruntu spod nasypu.

W wyniku osiadania nasypu oraz trzyletniej konsolidacji podłoża ściśliwego obliczeniowy zapas nośności podłoża pod kolektorem, szacowany metodą Bishopa, uległ nieznacznemu zwiększeniu (od 5,5% do 8,5%).

5.3. Oszacowanie wartości i przebiegu w czasie osiadania podłoża kolektora

Osiadanie gruntów organicznych (bardzo ściśliwych) powinno być zawsze rozpatrywane w funkcji czasu. Rozróżnia się wówczas osiadanie natychmiastowe oraz osiadanie konsolidacyjne, które łącznie stanowią tzw. osiadanie pierwotne podłoża. Ponadto, dla gruntów organicznych, uwzględnia się również osiadanie wtórne, które jest wynikiem długotrwałego pełzania oraz bocznych przemieszczeń gruntu podłoża. Jest to tzw. osiadanie wiekowe. Osiadanie całkowite podłoża bardzo ściśliwego jest zatem sumą osiadania pierwotnego i wiekowego (patrz [2]).

Osiadanie całkowite podłoża gruntowego (po zakończeniu odkształceń konsolidacyjnych) w praktyce inżynierskiej zwykle szacuje się wstępnie, bez rozbijania go na poszczególne elementy opisane wyżej. Stosuje się wówczas metodę jednoosiową, która zakłada, że grunt jest jednorodny i sprężysty, a jego ścisłość zależy od wartości modułu, M_0 , wyznaczanego w laboratoryjnych badaniach edometrycznych.

Podczas analizy udostępnionych dokumentacji geotechnicznych i projektowych kolektora (patrz [1]) nie stwierdzono, iż takie obliczenia zostały kiedykolwiek wykonane !!! . Dlatego też sprawdzono obliczeniowo szacunkowe osiadanie całkowite podłoża pod kolektorem. Obliczenia wykonano dla uzyskanych w badaniach parametrów ścisłości pierwotnej (modułów M_0) warstwy torfów i gytii/kredy jeziornej, i porównano je z osiadaniami obliczonymi w oparciu o parametry podane w dokumentacji z 2000 r. Założono, że całkowite obciążenie podłoża słabonośnego nasypem liniowym wynosiło od 27 do 35 kPa ($1,5 \div 2,0$ m gruntu o ciężarze objętościowym $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) i było przekazywane przez nasyp o łącznej szerokości podstawy równej średnio ok. 10 m. W obliczeniach pominięto ciężar rur kolektora (wynosi on zaledwie 0,7 kN/mb), z uwagi na niewielką wartość (patrz [5]) w porównaniu z obciążeniem podłoża nasypem gruntowym oraz wypór wody, który praktycznie niweluje ten ciężar. Nie uwzględniono także, ze względu na punktowy charakter tego obciążenia w stosunku do pasma nasypu, ciężaru studni S6, wynoszącego ok. 30 kN na $1,20 \text{ m}^2$ powierzchni dna, co daje średnie obciążenie podłoża studnią S6 o wartości dodatkowych 25 kPa (wg [5]).

Obliczenia wykonano dla uogólnionego schematu podłoża, który był następujący:

- poziom 0,00 - spód nasypu = obciążenie q , jednocześnie poziom wody gruntowej,
- 0,00 ÷ 0,70 - „łóże” kolektora z pospółki, nawodnionej, $\gamma' = 7,0 \text{ kN/m}^3$, $M_0 = 30 \text{ MPa}$,
- 0,70 ÷ 1,50 - glina pylasta humusowa, spływowa, $\gamma' = 6,5 \text{ kN/m}^3$, $M_0 = 10 \text{ MPa}$,
- 1,50 ÷ 4,50 - torf/gytia/kreda, $\gamma' = 2,0 \text{ kN/m}^3$, $M_0 = 0,2 \div 0,3 \text{ MPa}$,
- 4,50 ÷ 5,00 - glina, zwałowa, miękkoplastyczna, $\gamma' = 9,5 \text{ kN/m}^3$, $M_0 = 30 \text{ MPa}$,
- od 5,00 - glina, zwałowa, plastyczna, $\gamma' = 9,5 \text{ kN/m}^3$, $M_0 = 50 \text{ MPa}$,

Wyniki obliczeń zestawiono w tablicy nr 3 poniżej.

Tablica 3. Wyniki obliczeń osiadania całkowitego podłoża nasypu kolektora

	miąższość pakietu „torf/gytia/kreda”						maksymalne osiadanie pomierzone 03.12.2005 r. w rejonie studni S6
	3,0 m	3,5 m	3,0 m	3,5 m	3,0 m	3,5 m	
moduł $M_0 =$ źródło:	500 kPa wg dokum. z 2000 r.	500 kPa wg dokum. z 2000 r.	300 kPa z badań edometr.	300 kPa z badań edometr.	200 kPa z badań edometr.	200 kPa z badań edometr.	
obciążenie $q = 27 \text{ kPa}$	szacunkowe osiadanie całkowite podłoża,						
	15,6 cm	17,9 cm	25,7 cm	29,5 cm	38,4 cm	44,0 cm	50÷60 cm
$q = 35 \text{ kPa}$	20,2 cm	23,2 cm	33,3 cm	38,2 cm	49,7 cm	57,0 cm	50÷60 cm

Dodatkowe osiadanie, wywołane ciężarem studni S6, oszacowano na ok. 2 cm.

Uzyskane z obliczeń wartości osiadania końcowego podłoża, dla modułu ścisłości wyznaczonego w badaniach [1], były zbliżone do pomierzonych deformacji gruntu pod kolektorem. Dla modułu podanego w dokumentacji z 2000 r. osiadanie obliczone jest ponad 3-krotnie niedoszacowane w stosunku do pomierzonego!!!.

Deformację podłoża zweryfikowano obliczeniowo również w oparciu o teorię konsolidacji jednoosiowej Terzagiego (patrz [2]). Z badań edometrycznych wyznaczono, na podstawie krzywych konsolidacji wykreślonych metodą „pierwiastka kwadratowego”, wartości współczynnika konsolidacji pionowej warstwy torfów/gytii, C_v , które zawierały się w przedziale od $5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ do $8 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, (patrz [1]).

Oszacowane, na tej podstawie, osiadanie pierwotne warstwy „torf/kreda/gytia” po upływie 3 lat, spowodowane konsolidacją filtracyjną, wyniosło $30 \div 35 \text{ cm}$.

Osiadanie natychmiastowe podłoża pod środkiem nasypu obliczono wg powszechnie stosowanego wzoru Jegorowa, [2]. Dla obciążenia $q = 35$ kPa pasmem nasypu o szerokości podstawy 10 m, i miąższości pakietu „torf/gytia” równej 3,0 m, oraz przy uśrednionym module $M_0 = 0,3$ MPa, wyniosło ono od 20 do 30 cm.

Jak widać prognozowane osiadanie całkowite pierwotne, dla maksymalnej miąższości gruntu organicznego równej 3,0 m, powinno zawierać się w granicach $50 \div 65$ cm. W tej wartości nie uwzględniono osiadania wtórnego (wiekowego). Tak więc wyniki obliczeń opartych o teorię Terzagiego wskazały wartości osiadania bardzo zbliżone do pomierzonego.

Oszacowano także obliczeniowy stopień konsolidacji podłoża, który dla dolnej wartości współczynnika konsolidacji $C_v = 5 \cdot 10^{-4}$ [cm²/s], po trzech latach użytkowania nasypu wyniósł; $U = 0.77$, zaś dla górnej wartości współczynnika konsolidacji $C_v = 8 \cdot 10^{-3}$ [cm²/s], wartość stopnia konsolidacji wyniosła po trzech latach $U = 1.00$, co teoretycznie odpowiada realizacji 100% osiadania prognozowanego.

Tak, więc można było stwierdzić, iż po upływie 3 lat osiadanie całkowite pierwotne podłoża ściśliwego, wywołane obciążeniem od nasypu kolektora, w rejonie studni S6, zrealizowane zostało w znacznym (od 77 do 100%) stopniu, a proces konsolidacji filtracyjnej podłoża wszedł w fazę końcową.

6. Posumowanie i wnioski

Podstawową przyczyną nadmiernego osiadania podłoża pod kolektorem było niedostosowanie geometrii i technologii wykonania nasypu kolektora do istniejących w podłożu warunków gruntowo-wodnych. A bezpośrednio – wybór, zaprojektowanie oraz wykonanie niedostatecznego wzmocnienia słabonośnego podłoża, w powiązaniu ze zbyt dużą wartością i zasięgiem obciążenia, jakie stanowił wykonany nasyp ochronny kolektora.

Na podstawie przeprowadzonych analiz oraz doświadczeń Autorów raportu [1] jako gradację czynników sprzyjających nadmiernemu osiadaniu podłoża pod kolektorem, na jego rozpatrywanym odcinku, należy wymienić;

a) w najwyższym stopniu:

- bardzo dużą ściśliwość i małą wytrzymałość gruntów organicznych pod nasypem kolektora oraz błędy w rozpoznaniu i identyfikacji podłoża,
- zbyt małą liczbę zaprojektowanych i wykonanych pali piaskowo-cementowych oraz zbyt małą średnicę tych pali, a także sposób ich rozmieszczenia pod kolektorem. Aby tego typu wzmocnienie podłoża okazało się skuteczne, niezbędne było wykonanie pali (kolumn) pod całą szerokością i długością nasypu oraz o średnicach (minimum $50 \div 60$ cm) i rozstawie, gwarantujących pokrycie co najmniej 30% do 50% pola podstawy nasypu,

b) w średnim stopniu:

- sposób prowadzenia robót przy wykonywaniu pali piaskowo-cementowych, układaniu kolektora oraz formowaniu nasypu, który dopuszczał wprowadzenie obciążeń dynamicznych (wibracji) od sprzętu budowlanego, prowadzących do radykalnego spadku wytrzymałości gruntów organicznych oraz spoistych w podłożu,

c) w niewielkim stopniu:

- możliwość niedoprowadzenia pali do nośnych warstw podłoża i zakończenia ich w gruncie organicznym lub też w miękkoplastycznych glinach zwałowych.
- brak uregulowania spływu wód opadowych przez nasyp kolektora.

Pomimo, iż budowę podłoża gruntowego, wg kryteriów *Rozporządzenia MSWiA, z dnia 24.09.1998 r., w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, Dz.U. Nr 126, poz.839*, zaliczono w archiwalnej dokumentacji geotechnicznej

z 2000 r. do złożonych warunków gruntowych, zaś dla obiektu budowlanego składającego się z rur kolektora, studni rewizyjnych oraz nasypu ochronnego, przyjęto II-gą kategorię geotechniczną, to jednocześnie nie wypełniono wymagań ilościowego oszacowania parametrów wydzielonych w podłożu warstw geotechnicznych, zwłaszcza dla gruntów słabonośnych i bardzo ściśliwych, które winny być bezwzględnie wyznaczone w bezpośrednich badaniach polowych lub laboratoryjnych, na próbkach typu NNS.

W projekcie technicznym zamiennym posadowienia kolektora nie wykonano nawet uproszczonych, szacunkowych obliczeń sprawdzających nośność podłoża czy też pali. Nie sprawdzono także prognozy obliczeniowej osiadania podłoża ściśliwego, dla obciążenia nasypem ochronnym kolektora. „Projekt” ten ograniczył się jedynie do kilku rysunków z rozmieszczeniem pali pod złączami rur kolektora !!!

Można tylko domniemywać, iż na etapie rozpoznawania budowy podłoża oraz projektowania kolektora (określenia obciążeń podłoża), nie zaproszono do współpracy żadnego inżyniera geotechnika, zaś wiedza i umiejętności Dokumentatora budowy podłoża oraz Projektanta i Wykonawcy kolektora okazały się dalece niewystarczające i w konsekwencji zostały negatywnie zweryfikowane przez naturę.

Opierając się na ustaleniach raportu [1] zaproponowano rozwiązanie bezpiecznego posadowienia rurociągu kolektora wykorzystujące fakt, iż obecne podłoże pod nasypem kolektora zostało dotychczas w znacznym stopniu skonsolidowane. Dlatego też po wykonaniu demontażu istniejącego rurociągu, na odcinku pomiędzy studniami S5 i S7 oraz studni rewizyjnej S6 (istnieją możliwości techniczne przełączenia kolektora na „starą” nitkę), zalecono dodatkowe przeciążenie podłoża na okres 1÷2 miesięcy, przez podwyższenie nasypu o około 0.5 ÷ 1.0 m. Po tym czasie nasyp ten należałoby usunąć w całości, a usunięty grunt bezwzględnie wywieźć. Po ponownym uformowaniu „łoża” z pospółki i ułożeniu rur oraz lekkiej studni kielichowej firmy „HOBAS”, z włókien szklanych (studnia S6), kolektor powinien zostać zabezpieczony obsypką (nasypem) z bardzo lekkiego materiału, najlepiej suchego torfu. Należy starać się przy tym ograniczyć do minimum szerokość obsypki oraz jej wysokość ponad rurę kolektora. Większość tych prac będzie musiała być wykonana ręcznie tak, aby do minimum ograniczyć niekorzystne oddziaływanie sprzętu (zwłaszcza wibracji) na podłoże gruntowe. Przy spełnieniu tych warunków możliwe jest pojawienie się w przyszłości niewielkich osiadań kolektora, które oszacowano najwyżej na rząd 1 do 3 centymetrów.

Inne możliwe rozwiązania likwidacji stanu awaryjnego kolektora jak wykonanie kolumn żwirowych lub cementowo-wapiennych pod całym obrysem nasypu, czy też przełożenie (zmiana trasy) kolektora w grunty nośne, są znacznie mniej korzystne pod względem ekonomicznych oraz o wiele bardziej skomplikowane pod względem technicznym.

Literatura

1. Raport z tematu badawczego nr 501.01./24.2005, Politechnika Koszalińska, WBiŚ, Katedra Geotechniki, Koszalin, 2005 r.
2. Molisz R., Baran L., Werno M.,: Nasypy na gruntach organicznych, WKiŁ, 1986 r.
3. Myślińska E.,: Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania, WN PWN, 2001 r.
4. Madej J.S., Metody sprawdzania stateczności zboczy, WKiŁ, 1981 r.
5. Materiały dostępne w sieci: <http://www.hobas.pl>, <http://www.pv-prefabet.com.pl>